

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure des
Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Mémoire

Pour l'Obtention du Diplôme

De Master

Option infrastructure de base

Thème

**ANALYSE NUMERIQUE DE LA STABILITE
DES TALUS EN PENTE**

Présenté par :
BARA Souhaila

Proposé par :
Pr. MITICHE-KETTAB Ratiba
M^{ème} KHELFOUNE Fadila

Promotion 2015

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

REMERCIEMENTS

*Avant tout, je remercie ALLAH qui m'a donné le courage et la
Volonté D'aller jusqu'au bout dans ce modeste travail.*

*Un Grand Merci S'adresse Particulièrement A mes Parents Qui M'Ont
Soutenu Pour Réaliser mes Etudes Et Qui m'Ont Toujours
Encouragé dans chaque pas vers l'avant.*

*Je Souhaite Exprimer, Tout Particulièrement, mes Vifs
Remerciements Et ma Profonde Reconnaissance A mes
Encadreurs Dr **Mme KETTAB .F** et **Mme KHELFOUNE . F** pour me
avoir donnés la chance de pouvoir travailler à leurs côtés durant cette
période de stage. Merci pour le temps qu'elles ont consacré « à
redonner un peu de rigueur à nos plumes qui ont tendance à
manifester leurs couleurs »*

*Je tiens à remercier **Mme DEBICHE**, Il nous a fait profiter de son
expérience.*

*Nous tenons à remercier tous Les Enseignants Et Les
Travailleurs De L'ENSTP Sans Exception.*

*Sans oublier de remercier les membres du jury qui nous font l'honneur
De présider et d'examiner ce modeste travail.*

*A Tous Ceux Qui Ont Contribué Dans Notre Formation De Prés Ou De
Loin, Depuis, Les Premières Lettres Alphabétiques.*



DEDICACE

Avant tout, je remercie premièrement Dieu tout Puissant, de m'avoir donné la force, le courage et la volonté durant tout mon cursus des études et d'avoir réalisé mon travail

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve, à celle que je prie souvent ALLAH SOBHANAHOU WA TA3ALA pour qu'il la guérira et la protégera

À toi chère Maman

Au guide de ma vie, aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

À toi cher papa

A ma grande mère RABI YERHAMHA

À ceux que j'aime et que j'adore tellement : Mes frères Akram, Nadjib Youcef (nanoussi), et surtout ma chère sœur Sarah


À mes amis et collègues de la promotion 2015 ENSTP

À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

À vous...

SOUHAÏLA



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

1- Introduction.....	1
2- Mouvements de terrain	1
2.1- Définition.....	1
2.2- Origine des mouvements de terrain.....	2
2.3- Classification des mouvements.....	3
3- Conclusion.....	5

CHAPITRE II : RECONNAISSANCE DU SITE

1- Introduction.....	6
2- Reconnaissance du site.....	6
2.1- Reconnaissance préliminaire.....	6
2.2- Reconnaissance géologique.....	6
2.3- Reconnaissance géophysique.....	7
2.4- Reconnaissance géotechnique	7
2.4-1. Les essais in situ	7
i. L'essai de pénétromètre dynamique.....	8
ii. L'essai de pénétromètre statique.....	8
iii. Essai de pénétration standard SPT (Standard Pénétration Test).....	8
iv. L'essai pressiométrique.....	9
2.4-2. Les essais au laboratoire.....	10
i. Les essais d'identification physico-chimique.....	10
i.1- Teneur en eau naturelle.....	10
i.2- Analyse granulométrique.....	10
i.3- Les limites d'Atterberg.....	11
ii. Essais mécaniques.....	12
ii.1- Les essais de cisaillement à la boîte.....	12
ii.2- Essai de cisaillement triaxial.....	12
ii.3- Essai Oedométrique.....	13
3- Comportement des sols fins et des massifs argileux en pente.....	14
4- Conclusion.....	14

CHAPITRE III : GLISSEMENT DE TERRAIN

1- Introduction.....	15
2- Types de glissement.....	15
2.1- Glissement plan	15
2.2- Glissement rotationnel.....	16
3- Les facteurs de mesure d'un glissement.....	18
4- Principales causes de glissement.....	18
4.1- Naturelle.....	18
4.2- Anthropique.....	18
5- Différentes phases des glissements.....	19
6- Méthodes de Calcul de la Stabilité des Talus.....	19
6.1- Définition du coefficient de sécurité	20
6.2- Calcul en rupture plane.....	20
6.3- Calcul en rupture circulaire.....	21
6.3.1 : Méthode d'analyse globale.....	21
6.3.2 : Méthode des tranches.....	22
7- Méthode numérique	24
7.1- Résolution par la méthode des éléments finis.....	25
8- Application de la MEF au calcul de glissement de terrain.....	27
8.1- Présentation de logiciel TALREN 5.....	27
8.2-Présentation de logiciel PLAXIS	27
9- Conclusion.....	27

CHAPITRE IV : APPLICATION NUMERIQUE DE LA STABILITE DU TALUS

1- Présentation du projet	28
2- Analyse de la stabilité du talus.....	28
2.1- Modélisation numérique.....	30
2.2- courbe représente le facteur de sécurité en fonction du déplacement.....	31
2.2.1- interprétation de résultat.....	31
2.3-- Analyse paramétrique.....	32
2.3.1- Variation de la cohésion du sol.....	32
2.3.2- La variation de l'angle de frottement	33
2.4- Conclusion 1	33
3- Analyse de la stabilité du talus par le code Plaxis8.2	34
3.1- procédure de calcul	34
3.2- Conclusion 2.....	37
4- Conclusion	37

CHAPITRE V : RENFORCEMENT PAR LA GEOGRILLE

1- Introduction.....	39
2- Méthode de confortement	39
2.1- Définition de la géogridle.....	39
2.2- Propriétés des géogridles utilisées en renforcement.....	40
2.3- Application des géosynthétiques en renforcement.....	40
2.4- Mécanisme d'enclenchement sol-géogridle	41
2.5- Mécanisme d'enclenchement sol-géogridle.....	42
3- Méthodologie de la modélisation et procédure de calculs.....	42
4- Conclusion.....	45

CONCLUSION GENERALE

ANNEXE

RESUME

Ce présent mémoire consiste à faire une analyse numérique de la stabilité des talus en pente dans la commune de SIDI YUCEF (BENI MESSOUS) wilaya d'Alger, et de proposer des solutions de confortement.

L'analyse de ce glissement est menée par deux logiciels FORTRAN 90 et PLAXIS afin de matérialiser les surfaces de rupture potentielles.

Additionnellement à ceci et partant d'un certain nombre de solutions de confortement envisagées, une solution adaptée à notre problématique a été retenue.

Mots clés : talus, stabilité.

ABSTRACT

This present memoir consist to make a numerical stability analysis of slope in slope occurred in the town SIDI YUCEF (BENI MESSOUS) of Algiers, and possibly propose reinforcement solutions.

The analysis of landslide is realized by two software: FORTRAN 90 and PLAXIS after the localization of the surface potential of circle.

Finally, a solution has been adapted (Reached).

Keywords: sliding, reinforcement, ground.

ملخص

تهدف هذه المذكرة إلى التحليل العددي لاستقرار منحدر في بلدة سيدي يوسف (بني مسوس) ولاية الجزائر، و تقترح حلول التعزيز.

هناك العديد من حلول التعزيز إلى أنه قد تم اختيار حل تقني واقتصادي كلمات البحث: منحدر، تعزيز.

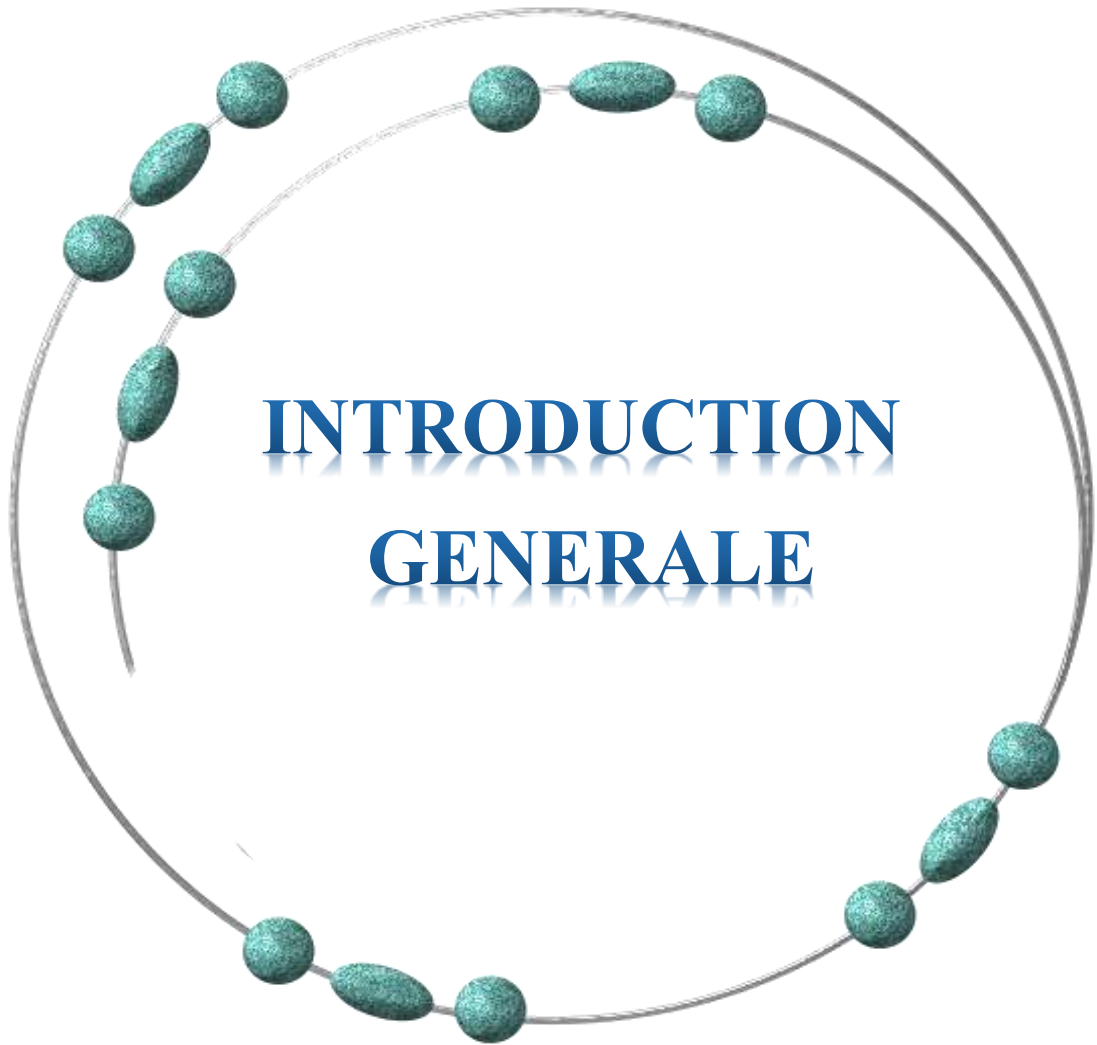
LISTE DES FIGURES

Fig.I.1 : la problématique du mouvement de terrain [10].....	2
Fig.I.2 : Les types des mouvements de terrain. [1].....	3
Fig.I.3 : Ecoulement et chutes de blocs [11].....	3
Fig.I.4 : phénomène de glissement de terrain [11]	4
Fig.I.5 : coulée boueuse [11]	5
Fig.I.6 : phénomène de fluage [11].....	5
Fig.II.1 : sondages carottés et caisses de carottage [11].....	7
Fig.II.2 : pénétromètre dynamique [11].....	8
Fig.II.3 : pénétromètre statique [11].....	8
Fig.II.5 : pénétration standard SPT [11].....	9
Fig.II.5 : Essai pressiométrique [11].....	10
Fig.II.6 : teneur en eau [11].....	10
Fig.II.7 : Analyse granulométrique et sédimentométrie [5].....	11
Fig.II.8 : Etats de consistance d'un sol [11].....	11
Fig.II.9 : cisaillement à la boîte [11].....	12
Fig.II.9 : Schéma et photo de l'appareil triaxial [11].....	13
Fig.II.10 : Schéma et photo de l'appareil œdomètre[11].....	13
Fig.III.1: Cas du glissement de terrain au niveau de Bejaïa (Aokas) [11].....	15
Fig.III.2 : photo et croquis de glissement plan [11].....	16
Fig.III.3 : photo et croquis de glissement rotationnel [11].....	16
Fig.III.4 : photo et croquet de glissement rotationnel simple [11].....	17
Fig.III.5 : photo et croquet de glissement rotationnel complexe [11].....	17
Fig.III.6 : Les différentes phases de glissement.....	19
Fig.III.7 : surface de rupture [11].....	20
Fig.III.8 : Glissement plan : équilibre d'un bloc [11].....	21
Fig.III.9 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche[3].....	22
Fig.III.10 : Forces agissantes sur une tranche [3]	23

Fig III.11 : discrétisation d'un massif de talus.....	25
Fig IV.1 : Image satellitaire d'un glissement de terrain de SIDI YOUCEF.....	28
Fig IV.2 : un glissement de terrain de SIDI YOUCEF.....	28
Fig IV.3 : le programme 6.2 de M.Smith et Griffiths modifie.....	29
Fig IV.4 : le maillage de programme 6.0 (Mr. Smith).....	30
Fig IV.5 : Courbe représente le déplacement en fonction de facteur de sécurité.....	31
Fig IV.6 : Courbes représentatives de l'influence de la variation de (C) sur le déplacement en fonction de facteur de sécurité	32
Fig IV.7 : Courbes représentent le déplacement en fonction de facteur de sécurité avec φ variée.....	33
Fig IV.8 : La géométrie du talus	35
Fig IV.9 : Le maillage du talus par Plaxis	35
Fig IV.10 : La nappe phréatique au niveau supérieur de la couche schisteuse	36
Fig IV.11 : La nappe phréatique au niveau de la base de la couche schisteuse	36
Fig IV.12 : Représentation de la pression interstitielle au niveau de la couche schisteuse	36
Fig IV.13 : La valeur du facteur de sécurité F.....	37
Fig V.1 : renforcement par la géogridde [11].....	39
Fig V.2 : Différents types de géogriddes [11].....	39
Fig V.3 : Géogriddes [11].....	40
Fig V.4 : talus renforcé par la géogridde [11].....	41
Fig V.5 : Les étapes de renforcement par la géogridde [11].....	41
Fig V.6 : Mécanisme d'enclenchement sol-géogridde [11].....	42
Fig V.7 : représentation des renforcements en geogriddes	43
Fig V.8 : représentation de la generation du maillage	43
Fig V.8 : représentation de la nappe phréatique appliquée au modèle.....	43
Fig V.10 : La valeur du facteur de sécurité F.....	44
Fig V.11 : Courbe représente le déplacement en fonction de facteur de sécurité du sol renforcé.....	45

Liste des tableaux

Tab.III.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].	20
Tab IV.1 : les propriétés du sol.....	31
Tab V.1 : les caractéristiques de la géogridde.....	42



INTRODUCTION
GENERALE



Introduction générale

Le présent mémoire passe en revue les différentes méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation des versants naturels ou artificiels instables actuellement utilisées pour l'élaboration des projets.

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif. L'analyse de la stabilité des talus est l'une des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site (la géométrie, les surcharges au sommet et au pied,.. ect), et le choix des caractéristiques mécaniques des sols et hydrauliques, un calcul de stabilité.

Le problème réside dans la détermination le facteur de sécurité correspondant (F). Il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est-à-dire le rapport entre la résistance au cisaillement du sol à la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.

Pour faire ce modeste travail après une introduction générale, nous avons passé en revue dans le premier chapitre des généralités sur les mouvements de terrain, une reconnaissance du site pour le deuxième chapitre, et on trouve la définition et les principaux causes de glissement dans le troisième chapitre, passant a une application numérique de la stabilité du talus chapitre quatre et pour le cinquième chapitre on a le renforcement par la géogrille, enfin une conclusion et des recommandations sont données.



CHAPITRE I :
GENERALITES SUR
LES MOUVEMENTS
DE TERRAIN

1- Introduction

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

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine de données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

2- Mouvements de terrain

2.1- Définition

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

Ce phénomène possède diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

- ✚ **Les mouvements lents** entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.
- ✚ **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.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur **nature** (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...) et par leur **dimension** (certains glissements peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m³).

Une bonne connaissance du risque "mouvements de terrain" doit permettre de répondre aux six questions reproduites dans la figure I.1 :

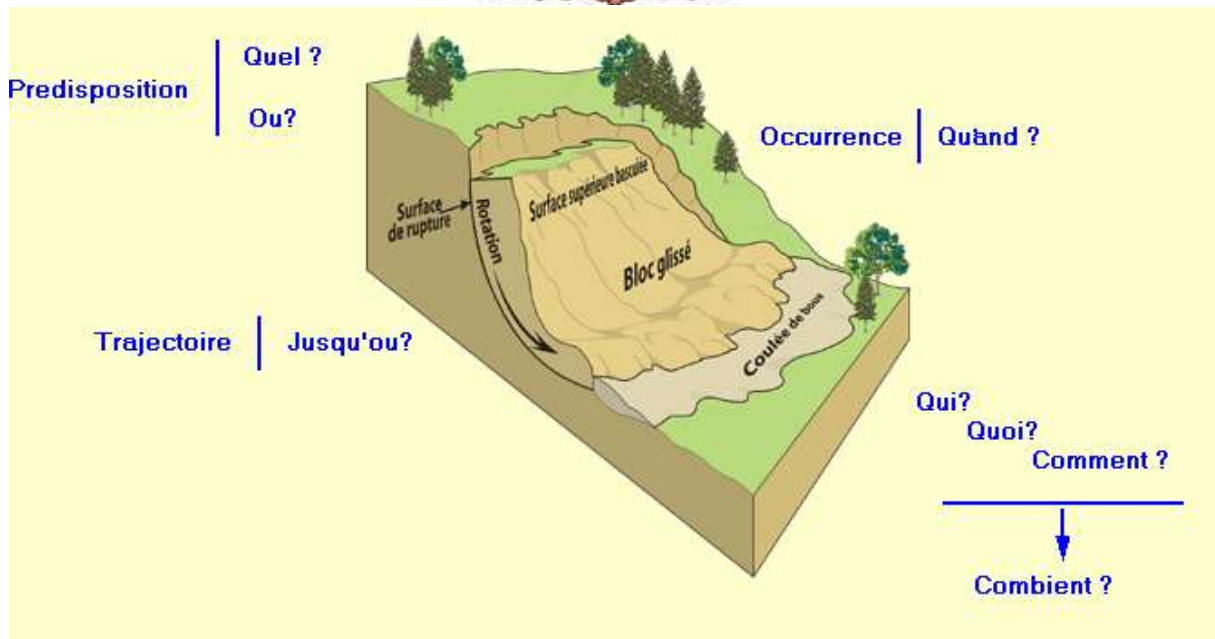


Fig.I.1 : la problématique du mouvement de terrain [1]

2.2- Origine des mouvements de terrain

La répartition spatiale du mouvement de terrain est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie) c'est-à-dire par l'environnement physique. elle concerne non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains (naturels ou minés), les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau, ... Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines. Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'Homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes :

- ◆ sur les conditions initiales, notamment en profondeur,
- ◆ sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus, ...
- ◆ sur les conditions hydrauliques : position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée.

L'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements ; c'est un facteur variable dans le temps.

2.3- Classification des mouvements

Les mouvements de terrain peuvent être classés en quatre (fig.I.2) :

- Glissements
- Ecoulements
- Fluage
- Coulée



Fig.I.2 : Les types des mouvements de terrain. [2]

a. Ecoulements

Les écoulements (fig.I.3) sont des chutes soudaines des masses rocheuses importantes occasionnées généralement par des fissures préexistantes, représentées par l’effondrement d’un plan de falaise vertical formant au pied du versant un amas de matériaux grossiers pouvant s’étendre sur plusieurs kilomètres .Les terrains donnant lieu à des écoulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaire. roches cristallines et cristallophylliennes) [3].

