

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عين تموشنت - بلحاج بوشعيب
Université Ain Témouchent - Belhadj Bouchaib
العلوم والتكنولوجيا كلية
Faculté des Sciences et Technologies
العمومية الأشغال و قسم الهندسة المدنية
Département Génie Civil et Travaux Publics



MÈMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de :

Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Renforcement d'un talus avec des liants hydraulique (étude numérique et expérimentale)

Réalisé par :

-Kloua Hichem

- Oullaf Bachir

Devant le jury composé de :

Dr. BOURI Djamel Eddine

Co-Rapporteur

ENSH, Blida

Dr. BELABBACI Zyneb

Rapporteur

UATBB Ain Temouchent

Dr. CHERIFI Wafa nor el houda

Présidente

UATBB Ain Temouchent

Dr. AISSAOUI Sofiane

Examineur

UATBB Ain Temouchent

Remerciement

Après avoir rendu grâce à Dieu les tous puissant et le miséricordieux nous tenons absolument à remercier tous ceux qui nous ont soutenu, contribuer et participer à la rédaction de ce document ainsi qu'à la réalisation et le bon fonctionnement de notre application. Il s'agit plus particulièrement de :

Nos encadreurs Monsieur BOURI et Madame BELLABACI Zyneb à qui on exprime notre profonde reconnaissance pour leurs disponibilités, leurs rigueurs scientifiques est leurs sens d'écoutes et d'échanges.

Nous exprimons tous notre grande gratitude au membre de jury finale d'avoir accepté de participer à l'évaluation de ce travail.

Nous vifs remerciements s'adressent également à tous nos enseignants d'université Belhadj Bouchaïb d'Ain Temouchent pour la formation qu'ils ont eu le soin de nous apporter le long de notre cursus universitaire.

Nos remerciements vont également aux ingénieurs Keddou Adel, Kawter et nadjet les ingénieurs du laboratoire de mécanique des sols de l'université d'Ain Temouchent

Dédicaces

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

A ma chère mère

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tous le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance en espérant être accompagné au quotidien de votre bénédiction.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Que Dieu le très Haut puisse vous accorder santé, bonheur et longue vie.

A la mémoire de mon père

Ce travail est dédié à mon père, décédé trop tôt, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

J'espère que du monde qui est sien maintenant, il appréciera cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils qui a toujours prié la paix de son âme.

Que Dieu le très puissant lui accorde sa miséricorde ! Paix à ton âme mon cher père.

A mes frères, sœurs

Merci d'être dans ma vie au quotidien, vous êtes ma raison de vivre merci d'être là.

A mes amis.

Je le consacre également à l'ensemble des étudiants de la promotion de licence L.M.D et à tous ceux qui m'ont soutenue tout au long de la période de ma recherche scientifique.

Et à tous ceux qui m'aiment.

Hichem Kloua

Dédicaces

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères frères et sœurs pour leurs encouragements permanents, leur soutien moral, pour leur appui et leur encouragement,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi.

Bachir Oullaf

Résumé

La présente mémoire s'intéresse plus particulièrement aux mouvements de terrain qui sont l'un des phénomènes naturels les plus destructeurs à travers le monde ; bien que le nombre de victimes résultant de ces phénomènes soit de moins en moins important de nos jours, les mouvements de terrain provoquent encore de très importants dégâts aux infrastructures.

L'objectif de ce travail est l'amélioration des paramètres mécaniques qui sont la cohésion et l'angle de frottement de la pente global situé au bord de la route N2 qui relie la commune de Bensakrane et Amieur.

Pour atteindre cet objectif, nous avons opté pour la technique de stabilisation par des ajouts de type ciment portland de Beni Saf 42.5 MPa.

Nous avons mis en œuvre une démarche scientifique qui comporte une partie expérimentale et une partie numérique. La partie expérimentale comprend le prélèvement d'échantillons in-situ, la réalisation des essais mécaniques (Essais de cisaillement à la Boite de Casagrande). Ces essais nous ont permis d'avoir les paramètres nécessaires aux calculs numériques des coefficients de sécurité qui sont la cohésion et l'angle de frottement. La partie numérique consiste à modéliser le problème en utilisant le logiciel PLAXIS.

Mots-clés : Glissement de terrain, Techniques de stabilisations, Traitement du sol, Coefficient de sécurité, Modélisation numérique, PLAXIS

ملخص

تركز هذه الأطروحة على الانهيارات التريبية، وهي واحدة من أكثر الظواهر الطبيعية المدمرة في جميع أنحاء العالم. على الرغم من انخفاض عدد الضحايا الناجمة عن هذه الظواهر في الآونة الأخيرة، إلا أن الانهيارات التريبية لا تزال تتسبب في أضرار كبيرة للبنية التحتية. هدف هذه الدراسة هو تحسين المعلمات الميكانيكية، وهي التماسك وزاوية الاحتكاك، للمنحدر الذي يربط بلديتي بنساكران وأمبور N2 العام الواقع على جانب طريق

لتحقيق هذا الهدف، اخترنا تقنية التثبيت باستخدام إضافات الأسمنت بورتلاند من بني صاف 42.5 ميجا باسكال. اعتمدنا نهجًا علميًا يشمل جوانب تجريبية وعددية. يشمل الجزء التجريبي أخذ عينات موقعية وإجراء اختبارات ميكانيكية (اختبارات القص باستخدام صندوق كاساجراندي). قدمت لنا هذه الاختبارات المعلمات اللازمة لحساب الضمانات العددية، وهي التماسك وزاوية الاحتكاك. يتضمن الجزء العددي نمذجة المشكلة باستخدام برنامج بلاكسيس

الكلمات المفتاحية: الانزلاق الأرضي، تقنيات التثبيت، معالجة التربة، عامل الأمان، النمذجة العددية، بلاكسيس

Abstract

This thesis focuses on landslides, which are one of the most destructive natural phenomena worldwide. Although the number of casualties resulting from these phenomena has decreased in recent times, landslides still cause significant damage to infrastructure. The objective of this study is to improve the mechanical parameters, namely cohesion and friction angle, of the overall slope located along the N2 road connecting the municipalities of Bensakrane and Amieur. To achieve this objective, we have chosen the stabilization technique using Portland cement additions of Beni Saf 42.5 MPa. We have employed a scientific approach that includes both experimental and numerical components. The experimental part involves in-situ sampling and conducting mechanical tests (Casagrande box shear tests). These tests provided us with the necessary parameters for numerically calculating the safety coefficients, which are cohesion and friction angle. The numerical part involves modeling the problem using the PLAXIS software.

Keywords: Landslides, Stabilization techniques, Soil treatment, Safety coefficient, Numerical modeling, PLAXIS.

Table des matières

Remerciement	2
Dédicaces	3
Dédicaces	4
Résumé	1
ملخص.....	2
Abstract	3
Liste des Symboles.....	8
Liste des figures	10
Liste des tableaux	12
Introduction générale.....	13
1 Contexte	13
2 Problématique	14
3 Objectif de la recherche.....	14
4 Organisation du mémoire.....	14
Chapitre 1 : Notions Générales sur les mouvements de terrains	16
1 Introduction.....	16
2 Mouvements des pentes	16
2.1 Définition :.....	16
2.2 Les différents types des mouvements de terrain :	17
2.2.1 Les mouvements rapides et discontinus :.....	17
2.2.2 Les mouvements lents et continus :	19
2.3 Types de glissement :	21
2.3.1 Glissement plan :	21
2.3.2 Glissement rotationnel :.....	21
2.3.3 Glissement rotationnel simple :.....	22
2.3.4 Glissement rotationnel complexe :.....	22
2.4 Les différents désordres :.....	23
2.5 Causes des désordres :.....	23
2.6 Principales causes des glissements de terrain :	24
2.7 Méthodes de calculs de stabilités des pentes	25
2.7.1 Définition d'une pente :	25
Pentes naturelles :	25
Pentes artificielles :	25
2.7.2 Le choix du type de méthode de calcul :.....	26

2.7.3	Notion de facteurs de sécurité :.....	26
2.7.4	Méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses :	27
2.7.5	Rupture plane :.....	27
2.7.6	Stabilité des pentes finies :.....	28
2.7.7	Stabilité des pentes infinies (1910) :.....	29
2.7.8	Rupture circulaire :.....	29
2.7.9	Méthode globale :	29
2.7.10	Méthodes des tranches principes et hypothèses :	30
2.7.11	Méthode de Fellenius :	32
2.7.12	Méthode simplifiée de BISHOP :.....	33
2.7.13	Méthode de Raulin, Rouques et Toubol :.....	33
2.7.14	D'autres méthodes de calcul de stabilité des pentes :	34
2.7.15	Méthode de Morgenstern-Price 1965 :	34
2.8	Technique de stabilisation.....	35
2.9	But de la stabilisation	36
2.10	Différentes techniques de stabilisation	37
	<input type="checkbox"/> Stabilisation mécanique	37
	<input type="checkbox"/> Traitement thermique	38
	<input type="checkbox"/> Stabilisation avec des additifs.....	38
	<input type="checkbox"/> Poudre de verre.....	51
2.11	Conclusion	53
Chapitre 2 : Dispositifs Expérimentaux Et Essais Réalisés.....		54
1	Introduction.....	54
2	Identification et classification des sols.....	54
2.1	Caractérisation général des sols	54
2.2	Caractéristiques physiques	55
3	Analyse granulométrique par sédimentation NF P94-057	59
3.1	But de l'essai.....	60
3.2	Mode opératoire.....	60
4	Essai Pycnomètre	63
4.1	But de l'essai	63
4.2	Mode opératoire.....	63
4.3	Calcul	64
5	Limites d'Atterberg	65
5.1	Limite de liquidité.....	66

5.2	Limite de plasticité.....	66
6	Essai Proctor.....	68
6.1	Principe de l'essai de compactage	68
6.2	Appareillage spécifique	69
6.3	Mode opératoire.....	70
7	Essais de cisaillement.....	73
7.1	Procédure de l'essai	74
7.2	Calcul de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement	77
7.3	Calcul des valeurs des contraintes normales et tangentielles	77
Chapitre 3 : Présentation de l'outil numérique Plaxis.....		79
1	Introduction.....	79
2	Présentation du code élément fini Plaxis	79
2.1	L'interface du programme PLAXIS.....	79
2.1.1	Le programme d'entrée de données (Input).....	79
2.1.2	Le programme de calcul (Calculation).....	79
2.1.3	Le programme de résultats (Output)	79
2.1.4	Le programme courbe (Curves).....	80
2.2	Les modèles de comportement intégré dans Plaxis	80
2.2.1	Modèle de Mohr coulomb	80
2.2.2	Modèle de sol avec écrouissage (Duncan et Chang (Hardening Soil Model, HSM)): 82	
2.3	Détermination du coefficient de sécurité FS	84
3	Conclusion	84
Chapitre 4 : Résultats des essais de cisaillement direct et simulation du talus		85
1	Introduction :	85
2	Résultats des essais de cisaillement à 0 jours :	85
2.1	Sol naturel	85
2.2	Sol +5% de ciment	87
2.3	Sol +10% de ciment	89
2.4	Sol +15% de ciment	90
3	Résultats des essais de cisaillement à 14 jours :	92
3.1	Sol +5% de ciment	92
3.2	Sol +10% de ciment	94
3.3	Sol +15% de ciment	95
4	Conclusion	97

Conclusion Générale	98
Références	99

Liste des Symboles

t : temps

F_s : Facteur de sécurité

g : accélération de la pesanteur

V : volume

F : facteur de sécurité

u : pression interstitielle

σ : contrainte normale

σ' : contrainte effective

τ : contrainte tangentielle

γ : poids volumique du sol

γ_s : poids volumique des grains solides

γ_w : poids volumique de l'eau

γ_d : poids volumique du sol sec

w_L : Limite de liquidité

w_P : Limite de plasticité

e : indice des vides

n : porosité

ω : teneur en eau

ω_{opt} : teneur en eau optimale

γ_d : poids volumique du sol sec maximale

v : vitesse

C : cohésion

ϕ : angle de frottement interne

C' : cohésion effective

ϕ' : angle de frottement effective interne

C'_R : cohésion résiduelle

φ'_R : angle de frottement interne résiduel

E (kPa) : Module de young

Liste des figures

Chapitre 1 : Notions Générales sur les mouvements de terrains

Figure 1: Prélèvement des échantillons.....	14
Figure 2: Mouvements de terrain	17
Figure 3: Les chutes de blocs et les écroulements[4].....	18
Figure 4: Les coulées boueuses.....	18
Figure 5: Progression d'un effondrement	19
Figure 6: Le phénomène de fluage.....	19
Figure 7: L'affaissement.....	20
Figure 8: Processus de glissement de terrain [6].....	20
Figure 9: Glissement plan [4].....	21
Figure 10: Glissement rotationnel [7]	22
Figure 11: Glissement rotationnel simple	22
Figure 12: Glissement rotationnel complexe [1].....	23
Figure 13: Glissement plane.....	28
Figure 14: Glissement plan : équilibre d'un bloc	28
Figure 15: Pente finie avec surface de rupture plane	28
Figure 16: Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement.....	29
Figure 17: Analyse d'un talus homogène avec $\varphi > 0$	30
Figure 18: Exemple d'une rupture circulaire.....	30
Figure 19: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.....	32
Figure 20: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée	33
Figure 21: Schéma de base pour la méthode des perturbations	34
Figure 22: Les fonctions typiques de $f(x)$	35
Figure 23: La stabilisation du sol avant mise en place des fondations d'une maison	36
Figure 24: Classifications des liants.....	39
Figure 25: Stabilisation au ciment.....	40

Chapitre 2 : Dispositifs Expérimentaux Et Essais Réalisés

Figure 26: Représentation bidimensionnelle la structure de la silice cristalline et d'un verre silicaté.....	52
Figure 27: Portion de sol constitué de grain solide S entouré de vides remplis d'air A et d'eau w.....	55
Figure 28: Diagramme de phases qui montre la relation entre les volumes et les masses d'un sol	55
Figure 29: Principe de détermination de la masse volumique humide γ ou γ_h	58
Figure 30: Détermination de la masse volumique des particules solides par pycnomètre.....	59
Figure 31: Appareillage sédimentation [2]	61
Figure 32: Appareillage spécifiques[2]	64
Figure 33: Détermination de la limite de liquidité	65
Figure 34: Détermination de la limite de liquidité	66
Figure 35: Détermination de la limite de plasticité.....	66
Figure 36: La courbe Proctor	69

Figure 37: Les équipements utiles pour l'essai Proctor[2]	70
Figure 38: L'essai de compactage (Proctor normal) [2]	71
Figure 39: La courbe Proctor normal[2]	72
Figure 40: Principe de l'essai de cisaillement [5]	74
Figure 41: Machine de cisaillement utilisé dans cette étude.....	75
Figure 42: Illustration de l'essai de cisaillement	78

Chapitre 3 : Présentation de l'outil numérique Plaxis

Figure 43: Définition du module de young à 50% de la rupture.....	81
Figure 44: Définition du module oedométrique tangent	83
Figure 45: Définition de l'angle de dilatance	83

Chapitre 4 : Résultats des essais de cisaillement direct et simulation du talus

Figure 46: Essais sur sol naturel.....	85
Figure 47: Calcul de facteur de sécurité.....	86
Figure 48: Essais sur sol renforcé avec 5% de ciment	87
Figure 49: Calcul de facteur de sécurité pour sol avec 5% de ciment	88
Figure 50: Essais sur sol renforcé avec 10% de ciment	89
Figure 51: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 10% de ciment	90
Figure 52: Essais sur sol renforcé avec 15% de ciment	90
Figure 53: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 15% de ciment	91
Figure 54: Essais sur sol renforcé avec 5% de ciment pour une durée de cure de 14 jours....	92
Figure 55: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 5% de ciment pour une durée de cure de 14 jours	93
Figure 56: Essais sur sol renforcé avec 10 % de ciment pour une durée de cure de 14 jours.	94
Figure 57: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 10 % de ciment pour une durée de cure de 14 jours.....	95
Figure 58: Essais sur sol renforcé avec 15% de ciment pour une durée de cure de 14 jours..	95
Figure 59: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 15 % de ciment pour une durée de cure de 14 jours.....	97

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Notions Générales sur les mouvements de terrains

Tableau 1: Définition du coefficient de sécurité.....	27
Tableau 2: Récapitulatif des actions du ciment	43
Tableau 3: Récapitulatif des actions de la chaux	47
Tableau 4: Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation.....	51

Chapitre 2 : Dispositifs Expérimentaux Et Essais Réalisés

Tableau 5: Relations entre les paramètres physiques d'un sol	57
Tableau 6: Les calculs d'essais de sédimentation [2].....	62
Tableau 7: La classification du sol [2].....	65
Tableau 8: Classification d'argile selon l'indice de plasticité[2].....	67
Tableau 9: Calculs limite de liquidité [2]	67
Tableau 10: Calcul de limite de plasticité [2]	68
Tableau 11: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor [2].....	72

Introduction générale

1 Contexte

Pour augmenter la fiabilité des méthodes de dimensionnement des ouvrages et améliorer le niveau de sécurité dans la conception et la réalisation des projets de construction vis-à-vis les dégâts naturels comme séismes, glissements de terrains, liquéfaction...etc, on doit étudier le comportement des sols envers ces risques géotechniques d'une manière rigoureuse. Les glissements de terrains en fait partie, elle cause d'importants dégâts dans les routes en suite à des actions statique ou dynamique.

L'analyse de la stabilité des pentes est l'un des plus vieux sujets de recherche dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. La modélisation des glissements de terrains est complexe et demeure encore aujourd'hui un thème de recherche important et inachevé.

Les origines de la perte de stabilité des pentes naturelles, artificielles, même celles qui surviennent dans un milieu granulaire idéal, sont très diverses. Plusieurs mécanismes sont envisageables et se succèdent lors d'un glissement de terrain. Il est difficile de faire un classement selon la taille, selon la forme ou selon le type de ces mouvements de masse. Ils sont provoqués par la force de la pesanteur et ils sont déclenchés par des changements de la contrainte effective, par des variations des propriétés du matériau ou par des changements de géométrie. Les changements de la contrainte effective peuvent être provoqués directement par l'application de forces extérieures (tremblement de terre, action de l'homme...) ou indirectement à travers la pression interstitielle (filtrations d'eau dues aux précipitations de pluie...).

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain, ou de renforcement d'une pente en équilibre précaire, nécessite une parfaite connaissance des causes de l'instabilité. Sachant que c'est l'action de la gravité et de l'eau qui est à l'origine de la plupart des désordres, on comprend que les techniques relevant du terrassement des masses instables, ou du drainage des terrains, aient de tous temps emporté la préférence des géotechniciens.

2 Problématique

Suite à notre investigation sur site et après la réalisation des essais mécanique pour la détermination de la cohésion et de l'angle de frottement du sol naturel, on a réalisé une simulation numérique et on a constaté que ce talus présente une instabilité avec un coefficient de sécurité qui est de 0,732.



Figure 1: Prélèvement des échantillons

3 Objectif de la recherche

L'objectif principal de notre étude est de stabiliser le sol appartenant au talus de Bensakrane avec ajouts de liants hydrauliques. Notre choix s'est porté sur cette technique du fait qu'elle est moins coûteuse et plus facile à réaliser sur site comparé aux méthodes traditionnelles (Murs de soutènement, tirant d'ancrage...).

Le but attendu de cette technique est l'amélioration des paramètres mécaniques (la cohésion et l'angle de frottement) du sol traité.

4 Organisation du mémoire

- Le premier chapitre présente une recherche bibliographique sur les différents types des d'instabilité des terrains, ainsi que les techniques de renforcement et leurs critères de choix.

- Le deuxième chapitre présente les appareils, la méthodologie et les démarches à suivre pour réaliser les essais au laboratoire
- Le troisième chapitre consiste à présenter le code éléments finis PLAXIS
- Le quatrième chapitre présente les résultats des essais réalisés et des simulations numériques

Chapitre 1 :Notions Générales sur les mouvements de terrains

1 Introduction

Depuis les premières classifications des mouvements de terrain (Colas and Pilot 1976 ; Varnes., 1978 ; Crozier 1986 ; Gervreau et al., 1992 ; Dikau et al., 1996), on constate qu'une grande variété de mouvements gravitaires a été reconnue en fonction de leur nature, de leur cinématique ou de leur dynamique. telles que : les éboulements, les effondrements, les glissements, le fluage, les affaissements et les effondrements (Dikau et al., 1996).

C'est pour cela, il faut tenir compte de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements (Sellami et Belamri, 2014).

L'objectif de ce chapitre, après avoir donné la notion de mouvement de terrain, est de définir en premier lieu les différents types de mouvements de terrain selon leur vitesse, volume et taille telle que et selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principales causes qui peuvent mobiliser ces mouvements et de citer différentes informations nécessaires pour identifier le type de mouvement de terrain probable et son degré de danger vis-à-vis à son intensité. Cette stabilité ne peut être déterminée que par un calcul basé sur les caractéristiques géotechniques.

2 Mouvements des pentes

2.1 Définition :

On appelle mouvement de terrain tout déplacement du sol ou du sous-sol ; ce dernier est causé par des influences naturelles (tremblements de terre, les fortes chutes de neige...etc.), ou anthropiques (déboisement, terrassement...etc.), provenant de la rupture, déplacement ou déformation du sol.

On peut classer les mouvements selon la vitesse de déplacement en 2 sortes : les mouvements lents et continus et ceux rapides et discontinus.

- ❖ **Les mouvements lents:** entraîne une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, le fluage, la descente et le retrait-gonflement. [2]
- ❖ **Les mouvements rapides:** se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses. [2]

Les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages. Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau. [2]



Figure 2: Mouvements de terrain

2.2 Les différents types des mouvements de terrain:

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. [4]

2.2.1 Les mouvements rapides et discontinus :

2.2.1.1 Les écoulements et chutes de blocs:

Ils résultent de l'évolution de falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierres (inférieur à $0,1\text{m}^3$), à l'éroulement catastrophique supérieur à dix millions de m^3 avec, dans ce dernier cas, une extension importante des matériaux éboulés et une vitesse de propagation supérieure à cent kilomètre par heure. [4]

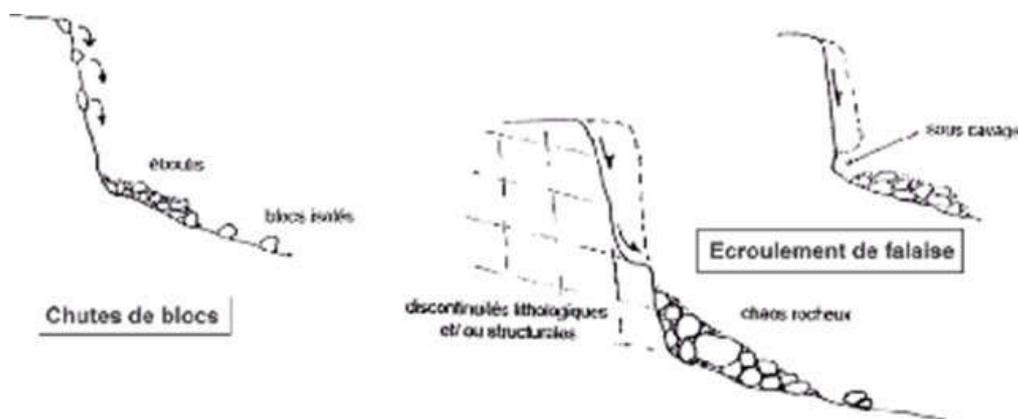


Figure 3: Les chutes de blocs et les écroulements[4]

2.2.1.2 Les coulées boueuses:

Des phénomènes caractérisés par un transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide.



