REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème :

Etude numérique de la stabilité des talus renforcés au contournement nord de Médéa RN62 a la commune D'OULAD BOUACHRA

Présenté par

Fortas Yazid

Guenfoud Amer

Proposé et Dirigé par

Dr OTSMANE Lalahoum

Promotion Juin 2022

Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier « Dieu le tout puisant » de nous avoir donné le courage de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien modeste travail.

Nos sincères remerciements et le grand respect à notre promotrice Mme ***OTSMANE LALAHOUM*** *pour son précieux temps qu'elle a consacré à notre écoute, sa disponibilité, ses conseils judicieux et ses observations ont été d'une aide bénéfique.*

Le tiens à remercier mes parents, th, qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Enfin, nous remercions mes frères pour leur accompagnement durant ces deux années et tous ceux qui ont contribué de lion ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.

خذها واحدة لا مزيد عليها الدنيا, و إن طاقت فهي قصيرة و إن عظمت فهي حقيرة, هي ساعة فاجعلها في طاعة

ليست العبرة بنقص البدايات إنما العبرة بكمال النهايات من كانت بدايته محرقة كانت نهايته مشرقة.

قيمة المرء ما قد كان يحسنه و للرجال على الأفعال أسماء

ففز بعلم و لا تطلب به بدلا فالناس موتى و أهل العلم أحياء

Dédicace

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mes moments les plus difficiles.

Aux deux personnes que j'ai tant aimé : mon cher père et ma chère mère pour leur amour et leur support continu que ce modeste travail, soit l'exaucement de vos veux tant formulés et de Vos prières quotidiennes. Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous procure santé et longue vie.

A mon merveilleux frère Redha Amine, ma chère sœur, Oumima

Aucune dédicace ne serait exprimer assez profondément ce que je ressens envers vous.

Vous occupez une place particulière dans mon cœur. Je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux, plein de bonheur et de succès.

A mes amis (gens du sud) : Benissa Khattar , Redhouane Mennad, Talha Boubaker, Abd djalil Mameri, Mohammed Mennad, Mohammed Sebaihi

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à la personne les plus chères au monde

A prés mon dieu pour leurs sacrifices

Mes chers et tendres parents : qui ont illuminé le chemin de ma vie par leurs chaleurs et leurs amours et qui n'ont j'aimais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études.que dieu les gardes et les rends heureux comme ils m'ont rendu heureuse

A Mes frères:Ismail, IshaQ.

A Mes sœurs: Khokha, Hadjira, Doaa.

A toute la famille GUENFOUD.

A la femme du frère Safiaet tous les enfants de ma famille, Asmaa,

Ayyoube, Anes, Mosaab et AssiL.

A ma deuxième famille, l'organisation nationale des étudiants Algériens, le bureau de Médéa, chacun avec nom, son prénom, et sa

belle description.

Je remercie mon prometteuse Dr: OTSMANE .L et mon binôme Yazid

A mon chère amie : Anes, Sidahmed, Hammouda, Walid.

A tous mes collègues de la 2éme années master géotechnique.

Résumé

Les glissements de terrains sont des phénomènes complexes et très dangereux qui dépendent de plusieurs paramètres et critères, très répandu à la wilaya de Médéa, ce phénomène a fait au « RN62 au La commune D'OULAD BOUACHRA »

Ce travail a pour objectif de mieux appréhender le comportement de talus renforcé par mur de soutènement, on a débuté notre étude par des généralités sur les glissements de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour traité le calcul de ce type de problème. L'analyse numériques du talus a été faite avec un code de calcul bidimensionnel, intitulé TALREN qui utilisé plusieurs méthodes (Bishop, fellenius…), dans le but d'étudier la stabilité du talus et déterminer leur coefficient de sécurité, le renforcement du talus a été analysé en introduisant une méthode de renforcement par mur de soutènement.

Mots clés: Instabilité, modélisation (TALREN), paramètres géotechniques, Mohr- Coulomb.

ملخص

انزلا قات التربة هي ظاهرة معقدة و خطيرة و تعتمد على عدة أسباب و عوامل ، و هي منتشرة جدا في ولاية المدية ، هذه الظاهرة تسببت في إتلاف جزء من الطريق الذي يربط الطريق الوطني رقم 62 ببلدية ولآد بوعشرة

يهدف هذا العمل إلى فهم أفضل لسلوك المنحدرات المعززة بالجدار الاستنادي ، و قد بدأنا دراستنا بمعلومات حول انزلا قات التربة و أنواعها و خصائصها و أسبابها و طرقها المعتمدة لحساب هذا النوع من المشاكل

تم إجراء التحليل الرقمي للمنحدر باستخدام كود كومبيوتر ثنائي الأبعاد بعنوان و الذي يستخدم عدة طرق ، و ذلك لدراسة ثبات المنحدر من أجل تحديد معامل الأمان ، و تم تحليل تقوية المنحدر عن طريق إدخال طريقة التعزيز بواسطة الجدار الاستنادي .

كلمات مفتاحية : عدم الاستقرار,نمذجة (TALREN) ,الوسائط الجيوتقنية,Mohr-Coulomb.

Abstract

Landslides are very dangerous and very complicated phenomena that depend on serveral parameters and criteria. Very widespread in the wilaya of Médéa, this phenomenon did at «RN62 at the town of OULAD BOUACHRA »

The aim of this work is to better understand the behavior of slopes reinforced by retaining wall we started our study with generalities on landslides the properties, the causes and approved methods for treating the computation of this type of problem.

Numerical analysis of the slope was made with the tow dimensional, titled TALREN4 who used a method (Bishop), in propose to study of the stability of a slope was analyzed by introducing a method of reinforcement by retaining wall

Key words : Instability, Modeling(TALREN), geotechnical parameters, Mohr-Coulomb.

SOMMAIRE

Introduction générale ……..……...1

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES MOUVEMENTS

I.1. Introduction …… 3

I.2. Définition du mouvement de terrain …….. 3

I.3. Types de mouvement de terrain …… 4

I.3.1. Les mouvements lents et les mouvements rapides …….. 4

I.3.2. Les mouvements rapides et discontinus ……...4

I.3.2.1. Les effondrements de cavités souterraines ……4

I.3.2.2. L'éboulement, chutes de blocs et de pierres ……..5

I.3.2.3. Les coulées de boues et laves torrentielles ……5

I.3.2.4. Erosion littorale ……6

I.3.3. Les mouvements lents et continus ……7

I.3.3.1. L'affaissement ……...7

I.3.3.2. Le tassement ……..8

I.3.3.3. Le retrait-gonflement ……8

I.3.3.4 Le fluage ……...9

I.3.3.5. Solifluxion ……...9

I.4. Le glissement de terrain ……10

I.5. Différents types des glissements de terrain ……11

I.5.1.Glissement plan …….....11

I.5.2.Le glissement circulaire ou rotationnel ……11

I.5.3.Le glissement quelconque (aléatoire) ……..13

I.6. La classification du glissement de terrain ……..14

I.6.1.Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol) ……14

I.6.2.Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an a long terme ……...14

I.7. Principales causes des mouvements de terrains en pentes ……15

I.7.1. Les causes dues à l'intervention humaine ……...15

I.7.2.Les surcharges au sommet du talus ……..16

I.7.3.Les déblais ou les excavations à la base du talus ……16

I.7.4.La concentration d'eau vers la pente ……...17

I.7.5.La déforestation ……...17

I.7.6.Les explosions ……..18
I.8. Exemples de mouvement de terrain ……...19
I.9. Conclusion ……21

CHAPITRE II: METHODE DE CALCUL DE LA STABILITE D'UN TALUS

II.1. Introduction……...22
II.2. Notion sur le coefficient de sécurité ……22
II.2.1. Recherche du coefficient de sécurité du talus……23
II.2.2. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte……23
II.2.3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité……24
II.2.4. Méthodes de calcul ……25
II.2.4.1. Calcul à la rupture ……..25
II.2.4.1.1 Rupture plane ……25
II.2.4.1.2. Rupture circulaire ……25
II.2.4.2. Méthode analytique ……25
II.2.4.2.1. Méthode de Taylor ……..25
II.2.4.2.2. Méthode de Caquot ou de Biarez……..26
II.2.4.2.3. Méthode des tranches ……..26
II.2.4.2.4. Méthode de Fellenius……..26
II.2.4.2.5. Méthode de Bishop……...27
II.2.4.2.6. Méthode de perturbation……...27
II.2.4.2.7. Méthode des éléments finis ……27
II.3. Conclusion……28

CHAPITRE III : LES METHODES DE CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

III.1. Introduction……..29
III.2. Terrassements……...29
III.2.1. Remblai en pied……30
III.2.2. Allègement en tête……31
III.2.3. Reprofilage……31
III.2.4. Purge……31
III.2.5. Substitution totale ou partielle……..31
III.3.Dispositifs de drainage……32
III.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface……33

III.3.2. Tranchées drainantes……33
III.3.3. Drains subhorizontaux……..35
III.3.4. Masques et éperons drainants……36
III.3.5. Drains verticaux, galeries drainantes……36
III.4. Introduction d'éléments résistants……36
III.4.1. Ouvrages de soutènement ……37
III.4.2. Tirants d'ancrages……38
III.4.3. Renforcement par inclusions……39
III.4.3.1Clous et micro pieux……39
III.4.3.2. Pieux et barrettes……40
III.5. Cas des remblais sur sols mous……41
III.6. Conclusion ……...41

CHAPITRE IV : ANALYSE DU SITE

IV.1.Introduction ……..43
IV. 2. But de projet ……...43
IV.3. Etude préliminaire ……...43
IV.3.1. Situation et relief ……..43
IV.3.2. Cadre Géologique Régional ……43
IV.4. Sismicité ……44
IV.5. Investigation géotechnique ……...45
IV.5.1. Essais in situ……...45
IV.5.1.1. Sondage carotte ……46
A- Principe et but de l'essai ……..46
B- B- Résultats obtenus ……46
IV.5.1.2.. Sondage au pénétromètre dynamique lourd : (P.D.L)……47
A- Principe et but de l'essai ……..47
B- Résultats obtenus ……49
IV.5.1.3.. Essais pressiométrique 49
IV.5.2. Essais de laboratoire ……51
IV.5.2.1. Catégorie d'essais de laboratoire ……..51
IV.5.3.2. Interprétation des résultats des essais de laboratoire ……...51
A) Essais physiques ……52
A-1) Humidité ……52
A-2) Granulométrie ……52

A-3) Limites d'Atterberg ……53
B) Essais mécaniques ……..53
B-1) Essais de compressibilité à l'odomètre ……53
B-2) Essais de cisaillement direct (Boite de Cassagnarde) ……..54
C) Analyses chimique ……...…….54
IV.6. Conclusion ……..54

CHAPITRE V : ANALYSE NUMERIQUE DE GLISSEMENT

V.1. Introduction ……..55
V.2. Présentation de logiciel de calcul (TALREN 4) ……..55
V.3. Les principales caractéristiques du logiciel TALREN 4 ……55
a) Fenêtre de Lancement de logiciel TALREN 4 ……..56
b) L'interface graphique interactive de TALREN 4 ……56
V.4. Etude de la stabilité ……..57
V.5. Les principales caractéristiques du modèle ……..57
V.6. Procédure de calcul ……..60
V.6.1. Présentation des résultats de calcul avant le confortement ……...60
V.6.1.1. Norme de calcul utilisée ……61
a) Phase 01 : sans séisme ……..61
b) Phase 02 : Avec séisme ……62
V.5.1.2. Interprétation des résultats ……62
V.5.2. Vérification de la stabilité après le confortement ……..62
V.5.2.1. Définition du confortement choisi ……..62
a) Méthode bishop ……63
b) Méthode Fellenius ……64
V.5.2.2. Interprétation des résultats des calculs ……...65
V.6. Conclusion ……..65
Conclusion générale ……66

Liste des figures

Figure 1.1 : Schéma explicatif de l'effondrement des cavités souterraines
Figure 1.2 : Schéma explicatif de phénomène : Les éboulements, chutes de blocs et de pierres
Figure 1.3 : Schéma illustre une coulée de boue
Figure 1.4 : Les coulées de boues et laves torrentielles
Figure 1.5 : Le phénomène de l'érosion littorale
Figure 1.6 : Affaissement
Figure 1.7: Le phénomène de tassement
Figure 1.8 : Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement
Figure 1.9 : Le phénomène de fluage.
Figure 1.10 : Le phénomène de la solifluxion
Figure 1.11: Schéma explicatif de Phénomène de la Solifluxion
Figure 1.12 : Glissement plan
Figure 1.13 : Glissement circulaire (rotationnel).
Figure 1.14 : Glissement circulaire :
Figure 1.15 : Glissement quelconque (aléatoire).
Figure 1.16 : Schéma explicatif de Glissement quelconque (aléatoire).
Figure 1.17 : Instabilités des talus (cas des routes).
Figure 1.18 : Exemple schématique d'une surcharge au sommet de talus
Figure 1.19 : Déblais et excavation à la base du talus
Figure 1.20 : Concentration d'eau vers la pente :
Figure 1.21 : Exemple d'un glissement dû à la déforestation (Amazone)
Figure 1.22 : Exemple d'un glissement de terrain causé par une explosion (Italie).
Figure 1.23 : Stagnation des eaux en amont dans des fondations abandonnées.
Figure 1.24 : Alimentation en eau de la zone glissée par ruissellement à partir des
Figure 1.25: Déboisement total de la zone glissée.
Figure 1.26 : Fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel.
Figure 1.27: Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation
Figure 2.1 : Surface de rupture quelconque
Figure 2.2 : Méthode des tranches
Figure 3.1 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.
Figure 3.2 : Calcul de stabilité d'une butée en pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte.
Figure 3.3 : Ouvrage sur pente à stabilité précaire en nappe haute; stabilisation par tranchées

drainantes
Figure 3.4 : Coupe type d'une tranchée drainante.
Figure 3.5 : Drains subhorizontaux :
Figure 3.6 : Exemple d'ouvrage rigide :
Figure 3.7 : Exemple d'ouvrage souple : Mur en terre Armé
Figure 3.8 : Exemple de renforcement par tirants.
Figure 3.9 : Exemple de clouage d'un glissement
Figure 4.1 : Carte géologique de la région (Extrait de la carte géologique de l'Algérie, 2ème édition)
Figure 4.2 : Carte de zonage sismique
Figure 4.3: Plan d'implantation des essais in-situ
Figure 4.4 : Sondage carotte au site
Figure 4.5 : Sondage carotte au site
Figure 4.6 : Sondage au P.D.L. au site étudié
Figure 4.7 : Essais pressiométrique au site
Figure 5.1 : Plan de fonctionnement de logiciel TALREN 4
Figure 5.2 : Fenêtre de lancement du logiciel
Figure 5.3 : interface de TALREN 4
Figure 5.4 : la géométrie du modèle
Figure 5.5 : la géométrie représente les couches du terrain
Figure 5.6 : prise en compte de l'effet du séisme
Figure 5.7 : définition des conditions hydrauliques
Figure 5.8 : surface de rupture circulaire
Figure 5.9 : Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (sans séisme sans Prise en compte de l'eau).
Figure 5.10 : Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (sans séisme Prise en compte de l'eau).
Figure 5.11 : Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (avec séisme sans Prise en compte de l'eau).
Figure 5.12 : Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (avec séisme Prise en compte de l'eau).
Figure 5.13 : Dimensionnement courant d'un mur en béton armé (prédimensionnement)
Figure 5.14 : Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (sans séisme).
Figure 5.15 : Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (avec séisme).
Figure 5.16 : Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius (sans séisme).
Figure 5.17 : Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius (avec séisme).

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : La classification de glissement de terrain (Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers ; 2009)

Tableau 1.2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Tableau 2.1 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage

Tableau 4.1 : Résultat de l'essai pressiométrique

Tableau 4.2 : Résultat de l'essai pressiométrique

Tableau 4.3 : Représenté essais humidité

Tableau 4.4 : Essais granulométrie

Tableau 4.5 : résultats de limites d'Atterberg

Tableau 4.6 : Essais de compressibilité

Tableau 4.7 : Essais à la boite de Cassagnarde

Tableau 4.8 : Résultats des analyses chimique

Tableau 5.1 : les données géométrie de terrain

Tableau 5.2 : Résultats des calculs avec les différentes Phases et méthodes

Liste des notations

Lettres latines

C : Cohésion du sol	[KN/m2]
W : Teneur en eau du sol	[%]
WL : Limite de liquidité d'un sol	[%]
FS : Coefficient de sécurité	[-]
F : Force stabilisante	[KN/m2]
N : Réaction normale	[KN/m2]
Nn : Réaction normale d'une tranche (n)	[KN/m2]
W : Poids de la tranche	[kN]
O : Centre de la surface de glissement	[-]
R : Rayon de la surface de glissement	[m]
E : Module d'Young	[KN/m2]
EA : Rigidité normale	[KN/m]
EI : Rigidité de flexion	[KNm2/m]
G : Module de cisaillement	[KN/m2]
K0 : Coefficient des terres au repos	[-]
Kx : Perméabilité horizontale	[m/jour]
Ky : Perméabilité verticale	[m/jour]
H : hauteur	[m]
Ux : déplacement dans le sence x	[m]
Uy : déplacement dans le sence y	[m]

Lettres grecques

τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle	[KN/m2]
σ : Contrainte	[KN/m2]
σ' : Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$)	[Kpa]
$\sigma 3$: Contrainte principale mineur	[Kpa]
$\sigma 1$: Contrainte principale majeur	[Kpa]
Φ : Angle de frottement interne du sol	[°]
Ψ : Angle de dilatance du sol	[°]
ε : Déformation longitudinale en	[%]

ν : Coefficient de Poisson	[-]
γsat : Poids volumique du sol saturé	[KN/m3]
γw : Poids volumique de l'eau (environ9,8)	[KN/m3]
γh : Poids volumique humide du sol	[KN/m3]
γs : Poids volumique des grains	[KN/m3]
γd : Poids volumique sec du sol	[KN/m3]

Abréviations

UU : Non consolidé non drainé.

CD : Consolidé drainé.

MEF : Méthode des éléments finis.

MC : Modèle de Mohr Coulomb.

HSM : Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil model).

SSM : Soft Soil Model.

SSCM : Soft Soil Creep Model

Introduction générale

Les instabilités du terrain figurent parmi les risques géologiques les plus répandus sur la terre. Des milliers de morts et de blessés, d'énormes pertes économiques sont les évidences regrettables des instabilités des pentes partout dans le monde. Celles-ci constituent une menace de plus en plus importante, compte tenue de la croissance de la population mondiale, de l'utilisation intensive des terres et du changement climatique.

Les glissements des terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles et en générale argileux contrairement aux éboulements rocheux qui se manifestent le plus souvent brusque.

Stabiliser un glissement de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique, une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude est nécessaire.

Au nord de l'Algérie, les glissements de terrain sont comptés parmi les risques naturels les plus fréquents, dans la mesure où les facteurs géodynamiques internes des terrains instables et externes (reliefs escarpés, terrains fragiles, climat contrasté), le favorisent.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet de présenter les glissements de terrain et pour l'objet d'analyse de la stabilité des pentes.

Le travail sera divisé suivant le plan ci-dessous :
Chapitre I : est réservé à l'étude des mouvements de terrain (leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes).

Chapitre II : regroupe les différentes méthodes d'analyse et de calcul la stabilité des pentes naturelles.

Chapitre III : présente les différents systèmes de renforcements.

Chapitre IV : présentation du projet

Chapitre V : consacré à la modélisation numérique et l'étude des paramètres de stabilité du talus par logiciel **TALREN 4**, ainsi la vérification des solutions de confortement proposé,
A la fin une conclusion générale est présentée

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

I.1. Introduction :

Les mouvements de terrain constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité et leur fréquence, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants. Ils engendrent des risques pour les personnes, mais également pour les biens et l'économie. Chaque année, les mouvements de terrain provoquent mondialement la mort de 800 à 1 000 personnes, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers.

Chaque année l'ensemble des dommages occasionnés par des mouvements de terrain d'importance et de type très divers (glissements de terrain, éboulements, effondrements, coulées de boue...), ont des conséquences humaines et socio-économiques considérables. Les coûts consécutifs à ces dommages s'avèrent très élevés et les solutions sont encore trop souvent apportées au coup par coup.

La nature même des mécanismes des phénomènes à étudier, leur diversité, leur dispersion dans l'espace et dans le temps, les conditions de leur occurrence forment un ensemble de facteurs qui rendent complexe une analyse dans sa globalité. L'approche visant à établir une planification préventive des risques permet une meilleure protection des personnes et des biens **[1].**

I.2. Définition du mouvement de terrain :

Les mouvements de terrain sont liés à un mouvement gravitaire de masses de terrain déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte de neige, pluviométrie anormalement forte, secousses sismiques, diminution de butée par érosion de la mer,) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation des matériaux ou de nappes aquifères).

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, Caractéristiques des nappes aquifères, etc.) **[1].**

I.3. Types de mouvement de terrain :

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement. Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

I.3.1. Les mouvements lents et les mouvements rapides :

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.

I.3.2. Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication…etc.), allant de la dégradation à la ruine totale**.**

I.3.2.1. Les effondrements de cavités souterraines :

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

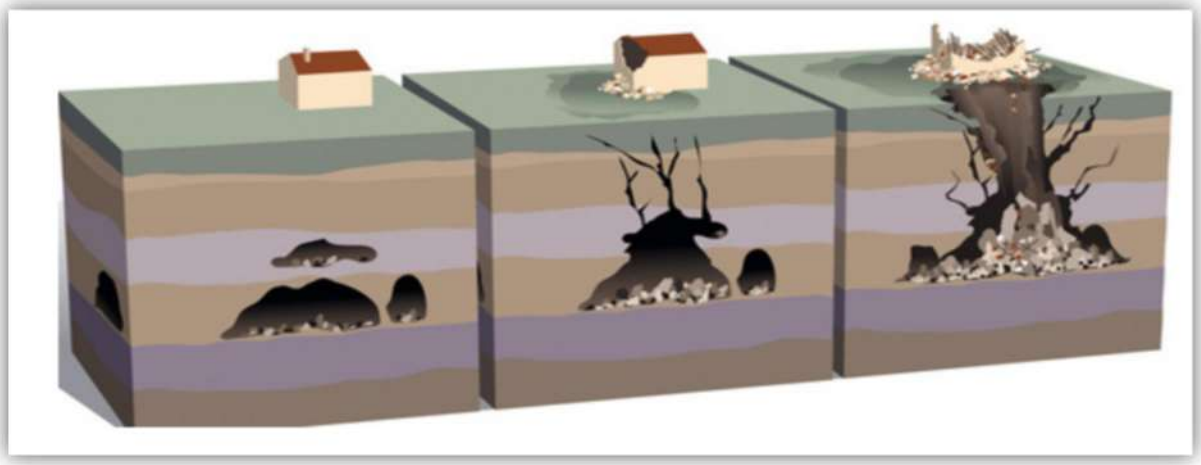


Figure1.1 : Schéma explicatif de l'effondrement des cavités souterraines

I.3.2.2. L'éboulement, chutes de blocs et de pierres :

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume < 1 dm3), des chutes de blocs (volume > 1 dm3), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m3.



