

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique.

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie civil

Mémoire de fin de cycle

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie civil

Option :Géotechnique

Thème

*Etude de stabilité et confortement du
glissement de terrain de louvar
imaaliouen(chemini)*

Présenté par :

M^{elle} Chiroual farida

M^r bouguermouh mohand Akli

Devant le jury:

Présidente: M^{me} Chikh Amar

Promoteur :M^{er} Kh.Mehidi

Examinatrices: M^{le} Oudjhani

Promotion 2012-2013



Remerciement

Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force, la santé, et la patience pour arriver là où nous sommes
A l'issue de ce travail, il nous est agréable d'adresser nos remerciements à tous ceux qui ont contribué, à ce qu'il prenne forme, et s'achève en ayant atteint les objectifs tracés et ces quelques phrases ne sont pas suffisantes pour exprimer notre gratitude et reconnaissance

Ainsi c'est à Monsieur MEHIDI KHALED que nous devons en tout premier lieu notre reconnaissance. Il a dirigé magistralement la mise en œuvre des différentes étapes du travail, nous avons bénéficié de sa très grande expérience, de ses remarques avisées et toujours pertinentes.

Nous remercions les membres du jury qui ont bien voulu accepter d'examiner ce mémoire et à cet égard nous leur présentons nos profonds respects, et notre grande gratitude.

Nous rendons grâce à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont suivis durant notre cursus.

Et enfin un grand merci à M. MACHANI KAMEL ingénieure expert à laboratoire LCTP de Bouira pour son aide, pour ses nombreuses marques d'amitiés.

Ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Merci à tout le monde pour tout.

Mohand et Farida





Dédicace

*A cœur vaillant rien d'impossible
A conscience tranquille tout est accessible
Aujourd'hui, ici rassemblés auprès des jurys,
Nous prions dieu que cette soutenance
Fera signe de persévérance
Et que nous serions enchantés
Par notre travail honoré*

Je dédie ce modeste travail à :

Ceux qui m'ont donné le sens de la vie

*Mes très chers parents (DADA AHMED, VAVVA, AMTI,
YEMA).*

DJIDA que dieu la garde.

La mémoire de mon grand père et ma grand-mère.

La mémoire de mon beau-père MOHAND AMAZIANE

LA mémoire de mon ami OMAR BOUZZIZ .

Yema ATIKA, ses filles et ses fils.

*Mon futur mari MALEK, mon âme
sœur et la lumière de mon chemin.*

Ma tante et sa petite famille.

Mes frères et sœurs et leurs enfants.

Toute ma famille.

A ma chère Lila et toute sa famille.

Ma chère copine THINHINANE et sa famille.

Tout mes amis chacun à son non.

A mon binôme et sa famille.

Tous les enseignants qui ont participé à mon épanouissement .

A la mémoire des martyres de l'Algérie et de nos ancêtres.

Une Algérie meilleur, de bon sens, de savoir et de compétence.

Farida





Dédicace

*A cœur vaillant rien d'impossible
A conscience tranquille tout est accessible
Aujourd'hui, ici rassemblés auprès des jurys,
Nous prions dieu que cette soutenance
Fera signe de persévérance
Et que nous serions enchantés
Par notre travail honoré*

*Je dédie ce modeste travail à :
Ceux qui m'ont donné le sens de la vie*

.Mon Père et ma Mère.

*Mes frères et sœurs.
Toute ma famille.
Mes copains de chambre (Rabeh et Sissouh)
Tout mes amis chacun à son non.
A ma binôme et sa famille.
Tous les enseignants qui ont participé à mon épanouissement.
A la mémoire des martyres de l'Algérie et de nos ancêtres.
Une Algérie meilleur, de bon sens, de savoir et de compétence.*

..

MOHAND



Introduction générale..... 1

PARTIE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction 02

I.2. Définition du glissement du terrain 02

I.3. Morphologie général d'un glissement de terrain 02

I.4. Nature des matériaux géologiques d'un glissement de terrain 04

I.5. Classification les mouvements de masse 04

 I.5.1. Les écoulement éboulement 05

 I.5.2. Les éboulement 07

 I.5.3. Glissements 07

 I.5.3.1. Glissements plans 07

 I.5.3.2. Glissements rotationnel 09

 I.5.3.2. Glissement rotationnel complexe 10

 I.5.4. Les coulée boueuses..... 11

 I.5.5. Fluage..... 12

Chapitre II. Principales causes d'un glissement de terrain

II.1. Introduction 13

II.2. Nature des terrains constituant le versant 13

II.3. Les diverses formes d'action de l'eau 14

 II.3.1. Action rhéologique de l'eau 14

 II.3.2. Effets de la pression interstitielle 14

 II.3.3. Pression de courant 15

II.4. Les facteurs mécaniques externes..... 15

 II.4.1. Suppression de la butée de pied d'un versant :..... 15

 II.4.2. Implantation de surcharge sur un versant 16

 II.4.3. L'effet de déboisement 18

 II.4.4. Les séismes et les vibrations 18

II.5. Evolution d'un glissement de terrain 18

Chapitre III. Processus d'étude de glissement de terrain

III.1. Introduction..... 19

III.2. Topographique d'une zone instable..... 19

Table des matières

III.2.1. Etablissement des cartes topographique	19
III.2.2. Piquetage de site.....	20
III.3. Géologie du site	20
III.4. Hydrologique et hydrogéologique du site.....	21
III.5. Etude géotechnique.....	21
III.5.1. Les sondage mécaniques.....	22
III.5.2. Valorisation des sondages	23
III.5.3. Prospection géophysique	23
III.6. Synthèse des informations disponibles.....	23
III.7. Calcul de stabilité.....	24
<i>Chapitre IV. Calcul de stabilité</i>	
IV.1. Introduction.....	25
IV.2. Eléments de base du calcul.....	25
IV.3. Les méthodes de calcul.....	26
IV.3.1. Les calculs à la rupture.....	26
IV.3.2. Les calculs en contraintes-déformations	26
IV.4. Notion de coefficient de sécurité	26
IV.4.1. Ruptures planes ou multi planaires (calcul à l'équilibre limite).....	27
IV.4.2. Ruptures rotationnelles	27
IV.4.2.1. Méthode des tranches.....	29
IV.4.2.1.a. Méthode de fellenius.....	29
IV.4.2.1.b. Méthode des tranches de Bichop	34
IV.4.2.1.c. Méthode Bichop simplifiée	35
IV.4.2.1.d. Méthode de cercle de frottement.....	35
IV.4.2.1.e. Méthode simplifiée de jambu.....	38
IV.4.2.1.f. Méthode de Morgenstern et Price	39
IV.4.3. Récapitulation des méthodes d'équilibre limite	40
IV.4.4. Choix du coefficient de sécurité	42
<i>Chapitre V. Les méthodes de confortement</i>	
V.1. Introduction.....	43
V.2. Terrassements.....	43
V.2.1. Remblai de pied.....	43
V.2.2. Allègement en tête.....	44

Table des matières

V.2.3. Reprofilage.....	45
V.2.4. Purge.....	45
V.2.5. Substitution totale ou partielle.....	45
V.3. Dispositifs de drainage.....	46
V.4. Confortement mécanique.....	51
V.4.a. L’ancrage.....	51
V.4.b. Cloutage.....	52
V.4.c. Les rangées de pieux, de barrettes ou de profiles métalliques	53
V.4.d. Les murs de soutènements.....	54

PARTIE II : PARTIE PRATIQUE

Chapitre I. Présentation du site

I.1. Situation géographique.....	56
I.2. Caractéristique de site	58
I.3. Classification des zones sismiques	59
I.4. Géologie.....	60
I.4.1. Cadre géologie local	60
I.4.2. Stratigraphie.....	62
I.5. Hydrographie.....	63
I.5.1. Aperçu climatiques Hydrographie.....	63
I.5.2. Hydrologie de surface et les apports d’eau artificiels	66
I.7. Géomorphologie.....	69
I.7.1. Descriptions Géomorphologie du terrain.....	69
I.7.1. Suivis des glissements de terrains.....	70
I.8. Description des désordres.....	73
I.8.1. Etats des constructions	73

Chapitre II. Etude géotechnique

II.1. Introduction.....	74
II.2. Essais in-situ	74
II.2.1. Prospection géophysique.....	76
II.2.1.a. Introduction.....	76
II.2.1.b. Aperçu théorique	76
II.2.1.c. Réalisation des essais de reconnaissance.....	76

Table des matières

II.2.2. Pénétrömètre dynamique lourd	80
II.2.2.a. Généralités.....	80
II.2.2.b. Equipements et mise en œuvre	81
II.2.2.c. Réalisation des essais de pénétrométriques	81
II.2.2.d. Interprétation qualitative.....	81
II.2.2.e. Interprétation des résultats.....	82
II.3. Sondage carotté	83
II.3.1. Sondage carottés.....	83
II.3.2. Equipement utilisés dans le sondage au carottage	83
II.4. Essais de laboratoire.....	86
II.4.1.1. Identification physique.....	86
II.4.1.2. Teneur en eau.....	87
II.4.1.3. Degré de Saturation.....	87
II.4.1.4. Les limites d'Atterberg	87
II.5. Granularité	91
II.6. Essais de cisaillement et de rupture.....	95
II.6.1. Principe de l'essai de cisaillement	95
II.6.2. Résultats des essais.....	97
II.7. Interprétation des résultats	97

Chapitre III. Calcul de stabilité

III.1. Introduction.....	99
III.2. Définition du type de glissement	99
III.3. Les paramètres retenus pour le calcul	100
III.4. Calcul de stabilité en rupture plane.....	100
III.4.1. Principe et méthode	101
III.4.1.1. Méthodes de pente indéfinie	101
III.5. Introduction.....	105
III.6. Présentation de logiciel.....	105
III.7. Hypothèse de calcul	107
III.7.1. Grid et rayons	108
III.7.2. Entré et sortie.....	109

Table des matières

III.7.3. Canalisation automatique.....	110
III.7.4. Représentation de modèle géométrie utilisé	110
III.7.5. Simulation du talus sans présence de nappe.....	111
III.7.6. Synthèse des résultats	113

Chapitre IV. Etude du confortement

IV.1 Solutions de confortement.....	114
IV.2. Drainage des schistes altérés	114
IV.2.a. Drainage verticaux	115
IV.3. Implantations de la couverture végétale.....	115
IV.4. Implantation d'un ouvrage de soutènement.....	116
IV.4.1. Définition de clouage.....	116
IV.4.2. Calcul de l'effort de clouage	116
IV.5. Disposition des pieux.....	118
IV.6. Ferrailage des pieux.....	119

Conclusion générale

Bibliographie

Les annexes

Introduction générale

Introduction :

La terre a un cycle de vie qui lui est propre, ses roches naissent, vieillissent, meurent et puis renaissent dans le cœur en fusion de notre planète. Les glissements de terrains font partie de ce processus naturel.

Les glissements de terrain constituent en général des phénomènes naturels ponctuels à effets limités. Cependant, par leur diversité et leur fréquence, ils restent responsables de dommages importants et coûteux.

Ils correspondent à des déplacements d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Les volumes de sol mis en jeu sont très variables, ils dépendent de la profondeur de la surface de glissement, allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. Ainsi l'extension des glissements de terrain peut varier du simple glissement de talus très localisé, au mouvement de grande ampleur concernant l'ensemble d'un versant.