Figure 4: Les coulées boueuses

Les coulées ont lieu dans des formations argileuses, ou a granulométrie très fine (marnes, schisteargileux, flysch argileux) fissurées ou saturées a plasticité moyenne.[4]

2.2.1.3 Les effondrements:

Des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières), avec ouverture d'excavations. [4]

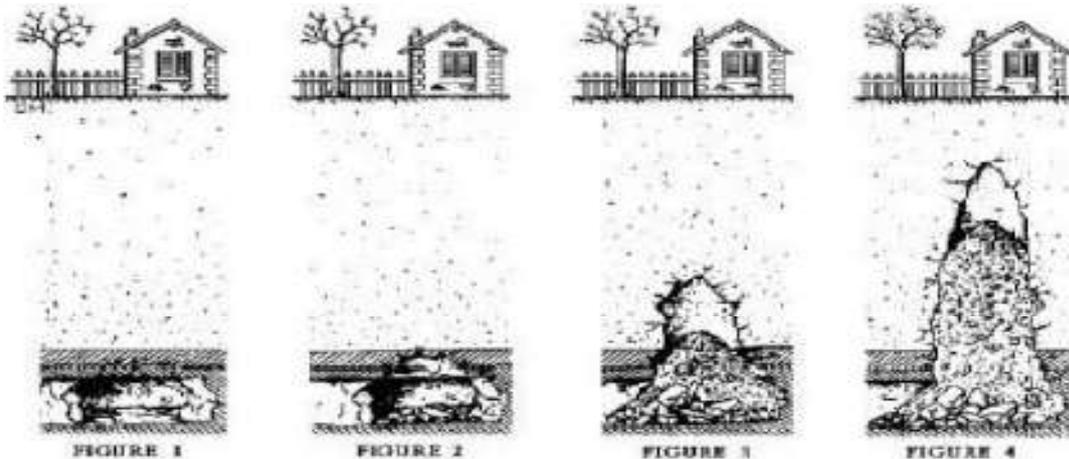




Figure 5: Progression d'un effondrement

2.2.2 Les mouvements lents et continus :

2.2.2.1 Le fluage :

Se caractérise par des mouvements lents, et des vitesses faibles, dans ce cas, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. [4]

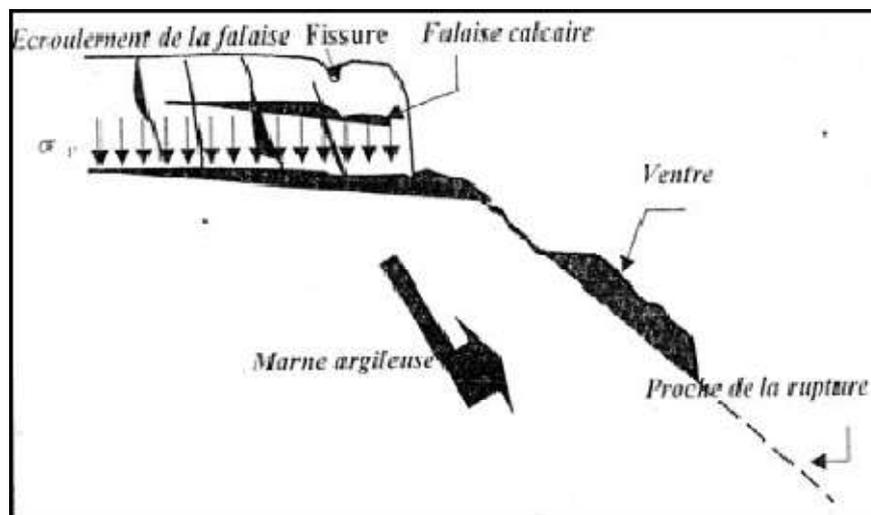


Figure 6: Le phénomène de fluage

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements). Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. [4]

2.2.2.2 Les affaissements:

Des cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels. [4]

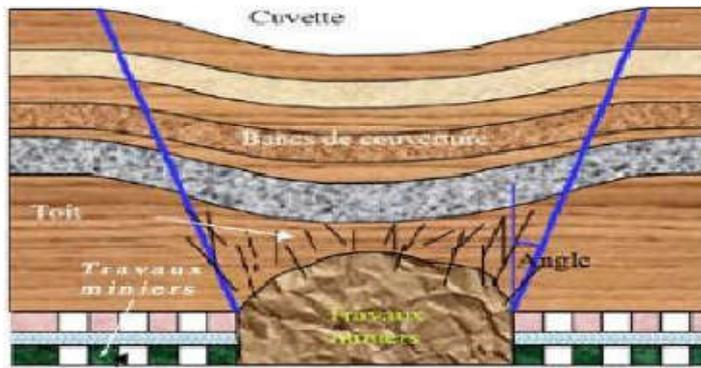


Figure 7: L'affaissement

Ces cavités peuvent être:

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses...etc.
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...etc.)

2.2.2.3 Les glissements de terrain:

Déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif selon une surface de glissement quelconque dont la morphologie est décrit par le schéma suivant :

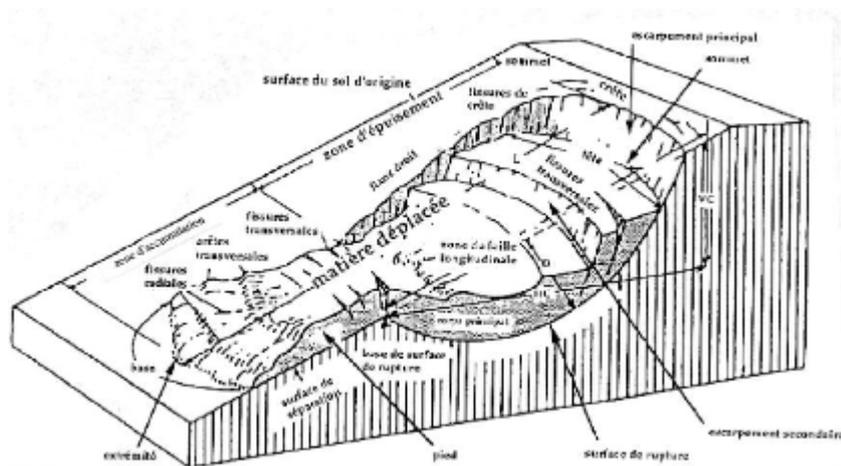


Figure 8: Processus de glissement de terrain [6]

Peuvent intéresser les couches superficielles ou être très profonds (plusieurs dizaines de mètres): dans ce dernier cas, les volumes de terrain en jeu peuvent être considérables. [4]

2.3 Types de glissement :

2.3.1 Glissement plan :

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

Les zones de flysch (dépôt sédimentaire détritique), les schistes marno -calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement.[4]

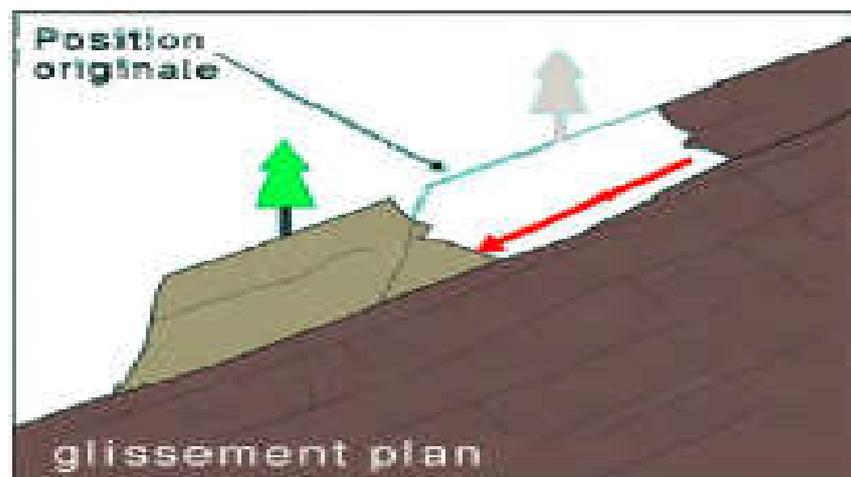


Figure 9: Glissement plan[4]

2.3.2 Glissement rotationnel :

Lors de glissement rotationnel, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. [4]

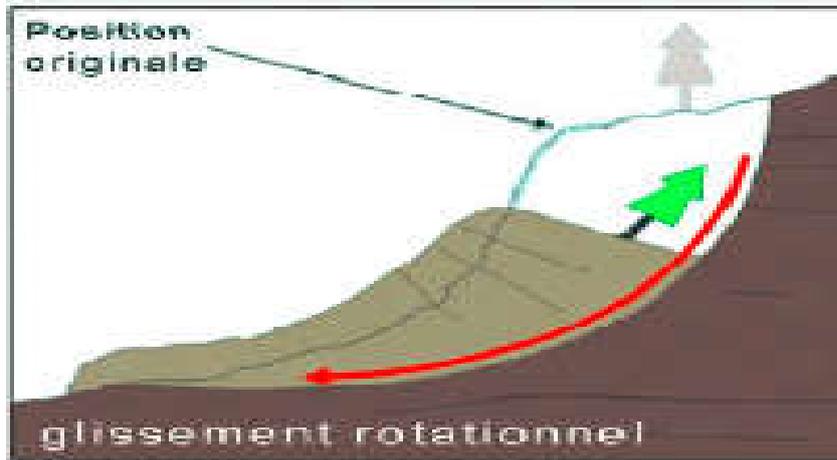


Figure 10: Glissement rotationnel [7]

Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. On distingue deux classes de glissement rotationnel :

2.3.3 Glissement rotationnel simple :

La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Il comprend :

- En tête des fissures de traction,
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- À la base, un bourrelet formé par des matières glissées. [4]

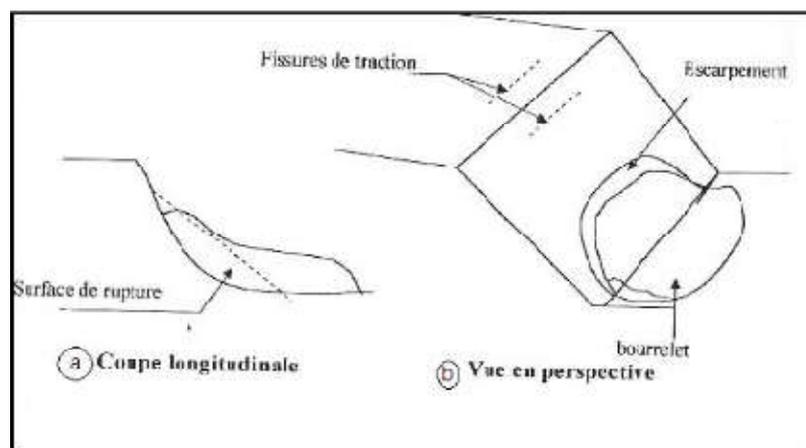


Figure 11: Glissement rotationnel simple

2.3.4 Glissement rotationnel complexe :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont. [4]

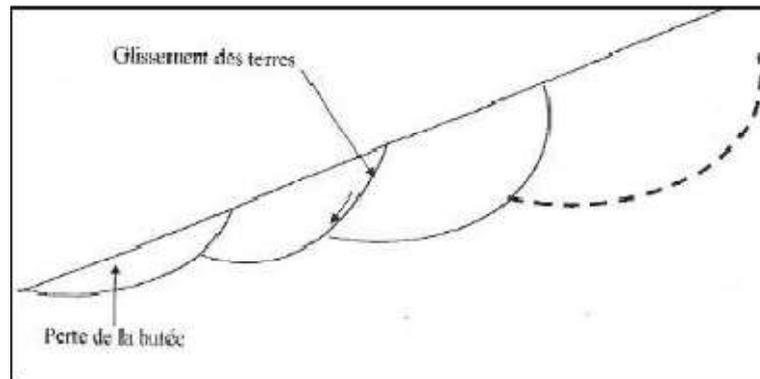


Figure 12: Glissement rotationnel complexe [1]

2.4 Les différents désordres :

Les désordres principaux constatés dans les corps de remblais sont les suivants [Mieussens et al. 1974 ; rapporté par (Bouyge et al. 1992)] :

- Formation de fissures longitudinales avec ou sans dénivellation et affaissement du profil en long ;
- Glissement de talus, éventuellement superficiel ;
- Rupture généralisée du remblai, avec rupture de la fondation (cas des remblais sur sols mous, non traité dans ce mémoire) ;
- Interaction avec un ouvrage d'art (cas des tassements excessifs à la sortie d'un pont, ou des poussées latérales sur les fondations profondes si le sol est compressible) ;
- Rupture du corps de remblai pendant la construction, par génération de pressions interstitielles ;
- Fissurations dues à des tassements différentiels (outre le cas d'une mauvaise fondation, non traité ici, le cas d'un compactage non homogène).[4]

2.5 Causes des désordres :

Les causes majeures de ces désordres sont les suivantes :[4]

- L'eau
- La nature des matériaux
- Les conditions de réalisation
- La conception des remblais (pentes, etc.)
- La fondation du remblai (versant instable, sols mous compressibles).

La plus grande partie des sols occasionnant des désordres importants se classe dans les familles suivantes :[4]

- Sols fins tels que limons et argiles ;
- Sables et graves argileux ;
- Alluvions grossières argileuses ;
- Roches et matériaux évolutifs tels que craies, schistes, et marnes

Les variations hydriques affectent fortement les caractéristiques mécaniques de ces matériaux.

L'eau pénètre dans le remblai à travers les couches supérieures, par ruissellement sur les talus ou par remontée capillaire. L'alternance imbibition dessiccation (par approfondissement des Fissures de retrait) et la respiration des remblais (par l'alternance gonflement retrait) sont des facteurs aggravants de l'influence de l'eau. [4]

2.6 Principales causes des glissements de terrain :

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

- **La nature du terrain :**

La nature de terrain dépend de la :

- **Géométrie de terrain :**

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité.

La pente critique dépend de La nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif. [7]

- **Résistance au cisaillement des sols ou des roches :**

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel. Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement. Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique...). [7]

- **Les actions extérieures qui agissent sur le sol :**
- **Actions hydrauliques :**

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité. Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont. La connaissance des conditions hydraulique les plus défavorables

nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. [7]

- **Les actions climatiques et anthropiques :**

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements. [7]

- **Pluie, neige, évapotranspiration :**

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement. [7]

- **Séismes :**

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain, deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas sont La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes la force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même. [7]

2.7 Méthodes de calculs de stabilités des pentes

2.7.1 Définition d'une pente :

Une pente est l'inclinaison d'un terrain. Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé, évalué en mètres ou le pendage qui s'applique aux couches du sous - sol.

Pentes naturelles :

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités.

Pentes artificielles :

Les pentes artificielles sont essentiellement affectées par des glissements et parfois par des phénomènes du fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages, Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture :

Pente en déblais et pente en remblais sur sols non compressibles :les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires.

Pente en remblais sur sols compressibles :la rupture constatée dans remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase souvent profonde.

Barrage en terre : l'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre.

2.7.2 Le choix du type de méthode de calcul :

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite) Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle. Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis.

- **Pré-rupture :** où le comportement du sol est élasto-viscoplastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes.
- **Rupture :** où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique.
- **Réaction :** quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique.

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes. D'une façon générale, il y a deux tâches couplées principales dans l'analyse de stabilité de pente :

1. Le calcul du facteur de la sécurité
2. Localisation de la surface critique de glissement (la ligne de glissement)

2.7.3 Notion de facteurs de sécurité :

Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Comme il peut être défini de plusieurs façons. Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour

que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme la montre dans le tableau suivant :

Tableau 1: Définition du coefficient de sécurité

définition	formule
Rapports de contraintes	$F_s = \tau_{max} / \tau$
Rapport de forces	$F_s = E_{resist} / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F_s = M_{resist} / M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H / H_{max}

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité.

Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de F_s est de 1.5).

2.7.4 Méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme.

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé.

Nous citons certaines méthodes d'Équilibre Limite :

2.7.5 Rupture plane :

Dans la mesure où certains glissements de pentes naturelles se produisent le long de discontinuité plane, des méthodes simples fréquemment utilisées permettent l'analyse de ce type de problèmes.

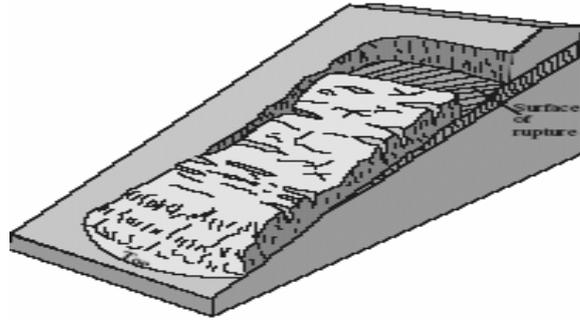


Figure 13: Glissement plane

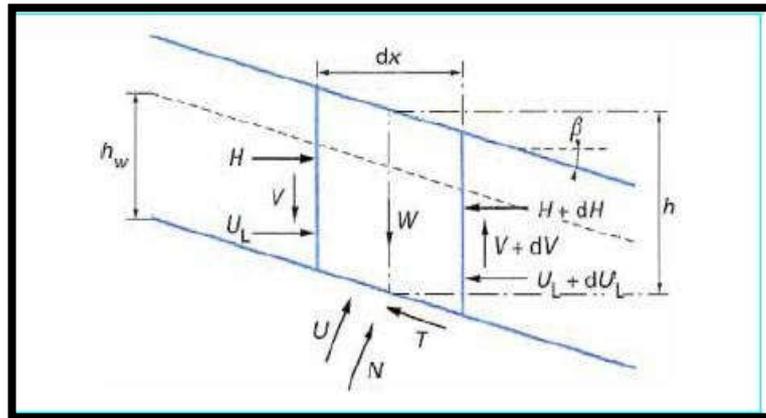


Figure 14: Glissement plan : équilibre d'un bloc

La figure I.12 et I.13 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 bloc, N et T les réactions normales et tangentielles à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Le coefficient de sécurité $F = \alpha x / \tau$.

2.7.6 Stabilité des pentes finies :

Méthode de Cullmann, 1886 : Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau.

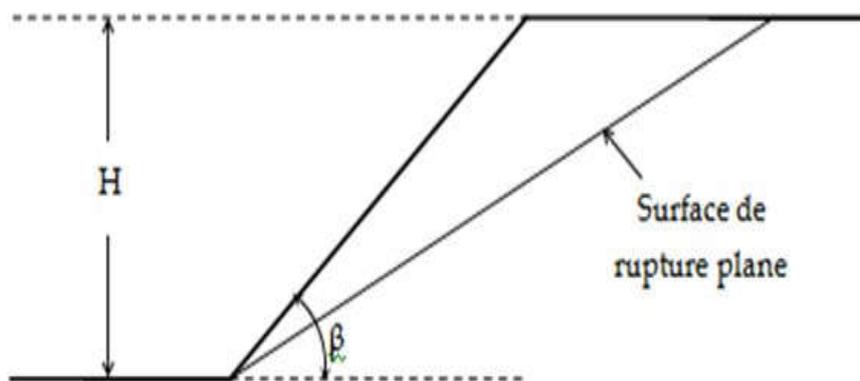


Figure 15: Pente finie avec surface de rupture plane

En faisant l'équilibre des forces s'exerçant sur le coin susceptible de glisser, on obtient le coefficient de sécurité et la hauteur critique suivants :

$$F_s = 4c/\gamma H [(\sin\beta \cdot \cos\varphi)/(1 - \cos(\beta - \varphi))] \dots\dots\dots (1)$$

$$H_{cr} = 4c/\gamma [(\sin\beta \cdot \cos\varphi)/(1 - \cos(\beta - \varphi))] \dots\dots\dots (2)$$

2.7.7 Stabilité des pentes infinies (1910) :

La méthode est utilisée pour un milieu homogène avec ou sans écoulement parallèle l'inclinaison de la pente.

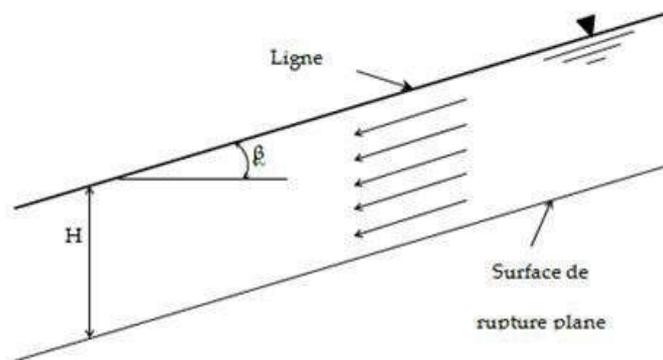


Figure 16: Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement

L'équilibre des forces s'exerçant sur une tranche de largeur quelconque donne le coefficient de sécurité et la hauteur critique indépendants de cette dernière :

$$F_s = c/(\gamma_{sat} H \cos^2\beta \cdot \tan\beta) + \gamma'/\gamma_{sat} \tan\varphi/\tan\beta \dots\dots\dots (3)$$

$$H_{cr} = c/\cos^2\beta (\gamma_{sat} \tan\beta - \gamma' \tan\varphi) \dots\dots\dots (4)$$

2.7.8 Rupture circulaire :

La grande variété des méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque peut, en général, être divisée en deux classes principales :

2.7.9 Méthode globale :

Méthode de Taylor (Méthode du cercle de frottement, 1937) : Dans ce cas, la masse de sol sujette au glissement est prise en totalité pour l'étude de l'équilibre. Cette méthode est pratique quand le sol qui forme la pente est supposé être homogène, bien que ce soit rarement le cas pour les pentes naturelles.

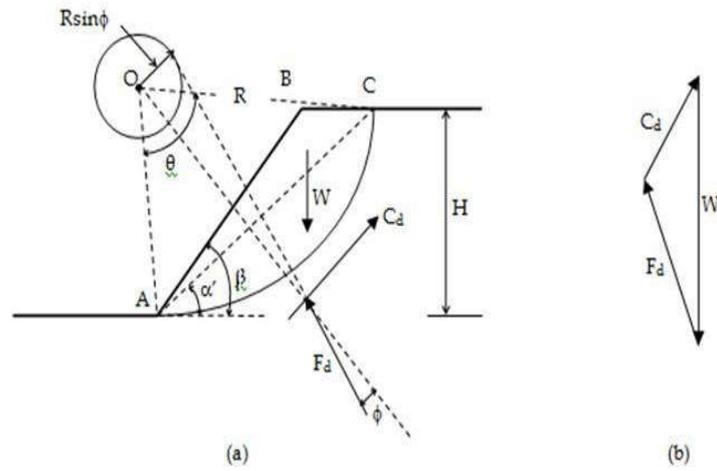


Figure 17: Analyse d'un talus homogène avec $\varphi > 0$

$$C_d = C_d / AC \dots\dots(5)$$

Plusieurs épreuves doivent être faites pour obtenir la surface de rupture la plus critique où la cohésion développée est un maximum. Ainsi, il est possible d'exprimer la cohésion développée maximale le long de la surface critique comme suit : $C_d = \gamma.H. mt\dots (6)$

Avec : $mt = f(\alpha', \beta, \theta, \varphi)$: Coefficient de stabilité dépendant de la géométrie de la pente. Ses valeurs pour différentes valeurs de φ et β sont triées à partir d'un abaque.

2.7.10 Méthodes des tranches principes et hypothèses :

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces, [38] comme la montre à titre indicatif.

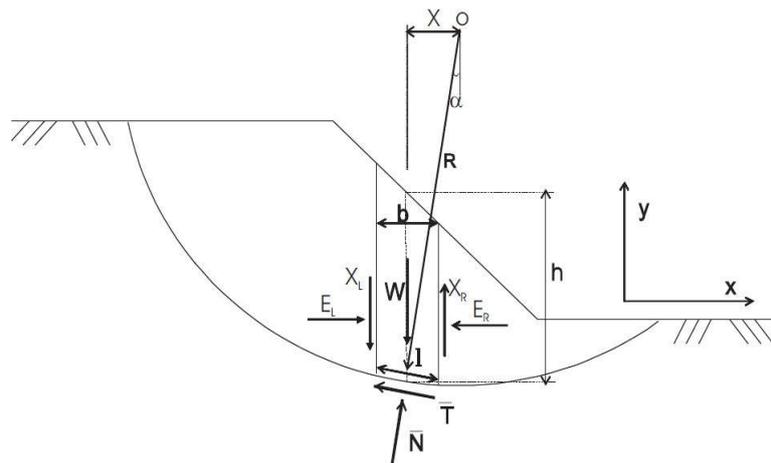


Figure 18: Exemple d'une rupture circulaire

Comme on peut le voir sur la figure.1.17, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies

Comme suit :

W : poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N, T : composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$) α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale R = rayon du cercle de rupture de centre o l = longueur du plan de glissement de la tranche x = bras de levier du poids des terres Définissons les efforts comme suit:

$$N = \sigma \cdot l \text{ et } T = \tau \cdot m \cdot l \quad \dots\dots (7)$$

Où m τm est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée Par : $\tau m = \tau / f_s \dots\dots (8)$

$$\text{Où } \tau \text{ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb : } \tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \dots\dots (9)$$

Fs est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

$$\text{Il vient alors : } (Fs) = \tau / F_s l = l F_s [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \dots\dots(10)$$

$$\text{Où } T = 1 / F_s = [c' l + (N - ul) \tan \phi'] \dots\dots (11)$$

Pour une tranche : en projetant verticalement toutes les forces :

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \dots\dots(12)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation (11)), on obtient :

$$N = [W - (X_R - X_L) - 1 / F_s (c' l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha)] / m \alpha \dots\dots(13)$$

$$\text{Où } m_\alpha = \cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi' / F_s) \dots\dots(14)$$

En projetant horizontalement toutes les forces :

$$T \cos \alpha - N \sin \alpha + E_R - E_L = 0 \dots\dots(15)$$

Si on remplace T par sa valeur (équation (2.11)), on obtient :

$$E_R - E_L = N \sin \alpha - 1 / F_s [c' l + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha \dots\dots(16)$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit :

1. soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par **Fm**.
2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par **Ff**.