Figure 1.2 : Schéma explicatif de phénomène : Les éboulements, chutes de blocs et de pierres

I.3.2.3. Les coulées de boues et laves torrentielles :

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

On observe un consensus pour différencier

Une coulée de boue d'une lave torrentielle :

La première se déclenche en pleine pente sans forcement l'existence préalable d'un chenal, alors one la seconde y est liée entièrement.

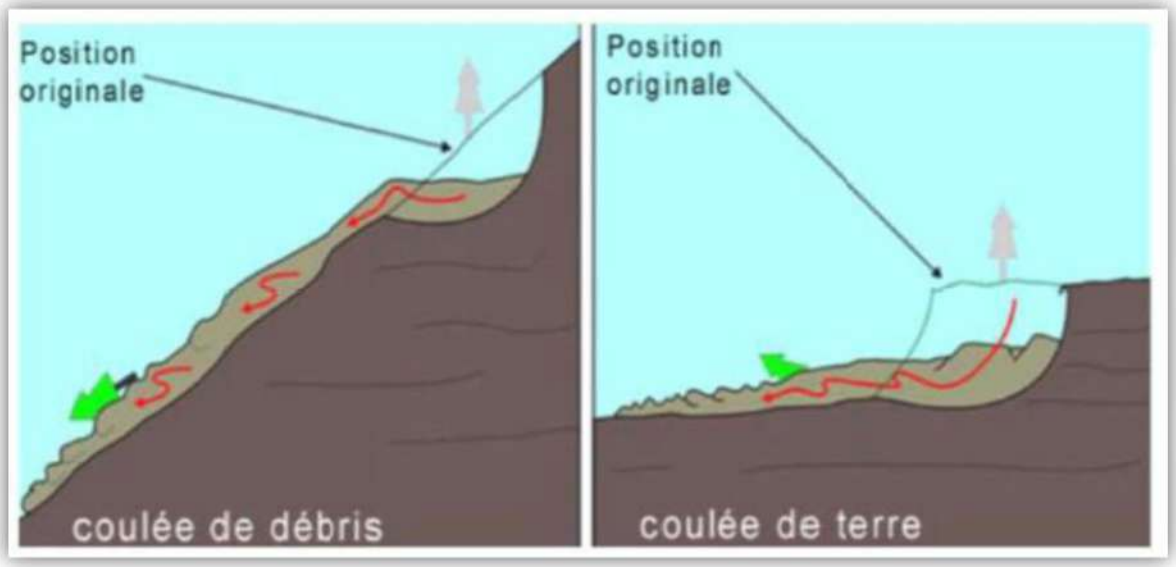


Figure 1.3 : Schéma illustre une coulée de boue



Figure 1.4 : Les coulées de boues et laves torrentielles

I.3.2.4. Erosion littorale :

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses **[1].**



Figure 1.5 : Le phénomène de l'érosion littorale

I.3.3. Les mouvements lents et continus :

Ils regroupent: l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement. Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions.

Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose.

I.3.3.1. L'affaissement :

L'affaissement c'est une dépression au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures dans certains cas il put être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments.

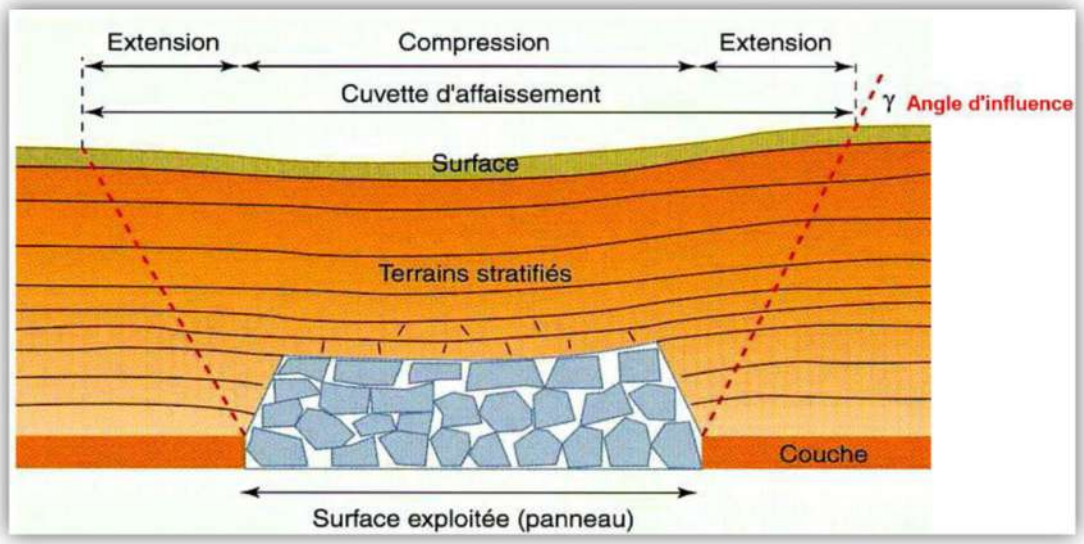
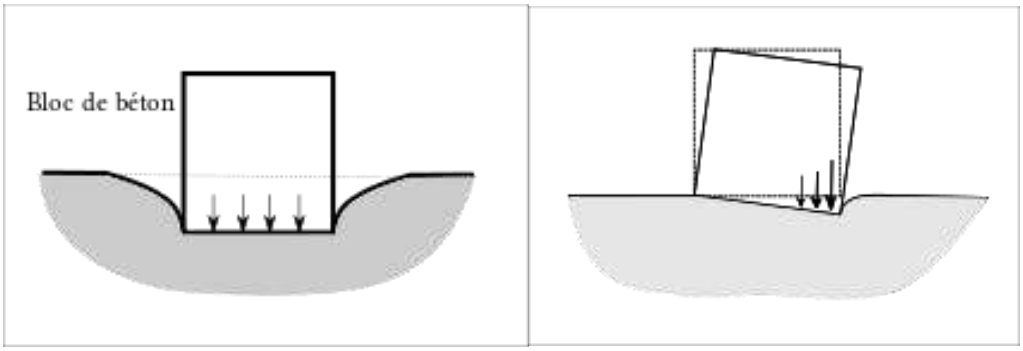


Figure 1.6 : Affaissement

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres. **[3]**

I.3.3.2. Le tassement :

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations.



(A) (B)

Figure 1.7: Le phénomène de tassement**:**

A) Tassement uniformément réparti; B) Tassement differential

I.3.3.3. Le retrait-gonflement :

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol.

Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraine un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

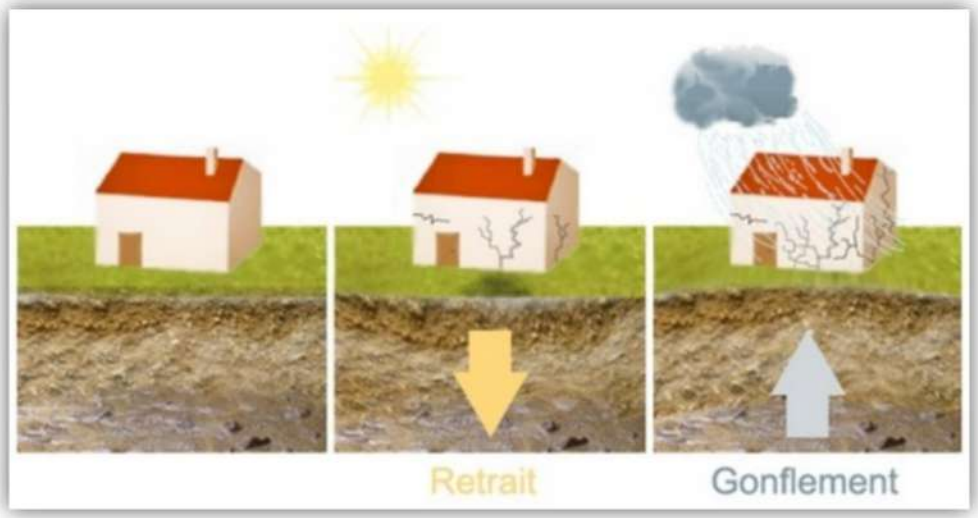


Figure 1.8 : Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement

I.3.3.4 Le fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles.

Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

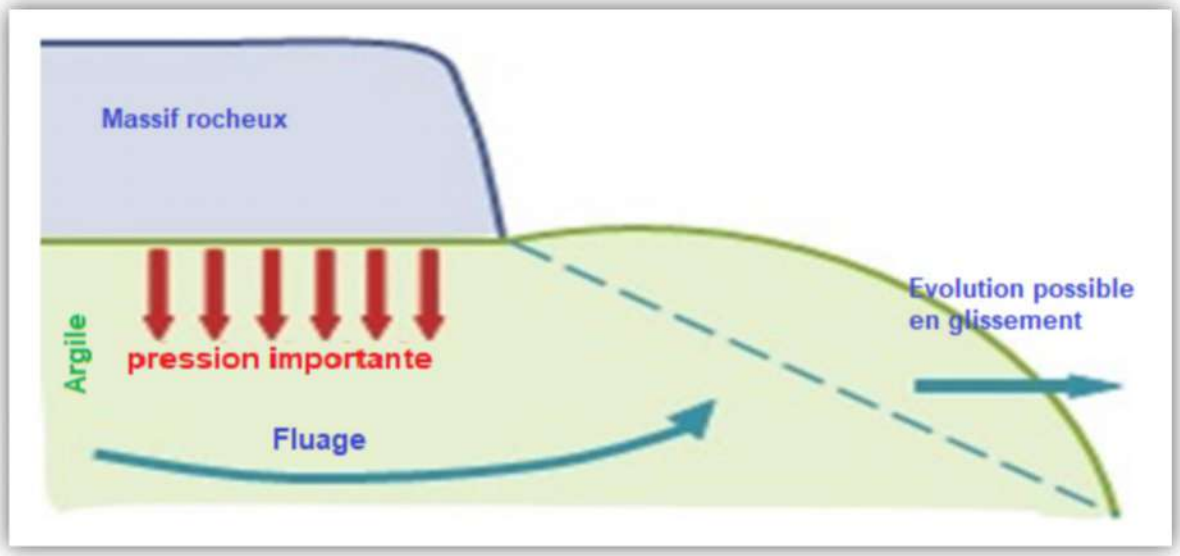


Figure 1.9 : Le phénomène de fluage.

I.3.3.5. Solifluxion :

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan décollement saturé d'eau **[1].**



Figure 1.10 : Le phénomène de la solifluxion

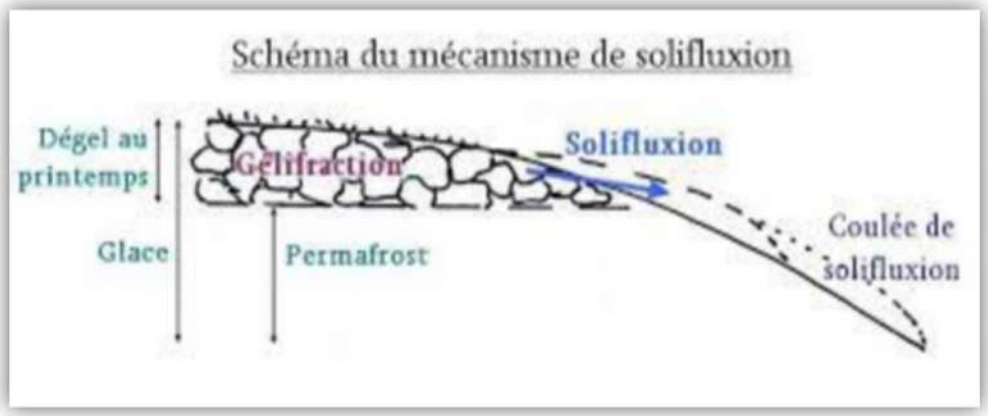


Figure 1.11: Schéma explicatif de Phénomène de la Solifluxion

I.4. Le glissement de terrain :

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont considérables, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an. Se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau **[1].**

I.5. Différents types des glissements de terrain :

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

I.5.1. Glissement plan :

Le glissement plan (voir figure1.12), est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes).

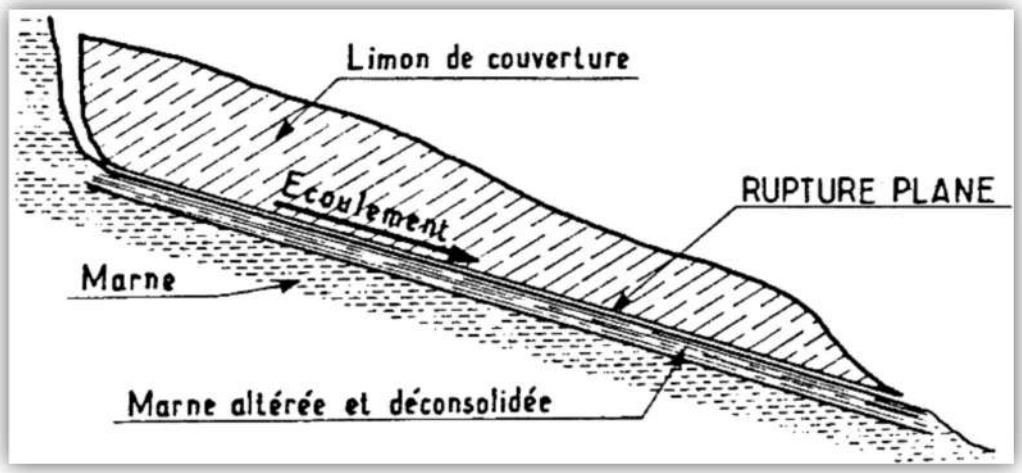


Figure 1.12 : Glissement plan

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectiligne peuvent adopter différentes positions. Il peut y avoir glissement à flanc de talus ou au pied de talus.

I.5.2. Le glissement circulaire ou rotationnel :

Dans ce cas de mouvement, la surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.

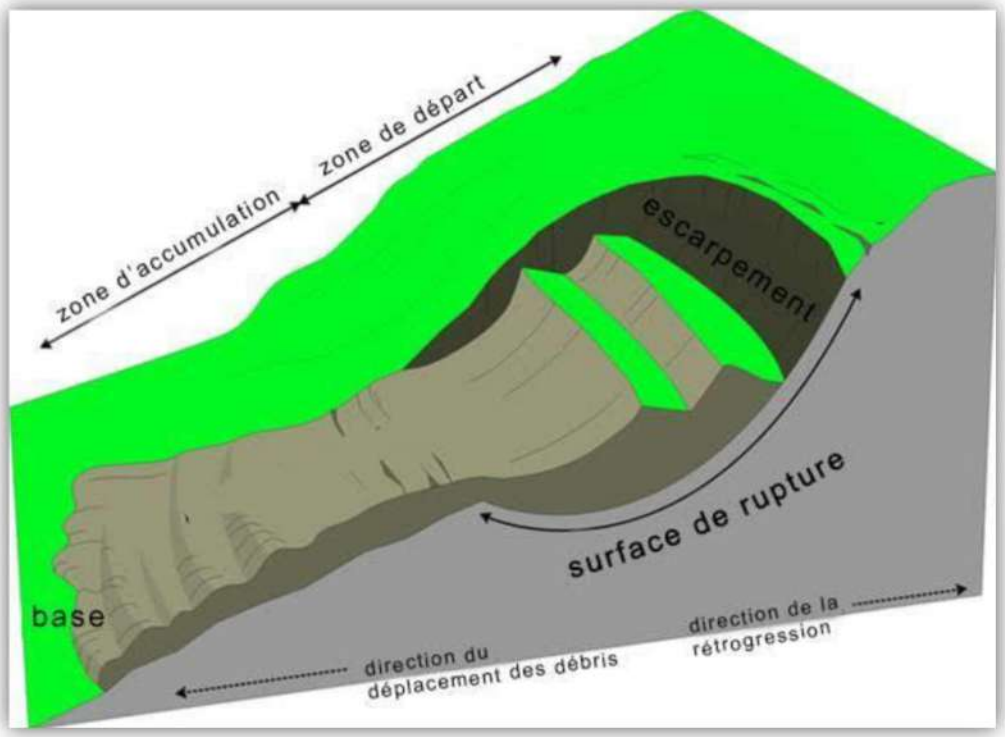


Figure1.13 : Glissement circulaire (rotationnel).

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

Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.

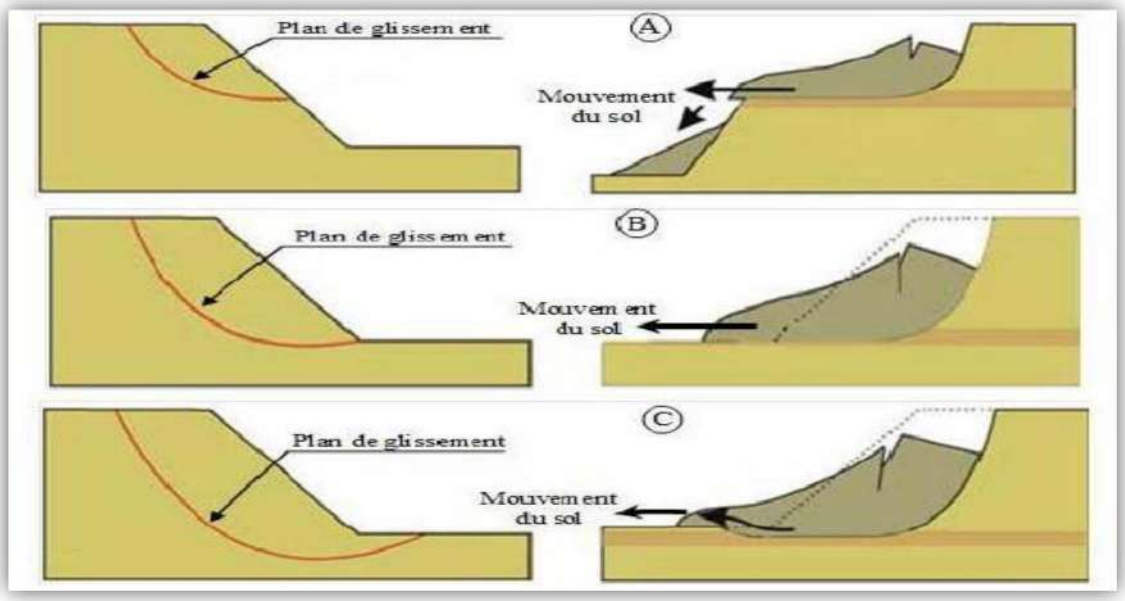


Figure 1.14 : Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B -au pied du talus et C- en profondeur

I.5.3. Le glissement quelconque (aléatoire) :

Dans ce cas, le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière.

Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents, (BRGM, 2004). Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développement dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance **[1].**



Figure 1.15 : Glissement quelconque (aléatoire)

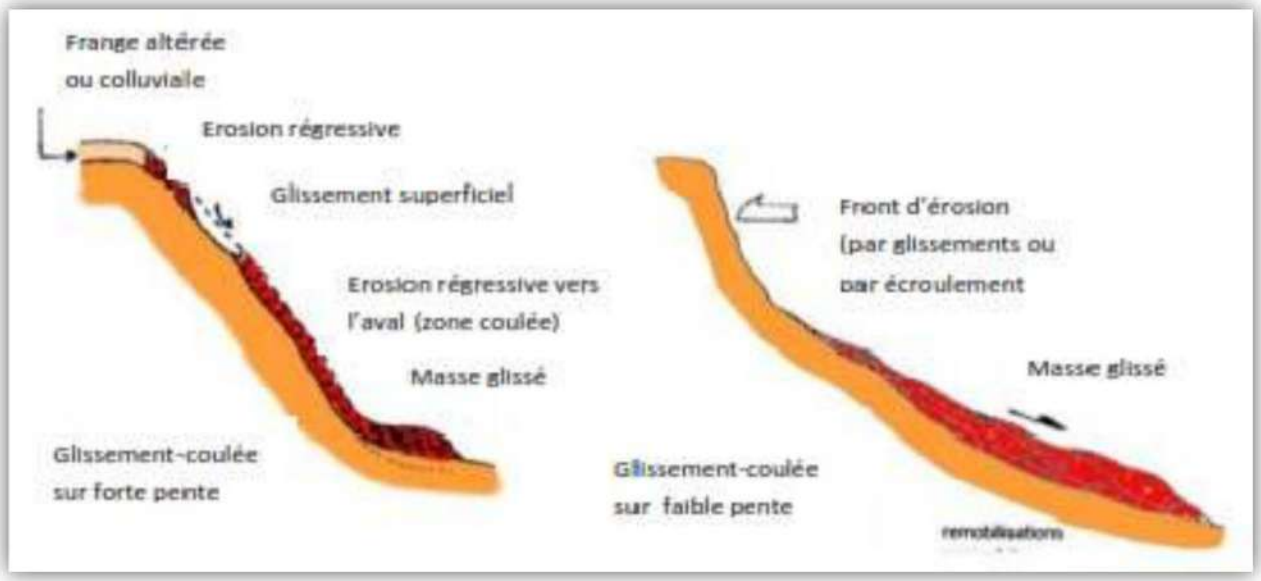


Figure 1.16 : Schéma explicatif de Glissement quelconque (aléatoire).

I.6. La classification du glissement de terrain :

I.6.1. Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol) :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement

Tableau 1.1 : La classification de glissement de terrain (Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers ; 2009) **[1].**

Glissement	Profondeur de la surface de glissement (m)
Superficiel	0-2
Semi-profond	2-10
Profond	10-30
Très profond	>30

I.6.2. Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an a long terme :

Tableau 1.2 : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme **[1]**.

Glissement	Vitesse de glissement (cm/an)
Substabilité, très lent	0-2
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

I.7. Principales causes des mouvements de terrains en pentes :

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, telle que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels(précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente

en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau…).En particulier, la plupart des glissements affectant les grandes routes sont causés par les changements de la géométrie de la pente dus aux déblais et remblais.

Une bonne partie des instabilités de terrains (40%) est donc liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles au glissement.



Figure 1.17 : Instabilités des talus (cas des routes).

I.7.1. Les causes dues à l'intervention humaine :

L'homme en rapport avec ses différentes activités est souvent le principal agent de désordres et déstabilisation des sols en particulier et de la nature en général.

I.7.2. Les surcharges au sommet du talus :

L'action de surcharger un talus au sommet par la construction d'un remblai et l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, Rebuts, neige, bois, …peut nuire à sa stabilité.