Cet aléa à l'heure actuelle est l'une des préoccupations majeures des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages en exploitant les outils traditionnels reposant sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite). Pour la bonne maîtrise du problème ; on fait toujours appel à des outils informatiques conduisant à des résultats précis.

Ce travail de fin d'étude s'inscrit dans une optique d'analyse de stabilité d'un glissement de terrain situé au site LOUVAR dans la commune de CHEMINI.

A cet égard notre travail est structuré en deux parties :

La première partie consiste à une étude bibliographique sur les différents types de mouvement, les causes, le processus d'étude et les différentes méthodes de calcul de stabilité, ainsi que les méthodes de confortement.

La seconde partie, englobe trois chapitres et constitue l'objet principal de notre étude. On commence par une présentation du site et les reconnaissances géotechniques. Dans le chapitre suivant on réalise une étude théorique de calcul de stabilité du glissement en question ; suit par une approche numérique réalisée par logiciel <GEO-SLOPE>. On clôture la deuxième partie par un choix de confortement. Enfin ; on achève notre travail par une conclusion générale qui résume les points les plus importants étudiés dans ce mémoire.

***PARTIE I : ETUDE
THEORIQUE***

Chapitre I : Généralités

I. 1 .Introduction :

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

I. 2. Définition du glissement de terrains :

Un glissement de terrain est un phénomène géologique qui regroupe l'ensemble du déplacement plus ou moins brutal du sol sur un plan de rupture incliné .C'est un mouvement de masse sur une pente sous l'action directe de la gravité, des forces extérieures (hydrauliques ou sismiques). Ils affectent des ouvrages construits par l'homme (déblai ou remblai) ou des pentes naturelles. Le volume du terrain glissé est très variable ; de quelques mètres cubes (loupes) à plusieurs millions de mètres cubes (versants entiers). [1]

I.3.Morphologie générale d'un glissement de terrain :

Lors de ses travaux pour l'UNESCO, Vernes en 1978 a élaboré un bloc diagramme idéal mettant en exergue les caractéristiques d'un glissement de terrain complexe. On y observe une surface de rupture très nette le long de laquelle les matériaux impliqués dans le glissement de terrain se déplacent au-dessus de matériaux que le phénomène n'affecte pas. Le diagramme montre également que la surface de rupture s'étend sur une profondeur considérable de sorte qu'un glissement de terrain ne saurait être considéré comme un phénomène superficiel. [2]

- **Escarpelement principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement a son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Couronne** : zone située au dessus de l'escarpement principal souvent peu affectée par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

Chapitre I

- **Escarpement secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Élément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flan** : limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps** : partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

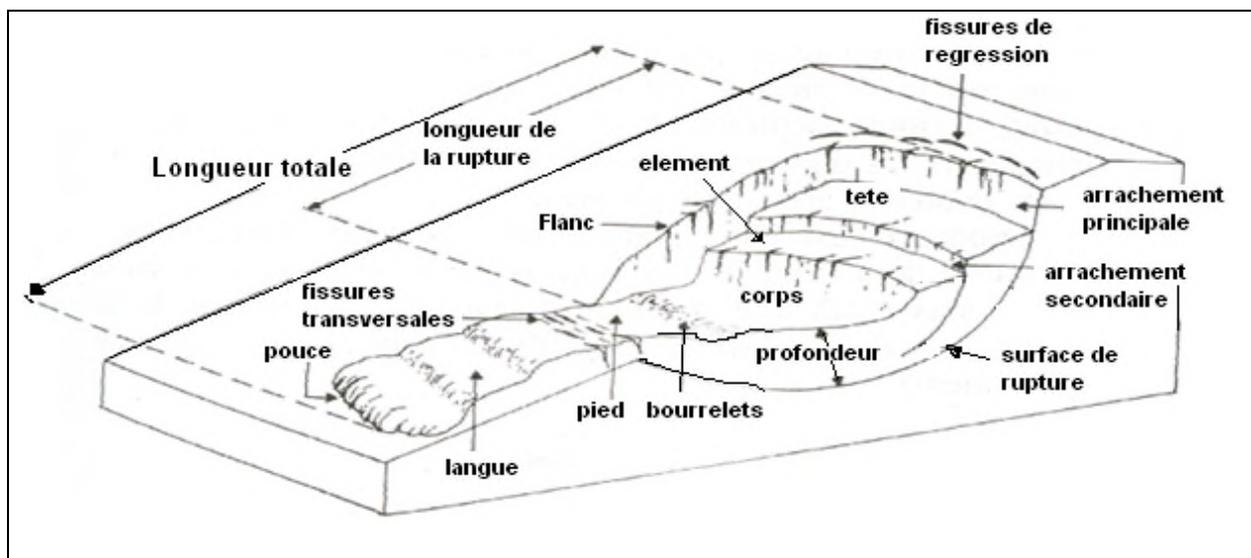


Figure I.1: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain

I.4 .Nature des matériaux géologiques concerné par le glissement :

- **Le Rocher** : c'est une masse dure ou ferme qui était intacte et dans son milieu naturel avant le déclanchement du mouvement.
- **Le Sol** : il s'agit d'un agrégat de particules solides, en général des minéraux et des blocs qui ont été transportés ou formés par l'altération d'un rocher sur un site. Les gaz et/ou liquides occupant les pores et espaces interstitiels du sol font partie du sol.
- **La Terre** : elle décrit le matériau dont 80% ou plus des particules qui compose sa structure ont une taille inférieure à 2 mm, valeur maximale atteinte par les grains de sable.
- **Les Débris** : ils contiennent une proportion importante de matériaux grossier ; 20% à 80% des particules ont une taille qui dépasse les 2 mm, les particules restantes sont plus petites que 2 mm.

I .5.Classification des mouvements de masse :

Les mouvements qui affectent les versants sont extrêmement variés par leur dimension, leur morphologie et leur évolution cinématique.

De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique et nature des matériaux,

Trois familles principales de phénomènes, à l'origine de déplacements importants de matériaux sur les talus et versants peuvent être distinguées :

- **les glissements en terrain meuble** : caractérisés par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements.
- **les éboulements** : en terrain rocheux, engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers le pied du versant ;
- **les coulées boueuses ou coulées de débris** : assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. [3]

Chapitre I

I.5.1. Les écroulements et éboulement :

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses de grande ampleur (plusieurs million de m³). Ce sont des phénomènes rapides et brutaux qui affectent des roches rigides et fracturées. [2]

Ces phénomènes se caractérisent par leur vitesse de chute élevée (plus de 40m /s) et d'une très grande distance de transport (plusieurs kilomètres). Ils peuvent être dus à des causes internes au massif rocheux.

On distingue :

- Dislocation d'une masse rocheuse diaclasée (Fig.I.2) par altération interne ou accroissement de pressions interstitielles.

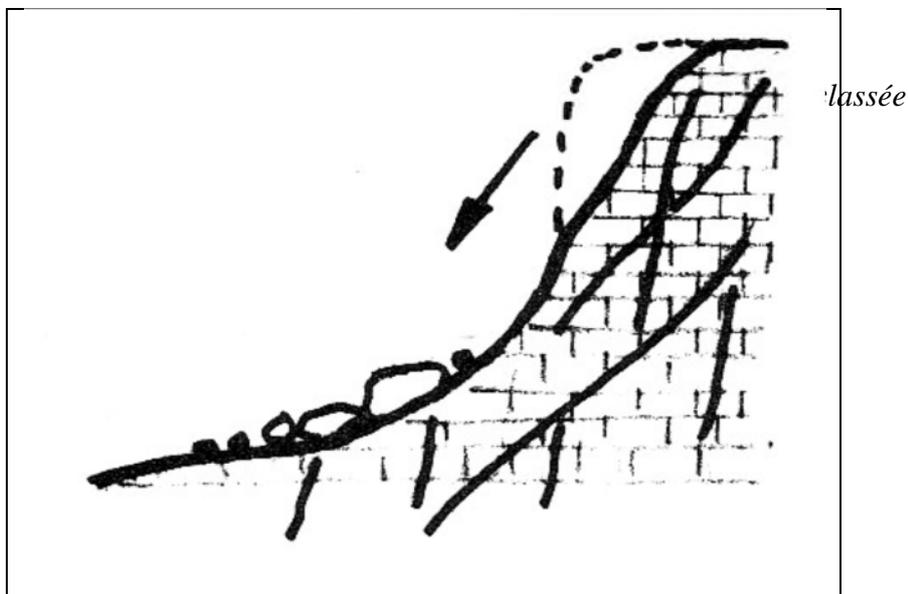


Figure I.2 : écoulement d'une masse rocheuse diaclasée

- Glissement banc sur banc d'une masse rocheuse stratifiée (Fig. I.3)

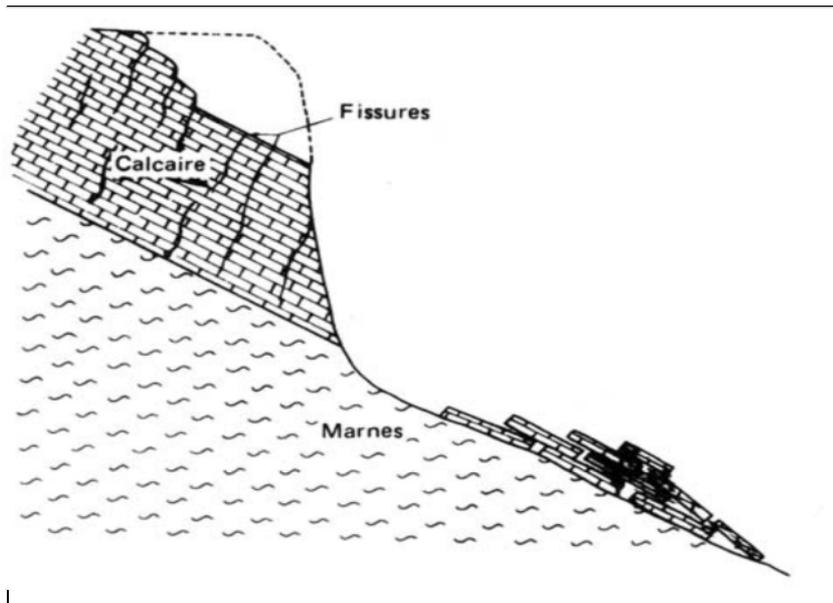


Figure I.3 : écoulement par glissement banc sur banc

- Écroulements de masses mises en surplomb par érosion ou dislocation de couches tendres sous-jacentes (Fig. I.4)

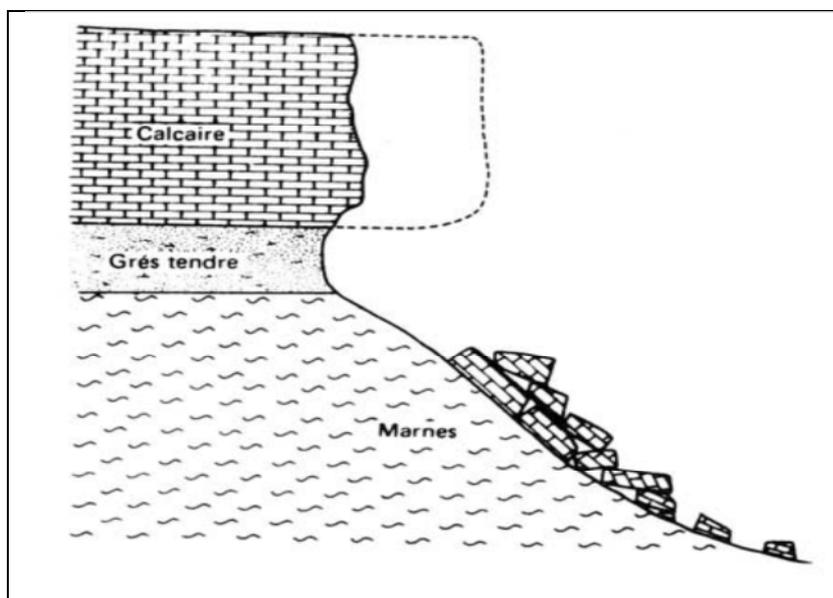


Figure I.4 : écoulement de surplomb

- Écroulement par fluage ou glissement d'une couche sous-jacente (Fig. I.5).