Equilibre global des moments : $\sum W \cdot x = \sum T R \dots\dots(17)$

Et si on remplace T par sa valeur (l'équation (2.11)) et x par $R \sin \alpha$:

$$Fm = (\sum [c'l + (N^- - ul) \tan \phi]) / (\sum W \sin \alpha) \dots\dots(18)$$

Equilibre global des forces :

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée :

$$\sum E_R - E_L = 0 \dots\dots(19)$$

$$\sum X_R - X_L = 0 \dots\dots(20)$$

D'où, l'équation (16) donne :

$$Ff = (\sum [c'l + (N^- - ul) \tan \phi] \cos \alpha) / (\sum N^- \sin \alpha) \dots\dots(21)$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que **Fm** est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité **Fm** et **Ff**, certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses :

2.7.11 Méthode de Fellenius :

Hypothèse :

- ✓ la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches
- ✓ elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure. 2.6 à partir des équations (12) et (15), la force normale (N) devient :

$$\Rightarrow \{ \bar{c} \cos \alpha + T \sin \alpha = W \cos \alpha - N \sin \alpha = 0 \} \Rightarrow N^- = W \cos \alpha \dots\dots(22)$$

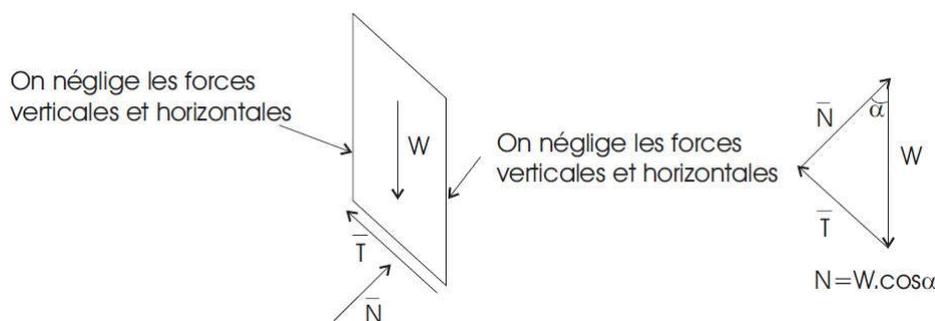


Figure 19: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation N^- par la valeur trouvée ($N^- = W \cdot \cos\alpha$) on aura :

$$Fm = (\sum c'l + (W \cdot \cos\alpha - ul)\tan\varphi') / (\sum W \sin\alpha) \dots(23)$$

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

2.7.12 Méthode simplifiée de BISHOP :

Hypothèses :

- ✓ La méthode suppose une surface de glissement circulaire
- ✓ Elle néglige les forces verticales entre les tranches

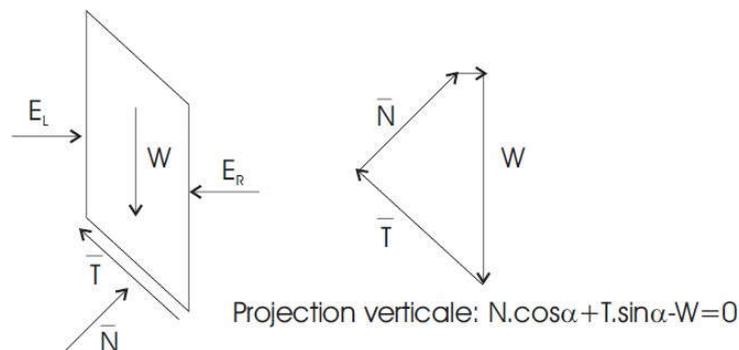


Figure 20: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée

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. L'équilibre vertical donne l'équation (13) et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($X_R - X_L = 0$), nous aurons :

$$\Rightarrow N^- = [W - 1/Fs(c'l \sin\alpha - ul \tan\varphi' \sin\alpha)] / m\alpha \dots\dots(24)$$

Si on remplace N^- dans l'équation (2.18) nous aurons :

$$Fm = (\sum [(c' \wedge l \cos\alpha + (W - ul \cos\alpha) \tan\varphi'^{\wedge})] / m\alpha) / (\sum W \sin\alpha) \dots(25)$$

Ou

$$m\alpha = \cos\alpha (1 + \tan\alpha \tan\varphi' / Fm) \dots\dots(26)$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité Fm (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.

2.7.13 Méthode de Raulin, Rouques et Toubol :

Méthode des Perturbations, 1974 : La méthode des Perturbations est une méthode globale qui vérifie les trois équations de la statique. Elle permet de calculer le coefficient de sécurité, mais également le lobe des contraintes normales le long de la surface de rupture potentielle. Elle est particulièrement utilisée pour le calcul de la stabilité en rupture quelconque d'un milieu stratifié avec une présence d'eau. Elle inspire son nom du fait que la contrainte appliquante sur une face de cette portée par la courbe de rupture est une perturbation de la contrainte de Fellenius.

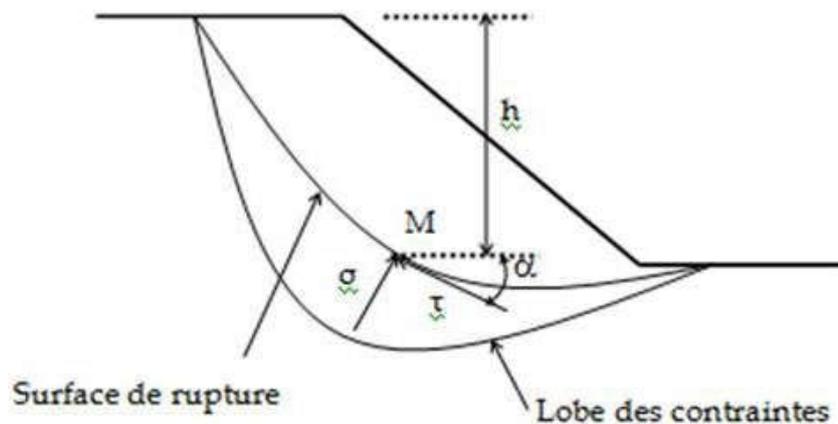


Figure 21: Schéma de base pour la méthode des perturbations

2.7.14 D'autres méthodes de calcul de stabilité des pentes :

Beaucoup d'autres méthodes d'équilibre limite ont été développées pour une surface de rupture potentielle de forme quelconque et chacune d'elles a des hypothèses spécifiques.

Les méthodes des tranches élargies pour n'importe quelle forme de surface de rupture sont par exemple celles de Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, Sarma, et la méthode d'équilibre limite généralisée notée dans ce qui suit GLE.

2.7.15 Méthode de Morgenstern-Price 1965 :

Dans cette méthode, on suppose que la direction des forces entre les tranches est définie par une fonction mathématique arbitraire : $T/E = \lambda f(x)$ N-1 hypothèses L peut varier entre 0 et 1. (Figure 22) montre les fonctions typiques de $f(x)$:

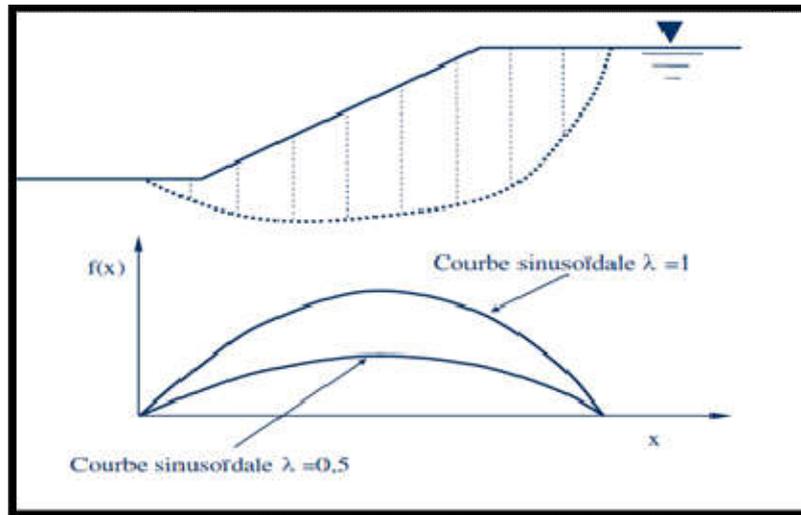


Figure 22: Les fonctions typiques de $f(x)$.

Dans la première itération, les forces de cisaillement verticales sont égales à 0. Les coefficients de sécurité sont obtenus par la détermination de deux séries de coefficients de sécurité pour diverses valeurs de λ . La première série correspond à l'équilibre des moments et la deuxième à l'équilibre des forces. Ces coefficients de sécurité sont mis en graphique en fonction de l .

2.8 Technique de stabilisation

La stabilisation du sol permet d'augmenter la portance. Cette opération est effectuée par une entreprise spécialisée car elle nécessite un matériel adapté. La stabilisation peut être nécessaire lorsque les travaux ont débuté et que l'on s'aperçoit que le sol n'a pas la portance escomptée.

La stabilisation peut se faire à l'aide de différents matériaux selon le type de sol :

- **Pour les sols très humides** (de type argileux ou limoneux), on préconise souvent une stabilisation à la chaux aérienne. Le mélange est préparé en fonction de l'étude de sol, et doit souvent être adapté selon les endroits où il est appliqué.
- **Pour les sols dont la terre de remblai est de bonne qualité**, on utilise souvent un liant hydraulique comme du ciment Portland ou de la chaux hydraulique.

D'autres matériaux existent, comme des liants hydrocarbonés ou des liants mécaniques.

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Un bon nombre de solutions a été

proposé afin de résoudre ce problème, il existe plusieurs techniques de stabilisation, parmi elles, on peut citer deux méthodes principales :

- **Stabilisation mécanique** (compactage, substitution ; pré humidification, ajout de sable etc....).
- **Stabilisation chimique** (par ajout de matériaux comme les sels, le ciment, la chaux, cendres volantes, etc...).



Figure 23: La stabilisation du sol avant mise en place des fondations d'une maison

2.9 But de la stabilisation

Le but de la stabilisation est de :

- Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité)
- Colmater les vides que l'on peut supprimer ;*les puces*
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).

Ces trois objectifs permettent d'améliorer la résistance mécanique, et de diminuer la sensibilité à l'eau.

2.10 Différentes techniques de stabilisation

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- La stabilisation mécanique.
- La stabilisation thermique.
- La stabilisation chimique, (par additifs).
- La poudre de verre.

- **Stabilisation mécanique**

Nous citerons trois méthodes de stabilisation mécanique.

- **Méthode de substitution**

Il s'agit de remplacer le sol évolutif par un sol non évolutif.

- **Méthode de compactage**

Elle consiste à baisser la densité en place du sol. Chen (1988), suggère pour les sols très expansifs, un compactage à faible densité. L'argile expansive se développe très peu lorsqu'elle est compactée à une basse densité et une grande teneur en eau, contrairement à ce qui se produit pour un compactage à une grande densité et une faible teneur en eau : gonflement important.

- **Méthode de pré-humidification**

Elle consiste à augmenter la teneur en eau du sol jusqu'à saturation, nous aurons donc le maximum de gonflement, Chen (1988), cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le sol permet un gonflement par humidification précédant la construction.
- Le mouvement de gonflement soit stabilisé lors de la construction réalisant ainsi un état de non-soulèvement. Il faut donc compter sur la permanence de la teneur en eau artificiellement créée.

- **Drainage**

C'est la technique la plus classique qui est mise en œuvre. Plusieurs procédés sont utilisés, comme les tranchées drainantes, drains de carton, drains de sables verticaux.

- **Application de fortes pressions**

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. Il s'agit de la pression de gonflement réelle, c'est-à-dire correspondant à la

pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, in situ, cette pression peut être appliquée soit par l'édifice lui-même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais des sols non gonflants.

- **Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux**

Elles sont utilisées, soit pour réduire le gonflement, soit pour dissiper les pressions du gonflement. L'étude la plus intéressante était faite par JENNING et EVANS cité par MOUROUX, 1969. Elle donne, en effet, plusieurs types de construction suivant le soulèvement estimé.

Des renforcements en acier des murs pour assurer une plus grande rigidité ;

- Des « constructions Split », c'est-à-dire, conçues pour assurer le déplacement sans dommage d'une partie de l'édifice ;

- Des reports de charges sur des semelles isolées ;
- Des pieux fondés sur une couche peu gonflante.

Par ailleurs, on peut placer un tapis graveleux entre l'argile et la construction pour amortir l'effet du gonflement.

- **Traitement thermique**

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile en réduisant la répulsion électrique entre les particules, sous l'effet de la chaleur on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué.

- **Stabilisation avec des additifs**

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs. Ces derniers sont classés en deux grandes familles :

- Les hydrophobes
- Les liants.

- **Hydrophobants**

Les hydrophobants sont des produits dérivés aminés des composés cationiques (par exemple : les amines aromatiques, les amines aliphatiques,). Les caractéristiques des hydrophobes permettent les variations de la teneur en eau en rendant le sol insensible à l'eau quelles que soient les conditions extérieures. L'absorption d'un produit hydrophobe se traduit par deux effets :

- Diminution momentanée ou définitive de l'affinité du sol pour l'eau.

Ce qui a pour conséquence d'accroître la résistance mécanique du sol et la réduction du gonflement.

- Diminution de la structure microscopique du sol.

- **Liants**

Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques. Le schéma suivant donne les principaux liants existants dans l'industrie.

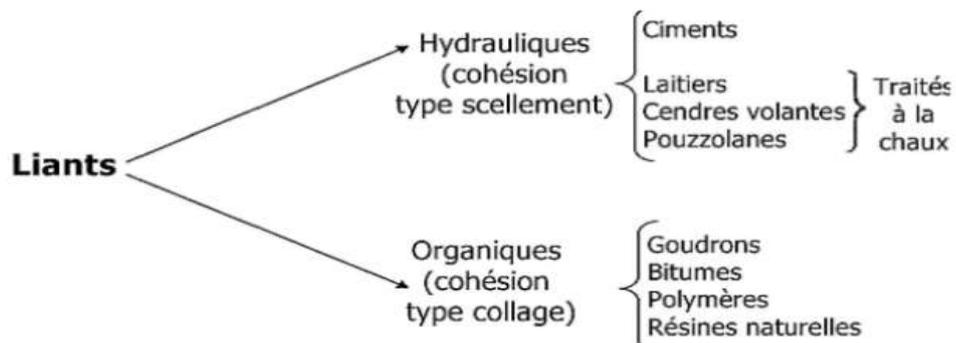


Figure 24: Classifications des liants

a) Liants hydrauliques

Ce sont des produits d'origine minérale qui par réaction avec l'eau donnent des réseaux cristallins enchevêtrés ayant une bonne cohésion et pouvant aboutir à des jonctions avec le squelette minéral. Ils sont tous à base de chaux qui réagit avec l'argile par :

- Echange cationique ;
- Flocculation et agglomération ;
- Carbonations ;
- Réaction pouzzolanique.

Ces réactions se traduisent par :

- Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par flocculation et échange cationique.
- Une réaction lente produisant les matériaux cimentant. C'est la réaction pouzzolanique.

- **Stabilisation par ajout du ciment**

L'action, de stabilisation par les ciments, est complexe et dépend de la nature du sol, de la teneur en ciment, de la teneur en eau et des conditions de température (JOHSON, 1960). De plus, la présence de la chaux dans les ciments provoque des réactions d'échange. Les pourcentages utilisés varient, comme pour la chaux, de 2 à 6%. Le ciment est parmi les liants les plus fréquemment utilisés dans le traitement de sols de surface.



Figure 25: Stabilisation au ciment

- **Constituants :**

Le ciment est obtenu par le mélange homogène dans certaines proportions des constituants principaux et des constituants secondaires avec du sulfate de calcium.

La norme européenne NBN EN 197-1 relative au ciment définit les constituants suivants :

- Constituants principaux (>95 % de la somme des constituants principaux et secondaires).
- Clinker Portland (K).
- Laitier granulé de haut-fourneau (S).
- Matériaux pouzzolanique.
- Pouzzolane naturelle (P).
- Pouzzolane naturelle calcinée (Q).

- Cendres volantes.
- Cendre volante siliceuse (V).
- Cendre volante calcique (W).
- Schiste calciné (T).
- Calcaire (L - LL).
- Fumée de silice (D).
- Constituants secondaires (<5 % de la somme des constituants principaux et secondaires).
- Additifs (< 1 % de la somme des constituants principaux et secondaires).
- Sulfate de calcium (addition de cette matière a pour objet de réguler le temps de prise du ciment dans certaines limites).

- Production du ciment

La fabrication proprement dite du ciment consiste à doser et à mouler finement les différents constituants dans des proportions bien déterminées. En broyant le clinker Portland avec un régulateur de temps de prise et les éventuels constituants complémentaires, en fonction du type de ciment à fabriquer, on obtient un mélange homogène et intime des constituants. La finesse finale de mouture est fixée en fonction de la réactivité et de la classe de résistance souhaitées.

- Différents types de ciments, composition, désignation normalisée :

On distingue cinq types de ciments courants :

- CEM I Ciment Portland ;
- CEM II Ciment Portland composé ;
- CEM III Ciment de haut-fourneau ;
- CEM IV Ciment pouzzolanique ;
- CEM V Ciment composé.

Les ciments selon la norme NBN EN 197-1 doivent au moins être désignés par leur type, complété du nombre 32.5, 42.5 ou 52.5 qui désigne la classe de résistance. La classe de résistance à jeune âge est fixée par l'ajout de la lettre N ou R.

- **Choix du ciment pour le traitement de sol :**

Dans la gamme étendue disponible, le choix du type de ciment se fera sur différents critères :

- temps de prise assez long, pour la mise en œuvre.
- bonne résistance à moyen et long terme.
- compatibilité avec le sol à traiter.
- bon rapport qualité/prix.

En principe, toutes les classes de ciments peuvent convenir pour le traitement des sols. Les ciments les plus couramment utilisés dans ce domaine, sont les ciments de haut-fourneau (CEM III) de classe de résistance 32,5 N ou 42,5 N. Les ciments à prise rapide (CEM I) ne sont pas recommandés.

- **Réactions ciment - sol argileux :**

Le processus de stabilisation initié par l'ajout du Ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes.

- L'échange cationique.
- La floculation et l'agglomération de l'argile;
- L'hydratation par cimentation.
- La réaction pouzzolanique.

Le ciment portland possède des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que l'autre, soit celle de l'hydratation par cimentation.

Lorsque le Ciment Portland est hydraté, en plus du C-S-H, il forme également

l'hydraté d'alumine-calcaire (C-A-H) et le $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Le C-S-H et le C-A-H forment un réseau servant de « colle » donnant une structure et de la résistance au mélange.

- **La performance des traitements au ciment :**

A court terme :

- Modification de l'état hydrique : assèchement par apport de matière sèche.
- Modification fraction argileuse : floculation des minéraux argileux.

A long terme :

La prise hydraulique confère au matériau traité une résistance en traction prédominante dans leur comportement. En effet le matériau traité au liant hydraulique (MTLH) est assimilable au béton de ciment, employé dans la construction des bâtiments ; ce dernier a une forte résistance en compression et une faible résistance en traction. Les effets de sollicitation du MTLH au sein de la structure de chaussée sont considérés vis-à-vis du fluage, or c'est précisément la résistance en traction qui va clairement limiter cet allongement de la couche.

La prise hydraulique se déroule en 3 étapes :

- a. démarrage de la prise : mise en solution puis gel – c'est le temps du délai de maniabilité pour la mise en œuvre
- b. développement de la cristallisation du gel (rigidification)
- c. durcissement (poursuite de la croissance de la résistance).

« En traitement de sol, les durées de prise et de durcissement interviennent pour évaluer, d'une part, le temps au bout duquel il est possible de solliciter mécaniquement le matériau traité (notamment la possibilité d'être circulé par les engins de chantier) et, d'autre part, les délais d'étude nécessaires pour caractériser les résistances pouvant être escomptées à long terme avec la formule du mélange retenue ; (GTS) ».

Tableau 2: Récapitulatif des actions du ciment

	Ciment
Actions immédiates	- assèchement par apport matière sèche - floculation
Actions à long terme	- prise hydraulique (résistance en traction)

- **Méthode d'application**

L'ajout du Ciment conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux. En préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1%.

Ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange

les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolanique (stabilisation) sont désirées.

Little (1995). A développé une grille de décision qui fournit le stabilisant le plus approprié selon la granulométrie et les limites d'Atterberg. Il ressort de cette grille que le Ciment peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux. Prusinski et al. (1999) rapportent également que contrairement à la croyance populaire, le Ciment peut stabiliser efficacement des sols ayant un I_p pouvant atteindre 50.

Enfin, Chaddock (1996) rapporte que de plus grandes résistances ont été atteintes après sept jours sur une argile sableuse et une argile silteuse avec un traitement de chaux-ciment comparativement à un traitement à la chaux seule.

- **Stabilisation par les cendres volantes**

Les cendres volantes, produites dans la combustion des charbons bitumineux, présentent des caractéristiques de cimentage et peuvent être utilisées dans une large gamme des applications de stabilisation.

Le traitement de cendres volantes peut efficacement réduire le potentiel de gonflement des argiles fortement plastique et empêcher le gonflement sous les pressions plus petites de base. ZALIHE, 2004, cité par ALLAM, 2011 a étudié la stabilisation des argiles gonflantes par les volantes. Les résultats d'essai en laboratoire sur ces sols indiquent que ces cendres volantes sont efficaces à l'amélioration de la texture et la plasticité des sols traités.

Elles permettent de réduire l'indice de plasticité et le potentiel de gonflement. La réduction en valeurs de la pression de gonflement des deux sols indique que le gonflement des sols est empêché pour de petites valeurs de pression. Le traitement par les cendres volantes change la minéralogie du sol traité et produit de nouveaux minéraux secondaires. L'utilisation des cendres volantes comme matériaux de stabilisation pour le sol semble être une solution intéressante. Cette utilisation aurait des avantages, en plus de la stabilisation environnementale.

- **Stabilisation par la chaux**

La stabilisation par ajout de chaux est la technique de traitement des sols la plus répandue.

L'utilisation de cette technique permet : L'incorporation de la chaux génère immédiatement Diminution de la teneur en eau naturelle ; modification des caractéristiques de la fraction

argileuse du sol et elle génère à long terme le durcissement ou cimentation du mélange (action pouzzolanique) ; Neutralisation de l'acidité du milieu ; insensibilité à l'eau et au gel.

- Les différents types de chaux

La chaux peut exister sous les **trois formes** suivantes :

Chaux vive : elle est principalement constituée d'oxyde de calcium CaO (en général à plus de 90 %). Une chaux vive pour le traitement des sols est selon la norme NBN EN 459 à définir comme NBN EN 459-1 - CL90-Q.

Chaux éteinte (ou hydratée) : elle est principalement constituée d'hydroxyde de calcium Ca(OH)₂. Elle est fabriquée par hydratation (extinction) de la chaux vive. La réaction d'hydratation est une réaction fortement exothermique :



L'extinction de la chaux vive par l'eau entraîne une pulvérisation très fine du produit. Une chaux hydratée pour le traitement des sols est selon la norme NBN EN 459 à définir comme NBN EN 459-1 - CL90-S.