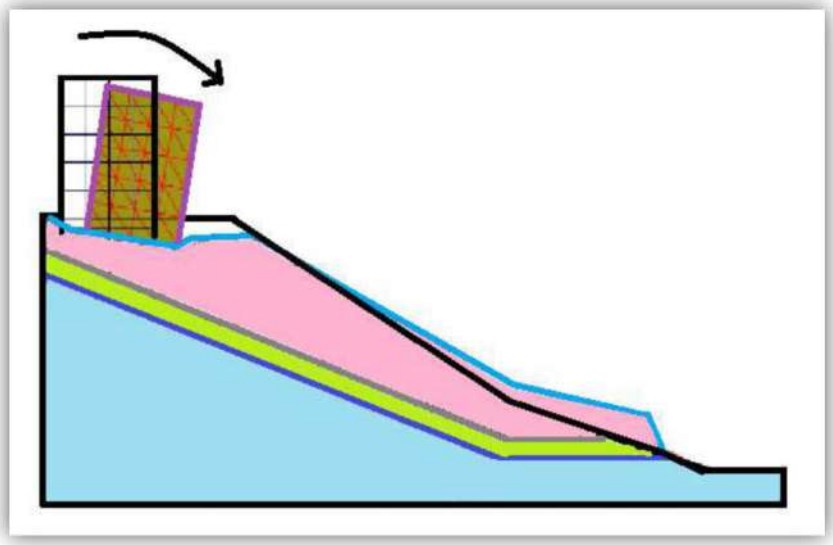


Figure1.18: Exemple schématique d'une surcharge au sommet de talus

Le poids supplémentaire modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité. Lorsque le remblai est composé d'argile, l'eau qui s'infiltre exerce une surcharge supplémentaire, en plus il agit sur la structure interne pour modifier les conditions d'eau souterraine et par le fait même, la stabilité du talus.

I.7.3. Les déblais ou les excavations à la base du talus :

Le déblai ou l'excavation à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. Ce type d'intervention peut provoquer un glissement de terrain lors de l'excavation, ou agir comme facteur aggravant.



Figure 1.19 : Déblais et excavation à la base du talus

I.7.4. La concentration d'eau vers la pente :

Le fait de concentrer et de diriger l'eau de drainage, de ruissellement et les eaux usées au sommet ou dans le talus occasionne du ravinement, de l'érosion verticale ou de l'infiltration dans le sol. Une telle concentration d'eau peut agir comme facteur aggravant Ou comme facteur déclenchant en modifiant la géométrie du talus (augmentation de l'inclinaison et géométrie de la hauteur) et les conditions d'eau souterraine.



(A) (B)

Figure 1.20 : Concentration d'eau vers la pente :

A) Concentration d'eau (ravinement) ; B) Concentration d'eau (érosion verticale).

I.7.5. La déforestation :

La déforestation peut être naturelle. Par exemple à cause d'une sécheresse, d'un incendie, de vents violents, d'une éruption volcanique ou d'un raz de marée. Mais plus, généralement, la déforestation est la provoque par l'homme. Pour développer des villes, des routes et des infrastructures, l'homme déboise autant que nécessaire.



Figure 1.21 : Exemple d'un glissement dû à la déforestation (Amazone)

Les forêts jouent un rôle très important de protection et de stabilisation des sols. La déforestation augmente la désertification qui engendre à court ou à long terme des glissements de terrains, des avalanches et des coulées de boues. Suite au phénomène de déboisement, un glissement de terrains s'est produit en 2006, en Indonésie, a causé 105 morts et 200 disparus.

I.7.6. Les explosions :

Au cours des travaux de démolition, de carrières, de réalisation de routes et de tunnels, des explosifs sont souvent utilisés pour la destruction des matériaux durs qui présentent des obstacles pour l'avancement des travaux. Les explosions ainsi effectuées, engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations). Les pressions interstitielles augmentent en déclenchant des glissements de terrains ou/et les secousses provoquent des chutes de blocs à vitesse très rapide **[1]**.



Figure 1.22 : Exemple d'un glissement de terrain causé par une explosion (Italie).

I.8. Exemples de mouvement de terrain :

- **Glissement de terrain des grands vents sur la rocade d'Alger :**

Il s'agit d'un glissement de terrain sous forme d'une coulée de boues qui a atteint la voie rapide reliant la ville d'Alger à sa banlieue Ouest, qui est un axe routier à fort trafic. Parmi ces causes de déclenchement on a :

- L'existence, en amont de la zone, de fondations abandonnées qui forment des cavités de dimensions relativement importantes. Celles-ci jouent le rôle de lagunes. En effet ces cavités sont remplies d'eau. Cette eau alimente en permanence la zone déstabilisée.



Figure 1.23 : Stagnation des eaux en amont dans des fondations abandonnées.



Figure 1.24 : Alimentation en eau de la zone glissée par ruissellement à partir des eaux stagnées en amont

- Le déboisement total de la zone fortement perturbée.



Figure 1.25: Déboisement total de la zone glissée.

❖ **Retrait et gonflement des argiles de la Wilaya de M'sila :**

Un recensement des sinistres sécheresses a été effectué sur une période de dix ans (1989 à 2000) par l'organisme de contrôle technique des constructions CTC, auprès des différentes communes de là de la Wilaya de M'sila et a montré que les communes les plus atteintes par le phénomène de retrait gonflement sont les communes du Nord : Ain el Hadjel, Berhoum, Chellal Hammam Dhalaa, Maadid, M'sila, OuledAddiGueballa, Sidi Aissa, Sidi Hadjras.



Figure 1.26 : Fissuration des poutres et des murs à Ain Hadjel.

❖ **Le glissement de TIZIBEJAIA :**

Situé sur le djebel Sidi Boudraham, le sol avec des pentes supérieures à 20% est composé d'éboulis de pente plaqué contre un substratum de compacité plus forte. Ces éboulis ont des caractéristiques mécaniques très médiocres. En outre des circulations d'eaux d'origines diverses ont été observées in- situ **[1]**.



Figure 1.27: Glissement de Tizi quartier de Bejaia. Basculement d'une habitation

I.9. Conclusion :

A partir de ce chapitre, on peut conclure :

Le mouvement de terrains sont des déplacements plus on moins brutal, du sol on sous-sol, peuvent être lents ou rapides. Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme. Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels : le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol…etc. où anthropique comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux…etc. Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

CHAPITREII: METHODE DE CALCUL DE LA STABILITE D'UN TALUS

II.1. Introduction

L'objectif des méthodes de calculs utilisées consiste en la vérification de la stabilité des terrains contre la somme des forces qui tendent à provoquer l'instabilité du talus (renversant, glissement ...etc.). L'ensemble de ces méthodes sont fondées sur un certain nombre d'hypothèses et considérations initiales, et repose dans leurs calculs sur les valeurs et caractéristiques géométriques, physiques et mécaniques des couches de terrain composant le talus **[2]**.

II.2. Notion sur le coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

- $F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau}$ (2.1)

Avec :

τ_{max}: Résistance au cisaillement maximale mobilisaire

τ: Résistance au cisaillement nécessaire a léquilibre

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépondre de la position du point M considéré le long de la surface. (Définition de bishop)

- $F=\frac{Efforts\ résistants}{Efforts\ moteurs}$ (2.2)

Cette définition suppose que la surface est plane.

- $F=\frac{Moment\ stabilisants\ du\ a\ la\ \ résistence}{Moment\ moteur\ du\ au\ poids\ du\ sol\ et\ aux\ surcharges}$ (définition de Fröhlich). (2.3)

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

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture (F_s=1).

Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (Figure 2.1) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui appliqué mobilise les fractions tg ϕ /w et c/w des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition est plus utilisé permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

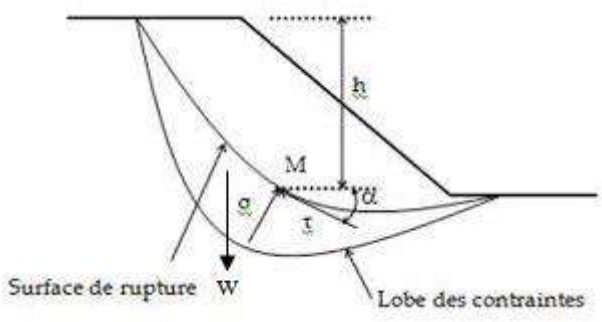


Figure 2.1 : Surface de rupture quelconque

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive » **[3].**

II.2.1. Recherche du coefficient de sécurité du talus

Nous allons d'écrire dans les paragraphes qui suit les méthodes de calcul du coefficient de sécurité d'une surface de glissement. Il est nécessaire de rechercher la surface présentant le plus faible coefficient de sécurité .Si on suppose que cette surface est circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire défini à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. Il existe de nombreux logiciels (Talren par exemple) permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre le plus défavorable. Certaines méthodes sont basées sur une extension des méthodes de tranches 3D (le volume est alors découpé en colonnes et plus en tranches).Les coefficients de sécurité tri dimensionnels sont supérieurs aux coefficients de sécurité bidimensionnels **[2]**.

II.2.2. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

La rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux ou après un certain temps. Les études de stabilité doivent donc être effectuées, pour les sols fins, à cours et à long terme. A court terme les calculs 'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai UU. A long terme le calcul s'effectuera en

contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai CD ou éventuellement CU (caractéristiques c'et ϕ'). L'eau joue un rôle essentiel dans la stabilité(ou l'in stabilité des talus).

Pour un calcul a priori les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques maximales (au pic). Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques résiduelles **[2]**.

II.2.3. Choix de la valeur du coefficient de sécurité

Le facteur de sécurité minimal F_s adopté assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égale à2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u).

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 pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de1, c'est-à-dire la rupture, il faut être sur la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique **[2]** .

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau 2.1 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage **[2]**

F_s	Etat de l'ouvrage.
<1	Danger.
1.0 - 1.25	Sécurité contestable.
1.25 - 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour les barrages, où bien quand la rupture serait catastrophique.
>1.4	Satisfaisante pour les barrages.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture.

En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25, alors que F_s=1.5 pour Bishop (L'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop).

II.2.4. Méthodes de calcul :

II.2.4.1. Calcul à la rupture :

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Le calcul à la rupture suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique. Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb). Cette étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, il y a donc lieu de distinguer deux plans de rupture **[2]**.

II.2.4.1.1 Rupture plane :

La surface de rupture est alors 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. Donc on peut admettre que les forces externes horizontales et verticales s'équilibrent de part et d'autre la résultante= 0. Donc le facteur de sécurité:

$$F_s = \frac{2\,c'}{\sin 2\beta\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma w\, hw)}{\gamma h\, tg\beta}\, tg\,\varphi \qquad (2.4)$$

La valeur limite β, qui correspond F_s=1

NB : dans tous les cas, **Fs** est directement proportionnel aux caractéristiques mécaniques des sols **[2]**.

II.2.4.1.2. Rupture circulaire :

Dans ce cas, le coefficient de sécurité **F** est défini comme étant le rapport des moments des forces résistantes par rapport aux moments des forces motrices **[2]**.

II.2.4.2. Méthode analytique :

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 F_s 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) **[2]**.

II.2.4.2.1. Méthode de Taylor :

L'hypothèse dans cette méthode c'est que le sol est homogène et qu'il n'existe aucune circulation d'eau, son principe est basé sur le cercle de rupture et l'analyse d'équilibre des

forces **[2]**.

II.2.4.2.2. Méthode de Caquot ou de Biarez:

L'hypothèse dans cette méthode c'est aussi que le sol est homogène mais avec la Présence de la pression interstitielle. Son principe et fait pour une rupture circulaire, pour Caquot il vérifie l'équilibre des moments et pour Biarez c'est la vérification de l'équilibre des polygones (résultante) des forces **[2]**.

II.2.4.2.3. Méthode des tranches :

Le découpage de masse en mouvement en tranches verticales à permis le développement d'un très grand nombre de méthodes.

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- Les blocs des blocs sont devenus verticaux ;
- Le point de passage de la force à la base du bloc de la tranche est situé au centre de cette base ;
- Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à a la base des tranches **[6]**.

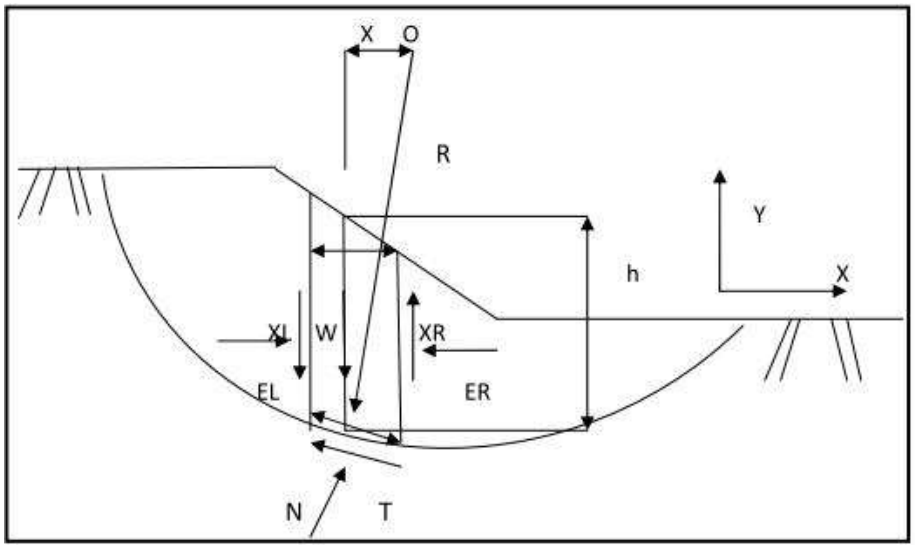


Figure 2.2: Méthode des tranches

II.2.4.2.4. Méthode de Fellenius:

Il est supposé que la résultante des forces (horizontales et verticales) inter-tranche est égale à zéro. Et que la seule force agissant sur l'arc de rupture est le poids *W,* qui est décomposé en deux forces, l'une normale à l'arc (**Nn**) et l'autre tangentielle (**Tn**).

Le coefficient de sécurité F_s est défini comme le rapport des moments résistants maximaux

correspondant à toutes les tranches sur les moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches.

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} [c'] + (w\cos\theta - u_l)\tan\varphi]}{\sum_{i=1}^{n} W\sin\theta} \quad (2.5)$$

c : la cohésion du sol à la base de la tranche considérée **[2]**.

II.2.4.2.5. Méthode de Bishop

Quelle que soit la tranche considérée, seules les composantes horizontales des forces Externe sinter-tranches s'équilibrent. D'ou l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} [c'b + (w-u)tg\varphi] \frac{1}{c\theta + \frac{s\theta t\theta}{F}}}{\sum_{i=1}^{n} W\theta} \quad (2.6)$$

Le F_s est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0}, le coefficient de sécurité est obtenu par la méthode de Fellenius.

La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellenius, l'écart peut atteindre 10%. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de Fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité **[2]**.

II.2.4.2.6. Méthode de perturbation

Cette méthode utilisée dans le cas d'une surface de rupture de forme quelconque, Elle suppose que la contrainte normale à la surface de rupture potentielle, en un point **M** de celle- ci, peut être écrite sous la Forme **:σ=σ_0 (λ+μ.tg_α),**

Avec 0=γ.h.cos_σ^2qui est la contrainte obtenue par Fellenius.

α : L'angle en M, de la surface de rupture avec l'horizontale, λ et μ, deux coefficients réels.

Le problème consiste alors, après discrétisation en tranches verticales, à résoudre un système de trois équation (équilibres des effort horizontaux, des effort verticaux et moment) à trois inconnues (**λ**,**μ**,**F***)* **[2]**.

II.2.4.2.7. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de-sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené

avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tels quelle Plaxis **[2]**,

II.3. Conclusion

Dans le présent chapitre, nous avons exposé les grands traits de l'étude de la stabilité des talus, à savoir le principe de calcul, le sens du facteur de sécurité ainsi que les principales méthodes utilisées.

Au plan théorique, il existe différentes méthodes se distinguant par les hypothèses considérées et la finesse et fiabilité des résultats recherchées.

Dans la pratique courante de l'ingénieur géotechnicien, le choix de l'une de ces méthodes dépend de la complexité du problème étudié et des données d'entrée disponibles. L'exécution de ces méthodes est habituellement développée par des outils ou logiciels appropriés à ce genre d'analyse : PLAXIS, TALREN, GSLOPE, qui offrent une assistante et aide considérable garantie par la richesse des options de choix des méthodes de calculs intégrées.

CHAPITRE III : LES METHODES DE CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

III.1. Introduction

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des techniques qui servent à stabiliser la masse de terrain non stable (instable), les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause variées sont nombreux et diversifié géométriques, hydrauliques.

Plusieurs techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus, le clouage à l'aide de pieux ou barrettes et le soutènement par mus en gabions ou en béton.

Le développement de certaines techniques de soutènement, qui a permis l'éclosion de nombreux procédés nouveaux, el l'évolution qu'ont connue les techniques existantes.

Les différentes techniques de renforcements des talus au glissement pour assurer la stabilité en générale et renforcement par les pieux en particulières sont détaillées dans ce chapitre **[5]**.

III.2. Terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage;
- Les substitutions partielles ou totals de la masse instable.

La figure (3.1) qui suit schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire **[4]**.

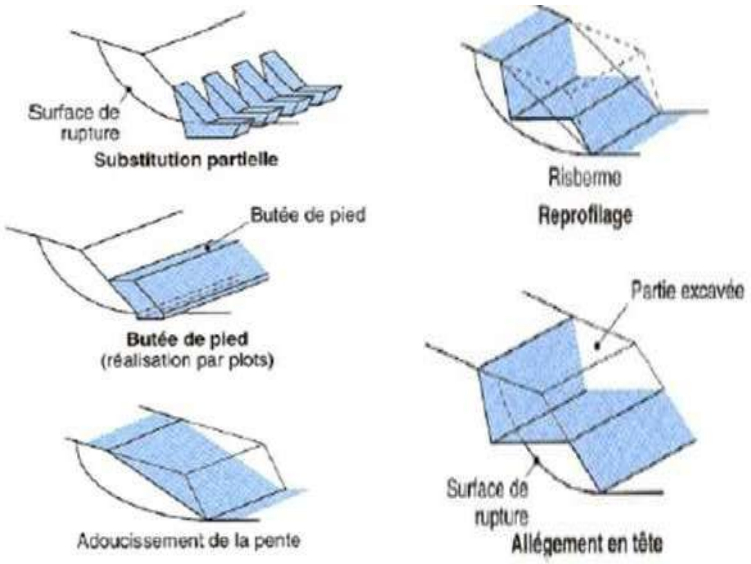


Figure 3.1 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement.

III.2.1. Remblai en pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous- jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré

La stabilité au grand glissement suppose (figure 3.2) que :

- L'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont.
- L'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval **[4]**.

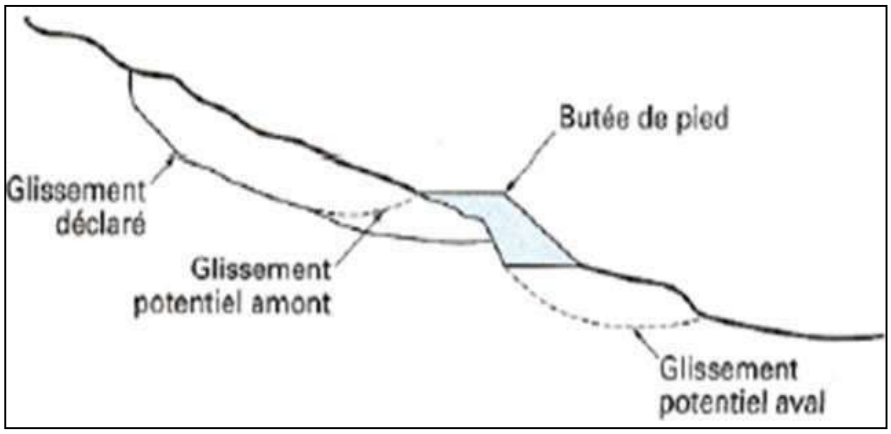


Figure 3.2 : Calcul de stabilité d'une butée en pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant **[4]**.

III.2.2. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.) **[4]**.

III.2.3. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants **[4]**.

III.2.4. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable **[4]**.

III.2.5. Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux

concernés, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir les fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus (figure 3.1). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution **[4]**.

III.3.Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. On peut utiliser les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Éviter l'alimentation en eau du site;
- Expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires.

De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité.

On distingue :

- Les drainages de surface et les ouvrages de collecte deseaux,
- Les tranchées drainantes,
- Les drains subhorizontaux,

- Les masques et éperons drainants,
- Les drains verticaux,
- Les galeries et autres ouvrages profonds.

Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation **[4]**.

III.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et le colmatage des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissement.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements **[4]**.

III.3.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure (3.3), sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage **[4]**.

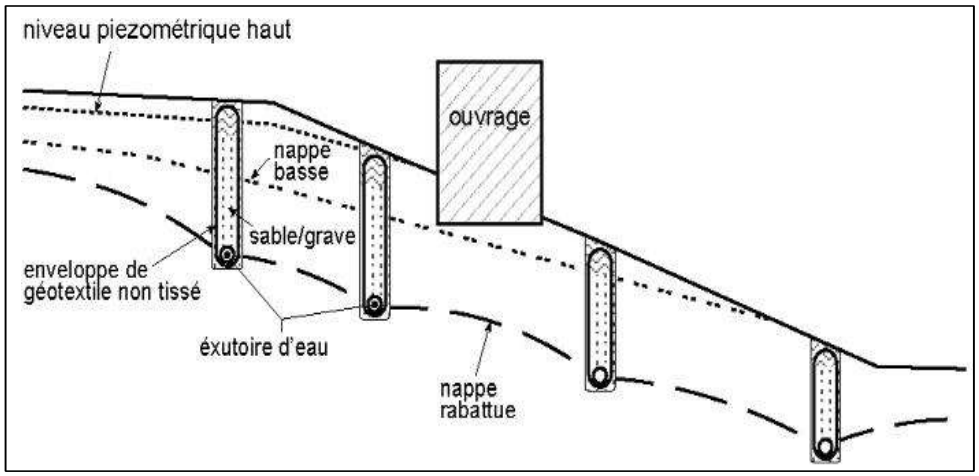


Figure 3.3 : Ouvrage sur pente à stabilité précaire en nappe haute; stabilisation par tranchées drainantes

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

À la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre;

À la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage;

À l'haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable **[4]**.

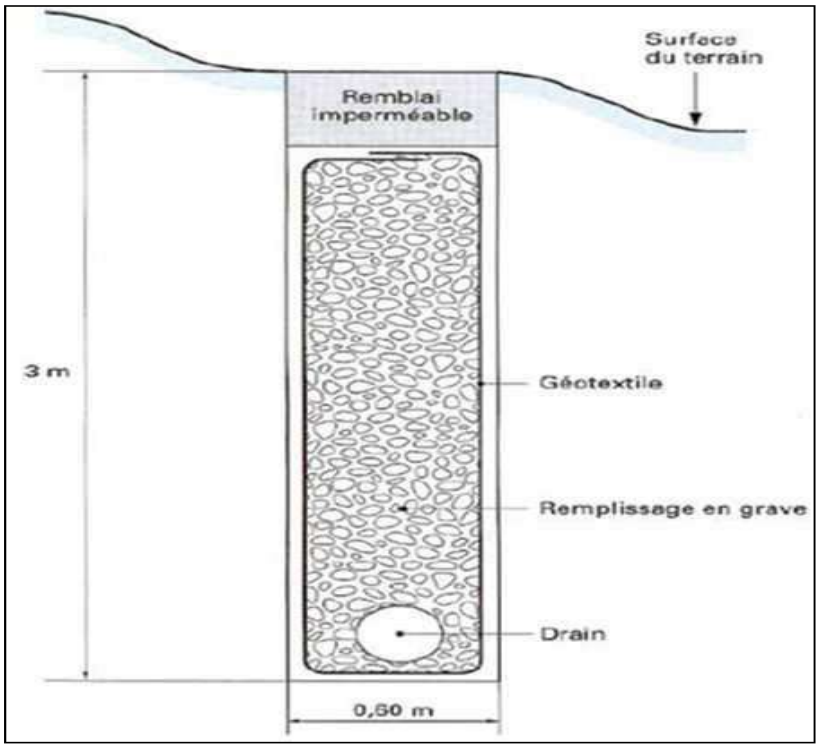


Figure 3.4 : Coupe type d'une tranchée drainante.