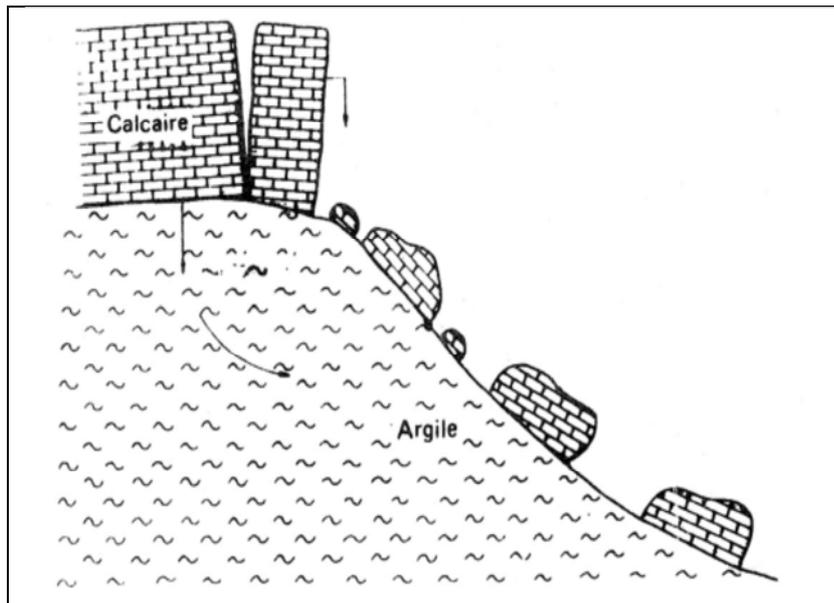


Figure I.5 : écroulement par fluage

I .5.2.Les éboulement :

Les éboulements au sens large (phénomène de chute) sont des mouvements rapides de masse .Le matériaux éboulé ; qui s'est détaché du massif rocheux selon des surfaces de discontinuité (pendage ; schistosité, fissure ; ou fracture) parcourt la plus grandes partie de son déplacement dans l'air. [4]

I .5.2. Les glissements :

Un glissement de terrain correspond à un : «déplacement d'une masse de terrains meuble ou rocheuse le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques). [5]

Ils sont très fréquents et se produisent généralement dans des matériaux beaucoup plus meubles que ceux affectés par les écroulements.

On les classe en deux types simples qui peuvent éventuellement se combiner pour donner naissance au glissement composé.

I .5.2.1. Glissement plan :

Le terrain glisse le long d'une pente sous forme de translation sur un plan incliné. En général ce plan est prolongé vers le haut par une fissure de traction. Le plan de glissement s'établit dans la majorité des cas, sur une discontinuité du milieu par :

- Joint de stratification, dans le cas d'une série sédimentaire à pendage aval.

Chapitre I

- Surface de contact entre un terrain de couverture et le substratum constitué par les terrains en places.
- Schistosité du plan de clivage.
- Plan de faille.

La rupture peut alors correspondre au cisaillement d'une couche de faible résistance, ou le glissement sur un joint séparant deux formations de nature différente. Ce type de glissement est donc avant tout conditionné par la structure de la formation et la présence de discontinuité en aval.

Les cause qui déclenchent ou accélèrent les glissements plans sont :

- Les terrassements ou les fouilles creusées au pied de versant, dans ce cas la position du plan de glissement dépend en partie de la profondeur de la fouille.
- Les joints argileux sont particulièrement favorables aux déclenchements de glissement plan. Lorsque les terrains qui les surmontent sont perméables (calcaire, grés), les eaux d'infiltration sont arrêtées par ces joints qui se ramollissent et jouent un rôle de « couche savon » pour les formations sous-jacentes [6].

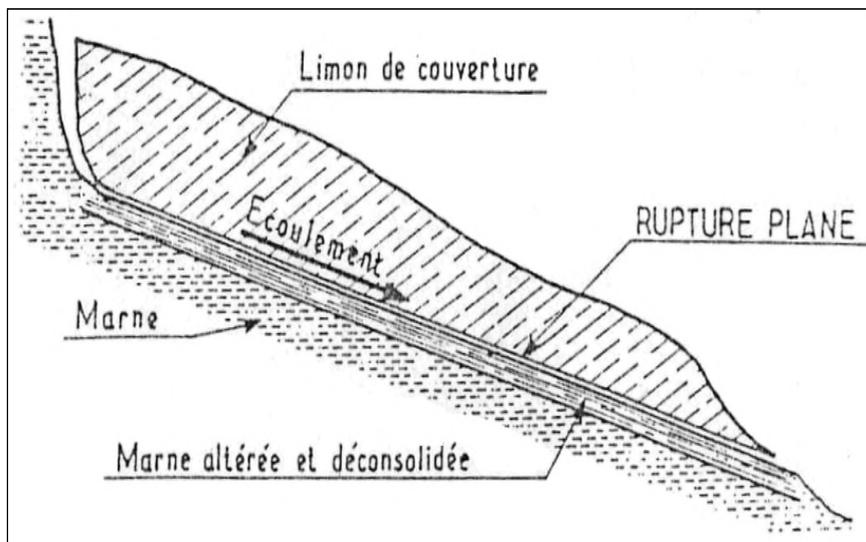


Figure I.6: Glissement plan (G. Philipponnat, 1987).

Les glissements plans se manifestent d'une manière brutale, mais se produisent rarement, car nécessitent un plan de glissement préexistant ; stratification, nature du matériau.

I.5.2.2. Glissements rotationnels :

Ils se développent en principe dans les milieux homogènes et isotropes, c'est à dire non affecté par la présence de discontinuité géologique.

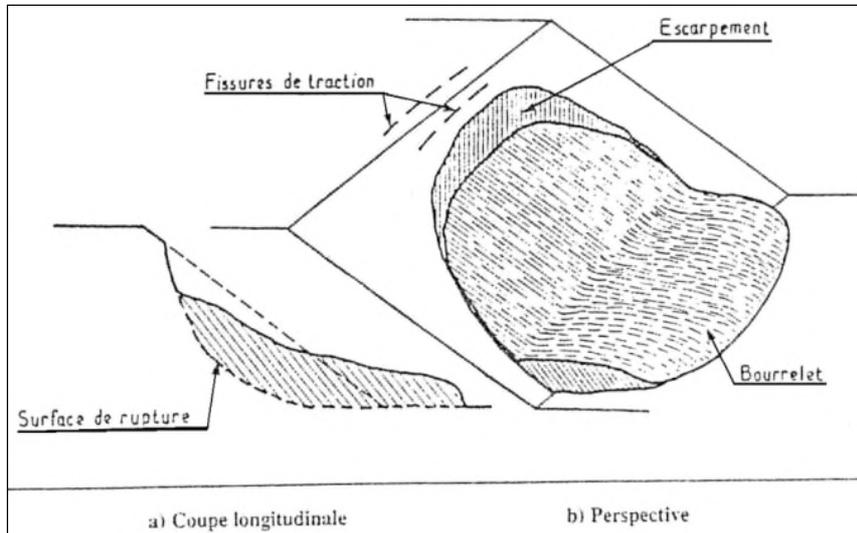


Figure I.7: Glissement rotationnels (G. Philipponnat, 1987).

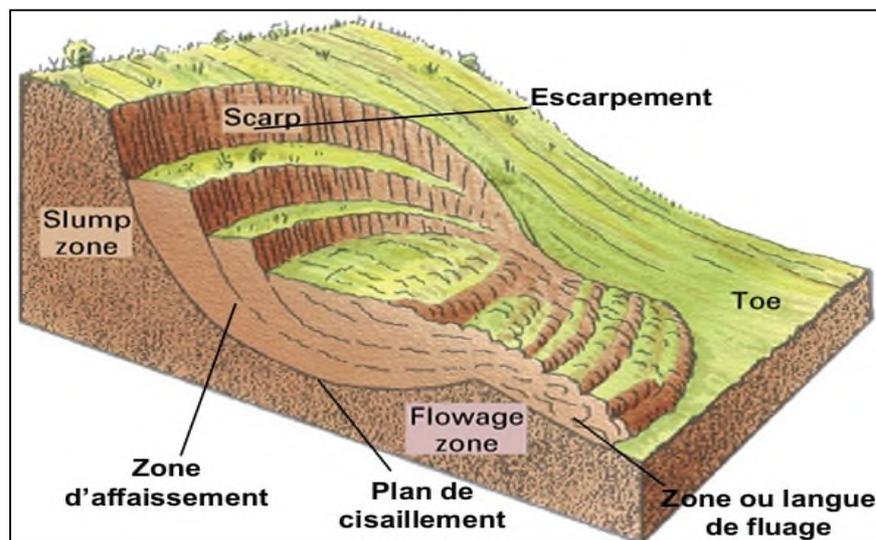


Figure I.8: Glissement rotationnel

La surface de rupture est creuse et a l'allure d'une cuillère, la coupe latérale a une forme circulaire, ce qui permet d'admettre que le mouvement est une rotation de la masse instable autour d'un centre fictif.

Chapitre I

Dans la plus part des calculs de stabilité, pour la commodité mathématique, la surface de rupture est supposée cylindrique et de section droite circulaire ; le calcul se ramène alors à l'étude de l'équilibre de rotation à deux dimension.

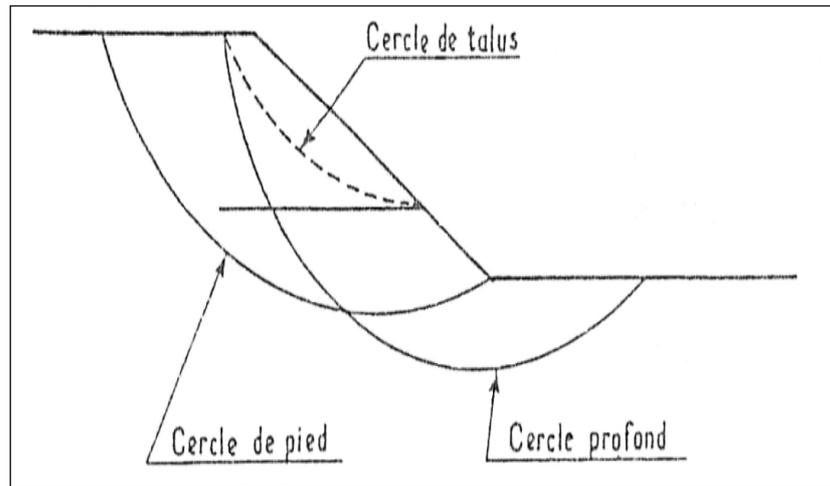


Figure I.9: Différents types de rupture circulaire (G. Philipponnat, 1987)

I .5 .2.3. Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples (emboîtés) les un dans les autres. L'apparition du premier glissement en bas de la pente induit une perte de butée pour les terres situées au-dessus, provoquant ainsi, des glissements successifs remontant vers l'amont.