Lait de chaux : il est obtenu par mise en suspension de chaux éteinte dans de l'eau. La concentration varie entre 300 et 400 g de chaux éteinte par litre de lait. Le lait de chaux peut également être préparé à partir de chaux vive, mais des précautions particulières sont à prendre en raison de l'exothermicité de la réaction d'hydratation de l'oxyde de calcium. Son emploi en traitement de sols présente l'avantage de supprimer la poussière et d'humidifier les sols secs (alors que la chaux vive achemine au contraire de les dessécher). En pratique, le lait de chaux ne fait pas l'objet d'une norme car ses caractéristiques, c'est-à-dire essentiellement sa concentration, sont déterminées par les besoins réels des matériaux au moment des travaux.

On mesurera donc :

- sa concentration (exprimée en extrait sec ES).
- éventuellement la teneur en chaux libre.

La chaux vive contient à peu près 30 % de CaO disponible de plus que la chaux éteinte. Une tonne de chaux vive est équivalente à environ 1 300 kg de chaux éteinte. La chaux vive pèse entre 700 et 1 100 kg/m³ alors que la chaux éteinte ne pèse que 560 kg/m³.

- Caractéristiques importantes des chaux

En ce qui concerne le traitement des sols à la chaux, trois caractéristiques de ce liant sont importantes : La teneur en CaO : Le CaO peut être :- disponible : c'est-à-dire non combiné, sous forme de CaO pour la chaux vive et sous forme Ca(OH)₂ pour la chaux éteinte.

- combiné : sous forme de carbonate (son importance est appréciée par la teneur en CO₂ de la chaux), de silicates et d'aluminates (la somme du CaO libre et du CaO combiné représente le CaO total). Sous forme combinée, le CaO n'est pas réactif et ne présente donc pas d'avantages pour le traitement.

La finesse de mouture : (elle conditionne l'homogénéité du mélange sol-chaux, garantissant l'hydratation complète de la chaux). Elle intervient également dans les conditions de stockage et de transport. La réactivité d'une chaux vive est évaluée par sa vitesse d'hydratation et le dégagement de chaleur provoqué par cette réaction chimique. Plusieurs facteurs influencent la réactivité d'une chaux vive, les principaux étant le mode de cuisson de la pierre calcaire originelle, sa pureté et le broyage de la chaux.

L'essai est détaillé dans la norme NBN EN 459-2. La méthode de mesure normalisée consiste à suivre le dégagement de chaleur issu de l'addition de 150 grammes de chaux vive à 600 grammes d'eau préalablement portée à une température de 20 °C, et ce dans un récipient isotherme. Le temps mis par le mélange pour atteindre une température de 60 °C est appelé *t*₆₀ et est exprimé en minutes. Plus la chaux est réactive, plus ce délai est court. Il est à noter que cette valeur n'exempte pas de réaliser la détermination des caractéristiques granulométriques et de la teneur en CaO disponibles.

- Choix du type de chaux

Pour le traitement des sols, toutes les chaux pulvérulentes, qu'elles soient vives ou éteintes conviennent. Toutefois, s'il est nécessaire d'assécher le sol pour se rapprocher des conditions optimales de réemploi, le choix de l'utilisateur s'orientera vers la chaux vive qui permet de diminuer la teneur en eau du sol.

Si l'on travaille dans des zones « sensibles », l'utilisateur s'orientera vers la chaux à émission de poussière réduite ou le lait de chaux) et/ou adaptera les méthodes de travail.

Tableau 3: Récapitulatif des actions de la chaux

	CHAUX
Actions immédiates	- abaissement teneur en eau - rigidité par floculation (résistance au cisaillement)
Actions à long terme	- prise pouzzolanique (cimentation) - syntaxe (pralinage)

- **Liants organiques**

Ce sont des produits de type colle, c'est à dire des composés organiques susceptibles d'une bonne adhésion au squelette.

On distingue deux sortes :

- Les mono-composants (un seul constituant) ont un caractère thermoplastique, ce sont par exemple les bitumes de pétrole, les goudrons et les brais de houille.
- Les bi-composants (deux constituants) sont à mélanger au moment de la mise en œuvre.

Le résultat est intermédiaire entre le collage thermique des mono-polymères, des résines ou des adhésifs. L'action de ces produits donne au sol des propriétés hydrophobes qui dépendent de l'enrobage des particules du sol par le liant. L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradabilité sous des climats tropicaux.

a) Stabilisation par polymères

Les polymères sont attirés par la surface des argiles quand ils portent des charges positives, et par les extrémités des feuillettes quand les charges qu'ils portent sont négatives. La grande taille de ces molécules, permet une sorte d'encapsulation qui limite l'hydratation ultérieure de l'argile. HACHICHI, et al 2005, cité par ALLAM, 2011, ont traité des argiles de Sidi Chahmi et de Mers El Kébir en présence des Polymères ils ont conclu qu'une forte concentration en polymères a pour effet de diminuer le gonflement final.

Les polymères utilisés à différentes concentrations sont en nombre de quatre :

- Carboxyl methyl cellulose low viscosity : CMC LV (2, 4, 6, 8 g/l).
- Carboxyl methyl cellulose low viscosity treated : CMC LVT (2, 4, 6, 8 g/l).
- Carboxyl methyl cellulose high viscosity : CMC LVT (1,3, 4.5 g/l).
- Hydroxyle éthyle cellulose : NATRASOL HEC (1, 2,4 g/l)

b) Le bitume

Le bitume désigne un produit composé d'au moins 40% d'hydrocarbures lourds et de filler. Pour être utilisable, le bitume doit être chauffé ou mélangé à des solvants, donnant alors des bitumes fluidifiés ou des cut-back, ou dispersé dans de l'eau en émulsion. Les deux dernières préparations sont celles qui sont employées en stabilisation. L'emploi du bitume comme stabilisant est très ancien. L'historien grec Hérodote évoque son emploi à Babylone au VI^{ème} siècle avant notre ère pour la confection du mortier de pose de briques crues moulées. La stabilisation d'une terre au bitume porte sur les particules fines (argiles et limons) qui sont les éléments instables en présence d'eau. Ainsi la stabilisation de la partie argileuse suffit à stabiliser l'ensemble de la terre. Le bitume fluidifié ou en émulsion se présente sous la forme de globules microscopiques en suspension dans un solvant ou l'eau. Après mélange du liquide au sol, le solvant s'évapore, les globules de bitume s'étirent en films très fins, forment un revêtement solide adhérent à la surface des particules de sol qu'il enrobe, ainsi, il réduit la sensibilité à l'eau et augmente légèrement la résistance à la compression humide : une fois sec, le matériau aura pratiquement les mêmes caractéristiques mécaniques que le sol non traité. Cependant, les particules d'argile peuvent plus absorber d'eau (ni perdre leur cohésion), le sol est donc plus résistant à l'eau.

La présence, dans la terre, de matières organiques et sulfates gêne l'efficacité de la stabilisation au bitume car leur adhérence aux particules nuit à l'adhérence du bitume. Les matières organiques acides (terre de forêts) sont très néfastes. Les matières organiques neutres et alcalines des régions arides et semi-arides ne sont pas particulièrement nuisibles. Les sels minéraux sont aussi très néfastes.

Les effets du bitume se résument en ce qui suit :

Le bitume provoque une baisse de la densité et accroît la teneur en eau optimale en liquide (eau + bitume). La résistance à la compression ; à l'état sec elle augmente avec la proportion de bitume jusqu'à un certain seuil au-delà duquel elle chute dangereusement car le bitume en excès joue le rôle de lubrifiant, une fois l'enrobage idéal réalisé. A l'état humide la résistance croît régulièrement avec la quantité de bitume, indépendamment de la résistance à sec.

Absorption : elle est fonction de la teneur en eau durant le malaxage et devient très faible à partir d'un certain seuil qu'il convient de déterminer. Après un séchage de quelques jours, l'absorption d'eau reste stationnaire dans le temps. Gonflement : il est fonction de la

teneur en liquide au malaxage. Plus le malaxage est effectué à l'état liquide, moins on observe le gonflement. Ce matériau nécessite un moyen de chauffage onéreux. Il a pour effet de relier entre elles les particules du matériau terre par une fine couche empêchant ainsi tout contact entre l'eau et les particules argileuses. Cet ajout diminue la résistance mécanique du matériau terre. La couleur sombre qu'il confère aux blocs traités porte atteinte à leur esthétique (Geddach, 2012).

- **Stabilisation par ajout du sable**

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur le gonflement. Nous citerons certaines d'entre elles : SATYANARAYANA, 1969, cité par ALLAM, 2011 a étudié le comportement de l'argile de black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec le sable, et sous forme de couches. Il a constaté que la pression du gonflement est réduite par le simple ajout de faibles pourcentages de sable. Plus le pourcentage de sable augmente, plus la réduction de la pression diminue (différence marquée à partir 50% de sable). L'insertion de couches de sables (différentes positions avec l'argile), réduit la pression du gonflement en proportion appréciable due principalement à la capacité du sable à absorber le gonflement de l'argile. Cette capacité du sable dépend de la facilité de la couche de sable avec laquelle elle se déforme par compression ou, par mouvement latéral.

KOMORNIK et IIVNEH, 1969, cité par ALLAM, 2011 ont étudié l'influence de la granularité des constituants sur les caractéristiques des argiles gonflantes. Pour cela, ils ont utilisé des mélanges argile - sable et argile - marbre à différents pourcentages. Il a été constaté que la diminution du taux du gonflement des différents mélanges est dû à la faible densité de l'argile et à l'augmentation du matériau inerte dans les mélanges. Ainsi, ils ont constaté qu'il y a une influence du taux de l'humidité de l'argile sur la valeur de la pression du gonflement.

MORAUX, 1969 a montré dans sa thèse que, si la couche gonflante est d'une grande épaisseur, de manière à ne pas pouvoir l'excaver complètement alors, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis, remblayer pour rétablir les conditions de pression initiale. Pour cela, souvent c'est le sable qui est utilisé. Le bas du remblai est faiblement compacté et ce pour deux raisons :

- Le haut du sol gonflant serait très compact, et par conséquent son potentiel de gonflement est élevé.
- Le bas du remblai peut alors « encaisser » un gonflement éventuel.

SEED et al, 1969, cité par ALLAM, 2011 ont retenu trois paramètres significatifs de l'aptitude au gonflement d'un sol : Le pourcentage d'éléments argileux inférieur à 2μ et leur nature minéralogique, l'indice de plasticité et l'indice de retrait. Les auteurs ont mesuré le potentiel de gonflement de sols artificiels préparés en mélangeant des minéraux argileux avec diverses quantités de sables. Ce mélange permet de diminuer le pourcentage.

Une partie de l'étude d'EL SAYED et d'EL SOHBY, 1981, cité par ALLAM, 2011 a porté sur le traitement d'un sol argileux gonflant par l'ajout de sable et de limon à différentes concentrations. Ils ont constaté que la grosseur de la fraction non argileuse a une influence sur le gonflement. C'est-à-dire, que les particules fines provoquent un gonflement important. En plus, la pression de gonflement pour les mélanges argile-limon était plus importante que celle des mélanges argile-sable. BENGERRA, 2004 ont tenté de réduire le gonflement des argiles de la région d'Oran, par l'ajout de sable de carrière à différentes granulométries et pourcentages (10 et 40%). Ils ont constaté que le sable de carrière est un bon réducteur des limites de consistance par conséquent du potentiel de gonflement. Plus le sable ajouté est grossier, plus la réduction du gonflement est importante.

- **Stabilisation par solutions salines**

De nombreux travaux ont montré que la stabilisation par sels pouvait réduire considérablement le gonflement des argiles. Nous citerons quelques exemples de ces travaux. PEELE, 1937, cité par ALLAM, 2011 a remarqué que le carbonate de calcium augmente la résistance du sol à l'érosion. Il permet d'augmenter le potentiel flocculé des argiles.

HAXAIRE, 1956, cité par ALLAM, 2011 a déterminé la quantité de la molécule organique pouvant se fixer sur la montmorillonite en essayant de relier cette fixation avec la structure, la nature et l'ionisation de ces molécules. Des familles de molécules organiques ont été ainsi étudiées. Il a montré aussi que certaines molécules telles que la guanidine et la benzine se fixent irréversiblement en quantités supérieures à la capacité d'échange de base sur la montmorillonite.

WALLER et LAWLER, 1976, cité par AZZOUZ, 2011 ont étudié l'influence des sels sur un échantillon d'argile reconstituée à partir de déblai de forage. Les meilleurs résultats sont obtenus à l'aide des solutions qui associent le KCl avec un polymère.

ILTIS, 1979 a étudié plusieurs types de gonflement en présence de plusieurs types de sels. Cette étude a mis en évidence deux agents stabilisants, le chlorure de potassium et le chlorhydrate de guanidine.

KOMINE et OGATA, 1992, cité par MRAD, 2005 ont étudié l'efficacité d'un sel à partir du concept de l'épaisseur de la double couche diffuse. Même si certaines recherches plus récentes, ont montré qu'il ne s'agissait que d'un aspect très partiel du phénomène. Le degré de saturation, étant fixé et la composition chimique du sol argile-silice sec ont été analysés par l'ajout d'un taux de sodium dans un échantillon et un taux du calcium dans un autre. Cette expérience a montré que le potentiel de gonflement est plus important dans des échantillons riches en sodium par rapport aux échantillons riches en calcium ; c.à.d. le sodium est un facteur chimique favorable pour le gonflement du sol.

Tableau 4: Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation

Stabilisant	Nature	Procédé	Moyens	Principe	
Sans apport de stabilisant		Mécanique	Densifier	Créer un milieu dense qui bloque les pores et les canaux capillaires	
Avec apport de stabilisant	Stabilisants inertes	Physique	Armer	Créer une armature omnidirectionnelle qui réduit le mouvement	
				Minéraux	
	Stabilisation physico-chimique	Chimique	Hydrauphobants	Enchaîner	Créer un squelette inerte qui s'oppose à tout mouvement
				Liaisonner	Former de liaisons chimiques stables entre les cristaux d'argile
			Imperméabiliser	Entourer les grains de terre d'un film imperméable et boucher les pores et canaux	
			Hydrofuger	Éliminer au maximum l'absorption et l'adsorption d'eau	

- **Poudre de verre**
- Généralités

Le verre est un matériau ou un alliage dur, fragile et transparent à la lumière visible, à base d'oxyde de silicium (silice SiO₂, le constituant principal du sable) et de fondants. Du point de vue physique, le verre est un matériau amorphe (c'est-à-dire non cristallin) présentant le phénomène de transition vitreuse. En dessous de sa température de transition vitreuse,

qu'importe fortement avec la composition du verre (plus de 1000°C pour la silice vitreuse, moins de 40 °C pour le sélénium amorphe), le verre se présente à l'état vitreux.

- Structure et composition

Le verre est un matériau amorphe, c'est-à-dire non cristallin. De ce fait, il présente un désordre structural important. Sa structure microscopique est telle qu'il n'existe aucun ordre à grande distance dans un verre. Un verre peut même être vu comme un réseau tridimensionnel, semblable à celui d'un cristal, mais dans lequel seul l'ordre à courte distance est conservé. Comparons, par exemple, la structure de la silice (SiO_2) cristalline (sous sa forme cristobalite) et celle de la silice vitreuse voir la (figure 2.4).

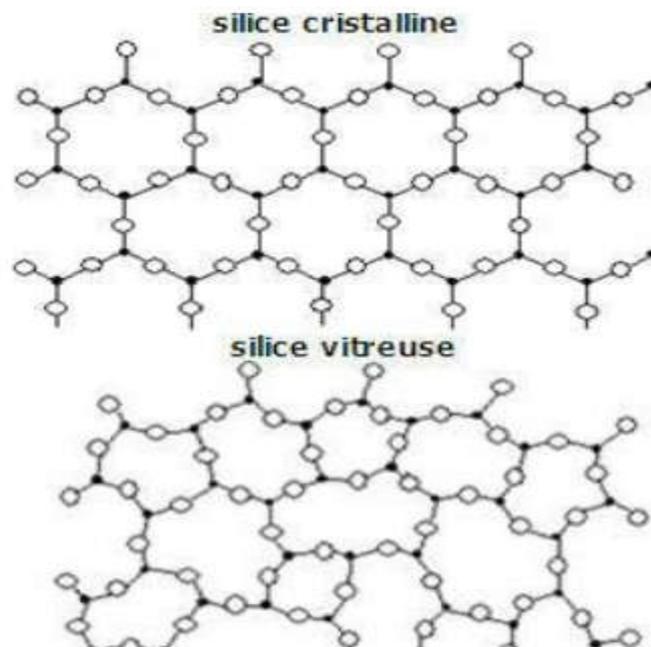


Figure 26: Représentation bidimensionnelle la structure de la silice cristalline et d'un verre silicaté

Dans les deux cas, chaque atome de silicium est lié à quatre atomes d'oxygène, formant ainsi des tétraèdres SiO_4 ; chaque tétraèdre pouvant être considéré comme une « brique » de l'édifice final. Mais tandis que la cristobalite peut être définie comme un empilement régulier de ces briques SiO_4 , la silice vitreuse peut être considérée comme un empilement désordonné de ces mêmes briques SiO_4 .

- **Réaction pouzzolanique**

La réaction pouzzolanique de la poudre de verre dans une matrice cimentaire désigne donc la réaction en présence d'eau, de la silice amorphe du verre avec la chaux libérée par l'hydratation du ciment. Plusieurs facteurs qui influent sur cette réaction :

- La finesse du verre : plus la finesse du verre est élevée, meilleure est son activité pouzzolanique. Shayan et al. (2004) ont remarqué que la poudre de verre de finesse Blaine relativement élevée de 800 m² /kg développe des réactions pouzzolaniques importantes dans le mortier.
- Le taux du verre : La résistance des mortiers et des bétons diminue en fonction de leur teneur en verre (Idir, 2009). Les études sur le béton ordinaire montrent que l'on peut incorporer jusqu'à 30 % de la poudre de verre en remplacement partiel du ciment.
- La couleur du verre : Le verre de couleur brune est le verre qui possède la plus faible activité pouzzolanique derrière le verre vert puis le verre blanc.
- Une température élevée accélère l'activation de la réaction pouzzolanique du verre.

Utilisation

Le verre est utilisé dans le béton en fonction de sa taille : soit comme granulat, soit comme fines. Récemment, des études antérieures conduites à l'Université de Sherbrooke (Canada), portant sur la caractérisation de la poudre de verre et l'évaluation de ses performances dans les pâtes de ciment, les mortiers ou différents types de bétons (béton autoplaçant, béton haute performance)

2.11 Conclusion

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point pour connaître l'influence de l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux. Dans ce chapitre, nous avons entamé l'un des problèmes les plus courants lors de la construction des routes : les mouvements de pente avec ses différents types et ses facteurs déclenchant, on a vu aussi les nombreuses techniques de stabilisation qui peuvent être utilisées pour prévenir les conséquences dangereuses de ce phénomène. Parmi les techniques de stabilisation le traitement de sols avec des liants (ciment, chaux, etc.) présente une solution très efficace et moins coûteuse, dans les chapitres suivants nous allons vérifier de plus l'amélioration de sols par cette technique

Chapitre 2 : Dispositifs Expérimentaux Et Essais Réalisés

1 Introduction

Nous allons présenter dans ce chapitre les essais réalisés, ainsi que leur mode d'utilisation et les différents modes de préparation des échantillons.

Pour vérifier l'amélioration prévue des paramètres mécaniques du sol on a réalisé une série d'essais (essais Proctor, essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande).

Pour les essais d'identification, les résultats ont été obtenus à partir du mémoire de fin d'étude Dahmane ayad et Mekaou (2021)

Dans ce chapitre nous allons présenter les démarches à suivre pour chaque essai.

2 Identification et classification des sols

2.1 Caractérisation général des sols

On caractérise et on classe les sols au moyen de plusieurs paramètres physiques, granulométrie, plasticité, porosité, humidité, consistance. On distingue les paramètres de nature et les paramètres d'état :
-Les paramètres de nature indiquent les caractéristiques intrinsèques du sol. Ils ne varient pas au cours du temps (poids volumique des grains solides, granularité, argilosité, limites d'Atterberg, teneur en matières organiques...).

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

Nous regroupons dans ce paragraphe les essais géotechniques de laboratoire classiques qui permettent de caractériser un sol. En plus de l'inspection visuelle, on peut utiliser de nombreux essais géotechniques de laboratoire classiques qui permettent de classer, d'identifier et de quantifier les sols, tels que :

- la courbe granulométrique ;
- le poids volumique ;
- la porosité ;
- la teneur en eau ;
- la forme des particules ;
- la rugosité de la surface des particules ;

- l'indice de densité ;
- les limites d'Atterberg ;
- le gonflement ;
- la teneur en carbonates ;
- la teneur en matières organiques ;

2.2 Caractéristiques physiques

Le sol c'est un matériau triphasé, composé des particules solides entourés de vides, les particules solides sont les grains, les vides peuvent être remplis d'eau, d'air ou d'air et d'eau en proportions variables, voir figure 2.1.



Figure 27: Portion de sol constitué de grain solide S entouré de vides remplis d'air A et d'eau w

Afin de décrire les relations entre ces phases, on représente le diagramme de phases

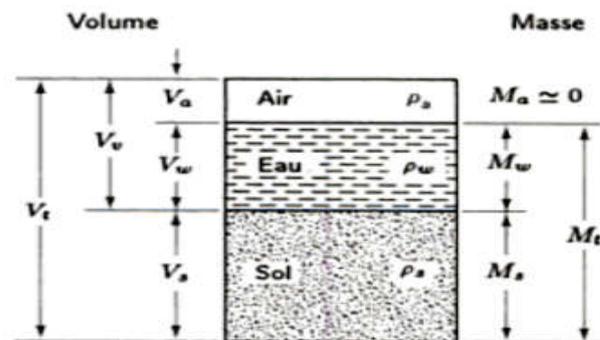


Figure 28: Diagramme de phases qui montre la relation entre les volumes et les masses d'un sol

- a) La teneur en eau (w) : un paramètre important, est le rapport de la masse d'eau interstitielle à la masse des grains solides.

$$w = \frac{M_w}{M_s} 100(\%)$$

Pour déterminer la teneur en eau à laboratoire, on pèse l'échantillon humide M_h on sèche à l'étuve à une température de $100\text{ }^\circ\text{C}$ pendant $24h$ et jusqu'à masse constante soit M_s , la teneur en eau est :

$$w = (M_h - M_s) / M_s \cdot 100(\%)$$

b) L'indice des vides (e) : sa valeur varie de 0 à ∞ , s'exprime par la relation suivante :

$$e = V_v / V_s$$

c) La porosité (n) : sa valeur varie de 0 à 100 %, s'exprime par la relation :

$$n = V_v / V_t \cdot 100(\%)$$

d) Le degré de saturation (S_r) : si le sol est complètement sec $S_r = 0\%$, si les pores sont complètement remplis d'eau, le sol est dit saturé $S_r = 100\%$, s'exprime par la relation :

$$S_r = V_w / V_v \cdot 100(\%)$$

e) La masse volumique ($\rho = \frac{M}{V}$) ou Le poids volumique ($\gamma = \rho g = \frac{Mg}{V}$) : on sait qu'en physique la masse volumique est un rapport de masse par unité de volume, selon l'état de sol on distingue :

$$\text{Masse volumique totale ou humide } \rho \text{ ou } \rho_h = \frac{M_t}{V_t} = \frac{M_s + M_w}{V_t}$$

$$\text{Masse volumique des grains solides } \rho_s = \frac{M_s}{V_s} \cong 2650 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Masse volumique de l'eau } \rho_w = \frac{M_w}{V_w} \cong 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Masse volumique sèche } \rho_d = \frac{M_s}{V_t}$$

$$\text{Masse volumique saturé } \rho_{sat} = \frac{M_s + M_w}{V_t}$$

$$\text{Masse volumique déjaugé } \rho' = \rho_{sat} - \rho_w$$

f) **La densité relative ou indice de densité (I_d)** : définie par la relation

$$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

e_{min} : est l'indice des vides correspondant à l'état le plus compact.

e_{max} : est l'indice des vides correspondant à l'état le plus lâche.

M_s : masse des grains solides ; M_w : masse d'eau ; V_v : volume des vides ; V_s : volume des grains solides ; V_t ou V : volume total ; g l'accélération de la pesanteur ou la gravité.