III.3.3. Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines.

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches des couches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

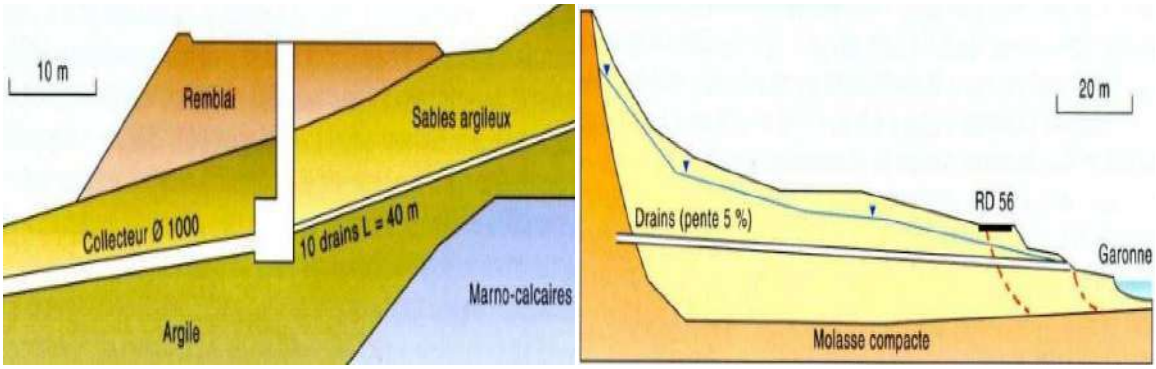
Le bon fonctionnement des drains nécessite :

Une protection contre le gel à la sortie des drains;

Une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour

dissoudre des dépôts calcaires, etc.);

Un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure **[4]**.



(A) (B)

Figure 3.5 : Drains subhorizontaux :

(A)- Drainage du glissement là de ChâtelGuyon(France) ;

(B)- Drains subhorizontaux ; Stabilisation de RD 56 à Muret(France)

III.3.4. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité.

Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées **[4]**.

III.3.5. Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de côte inférieure à celle du fond de forage) **[4]**.

III.4. Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- Murs de soutènement;
- Tirants d'ancrage et murs ancrés ;

- Clouages par des barres, des micro-pieux;
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

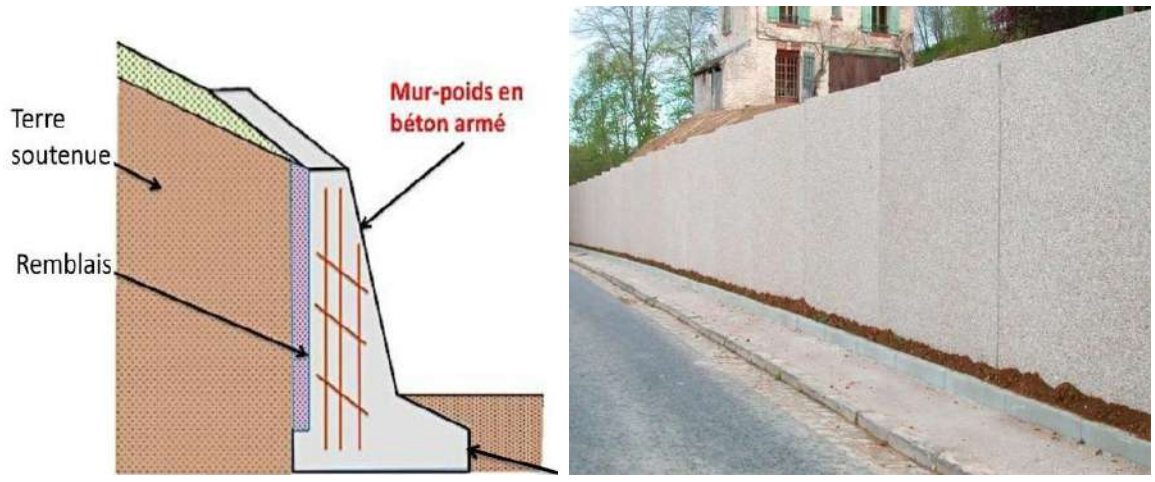
En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations **[4]**.

III.4.1. Ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènement sont destinés à retenir soit des terres (sols, roches ou remblai) et de l'eau.

Les ouvrages rigides : ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).



(A) (B)

Figure 3.6 : Exemple d'ouvrage rigide :

(A) – Mur poids en béton armé ; (B) – Mur cantilever en béton armé

Les ouvrages souples : sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.



Figure 3.7 : Exemple d'ouvrage souple : Mur en terre Armé

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides **[4]**.

III.4.2. Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité;
- Qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants **[4]**.

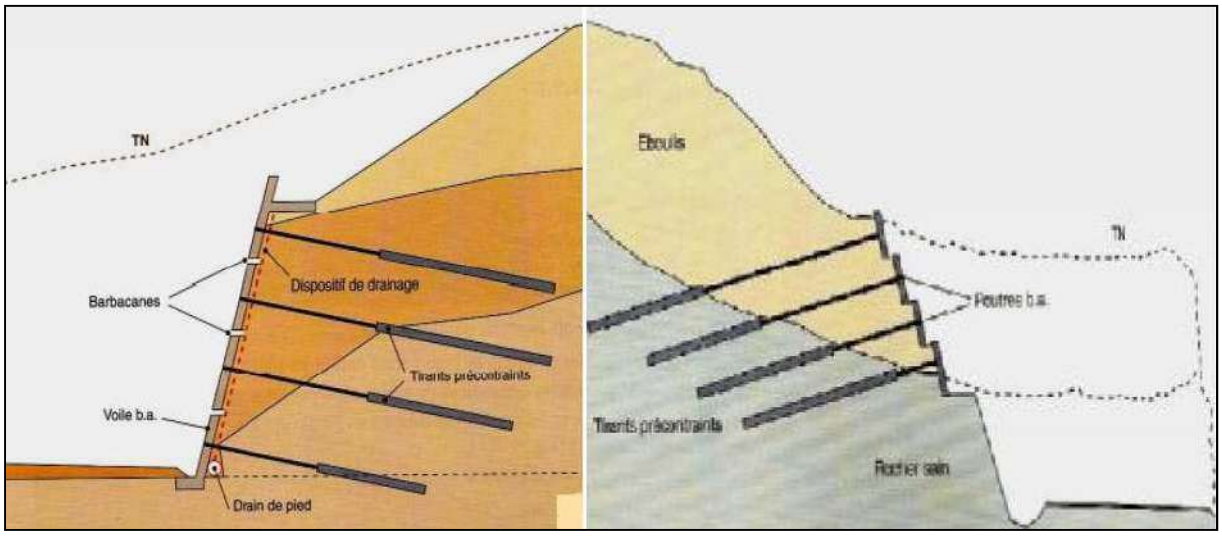


Figure 3.8 : Exemple de renforcement par tirants.

III.4.3. Renforcement par inclusions

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

III.4.3.1. Clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'ils produisent des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

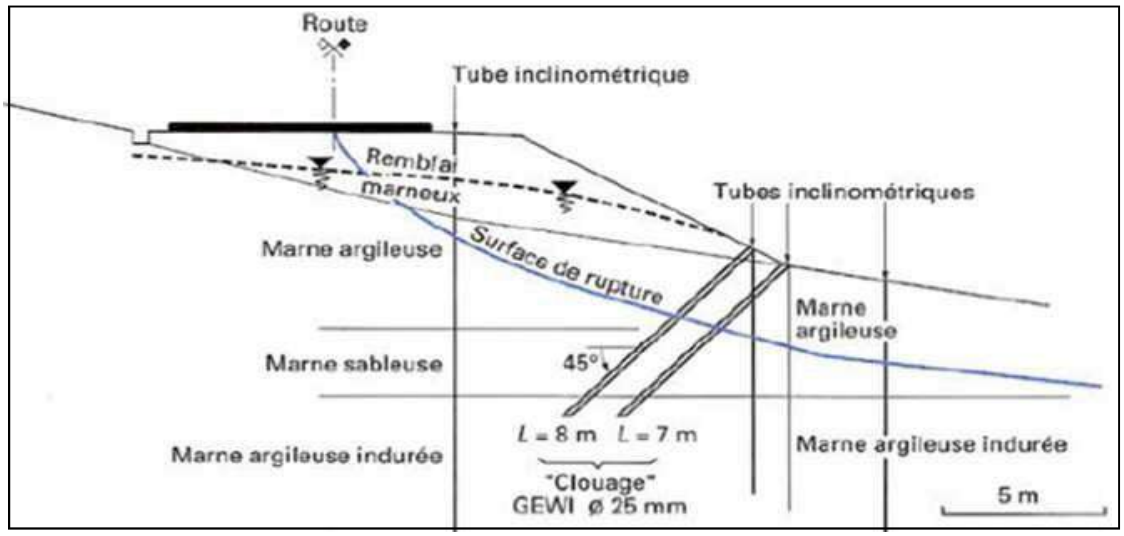
- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement;
- Au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou);
- Dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous;

- Dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction- cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion.

L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite P×q_s où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

Figure 3.9 : Exemple de clouage d'un glissement



L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous.

Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- Prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité;
- Prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

III.4.3.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en

traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- Dans le pieu par flexion/cisaillement;
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol);
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux;

Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant **[4]**.

III.5. Cas des remblais sur sols mous

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité de supporter la charge correspondant à la hauteur totale du remblai projeté (rupture à court terme), il est nécessaire d'employer des dispositions constructives qui assurent la stabilité de l'ouvrage en phase de travaux comme en phase de service, avec un coefficient de sécurité en général pris égal à 1,5.

Différentes méthodes sont employées pour limiter les risques de rupture, qui relèvent de trois principes :

- Consolider le sol de fondation, et donc augmenter sa résistance au cisaillement, avant la réalisation du remblai (par pompage pour abaisser la nappe) ou pendant celle-ci (construction par étapes avec utilisation de drains verticaux) ;
- Diminuer la charge appliquée au sol de fondation (construction du remblai en matériaux allégés) ;
- Renforcer le sol de fondation en y incluant des éléments résistants (colonnes ballastées, pieux, substitution partielle ou totale des couches molles) **[4]**.

III.6. Conclusion :

A travers de ce chapitre on a expliqué et cité quelques méthodes de stabilisation ou de confortement des glissements de terrains.

On a cité les moyens passifs de stabilisation tels que les terrassements (en rééquilibrant les masses avec les allégements de tête ou les remblais de pied ou en apportant des actions sur la géométrie avec le reprofilage de la pente) ou le drainage qui permet d'éviter l'alimentation du site en eau et d'expulser l'eau présente dans le massif instable.

Dans le cas où les solutions curatives précitées ne pourraient être envisagées techniquement

ou économiquement, l'introduction d'éléments résistants s'avérerait alors indispensable malgré que ces derniers visent beaucoup plus la réduction des déformations et non des causes d'instabilité.

CHAPITRE : IV

ANALYSE

DU

SITE

IV.1.Introduction

Le cas de notre étude consiste à étudier un glissement de terrain est de donner une définition et une approche estimative à la géométrie et cinématique du glissement de terrain sur la route communal reliant la route nationale n°62 à la commune d'OULAD BOUACHRA, ce tronçon est instable et soumis à des glissements de terrain qui posent un problème de stabilité du talus.

IV. 2. But de projet

Notre projet de fin d'étude repose sur le traitement d'un glissement de terrain au nord de la ville de Médéa, proposé par la direction des travaux publics de Médéa.

IV.3. Etude préliminaire

Cette partie de l'étude consiste, d'une part, à collecter les données déjà existantes, et d'autre part, à mener une prospection géologique du site. Le travail de cette phase est basé sur des missions de terrain, dans le but de renseigner sur la topographie, la lithologie et la stratigraphie, ainsi que sur l'utilisation de la documentation et les archives disponibles sur la zone.

IV.3.1. Situation et relief

Médéa est une wilaya située sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, à quatre-vingt-huit (88) kilomètres au Sud d'Alger, elle est limitée au nord par la wilaya de Blida, au sud par la wilaya de Djelfa, à l'est par les wilayas de M'sila et Bouira et à l'ouest par les wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt. Sa superficie totale est de 8700km2 et sa population est estimée à 722 000 habitants.

Le relief de la Wilaya de Médéa se compose de quatre principales zones qui sont :

- La zone montagneuse : Elle se compose d'une chaîne de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la Wilaya. Cette zone s'étend des monts de l'Ouarsenis jusqu'à Tablat.

- La zone Tellienne : Se situant au milieu de la wilaya, elle se distingue par son caractère agricole notamment la culture de la vigne qui produit différentes variétés de raisin, en plus des agrumes de toutes sortes dont principalement les pommes.

- La zone des plaines : Elle comprend les plaines de Beni Slimane et de M'Rachda qui se situent au milieu de la zone tellienne. Ces plaines se singularisent par la culture des arbres fruitiers.

- La zone du Sud : Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie.

IV.3.2. Cadre Géologique Régional

Dans la région de Médéa, les formations géologiques sont représentées essentiellement par des dépôts néogènes post-nappes et quaternaires, en discordance sur un substratum d'âge

crétacé.

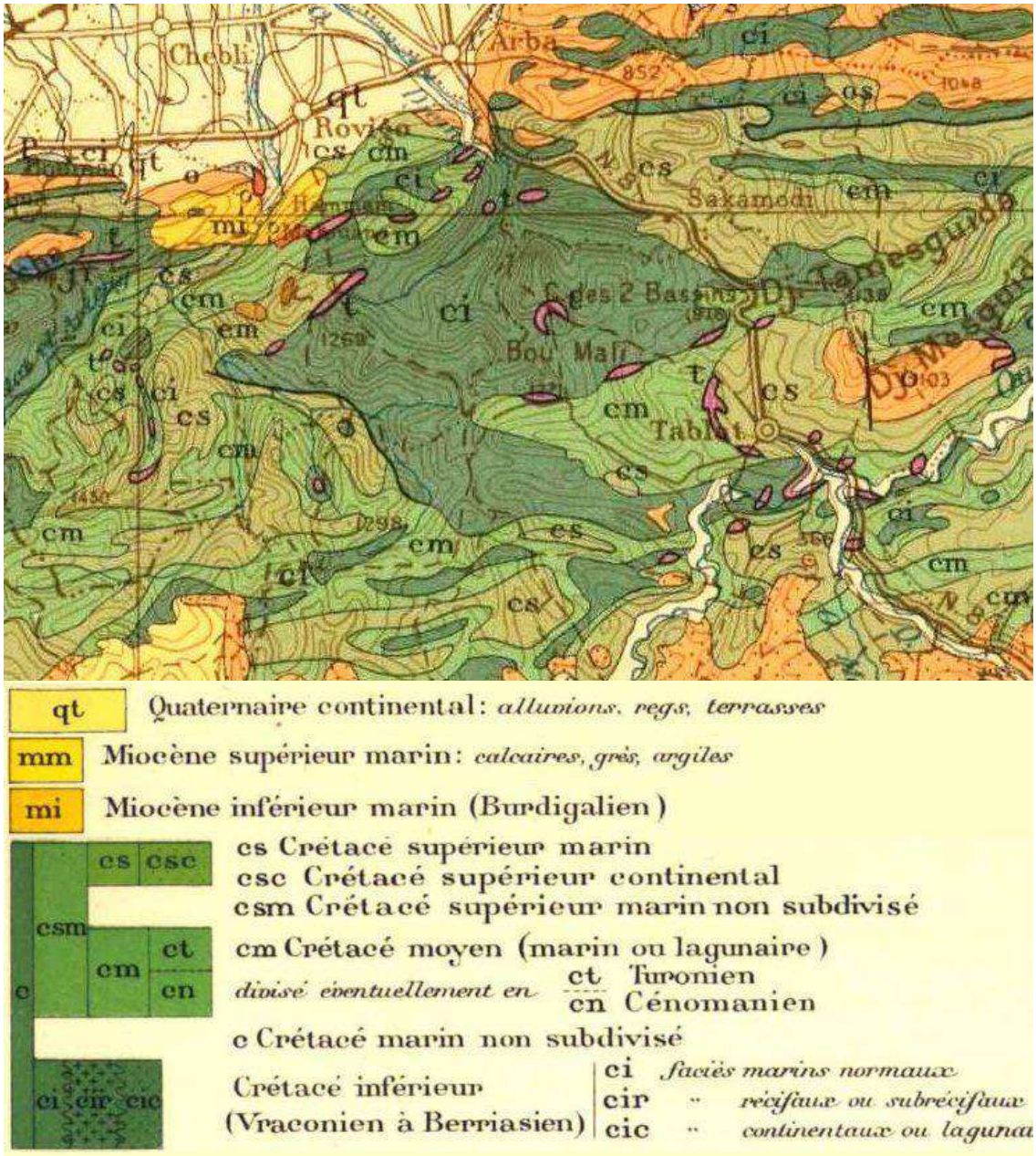


Figure 4.1 : Carte géologique de la région (Extrait de la carte géologique de l'Algérie, 2ème édition)

IV.4. Sismicité

Le règlement parasismique Algérien (R.P.A.) a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles, qui ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, divisent le territoire Algérien en cinq (05) zones sismiques :

- **Zone 0** sismicité négligeable ;
- **Zone I** sismicité faible ;

- **Zone II a et II b** sismicités moyenne ;
- **Zone III** forte sismicité.

Ces zonalités sont représentées sur la figure (4.2). Nous remarquons que le site étudié se trouve sur *la zone II a de* sismicité moyenne. Le coefficient d'accélération "A" dans cette zone varie, d'après le RPA99/APRES ADDENDA, est égale à 0.25 selon le groupe d'usage du bâtiment.

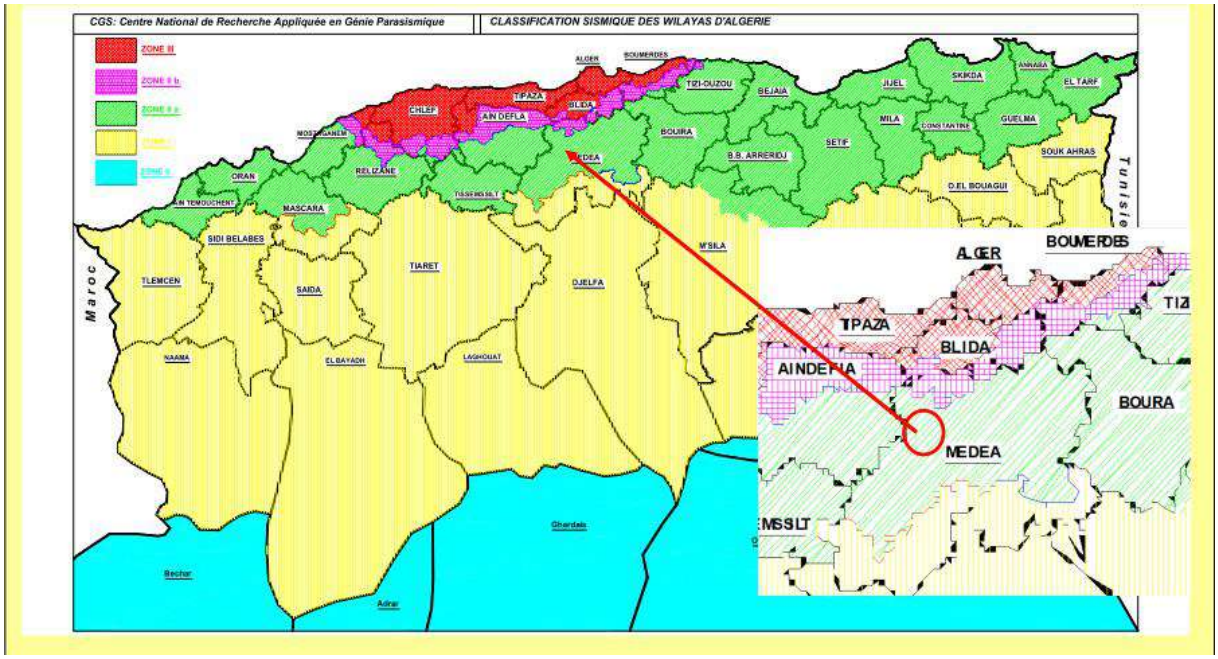


Figure 4.2 : Carte de zonage sismique

IV.5. Investigation géotechnique

Les caractéristiques physiques et mécaniques des différentes couches sont déterminées à partir des essais in situ et en laboratoire :

IV.5.1. Essais in situ

La figure suivante (4.3) représenté les différents essais in-situ réalisés sur le site. Ces essais consistent à la réalisation de :

Trois (03) sondages carottés notés SC.

Douze (12) sondages au pénétromètre dynamique lourd notés PDL.

Deux essais pressiométrique notés SP.

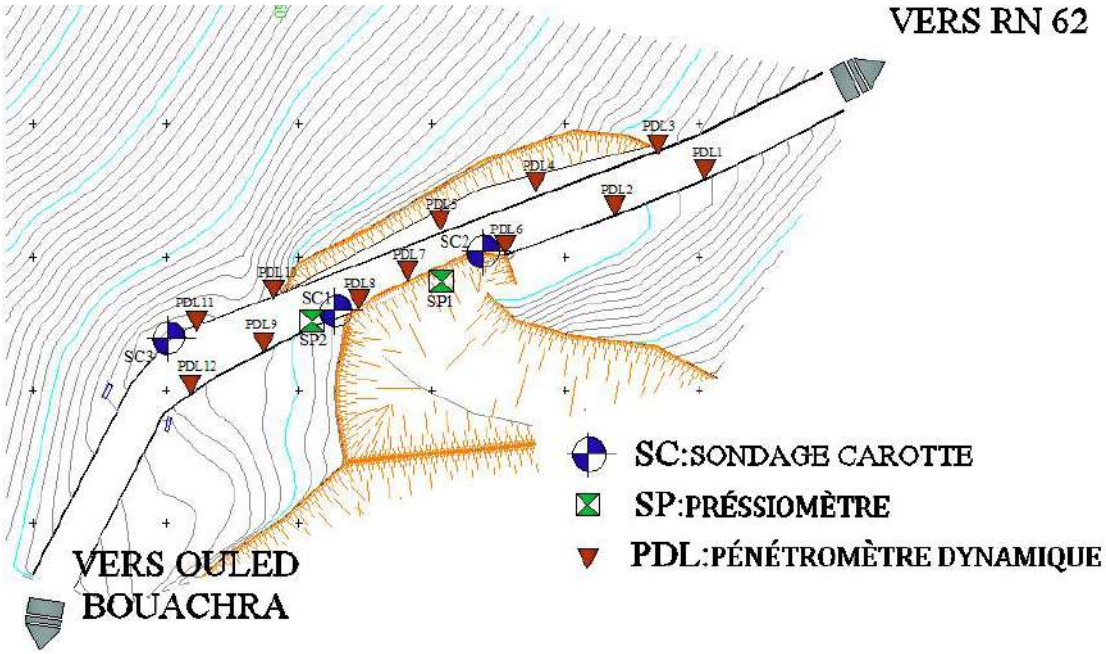


Figure 4.3: Plan d'implantation des essais in-situ

IV.5.1.1. Sondage carotte

A- Principe et but de l'essai : Les sondages carottés permettent d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser.