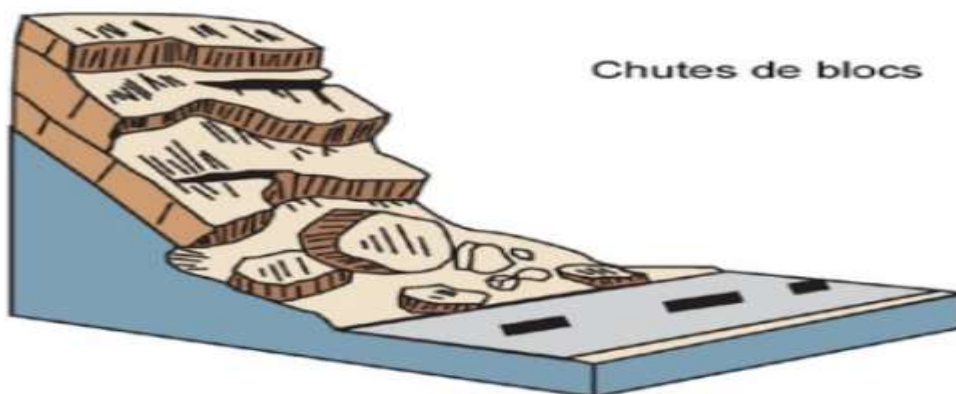


Fig.I.3 : Ecoulement et chutes de blocs [4]

b. Glissements

Les glissements (fig.I.4) affectent les matériaux meubles et les massifs rocheux fracturés et altérés. Les mouvements sont beaucoup plus lents que les écroulements. Ils se manifestent par le déplacement d'une masse de matériaux le long d'une (ou plusieurs) surface(s) de glissement. La forme de celle-ci dépend en partie de la structure géologique du site [3].

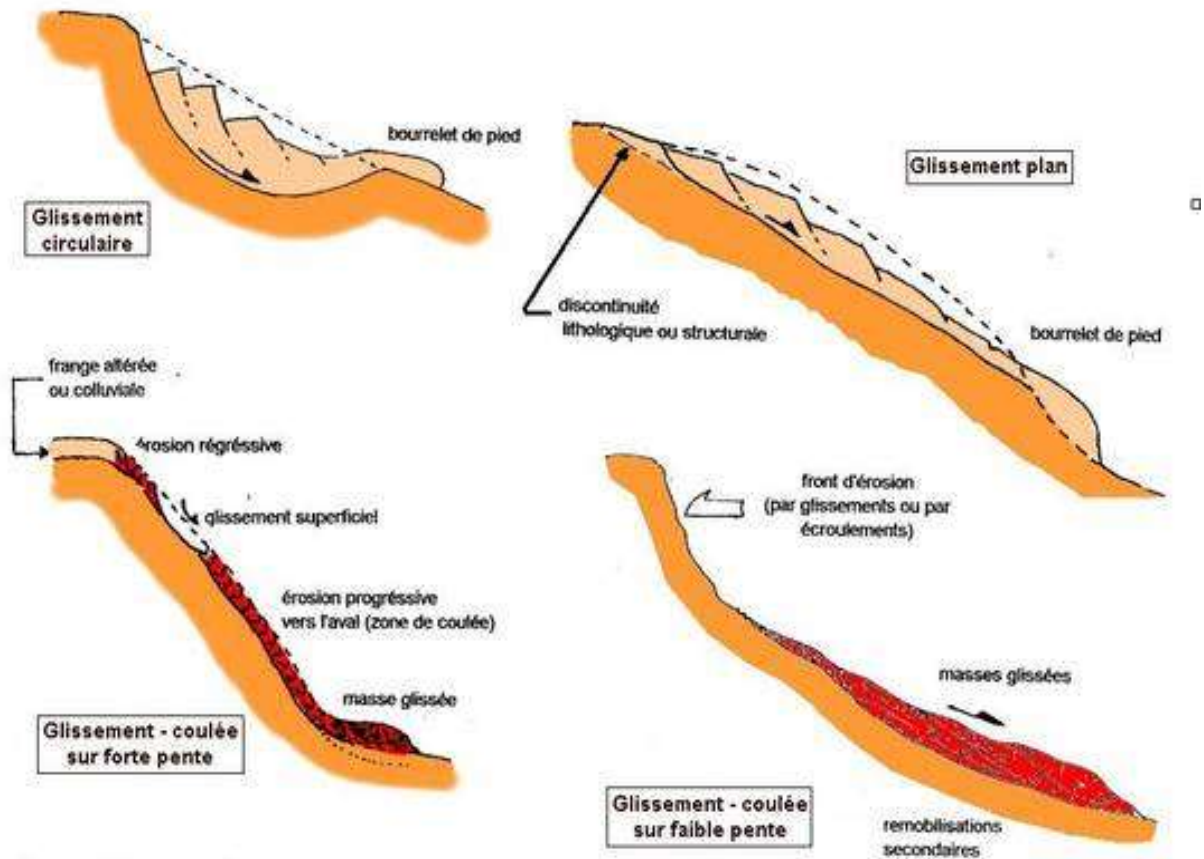


Fig.I.4 : phénomène de glissement de terrain [4]

c. Les coulées

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Le mouvement de la coulée est analogue à celui d'un fluide visqueux, il concerne les matériaux meubles généralement saturés [3].

Une coulée boueuse est représentée dans la figure I.5

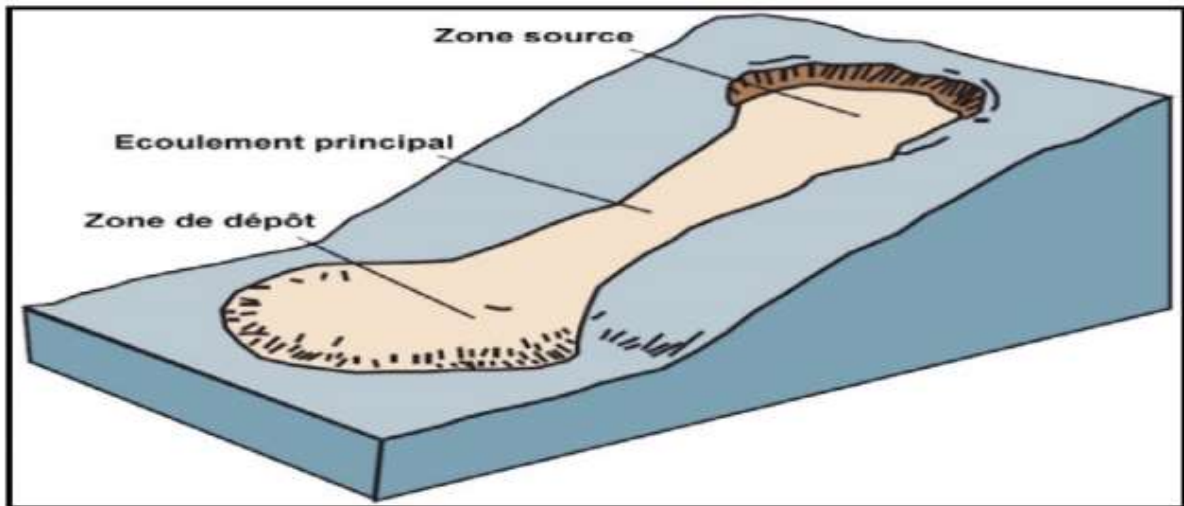


Fig.I.5 : coulée boueuse [4]

d. Les fluages

Les fluages (figure I.6) correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique qui sont de ce fait proches à la rupture [3].

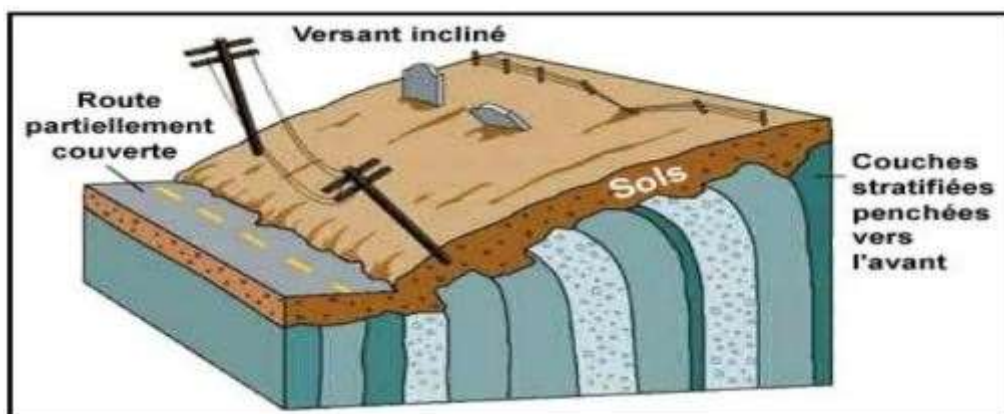


Fig.I.6 : phénomène de fluage [4]

3- Conclusion

On notera que la nature des mouvements de terrain est extrêmement variée dans sa phénoménologie : affaissements, effondrements, éboulements, chutes de pierres et de blocs, glissements de terrain, avancées dunaires, recul de ligne de côte et de falaise, retraits gonflements...

Afin d'éviter ce phénomène une bonne reconnaissance géotechnique est recommandée.



CHAPITRE II :
RECONNAISSANCE
DU SITE

1- Introduction

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

- Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- Les méthodes de mesure "in situ" basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font partie les essais géophysiques.

2- Reconnaissance du site

Différentes reconnaissances sont effectuées :

2.1- Reconnaissance préliminaire

- ✚ **La collecte des données** : Dans le cas de projet d'envergure. La reconnaissance débute par la collecte de documents sur la région et le site du projet : rapports existants. Cartes topographiques, hydrographiques et géologiques à différentes échelles, photographies aériennes et même les enregistrements provenant de la télédétection par satellite.
- ✚ **Historique et visite du site** : La visite du site permet d'avoir une vue réelle du terrain et de relever les renseignements et remarques souvent très importantes. ils permettent aussi de connaître les conditions régnant au voisinage du site.

2.2- Reconnaissance géologique

Certaines formations géologiques sont réputées pour leurs versants fréquemment instables.

La première étape d'une étude de stabilité des pentes dépend de l'établissement de la structure géologique du site :

- ◆ nature des terrains du substratum,
- ◆ épaisseur des formations superficielles,
- ◆ présence de failles, etc.

Les sondages carottés sont le plus fréquemment utilisés dans ce type de reconnaissance. Ils correspondent à l'exécution des trous généralement verticaux, de faible diamètre (de 5cm à 1m) par rapport à la profondeur (10 à 30 m par exemple).

Les prélèvements d'échantillons intacts s'effectuent par :

- ◆ Rotation dans les terrains cohérents résistants.
- ◆ Battage de carottiers spéciaux dans les terrains sensibles (argiles molles, sables fins).



Fig.II.1 : sondages carottés et caisses de carottage [4]

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable. Ceci permet par exemple la mise en évidence du glissement actuel qui n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs.

2.3- Reconnaissance géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques :

- ❖ Magnétiques
- ❖ Prospection électrique
- ❖ Prospection sismique
- ❖ Prospection gravimétrique

2.4- Reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique a une importance primordiale dans l'élaboration technique des projets. C'est une étude "in situ" et en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place.

2.4.1- Les essais in situ

Compte tenu de l'hétérogénéité des terrains d'une zone instable, les essais in situ sont particulièrement adaptés et d'exécution rapide.

i. L'essai de pénétromètre dynamique

(NF P 94-115 et NF P 94-114)

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique perdue (qui n'est pas récupérable à la fin de l'essai) portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante [5].

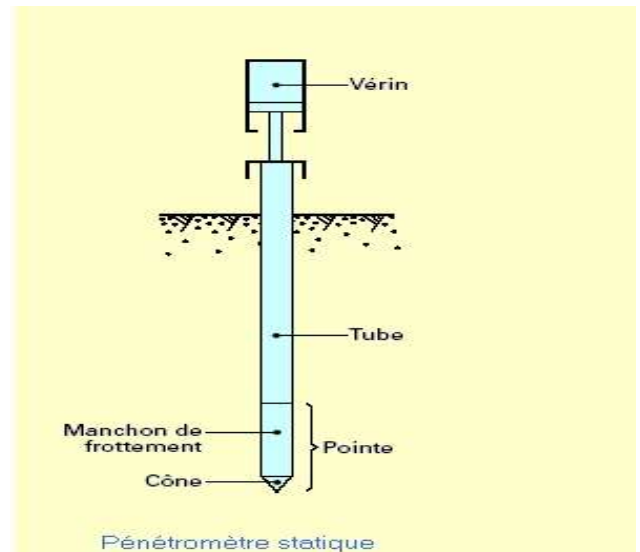


Fig.II.2 : pénétromètre dynamique [4]

ii. L'essai de pénétromètre statique (NF P 94-113)

Il permet d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité (figure II.3). Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe. Pour prévenir tout risque de tassement différentiel, le pénétromètre statique est utilisé pour le contrôle du compactage de couches de remblais [5].

Les paramètres de mesure :

- + La résistance à la pointe q_c
- + Le frottement latéral local f_s pour la détermination de l'indice de frottement q_c/f_s
- + L'inclinaison de la pointe
- + La pression interstitielle u_i sous l'effort de fonçage
- + La pression interstitielle u_t en fonction du temps
- + pendant l'arrêt du fonçage (essai de dissipation)

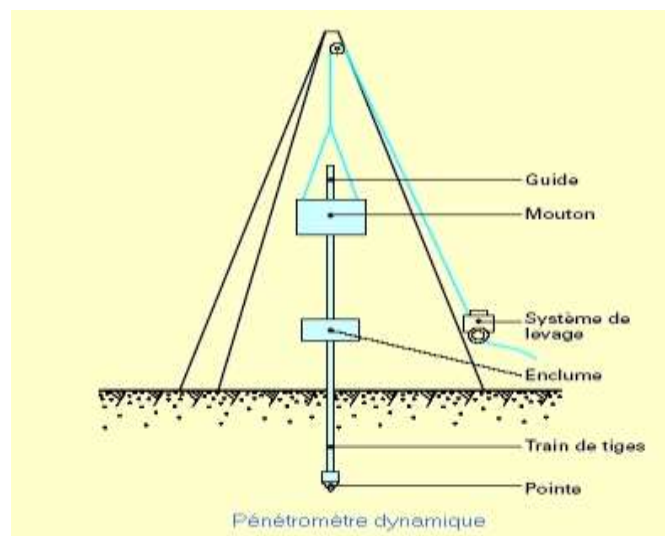


Fig.II.3 : pénétromètre statique [4]

iii. Essai de pénétration standard SPT (Standard Pénétration Test)

L'essai de pénétration standard SPT (figure II.4) doit être réservé aux sols pulvérulents. Cet essai consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H , et de mesurer le nombre de coups N nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 30 cm. Après avoir laissé le carottier équipé du mouton s'enfoncer sous le poids propre, l'essai est conduit en deux phases [5] :

- ◆ Battage pour un enfoncement de 150 mm de profondeur. Si le nombre de coups nécessaire dépasse 50, l'enfoncement correspondant à $N = 50$ est retenu comme refus.
- ◆ Battage pour un enfoncement de 300 mm de profondeur. Si le nombre de coups nécessaire dépasse 100, le test doit être arrêté et l'enfoncement effectif doit être mesuré et considéré comme un refus.

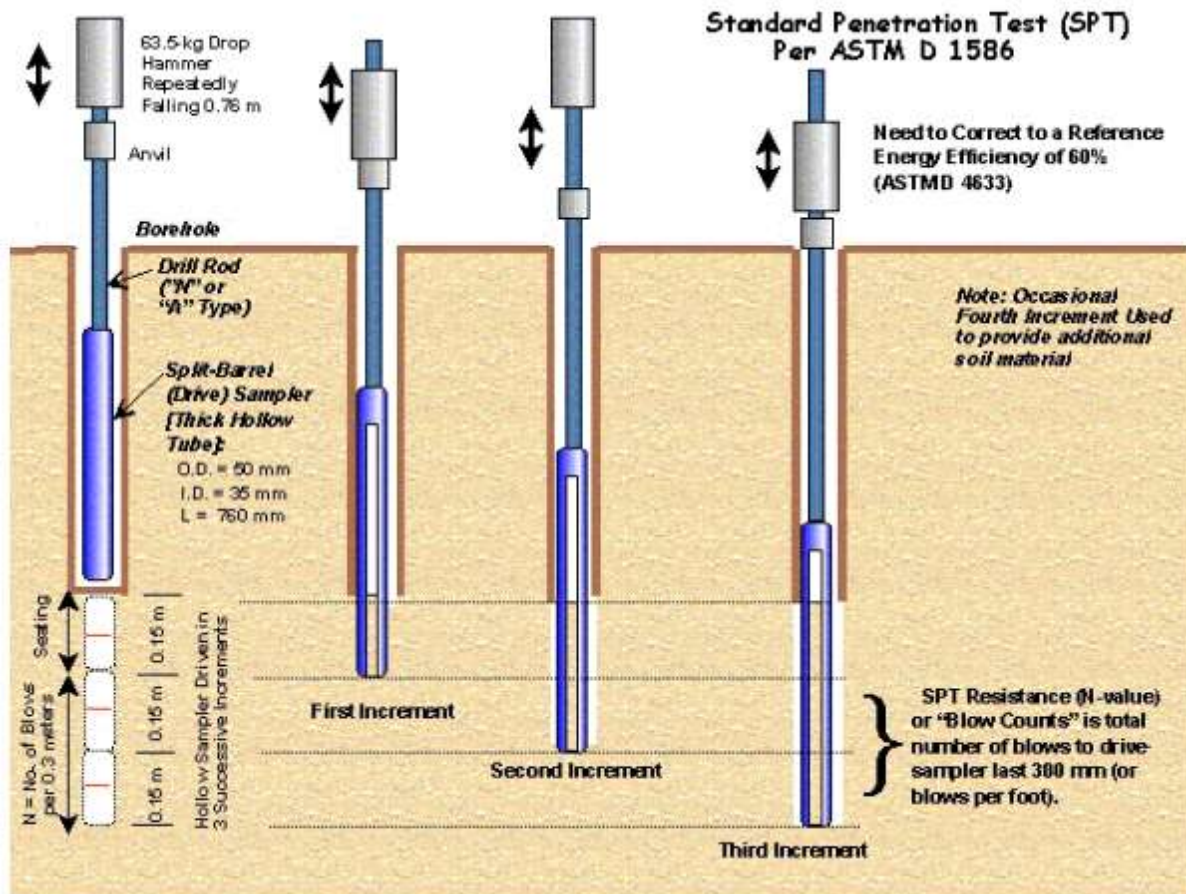


Fig.II.4 : pénétration standard SPT [4]

iv. L'essai pressiométrique

L'appareil (figure II.5) est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique dilatable radialement, reliée à un système extérieur de gonflage et dotée de capteurs pour la mesure des variations du volume et de la pression appliquée et d'un système d'acquisition de mesures [3].

L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique, à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée. Cet essai présente l'avantage de donner directement une évaluation, sans recourir à des corrélations empiriques, des propriétés mécaniques de rupture mais aussi de la déformation des sols fins (modules de cisaillement et pression limite, etc.).

L'avantage de l'essai pressiométrique est qu'il semble être le seul essai in-situ capable de donner des relations de comportement des sols jusqu'à la rupture et dans lequel les conditions aux limites spatiales sont relativement bien définies.

À l'aide du pressiomètre, on peut déterminer l'état de contrainte et des modules axisymétriques.

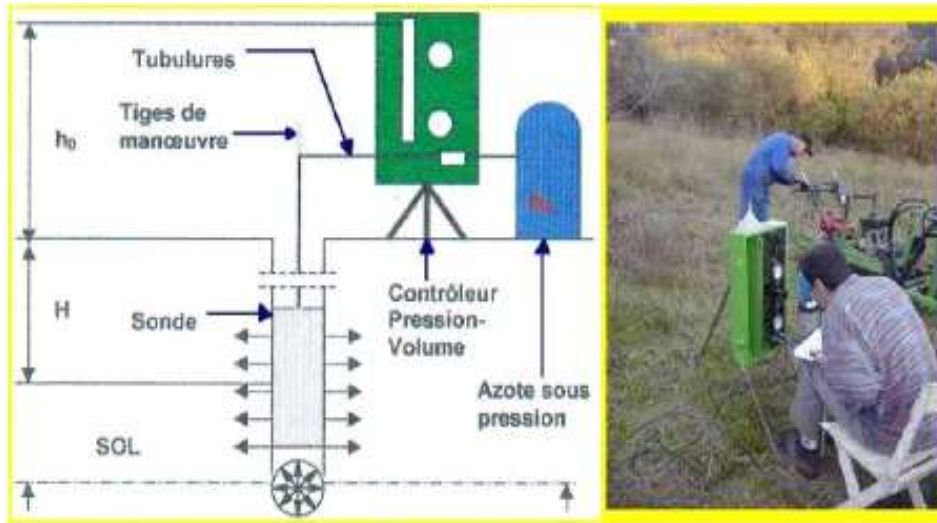


Fig.II.5 : Essai pressiométrique [4]

2.4.2- Les essais au laboratoire

On distingue deux catégories d'essais au laboratoire, les essais d'identification et les essais mécaniques :

i. Les essais d'identification physico-chimique

i.1- Teneur en eau naturelle (NFP 94-050)

Elle définit le rapport en % du poids d'eau

W_w que le sol contient au poids W_a de ses éléments secs.