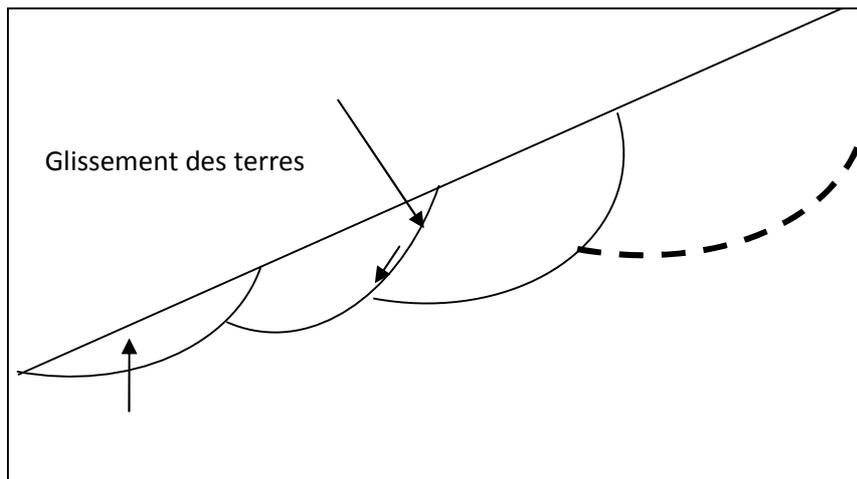


Figure I.9 : glissement rotationnel complexe

I.5.3. Les coulées boueuses :

Elles sont dues à la mise en mouvement, généralement brutale, de masses du sol à l'état "liquide" qui ; dans leur écoulement, peuvent transporter un débit solide important (rochers, troncs d'arbres, débris de constructions, etc.) dont l'impact sur les structures peut être désastreux. [7]

L'élément essentiel déclencheur de ce phénomène est l'eau ; lorsque la teneur en eau dépasse la limite de liquidité du terrain considéré celui-ci se fluidifie .Elle peuvent cheminer sur des centaines de mètres et sur des pentes de quelques degré seulement.



Figure I.10: coulée boueuse. (A. Benaissa, 2003)

Chapitre I

I.5.4. Le fluage :

Par opposition aux mouvements précédents, localisés dans le temps et caractérisés par une zone de rupture nettement définie, les mouvements de fluage constituent la manifestation externe des déformations du sol dans sa masse. Ce sont des mouvements lents, de faible amplitude, qui se développent dans une zone dont les contours sont généralement difficiles à définir, tant en extension qu'en profondeur.

Les cas de fluage pur (déformation sans modification des sollicitations extérieures) sont très rares et très délicats à mettre en évidence. Par contre, de nombreux glissements d'ouvrages sont précédés de mouvements lents de fluage dont l'évolution provoque la rupture. C'est le cas de certains remblais construits sur versants.

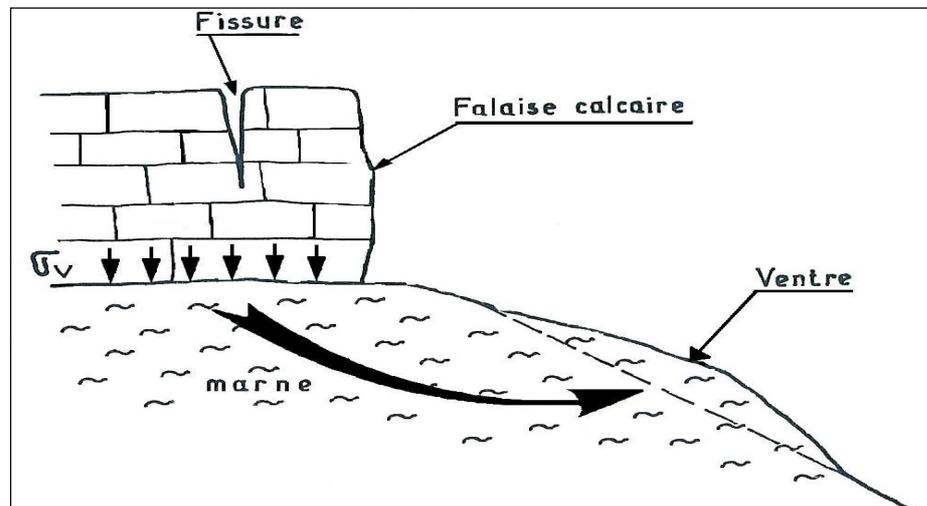


Figure I.11 : Exemple d'un fluage. (G. Philipponnat, 1987)

Chapitre II : Principales causes d'un glissement de terrain**II.1. Introduction :**

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge et séisme par exemple) ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que les travaux de terrassements ou de déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent des sols.

Les expériences accumulées dans le domaine des glissements de terrain mettent en évidence le rôle de plusieurs facteurs comme causes majeurs des glissements de terrain.

II.2. Nature des terrains constituant le versant :

Les terrains vulnérables au glissement : par leur nature propre, certains terrains sont prédisposés au glissement, il s'agit :

- des terrains à granulométries fines (silts, limons).
- des argiles, surtout celles constituées de montmorillonite.

Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées sur un substratum, où ils peuvent être disposés entre deux couches compactes. Toute fois ils peuvent se produire dans des milieux pulvérulents grossiers.

La perte de résistance par remaniement des sols rencontrés dans les versants naturels joue un rôle très important dans les glissements de terrains.

La perte de résistance par remaniement est importante à considérer, car un milieu remanié a de fortes chances de devenir endémique.

Les apports d'eau dans la masse remaniée vont d'ailleurs sous un autre angle aggraver la situation.

II.3. Les diverses formes d'action de l'eau :

Avant d'examiner les diverses actions de l'eau, il n'est pas inutile de rappeler les principales provenances envisageables lors de l'étude d'un site instable.

Egalement toutes les ouvertures qui favorisent la pénétration des eaux superficielles dans la masse du terrain (fissuration naturelle, tranchées ...) et qui jouent un rôle négatif.

II.3.1. Action rhéologique de l'eau : [8]

Pour beaucoup de sols, surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraîne une baisse de résistance au cisaillement du milieu.

• Réduction des caractéristiques du milieu :

La valeur de l'angle de frottement d'un milieu pulvérulent n'est pratiquement pas modifiée par l'accroissement de la teneur en eau. Par contre, pour les milieux argileux, cet accroissement entraîne systématiquement une réduction des caractéristiques φ et C de la résistance au cisaillement d'où l'apparition de glissement.

• Réduction de consistance :

L'accroissement de la teneur en eau d'une argile entraîne son ramollissement continu, lorsque la teneur eau du milieu se rapproche de la limite de liquidité W_L , celui-ci passe de l'état plastique à l'état liquide.

• Ramollissement d'origine chimique :

Selon sa composition chimique, l'eau peut par action électrolytique, modifier la structure de certaines argiles et conduire à un ramollissement.

II.3.2. Effets de la pression interstitielle :

La pression interstitielle peut trouver son origine :

- dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable.
- dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain.
- dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un choc sur un milieu saturé (vibration, séisme).

II.3.3. Pression de courant :

La pression de courant n'existe que si l'eau interstitielle est en mouvement, ce qui correspond au cas d'une nappe captive. C'est en quelques sortes (la force d'entraînement) à laquelle des grains solides sont soumis de la part des particules liquides en mouvement.

II.4. Les facteurs mécaniques externes :

La pente d'un talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité, en remarque que suivant la forte pente les glissements sont plus importants et à faible pente sont moins importants.

Pour un talus en déblai de hauteur et de caractéristique géotechnique donnée, il existe une pente limite au-delà de laquelle la rupture est inévitable, cette pente limite est définie par le risque du glissement de masse de terrain.

II.4.1. Suppression de la butée de pied d'un versant :

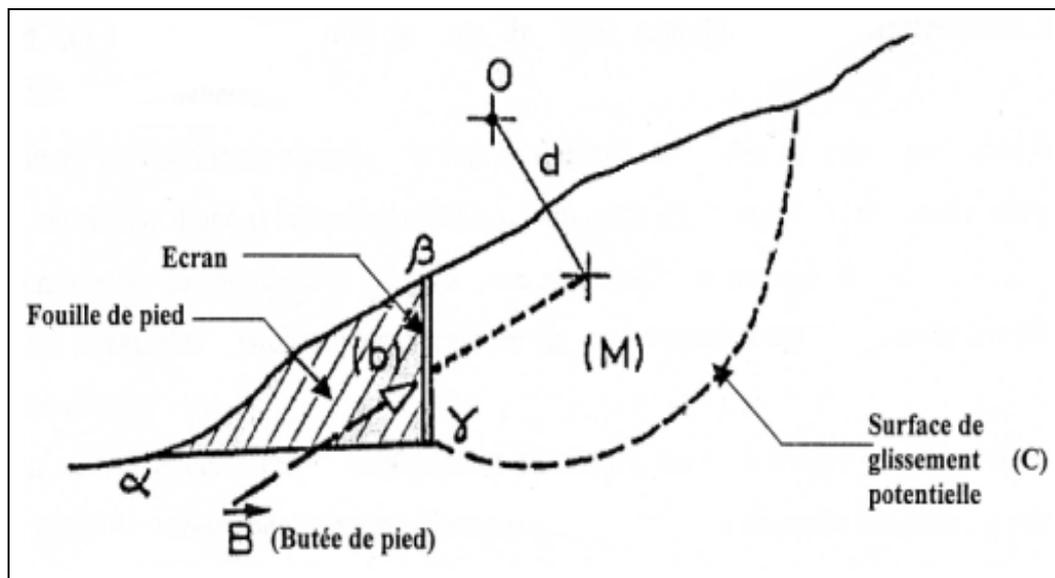


Figure II.1: Suppression de la butée de pied

Au plan mécanique le phénomène est simple. Si la butée de pied fournie par le coin de la terre, l'élimination de ce coin réduit la valeur du couple stabilisateur qui agit sur la masse de terre en équilibre limite sur le cercle de glissement

En plus de cette action mécanique, l'entaille du coin favorise le drainage des eaux qui s'écoulent dans le versant. Nous avons vu qu'il en résulte une pression de courant dont le

couple moteur s'ajoute au précédent. De plus la concentration des filets liquides dans la zone de l'entaille favorise l'érosion interne du terrain par entrainement des fines, d'où il résulte un ameublissement et affaiblissement du pied de versant. La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

a) Par terrassement : Le phénomène décrit ci-dessus pose souvent sur les chantiers un grand problème de sécurité. En effet, et contrairement à ce qu'on croit communément, la rupture associée à la suppression d'une butée de pied ne prévient pas toujours, surtout en période pluvieuse.