Les échantillons "remaniés" sont utilisés pour identifier les sols notamment par les essais granulométrie, limites d'Atterberg et poids volumique.

Les échantillons "intacts" peuvent servir à tous les essais de laboratoire surtout pour les essais mécanique (compressibilité et cisaillement).

Il est important de signaler aussi que les sondages carottés étant la partie la plus coûteuse d'une campagne de reconnaissance géotechnique ; il importe d'arrêter judicieusement leur implantation et d'exploiter au maximum les renseignements qu'ils peuvent fournir.

B- Résultats obtenus

- **SC 01 :**

0.00 – 1.00 m : corps de chaussée

1.00 – 5.00m : argile brunâtre

5.00- 9.00m : argile marneuse

9.00 – 20.00 m : marnes grisâtres

20.00 – 25.00m : marne grise induré

- **SC 02 :**

0.00 – 1.00 m : corps de chaussée

1.00 – 3.00 m : argile brunâtre

5.00 – 15.00 marne grisâtre

15.00 – 20.00m marne grise induré

- **SC 03 :**

0.00 – 1.00 m : corps de chaussée

1.00 – 2.00m : argile brunâtre

2.00- 4.00m : argile marneuse

4.00 – 15.00m : marne grisâtre



Figure 4.4 : Image illustre la réalisation de sondage carotte au site étudié

IV.5.1.2.. Sondage au pénétromètre dynamique lourd : (P.D.L)

A- Principe et but de l'essai : Le sondage au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement est proportionnel au nombre de coups.

On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé (plus de 50 coups)

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage R_p déduite de la formule des Hollandais :

$$R_p = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe ;

e : pénétration moyenne par coup ;

g : accélération de la pesanteur ;

H : hauteur de chute ;

M : masse du mouton ;

M': somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes :

- Pointe de diamètre $\emptyset_p$ = 50 mm, de section A =19.63 cm²;
- Mouton de masse M = 63.5 kg ;
- Tige de masse M = 6.1 kg, de diamètre $\emptyset_t$=32 mm et de longueur 1m.



Figure 4.5 : Sondage au P.D.L. au site étudié

B- Résultats obtenus :

Les résultats des Douze (12) sondages pénétrométriques que qui a été réalisés au site étudié, sont illustrés par les pénétrogrammes (voir annexe) donnant la variation de la résistance dynamique en pointe Rp en bars, en fonction de la profondeur en mètre.

IV.5.1.3.. Essais pressiométrique :

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalable, peut être réalisé dans tous les types de sols saturés ou non, y compris dans le rocher (avec plus d'incertitude) et les remblais, il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique est à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

Trois caractéristiques de sol sont ainsi déterminées :

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



Figure 4.6 : Essais pressiométrique au site

Tableau 4.1 : Exemple de résultat de l'essai pressiométrique

Profondeur (m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Pression de fluage Pf (bars)	Rapport E/Pl
02.00	28.23	5.43	3.6	5.31
04.00	67.94	7.50	4.99	9.05
06.00	53.72	7.63	5.15	7.04
08.00	61.69	8.83	6.52	6.98
10.00	69.63	9.29	8.90	7.50
12.00	8.60	4.89	3.32	1.76
14.00	85.85	9.70	7.11	8.85
16.00	43.35	19.30	11.94	2.25
18.00	113.29	24.32	18.41	4.66
20.00	149.54	14.17	8.29	8.73

Tableau 4.2 : Exemple de résultat de l'essai pressiométrique

Profondeur (m)	Module pressiométrique E (bars)	Pression limite Pl (bars)	Pression de fluage Pf (bars)	Rapport E/Pl
02.00	49.49	5.43	3.6	6.31
04.00	39.20	7.50	4.99	6.06
06.00	58.38	7.63	5.15	6.53
08.00	107.67	8.83	6.52	12.16
10.00	192.68	9.29	8.90	16.97
12.00	288.80	4.89	3.32	12.79
14.00	186.66	9.70	7.11	10.37
16.00	42.56	19.30	11.94	2.21
18.00	115.46	24.32	18.41	3.63
20.00	133.20	14.17	8.29	7.80

IV.5.2. Essais de laboratoire

IV.5.2.1. Catégorie d'essais de laboratoire

Une campagne d'essais de laboratoire ont été réalisé sur les échantillons de sol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (03) grandes catégories :

- Les essais d'identification : Ceux sont essentiellement le poids volumique, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, la granulométrie (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

- Les essais de résistance : Ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, …etc. Parmi ces essais, est l'essai de cisaillement direct.

- Les essais de compressibilité : Ceux sont les essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, …etc.). Le plus connu de ces essais est l'odomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

IV.5.2.2- Interprétation des résultats des essais de laboratoire

L'ensemble des résultats des essais au laboratoire est donné ci-après : (tableau 4.3)

A)- Essais physiques :

A-1) Humidité :

Tableau 4.3: Résultats de l'essai humidité

Sondage N°	Profondeur (m)	ω (%)	γ_h t/m^3	γ_d t/m^3	Sr (%)	Interprétation des résultats
SC N° 01	6.30 à 6.70	23.29	1.96	1.60	91.46	Sol peu dense non saturé
	9.60 à 10.00	20.64	2.05	1.70	94.73	Sol dense non saturé
	13.00 à 13.40	21.32	2.07	1.71	92	Sol dense non saturé
SC N° 02	4.00 à 4.50	24.31	2.03	1.75	98	Sol dense saturé
	5.00 à 5.40	21.64	1.98	1.66	93.26	Sol peu dense et non saturé
	6.00 à 6.70	23.09	2.01	1.73	96	Sol dense saturé

Avec :ω : Teneur en eau. γ_d : Densité sèche

γ_h: Densité humide. **Sr** : Degré de saturation

.**A-2) Granulométrie :**

Tableau 4.4: Résultats de l'essai granulométrie

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µm	Interprétation des résultats
SC N° 01	3.00 -3.40	99	2.80	SOL FIN
	6.00-6.40	99	83.93	
	12.20-12.50	99	98.72	
SC N° 02	1.20-1.50	98	66.28	SOL FIN
	3.20-3.40	98	97.08	
	11.50-11.70	100	91.56	

Avec : **% < 2 mm** : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm

% < 80 µm : Pourcentage des passants inférieurs à 80 µ

A-3) Limites d'Atterberg :

Tableau 4.5 : Résultats de l'essai limites d'Atterberg

Sondage N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation des résultats
SCN° 01	6.00 à 6.40	37.89	18.31	19.58	Sol peu plastique
	12.20 à 12.50	42.39	21.23	21.16	Sol peu plastique
SC N° 02	1.20 à 1.50	30.58	17.4	13.18	Sol peu plastique
	3.20 à 3.40	37.58	17.48	20.1	Sol peu plastique
	10.50 à10.7 0	50.64	28.32	22.32	Sol peu plastique
	14.00 à 14.20	43.0	19.38	23.62	Sol peu plastique

Avec : **WL (%)** : Limite de liquidité.

WP (%) : Limite de plasticité.

IP (%) : Indice de plasticité.

B) Essais mécaniques :

B-1) Essais de compressibilité à l'odomètre :

Tableau 4.6: Essais de compressibilité

Sondage N°	Profondeur (m)	PC (bars)	CC (%)	CG (%)	Interprétation
SCN° 01	6.30 à 6.60	3.84	2.65	0.82	Le sol est sur-consolidé, très peu compressible et peu gonflant
	9.60 à 10.00	3.76	4.97	0.66	Le sol est sur-consolidé, très peu compressible et peu gonflant
	13.00 à 13.40	2.45	2.95	0.33	Le sol est sur-consolidé, très peu compressible et peu gonflant
SC N° 02	4.50 à 5.10	3.3	7.30	1.31	Le sol est sur-consolidé, peu compressible et peu gonflant
	8.10 à 8.40	3.33	4.64	0.82	Le sol est sur-consolidé, très peu compressible et peu gonflant
	11.70 à 12.00	3.36	2.65	0.66	Le sol est sur-consolidé, très peu compressible et peu gonflant

Avec : **PC** (bars) : Pression de consolidation. **CG** (%) : Coefficient de gonflement.

CC (%) : Coefficient de compressibilité.

B-2) Essais de cisaillement direct (Boite de Casagnarde) :

Tableau 4.7 : Résultats de l'essai à la boite de Cassagnarde

Sondage N°	Profondeur (m)	Nature d'essai	φ (°)	C (bars)
SC N° 01	6.30 à 6.60	UU Sat	6.22	0.71
	9.60 à 10.00	UU Sat	8.64	0.33
	13.00 à 13.40	UU Sat	8.64	1.77
SC N° 02	4.50 à 5.10	UU Sat	6.19	0.96
	8.10 à 8.40	UU Sat	3.75	1.25
	11.70 à 12.00	UU Sat	9.87	1.37

Avec : C : Cohésion non drainée Φ: Angle de frottement.

C) Analyses chimique :

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un échantillon de sol extrait du site dont les résultats sont donnés au tableau suivant :

Tableau 4.8 : Résultats des analyses chimique

Sondage N°	**Profondeur (m)**	**PH**	**Sulfates (mg/kg)**	**% Chlorures**
SC N° 01	3.00-3.50	7.6	Trace	0.805
SC N° 02	5.80-6.00	7.5	Trace	0.995

IV.6. Conclusion :

L'examen sur place du site ainsi que l'examen visuel des échantillons extraits du site montrent que le sol de celui-ci est constitué essentiellement d'une première couche de remblai de 1.5 m d'épaisseur, ensuite une couche d'argile beige à brunâtre, ensuite une couche d'argile marneuse, le tout repose sur une couche de marne grisâtre.

Les résultats des essais réalisés montrent que le sol du site est **très peu à peu compressible, peu gonflant.**

CHAPITRE V :

ANALYSE NUMERIQUE DE GLISSEMENT

V.1. Introduction :

Au cours de ce chapitre nous étudions le glissement de terrain sur la route communal reliant la route nationale n°62 à la commune d'OULAD BOUACHRA; ils existent plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, GEOSLOPE, TALREN…) chaque logiciel à ses propres algorithmes et méthode de calcul.

Dans notre étude on a choisi le logiciel TALREN 4 (version 2.0.3) à cause de leur facilité d'utilisation ainsi leur fiabilité.

V.2. Présentation de logiciel de calcul (TALREN 4) :

TALREN 4 est un logiciel ou plus exactement un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement, il permet l'étude de pentes naturelles, les pentes de déblais/remblais, les ouvrages en terres les digues, avec prise en compte de différents types de renforcement, tirants précontraintes, clous géotextiles palplanches ou parois moulées.

V.3. Les principales caractéristiques du logiciel TALREN 4 :

Le mode de fonctionnement et les facultés de ce logiciel sont proposés dans le plan récapitulatif suivant résumant les différentes étapes à suivre :

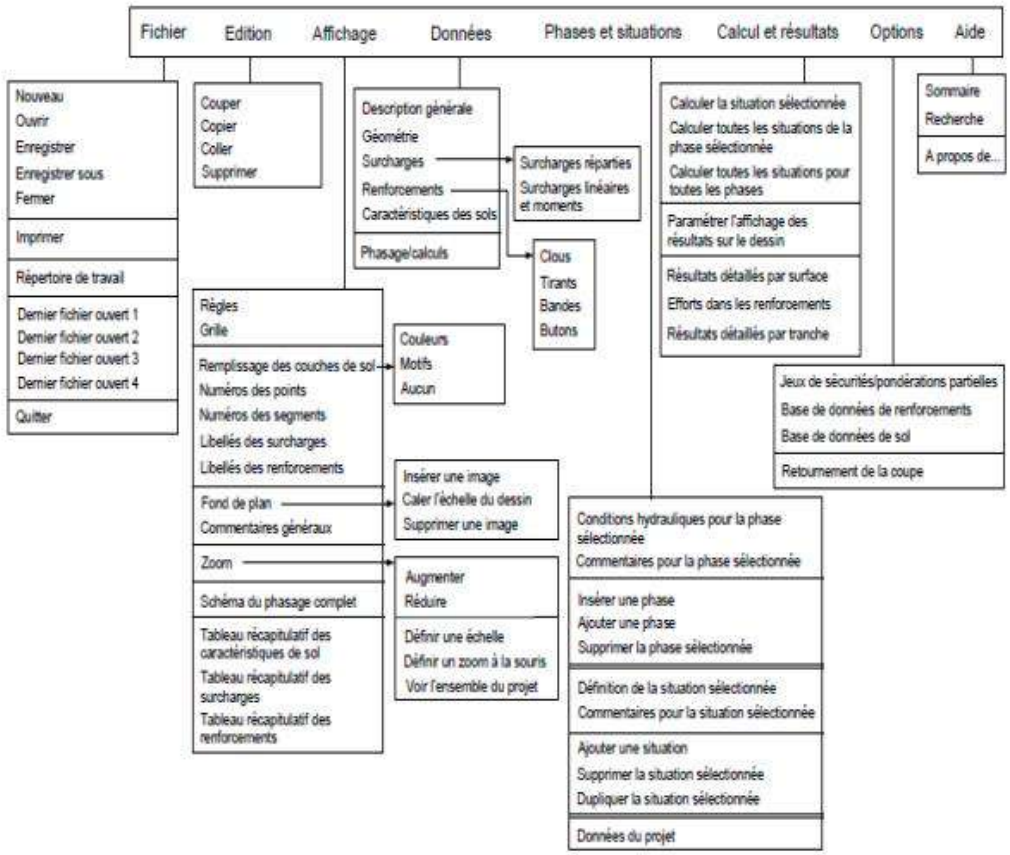


Figure 5.1 : Plan de fonctionnement de logiciel TAREN 4

a) Fenêtre de Lancement de logiciel TALREN 4 :



Figure 5.2 : Fenêtre de lancement du logiciel

b) L'interface graphique interactive de TALREN 4 :

L'interface graphique comporte :

- La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles ;
- Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode phasage/calculs)
- La zone graphique ;
- La barre d'état ;
- Les boites de dialogue.

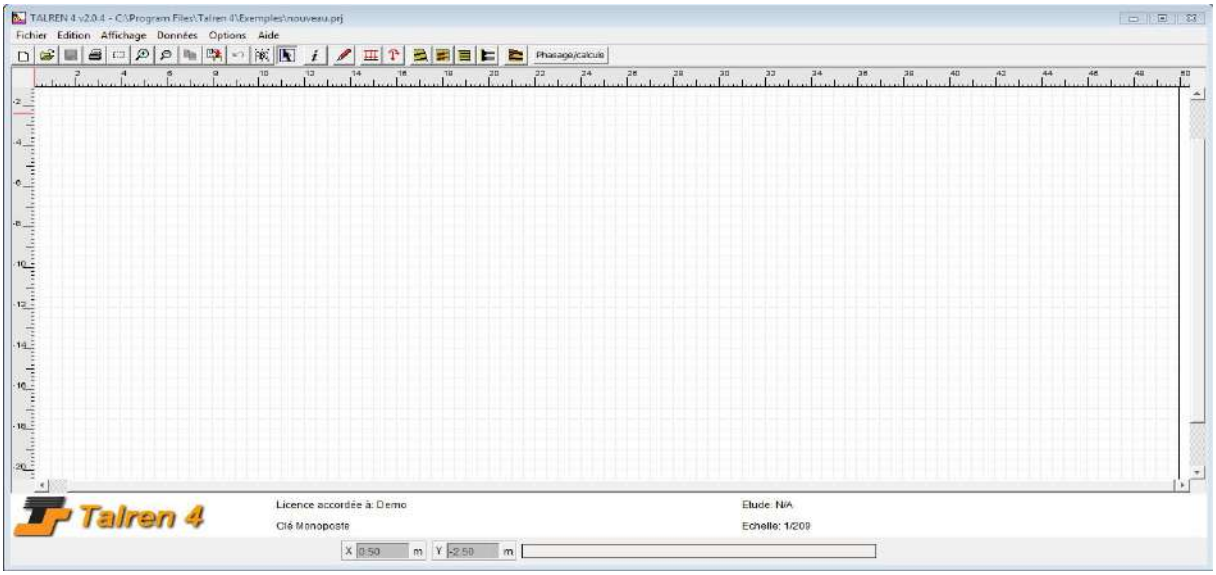


Figure 5.3 : interface de TALREN

V.4. Etude de la stabilité :

Le logiciel utilisé pour étudie la stabilité des terres en pentes est le TALREN 4. Le logiciel consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($F_s \leq 1.5$).

Ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente selon plusieurs méthodes classiques et numériques sur des surfaces de ruptures circulaire et non-circulaire.

V.5. Les principales caractéristiques du modèle :

- **Définition des données :**

La coupe choisie pour l'analyse du modèle, est représenté sur Les coordonnées d es points surfaciques de la coupe (hauteur et la distance entre les points) ont été déterminées suite à la superposition du levé topographique (réalisé par le bureau d'étude). Les profondeurs des couches de sol sont définies en se basant sur les résultats des sondages.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (Géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges….etc.).

- **Géométrie du modèle :**

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY), l'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'avale et l'axe (OY) étant dirigé verticalement ; orienté vers le haut.

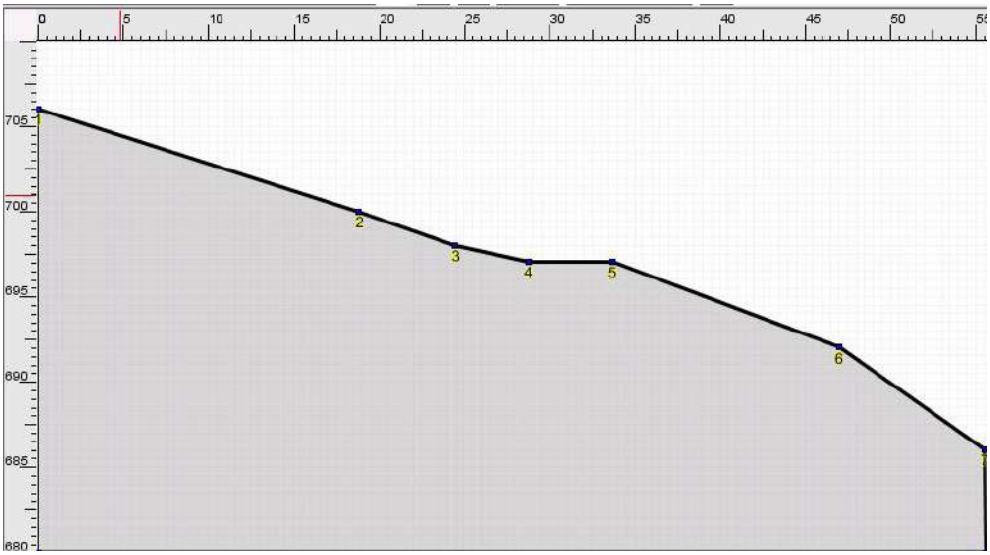


Figure 5.4 : la Géométrie du modèle

- **Propriétés des couches de sols :**

Les données à introduire dans notre étude pour chaque couche sont les résultats

des essais géotechniques réalisés. Les données qui nous introduisent sont récapitulées dans le tableau (5.1) suivant :

Tableau 5.1: Les données géométrie de terrain

Couche de sol	$\gamma(KN/m^3)$	φ (°)	C (kpa)
Argile brunâtre	18	6.22	71
Argile Marneuse	19	6.22	33
Marne Grisâtre	19	8.64	177

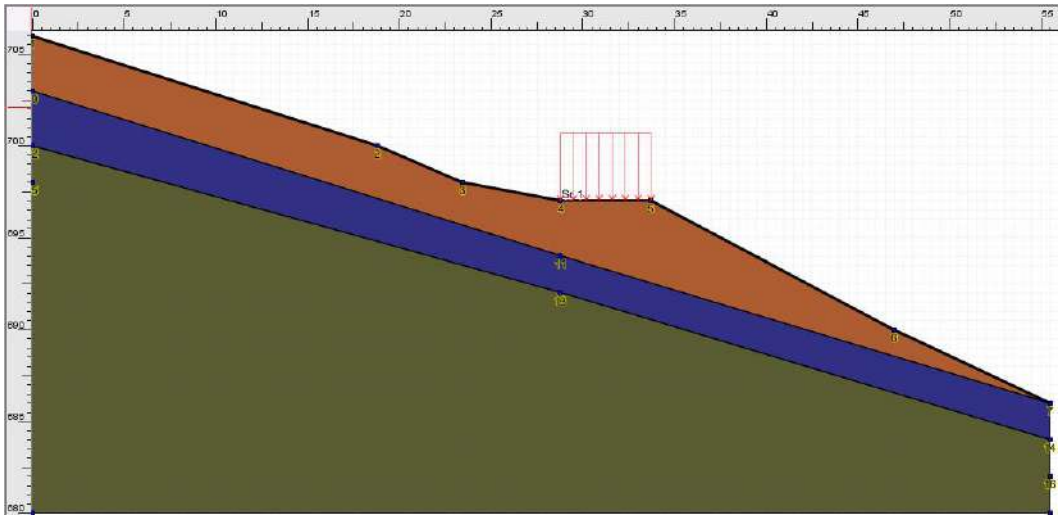


Figure 5.5: La géométrie qui représente les couches du terrain

- **Gestion de phasage et situation :**

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est- à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel, à partir d'une coupe initiale, qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage (lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements). Il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases ou situations d'exécution successive (chaque phase ou situation correspondant à une coupe du projet). Où on peut voir des modifications de donnée, tout dépend de notre cas de calcul.

- Modification de certaines caractéristiques de sols ;
- Activation/désactivation d'élément de sols, surcharges, ou renforcements ;
- Modification des conditions hydrauliques

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase.

Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par :

- Une méthode de calcul différente,
- Un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,
- Des conditions sismiques différentes,
- Une définition des surfaces de rupture différente

Les méthodes de calculs utilisés par le logiciel TALREN sont les suivantes :

- Méthode des tranchés (Méthode Fellenius et Bishop)
- Méthode globale (Méthode Perturbation)
- Méthode de calcul à la rupture

➢ **Prise en compte l'aléa sismique :**

La région de Médéa tant située sur une région sujette aux séismes (classée zone IIa par le règlement parasismique algérien version 2003), les calculs seront menés en deux étapes ; Avec la méthode statique (sans sollicitation sismique) Avec la méthode pseudo-statique. (Prise en compte de l'excitation sismique du sol)

Pour le calcul de la stabilité la prise en compte de l'effet sismique sera mise en évidence par la méthode pseudo statique dont les coefficients sismiques à prendre en compte ah te av seront conforme aux règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) La zone de glissement est de classe II, groupe d'usage a. La prise en compte de l'effet du séisme se fera à travers la boite de dialogue « définition d'une situation » sur l'anglet « prise en compte du séisme » comme sur la figure ci-dessous ;



Figure 5.6 : prise en compte de l'effet du séisme

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de la zone choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situe en amont ou en aval du talus

A=0.15 pour une zone de sismicité II groupe d'usage a

ah=0.5A =0.075

av=±0.3 ah=0.0225

➢ **Les conditions hydrauliques :**

On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une phase).