L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C [6].



Teneur en eau

Fig.II.6 : teneur en eau [4]

i.2- Analyse granulométrique (NFP 94-056 et NFP 94-057)

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau, comprend deux opérations [6] :

- ◆ Tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 μm .
- ◆ Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 μm .

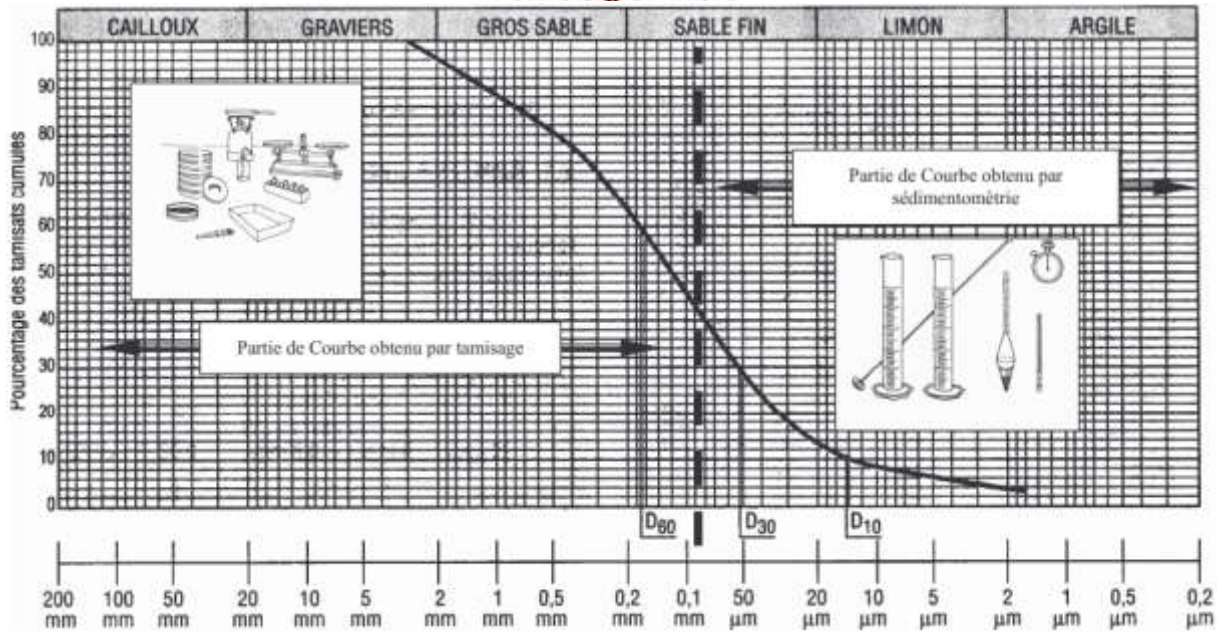


Fig.II.7 : Analyse granulométrique et sédimentométrie [6]

i.3-Les limites d’Atterberg (NFP 94-051)

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

Par définition, les limites d’Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d’un sol (figure II.8). Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique [6].

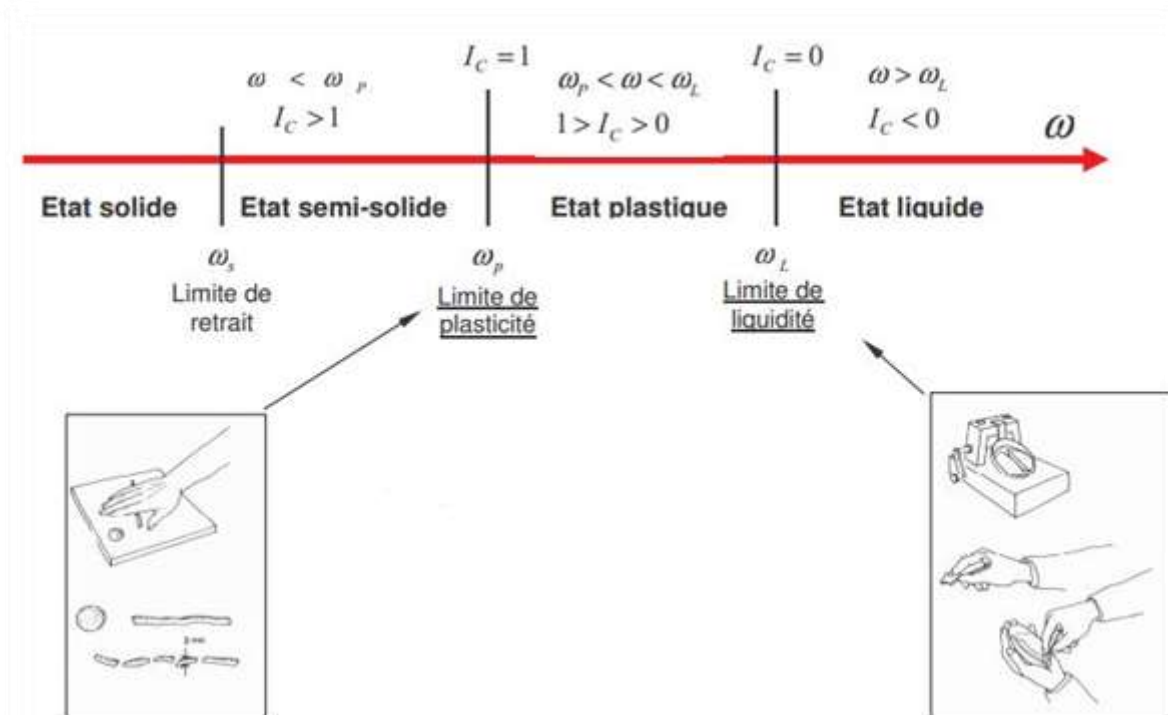


Fig.II.8 : Etats de consistance d’un sol [4]

ii. Essais mécaniques

ii.1-Les essais de cisaillement à la boîte :(NF P 94-071 - 1 et 2)

L'échantillon est placé dans un appareil constitué de deux demi boîtes, comprimé, il subit une compaction, L'essai consiste à tirer horizontalement sur une demi boîte de façon a cisailer le sol. L'objectif est de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol (angle de frottement ϕ et la cohésion C).

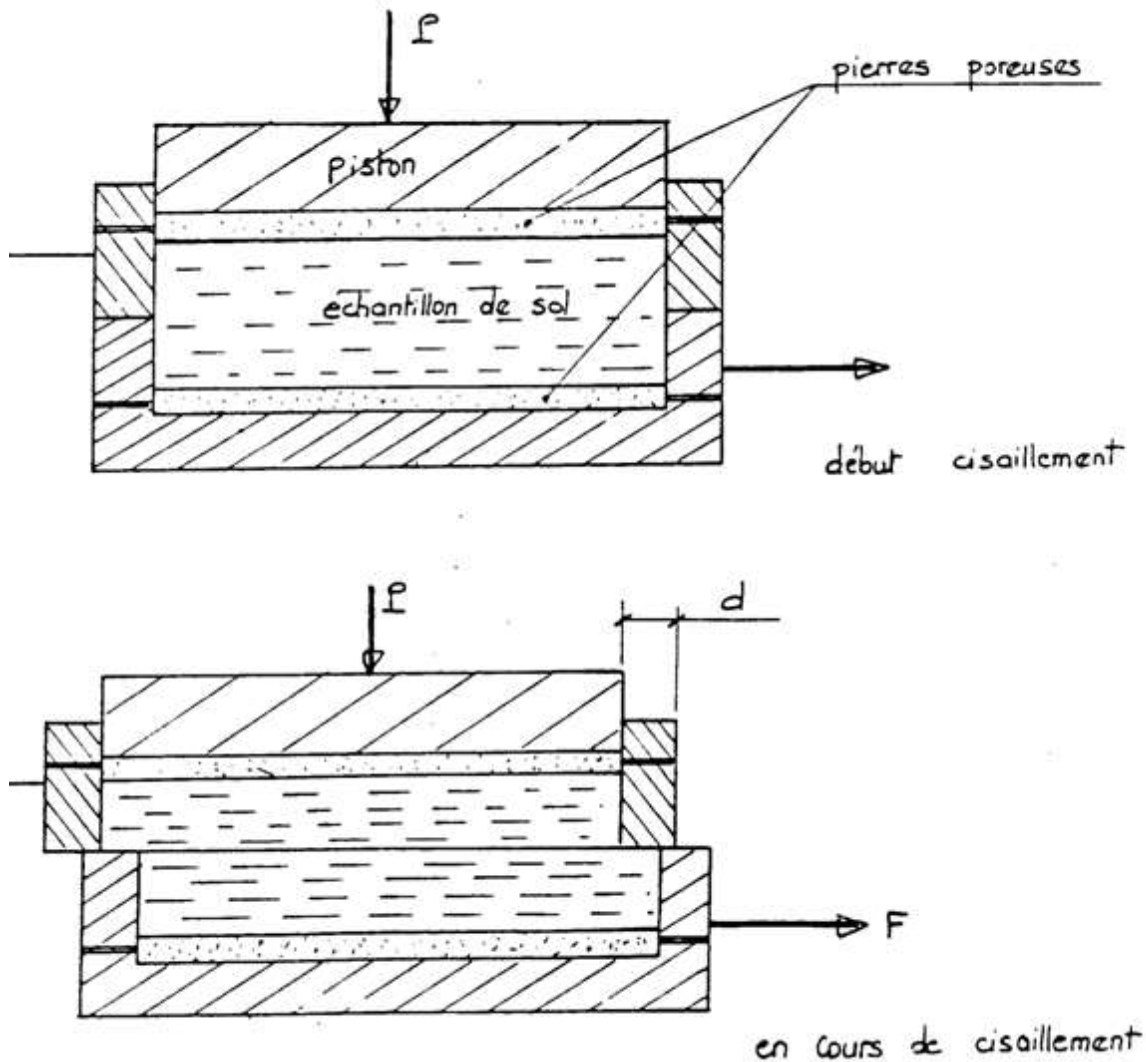


Fig.II.9 : cisaillement à la boîte [4]

ii.2-Essai de cisaillement triaxial (NFP 94-074)

L'échantillon de sol est placé dans une membrane en caoutchouc et est soumis à une pression hydraulique isotrope, à travers un piston, une charge axiale est appliquée à l'éprouvette, pour une déformation à vitesse constante.

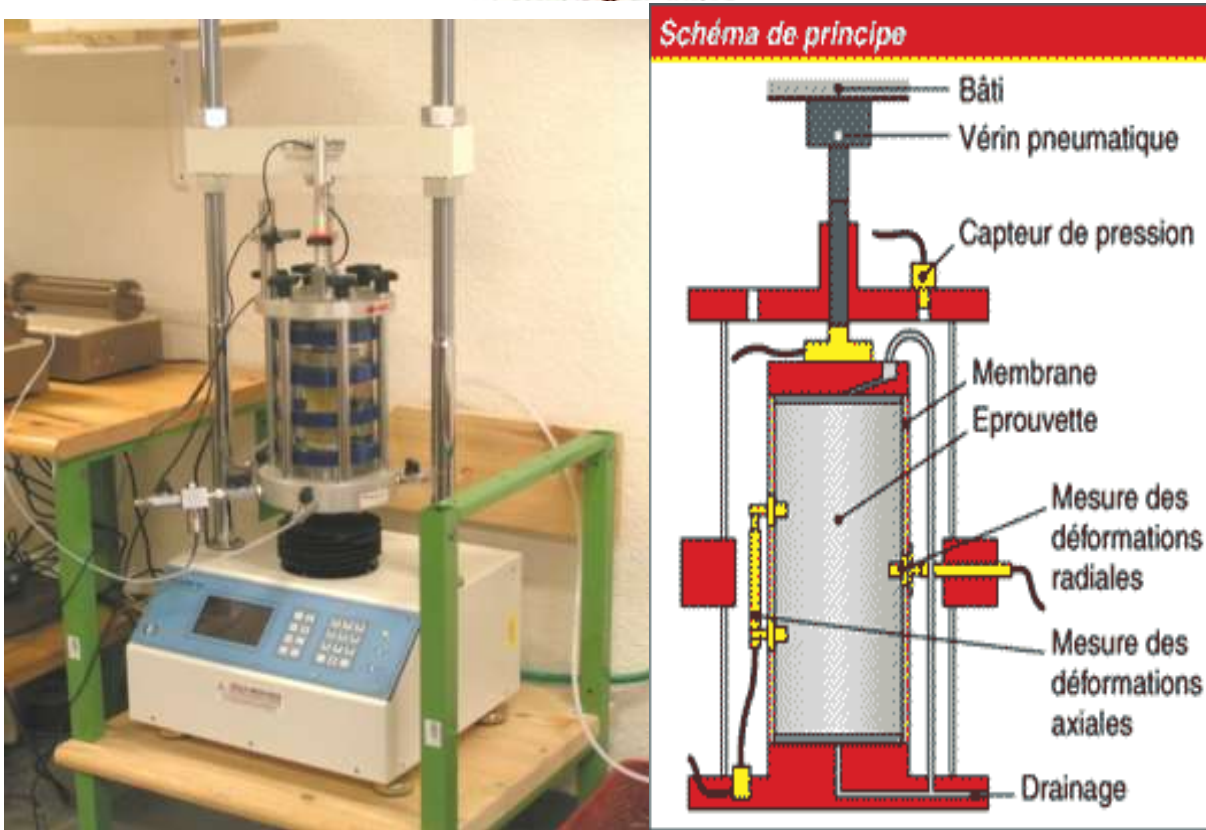


Fig.II.9 : Schéma et photo de l'appareil triaxial [4]

ii.3-Essai Oedométrique (NFP 94-090-1)

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé.

On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides=fonction (contrainte)) et de consolidation (variation relative de tassement=fonction (logarithme du temps)).

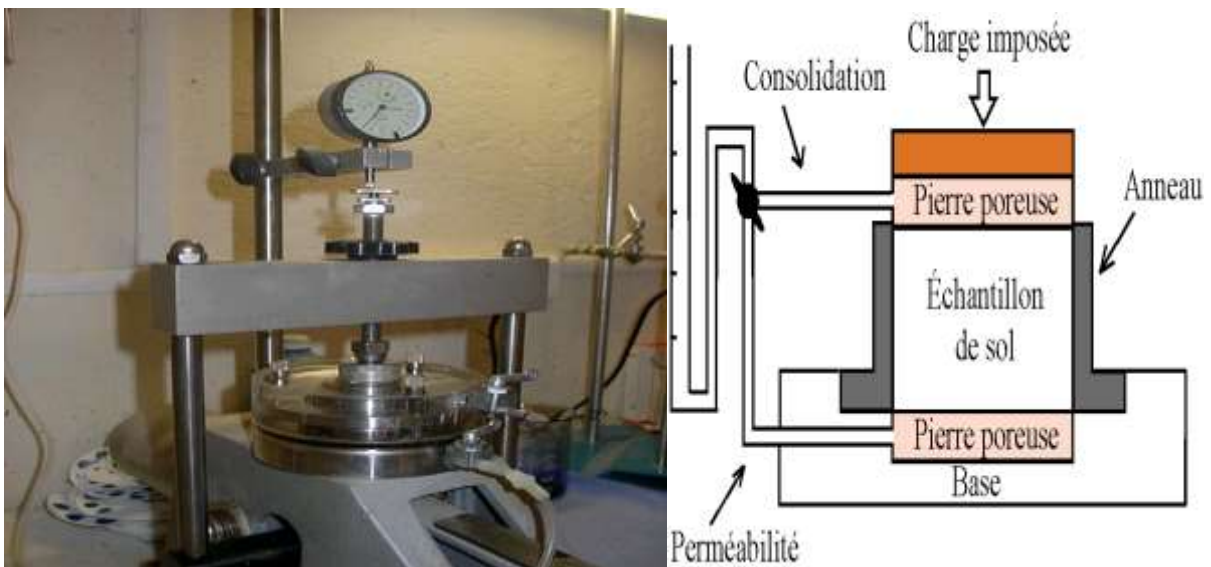


Fig.II.10 : Schéma et photo de l'appareil œdomètre[4]

3- Comportement des sols fins et des massifs argileux en pente

La reconnaissance géologique et géotechnique d'un massif de sol en pente doit d'abord permettre de localiser les différentes couches qui le constituent et d'en donner la configuration générale. Les sondages doivent être implantés à la périphérie du glissement, à l'intérieur de la masse de sol glissée et également dans la zone stable à proximité immédiate (leur nombre et leur implantation sont décidés après une étude géologique effectuée au préalable ; leur nature dépend des sols rencontrés et des caractéristiques géotechniques recherchées : les sondages à la tarière permettent de prélever des échantillons remaniés suffisants pour les identifications et les sondages carottés sont nécessaires pour la détermination des paramètres mécaniques).

La reconnaissance géotechnique doit ensuite permettre d'obtenir des informations sur les caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques des sols constituant le massif, mais aussi et surtout sur leurs caractéristiques mécaniques et hydrauliques (paramètres de résistance au cisaillement notamment : cohésion et angle de frottement) à partir des résultats d'essais in-situ (essais pénétrométriques, et pressiométriques) et de laboratoire (essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande et essais de cisaillement à l'appareil triaxial) [7].

4- Conclusion

Les études effectuées en laboratoire et en place montrent que le mécanisme de rupture par cisaillement des sols fins dépend non seulement de l'intensité des efforts exercés et de la manière dont ils leur sont appliqués, mais également des conditions de drainage de l'eau interstitielle. Le cisaillement drainé, caractéristique du comportement à long terme, est caractérisé par des déformations qui s'accompagnent d'une densification du sol dans le domaine normalement consolidé, d'où un accroissement de sa cohésion vraie. Le cisaillement non drainé, caractéristique du comportement à court terme, est accompagné du développement de fortes surpressions interstitielles, d'une réduction importante de la contrainte normale effective et de la résistance au frottement des particules solides. La rupture du sol est définie par le moment où celle-ci se produit et par la résistance aux sollicitations qu'on lui impose. Cette résistance est habituellement appelée : "résistance au cisaillement". Elle caractérise la position correspondant au point d'état limite ou d'état critique selon que les chemins de contraintes ou de déformations suivis se trouvent dans le domaine sur consolidé ou normalement consolidé.



CHAPITRE III :
GLISSMENT DE
TERRAIN

1- Introduction

Les glissements de terrain sont des mouvements vers l'aval de masses rocheuses et/ou de terrain meuble.

Les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raides, d'une déclivité de 10 à 40 degrés. Ils revêtent toutes sortes de configurations (extension, profondeur et forme de la surface de glissement) et se meuvent très différemment selon la structure du sous-sol, la nature de la roche sous-jacente et l'influence de l'eau.



Fig.III.1: Cas du glissement de terrain au niveau de Bejaïa (Aokas) [4]

Les glissements de terrain se différencient par leur vitesse et par leur forme :

- ✚ **Vitesse de glissement** : on distingue les glissements permanents des glissements spontanés.
- ✚ **Forme de glissement** : on distingue deux formes principales de glissements, à savoir les mouvements rotationnels et les mouvements translationnels. Sur le terrain, ces deux phénomènes sont souvent liés.