- Relations entre les différents paramètres A partir de relations citées précédemment on peut déterminer d'autres relations combinant entre eux, tableau 2.1

Tableau 5: Relations entre les paramètres physiques d'un sol

Paramètre	n	e	γ	γ_d	γ_s
$w = \frac{W_w}{W_s}$		$e S_r \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$	$\frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$	$S_r \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$	
$n = \frac{V_v}{V}$		$\frac{e}{1+e}$		$1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$	$\frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$
$e = \frac{V_v}{V_s}$	$\frac{n}{1-n}$			$\frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$	$\frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$
$S_r = \frac{V_w}{V_v}$					$\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \frac{w}{e}$
γ	$\gamma_d + n S_r \gamma_w$	$\frac{1+w}{1+e} \gamma_s$		$(1+w) \gamma_d$	$(1+w)(1-n) \gamma_s$
γ_d	$(1-n) \gamma_s$				$\frac{\gamma_s}{1+e}$
γ'	$(1-n)(\gamma_s - \gamma_w)$	$\frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$	$\gamma_{sat} - \gamma_w$	$\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \gamma_d$	

Détermination des masses volumique au laboratoire :

- Masse volumique humide (NF P 94-53)

-Par pesée hydrostatique :

Le principe de cette méthode est de pesé l'échantillon de sol dans l'eau, nous savons que la masse d'un solide immergé dans l'eau égale à sa masse moins la masse d'eau déplacé par l'immersion de ce dernier, principe de la poussée d'Archimède, la masse volumique d'eau connue donc on connaitre le volume

d'eau déplacé par le solide. Le problème posé c'est l'altération d'échantillon à l'eau, la solution c'est de protéger l'échantillon, pour ce faire on utilise la paraffine, mais on élimine le volume et la masse de cette paraffine

$$\rho = \frac{m}{\frac{m_p - m'_p}{\rho_w} - \frac{m_p - m}{\rho_p}}$$

Où

- m : la masse d'échantillon à l'air libre ;
- m_p : la masse d'échantillon paraffiné à l'air libre (échantillon + paraffine)
- m'_p : la masse d'échantillon paraffiné immergé dans l'eau (échantillon+paraffine-eau déplacé)
- ρ_p : la masse volumique de la paraffine ;($\rho_p = 880$ à 900 kg/m^3)
- ρ_w : la masse volumique de l'eau ($\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$)

- Par la trousse coupante :

Dans cette méthode on détermine la masse par pesé, le volume est calculé selon la géométrie de la trousse.

$$\rho = \frac{m_2 - m_1}{V}$$

Où : m_1 la masse de la trousse coupante vide.

m_2 la masse de la trousse + l'échantillon.

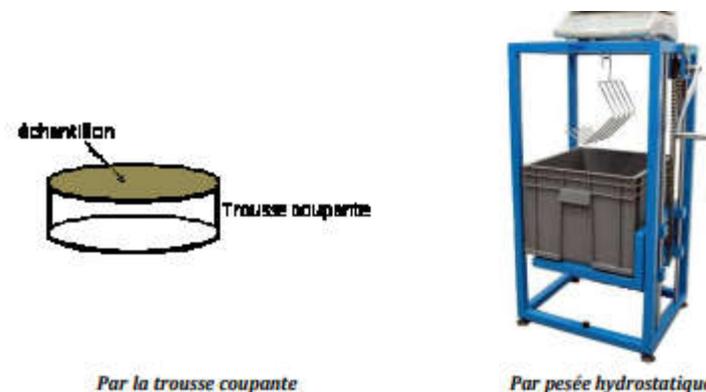


Figure 29: Principe de détermination de la masse volumique humide γ ou γ_h

•Masse volumique des grains solides(γ_s) NF P 94-54

La masse volumique des grains solides est le rapport de la masse sèche des grains au volume des grains, le volume des grains peut être déterminé par la méthode du pycnomètre, figure II.4.

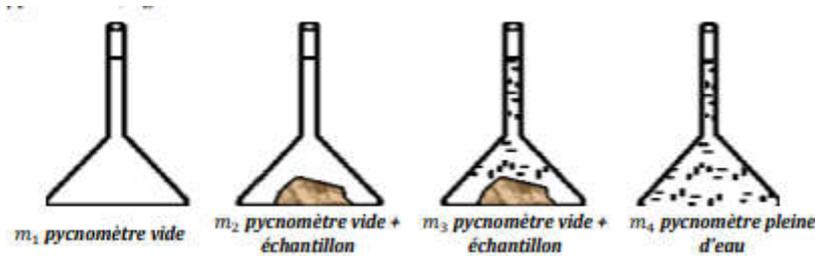


Figure 30: Détermination de la masse volumique des particules solides par pycnomètre

$$p_s = \frac{m_s}{V_s} \Rightarrow p_s = \frac{p_w * (m_2 - m_1)}{(m_4 - m_1) - (m_3 - m_2)}$$

On peut exprimer ces paramètres par la densité $G_i = \frac{p_i}{p_w}$, l'indice i représente le paramètre désiré à savoir (sec, humide...). Par exemple la densité des grains solides $G_s = \frac{p_s}{p_w} \cong 2.65$. [2]

3 Analyse granulométrique par sédimentation NF P94-057

Lorsque la dimension des particules est inférieure à 80 μ m le tamisage n'est plus possible. On a recours alors à la sédimentométrie. Cette méthode est basée sur la loi de Stokes qui exprime la vitesse de décantation d'une particule sphérique dans un liquide visqueux en fonction du diamètre de la particule.

$$v = \frac{y_s - y_w}{1.8\mu} d^2$$

La méthode consiste à mesurer à différentes époques, à l'aide d'un densimètre, la densité d'une suspension de sol, on opère sur une suspension initialement homogène, la décantation détruit cette homogénéité et à un instant donné t après le début de l'expérience la densité de la suspension n'est plus constante, elle varie avec la profondeur, on mesure donc avec le densimètre une densité moyenne à la profondeur H du centre de gravité du bulbe du densimètre, les particules qui à l'instant initial étaient en surface et qui à l'instant t sont à la profondeur H.

v : vitesse en cm/s

$\gamma_s \gamma_w$: poids volumique de la particule et du liquide respectivement KN/m³. μ :la viscosité dynamique p_a/s.

$$d_i = \sqrt{\frac{1.8\mu}{\gamma_s - \gamma_w} \frac{H}{t}} \quad \text{et} \quad P_i = \frac{V}{m} \frac{\gamma_s \gamma_w}{\gamma_s - \gamma_w} (r - 1)$$

d_i : diamètre i à l'instant t

V : volume de la suspension

m : la masse du sol sec

r : la densité mesurer à l'instant t à l'aide du densimètre .

3.1 But de l'essai

L'analyse granulométrique par sedimentrique permet de déterminer la grosseur et le pourcentage pondéral respectif des différentes familles de grains inferieur à 80 μ constituant l'échantillon.

3.2 Mode opératoire

-Prendre deux d'éprouvettes à essais de 2 litre de contenance. Prendre l'une des deux éprouvettes et compléter avec de l'eau distillée jusqu'à 2litre. Cette éprouvette sera appelée l'éprouvette témoin l'éprouvette B Prendre 60cm³ de dé flocculant et 80g du sol tamisé 80 μ et compléter avec 440cm³ l'eau distillée pour obtenir une solution 500cm³. Agiter avec un agitateur mécanique pendant 0 3 min.

-Verser la suspension dans la deuxième éprouvette A

-Compléter l'éprouvette avec l'eau distillée jusqu'à 2 litre.

-Procéder à une homogénéisation de la suspension a l'aide de l'agitateur manuel.

-Introduire le densimètre dans la suspension et procéder aux lectures (O les appeler). Les temps de lecteur sont 30s, 1min ,2min, 5min ,10min ,30min, 60min, 120min, 240min, 1440min. A la fin des lecteurs, le densimètre est retiré de l'éprouvette A, l'éprouvette B. procéder à la lecture de la densité de la solution de l'eprouvette B (On L'appellera Rb).

-Al 'aide du thermomètre, procéder au lecteur de la température de la solution de l'éprouvette B.

-Pour les 5 premières lectures, le densimètre est introduit dans la suspension environ 30s avant le lecteur.



Figure 31: Appareillage sédimentation[2]

Calcul du pourcentage des particules non décantées. Le pourcentage des particules qui sont en suspension est donné par :

Calcul du pourcentage des particules non décantées $P =$

$$(100 \cdot V_s / m \cdot P_s / (P_s - W_P) \cdot W_P) \cdot (R_T - 1)$$

Ht. Elle donnée par :

$$H_t = 22,2 - 100 \cdot 3,8 \cdot (R_{TT} - R_b) - H_{EC}$$

Avec :

HEC. Elle est prise (par convention) égale à 0 pour les 3 premières lectures et égale à 1,4 cm pour la suite.

Les résultats sont donnés dans un tableau suivant :

Tableau 6: Les calculs d'essais de sédimentation[2]

Le temps (min)	WP	RT	Rb	Température (c°)	Ht	D
0,5	1,51	1,3025	0,97	20	104,15	0,2136
1	1,52	1,3045	0,97	21	104,91	0,1485
2	1,047	1,306	0,99	21	97,88	0,1014
4	1,03	1,307	0,99	21	99,66	0,07237
5	0,21	1,3135	0,99	21	102,13	0,072355
10	0,0086	1,3185	0,99	20	104,03	0,047735
30	0,0017	1,3215	0,99	20	105,17	0,027708
60	$1,385 \cdot 10^{-5}$	1,323	0,99	21	102,94	0,01899
120	$1,93 \cdot 10^{-8}$	1,3245	0,99	21	106,31	0,01364
240	$9,75 \cdot 10^{-11}$	1,3255	0,99	21	106,69	0,0096672
1470	$4,876 \cdot 10^{-16}$	1,3265	0,99	20	107,07	0,0399

- L'analyse granulométrique par sédimentation consiste à séparer et classer à l'aide de tamis ces grains selon leur diamètre.
- La majorité sont inférieure $< 80 \mu\text{m}$.
- On obtient une courbe granulométrique qui contient que la particule inférieure à $80 \mu\text{m}$ (la sédimentation).
- D'après la classification de LCPC le sol argileux.

4 Essai Pycnomètre

4.1 But de l'essai

L'essai consiste à mesurer le poids volumique des grains solides qui caractérise un échantillon de sol.

4.2 Mode opératoire

-Prendre un pycnomètre vide et s'assurer qu'il est sec.

-Peser le pycnomètre vide : **masse m1**.

-Prendre environ 25 grammes d'un sol préalablement séché

-Verser cette quantité du sol dans le pycnomètre.

-Peser de nouveau le pycnomètre (le pycnomètre contient maintenant l'échantillon de sol) : **masse m2**

-Remplir le pycnomètre à moitié avec de l'eau distillée et placer le tout sur la plaque chauffante et laisser chauffer (pour dégager les bulles d'air).

-Arrêter le chauffage quand l'eau est portée à ébullition.

Laisser refroidir.

-Compléter avec de l'eau distillée jusqu'à la graduation 250 cm^3 (On veillera à verser l'eau doucement sur les parois pour ne pas recharger l'eau avec de l'air).

-Peser de nouveau le pycnomètre (le pycnomètre contient maintenant le sol et l'eau jusqu'à la graduation 250 cm^3) : **masse m3**.

-Vider le pycnomètre, le nettoyer et le sécher.

-Remplir le pycnomètre avec de l'eau distillée jusqu'à la graduation 250 cm^3 .

-Peser de nouveau le pycnomètre (le pycnomètre contient maintenant de l'eau jusqu'à la graduation 250 cm^3) : **masse m4**.



Figure 32: Appareillage spécifiques[2]

4.3 Calcul

-Le calcul de la densité des grains solides du sol est donné directement par la formule :

$$ds = \frac{M1 - M0}{M3 - M0 - M2 + M1}$$

M0 : masse de fiole vide. M1 :
masse de sol utilisé.

M2 : masse de fiole avec sol et l'eau.

M3 : masse de fiole avec sol et l'eau après une ébullition. On
obtient le résultat suivant :

$$M1 = 83,6 \text{ g}$$

$$M2 = 25\text{g} + 83,6\text{g}$$

$$M3 = 365 \text{ g}$$

$$M4 = 348,9 \text{ g}$$

Donc $ds = 2.8$

Tableau 7: La classification du sol[2]

Matériaux	GSM
Gravier, sable	2,70
Sable limoneux	2,69
Limon	2,72
Argilelimoneuse	2,77
Argile	2,83

- D’après la classification du tableau le sol est uneargile.

5 Limites d’Atterberg

Les sables fins se présentent sous l’aspect de poudre – d’où leur nom de sols pulvérulents – les argiles cependant forment des pâtes des lesquelles chaque grain est relie aux grains voisins par des forces de cohésion dues à la présence des couches adsorbées. La consistance qui en résulte dépend en grande partie de la teneur en eau du matériau. Une argile complètement imbibée est liquide, en revanche on trouve des argiles desséchées qui se comportent comme des solides, c’est pourquoi, on distingue trois états dans la consistance des argiles : les états liquide, plastique et solide.

On utilise généralement les limites définies en 1911 par Atterberg et précisées ensuite par Casagrande :

- Limite de liquidité w_L qui sépare l’état liquide de l’état plastique.
- Limite de plasticité w_p qui sépare l’état plastique de l’état solide
- Limite de retrait w_r qui sépare l’état solide sans retrait à celle avec retrait.

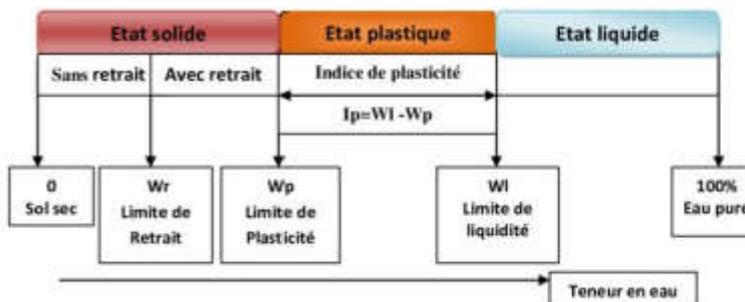


Figure 33: Détermination de la limite de liquidité

5.1 Limite de liquidité

(Méthode de Casagrande à la coupelle) Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de *V*.

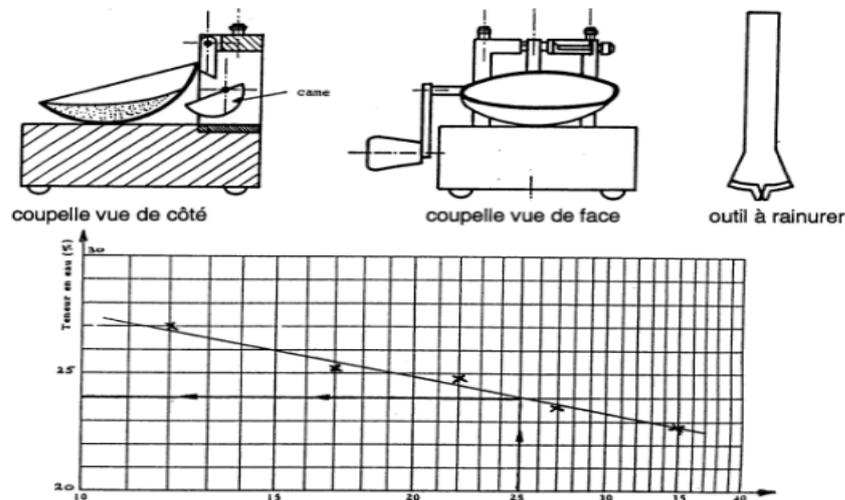


Figure 34: Détermination de la limite de liquidité

On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte. Par définition (w_L), est la teneur en eau (%) qui correspond à la fermeture de la rainure sur 1cm, en 25 chocs.

5.2 Limite de plasticité

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de cylindre qu'on amincit progressivement (figure 2.10). La limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise (casse) en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. Il faut donc réaliser des rouleaux de 3mm de diamètre sans pouvoir faire de rouleaux plus fins. On exécute en général deux essais pour déterminer cette limite.

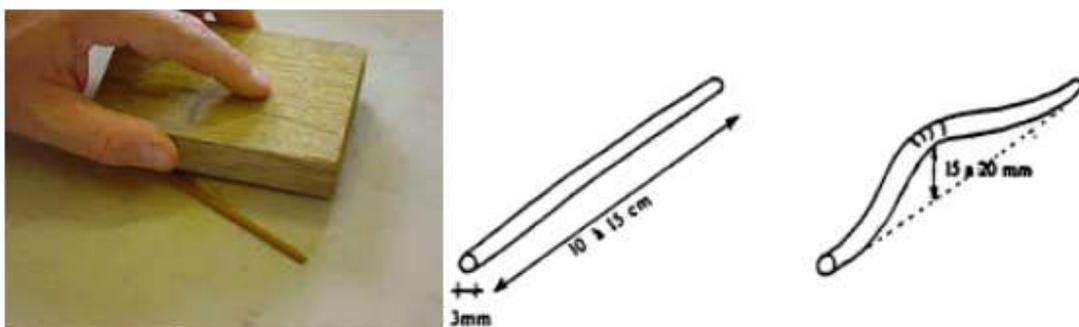


Figure 35: Détermination de la limite de plasticité

Tableau 8: Classification d'argile selon l'indice de plasticité[2]

< 1%	Pulvérulent
1%<IP <7%	Sable argileux
7%<IP<17%	Argile sableuse
IP >17%	Argile

Tableau 9: Calculs limite de liquidité [2]

Néré coup	P total	P sec	P tare	P sol H	P sol S	P eau	W	w*100
15	28,1	20	9,5	18,6	10,5	8,1	0,77142 857	77,1428 571
20	24,5	19,1	9,5	3,33	2,45	0,88	0,5625	56,25
34	20,1	16,7	9,5	10,6	7,2	3,4	0,47222 2	47,2222 2

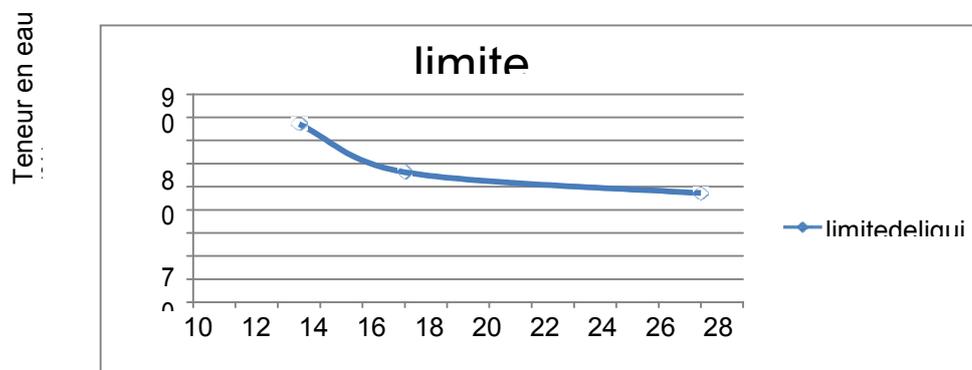


Figure courbe de la limite de liquidité.

- **Calcul Limite de plasticité**

Tableau 10: Calcul de limite de plasticité [2]

P total	P sec	P tare	P sol H	P sol S	P eau	W	w*100	Moyen
23,6	23,5	22,5	1,1	1	0,1	0,1	10	15
23,1	23	22,5	0,6	0,5	0,1	0,2	20	

On obtient :

$$Wl = 60,205\%$$

$$Wp = 15\%$$

$$Ip = Wl - Wp = 45,205$$

- D'après le résultat on trouve que le sol est une argile très plastique.

6 Essai Proctor

6.1 Principe de l'essai de compactage

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. (M. hanane 2018)

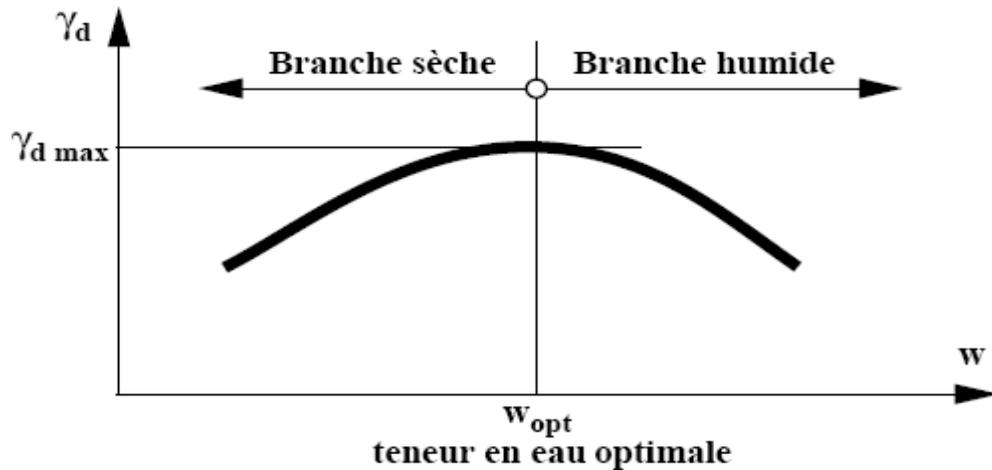


Figure 36: La courbe Proctor

6.2 Appareillagespécifique

-Un socle de compactage constitué d'un bloc de béton présentant une surface plane horizontale d'au moins 30 cm × 30 cm et une épaisseur d'au moins 30 cm;

-Le moule Proctor normal constitués d'un corps de moule, d'une embase et d'une rehausse. Le corps de moule peut être monobloc ou fendu.

-Une dame de compactage manuel «dame Proctor normal» constituée d'un mouton cylindrique de 51 mm ± 1 mm de diamètre. Ce mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de 305 mm ± 2 mm. La masse de l'équipage mobile est de 2490g ± 2,5g.

-Une règle à araser constituée par une lame en acier.



Figure 37: Les équipements utiles pour l'essai Proctor[2]

6.3 Mode opératoire

-Préparation du matériau :

-Prendre 3 kg du matériau.

-Humidifier soigneusement le matériau ainsi préparé à la teneur en eau désiré. -

L'homogénéiser à la truelle, puis en le malaxant à la main ou dans un malaxeur.

-Fixer la hausse sur le moule. Lubrifier l'intérieur du moule et celui de la hausse.

-Mettre une quantité de matériaux dans le moule, suffisante pour qu'une fois compactée chacune des trois couches ait sensiblement la même épaisseur (la dernière couche devant avoir sa face supérieure au-dessus du niveau supérieur du moule, c'est-à-dire à l'intérieur de la hausse).

-Compacter chaque couche à l'aide de dame de compactage en 25 coups. S'arranger pour que le compactage soit uniforme.

-Une fois les trois couches compactées, enlever la hausse avec beaucoup de soin afin d'éviter la rupture de l'échantillon.