Figure 5.7: Définition des conditions hydrauliques

Il suffit de choisir l'option "Nappe phréatique" puis de cliquer sur le bouton "Définir le toit de la nappe". Une nouvelle boîte de dialogue s'ouvre alors et permet de saisir les points définissant la surface de la nappe.

- **Définition des situations :**

La surface de rupture est considérée circulaire lors du calcul avec la méthode de fellinius et de bishop la recherche des cercles de glissements est en mode automatique

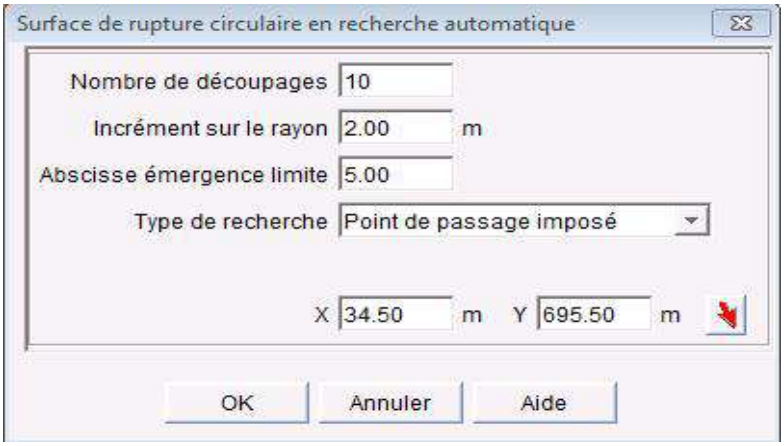


Figure 5.8 : Surface de rupture circulaire

- **Coefficient de sécurité :**

Pour les glissements, dans le cas normal (stable à long terme durant le service), le coefficient de sécurité doit prendre $F_s \geq 1.50$; dans le cas anormal (sous l'effet sismique), on demande un coefficient de sécurité F ≥ 1.30.

- **La surcharge :**

La surcharge utilisée est d'environs 10 Kpa.

V.6. Procédure de calcul :

V.6.1. Présentation des résultats de calcul avant le confortement :

V.6.1.1.Méthode de calcul utilisée :

Un calcul avec méthode Bishop a été effectué qui représente la ligne de rupture et le coefficient de sécurité le plus défavorable F_s, le coefficient de sécurité s'exprime :

F_{bish}= moment résistant/moment moteur.

a) Phase 01 : Sans séisme :

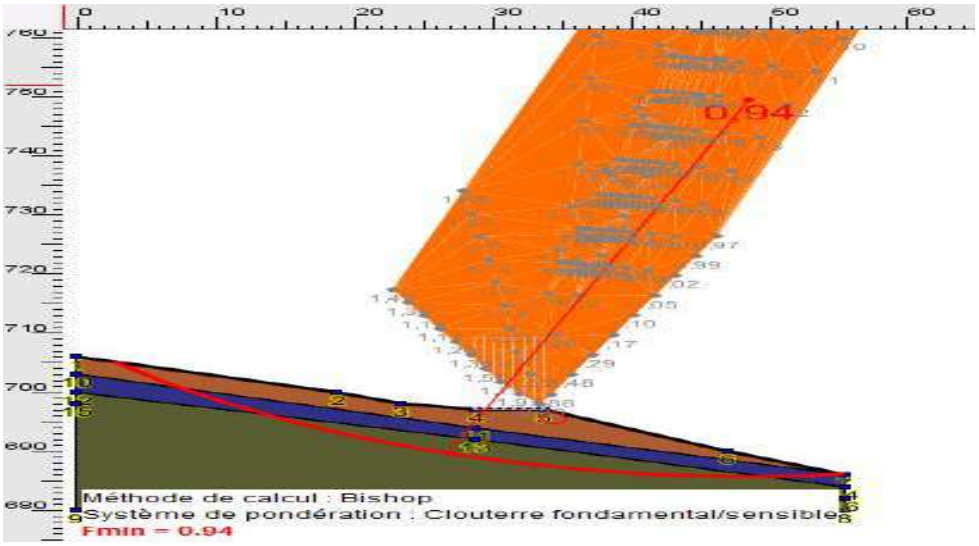


Figure 5.9 : Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (Sans séisme et sans prise en compte de La nappe d'eau)

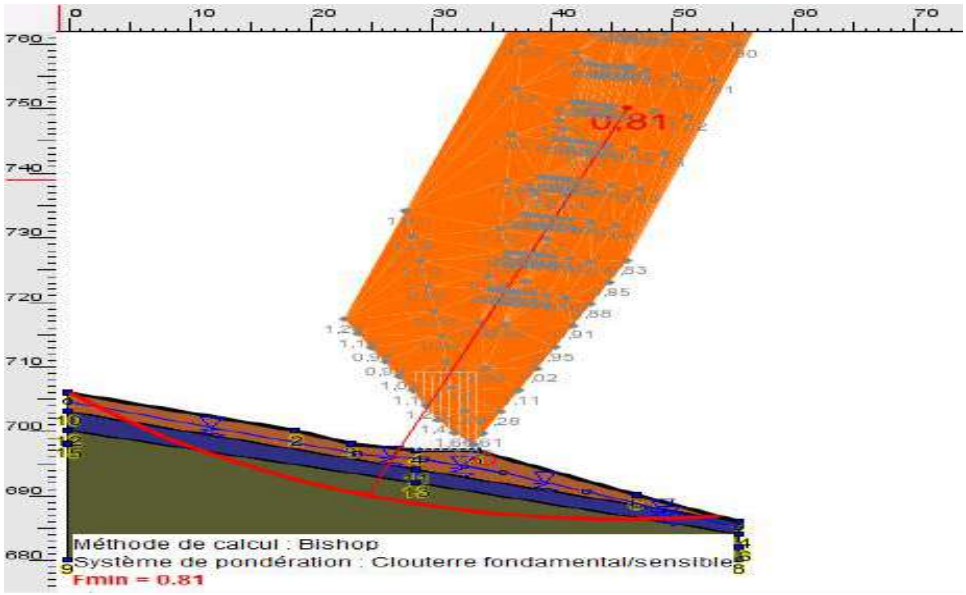


Figure 5.10 : Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (Sans séisme et prise en compte de la nappe d'eau).

b) Phase 02 : Avec séisme :

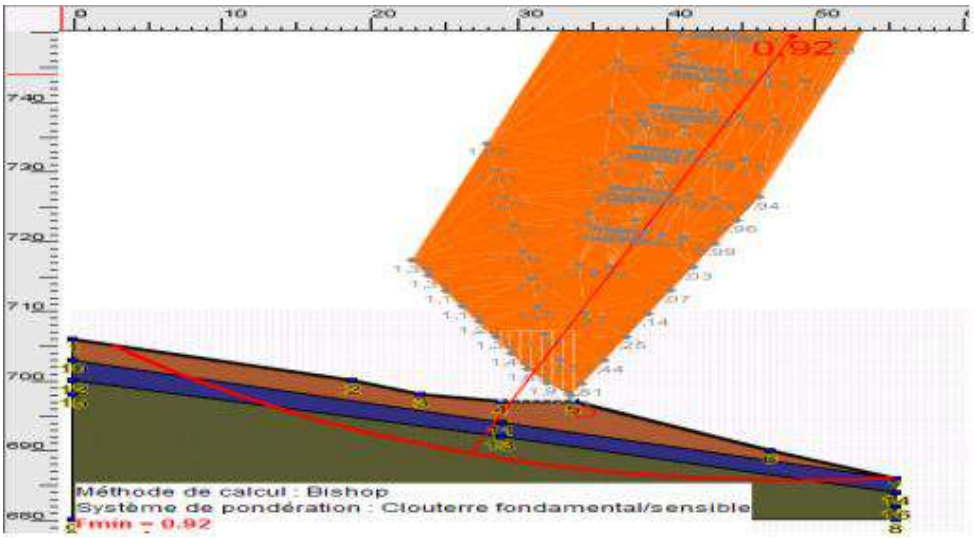


Figure 5.11: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (Avec séisme et sans prise en compte de la nappe d'eau).

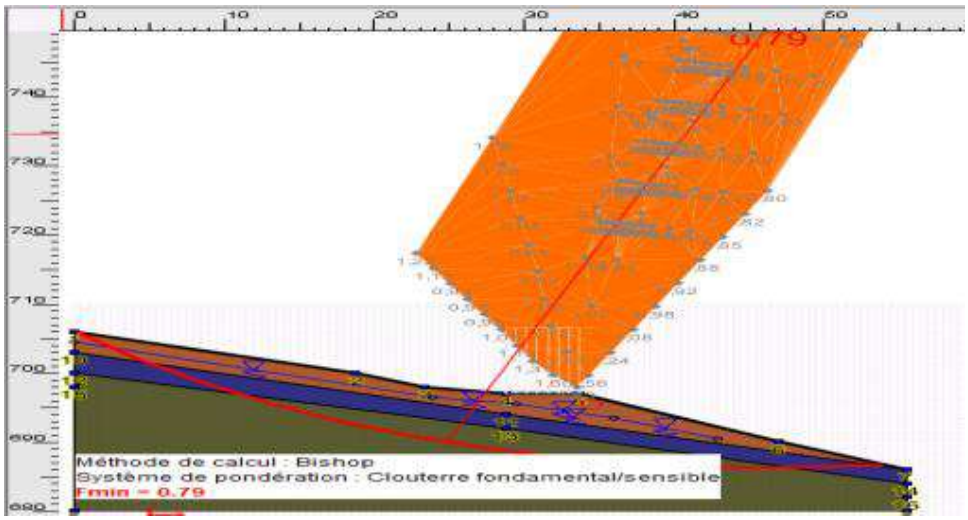


Figure 5.12: Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (Avec séisme et prise en compte de l'eau).

V.5.1.2. Interprétation des résultats :

Le coefficient de sécurité (F_s) du talus avant confortement, en présence de l'effet sismique, calculé avec la méthode Bishop est inferieur à 1 ce qui montre que le talus est instable. Par conséquent, nous allons proposer une solution de confortement pour stabiliser ce talus et résoudre le problème du glissement rencontré.

V.5.2. Vérification de la stabilité après le confortement :

V.5.2.1. Définition du confortement choisi :

Pour stabilise le glissement nous avons choisi le système de confortement mur de

soutènement en béton armée.

- **Pré-dimensionnement :**

On à choisi H = 7m

→ La semelle : 0.45 à 0.6 H (pour le sol de qualité moyenne)

On à choisi : 0.5 H = 0.5 × 7 = 3.5, donc la largeur B = 3.5m

→ Le patin : B/2 à B/5

On à choisi : B/3 = 3.5/3 = 1.16, donc le patin = 1.16 m

→ e_{voile}: H/12 pour H à l'ordre de 7 à 9 m

On à choisi : H/12 = 0.58 m, donc $e\ v\ o\ ile$ = 0.58 m

→ $e_{semelle}$ = e_{voile}= 0.58 m

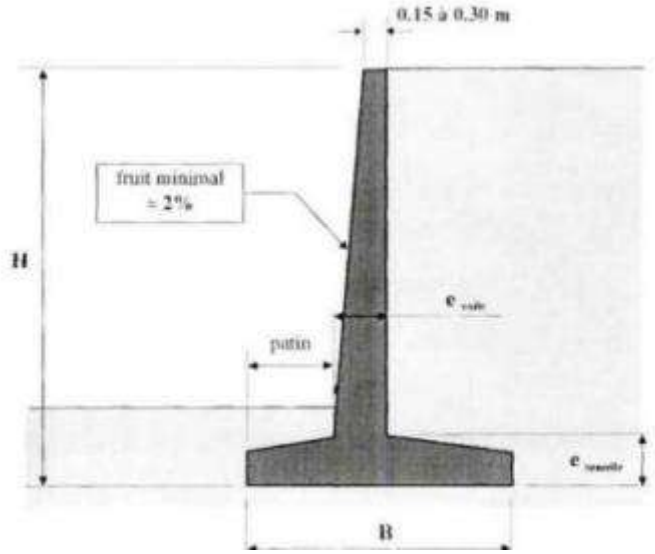


Figure 5.13 : Dimensionnement courant d'un mur en béton armé (prédimensionnement)

a) Méthode bishop :

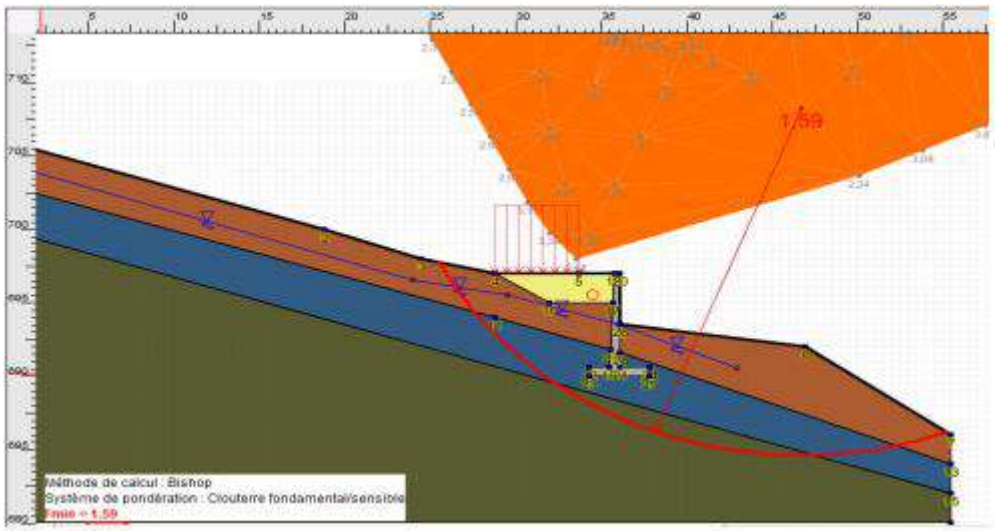


Figure 5.14: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (sans séisme).

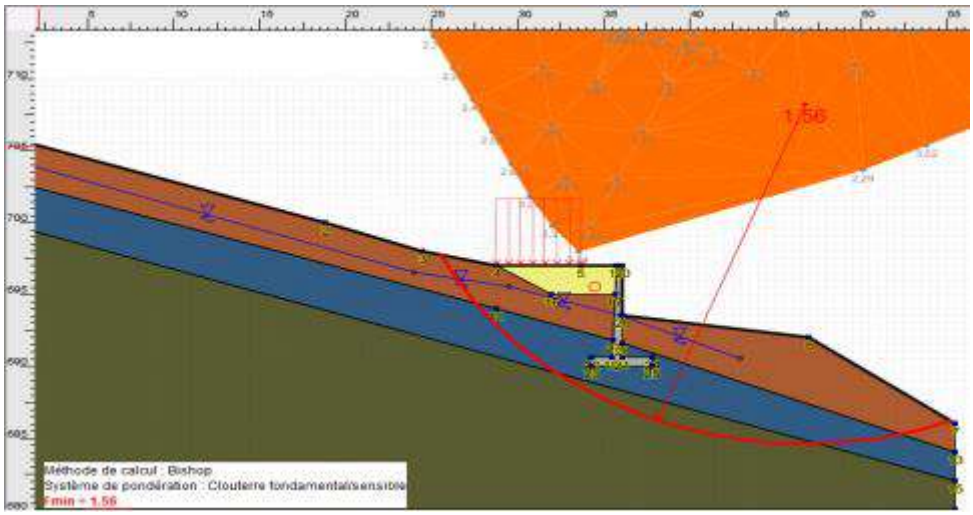


Figure 5.15: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (avec séisme).

b) Méthode Fellenius :

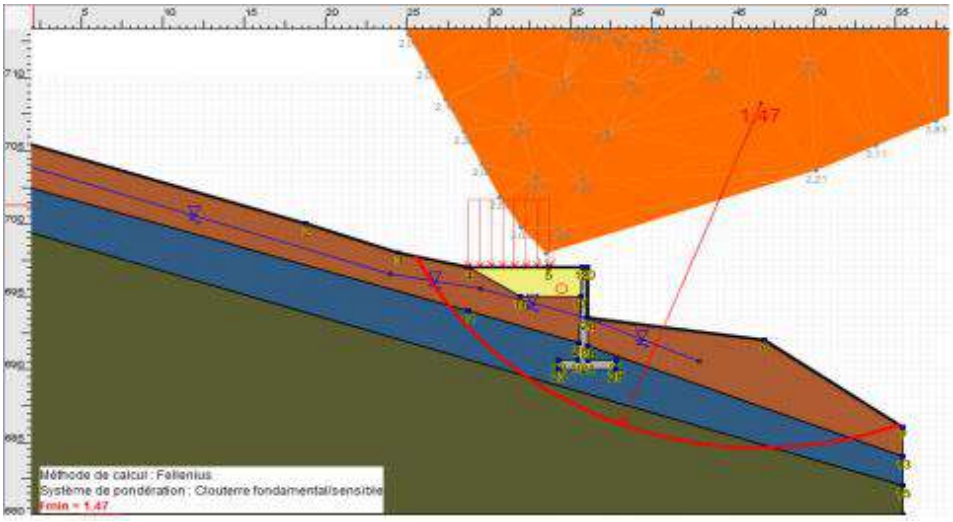


Figure 5.16: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius (sans séisme).

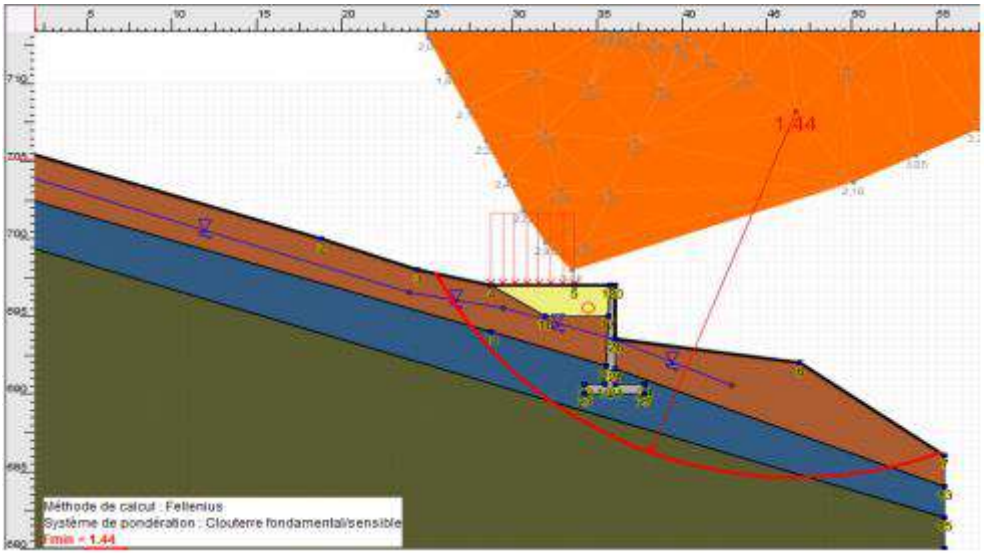


Figure 5.17: Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius (avec séisme).

Tableau 5.2: Résultats des calculs avec les différentes Phases et méthodes

Méthode de calcul	Phase 1 Sans séisme	Phase 2 Avec séisme
Bishop	1.59	1.56
Fellenius	1.47	1.44

V.5.2.2. Interprétation des résultats des calculs :

On remarque pour chaque phase, les valeurs de F_s sont approximativement les mêmes pour les deux méthodes (Bishop, Fellenuis). Par contre, il y a une différence entre une phase et une autre, qui est essentiellement due à l'effet de séisme, sachant que les caractéristiques géotechniques sont les mêmes.

Cette variation au niveau de la valeur de coefficient de sécurité due au procédure de calcule de chaque méthode , mais tout ça confirme qu'on a toujours sur la marge de sécurité.

Les résultats de calcul dans ce cas sont très satisfaisants et montrent une stabilité du talus, du fait que les coefficients de sécurités obtenus sont égaux ou supérieurs à la valeur 1,3.

V.6. Conclusion

D'après les résultats de calcul obtenus avec le logiciel TALREN 4, sur les différentes combinaisons (l'effet de séisme ainsi que la méthode de calcul utilisée), montrent clairement que la solution de confortement proposée pour ce glissement situé dans la route communal reliant la route nationale n°62 à la commune d'OULAD BOUACHRA donne un facteur de sécurité supérieur au coefficient de sécurité admissible.

Donc le talus avec le système de confortement proposé est stable

CONCLUSION GENERALE

Etude et l'analyse d'un mouvement de terrain mettent en évidence de la suppression du risque, les glissements de terrain dans constituent un véritable problème aux gestionnaires des ouvrages public et au privé, vu les désordres qui peuvent être causés par ce phénomène allant d'un simple mouvement de terrain qui nécessite un simple soutènement à un vrai glissement spectaculaire qui cause des désordres importants et désagréments non souhaitables aux habitants et porte atteinte à l'économie nationale par les coûts de traitements trop élevés inévitables.

L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'apprendre les différentes étapes d'une étude de glissement, calculs de stabilité, les techniques de confortement, ainsi que la maitrise de logiciel pour adopter un confortement au glissements de terrain sur la route communal reliant la route nationale n°62 à la commune D'OULAD BOUACHRA.

En premier lieu nous avons analysé les glissements pour définir la surface de rupture potentielle. Cette analyse a été menée à l'aide de logiciel Talren4 qui a permis de localiser la surface du glissement.

En proposant une solution la plus adéquate, nous avons pu en tirer un système de confortement efficace pour résoudre le problème avec la proposition d'un mur en béton armé. on peut conclue que cette technique de stabilisation de talus peut permettre de résoudre le problème de l'instabilité,

Enfin, cette étude du glissement a approfondie énormément nos connaissances concernant le traitement des glissements de terrains et des talus d'une façon générale qui est un phénomène difficile à gérer et qui demande des connaissances profondes dans plusieurs domaines, géotechnique, géologique, hydrogéologique et hydraulique.

Bibliographie

[1] : H,Nassima. L,Sara (2016-2017) « Etude de stabilité d'un talus cas réel :cite ciloc-Constantine » mémoire de master de l'université Larbi Ben Mhidi de Oum El Bouaghi.

[2] : B,Omar. B,Abderrahmane (2018-2019) « Etude géotechnique de glissement de terrain a Mascara » mémoire de master de luniversité Djilali Boumaamra de Khemis Miliana.

[3] : K,Nassim. S,Bilel (2014-2015) « Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité de 50 logements Mezghitane (Jijel) » mémoire de master de l'université Abderrahmane Mira de Bejaia.