2- Types de glissement

Il existe différents types de glissements :

2.1- Glissement plan

Lors de glissements plan (figure III.2), quelques horizons de terrain ou un ensemble des couches se déplacent selon une surface de glissement plus ou moins plane. Ils s'étendent sur des surfaces de taille très variable, allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

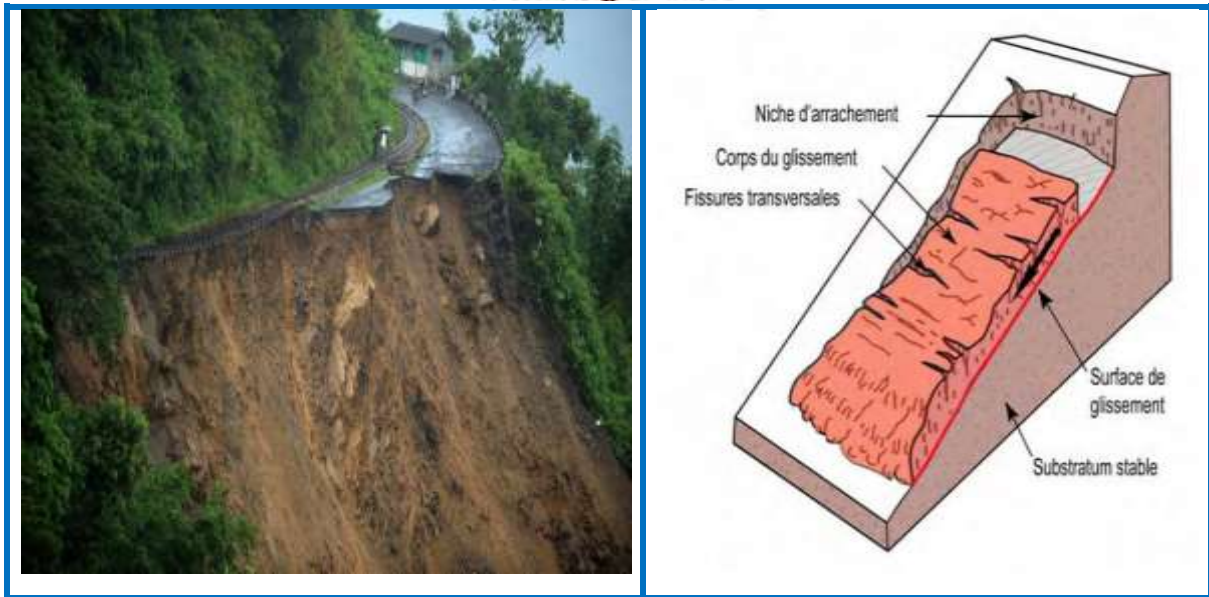


Fig.III.2 : photo et croquis de glissement plan [4]

2.2- Glissement rotationnel

Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire (figure III.3). Habituellement, les glissements de type rotationnel sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux.

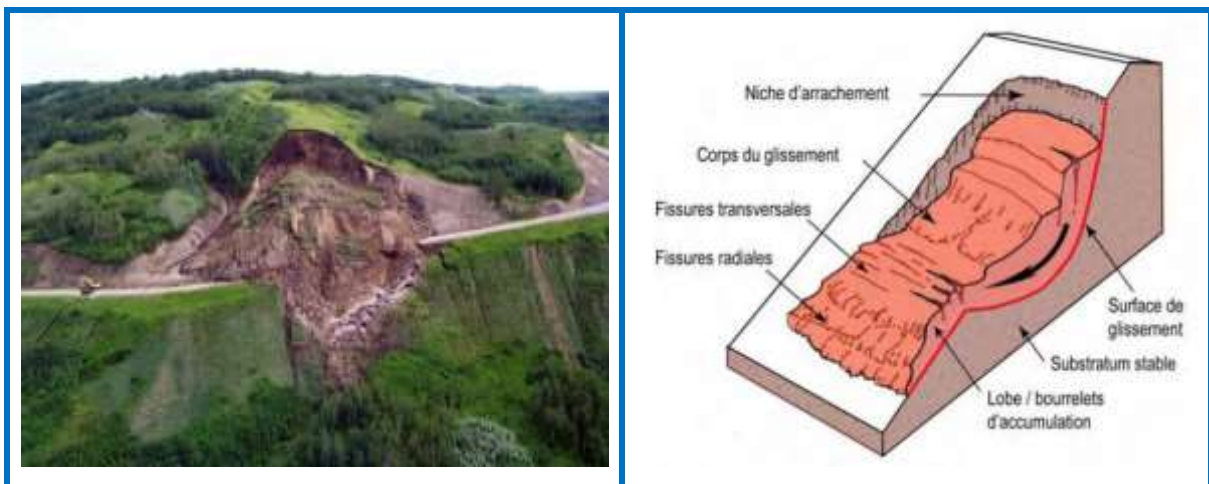


Fig.III.3 : photo et croquis de glissement rotationnel [4]

➤ **Glissement rotationnel simple**

La surface de glissement est de la forme approximativement cylindrique. Les mouvements simples sont les plus courants, ils peuvent être superficiels ou profonds.

- ◆ Glissements superficiels sont les glissements de crête et le glissement de pied.
- ◆ Les glissements profonds intéressent surtout les remblais sur sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier n'est trop profond.

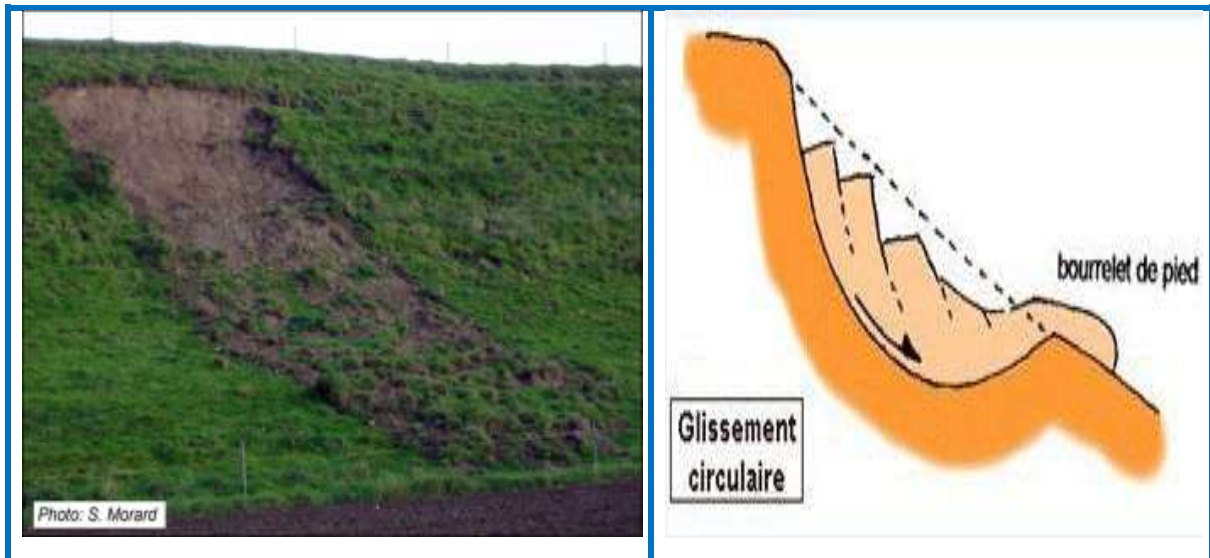


Fig.III.4 : photo et croquet de glissement rotationnel simple [4]

➤ **Glissement rotationnel complexe**

Il se manifeste généralement sous forme de surfaces multiples dues à des glissements en chaîne, causé généralement par :

- ◆ Anisotropie de structure
- ◆ Anisotropie mécanique,
- ◆ Caractéristiques mécaniques variant en profondeur,
- ◆ Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.

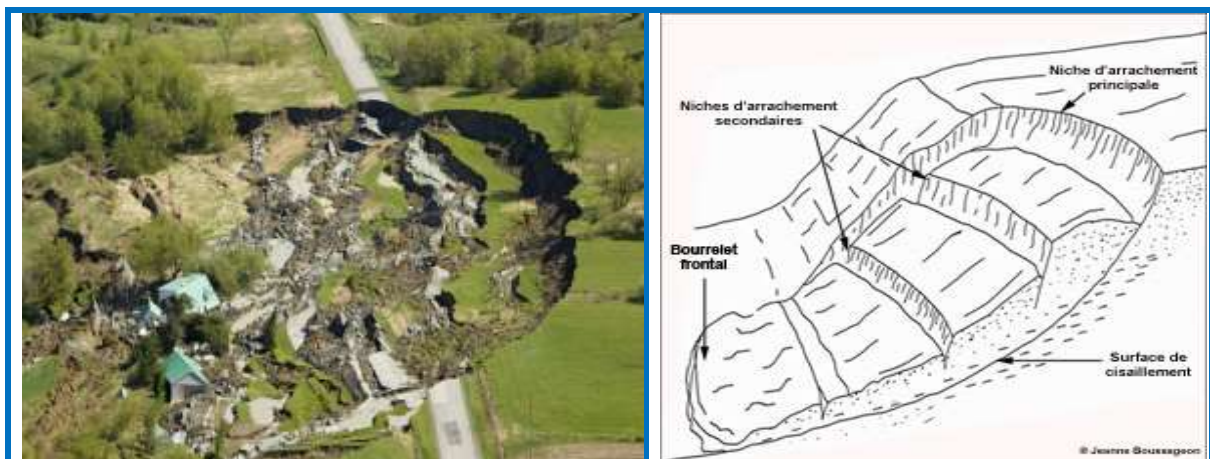


Fig.III.5 : photo et croquet de glissement rotationnel complexe [4]

3- Les facteurs de mesure d'un glissement

La magnitude des glissements de terrain peut être exprimée de manière quantitative et qualitative :

- ◆ **La cinématique** : Le degré d'activité des différents mouvements peut également être classé à travers une échelle de vitesse de déplacement de la masse mise à contribution.
- ◆ **La superficie et le volume** : les estimations quantitatives dérivent souvent des estimations relatives au site c'est -à-dire la superficie et/ou le volume mis à contribution dans le phénomène de glissement.
- ◆ **L'intensité** : L'intensité d'un glissement de terrain est estimée à partir du coût des investissements nécessaires pour mettre en place des éléments de protection passif face au phénomène.
- ◆ **La gravité** : La gravité d'un glissement de terrain est évaluée à partir des dégâts que ce dernier peut engendrer .

4- Principales causes de glissement

Les facteurs déclenchant un glissement peuvent être d'origine :

4.1-Naturelle

Une diminution des résistances du sol, le cas le plus fréquent est la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau. Dans quelques rares cas, cette dernière est vaporisée, son effet est alors multiplié.

- ◆ forte pluies et fonte des neiges qui entraînent une augmentation des pressions interstitielles.
- ◆ affouillement des berges.
- ◆ le séisme.

4.2-Anthropique

- ◆ une augmentation des charges en tête d'un talus déjà instable.
- ◆ une diminution des appuis en pied de pente (suppression d'une butée stabilisatrice).
- ◆ rejets d'eau.
- ◆ déboisement.

5- Différentes phases des glissements

Une pente peut rencontrer plusieurs périodes dans son évolution qui se résument dans figure III.6 suivant [8]:

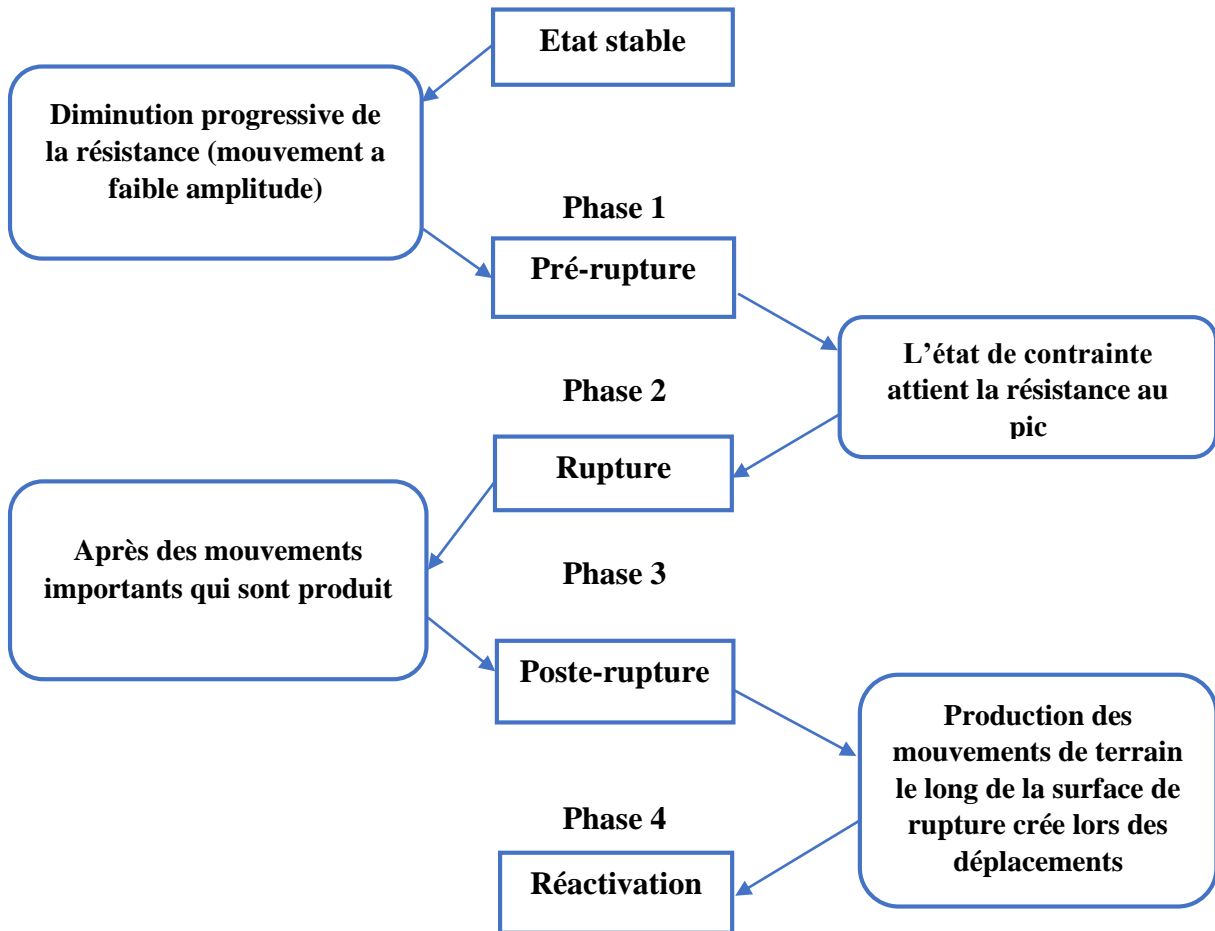


Fig.III.6 : Les différentes phases de glissement

6- Méthodes de Calcul de la Stabilité des Talus

Les méthodes de calcul de stabilité des talus en pente sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse(1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (fig.III.7).

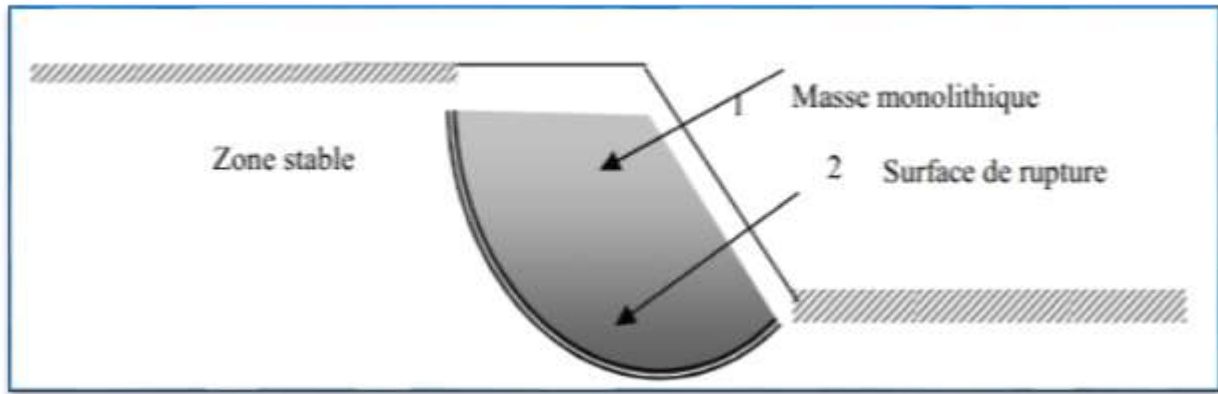


Fig.III.7 : surface de rupture [4]

6.1- Définition du coefficient de sécurité

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. Ce coefficient peut être écrit de la façon suivante :

$$F = \tau_{\max} / \tau \quad \text{[I]}$$

Dont

- τ_{\max} : désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point, défini par :

$$\tau'_{rup} = c' + \sigma'_{Nrup} \tan \varphi' \quad \text{[II]}$$

- σ : contrainte vertical
- φ : angle de frottement
- c : cohésion

Tab.III.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{résist} / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{résist} / M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par exp : H / H_{\max}

6.2- Calcul en rupture plane

Dans le cas de certains versants naturels, la surface de rupture est à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La Fig.III.8 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 normale et tangentielle à la base du bloc,
- ◆ **UL** l'effort dû à la pression d'eau latérale, et **U** l'effort dû à la pression d'eau à la base.

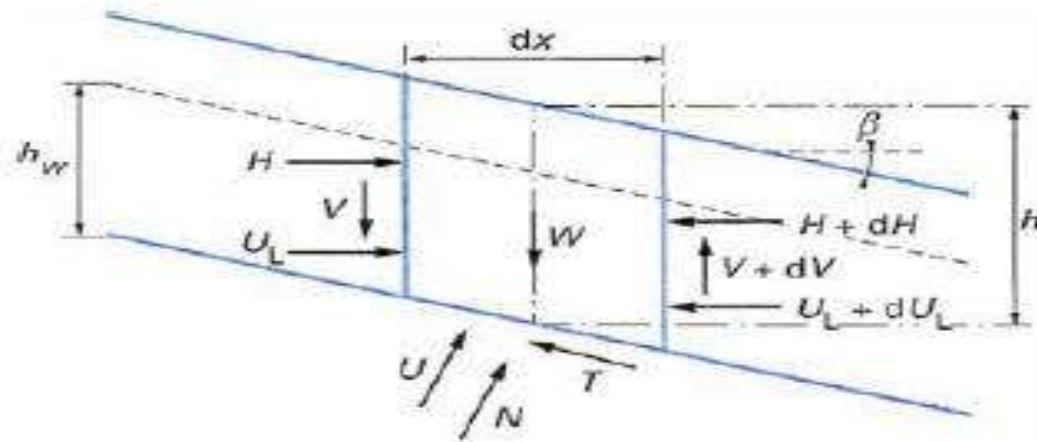


Fig.III.8 : Glissement plan : équilibre d'un bloc [4]

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

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit : $F = \tau_{\max} / \tau$

Avec :

$$T_{\max} = c' \frac{dx}{\cos\beta} + (N+U) \tan\varphi' \quad \text{[III]}$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan\varphi'}{\gamma h \tan\beta} \quad \text{[IV]}$$

Selon le type du matériau, cette expression se simplifier :

- ◆ Pour un matériau purement frottant : $F = \frac{\tan\varphi}{\tan\beta}$
- ◆ Pour un matériau présentant un comportement purement cohérent : $F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{cU}{\gamma}$

6.3- Calcul en rupture circulaire

Dans le cas des ruptures circulaires, le coefficient de sécurité F est défini comme étant le rapport des moments des forces résistantes par rapport aux moments des forces motrices.

6.3.1 : Méthode d'analyse globale

Cette méthode dite globale permet de déterminer le coefficient de sécurité dans le cas :

- ◆ D'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : **g**, **c**, **φ**.

- ◆ D'un talus de hauteur H faisant un angle α avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (**Méthode de Taylor, de Caquot ou de Biarez**)

6.3.2 : Méthode des tranches

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement

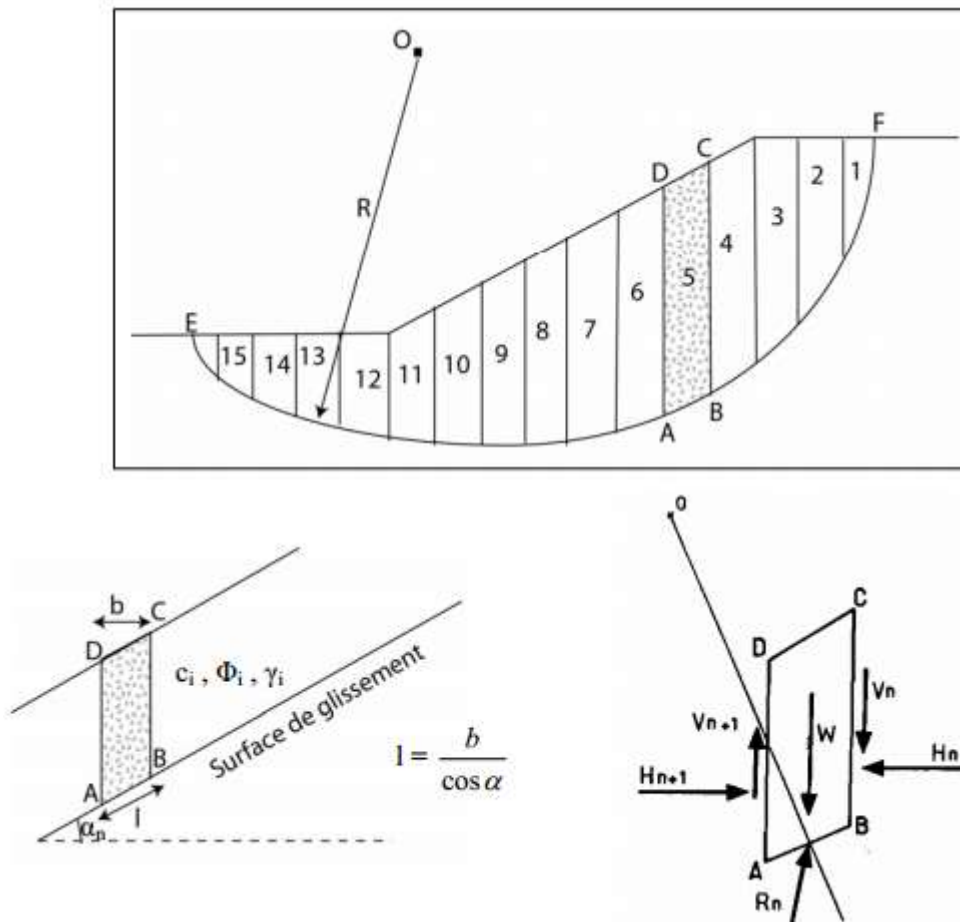


Fig.III.9 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche [3]

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- ◆ Son poids $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- ◆ Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} .