Lorsque le terrassement est effectué en période sèche, le glissement n'apparaît en général qu'aux premières pluies faisant suite aux travaux; la rupture peut être brutale.

Dans certain versant où la stabilité est précaire, la simple ouverture d'une petite tranchée de canalisation suffit à déclencher un glissement de grande ampleur.

b) Par affouillement ou érosion régressive :

Dans les vallées, il arrive qu'en période de crue, la rivière affouille ses berges dans les boucles concaves. Cette érosion entraîne une suppression de la butée de pied, elle est à l'origine de glissement de grande ampleur dans les régions montagneuses.

Ces glissements sont d'ailleurs souvent endémiques et évolutifs. En effet, les terres qui glissent étant au fur et à mesure évacuées par les eaux, le processus n'a aucune raison de s'arrêter.

Par ailleurs, les fortes pluies, qui sont à l'origine d'une crue, détrempe également les terrains du site lui-même et donc les rendent dans le même temps plus vulnérable au glissement.

II.4.2. Implantation de surcharge sur un versant :

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrassement, etc...), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'un stock, d'un gros engin de chantier, etc...

Lorsqu'elles sont placées en partie haute ou à mi-pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine de glissement de terrain (figure II.2). Elles créent en effet un moment moteur favorable à l'apparition d'une rupture rotationnelle.

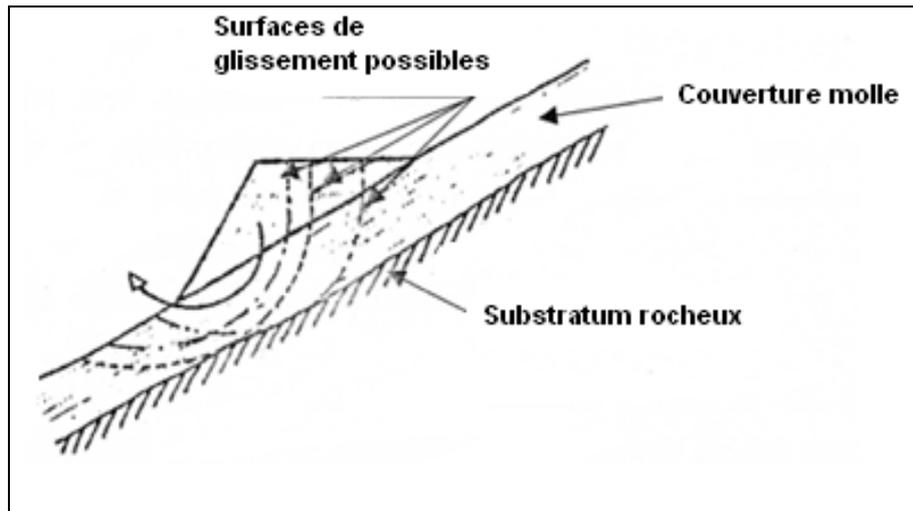


Figure II.2: Implantation de surcharge sur un versant

La surcharge peut aussi, dans un premier temps, déclencher une petite rupture qui amorce un glissement d'ensemble par ripage, (figure II.3). La force de ripage est accrue par la surcharge.

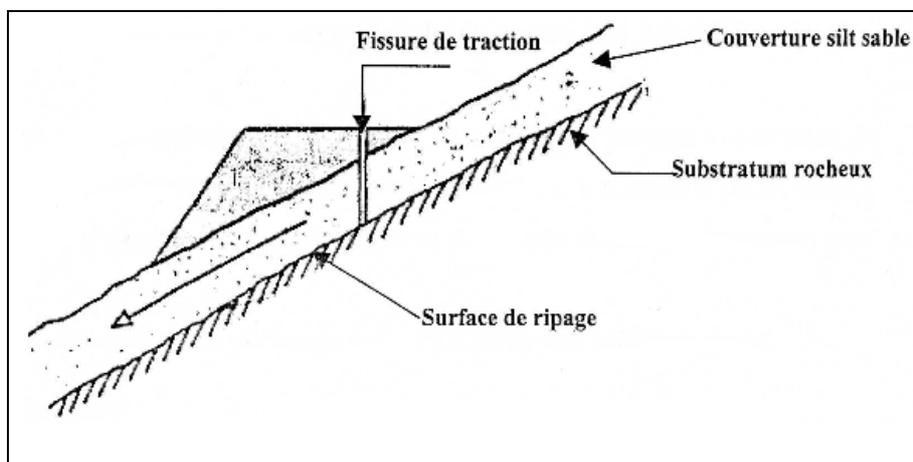


Figure II.3: Surface de ripage

A l'inverse de ce qui vient d'être dit, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

On voit également qu'une attention particulière doit être portée à l'implantation sur un versant instable, d'un ouvrage confortatif ; en effet, au lieu de jouer son rôle, il peut par la surcharge qu'il apporte être l'origine de nouveaux glissements qui vont entraîner sa propre destruction.

II.4.3. L'effet de déboisement :

Le déboisement d'un versant entraîne fréquemment, et dans un délai généralement court, l'apparition de glissement de terrain. Le risque associé au déboisement est grandement accru lorsque celui-ci est accompagné d'un dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- l'ancrage par racines.
- le drainage par évapotranspiration.
- la rétention des eaux de pluie.
- la protection contre l'érosion.

II.4.4. Les séismes et les vibrations :

Dans le cas de séisme, il se produit une émission d'ondes sismiques de deux types qui se propagent dans le sol : les ondes de volume dites ondes longitudinales et transversales, et les ondes de surface dites ondes de love de Rayleigh. Ces ondes sismiques provoquent des sollicitations, ce qui peut conduire à des mouvements de terrain. Les déstabilisations dues au séisme peuvent se manifester de différentes façons. Elles peuvent provoquer immédiatement des glissements de terrain, des coulées, des chutes de blocs, et elles peuvent aussi avoir des effets à long terme, par augmentation de la fissuration du massif rocheux et diminution de sa résistance mécanique.

II.5. Evolution d'un glissement de terrain : [9]

Selon sa nature, la vitesse d'évolution d'un glissement se situe entre quelque centimètre par an et plusieurs kilomètres à l'heure. Mais, pour un même glissement, cette vitesse peut varier beaucoup dans le temps. Un glissement passe par des phases tranquilles et par des phases actives souvent brutales. Les périodes d'accélération sont généralement dues à l'intervention des facteurs négatifs : pluies, terrassement malencontreux.

Les glissements très rapides correspondent souvent à une liquéfaction du milieu coulé boueuses (dépassement de la limite de liquidité).

Il faut souligner que les zones d'équilibre précaire à évolution lente, montrent pratiquement toujours des signes d'instabilité suffisants pour attirer l'attention de l'observateur averti.

Chapitre III : Processus d'étude de glissement de terrain**III.1 .Introduction :**

Le processus proposé ci-après concerne l'étude d'un glissement effectif de terrain. Mais en dehors de repérage géométrique de la surface de rupture, l'étude de la stabilité d'un versant avant apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles. Il faut d'abord remarquer que l'approche du géologue, purement naturaliste et descriptive, est nécessaire mais insuffisante pour une analyse mécanique du phénomène qui permettra la définition des travaux confortatifs à mettre en œuvre sur un site instable. De la même façon une approche, trop mécanique par « mise en équation » d'un versant naturel de structure géologique nécessairement complexe et à priori inconnue, représente une approche naïve qui ne conduit à rien.

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique ; ceci est possible grâce notamment aux moyens technologiques dont on dispose actuellement.

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyse de la stabilité, il est évident d'indiquer les diverses étapes d'une étude efficace d'un glissement de terrain ou ce qu'on appelle l'étude préliminaire qui doit être réalisée dans le site et qui permet de repérer très tôt les secteurs critiques susceptibles d'avoir un problème d'instabilité. Cette étude nécessite la succession des étapes suivantes [10] :

III.2.Topographie d'une zone instable :**III.2.1.Etablissement des cartes topographique :**

La topographie de surface est importante pour l'étude de stabilité. Cette méthode nécessite cependant un important travail au sol pour l'implantation de bornes repères et doit être utilisée par des spécialistes si l'on veut un résultat fiable et précis. Seule la restitution analytique est suffisamment précise. [7]

Les cartes topographiques à petite échelle disponibles sont insuffisantes pour repérer un accident localisé, il convient donc pour un glissement bien localisé d'entreprendre un levé topographique à grande échelle ($1/1000^e$ ou $1/500^e$) de la zone en mouvement et d'en tirer un plan en courbes de niveau. [10]

Ce levé topographique, nous permet de tracer le profil en travers du site ;de bien décrire les différentes couches des sols ainsi que leurs caractéristiques physico-mécaniques prises en compte pour l'évaluation de la stabilité du site et d'en tirer un plan en courbes de niveau.[6]

III .2 .2 .Piquetage du site :

Il consiste à implanter en quadrillage de bornes fixes ou de piquets dans la zone glissée et à son environnement stable et de surveiller leur vitesse d'évolution pour établir les courbes de déplacement horizontal et vertical, à partir de ces courbes on peut localiser exactement la zone en mouvement, évaluer l'importance du risque et à envisager les mesures de sécurité nécessaires et les précautions à prendre. [10]

III .3.Géologie du site : [11]

Toute étude de stabilité de talus doit débiter par une reconnaissance géologique approfondie mettant en évidence en particulier :

- la stratigraphie
- la topographie du substratum (fossiles éventuels)
- la nature du manteau d'altération
- l'existence de failles ou d'accidents tectoniques qui sont toujours sources de singularités mécaniques et hydrauliques.

A partir des données fournies par la carte géologique de la région ,il est possible de tirer des renseignements utiles sur la lithologie ,sur l'agencement structural(orientation et pendage des couches et des discontinuités)

L'étude géologique doit cerner l'ensemble du versant, elle est basée sur la réalisation de plusieurs coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente, permettant d'estimer la profondeur de la surface de rupture et de localiser les zones de faible ou forte résistance mécanique (couche d'argile molle ou substratum rocheux), celle-ci se fait par observation des couches à l'affleurement. Ces observations seront précisées par d'autres moyens d'investigation tels que le creusement de puits et la réalisation de sondages de reconnaissances.

Il faut vérifier aussi, le pendage et la direction des plans de stratification et de schistosité car si le pendage est dans le même sens que le versant, il est également défavorable pour la stabilité du versant, ce cas est très fréquent dans les glissements plans où la surface de discontinuité constitue un plan de glissement, surtout en présence d'écoulement à travers cette surface .

Les différents phénomènes d'instabilité de pente, comme les glissement ou les éboulements généralisés sont représentés en général sur une carte géologique au 1/25000 par leur périmètre.

III.4. Hydrologie et Hydrogéologie du site :

Compte tenu du rôle joué par l'eau, l'étude hydrologique et hydrogéologique représente le complément indispensable de l'étude géologique.

Pour l'étude hydrologique, il est indispensable d'avoir une idée sur la pluviométrie de la région, et sur les irrigations de bassin versant, puis de constater le débit d'eau sur la surface et son cheminement préférentielle.