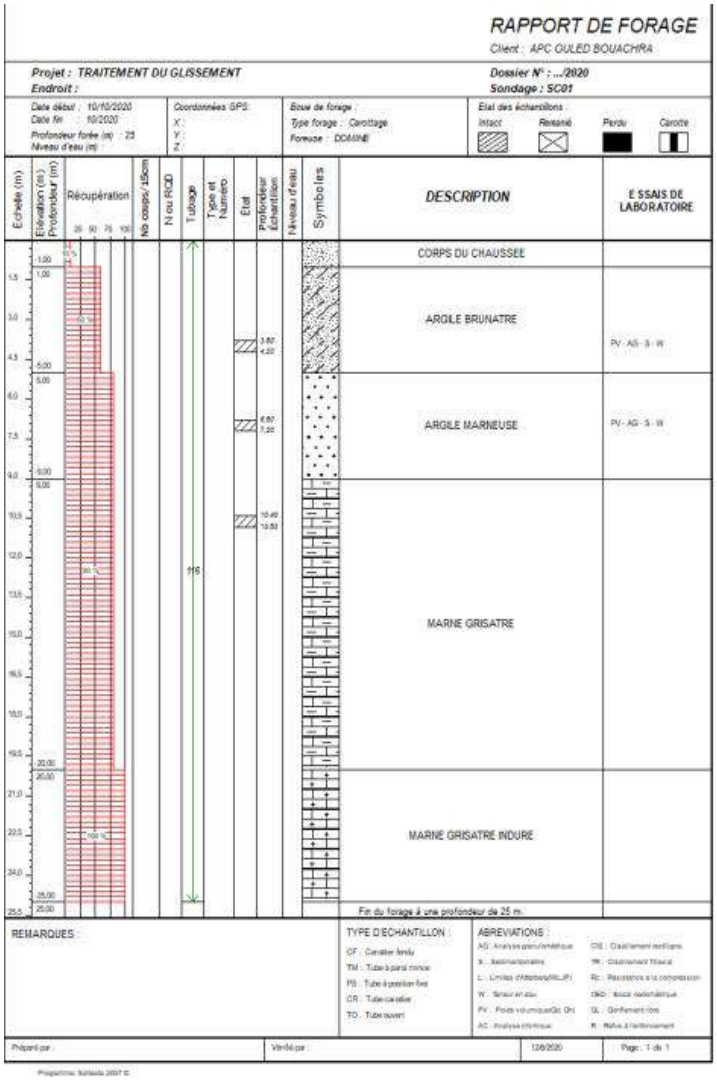
[4] : C,Samira (2012-2013) « Etude de la stabilité d'un versant d'Ain El hammam mémoire de master de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

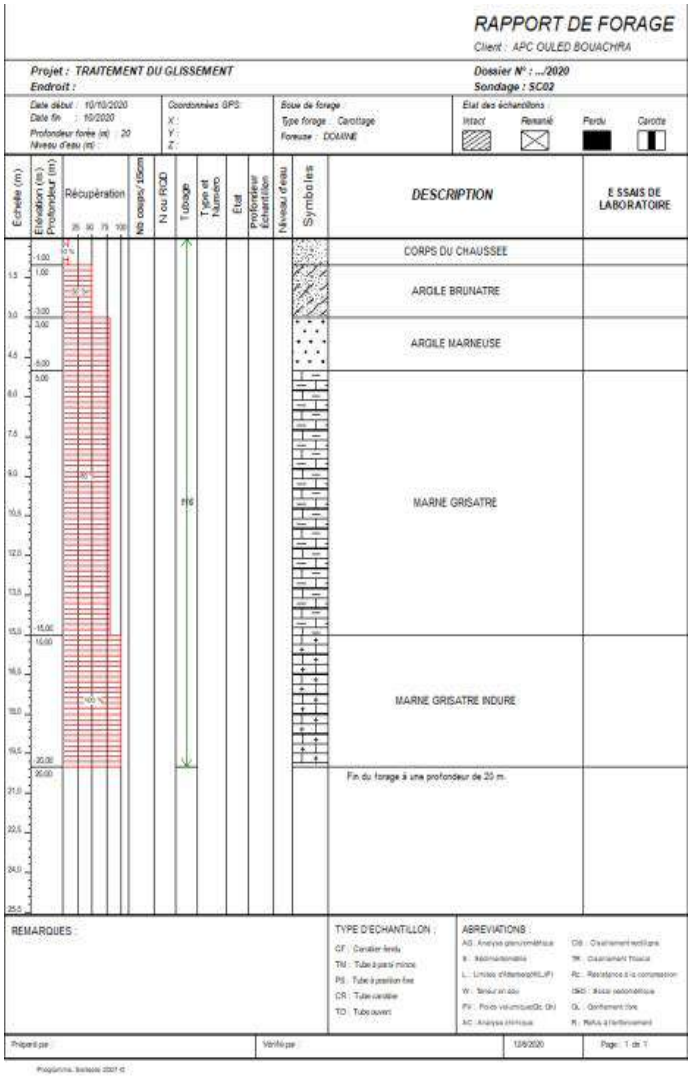
[5] : B,Fares. L,Massaoud (2021-2022) «Etude numérique de la stabilité des talus renforcé par pieux au contournement nord de Médéa » mémoire de master de l'université Yahia Fares de Médéa

[6] : M,Ali. L,Fouad. Z,Ahmed (2015-2016) «Analyse d'un glissement de terrain sur la RN (PK82+700) » mémoire de l'université Yahia Fares de Médéa

Annexes

COUPES LITHOLOGIQUES :





RAPPORT DE FORAGE

Client : APC OULED BOUACHRA

Projet : TRAITEMENT DU GLISSEMENT
Endroit :

Dossier N° : .../2020
Sondage : SC03

Date début : 10/10/2020
Date fin : 10/2020
Profondeur forée (m) : 15
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS
X :
Y :
Z :

Boue de forage
Type forage : Carottage
Foreuse : DOMINE

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Perdu | Carotte

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25, 50, 75, 100)	Nb coups / 15cm	N ou RQD	Tubage	Type et Numéro	Etat	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1,0	1,00	10 %									CORPS DU CHAUSSEE	
2,0	2,00	30 %									ARGILE BRUNATRE	
3,0		60 %									ARGILE MARNEUSE	
4,0	4,00											
5,0												
6,0												
7,0												
8,0												
9,0												
10,0		90 %									MARNE GRISATRE	
11,0												
12,0												
13,0												
14,0												
15,0	15,00											
16,0	15,00										Fin du forage à une profondeur de 15 m.	
17,0												

ø116

REMARQUES :

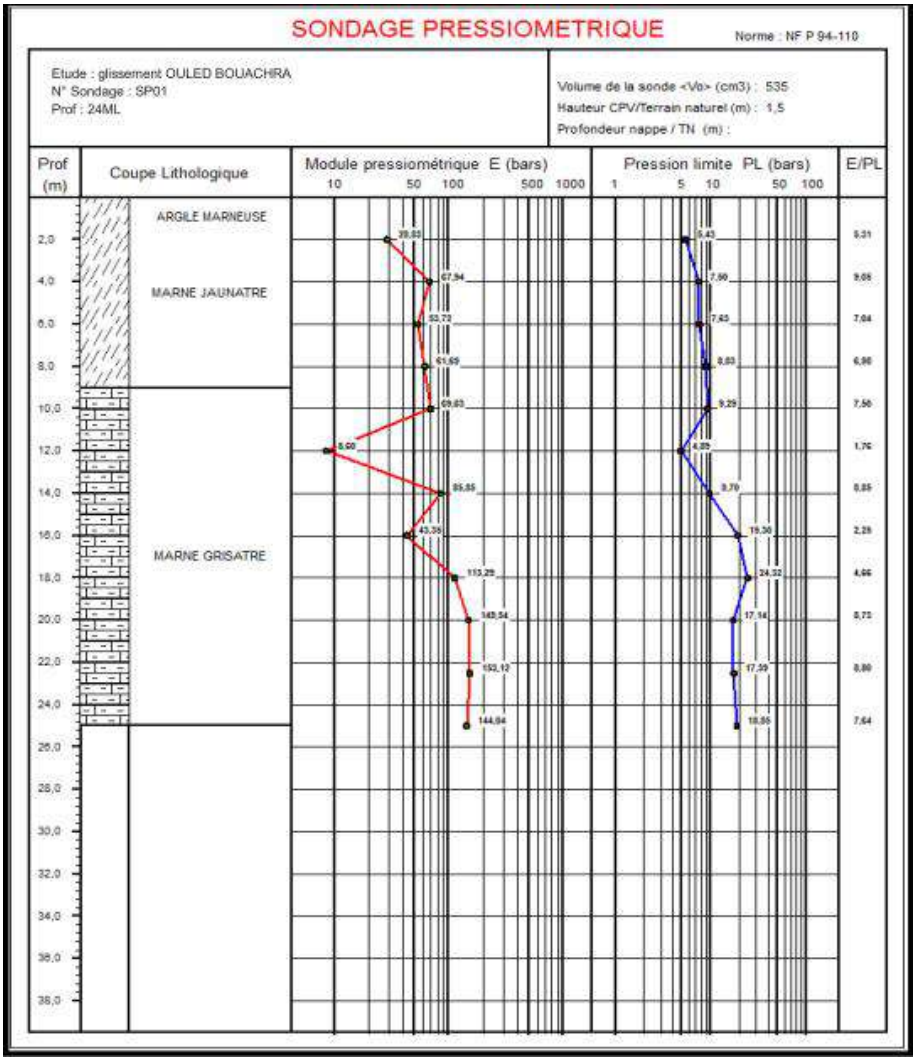
TYPE D'ECHANTILLON :
CF : Carotier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à piston fixe
CR : Tube carotier
TO : Tube ouvert

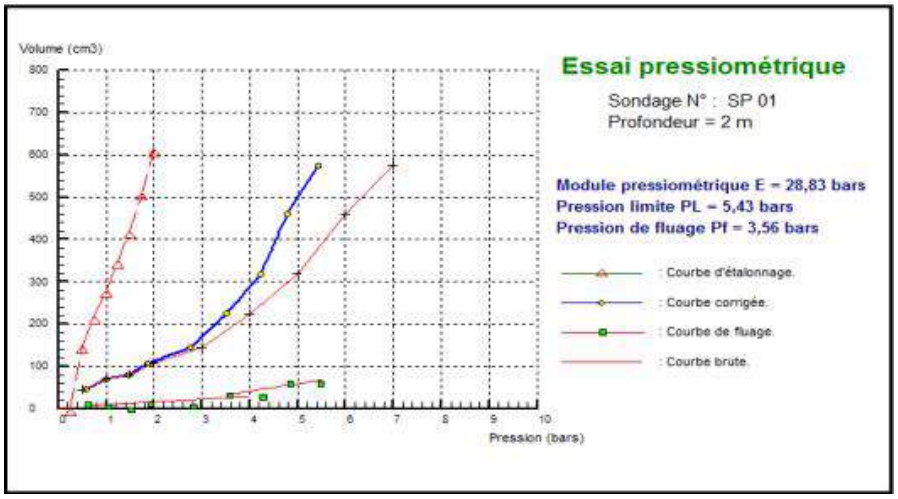
ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
B : Bétonnière
L : Limites d'Atterberg(wL, IP)
W : Teneur en eau
Pv : Poids volumique(Gh, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
CN : Cisaillement triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

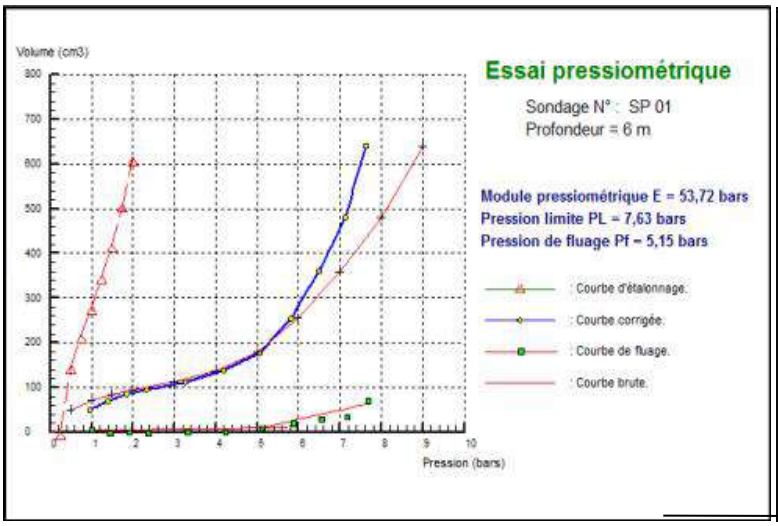
Préparé par	Vérifié par	13/6/2020	Page : 1 de 1

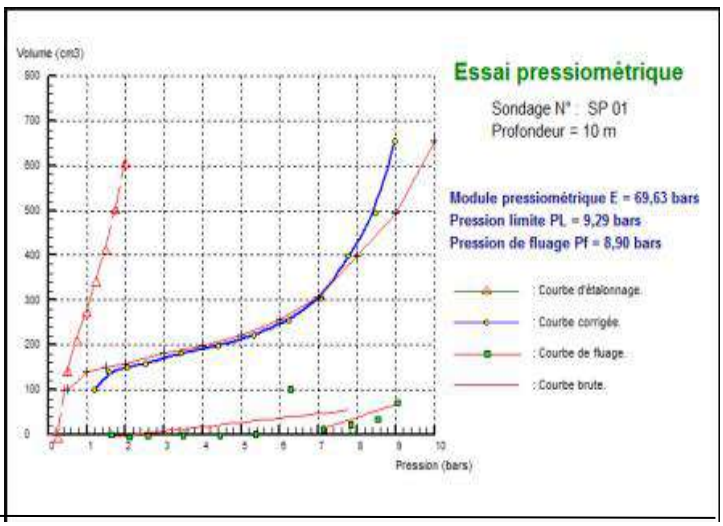
Programme Sondage 2007 ©

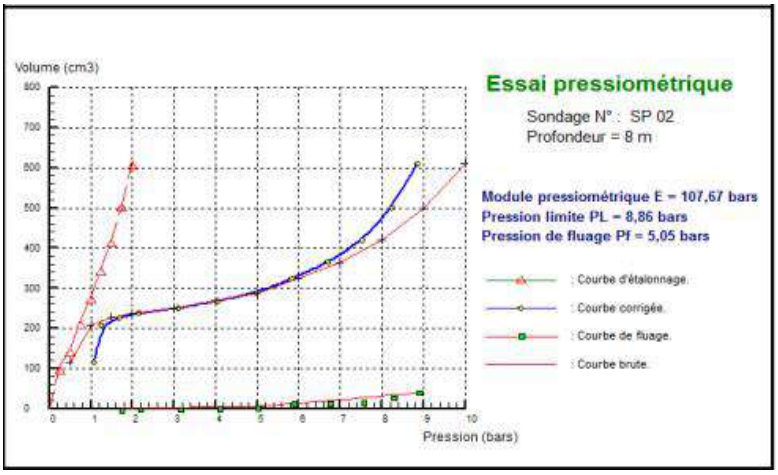
COURBES PRESSIOMETRIQUES :

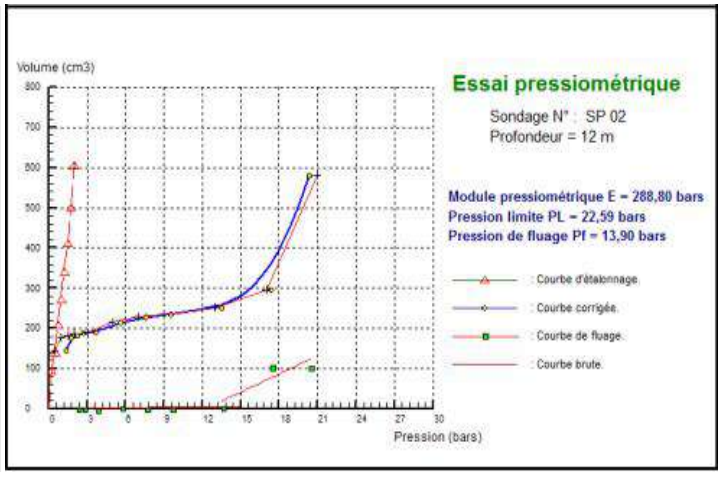


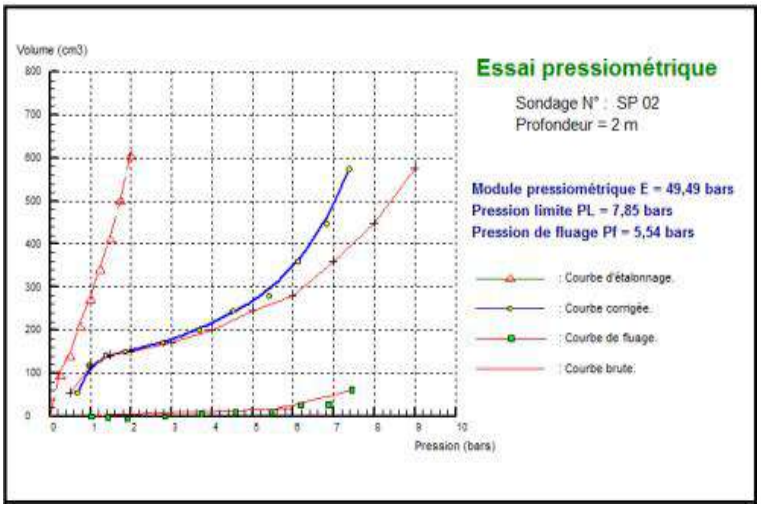


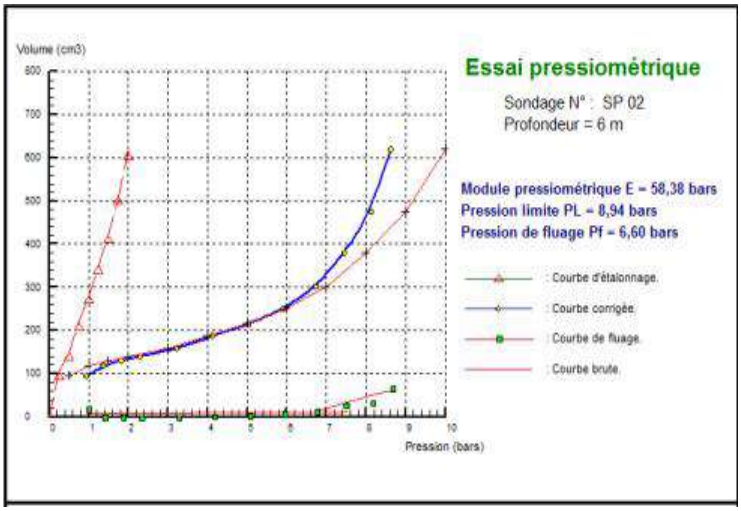

Volume (cm3)
Pression (bars)
Essai pressiométrique
Sondage N° : SP 01
Profondeur = 6 m
Module pressiométrique E = 53,72 bars
Pression limite PL = 7,63 bars
Pression de fluage Pf = 5,15 bars
: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

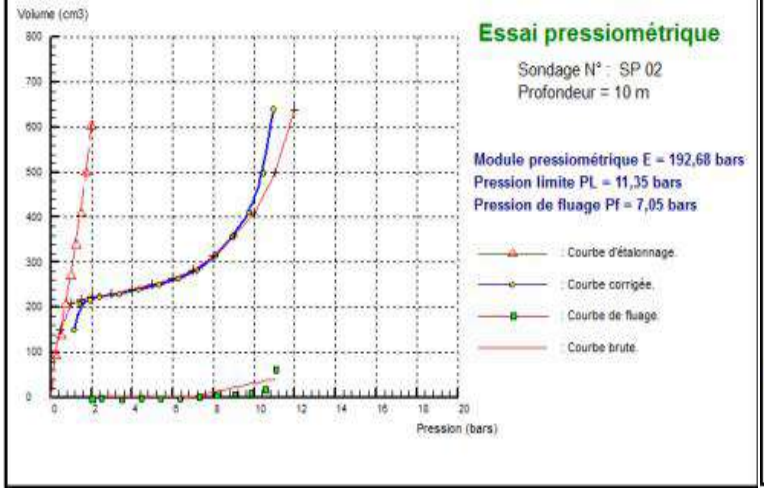

Volume (cm3)
Pression (bars)
Essai pressiométrique
Sondage N° : SP 01
Profondeur = 10 m
Module pressiométrique E = 69,63 bars
Pression limite PL = 9,29 bars
Pression de fluage Pf = 8,90 bars
: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

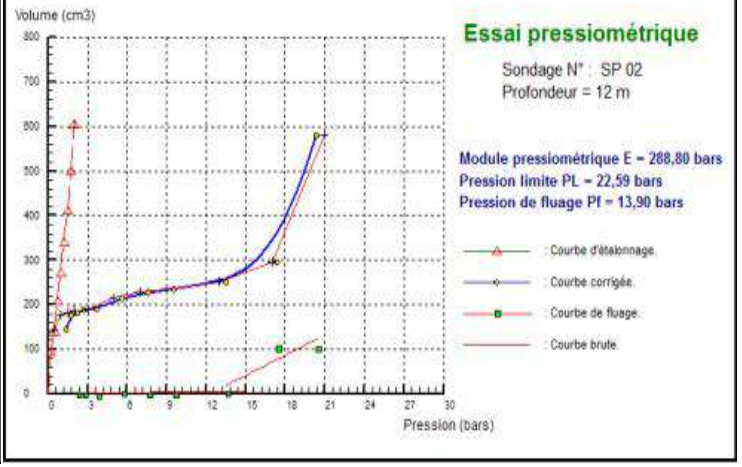

Volume (cm3)
Pression (bars)
Essai pressiométrique
Sondage N° : SP 02
Profondeur = 8 m
Module pressiométrique E = 107,67 bars
Pression limite PL = 8,86 bars
Pression de fluage Pf = 5,05 bars
: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.


Volume (cm3)
Pression (bars)
Essai pressiométrique
Sondage N° : SP 02
Profondeur = 12 m
Module pressiométrique E = 288,80 bars
Pression limite PL = 22,59 bars
Pression de fluage Pf = 13,90 bars
: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.