- ◆ La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

i- la méthode de FELLENIUS(1936)

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

- ✚ La ligne de glissement est de forme circulaire
- ✚ On néglige totalement les efforts inter-tranches
- ✚ La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W .

Par rapport au centre O , on peut définir :

- ◆ le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- ◆ le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_n \quad [V]$$

Par ailleurs : $N_n = W_n \cos \alpha_n$

Donc : $R_n = c_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_n$

D'autre part : $AB = l_n = \frac{bn}{\cos \alpha_n}$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit

$$\text{Donc : } \sum_{i=1}^m R \left(c_i \frac{bn}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_n \right)$$

Où : m = nombre total de tranches.

C_i, φ_i = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB .

Le moment moteur est dû à T_n et égal à $T_n \cdot R$

Par ailleurs : $T_n = W_n \sin \alpha_n$

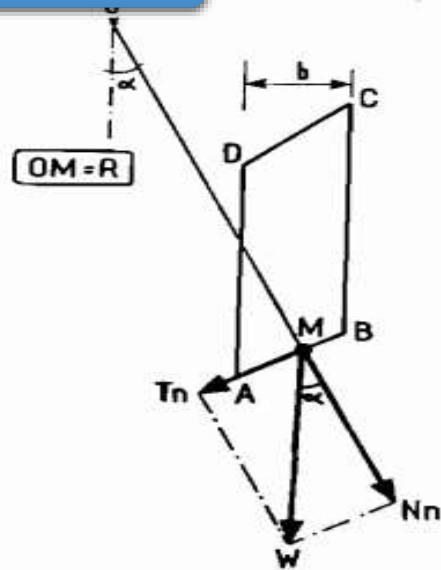


Fig.III.10 : Forces agissantes sur une tranche [3]

On obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i} \quad [VI]$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

- ◆ b , la largeur des tranches ;
- ◆ α , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;
- ◆ la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W .

ii- Méthode de BISHOP simplifiée (1954)

Dans cette méthode on considère que :

- ✓ La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- ✓ Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_{Bishop} = \frac{(\sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n w_i \tan \varphi_i) / \sum_{i=1}^n m_\alpha}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i} \quad [VII]$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F} \right)$$

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de **Fellenius**.

La méthode de **Fellenius** donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10 %. La méthode de **Fellenius** a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

7- Méthode numérique

Cette partie est consacrée à la présentation de méthodes plus évoluées pour l'analyse de problèmes de stabilité des pentes. Ces méthodes s'appuient essentiellement sur la méthode de calculs par éléments finis incorporant les modèles de comportement plus réalistes des géomatériaux.

7.1- Résolution par la méthode des éléments finis

Le principe de la MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

La méthode des éléments-finis (MEF) est une méthode d'approximation numérique de solutions de problèmes aux limites statiques ou dynamiques.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

Pour faire bref, d'un problème différentiel aux limites linéaire, on trouve une formulation variationnelle associée équivalente, dont on calcule une approximation de la solution en projetant sur un espace de dimension finie, ce qui revient à résoudre au final un système linéaire.

Ce qui amené le succès de la méthode et sa puissance est l'apport du calcul matriciel, introduit par un ingénieur civil anonyme. La méthode connaît alors un développement fulgurant accompagné par les progrès de l'informatique.

La méthode des éléments-finis est une méthode puissante basée sur une théorie mathématique rigoureuse.

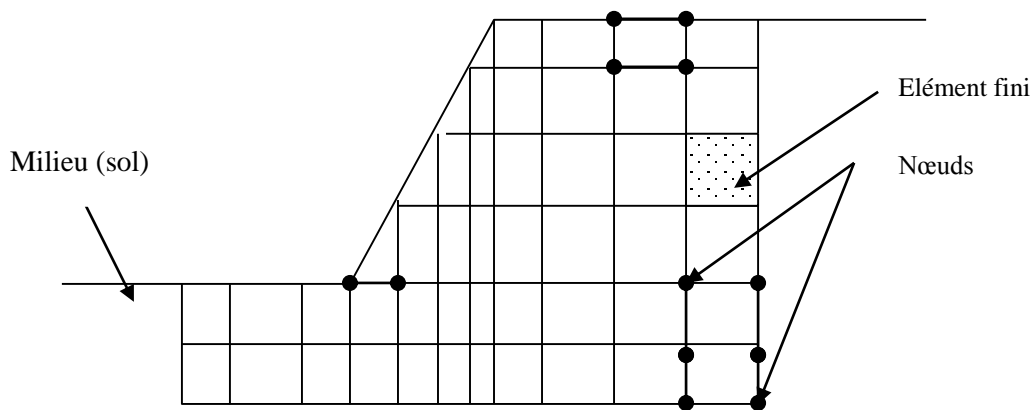


Fig III.11 : discrétisation d'un massif de talus.

7.1.1- Attributs d'un élément fini.

Le découpage en éléments finis permet, via le principe de la coupe, d'isoler un élément fini pour l'étudier et en établir les caractéristiques

7.1.2- Signalement d'un élément fini

Le signalement d'un élément fini comprend les points suivants.

- ✚ **Géométrie** : un élément fini peut être 1D, 2D ou 3D. sa forme est simple
 - Segment de droite ou de courbe ;
 - Triangle ou quadrilatère (plan ou courbe) ;
 - Tétraèdre, prisme ou hexaèdre (<<brique>>).

Les frontières sont, respectivement.

- Des points (extrémités du segment) ;

- Des segments de droite ou de courbe ;
- Des faces planes ou courbes.
- ✚ **Matériau** : le matériau de l'élément est défini par une loi de comportement (loi de HOOKE isotrope et ses propriétés mécaniques E et ν , etc).
- ✚ **Nœuds** : les nœuds définissent la géométrie et assure la connexion des éléments et on y choisit et définit les degrés de liberté du problème.
- ✚ **Degrés de liberté** : Pour tout élément fini, on doit faire le choix d'une ou plusieurs fonctions(en général le champ des déplacements). Elles sont exprimées en fonction des valeurs particulières qu'elles prennent aux nœuds, valeur qui deviennent les inconnues nodales. L'union, par leurs degrés de liberté nodaux communs, de deux éléments finis adjacents, puis d'un troisième, et ainsi de suite, permet de reconstituer, pièce par pièce, la solution complète (assemblage).
- ✚ **Force nodale** : à travers des nœuds transitent des forces associées aux degrés de liberté. Les unes sont les réactions internes \mathbf{r} , les autres les forces \mathbf{f} dues aux charges appliquées à l'élément (poids propre, température, charge uniforme...).

7.1.3- Caractéristique d'un élément fini

Le signalement précédent permet de construire les deux caractéristiques clés d'un élément fini que sont :

- ◆ sa matrice de rigidité \mathbf{K}
- ◆ Son vecteur force \mathbf{f}

Elles interviennent dans l'équation d'équilibre de l'élément fini, ou relation force- déplacement

8- Application de la MEF au calcul de glissement de terrain

8.1- Présentation de logiciel TALREN 5

TALREN 5 est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcements, il permet de vérifier la stabilité de talus naturel, remblais, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcements : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géo grilles, terre armée et bandes de renforcement.

D'autre part, plusieurs jeux prédéfinis de coefficients partiels de pondération et de sécurité (Clouterre, Eurocode 7...) sont fournis avec Talren 5 [9].

8.2-Présentation de logiciel PLAXIS

C'est un logiciel qui analyse la déformation et le déplacement d'un sol, il est basé sur la méthode des éléments finis pour résoudre les équations différentielles contrainte-déformation et donne un coefficient de sécurité, et considère le terrain comme un corps élasto-plastique (déformable). Ce programme permet de donner le champ de déformation et le champ de déplacement.

Aussi il utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier [10].


9- Conclusion

Dans ce chapitre on a montré qu'est-ce qu'un glissement de terrain, ses causes, ses différents types, ainsi que ses caractéristiques.

Le glissement de terrain ce n'est qu'un cisaillement du sol soumis à des contraintes normales plus au moins importantes.

La résistance aux cisaillements est une caractéristique intrinsèque du sol, dépassée cette résistance, le sol atteint sa rupture.

De ce faite toutes les formules qui gouvernent le coefficient de sécurité sont basées en générale sur le rapport contrainte tangentielle disponible sur la contrainte tangentielle mobilisée.



CHAPITRE IV :
APPLICATION NUMERIQUE
DE LA STABILITE DU
TALUS EN PENTE

1- Présentation du projet

Un glissement a eu dans le site de Sidi Youcef qui s'étend sur une surface de 35.25 m² selon une direction N.O -S.E, au niveau de la cité des 384 logements voir image satellitaire (FigIV.1). Le site est principalement constitué d'une couche superficielle d'argile de (0à0.6m) de profondeur et de deux couches schisteuses de (0.6à 3m).



Fig IV.1 : Image satellitaire d'un glissement de terrain de SIDI YUCEF



Fig IV.2 : Glissement de terrain de SIDI YUCEF

2- Analyse de la stabilité du talus

L'analyse de la stabilité de la pente du site de Sidi Youcef a été dans cette première partie de cette étude par le biais d'un programme en élément finie élaboré en langage Fortran 90 représenté ci-après.

✚ Présentation du programme en Fortran

Le programme en langage Fortran 90, relatif à l'application de la méthode des éléments finis pour l'analyse de la stabilité des pentes en sol homogène a été adapté de l'ouvrage de M.Smith et Griffiths 1988 « Programming The Finite Element method » [11]. La structure d'introduction

ainsi que certaines sous-routines ont été modifiées, Les modifications apportées au programme lui permettent d'analyser la stabilité des talus en sol hétérogène.

Pour chaque élément de chaque type de sol, on doit avoir les données géotechniques (cohésion c , l'angle de frottement, poids volumique γ , le module de Young E et le coefficient de Poisson ν).

La stabilité d'un talus soumis à un chargement gravitationnel est étudiée. Il est traité en déformation plane par la méthode viscoplastique en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Il s'agit de déterminer le coefficient de sécurité F (rapport des moments résistants aux moments moteurs) qui est défini au moyen d'une proportion dans laquelle la cohésion C et la tangente de l'angle de frottement φ doivent être réduits afin de causer la rupture du talus.

La boucle de l'incrément de charge est remplacée par la boucle du coefficient de sécurité, chaque entrée dans cette boucle correspond à un coefficient de sécurité différent, de manière à obtenir une diminution des valeurs des paramètres C et φ .

✚ Présentation partielle du programme sol hétérogène [11] :

```
!!programme 6.2 modifié (matsol:differentes type de matériaux sol )
program P62
!-----
!   program 6.2 (matsol)::plane strain of an elastic-plastic(Mohr-Coulomb) solid
!   using 8-node quadrilateral elements; viscoplastic strain method
!-----
use new_library ; use geometry_lib    ; implicit none
integer::nels,nxe,nye,neq,nband,nn,nr,nip,nodof=2,nod=8,nst=4,ndof,    &
      i,k,iel,itiers,limit,incs,iy,ntyp,ndim=2,ie,j,nprop
logical::converged    ; character(len=15) :: element='quadrilateral'
real::det,f,dsbar,lode_theta,dq1,dq2,dq3, &
      sigm,pi,tol,snph,phif,dt,cf,psir
!-----trial factor of safety loop-----
  allocate ( fos (incs )) ; read(10,*) fos
  load_increments: do iy=1,incs
!-----
    if(converged.or.itiers==limit)exit
  end do iterations
  !write(11,'(a)') " fos  max displacement"
  write(11,'(2e12.4)')fos(iy),maxval(abs(loads))
  !write(11,'(a,i5,a)') "It took",itiers," iterations to converge"
  if(iters==limit)stop
end do load_increments
end program P624
```

Fig IV .3 : Le programme pour analyse d'un sol hétérogène

2.1-Modélisation numérique :

La (figure IV.4) montre le maillage pour une analyse numérique de la stabilité du talus du site de Sidi Youcef par le programme traitant sol hétérogène.

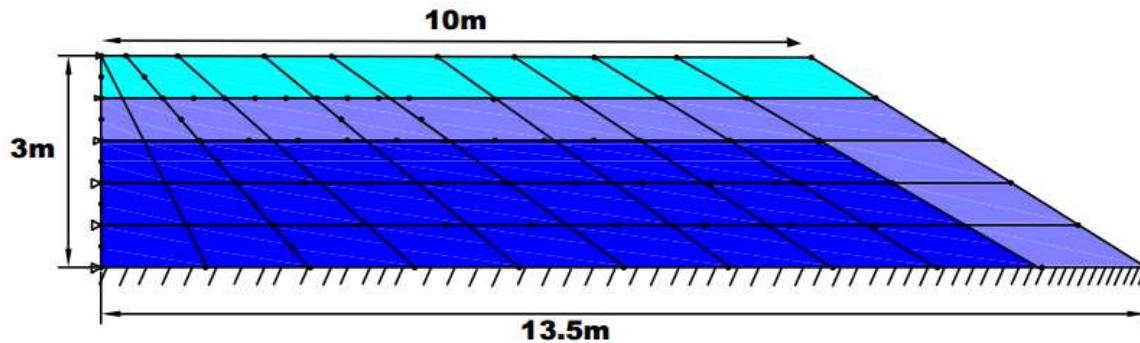


Fig IV.4 : Maillage adapté dans le programme

✚ Propriétés du sol :

C : la cohésion (KN/m^2) ;

φ : L'angle de frottement ($^\circ$) ;

Ψ : L'angle de dilatation ($^\circ$) ;

γ : Masse volumique donnée en KN/m^3

- ◆ La 1^{ère} couche de recouvrement superficiel est une argile de (0-0.6 m) de profondeur ayant pour caractéristiques :
 $\varphi=30^\circ$, $C= 1\text{KN/m}^2$, $\Psi=0$, $\gamma= 20 \text{ KN/m}^3$, $E= 2.10^5 \text{ KN/m}^2$, $\mu=0.35$.
- ◆ La 2^{ème} couche de formation est une argile schisteuse de (0.6-1.2 m) de profondeur :
 $\varphi=35^\circ$, $C= 0.5 \text{ KN/m}^2$, $\Psi=0$, $\gamma= 24 \text{ KN/m}^3$, $E= 1.10^5 \text{ KN/m}^2$, $\mu=0.35$.
- ◆ La 3^{ème} couche de formation schisteuse (1.2-3 m) de profondeur :
 $\varphi=34^\circ$, $C= 0.4 \text{ KN/m}^2$, $\Psi=0$, $\gamma= 26 \text{ KN/m}^3$, $E= 1.10^5 \text{ KN/m}^2$, $\mu=0.35$.
 - NXE, NYE : nombre d'éléments dans la structure suivant l'axe des x,y.
 - ELS : nombre total d'éléments.
 - NN : le nombre de nœuds total
 - NIP : nombre de points de GAUSS
 - NR : nombre de nœuds encastrés ou appuyés
 - NTYPE : nombre de type de sol
 - LIMIT : nombre d'itération
 - TOL : la précision
 - TOP : Position horizontale de la limite supérieur du maillage du talus.
 - BOT : position horizontale de la limite inférieur du maillage du talus.
 - DEPTH : position vertical de la limite de gauche du maillage du talus.
 - LNF : degré de libertés des nœuds.

Tab IV.1 : Données numériques, géométriques, et géotechniques

La structure	NELS	NX	NY	NN	NR	NIP	TOL	LIMIT	NTYP	NPROP	INCS													
	25	5	5	96	21	4	.0001	250	3	6	6													
Degré de liberté	101	201	301	401	501	601	701	801	901	1001	1100	1700	2800	3400	4500	6200								
												6800	7900	8500	9600									
La géométrie (m)	Haut																							
	0				2				4				6				8				10			
	Bas																							
	0				2.7				5.4				8.1				10.8				13.5			
	Profondeur																							
	0				-0.6				-1.2				-1.8				-2.4				-3			
Les propriétés du sol	φ (°)				C (kN/m ²)				Ψ (°)				γ (kN/m ³)				E(kN/m ³)				μ			
	30				1				0				20				2.10 ⁵				0.30			
	38				0.5				0				24				1.10 ⁵				0.30			
	38				0.4				0				25				1.10 ⁵				0.30			

2.2- courbe représente le facteur de sécurité en fonction du déplacement :

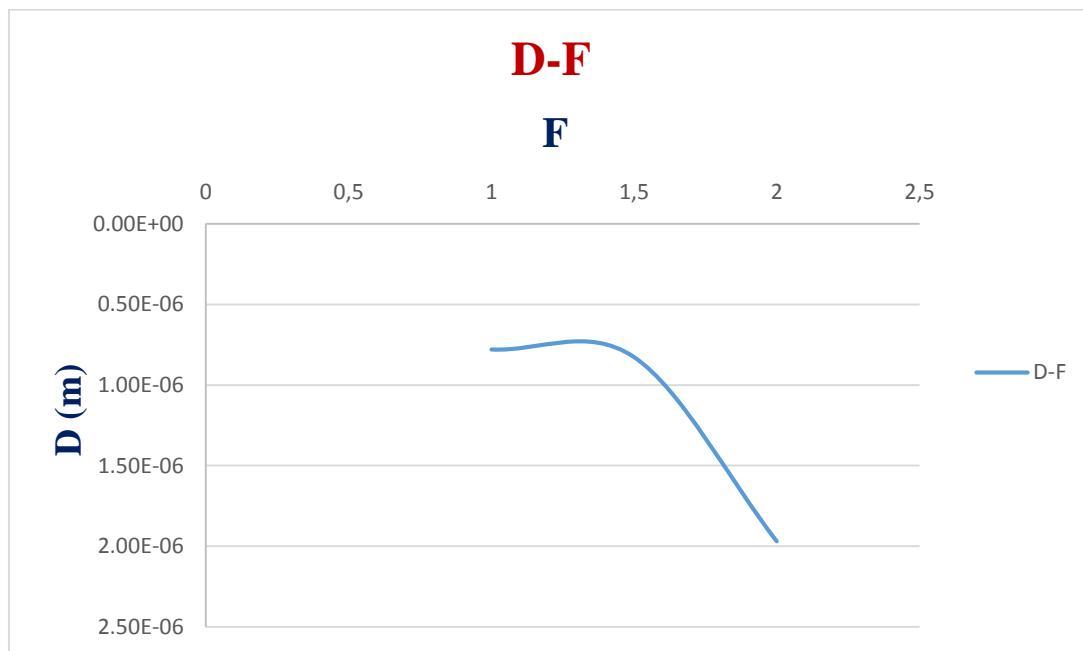


Fig IV.5 : Courbe représente le déplacement en fonction de facteur de sécurité

2.2.1- interprétation de résultat

La (figures IV.5) montrant l'accroissement du déplacement jusqu' à la rupture du talus. Le facteur de sécurité obtenu est égal à **F=1.5**.

2.3- Analyse paramétrique

2.3.1- Variation de la cohésion du sol

L'étude paramétrique de la stabilité du talus est d'analyser l'influence de la variation de la cohésion du sol sur le coefficient de sécurité (F), ainsi que le déplacement.

En premier lieu la variation est faite pour la cohésion (C), variant de 1 kN/m^2 à 0.5 kN/m^2 .

Les résultats du coefficient (F) en fonction de déplacement sont représentés sur la (figIV.6).