L'étude hydrologique du site consiste à estimer la quantité relative des eaux infiltrées et ruisselées, et de repérer les principales zones d'infiltration des eaux de surface qui sont généralement les zones à forte perméabilité et à fissures ouvertes.

Les rivières qui coulent au pied d'un versant jouent un rôle néfaste dans la stabilité du versant grâce au phénomène de sappe (érosion verticale), ce dernier sera plus intense en période de crue, d'où la dégradation progressive du pied de talus qui favorise la suppression de butée de pied et par conséquent le glissement de masse située en amont. [11]

Pour l'étude hydrogéologique, il faut avoir une idée sur la nappe souterraine, et elle a pour but de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eau et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique (relevé des puits et des piézomètres existants, repérage et mesure du débit des sources) qui permet pour sa part de dénombrer les nappes et de les situer.

Les données des étapes précédentes restent en grande partie des propositions qui doivent être confirmées et chiffrées par les sondages mécaniques et les essais géotechniques .

III.5. Etude géotechnique :

Une étude géotechnique consiste à définir toutes les caractéristiques mécanique d'un sol à partir d'essai in-situ et au laboratoire.

Cette étude a pour but de :

- Définir avec précision la géologie du site étudié ;
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pendages.
- Définir la forme générale de la masse en mouvement et donc la position de la surface de glissement.

- Mesure les caractéristiques mécaniques des couches de sol rencontrées.
- Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères .

L'hétérogénéité fréquente des terrains instables rend la détermination des caractéristiques mécaniques impossible avec certitude .Le recours à des essais variés et en nombre suffisant permet de définir les fourchettes de valeurs qui fourniront une définition statistique acceptable de ces caractéristiques.

- ✓ **Les essais au laboratoire** : permettent de définir les poids spécifiques, la teneur en eau naturelle, les limites d'Atterberg, la granulométrie, la résistance au cisaillement, le gonflement.
- ✓ **Les essais in situ** : sont particulièrement adaptés aux sols hétérogène, ils sont relativement peu coûteux et d'exécution rapide.

III.5.1. Les sondages mécaniques :

Les sondages mécaniques donnent beaucoup de renseignements sur le sous-sol, ils fournissent une coupe lithologique précise des terrains rencontrés. Ils doivent être implantés après une étude géologique approfondie et une campagne géophysique détaillée.

Leur nombre et leur implantation ne seront décidés qu'après l'étude géologique effectuée au préalable.

Les techniques plus souvent rencontrées sont :

- Destructif avec enregistrement de paramètre de forage (peu coûteux)
- Non destructif avec prélèvement d'échantillons.

L'espacement à adopter entre les sondages est dicté par l'hétérogénéité du site et par l'importance du projet lui-même. Certains sondages doivent être implantés à l'intérieur de la zone glissée et d'autres à sa périphérie dans la zone supposée stable, pour permettre l'étalonnage géologique du site, pour cela, on doit suivre un maillage bien déterminé qui permet de faire des coupes de prospection passant par trois sondages au minimum. La longueur et l'orientation des forages doivent être choisies de façon à permettre traversée la surface de rupture et d'arriver au substratum stable. [12]

Ils sont également très utiles pour :

- Fournir une définition géologique précise du site étudié.

- Confirmer l'épaisseur des formations rencontrées.
- Définir la géométrie de la masse glissée.
- Localiser la position de la surface de rupture.
- Repérer le niveau piézométrique des nappes rencontrées.
- Mesurer les caractéristiques physiques et mécaniques des formations du site concerné par essais géotechniques.

III .6.Valorisation des sondages :

On doit s'efforcer à valoriser les sondages carottés, qui sont des essais onéreux, par les techniques complémentaires suivantes :

- ✓ Reconnaissance diagraphique au moyen des sondes descendues dans les trous de forage qui permet parfois de faire apparaître les surfaces de glissement.
- ✓ Essai pressiométrique avec concentration au voisinage de la surface de rupture lorsqu'on a une première idée sur celle-ci.
- ✓ Mise en place des tubes piézométriques dans les sondages verticaux.
- ✓ Mise en place dans un certain nombre de forages verticaux des tubes de déformation
- ✓ permettant de suivre l'évolution du glissement et de repérer avec précision la surface de glissement.

III .7.1.Prospection géophysique :

Elle fournit dans certains cas, un moyen d'investigation intensif et économique. Toute fois cette technique de recherche doit être toujours corroborée par des sondages et essais géotechniques. D'une façon générale la mise en œuvre de la prospection géophysique permet de compléter les étapes précédentes par les informations qualitatives et/ou quantitatives suivantes [13].

- Estimation des épaisseurs de terrains de couverture (éboulis notamment) par rapport au toit du substratum.
- Présence d'une fraction argileuse dans les terrains de couverture.
- Etat d'altération de la couverture superficielle.
- Présence d'eau superficielle.

III.7.2. Synthèse des informations disponibles :

A chaque stade de la recherche, les données géométriques et mécaniques du site instable se précisent. La géométrie du glissement peut être visualisée par des coupes sériées passant par les sondages et les essais in-situ, il devient peu à peu possible de dégager une hiérarchie des causes de la rupture ainsi que les grandes lignes des remèdes envisageables. Compte tenu du mécanisme du phénomène et des moyens financiers disponibles.

III.7.3. Calcul de stabilité :

Dès lors que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie du glissement, ainsi que les caractéristiques mécaniques des terrains concernés, un calcul de stabilité devient possible.

Le principal intérêt de ce calcul réside dans l'estimation à partir de la valeur du coefficient de sécurité F_s qui sera obtenu, du degré d'instabilité du site et, à partir de la, l'étude des diverses dispositions confortatives envisageables.

IV. Les méthodes de calcul de la stabilité :**IV.1.Introduction :**

En règle générale, les mécanismes de rupture sont schématisés par le glissement d'un bloc sur une surface de rupture plane ou circulaire et les méthodes de calcul reposent sur des hypothèses simplistes. Cependant une longue expérience a été acquise tant dans les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pente peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

Le calcul de la stabilité peut être effectué dans deux circonstances bien distinctes : avant ou après déclenchement de mouvement (glissement) :

Dans le premier cas, le versant est apparemment stable, l'objectif du calcul de stabilité est alors de définir une surface de glissement qui aurait le plus de chances d'apparaître. Autrement dit, le calcul de stabilité permet à la fois : d'apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture, de définir dans le site la zone la plus menacée par l'instabilité et d'examiner l'influence de certains travaux (terrassements, constructions,...etc.) sur la marge de sécurité qui a été définie pour le versant vierge. Cette étape de calcul apparaît donc très importante car elle permet de choisir les paramètres nécessaires pour l'ouvrage, a fin de garantir la stabilité de l'ensemble (ouvrage et site).

Contrairement à ce premier cas, dans le cas où le glissement est déjà apparu sur le versant (c'est le cas de site objet de notre étude), le calcul de la stabilité s'effectue donc pour apprécier la marge de sécurité qui sépare l'état actuel du site de l'état d'équilibre. Dans ce deuxième cas, les valeurs des paramètres nécessaires à introduire dans le calcul sont en principe données par les investigations déjà exécutées sur site, ce sont donc des valeurs réelles tel que : La géométrie de la surface du glissement, les caractéristiques géotechniques du terrain surtout ceux sur la surface de glissement, les forces extérieures à prendre en compte... etc. Dans ce cas, le calcul de stabilité présente aussi un grand intérêt, car il permet de repérer les causes qui jouent un rôle décisif dans l'apparition du glissement et de définir les dispositifs confortatifs nécessaires pour limiter le risque.

IV. 2.Eléments de base du calcul :

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessiteront de connaître :

- la géologie : nature des terrains et éléments sur les discontinuités.
- les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.

- la géométrie en 2 ou 3 dimensions du talus.
- les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- les projets et les risques (le talus projeté ne sera pas le même s'il s'agit d'une mine à ciel ouvert ou des abords de la cour de récréation d'une école).

IV.3 Les méthodes de calcul :

Plusieurs types de calculs sont possibles :

IV.3.1. Les calculs à la rupture :

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide-rupture). Le critère de plasticité (ou de rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère est atteint au niveau de la limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

IV.3.2. Les calculs en contraintes-déformations :

Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain. Si les terrains sont très déformables, ce type de calcul peut s'avérer insuffisant voir erroné. Les calculs à la rupture ne permettent pas non plus d'évaluer les déformations ; ils ne permettent donc pas d'avoir des éléments pour comprendre les déplacements enregistrés sur le terrain.

Les calculs en contraintes-déformations sont beaucoup plus lourds à mettre en œuvre que les calculs à la rupture. Ils nécessitent la connaissance des lois de comportement des matériaux et des contraintes initiales dans le massif, de plus ils ne conduisent pas à des résultats aussi faciles à analyser que les calculs à la rupture (un coefficient de sécurité), c'est pourquoi ces derniers sont encore largement utilisés.

IV.4. Notion de coefficient de sécurité : [12]

Dans ce paragraphe nous sommes à introduire le terme de coefficient de sécurité. Ce coefficient 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 :

$$1- F_S = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \quad (\text{définition de Bishop}).$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point **M** considéré le long de la surface testée.

$$2- F_S = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}} ; \text{ Cette définition suppose que la surface testée est plane.}$$

$$3- F_S = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} \quad (\text{définition de Fröhlich}).$$

Cette définition suppose que la surface testée 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 ($F_s=1$).

La définition de Bishop est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (figure VI.1) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions ($\text{tg}\varphi/F$) et (c/F) des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

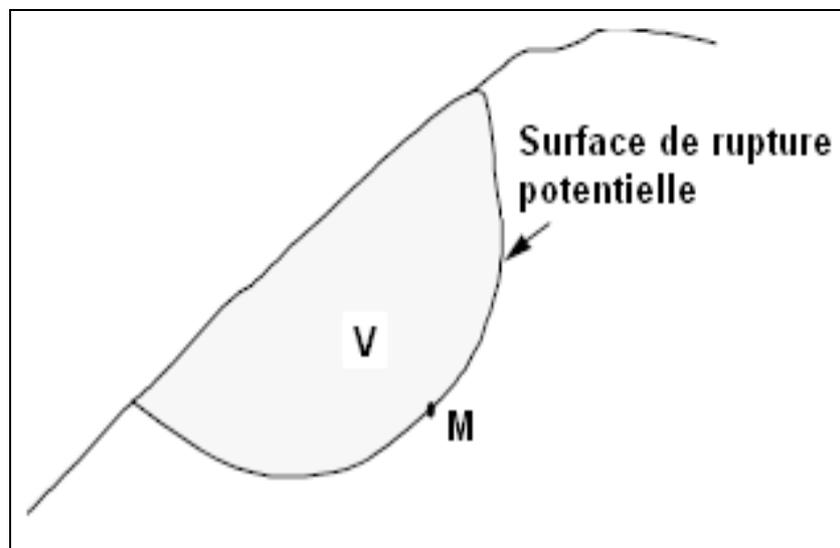


Figure IV. 1 : Rupture circulaire

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

IV.4.1. Ruptures planes ou multi planaires (calcul à l'équilibre limite) : [14]

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface « guide » le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) ; 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.

La figure (VI.2) représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale

et tangentielle à la base du bloc, U_L l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité $F_S = T_{max} / T$.