- Araser le moule à l'aide de la règle.
- Nettoyer l'extérieur du moule à l'aide d'un pinceau.
- .-Peser le moule : on obtient le poids total humide.
- Enlever une quantité pour calculer la teneur en eau. (M. hanane 2018)



Figure 38: L'essai de compactage (Proctor normal)[2]

- D'après l'avoir de résultat suivant : on
- à -Poids de moule vide = 5,724
- Volume de moule =0,00092938

Tableau 11: Les résultats des paramètres de l'essai Proctor [2]

% w	P moul e	P sol	V moule		Yh	1 + w	w	Γd
14	7,44 8	1,72 4	0,000929 38	1855,007 32	1,855007 32	1,162 1	16,21	1,596254 47
18	7,53 3	1,80 9	0,000929 38	1946,466 5	1,946466 5	1,195 1	19,51	1,628705 96
20	7,61 6	1,88 6	0,000929 38	2029,317 75	2,029317 75	1,199 8	19,98 3	1,691380 02
23	7,60 4	1,88	0,000929 38	2022,861 81	2,022861 81	1,213	21,32	1,667651 95
26	7,54 3	1,81 9	0,000929 38	1957,226 4	1,957226 4	1,226 8	22,68	1,595391 59

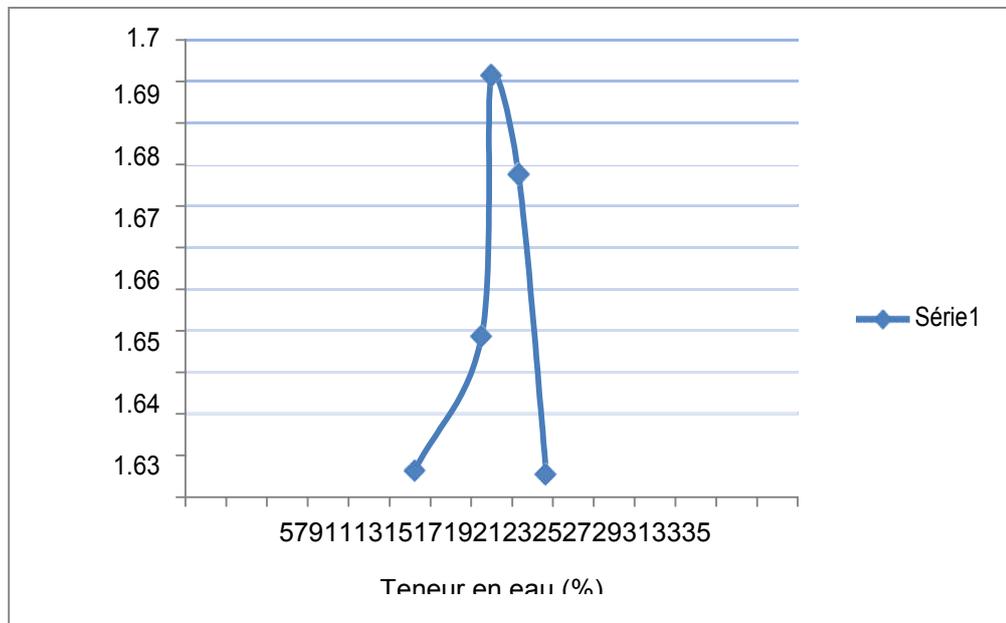


Figure 39: La courbe Proctor normal[2]

$W_{opt}=20\%$ $\gamma_{dmax}=1,69$.

- La courbe de compactage qu'on a obtenue, il est constaté que le poids volumique sec maximal a une valeur de 1,69 et un teneur en eau optimum de 20%.

7 Essais de cisaillement

Une boîte de cisaillement de 60 x 60 mm² de surface et de 30 mm de hauteur a été utilisée dans cette thèse, cet essai est issu après des expériences de Coulomb, s'effectue à l'aide d'une boîte de cisaillement. Cette boîte est constituée de deux parties se déplaçant l'une par rapport à l'autre dans un plan horizontal.

L'essai consiste à placer un échantillon de sol dans une boîte de cisaillement et à la soumettre une charge verticale N , et à une charge horizontale T . que l'on augmente progressivement jusqu'à la rupture.

La vitesse à laquelle on augmente la charge horizontale doit être assez faible pour assurer les meilleures conditions de drainage possibles et dissiper toutes les pressions interstitielles.

Le plan de rupture se développe progressivement le long du plan horizontal imposé par le déplacement de la partie inférieure de la boîte de cisaillement sur sa partie supérieure.

La charge horizontale maximale T enregistrée définit les conditions de rupture mesurant l'aire corrigée (A_c) sur laquelle agissent les charges N et T , on peut calculer directement la contrainte normale effective (σ_{rupt}) et la résistance au cisaillement effective à la rupture (τ_{rupt}).

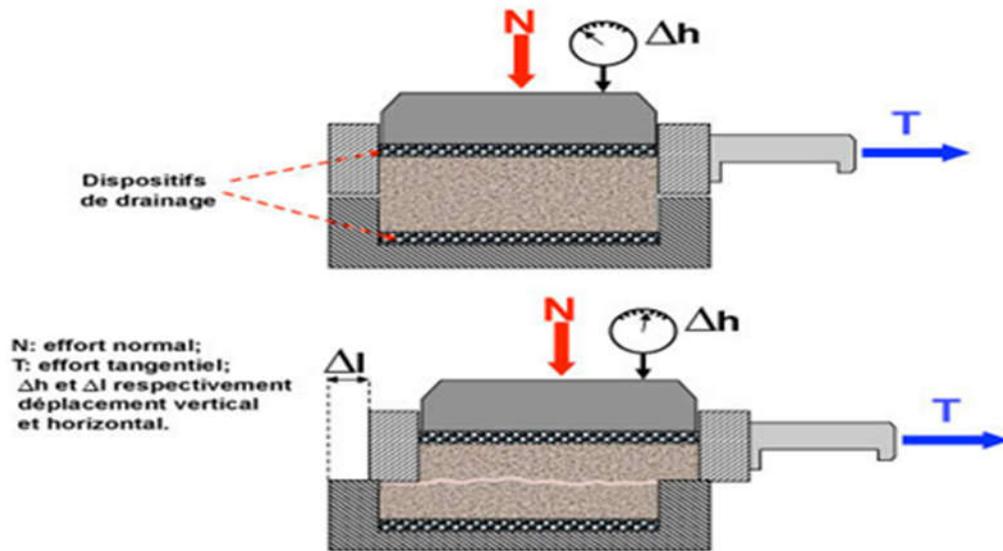


Figure 40: Principe de l'essai de cisaillement[5]

7.1 Procédure de l'essai

Préparation de la boîte de Casagrande

1. Avant de remplir la boîte, placez correctement les deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre et solidariser les à aide des goupilles en aluminium.
2. Vissez ensuite les deux vis métalliques sur la demi-boîte supérieure. A partir du moment où elles arrivent en contact avec la boîte inférieure, vissez les vis d'un demi de tour supplémentaire. De cette manière, vous surélevez très légèrement la boîte supérieure, et vous évitez alors que le frottement des demi-boîtes l'une sur l'autre altère la mesure.
3. Refermez la boîte avec le piston, celui-ci doit venir affleurer la partie supérieure de la demi-boîte supérieure. Préparation de la machine
4. La vitesse de cisaillement est conditionnée par le type essai qu'on veut réaliser. Pour unEssai non drainé, ou sur sol sec, nous pouvons travailler avec une vitesse relativement élevée de 1 mm/min. Le réglage de cette vitesse se fait à l'aide des pignons présents sur le bâti de la machine
5. Contraintes verticales : On a réalisé trois essais pour les valeurs de contraintes normales suivantes:

Essai n°1 : $\sigma = 100 \text{ kPa}$ (masse = 4 kg)

Essai n°2 : $\sigma = 200 \text{ kPa}$ (masse = 8kg);

Essai n°3 : $\sigma = 400\text{kPa}$ (masse = 16 kg).

6. Préparation des échantillons : on dispose notre sol directement dans la boîte et avant de remplir une boîte, on place correctement les deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre et solidarisez les à l'aide des goupilles en aluminium on vise ensuite les quatre vis métalliques sur la demi-boîte supérieure

7. On divise notre échantillon sur 2 couches pour assurer une bonne distribution des grains et on compacte le sable en se basant sur la technique de lad (1978)

8. Refermez la boîte avec le piston, celui-ci doit venir affleurer la partie supérieure de la demi-boîte supérieure

9. Montage de la boîte de cisaillement sur le bâti de chargement et l'exécution de l'essai

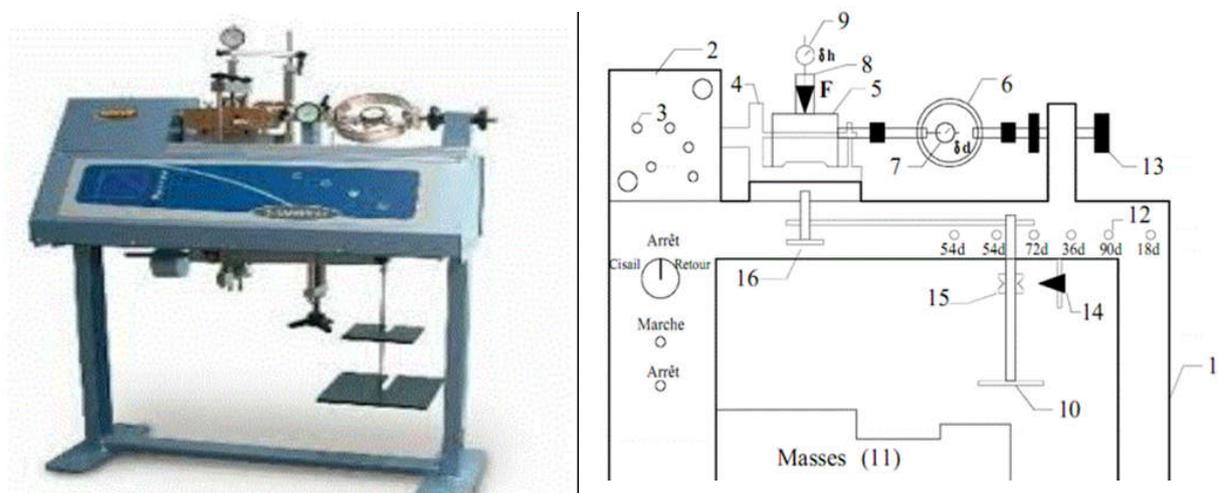


Figure 41: Machine de cisaillement utilisé dans cette étude

- 1 : Bâti de la machine
- 2 : Bloc moteur
- 3 : Axes supports de pignons ;
- 4 : Partie mobile du bâti, support de la boîte ;
- 5 : Boîte de cisaillement ;
- 6 : Anneau dynamométrique
- 7 : Compateur de déf d'anneau
- 8 : Étrier de chargement

9 : Mesure de $\delta \cdot h$

10 : Plateau supportant les masses

11 : Masses

12 : Pignons en attente

13 : Volant d'approche de l'anneau

14 : Pointeau

15 : Bague de contrôle

16 : Volant de réglage.

- Fixez la boîte de cisaillement remplie sur le chariot mobile (n° 4) du bâti de chargement en serrant les vis papillons. N'enlevez pas encore les goupilles.

- Maintenir avec une main l'étrier de chargement (n° 8) en contact avec le piston de la boîte, régler en même temps l'horizontalité du bras de levier en tournant le volant (n° 16). Le Pointeau (n° 14) doit être aligné avec la gorge de la bague (n° 15).

- Chargez alors le plateau des masses préalablement calculées afin d'appliquer la contrainte normale désirée.

- Positionner et bloquer anneau dynamométrique (le ressort supportant l'anneau dynamométrique permet de compenser le poids de l'anneau en le maintenant dans une position horizontale). Si l'anneau dynamométrique n'est pas correctement en contact avec la queue de la demi boîte supérieure, tournez le volant (n° 13) dans le sens des aiguilles d'une montre pour réaliser cette opération. Reliez ces deux éléments par vissage. Pour supprimer les jeux, vous exercerez un léger effort de traction à l'anneau. Pour cela, agissez sur le volant (n° 13) dans le sens inverse des aiguilles d'une montre. Arrêtez-vous

Lorsque le capteur de l'anneau indique une valeur proche de -0.05 mm. Réglez alors le zéro du comparateur de l'anneau après vous être assuré qu'il n'y a plus de jeu.

- Pour mesurer le déplacement vertical du piston (fonction du gonflement ou du tassement de l'échantillon en cours d'essai), placez un comparateur sur la partie supérieure d'étrier et réglez son zéro de manière que la tige du comparateur soit à mi-course. Dévisser de quelques tours les deux vis métalliques de la demi-boîte supérieure

- Mise en route de l'essai : Procéder au démarrage de l'essai en appuyant sur le bouton « marche »
- Effectuez, toutes les 15 secondes, les mesures de la déformation de l'anneau dynamométrique Et du déplacement vertical du piston. La rupture d'éprouvette se produit au bout de quelques minutes et correspond à un maximum de déformation d'anneau dynamométrique. Vous poursuivrez l'essai jusqu' à obtenir une décroissance régulière de l'effort.

Essai pourra alors être considéré comme étant terminé et vous pouvez appuyer sur le bouton « arrêt ».

Exploitation des résultats de cisaillement direct.

7.2 Calcul de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement

Force de cisaillement $\Rightarrow T = k \cdot |\Delta d|$

Avec :

- T: Force de cisaillement;
- k: Constante de l'anneau dynamométrique (voir l'annexe page);
- Δd : Déplacement correspondant à l'allongement de l'anneau.

La surface de l'éprouvette $\Rightarrow AC = l \times (1 - \Delta l)$

Avec :

- l : longueur initiale de l'échantillon $l = 3 \text{ cm}$.
- Δl : variation de la longueur de l'échantillon à un instant donné (on prend en compte

Le Déplacement de la demi boîte inférieure et l'allongement de l'anneau dynamométrique): $\Delta l = v \cdot t - |\Delta d|$

- v est la vitesse de déplacement de la demi boîte inférieure, t le temps et Δd l'allongement de

L'anneau dynamométrique.

7.3 Calcul les valeurs des contraintes normales et tangentielles

$\sigma = N/A$

$\tau = T/A$

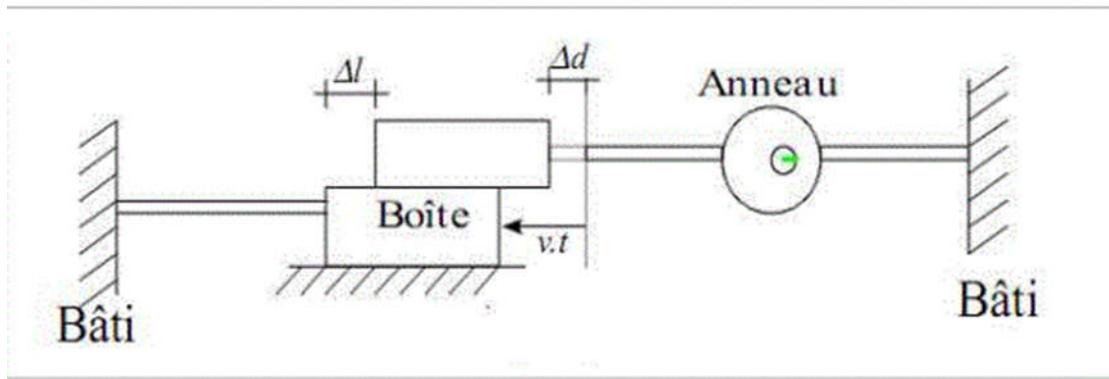


Figure 42: Illustration de l'essai de cisaillement

Chapitre 3 :Présentation de l’outil numérique Plaxis

1 Introduction

Les modèles à éléments finis sont largement utilisés par les ingénieurs géotechniciens du monde entier pour étudier différents paramètres permettant de résoudre de nombreux problèmes géotechniques avant de s'attaquer plus en détail aux étapes de la conception.

Dans ce chapitre, nous allons présenter le logiciel Plaxis et les modèles intégrés dans ce logiciel

2 Présentation du code élément finis Plaxis

Plaxis est un programme spécial en éléments finis utilisé pour effectuer des analyses de déformation, de stabilité et d'écoulement pour divers types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être modélisées soit par une déformation plane, soit par un modèle axisymétrique. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements. Le code en éléments finis plaxis comprend des lois de comportement à différents niveaux de complexité depuis l'élasticité linéaire jusqu'à un modèle permettant de tenir compte de la raideur du sol sous très petites déformations. Les détails de chaque modèle peuvent être trouvés dans le guide d'utilisateurs de plaxis. En plus de l'élasticité linéaire de Mohr-Coulomb et de Cam-Clay modifié.

2.1 L’interface du programme PLAXIS

Le code PLAXIS est divisé en quatre sous-programmes: PLAXIS Input, PLAXIS Calculations, et

PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves

2.1.1 Le programme d’entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle

géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

2.1.2 Le programme de calcul (Calculation)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

2.1.3 Le programme de résultats (Output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

2.1.4 Le programme courbe (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

2.2 Les modèles de comportement intégré dans Plaxis

2.2.1 Modèle de Mohr coulomb

Mohr Coulomb a modélisé le comportement non linéaire du sol en deux lignes bilinéaires, comme le montre la figure V.1.

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et Ψ est l'angle de dilatance.

Module de Young

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

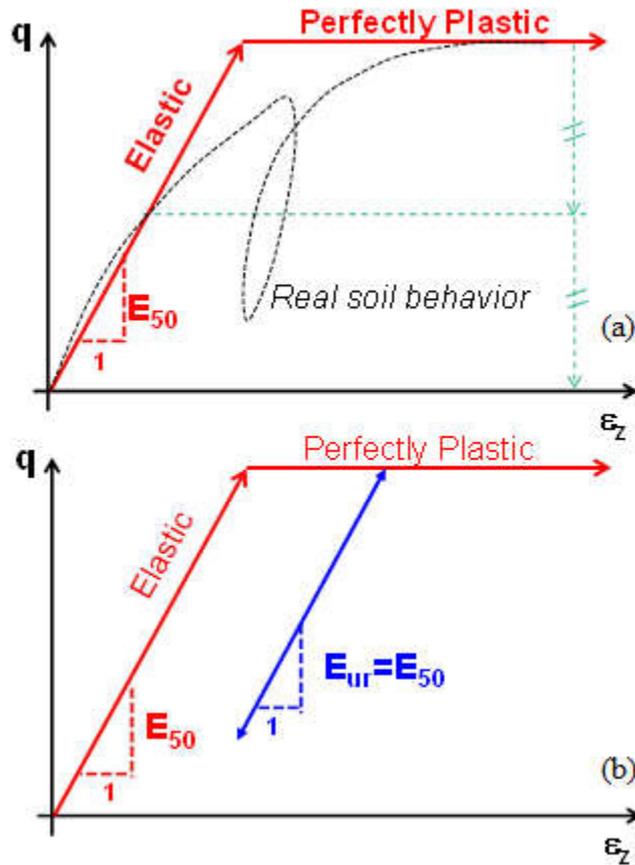


Figure 43: Définition du module de young à 50% de la rupture

Coefficient de poisson :

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

L'angle de frottement :

L'angle de frottement est constant et dépend de la nature du sol, Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.

La cohésion :

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

L'angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ$$

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 faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

2.2.2 Modèle de sol avec écrouissage (Duncan et chang (Hardening Soil Model, HSM)):

Ce type de modèle est bien adapté à la modélisation de creusement d'ouvrages souterrains où on est simultanément devant un phénomène de chargement et déchargement (ce phénomène est ainsi pris en charge par une rigidité en déchargement/rechargement réf Eur plus élevée que celle en chargement réf E_{50}).

Le modèle a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points ; il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste car il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

Les paramètres du HSM :

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c : cohésion (effective) [kN/m²]

ϕ : angle de frottement effectif [°]

Ψ : angle de dilatance [°]

Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial [kN/m²]

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai œdométrique [kN/m²]

m : puissance (de type Janbu (1963) environ 0,5 pour les sables, Alors que Von Soos (1990) introduit différentes valeurs de m : $0,5 < m < 1,0$) [-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref}=3 E_{50}^{ref}$) [kN/m²]

ν_{ur} : coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$) [-]

p^{ref} : contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [kN/m²]

k_0^{nc} : coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé (Jaky, 1944)

R_f : coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0.9$) [-]

$\sigma_{tension}$: résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [kN/m²]

cincrement: comme dans le modèle de Mohr-Coulomb (par défaut cincrement = 0) [kN/m³]

La définition du module œdométrique tangent est donnée sur la figure 44 et celle de la dilatance (éventuellement tronquée) figure 45

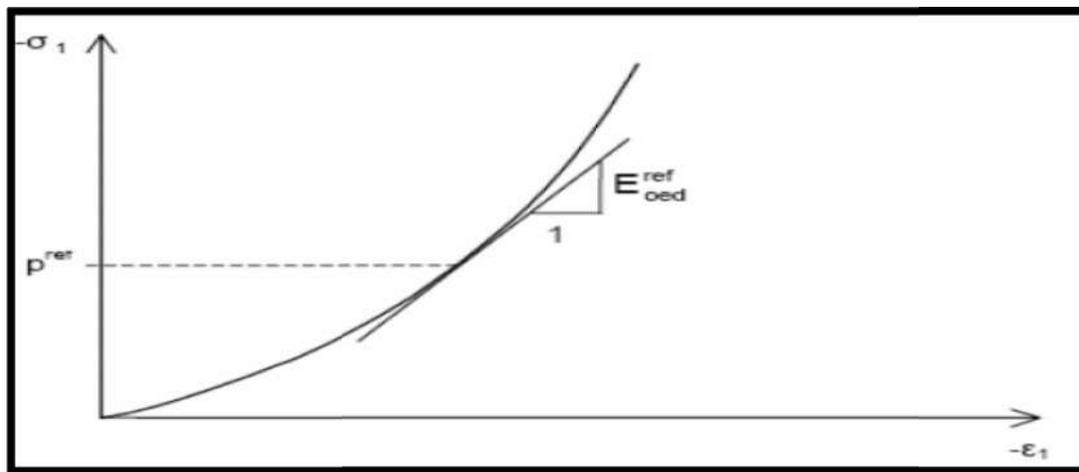


Figure 44: Définition du module œdométrique tangent

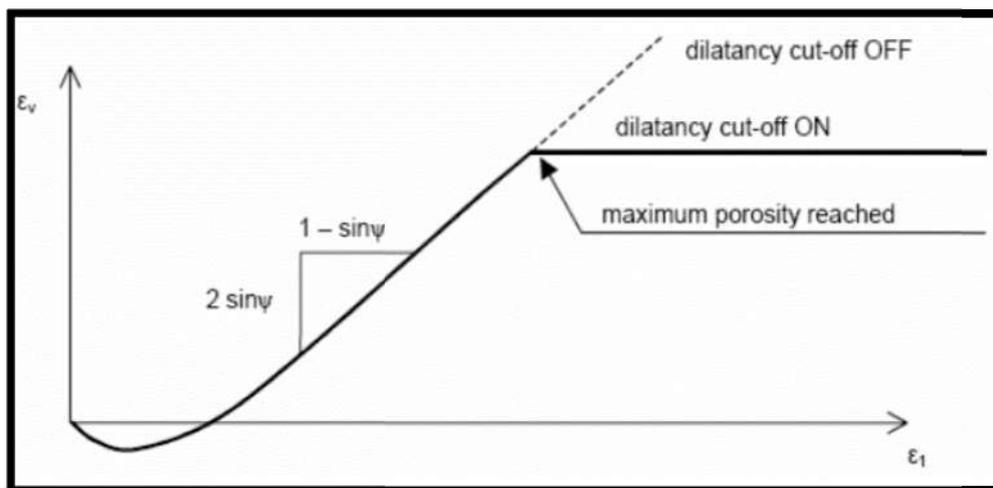


Figure 45: Définition de l'angle de dilatance

2.3 Détermination du coefficient de sécurité FS

La série des calculs effectuée vise à déterminer les valeurs du coefficient de sécurité par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS (Phi-c reduction)

3 Conclusion

Les ingénieurs confrontés à des problèmes complexes ont cherché depuis longtemps à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols pour simuler le comportement des ouvrages géotechniques. Ces modèles, introduits dans des codes de calcul en éléments finis, permettent la résolution des problèmes liés au tassement, au fluage, à la consolidation et à la rupture des sols. En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques s'inscrit dans une pratique commune en génie civil qui vise la réduction des coûts d'études et les difficultés rencontrées lors de la construction.

Chapitre 4 : Résultats des essais de cisaillement direct et simulation du talus

1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons voir les résultats de tous les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande que nous avons réalisés avec les différents pourcentages du liant hydraulique (5, 10 et 15%).