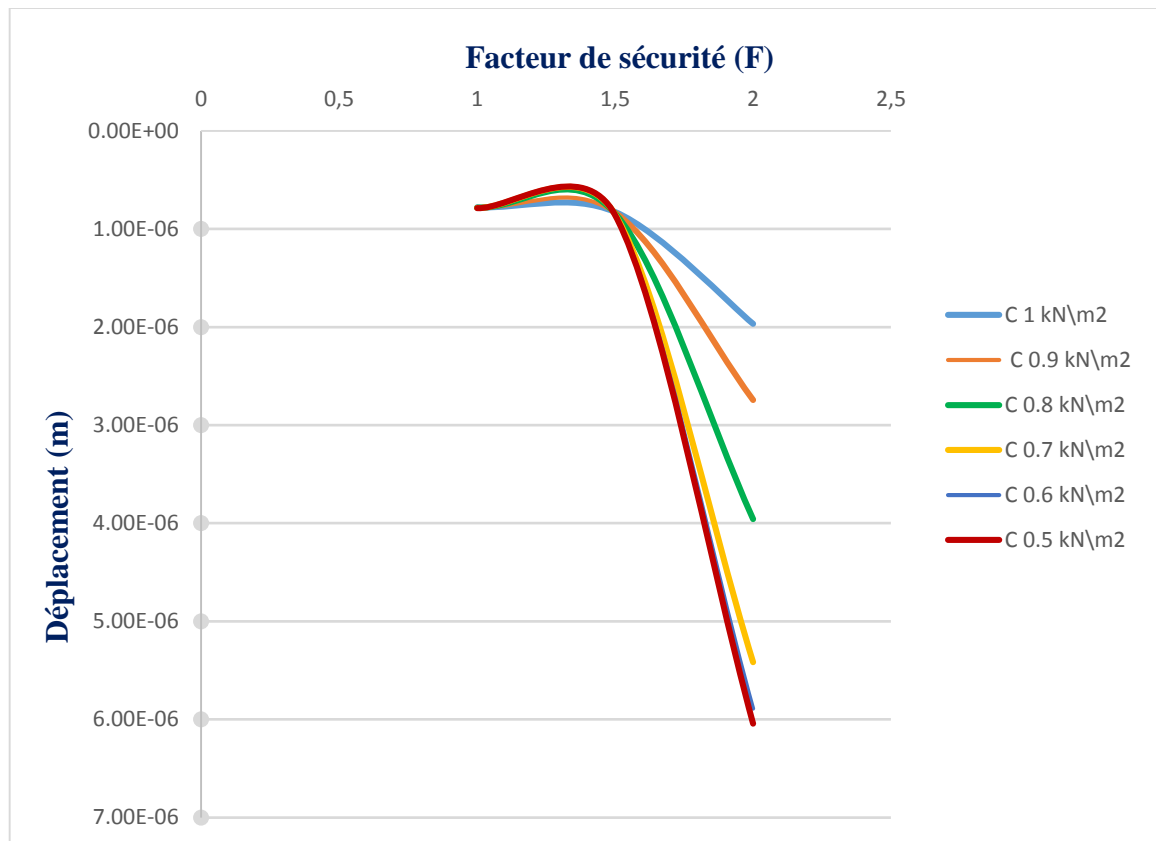


Fig IV.6 : Courbes représentatives de l'influence de la variation de (C) sur le déplacement en fonction de facteur de sécurité

➤ Interprétation de résultat

Le déplacement augmente avec la diminution de la valeur de la cohésion (figure IV.6).

Le facteur de sécurité obtenu est égal à **F=1.5**.

2.3.2- La variation de l'angle de frottement

La seconde partie de l'étude paramétrique est d'analyser l'influence de la variation de l'angle de frottement du sol sur le coefficient de sécurité (F), et le déplacement.

La variation de l'angle de frottement est de 30° à 25° en maintenant la cohésion constante. Les résultats de l'analyse sur le coefficient de sécurité (F) en fonction de déplacement sont donnés dans la (figure IV.7).

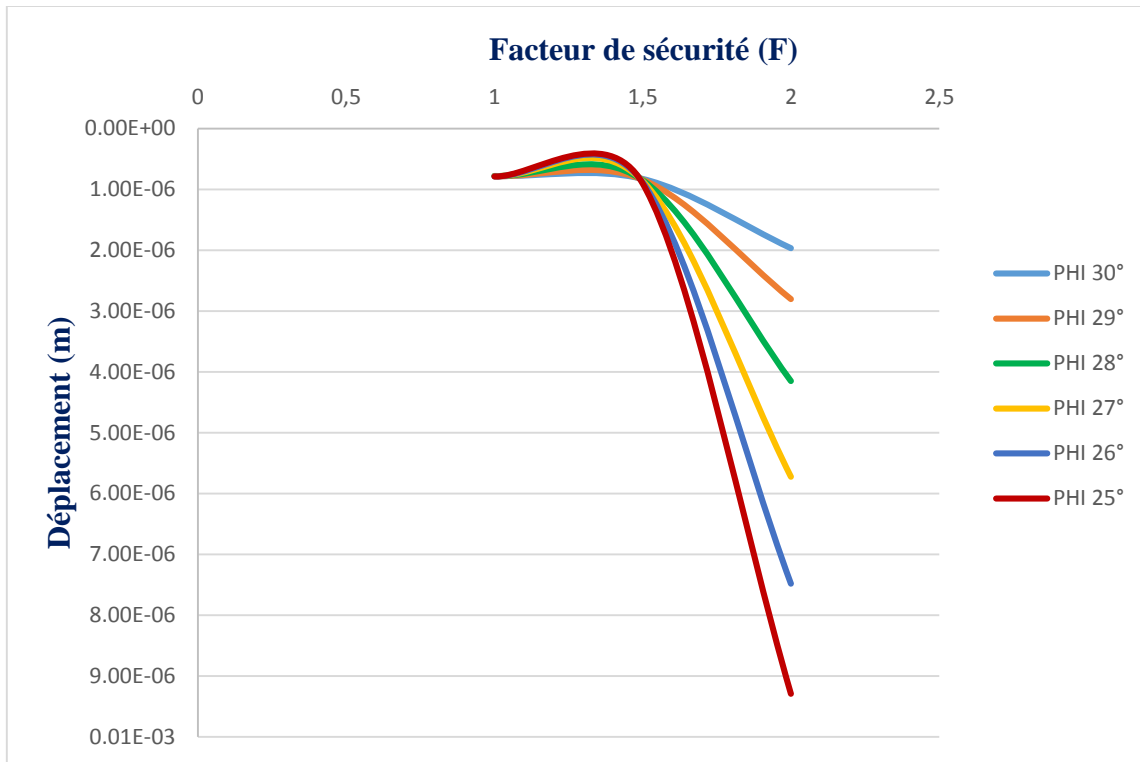


Fig IV.7 : Courbes représentent le déplacement en fonction de facteur de sécurité avec ϕ variée

➤ Interprétation des résultats

Les courbes représentées sur la (figure IV.7) montrent que la variation de l'angle de frottement influe sur les déplacements on constate que les déplacements augmentent avec la diminution de la valeur de l'angle de frottement. Par contre le coefficient de sécurité diminue quand l'angle de frottement interne augmente.

NB : Les détails de l'analyse obtenue par le programme en langage Fortran90 sont représentés en annexe.

2.4- Conclusion 1

D'après les résultats obtenus par analyse de la stabilité du talus du site de Sidi Youcef (Benimessous) analysé par le à l'aide du programme en Fortran 90 avec les caractéristiques intrinsèques (c, ϕ) du site, en question il a été déduit que le talus est stable vu que le facteur de sécurité obtenu est de **F = 1.5**.

D'après les résultats obtenu par l'analyse paramétrique, il été constaté que la réduction de la cohésion provoque plus vite la rupture qu'avec la réduction de l'angle de frottement.

Le glissement ayant eu lieu sur le site n'a donc été probablement dû que par la réduction de la cohésion de l'une des couches du sol. Cette réduction de la cohésion ne peut être causée en réalité que par la présence de l'eau issue des averses hivernale sur une courte durée.

Une analyse de la stabilité du talus avec la présence de l'eau a été donc nécessaire pour pouvoir arriver à un éclaircissement sur le glissement produit.

L'analyse a donc conduit à l'utilisation du code de calcul numérique Plaxis 8.2 qui offre la possibilité de tenir compte de l'influence de l'eau.

3- Analyse de la stabilité du talus par le code Plaxis8.2

Le code de calcul par éléments finis Plaxis permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (stabilité des talus, fondations, etc.). Pour la prise en compte de l'eau interstitielle, le code Plaxis distingue entre les comportements drainé et non drainé :

Pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement.

Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation)

Dans Plaxis, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c réduction". Dans cette approche, les Caractéristiques $\tan\phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction M_{sf} permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\sum (M_{sf}) = \frac{c \text{ donnée}}{c \text{ réduit}} = \frac{\tan \phi \text{ donnée}}{\tan \phi \text{ réduit}} \text{ [VIII]}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se référant aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, M_{sf} vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le coefficient de Sécurité global est déterminée comme suit :

$$F = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } \sum (M_{sf}) \text{ à la rupture [IX]}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée Conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

3.1- Procédure de calcul

Le modèle géométrique est assimilé à un talus hétérogène (multicouches) de 3m de hauteur et l'écoulement étant supposé inexistant, la nappe éventuellement présente est de type hydrostatique et les calculs se font en contraintes effectives mais à court terme, c'est-à-dire avec les paramètres de cisaillement effectifs du sol (cohésion effective c' et angle de frottement interne ϕ') et sans drainage.

Les actions considérées comprennent la série des calculs effectuée vise à déterminer les valeurs du coefficient de sécurité au glissement du talus par la méthode de calcul " Phi-c réduction " à l'aide du code Plaxis.

Calculs obtenus et leur discussion sont présentés ci-après.

3.1.1- La modélisation

La modélisation du talus en question montré dans la (figure IV.8) présente les trois différentes couches avec leurs matériaux.

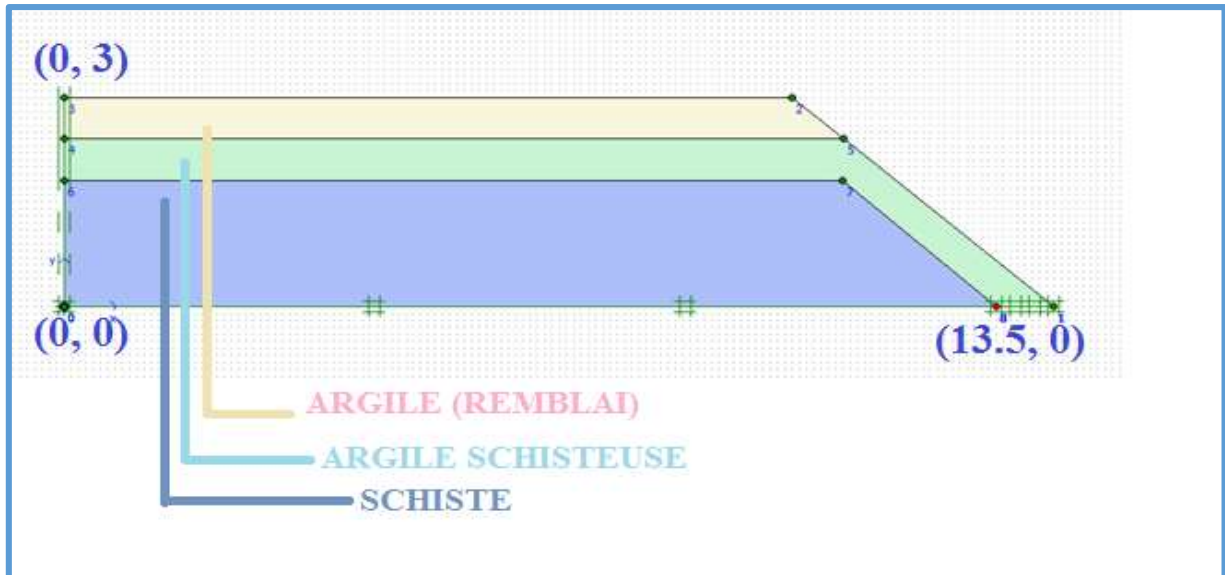


Fig IV.8 : La géométrie du talus.

3.1.2- La génération du maillage

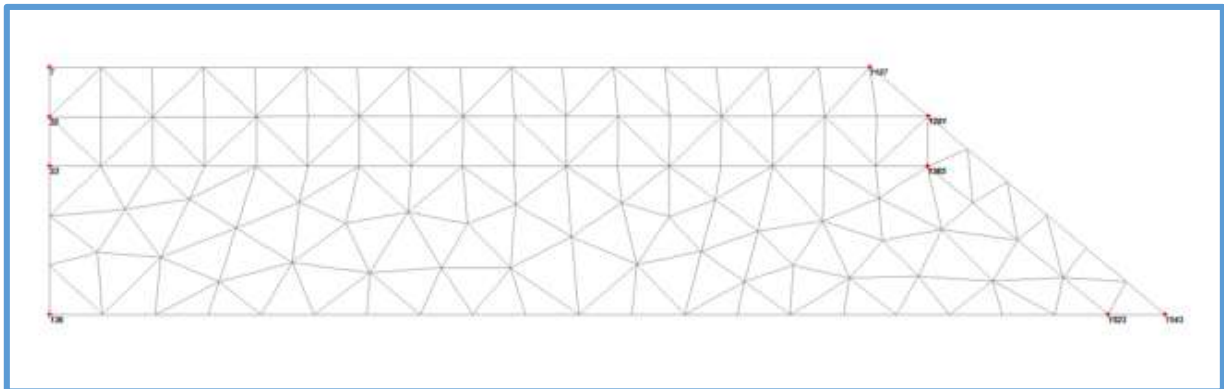


Fig IV.9 : Le maillage du talus par Plaxis.

3.1.3- Définition des conditions initiales.

La détermination de facteur de sécurité par intervention de la nappe phréatique à la base et au niveau de la couche schisteuse.

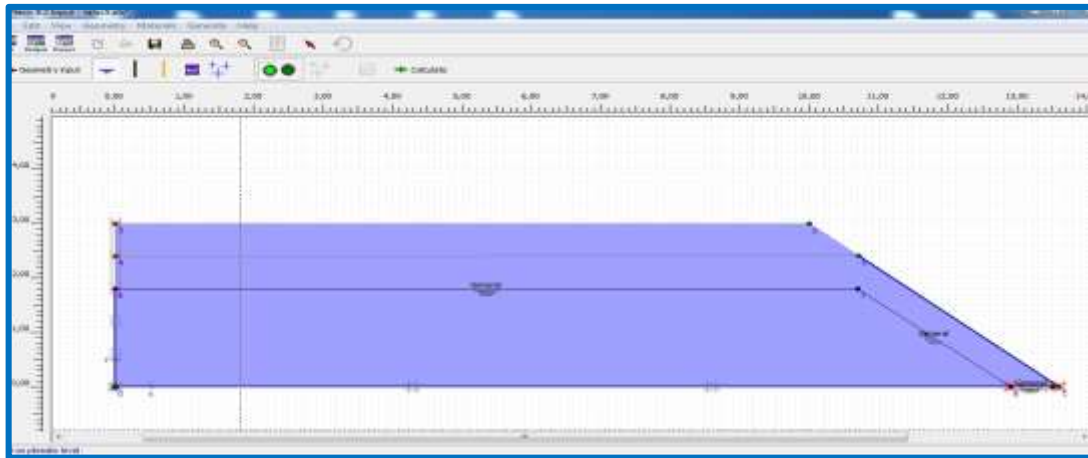


Fig IV.10 : La nappe phréatique au niveau supérieur de la couche schisteuse.

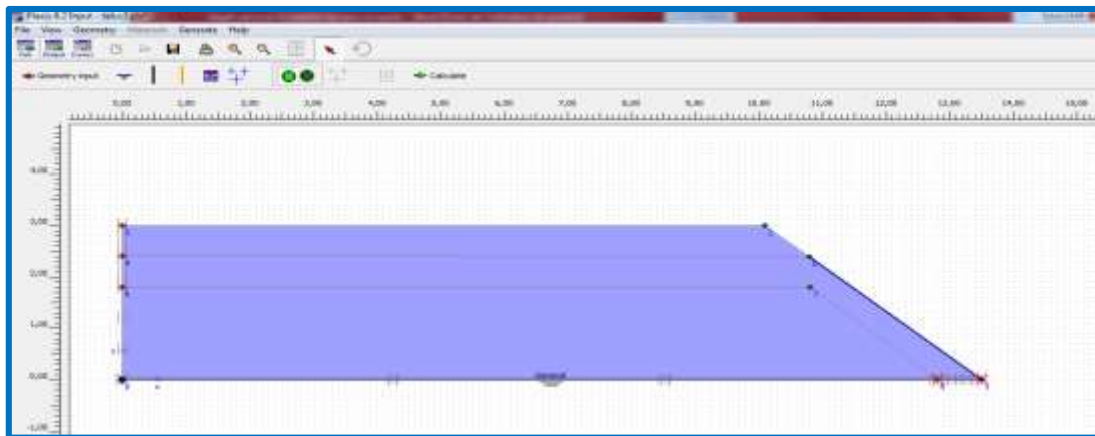


Fig IV.11 : La nappe phréatique au niveau de la base de la couche schisteuse.

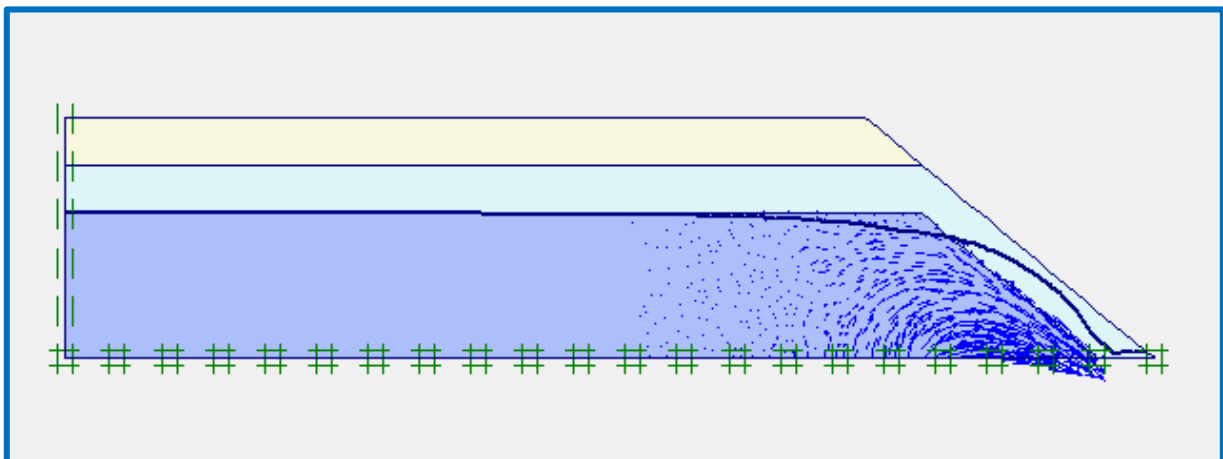


Fig IV.12 : Représentation de la pression interstitielle au niveau de la couche schisteuse

3.1.4- Résultats après calcul

Les résultats obtenus après analyse de la stabilité et calcul du coefficient de sécurité sont représentés sur la fenêtre (Calculation information) du code Plaxis8.2 .