Volume (cm3)
Pression (bars)
Essai pressiométrique
Sondage N° : SP 02
Profondeur = 2 m
Module pressiométrique E = 49,49 bars
Pression limite PL = 7,85 bars
Pression de fluage Pf = 5,54 bars
Courbe d'étalonnage
Courbe corrigée
Courbe de fluage
Courbe brute


Volume (cm3)
Pression (bars)
Essai pressiométrique
Sondage N° : SP 02
Profondeur = 6 m
Module pressiométrique E = 58,38 bars
Pression limite PL = 8,94 bars
Pression de fluage Pf = 6,60 bars
Courbe d'étalonnage
Courbe corrigée
Courbe de fluage
Courbe brute

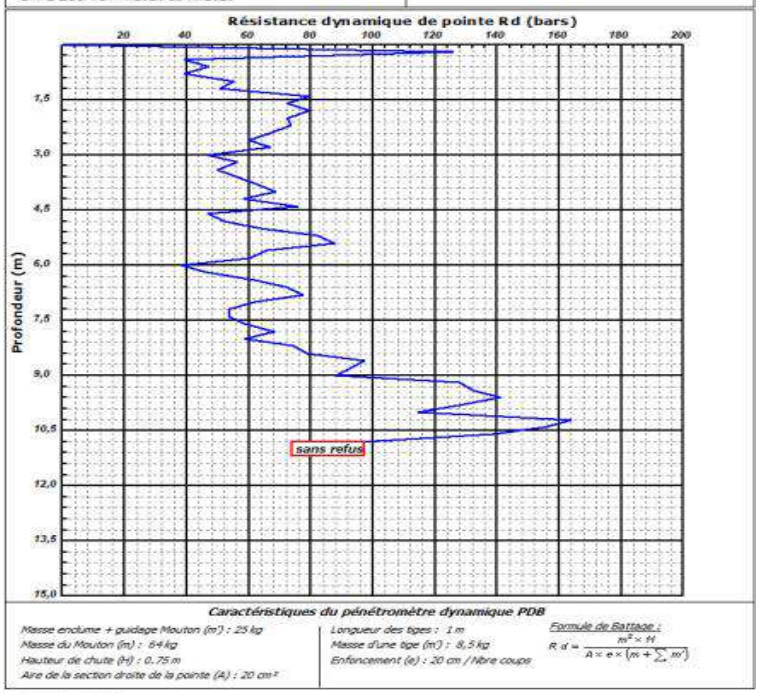

Volume (cm3)
Pression (bars)
Essai pressiométrique
Sondage N° : SP 02
Profondeur = 10 m
Module pressiométrique E = 192,68 bars
Pression limite PL = 11,35 bars
Pression de fluage Pf = 7,05 bars
Courbe d'étalonnage
Courbe corrigée
Courbe de fluage
Courbe brute


Volume (cm3)
Pression (bars)
Essai pressiométrique
Sondage N° : SP 02
Profondeur = 12 m
Module pressiométrique E = 288,80 bars
Pression limite PL = 22,59 bars
Pression de fluage Pf = 13,90 bars
Courbe d'étalonnage
Courbe corrigée
Courbe de fluage
Courbe brute

PENETROGRAMMES :

INTITULE : GLISSEMENT
N°DOSSIER : .../2020
LIEU : CC
CLIENT : APC OULED BOUACHRA
DATE ESSAIS : 11/2020 au 11/2020

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB
Norme : NF P94 - 114
Essai N°: PD 6



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

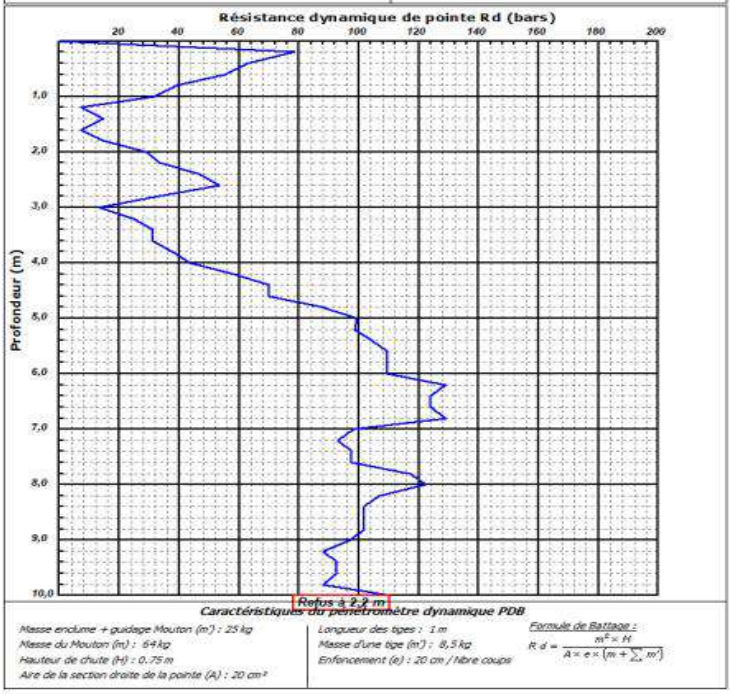
Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm / Nbre coups

Formule de Battage :
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : GLISSEMENT
N°DOSSIER : .../2020
LIEU : CC
CLIENT : APC OULED BOUACHRA
DATE ESSAIS : 11/2020 au 11/2020

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB
Norme : NF P94 - 114
Essai N°: PD 7



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

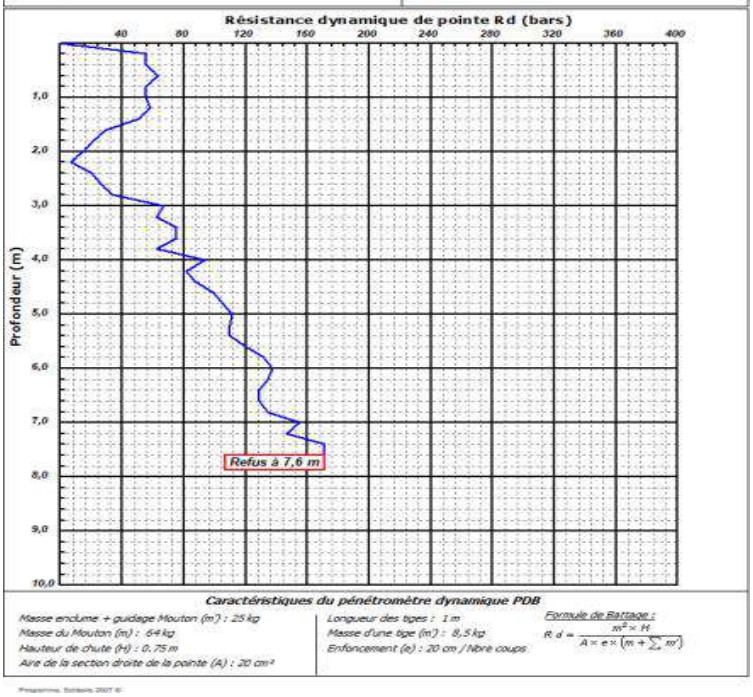
Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm / Nbre coups

Formule de Battage :
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : GLISSEMENT
N°DOSSIER : .../2020
LIEU : CC
CLIENT : APC OULED BOUACHRA
DATE ESSAIS : 11/2020 au 11/2020

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB
Norme : NF P94 - 114
Essai N°: PDL 08



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

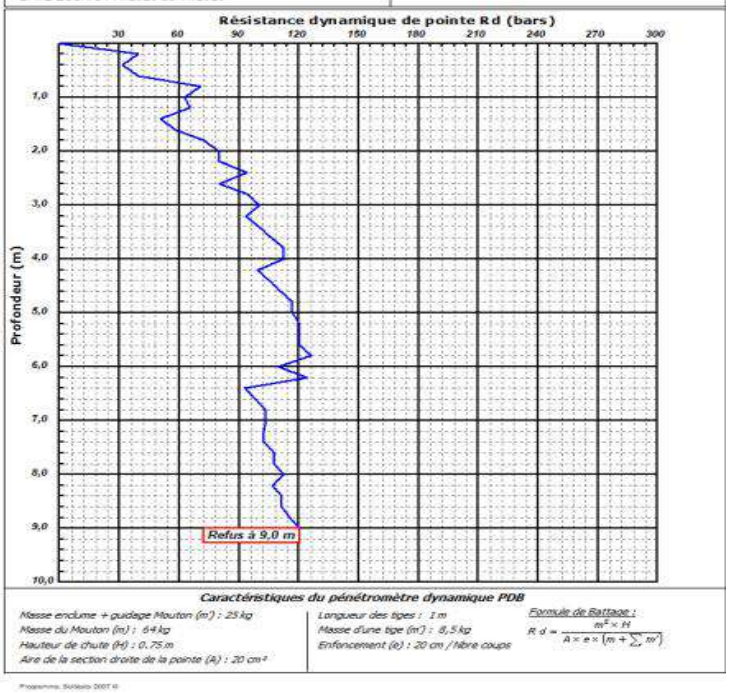
Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm / Nbre coups

Formule de Battage :
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : GLISSEMENT
N°DOSSIER : .../2020
LIEU : CC
CLIENT : APC OULED BOUACHRA
DATE ESSAIS : 11/2020 au 11/2020

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB
Norme : NF P94 - 114
Essai N°: PDL09



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm / Nbre coups

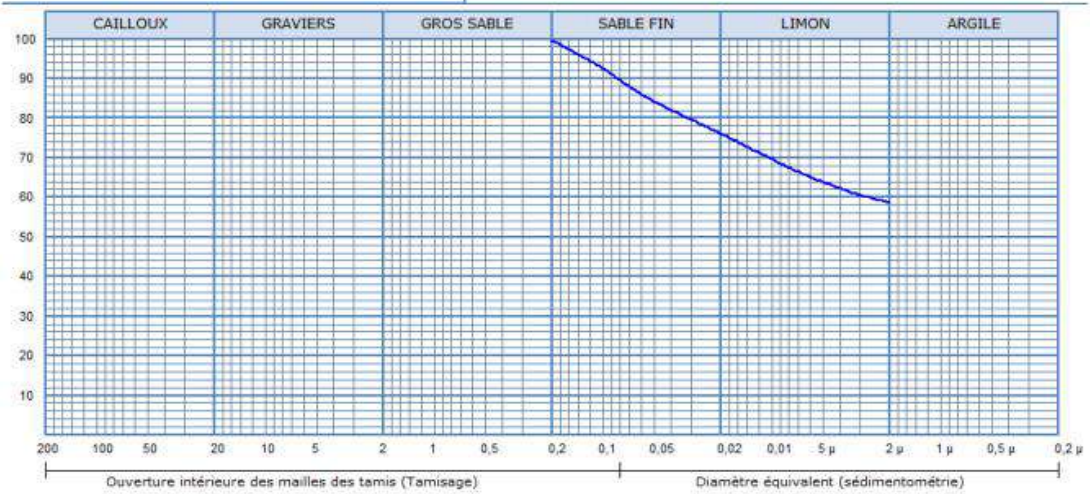
Formule de Battage :
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

ANALYSES
GRANULOMETRIQUES

Projet : Etude de glissement
Client : APC OULED BOUACHRA
Localisation :
Date essai : 2020 au 2020

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC 02: 11.50-11.70M



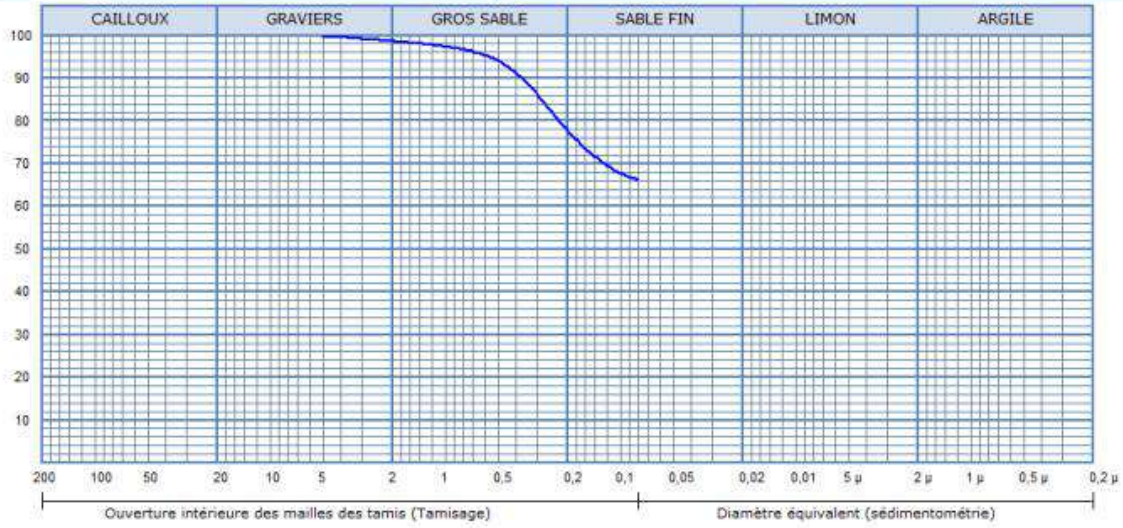
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	91,56 %	50,84 %	28,32 %	22,32 %	LI

Projet : Etude de glissement
Client : APC OULED BOUACHRA
Localisation :
Date essai : 2020 au 2020

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056

SC 02: 1.20-1.50M

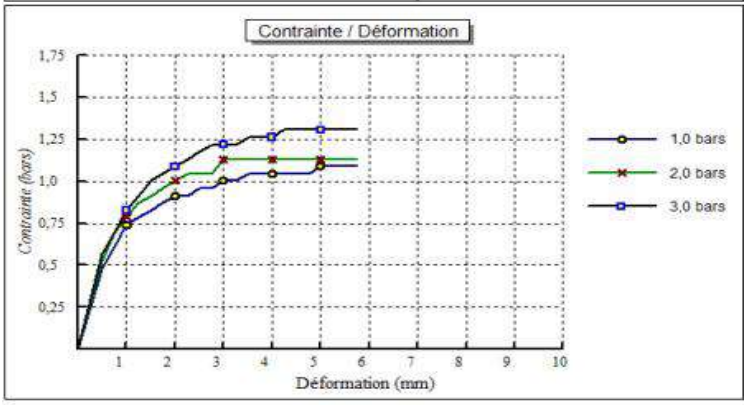


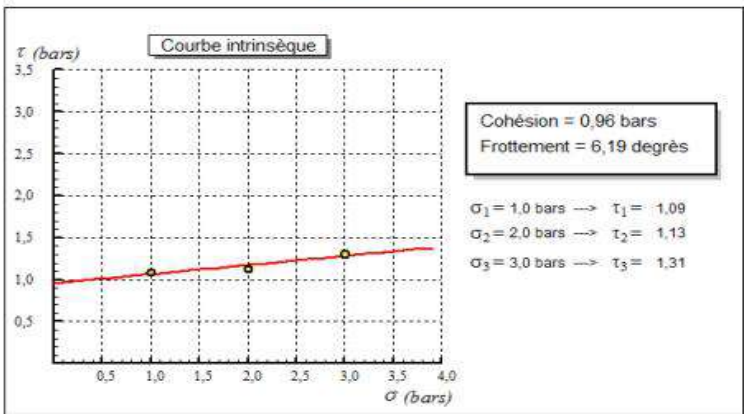
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	66,28 %	30,58 %	17,4 %	13,18 %	Ap

COURBES DE CISAILLEMENT RECTILIGNE :

Etude : glissement OULED BOUACHRA
N° Sondage : SC01
Prof : 4.5-5.10m

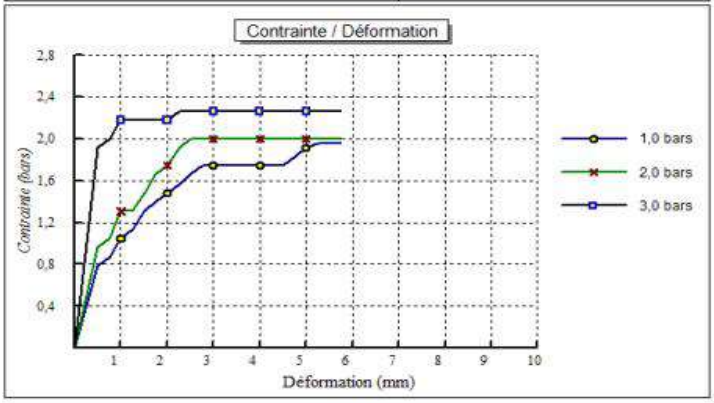
Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1mm/mn

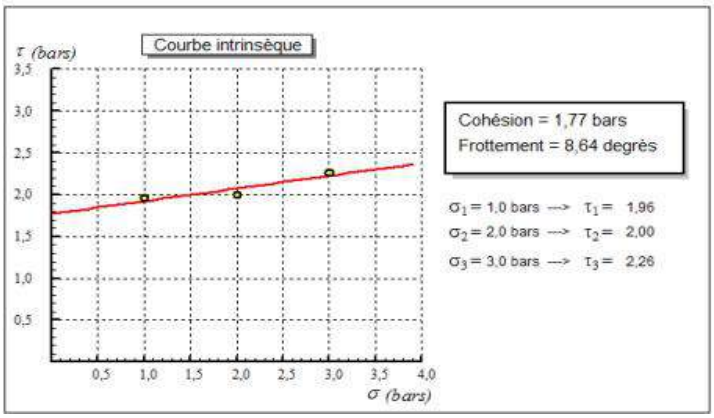




Etude : glissement OULED BOUACHRA
N° Sondage : SC01
Prof : 13.0-13.40

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1mm/mn

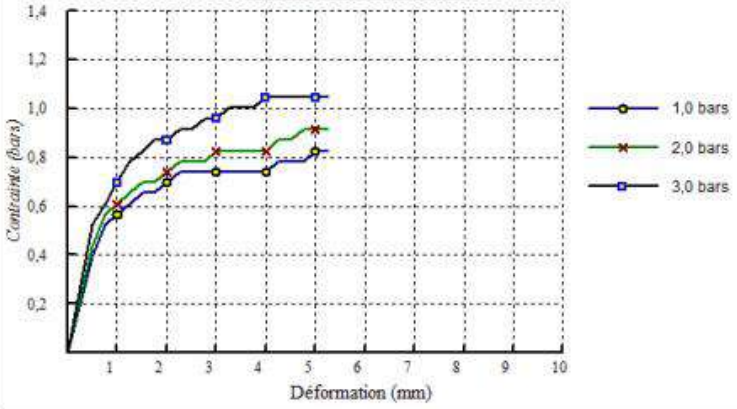




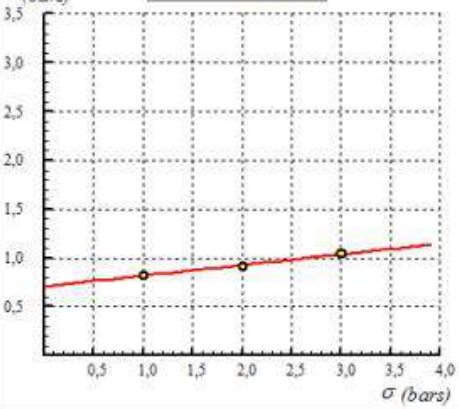
Etude : glissement OULED BOUACHRA
N° Sondage : SC01
Prof : 6.30-6.70

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1mm/mn

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



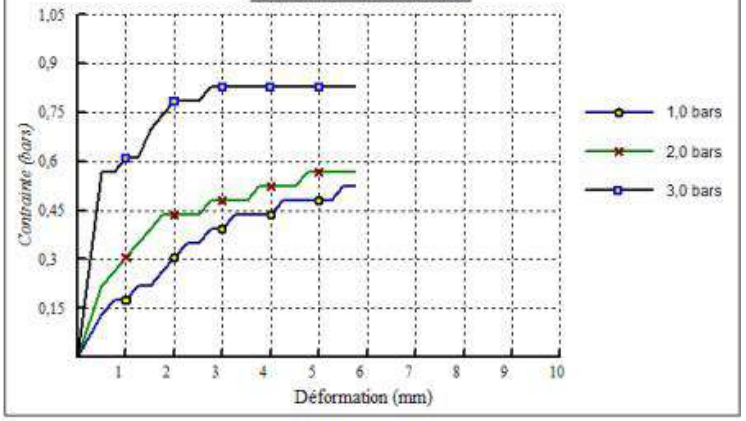
Cohésion = 0,71 bars
Frottement = 6,22 degrés

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,83
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 0,91
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,05

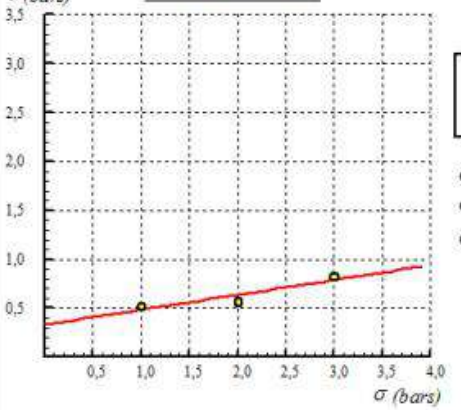
Etude : glissement OULED BOUACHRA
N° Sondage : SC01
Prof : 9.60-10.00

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1mm/mn

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque

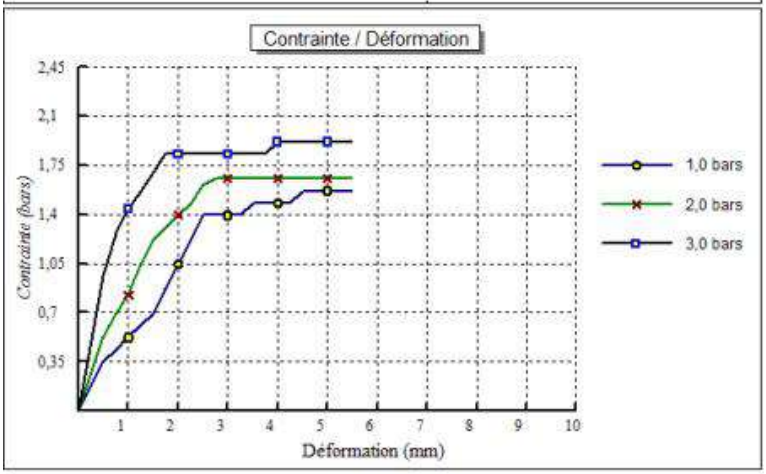


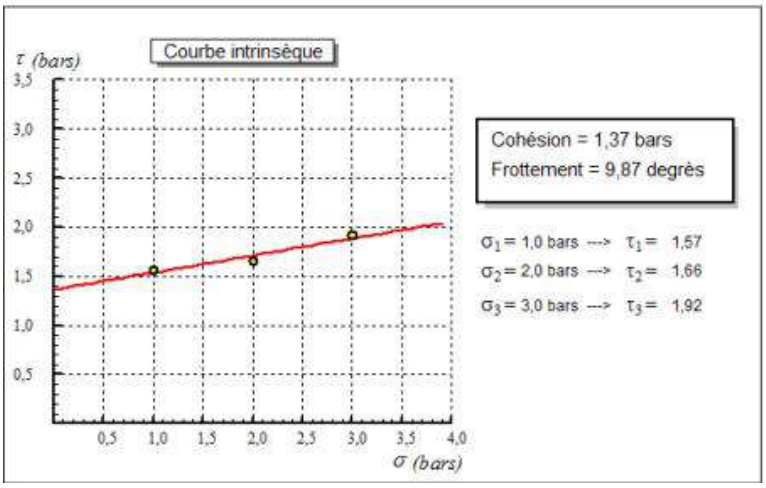
Cohésion = 0,33 bars
Frottement = 8,64 degrés

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,52
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 0,57
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 0,83

Etude : glissement OULED BOUACHRA
N° Sondage : SC02
Prof : 11.70-12.00

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1mm/mn





Etude : glissement OULED BOUACHRA
N° Sondage : SC02
Prof : 8.10-8.50m

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1mm/mn