Les résultats des essais de cisaillement direct vérifier la stabilité du talus de Bensakrane sans et avec liants hydrauliques par le calcul du coefficient de sécurité. Cette vérification numérique est basée sur la méthode de C/PHI réduction implanté dans le logiciel Plaxis

2 Résultats des essais de cisaillement a 0 jours :

2.1 Sol naturel

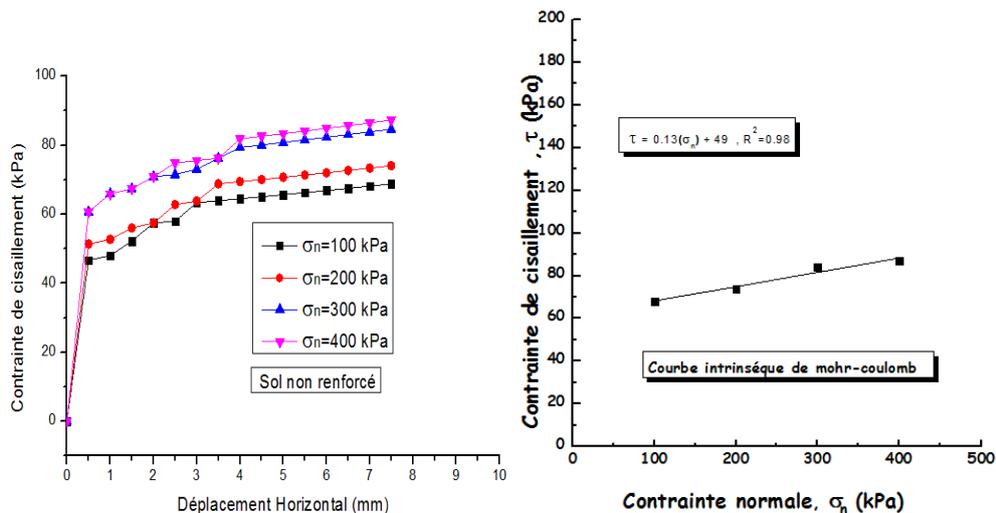


Figure 46: Essais sur sol naturel

Commentaire :

Ces essais ont été réalisés sur le sol naturel. On remarque que la résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. En utilisant la courbe intrinsèque, nous avons extrait les paramètres mécaniques C et ϕ . Nous avons ainsi observé que la cohésion était de 49 kPa et l'angle de frottement tangentiel de 0,13, ce qui nous donne un angle de frottement de 7,4°

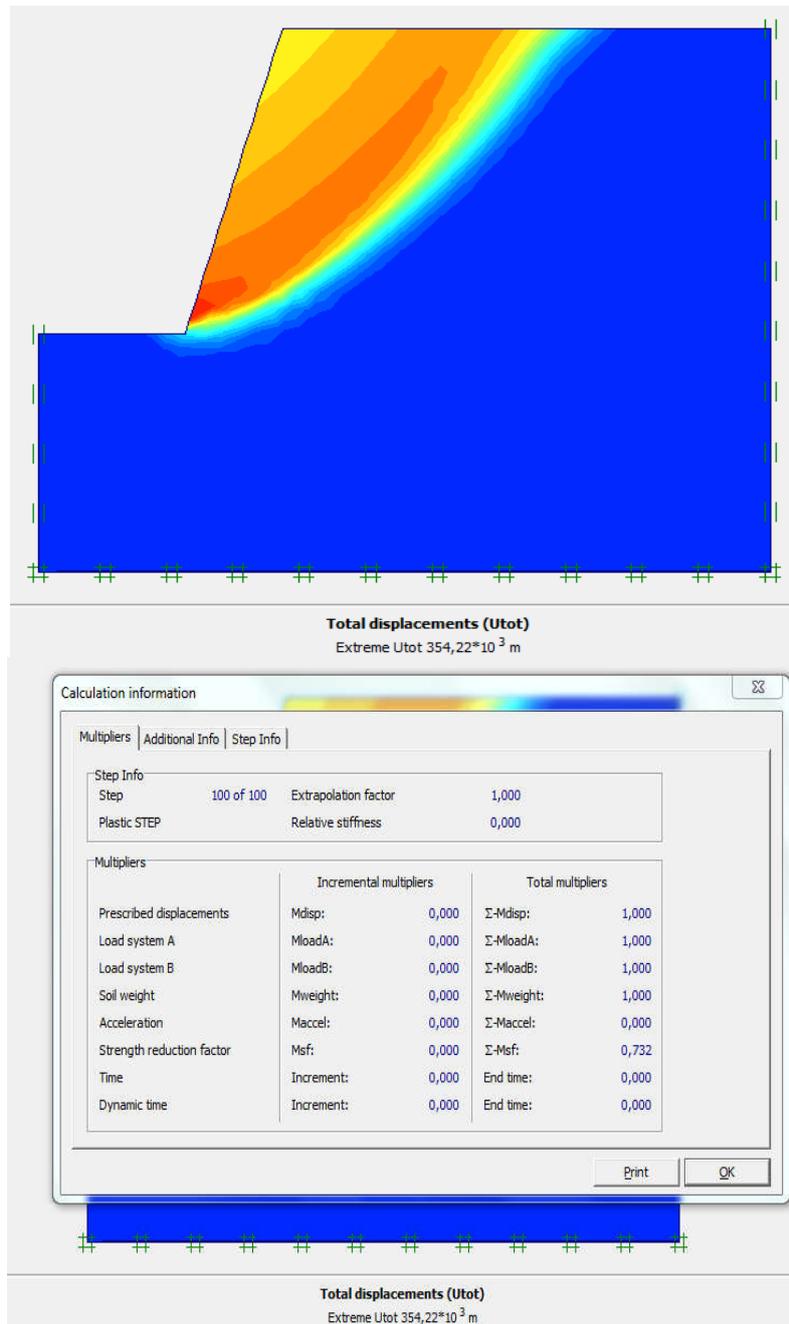


Figure 47: Calcul de facteur de sécurité

Commentaire :

Nous avons introduit 4 paramètres dans le modèle de Mohr-Coulomb (E , ν , c et ϕ). Nous avons choisi $c=49$ kPa et $\phi=7,4^\circ$. Nous avons constaté que le facteur de sécurité F_s était de 0,732, ce qui indique que ce talus est instable

2.2 Sol +5% de ciment

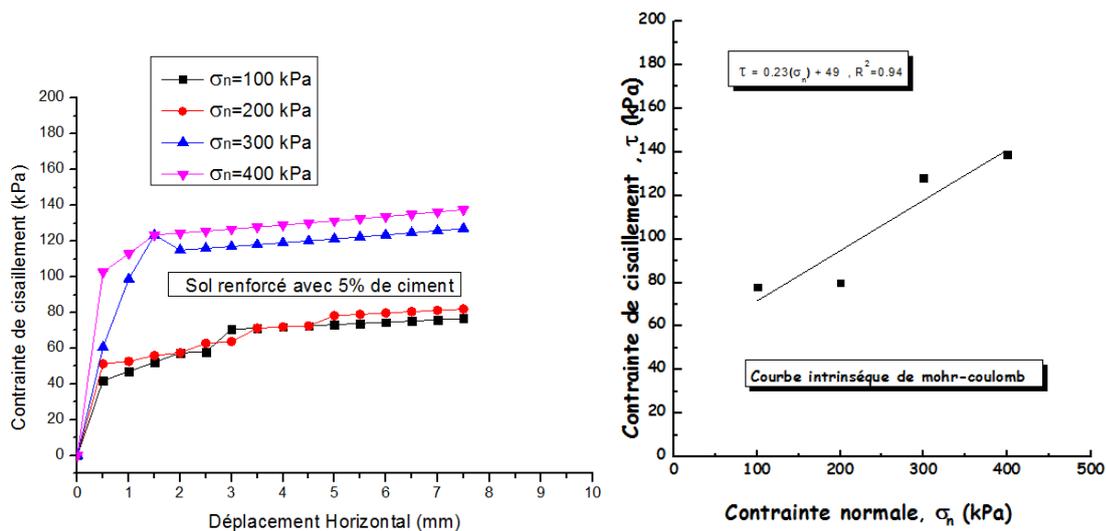


Figure 48: Essais sur sol renforcé avec 5% de ciment

Ces essais ont été réalisés sur le sol naturel. On remarque que la résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. En utilisant la courbe intrinsèque, nous avons extrait les paramètres mécaniques C et ϕ . Nous avons ainsi observé que la cohésion était de 49 kPa et l'angle de frottement tangentiel de 0,23, ce qui nous donne un angle de frottement de $13,1^\circ$

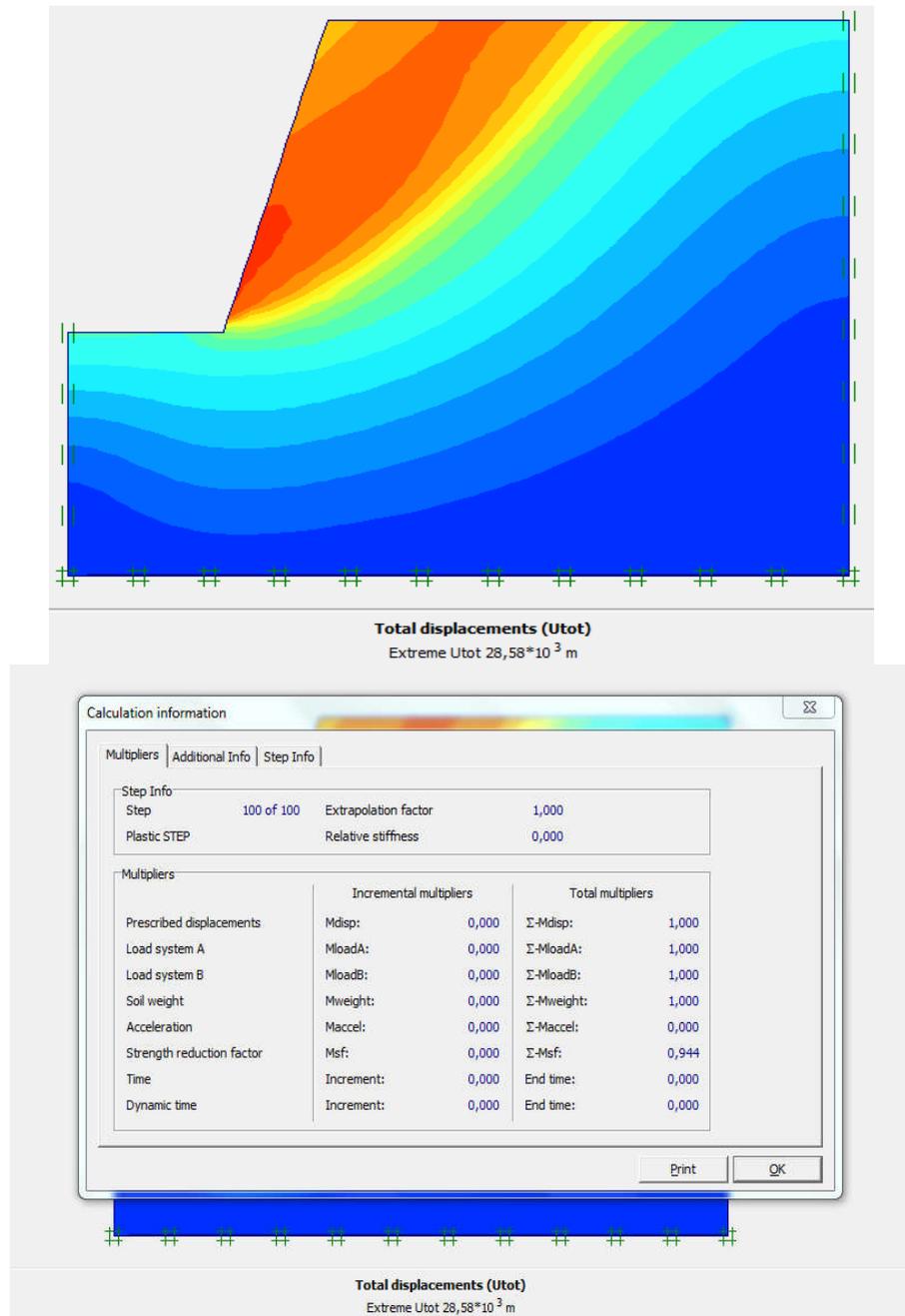


Figure 49: Calcul de facteur de sécurité pour sol avec 5% de ciment

Nous avons introduit 4 paramètres dans le modèle de Mohr-Coulomb (E , ν , c et ϕ).

Nous avons choisi $c = 49$ kPa et $\phi = 13,1^\circ$.

Nous avons constaté que le facteur de sécurité F_s était de 0,944

- ce qui indique que ce talus est instable.

2.3 Sol +10% de ciment

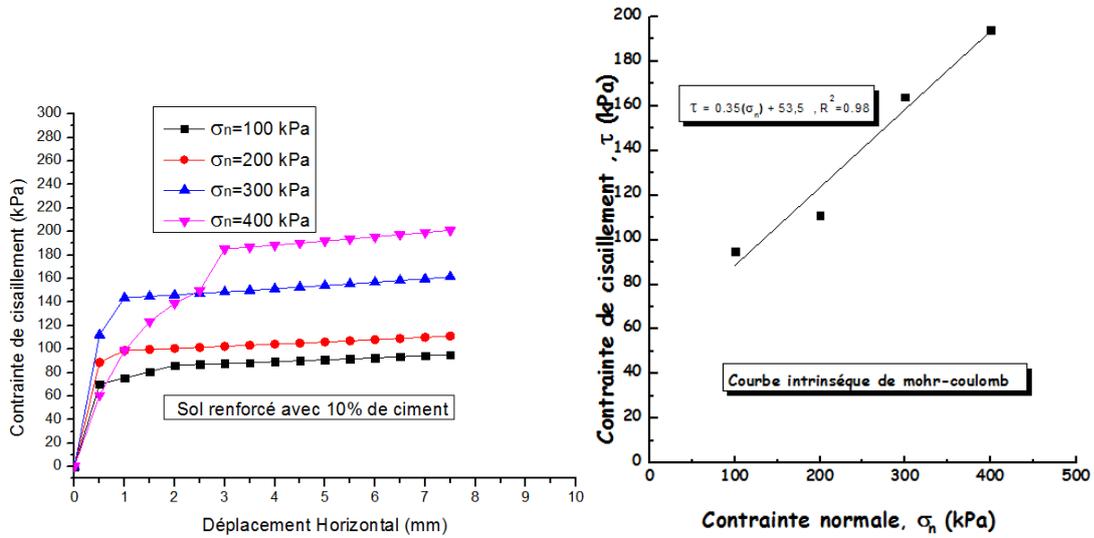
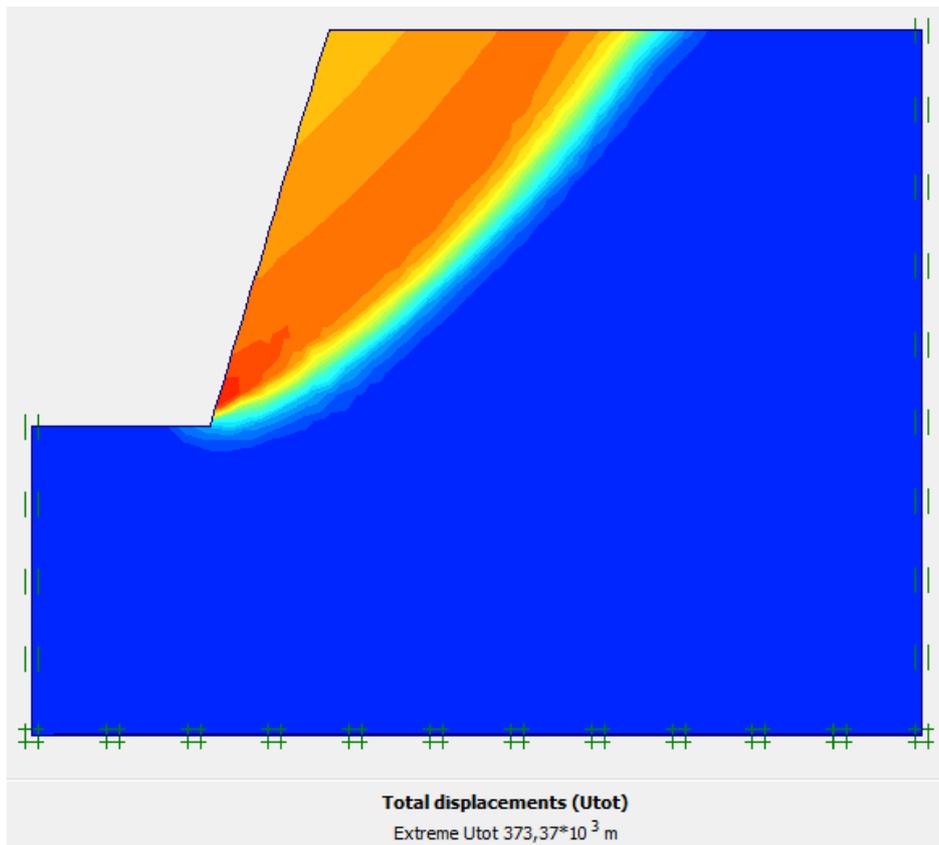


Figure 50: Essais sur sol renforcé avec 10% de ciment

Ces essais ont été réalisés sur le sol naturel. On remarque que la résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. En utilisant la courbe intrinsèque, nous avons extrait les paramètres mécaniques C et ϕ . Nous avons ainsi observé que la cohésion était de 53,5 kPa et l'angle de frottement tangentiel de 0,35 , ce qui nous donne un angle de frottement de $20,05^\circ$



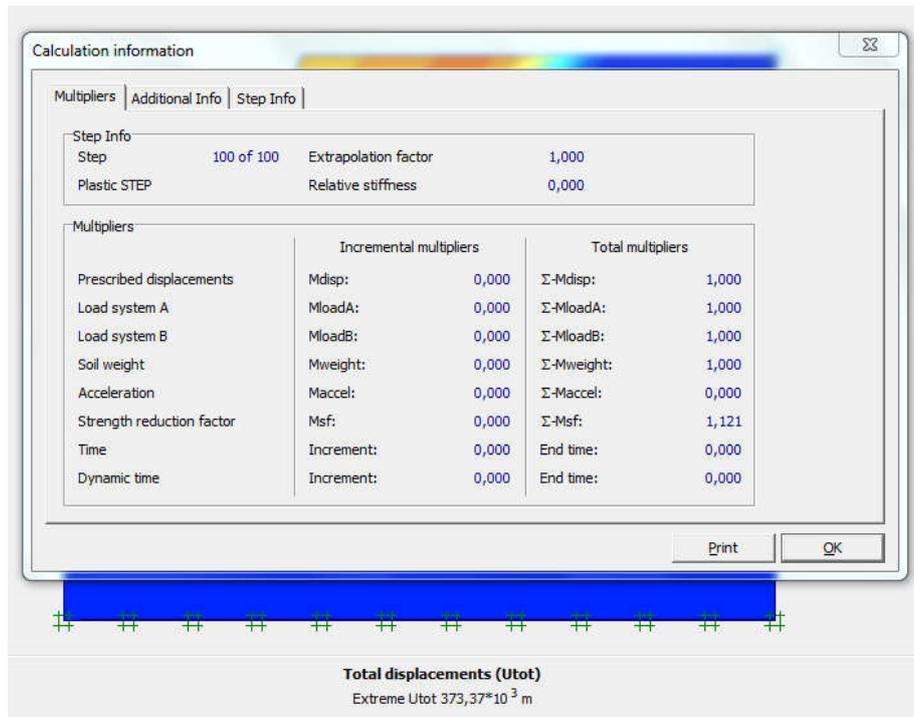


Figure 51: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 10% de ciment

Nous avons introduit 4 paramètres dans le modèle de Mohr-Coulomb (E , ν , c et ϕ).

Nous avons choisi $c = 53.5$ kPa et $\phi = 20.05^\circ$.

Nous avons constaté que le facteur de sécurité F_s était de 1,121

- ce qui indique que ce talus est instable.

2.4 Sol +15% de ciment

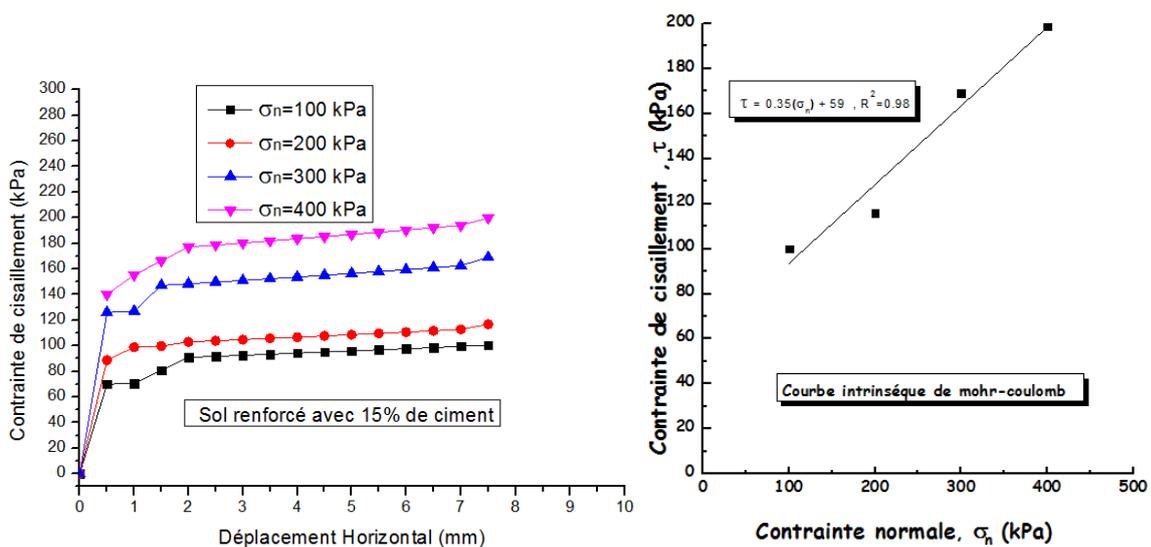


Figure 52: Essais sur sol renforcé avec 15% de ciment

Ces essais ont été réalisés sur le sol naturel. On remarque que la résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. En utilisant la courbe intrinsèque, nous avons extrait les paramètres mécaniques C et ϕ . Nous avons ainsi observé que la cohésion était de 59 kPa et l'angle de frottement tangentiel de 0,35 , ce qui nous donne un angle de frottement de $20,05^\circ$

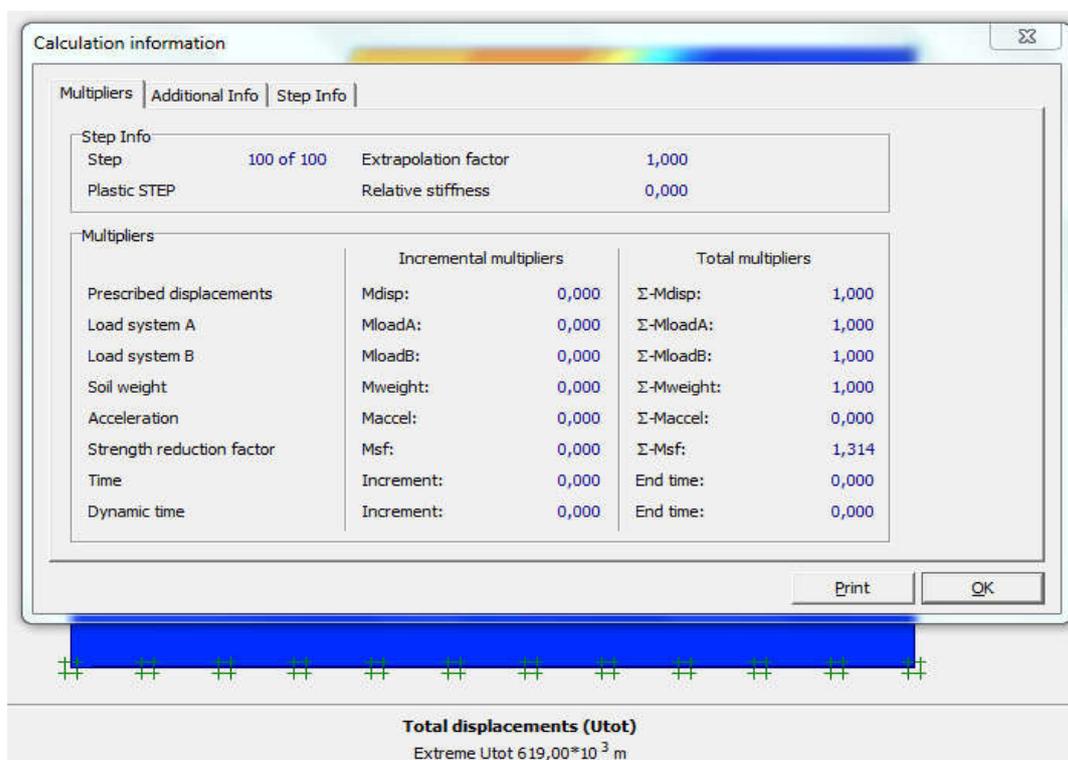
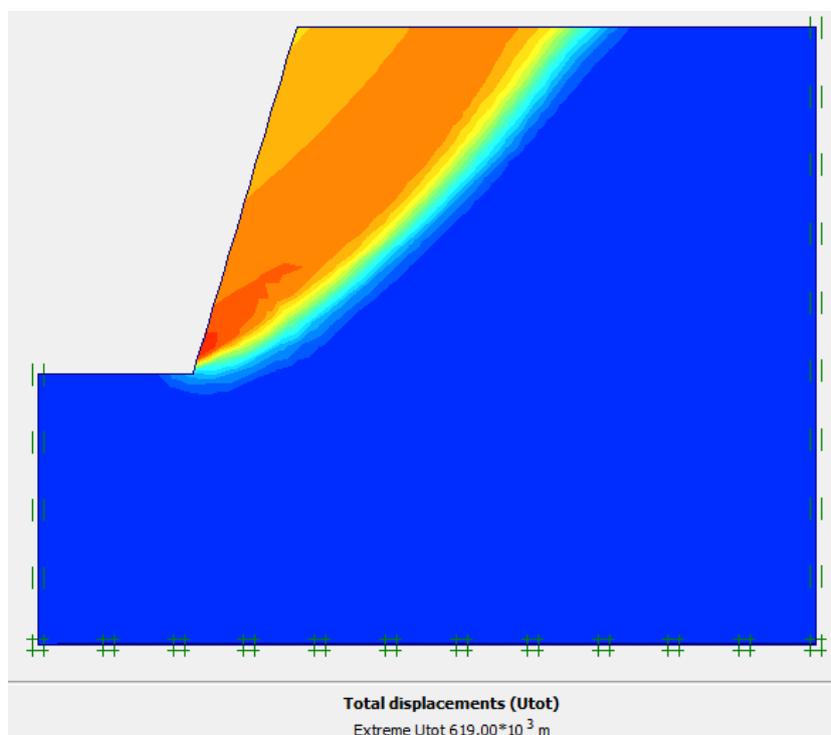


Figure 53: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 15% de ciment

Nous avons introduit 4 paramètres dans le modèle de Mohr-Coulomb (E , ν , c et ϕ).