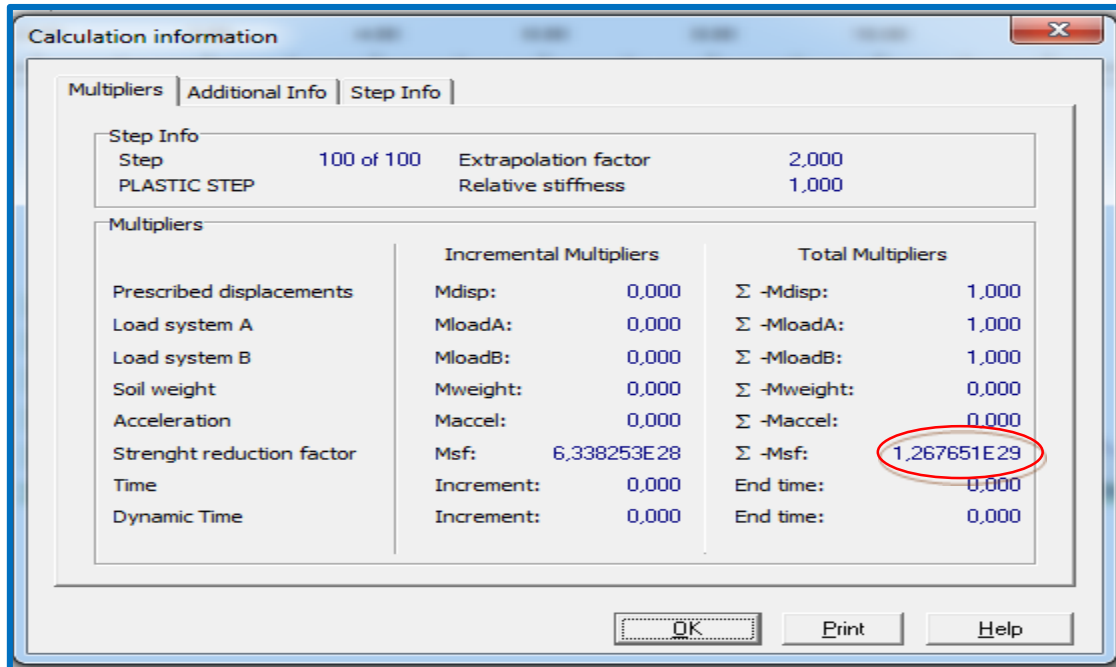


Fig IV.13 : La valeur du facteur de sécurité F

Le facteur de sécurité calculé par le code Plaxis8.2 est $\sum M_{sf} = 1.26$.

NB : Les détails de l'analyse obtenue par le logiciel sont donnés en annexe.

3.2- Conclusion 2

Le niveau de la nappe entre les états sec ($h_w=0$) et partiellement ou totalement saturé ($h_w=h$) ont pour effet de diminuer le coefficient de sécurité de 15 à 25%. Si le niveau de la nappe est considérable, on constate qu'il y a un effondrement du talus.

Le facteur de sécurité a diminué $F = 1.26$ en présence de l'eau, le talus est instable.

4- Conclusion

Cette première partie de cette étude numérique a permis de dégager les conclusions suivantes :

Parmi les paramètres influant le coefficient de sécurité, il a été tenu compte surtout des paramètres de cisaillement du sol (cohésion et angle de frottement), mais aussi le niveau de la nappe éventuellement présente.

Les résultats de l'analyse numérique de la stabilité du talus par le programme en Fortran90 et le code de calcul Plaxis8.2, pour un sol sec ont montrées qu'il y a stabilité avec des facteurs de sécurité de l'ordre de 1.5.

L'étape suivante de l'étude a permis de comparer les résultats de calcul du coefficient de sécurité en analysant sa sensibilité aux données géophysiques : cohésion, angle de frottement, et influence du niveau de la nappe.

Une analyse paramétrique a mis en évidence l'influence de la cohésion du sol sur la résistance au cisaillement du talus. La diminution de la cohésion entraîne un accroissement des déplacements plus important que celles issus de la variation de l'angle de frottement.

Par le code Plaxis l'analyse de la stabilité en présence de la nappe d'eau il a été trouvé que le talus présente une instabilité qui se traduit par un facteur de sécurité $F=1.26$. La présence de la nappe a donc réduit la résistance au cisaillement du talus ce qui justifier effectivement le glissement qui a eu lieu sur le site.

En conclusion à partir de ces résultats que le talus est en équilibre instable et par conséquent nécessite la mise en place d'un dispositif de confortement pour la stabilisation définitive.



CHAPITRE V :
RONFORCEMENT PAR
LA GEOGRILLE

1- Introduction

La méthode de calcul consiste à proposer un dispositif de confortement qui stabilise le talus et améliore le facteur de sécurité. Ce type de confortement (ouvrages, drainage, terrassement...) est choisi en tenant compte de sa faisabilité technique et de son aspect économique.

2- Méthode de confortement

Après l'analyse de l'instabilité du site et avant de suggérer la solution qui convient à résoudre le problème des écoulements des eaux ; Quel que soit la solution adoptée, celle-ci doit être combinée avec la gestion des eaux internes (drainage) et des eaux de surface (assainissement). le choix du renforcement pour l'étude de confortement du terrain, a été porté sur la géogrille.

2.1- Définition de la géogrille

Une géogrille est une structure plane à base de polymère constituée par un réseau ouvert régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.



Fig V.1 : renforcement par la géogrille

La technique des éléments préfabriqués permet d'obtenir les caractéristiques suivantes :

Les Géogrilles uniaxiaux : ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée.

Les Géogrilles biaxiaux : ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré.

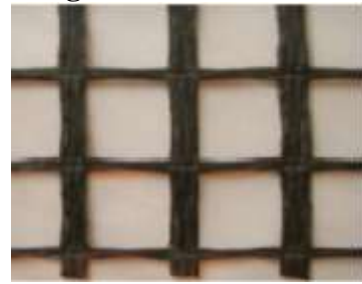
Géogrille extrudé



Géogrille uniaxiale



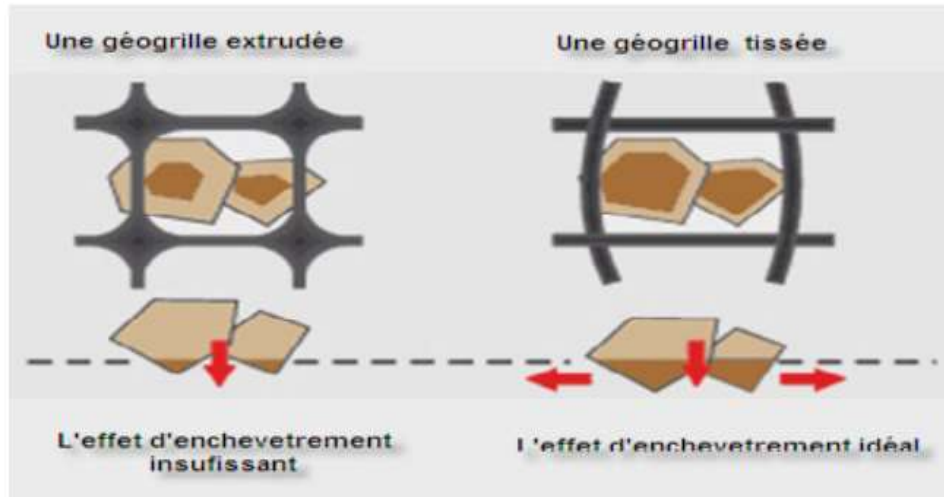
Géogrille biaxiale



FigV.2 : Différents types de géogrilles

La grandeur des mailles varie généralement de 1 et 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la

géogrille. Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol géogrille mais aussi par auto-blocage entre la grille et le remblai comme le montre le schéma de la figure pour une géogrilles biaxiale rigide et une géogrilles biaxiale souple.



FigV.3 : Géogrilles [4]

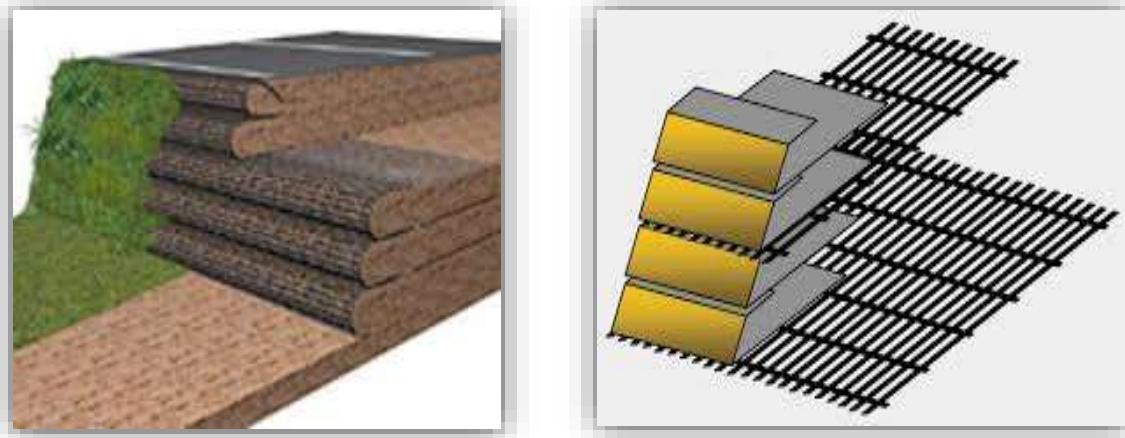
2.2- Propriétés des géogrilles utilisées en renforcement

- ✓ Les géogrilles ont des taux de travail très élevés, car les matières premières à haut module ont un faible fluage.
- ✓ Les géogrilles sont disponibles avec différentes résistances à la traction (entre 20 kN/m et 1000 kN/m) et différentes ouvertures de mailles. Pour des utilisations spéciales, nous pouvons réaliser des résistances à la traction de plus de 1000kN/m.
- ✓ Les caractéristiques de traction et d'allongement des géogrilles ne varient que faiblement sous des variations importantes de température et sous des contraintes permanentes.
- ✓ Les géogrilles sont conditionnées de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les recouvrements.
- ✓ Les géogrilles sont faciles à manier et à mettre en œuvre, car elles peuvent être déroulées et pliées. Elles peuvent être facilement découpées aux dimensions voulues et n'ont pas de bord coupant pouvant entraîner des blessures.

2.3- Application des géosynthétiques en renforcement

Les géogrilles sont utilisés avec succès en construction dans le monde entier pour renforcer les sols depuis des dizaines d'années par de nombreux ingénieurs. Le développement et la confection de la géogrille pour les renforcements horizontaux ont été mis au point selon les derniers développements techniques disponibles.

Les géogrilles offrent une augmentation sensible du renforcement de la couche portante et répartissent les charges s'exerçant en surface sur une plus grande zone.



FigV.4 : talus renforcé par la géogrille

2.4- Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement des talus

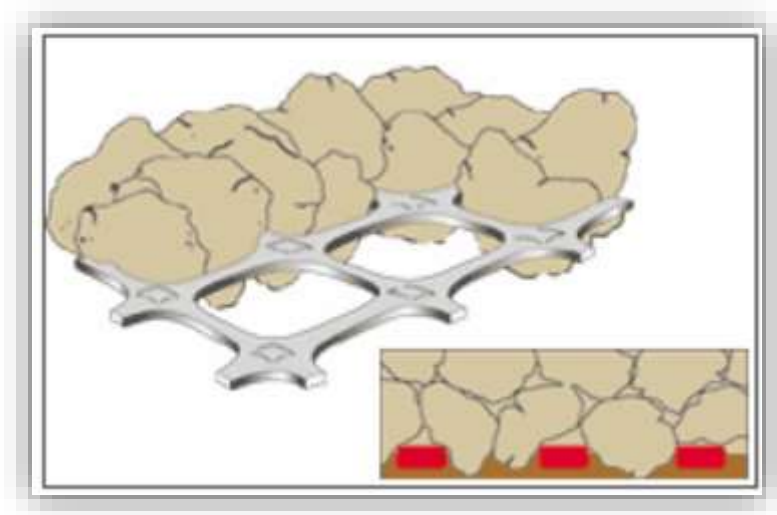
- ◆ amélioration des caractéristiques mécaniques des sols ;
- ◆ diminution des mouvements de terre ;
- ◆ diminution des exigences de transfert de matériau ;
- ◆ modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités ;
- ◆ réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- ◆ augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais ;
- ◆ préservation de l'aspect naturel du paysage ;
- ◆ optimisation des coûts de construction.



FigV.5 : Les étapes de renforcement par la géogrille

2.5- Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille

Le mécanisme de l'enclenchement s'obtient lorsque le matériau granuleux est compacté sur une géogrille. Elle pénètre partiellement et se projette à travers les ouvertures, créant un enclenchement solidaire robuste et positif. La grande résistance à la traction des géogrilles permet à la charge d'être développée à des niveaux très faibles de déformation.



FigV.6 : Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille

3- Méthodologie de la modélisation et procédure de calculs

- ❖ Les géogrilles sont des géosynthétiques de renforcement utilisés dans de nombreuses applications du génie civil. Comparativement aux autres procédés, l'utilisation des grilles à mailles ouvertes, permet une meilleure mobilisation du frottement à l'interface.
- ❖ On va utiliser deux types de sol (remblai et fondation) qui doivent être homogènes.
- ❖ Propriété mécanique des géogrille

Pour le modèle renforcé les caractéristiques des géogrilles sont données dans le tableau V.1.

Tab V.1 : les caractéristiques de la géogrille

Type de géogrille	Elastique
Rigidité axiale	$EA = 1500 \text{ kN}\backslash\text{m}$
Déformation de la géogrille	25%

❖ Définition du modèle géométrique

- Géométrie
- Conditions aux limites : On a choisi les conditions aux limites par défaut, libres en vertical et bloquées au fond.
- Caractéristiques des matériaux :
 - ✓ Caractéristiques de sols
 - ✓ Caractéristiques de géogrilles

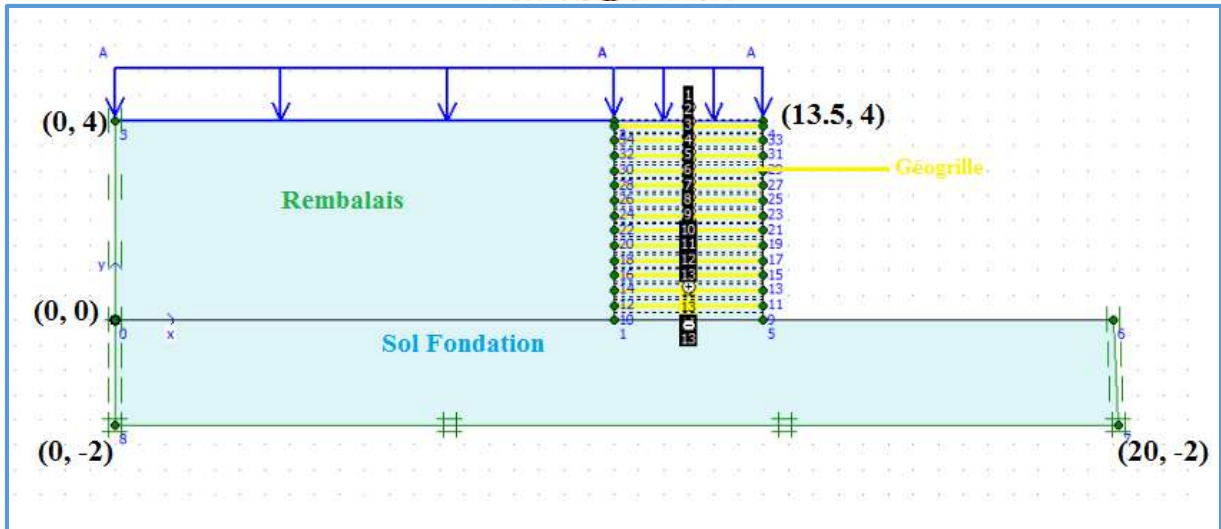


Fig V.7 : représentation des renforcements en geogrilles

❖ Génération du maillage

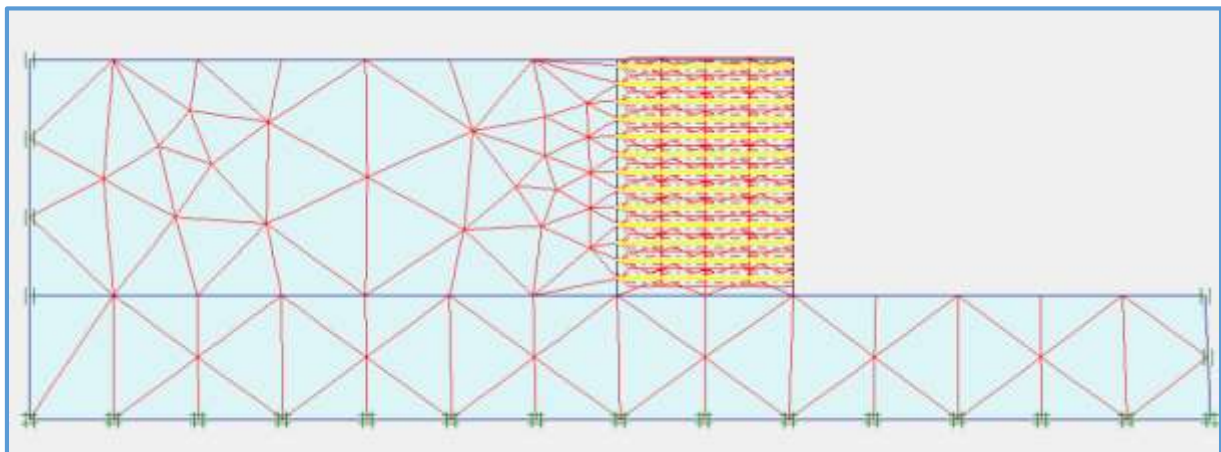


Fig V.8 : représentation de la generation du maillage.

❖ La nappe phréatique

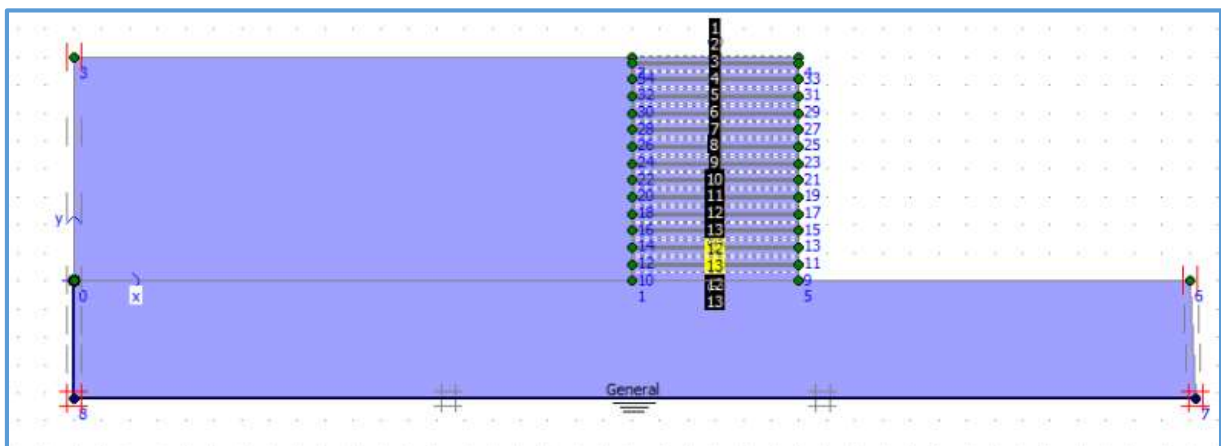


Fig V.9 : représentation de la nappe phréatique appliquée au modèle.