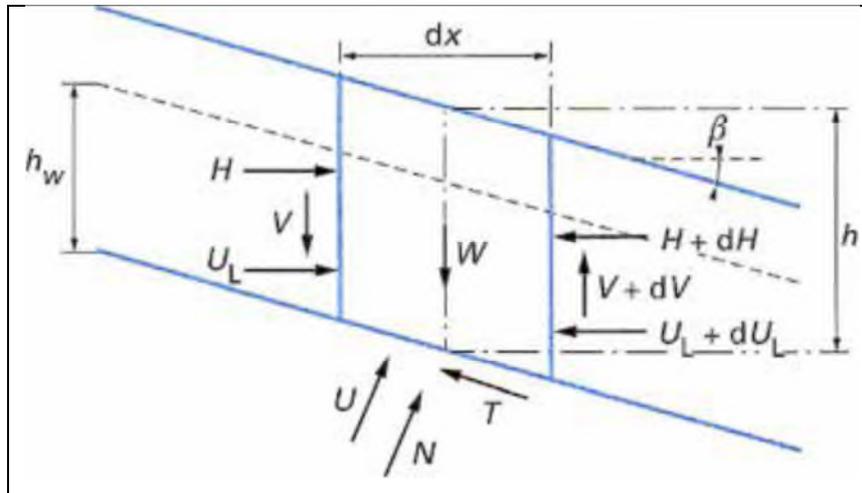


Figure IV.2: Les forces appliquées sur une tranche

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{max} = c' \frac{dx}{\cos\beta} + (N - U) \cdot \tan\phi' \quad (IV.1)$$

On obtient l'expression suivante pour F_S :

$$F_S = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) \cdot \tan\phi'}{\gamma \cdot h \cdot \tan\beta} \quad (IV.2)$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

✓ pour un matériau purement frottant :

• en l'absence d'eau :

$$F_S = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta} \quad (IV.3)$$

• lorsque la nappe affleure en surface ($h_w = h$) :

$$F_S = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan\phi'}{\tan\beta} \quad (IV.4)$$

Ce qui donne, pour un sol courant ($\gamma = 20KN/m^3$) :

$$F_S = \frac{1}{2} \frac{\tan\phi'}{\tan\beta} \quad (IV.5)$$

- ✓ pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F_s = \frac{2}{\sin 2\beta} \cdot \frac{c_u}{\gamma} \quad (\text{IV.6})$$

IV.4.2. Ruptures rotationnelles (calcul à l'équilibre limite) :

Dans des terrains plutôt meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions. La théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en 2 dimensions).

La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel.

Nous examinerons dans ce qui suit deux types de méthodes : une méthode dite globale qui permet de déterminer le coefficient de sécurité d'un talus homogène et isotrope et les méthodes de tranches qui permettent d'effectuer des calculs pour une géométrie plus complexe.

IV.4.2.1. Méthodes des tranches [15]:

IV.4.2.1.a. Méthode de fellenius :

- **Principe de la méthode :**

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes : C_i , φ , γ_i .

Soit un cercle quelconque de centre o et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste, tout d'abord, à découper le volume de sol intéressé (comprise dans l'arc AMN) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux :

- Il convient de réaliser de tel façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (points c et d sur la figure) correspondent à une limite entre deux tranches ;
- L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranche pour obtenir une précision satisfaisante.

Nous allons étudier l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche ($abcd$) que l'on affectera de l'indice n (sur la figure(IV.3), n varie de 1 à 12).

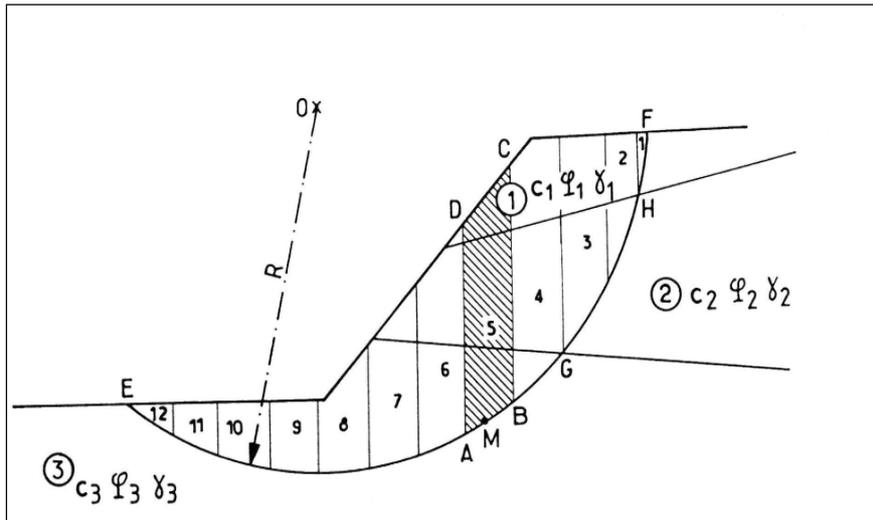


Figure IV.3: Découpage en tranches d'un talus

Les forces agissent sur cette tranche :

- Son poids W .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc (ab) .
- Les réactions sur les faces verticales BC et AD que l'on peut décomposer en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales V_n et V_{n+1} .

Il s'agit des forces au massif étudié.

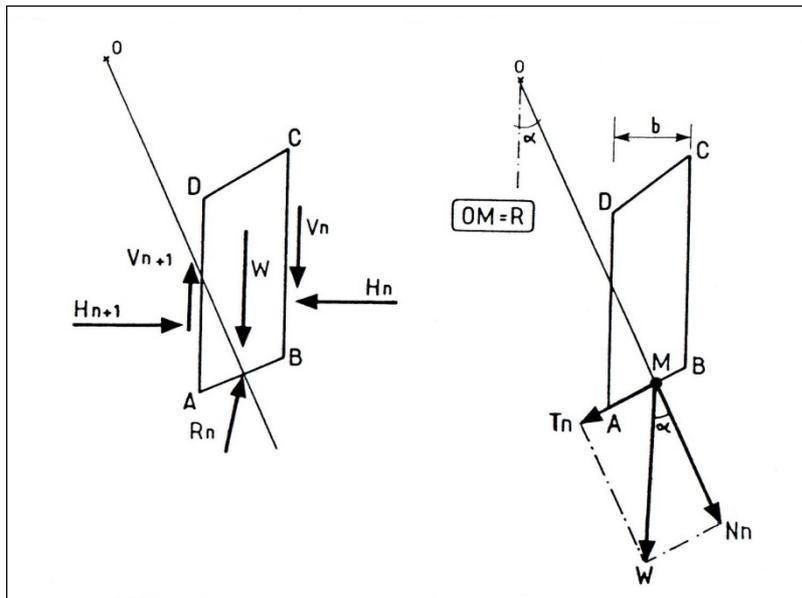


Figure.IV.4.a). Décomposition complète

figure.IV.4. b). Hypothese de fellenius

Nous définirons par rapport au centre O' :

- Le moment moteur comme celui du poids des terres W (et des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement.
- Les moments résistants comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moments de $R_n, H_n, H_{n+1}, V_n, V_{n+1}$.

Le coefficient de sécurité F_s est défini comme suite :

$$F_s = \frac{\sum_{AB} \text{des moments résistants maximaux}}{\sum_{AB} \text{des moments moteurs}} \quad (IV.8)$$

Considérons la somme des moments pour tout l'arc (AB), on voit que la somme des moments des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche (n-1), le moment des forces ($-V_n$ et $-H_n$) s'oppose à celui de V_n et H_n , pour la tranche (n+1), le moment des forces ($-V_{n+1}$) et ($-H_{n+1}$) s'oppose à celui de V_{n+1} et H_{n+1} .

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agit sur l'arc (ab) était le poids W , à l'exception des forces internes. Dans ce cas :

$$W = -R_n \quad (IV.9)$$

Décomposent le poids W en une force normale à ab, soit N , et une force tangentielle à (ab), soit T .

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n . d'après la loi de coulomb, celle-ci s'écrit :

$$(R_n)_t = C_i ab + Ntg\Phi_i \quad (IV.10)$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_1^n = R(C_i ab + Ntg\Phi_i) \quad (IV.11)$$

Tel que :

- n : nombre total des tranches ;
- C_i et Φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc ab.

D'autre part, le moment moteur est du à T et égal à $(T.R)$, d'où :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (C_i ab + N \text{tg}\Phi_i)}{\sum_1^n T} \quad (\text{IV.12})$$

• **Remarque :**

1. Si le sol est homogène, **C = cte** et **φ = cte**, la formule (IV.11) devient, en appelant “L” la longueur développée de la surface de rupture :

$$F_s = \frac{cl + \text{tg}\phi \sum N}{\sum T} \quad (\text{IV.13})$$

2. Lorsque les cercles sont profonds, c’est-à-dire lorsque la ligne de rupture dépasse l’aplomb du centre du cercle vers le coté aval (cas de la figure), le massif du sol situé au coté aval a un effet stabilisateur. Les composantes tangentielles T du poids W, sont orientées en sens inverse des moments moteurs.

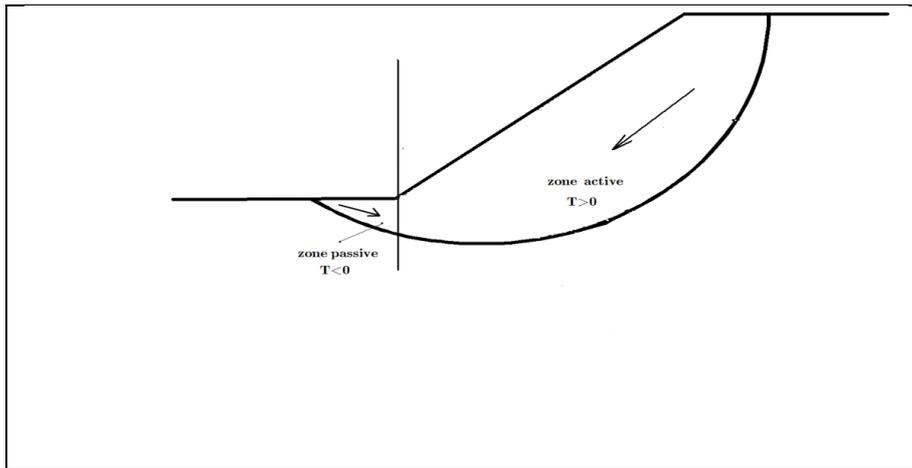


Figure.IV.5 : Cercle profond

Dans les formules (IV.11) et (IV.13), **T** devra être compté algébriquement avec **T** positif pour les tranches qui sont actives et **T** négatif pour les tranches passives.