Nous avons choisi $c= 59$ kPa et $\phi= 20,05^\circ$.

Nous avons constaté que le facteur de sécurité F_s était de 1,314

- ce qui indique que ce talus est instable

3 Résultats des essais de cisaillement à 14 jours :

3.1 Sol +5% de ciment

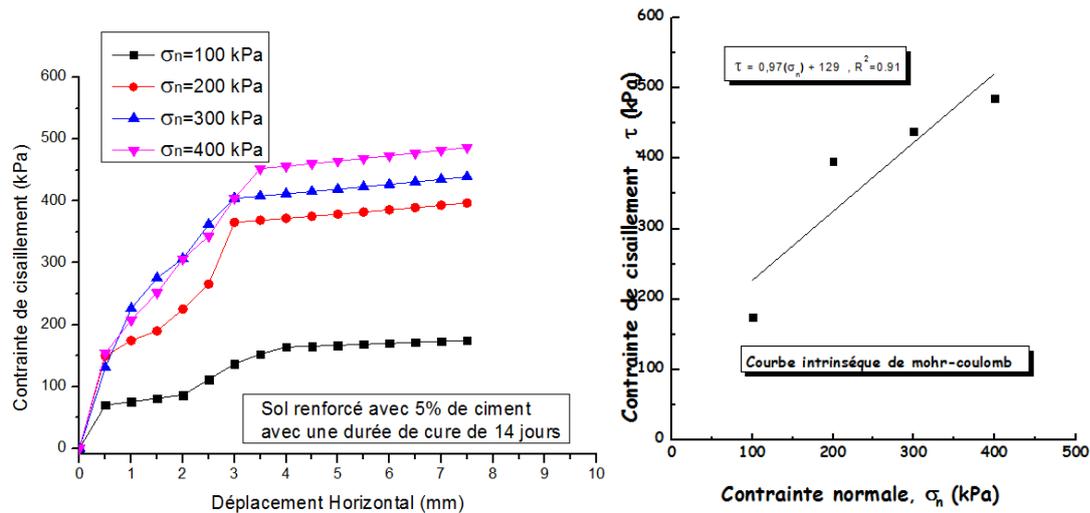
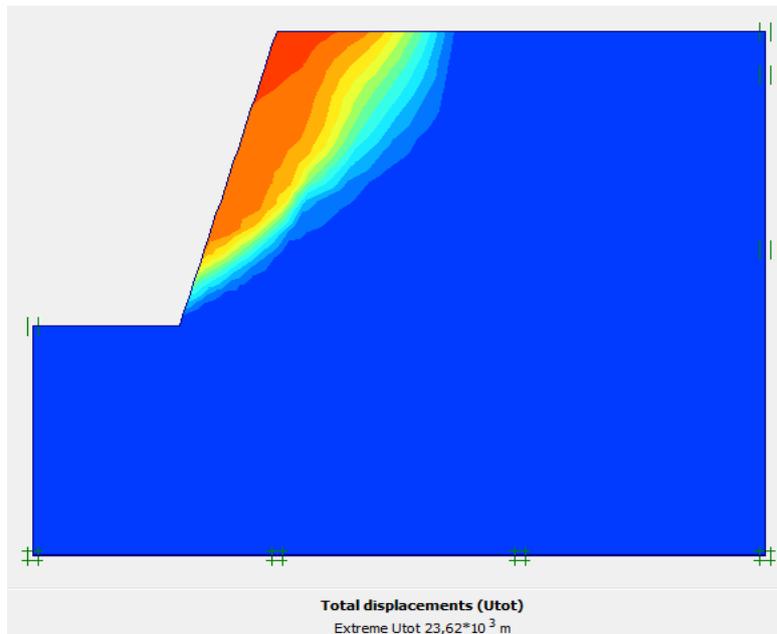


Figure 54: Essais sur sol renforcé avec 5% de ciment pour une durée de cure de 14 jours

Ces essais ont été réalisés sur le sol naturel. On remarque que la résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. En utilisant la courbe intrinsèque, nous avons extrait les paramètres mécaniques C et ϕ . Nous avons ainsi observé que la cohésion était de 129 kPa et l'angle de frottement tangentiel de 0,97, ce qui nous donne un angle de frottement de $55,57^\circ$



Calculation information

Multipliers | Additional Info | Step Info

Step Info			
Step	100 of 100	Extrapolation factor	2,000
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	0,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	-0,002	Σ-Msf:	2,507
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Print OK

Figure 55: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 5% de ciment pour une durée de cure de 14 jours

Nous avons introduit 4 paramètres dans le modèle de Mohr-Coulomb (E , ν , c et ϕ).

Nous avons choisi $c = 129$ kPa et $\phi = 55.57^\circ$.

Nous avons constaté que le facteur de sécurité F_s était de 2.507

- ce qui indique que ce talus est stable .

3.2 Sol +10% de ciment

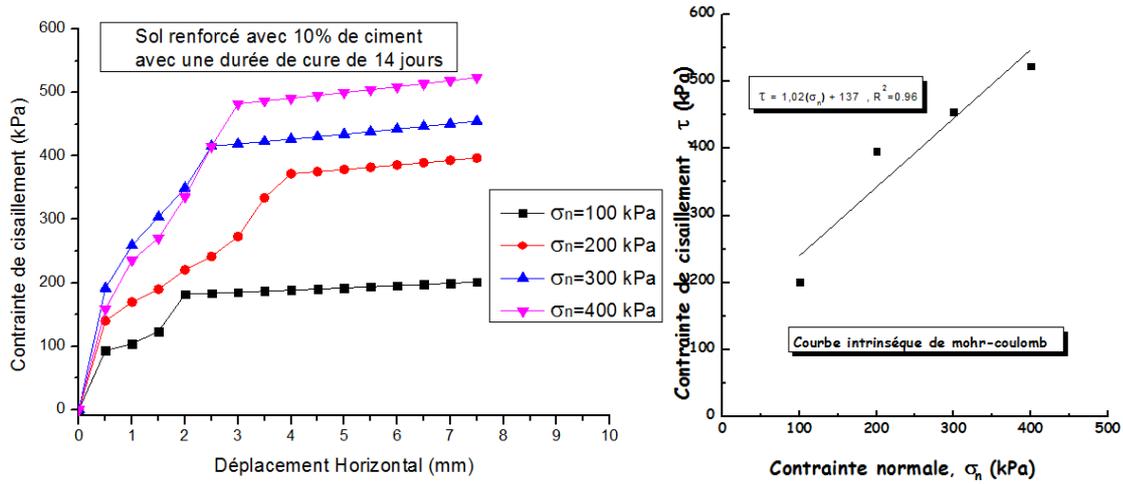
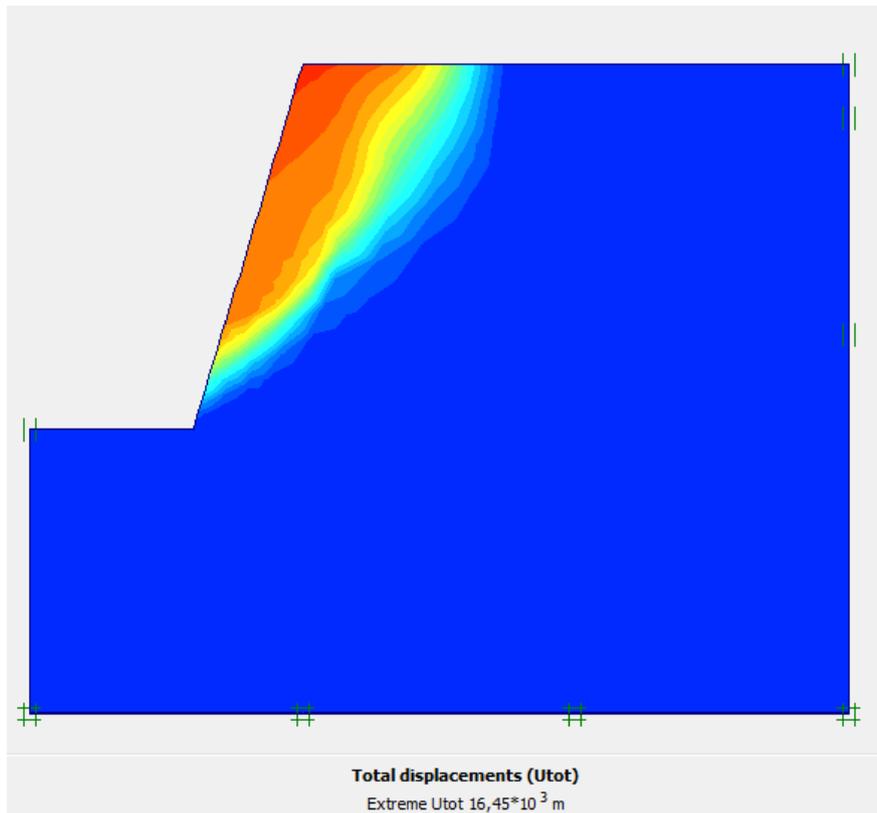


Figure 56: Essais sur sol renforcé avec 10 % de ciment pour une durée de cure de 14 jours

Ces essais ont été réalisés sur le sol naturel. On remarque que la résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. En utilisant la courbe intrinsèque, nous avons extrait les paramètres mécaniques C et ϕ . Nous avons ainsi observé que la cohésion était de 137 kPa et l'angle de frottement tangtangentiel 1,02, ce qui nous donne un angle de frottement de $58,44^\circ$



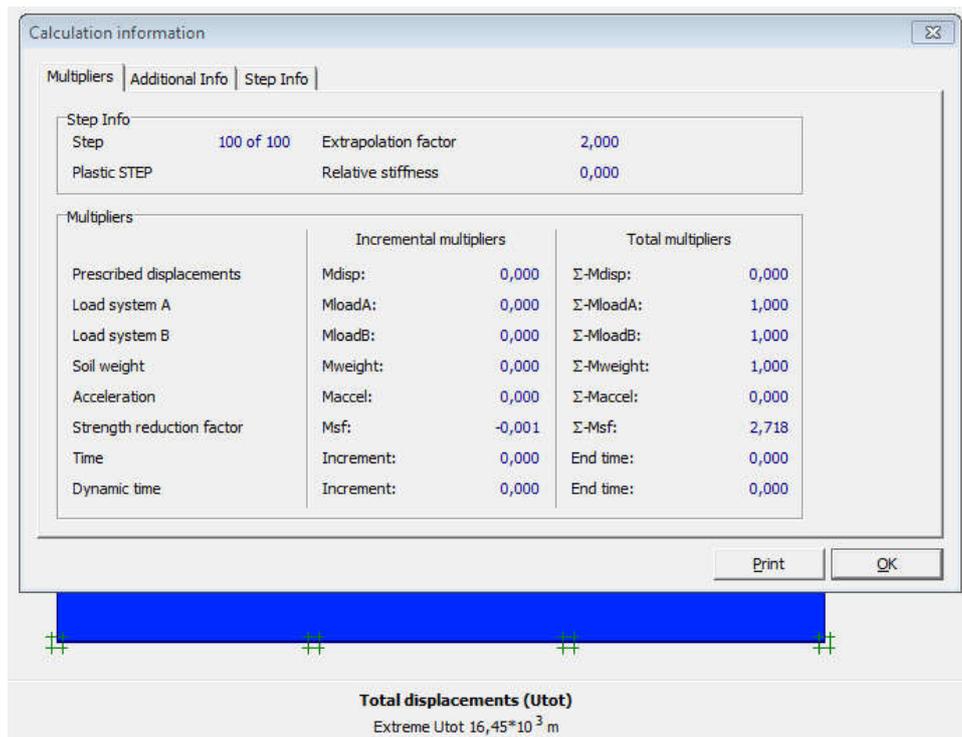


Figure 57: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 10 % de ciment pour une durée de cure de 14 jours

Nous avons introduit 4 paramètres dans le modèle de Mohr-Coulomb (E , ν , c et ϕ).

Nous avons choisi $c = 137$ kPa et $\phi = 58,44^\circ$.

Nous avons constaté que le facteur de sécurité F_s était de 2,718 ,

- ce qui indique que ce talus est stable.

3.3 Sol +15% de ciment

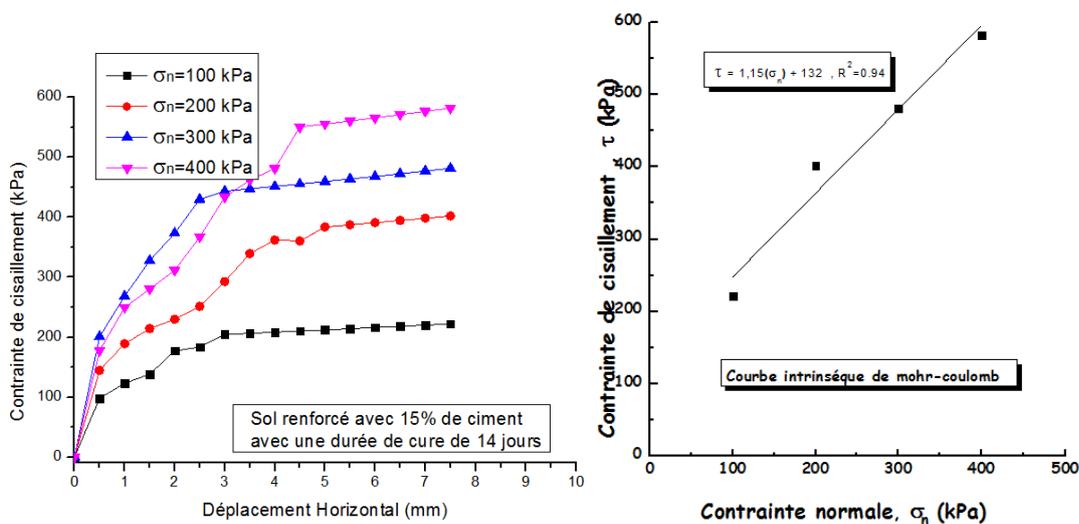
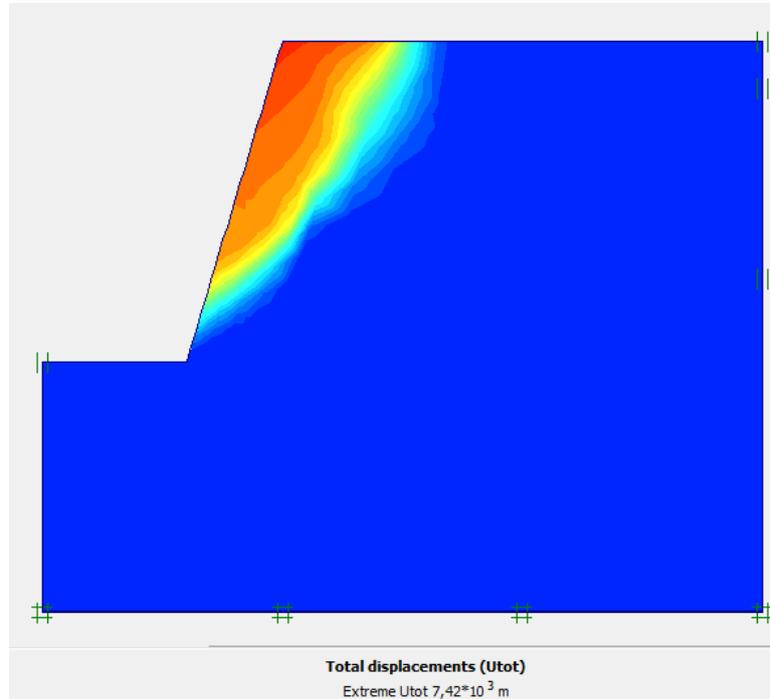


Figure 58: Essais sur sol renforcé avec 15% de ciment pour une durée de cure de 14 jours

Ces essais ont été réalisés sur le sol naturel. On remarque que la résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. En utilisant la courbe intrinsèque, nous avons extrait les paramètres mécaniques C et ϕ . Nous avons ainsi observé que la cohésion était de 132 kPa et l'angle de frottement tangentiel de $1,15^\circ$, ce qui nous donne un angle de frottement de $65,89^\circ$



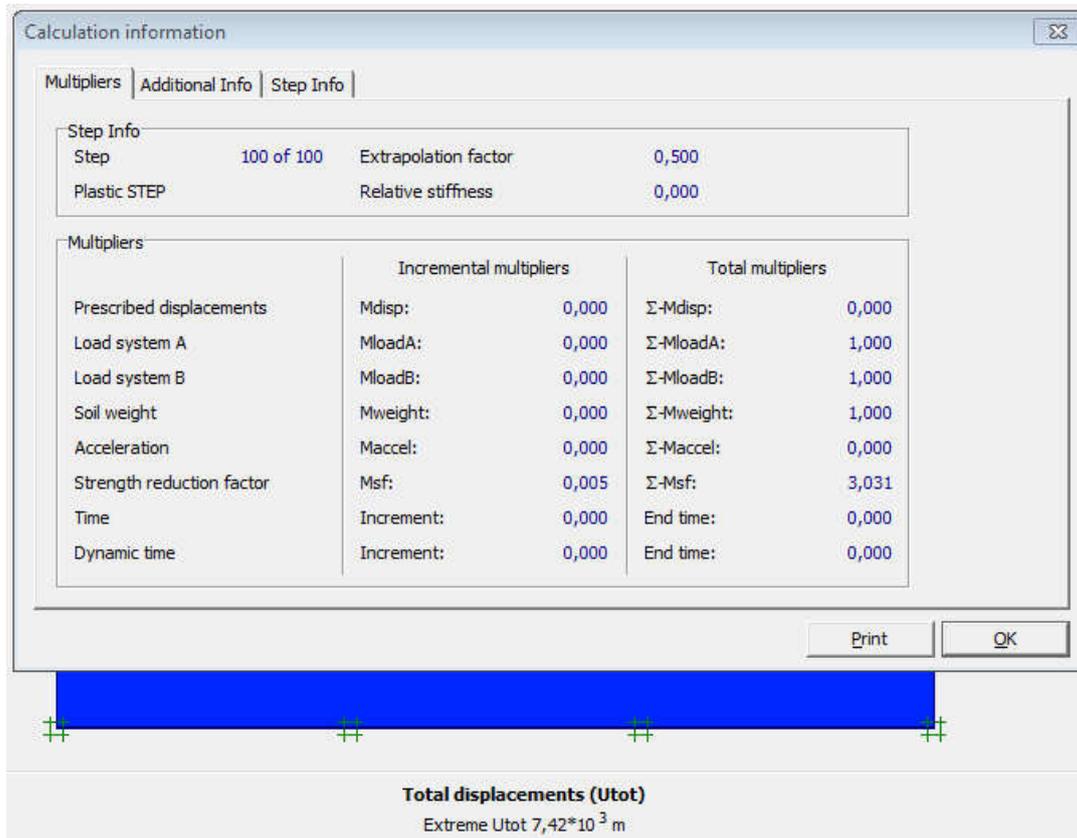


Figure 59: Calcul de facteur de sécurité pour sol renforcé avec 15 % de ciment pour une durée de cure de 14 jours

Nous avons introduit 4 paramètres dans le modèle de Mohr-Coulomb (E , ν , c et ϕ).

Nous avons choisi $c =$ kPa et $\phi = 65.89^\circ$.

Nous avons constaté que le facteur de sécurité F_s était de 3,031 ,

- ce qui indique que ce talus est stable .

4 Conclusion

Après l'analyse et l'interprétation des résultats des essais de cisaillements, l'ajout de ciment améliore la résistance au cisaillement et les paramètres mécaniques C et ϕ . on peut déduire qu'un pourcentage de 5% suffit pour stabiliser le talus de Bensakrane.

Conclusion Générale

L'objectif du travail était de stabiliser le talus de Bensakrane en utilisant du liant hydraulique (ciment). La démarche scientifique que nous avons mit en œuvre comporte d'abord une recherche bibliographique sur les mouvements des pentes ainsi que sur les différents techniques de stabilisation qui existent dans la littérature et notamment la technique du traitement du sol en utilisant des ajouts chimiques pour assurer la stabilité d'une pente ; ensuite, nous avons reconstitué les échantillons remaniés prélevé du site par la méthode statique pour reproduire la densité humide naturelle (γ_h) des échantillons intacts ; puis, on a réalisé une série d'essais mécaniques a noter, l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, l' analyse et l'interprétation des résultats des différents essais réaliser nous ont permis de déterminer le pourcentage optimal du liant hydraulique; enfin, un calcul numérique du coefficient de sécurité a été effectuer.

Après une campagne d'essai physique réalisés par Dahmane ayad et Mekaou (2021) il en ressort que le versant est constitué d'une Argile très plastique.

Les essais de cisaillement direct à la boite de Casagrande réalisés au laboratoire nous ont permis de déterminer les caractéristiques initiales du sol :

$$C=49\text{Kpa}$$

$$\phi=7,4^\circ$$

$$F_s=0,732$$

Le traitement du sol avec 5% du liant hydraulique pour une durée de cure de 14 jours suffit pour une amélioration des caractéristique du sol, $c=129\text{ kPa}$, $\phi=59^\circ$ ainsi que le facteur de sécurité $F_s=2,5$

Références :

- [1] : SÈVE Gilles/ P.Pouget (1998), Stabilisation des glissements de terrain « Guide technique»,
- [2] Dahmane Ayad Zeineb ; Mekaou Souad (2021), COMPORTEMENT D'UNE ARGILE TRAITÉE PAR LA POUDRE DE VERRE, Mémoire de master, Université Belhadj Bouchaib Ain Temocuhent
- [3] : SÈVE Gilles/DURVILLE Jean-Louis (1998), Stabilité des pentes : Glissement en terrainmeuble, Edition LCPC.
- [4] : RAT Marcel (1975), Drainage. Rabattement-Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C256
- [5] MEGROUSSE Loubna, BOUZOUINA Amina (2021) Etude du comportement mécanique d'un sol liquéfié traité et renforcé par les fibres de polypropylène, Mémoire de master, Université Belhadj Bouchaib Ain Temocuhent
- [6] AHMED SEDDIKI (2008), ANALYSE DE LA STABILITE DES PENTES SOUS SEISME, Mémoire de magistère, Université de M'sila
- [7] : SCHLOSSER .F et UNTERREINER .Ph (1994), Renforcement des sols par inclusions Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C245.