➤ **Les résultats du calcul**

L'analyse de la stabilité du talus établi par le code Plaxis, a donné les résultats représentés sur la figure Fig IV.5. Le facteur de sécurité obtenu est égal à **1.65**

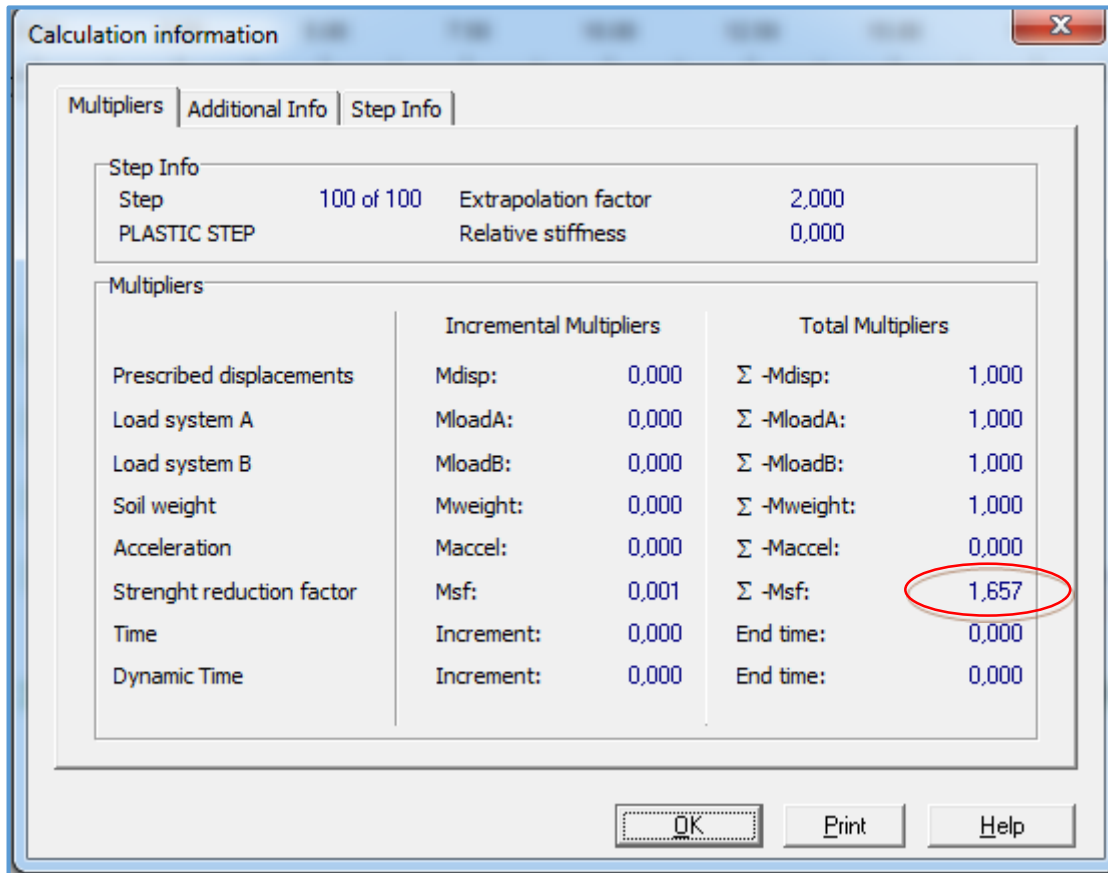


Fig V.10 : La valeur du facteur de sécurité F

➤ **Interprétation des résultats**

Le facteur de sécurité obtenu après le renforcement par la géogridde est de **F= 1.65**

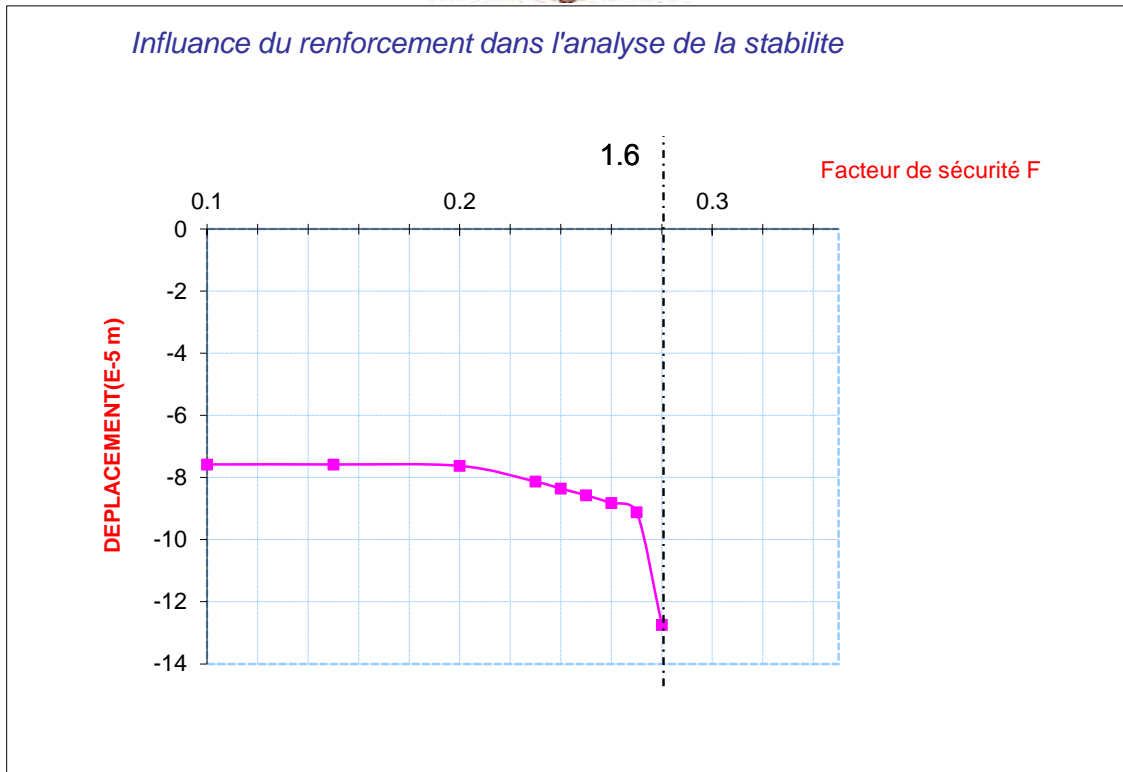
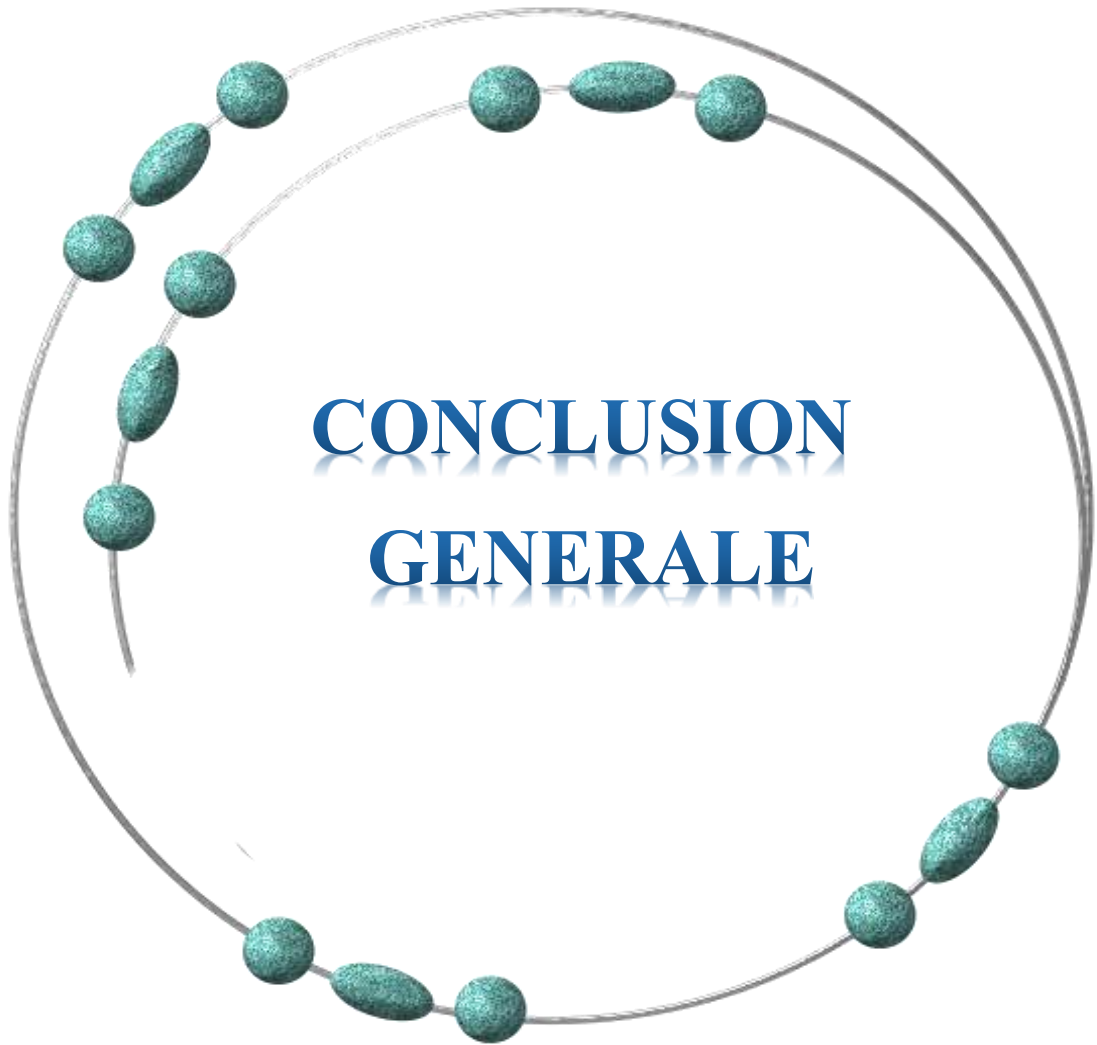


Fig V.11 : Courbe représente le déplacement en fonction de facteur de sécurité du sol renforcé.

Cette courbe représente le déplacement en fonction du facteur de sécurité après le renforcement par la géogridde ; le facteur de sécurité obtenue et égal à 1.65 ce qui montre ke notre talus est stable

4- Conclusion

Les géogriddes à améliorer le facteur de sécurité. Ce type de confortement est choisi en tenant compte de sa faisabilité technique et de son aspect économique. D'après l'étude de l'analyse de la stabilité du talus conforté, par l'introduction des nappes de géogriddes il a été constaté qu'il y a une augmentation considérable de la valeur du facteur de sécurité **F = 1.65**



CONCLUSION
GENERALE

Conclusion générale

Cette étude numérique a permis de dégager les conclusions suivantes :

La stabilité d'un talus est liée d'une façon directe aux paramètres influant le coefficient de sécurité. Dans cette étude il a été tenu compte surtout des paramètres de cisaillement du sol cohésion et angle de frottement, mais aussi le niveau de la nappe éventuellement présente.

Dans la première partie de cette étude l'analyse numérique de la stabilité du talus par le programme en Fortran90 et le code de calcul Plaxis8.2, pour un sol sec ont clairement montré qu'il y a stabilité par présentation d'un facteur de sécurité de l'ordre de 1.5.

La seconde étape de l'étude a permis de comparer les résultats de calcul du coefficient de sécurité en analysant sa sensibilité aux données géophysiques : cohésion, angle de frottement, et influence du niveau de la nappe, mettant en évidence l'influence de la cohésion du sol sur la résistance au cisaillement du talus. La diminution de la cohésion entraîne un accroissement des déplacements plus important que ceux issus de la variation de l'angle de frottement.

Dans la troisième étape de l'étude une analyse de la stabilité a été établie par le code Plaxis en présence de la nappe phréatique qui a présenté une instabilité du talus. Cette instabilité s'est traduite par un facteur de sécurité de **1.26**.

La présence de la nappe phréatique est donc le facteur déclencheur du glissement qui a eu lieu sur le site.

A partir de ces différentes analyses de la stabilité du talus du site Sidi Youcef il a été conclu que le talus est en équilibre instable. Sachant qu'il ya eu d'autres glissements dans le même prolongement de celui ayant fait l'objet d'étudié dans ce travail, la mise en place d'un dispositif de confortement pour la stabilisation définitive du site est donc nécessaire.

Le dispositif de confortement choisi pour stabiliser le talus et améliorer le facteur de sécurité sont les géogrilles . Ce type de confortement est choisi en tenant compte de sa faisabilité technique et de son aspect économique.

D'après l'étude de l'analyse de la stabilité du talus conforté, par l'introduction des nappes de géogrilles il a été constaté qu'il y a une augmentation considérable de la valeur du facteur de sécurité de 1.26 avant renforcement à 1.65 après renforcement.

Cette augmentation de la valeur de sécurité montre que le renforcement a amélioré la résistance au glissement du talus et le rendu plus stable même en présence de surcharge due au trafic routier et d'une éventuelle nappe phréatique.

Cette méthode de confortement par géogrille permet donc de stabiliser le site et d'assurer une sécurité à la route surmontant le talus.

BIBLIOGRAPHIE

RAPPORTS DES PFE

[2] Belatrache Youcef. "Etude d'un Glissement de Terrain à Bordj Bounaàma (W.Tissemsilt)", ENSTP, Alger, 2009 ;

[8] KHALDI Chahrazed et RICHI Hala" Traitement d'un glissement de terrain sur la RN 17A-MASCARA", ENSTP, Alger, 2014 ;

LISTE DES OUVRAGES

[3] Reiffsteck Ph. Mécanique des Sols Avancée, Stabilité des pentes. LCPC div, MSRGI sec;

[6] M.CALLOUD Cours de mécanique des sols, Tome 1, décembre 2004 ;

[7] KHEMISSA Mohamed .Méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes, Université de M'sila ;

[9] Manuel d'utilisation de TALREN 5 ;

[11] Mr M.SMITH et Mr Griffiths "PROGRAMMING THE FINITE ELEMENT METHOD" ;

SUPPORT DE COURS

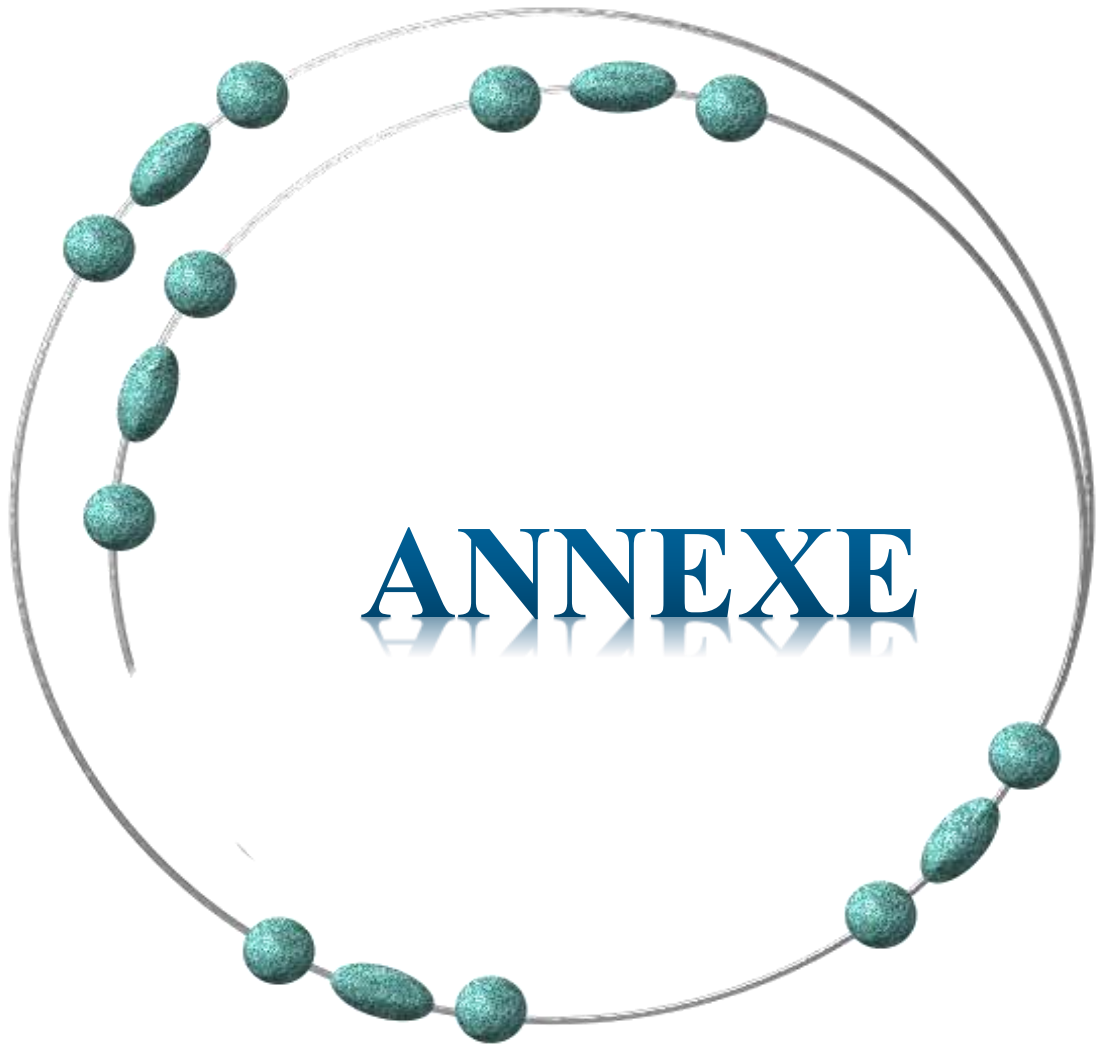
[5] Mme BADAOUI Azhar. Stabilités des pentes et des talus, ENSTP, 2014 ;

WEBOGRAPHIE

[10] www.terrasol.fr.

[1] [www.memoireonline.com/etude d'un glissement de terrain par différentes méthode](http://www.memoireonline.com/etude-d-un-glissement-de-terrain-par-differentes-methode) ;

[4] www.googleimage.com;



 RESULTATS DU FORTAN 90

Résultats 1 $c = 1 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi = 30^\circ$ (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35

Load increment 1

.1000E+01 .7794E-04

.1500E+01 .8267E-04

.2000E+01 .1968E-03

Résultats 2 $c = 0.9 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi = 30^\circ$ (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35

Load increment 1

fos max displacement

.1000E+01 .7806E-04

It took 23 iterations to converge

Load increment 2

fos max displacement

.1500E+01 .8343E-04

It took 25 iterations to converge

Load increment 3

fos max displacement

.2000E+01 .2743E-03

It took 250 iterations to converge

Résultats 3 $c = 0.8 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi = 30^\circ$ (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35

Load increment 1

fos max displacement

.1000E+01 .7826E-04

It took 24 iterations to converge

Load increment 2

fos max displacement

.1500E+01 .8429E-04

It took 25 iterations to converge

Load increment 3

fos max displacement

.2000E+01 .3957E-03

It took 250 iterations to converge

Résultats 4 $c = 0.7 \text{ kN/m}^3$ et $\varphi = 30^\circ$ (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35

Load increment 1

fos max displacement

.1000E+01 .7855E-04

It took 25 iterations to converge

Load increment 2

fos max displacement

.1500E+01 .8522E-04

It took 26 iterations to converge

Load increment 3

fos max displacement

.2000E+01 .5418E-03

It took 250 iterations to converge

Résultats 5 $c = 0.6 \text{ kN}\backslash\text{m}^3$ et $\varphi = 30^\circ$ (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35

Load increment 1

fos max displacement

.1000E+01 .7875E-04

It took 26 iterations to converge

Load increment 2

fos max displacement

.1500E+01 .8583E-04

It took 26 iterations to converge

Load increment 3

fos max displacement

.2000E+01 .5891E-03

It took 250 iterations to converge

Résultats 6 $c = 0.5 \text{ kN}\backslash\text{m}^3$ et $\varphi = 30^\circ$ (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35

Load increment 1

fos max displacement

.1000E+01 .7878E-04

It took 26 iterations to converge

Load increment 2

fos max displacement

.1500E+01 .8587E-04

It took 26 iterations to converge

Load increment 3

fos max displacement

.2000E+01 .6042E-03

It took 250 iterations to converge

Résultats 7 $c = 1 \text{ kN}\backslash\text{m}^3$ et $\varphi = 29^\circ$ (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35

Load increment 1

fos max displacement

.1000E+01 .7802E-04

It took 23 iterations to converge

Load increment 2

fos max displacement

.1500E+01 .8380E-04

It took 25 iterations to converge

Load increment 3

fos max displacement

.2000E+01 .2802E-03

It took 250 iterations to converge

Résultats 8 $c = 1 \text{ kN}\backslash\text{m}^3$ et $\varphi = 28^\circ$ (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35

Load increment 1

fos max displacement

.1000E+01 .7810E-04

It took 23 iterations to converge

Load increment 2

fos max displacement
 .1500E+01 .8510E-04
 It took 25 iterations to converge
 Load increment 3
 fos max displacement
 .2000E+01 .4149E-03
 It took 250 iterations to converge

Résultats 9c = 1 kN/m³ et φ = 27° (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35
 Load increment 1
 fos max displacement
 .1000E+01 .7827E-04
 It took 23 iterations to converge
 Load increment 2
 fos max displacement
 .1500E+01 .8659E-04
 It took 25 iterations to converge
 Load increment 3
 fos max displacement
 .2000E+01 .5727E-03
 It took 250 iterations to converge

Résultats 10 c = 1 kN/m³ et φ = 26° (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35
 Load increment 1
 fos max displacement
 .1000E+01 .7845E-04
 It took 23 iterations to converge
 Load increment 2
 fos max displacement
 .1500E+01 .8829E-04
 It took 25 iterations to converge
 Load increment 3
 fos max displacement
 .2000E+01 .7483E-03
 It took 250 iterations to converge

Résultats 11 c = 1 kN/m³ et φ = 25° (FORTRAN90)

The system has 160 equations and the half-bandwidth is 35
 Load increment 1
 fos max displacement
 .1000E+01 .7864E-04
 It took 23 iterations to converge
 Load increment 2
 fos max displacement
 .1500E+01 .9034E-04
 It took 29 iterations to converge
 Load increment 3
 fos max displacement
 .2000E+01 .9292E-03
 It took 250 iterations to converge