3. Si on affecte toutes les caractéristiques mécaniques C_i et $\text{tg}\Phi_i$ du coefficient de sécurité minimum recherché F_{sa} , on peut écrire :

$$C_i' = \frac{C_i}{F_{sa}} \quad \text{et} \quad \text{tg}\phi_i' = \frac{\text{tg}\phi_i}{F_{sa}}$$

La relation (IV.12) devient, pour un cercle quelconque :

$$\frac{\sum_1^n (C'_i ab + N \tan \phi'_i)}{\sum_1^n T} = \frac{F_S}{F_{Sa}} \quad (IV.14)$$

Et la condition de stabilité du talus s'écrit pour tous les cercles de rupture possible :

$$\frac{\sum_1^n (C'_i ab + N \tan \phi'_i)}{\sum_1^n T} \geq 1 \quad (IV.15)$$

Autrement dit, le coefficient de sécurité peut être pris directement sur les caractéristiques mécaniques.

$$F_S = \frac{\sum_1^n (C_i \frac{b}{\cos \alpha} + W \cos \alpha \tan \phi_i)}{\sum_1^n W \sin \alpha} \quad (IV.16)$$

Les paramètres géométriques internes dans le calcul de F_S sont alors :

- La largeur des tranches b ;
- L'angle α que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- La hauteur de la tranche pour le calcul de .
- Prise en compte des écoulements :

$$F_S = \sum_1^n \frac{[C' \frac{b}{\cos \alpha} + (W \cos \alpha - \frac{Ub}{\cos \alpha}) \tan \phi']}{\sum_1^n W \sin \alpha} \quad (IV.17)$$

Tel que :

U : pression interstitielle.

C' : cohésion effective.

ϕ' : angle de frottement interne effective.

IV.4.2.1.b. Méthode des tranches de Bishop :[16]

En 1955 Bishop a apporté une amélioration à la méthode précédente en considérant que ΔH_i n'est pas nécessairement nul. Bishop conserve la rupture circulaire et l'hypothèse $\Delta V_i = 0$; il a toute fois montré que le fait d'admettre que $\Delta V_i = 0$ n'avait que peu d'influence (10 à 15 %) sur la précision des résultats du calcul.

La méthode de Bishop est actuellement très utilisée. Elle a donné lieu à l'établissement de plusieurs programmes de calcul sur ordinateur.

- **Principe de la méthode :**

Les composantes $V_i, V_{i+1}, H_i, H_{i+1}$ des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur l'arc (ab) (figure), donc influence la réaction R_n .

Bishop a publié en 1955 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_s en tenant compte de ces sollicitations. Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W \sin \alpha} \sum_1^n \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - Ub] \tan \phi' + C'b}{\sin \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s}} \quad (\text{IV.18})$$

U : pression interstitielle agissant sur l'arc (ab) .

C' : cohésion effective.

ϕ' : angle de frottement interne effective.

Pour déterminer F_s , il faut :

1. procéder par itérations successives car F_s figure aux deux membres de l'équation.
2. Définir ($V_n - V_{n+1}$), pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre (c'est-à-dire proportionnelles au poids des terres) .

Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement. Il sera alors possible de définir ($V_n - V_{n+1}$), toutefois ce calcul est très lourd et bien entendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur.

IV.4.2.1.c. Méthode de Bishop simplifiée:

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que $(V_n - V_{n+1}) = 0$ quelque soit la tranche considérée.

L'équation précédente devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W \sin \alpha} \sum_1^n \frac{[W - Ub] \tan \phi' + C'b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s}} \quad (\text{IV.19})$$

Dans ce cas tous les termes sont connus et F_s est calculé par itération successive.

On prend pour première valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

Le résultat est rapidement convergent. Evidemment ce type de calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

La méthode de Fellenius donne de résultats pessimistes par rapport à la méthode détaillée de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre **10%**, ceux-ci sont modérés et vont dans le sens de la sécurité.

La méthode de Fellenius qui a l'avantage de la simplicité peut donc être utilisée dans tout les cas courant.

Il faut cependant noter que la position de cercle critique donné par la méthode Fellenius est différente de celle donnée par les équations de Bishop.

IV.4.2.1.e. La méthode de Spencer [17]:

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire ; mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.

Spencer a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter-tranches de cisaillement et normale

$$\frac{V}{H} = \frac{V_i + V_{i+1}}{H_i + H_{i+1}} = \tan \theta$$

Avec :

θ : L'angle que fait la résultante Q par rapport à l'horizontal.

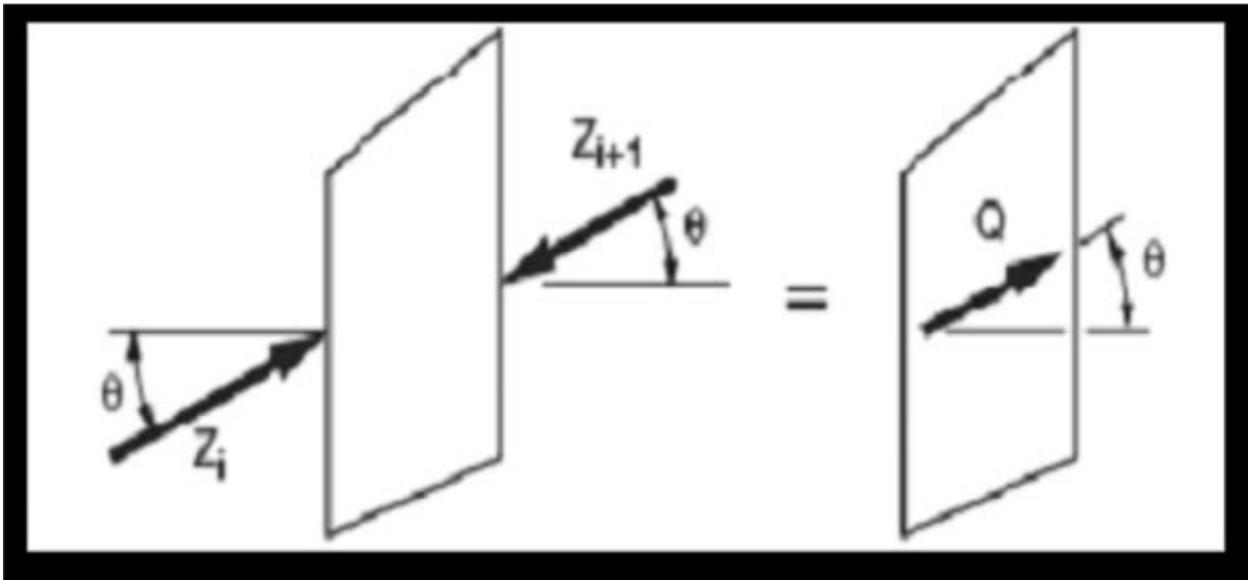


Figure IV.4: Résultante des forces parallèles

L'équation de l'équilibre des forces : $\sum Q_i = 0$

Et : $Q_i = Z_i - Z_{i+1}$

Les forces inter-tranche sont supposées être parallèles, Z_i et Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement la différence scalaire entre les forces interbranches de gauche et de droite de la tranche.

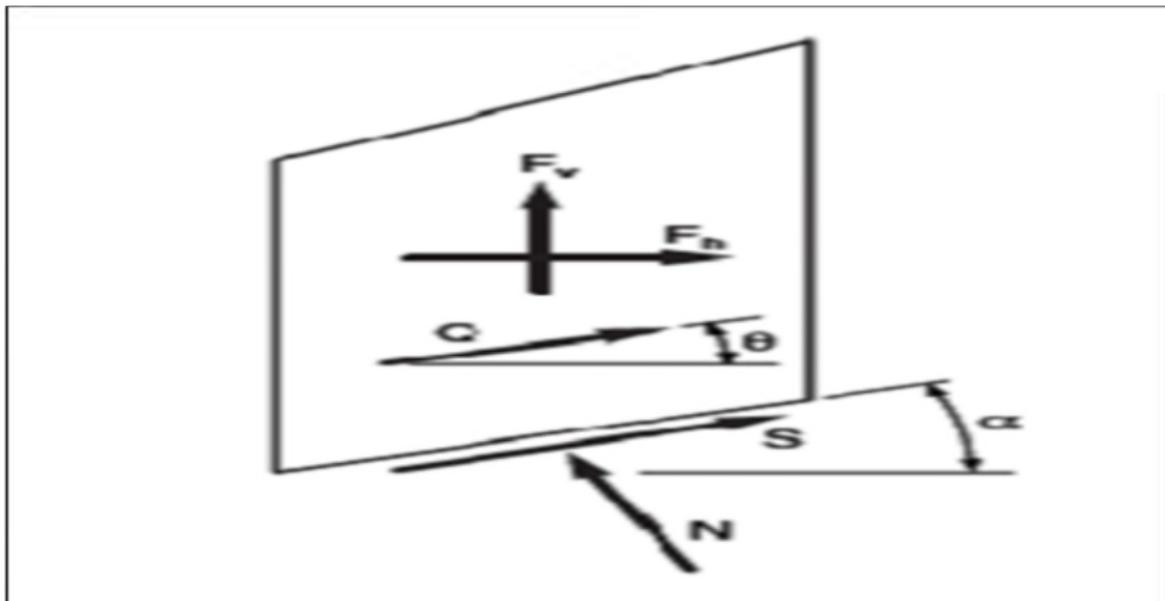


Figure IV.5: Représentation de toutes les forces inconnues dans une tranche dans la méthode de Spencer

L'équation d'équilibre des moments est exprimée par la relation :

$$\sum Q(x_b \sin \theta - Y_Q \cos \theta) = 0$$

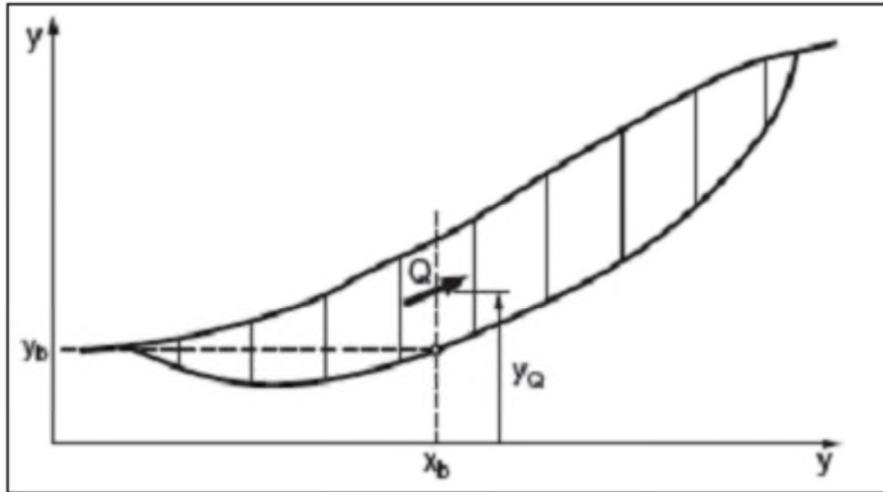


Figure IV.6: Coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.

IV.4.2.1.f. Méthode simplifiée de JANBU [1956] :[18]

✓ Hypothèses :

- ✓ La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;
- ✓ Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation suivante :

$$F_s = \frac{\sum [c' l + (N - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad (IV.19)$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$F_s = \frac{\sum [c' l + (N - ul) \tan \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (IV.20)$$

Ce coefficient de sécurité F_s est corrigé par un facteur F_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol: $F_s' = F_0 * F_s$

IV.4.2.1.g. La méthode de Morgenstern et Price :[18]

La méthode de Morgenstern et Price satisfait à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches. Selon Morgenstern – Price (1965), L'inclinaison des forces inter-tranches peut varier par une fonction arbitraire ($f(x)$).comme:

$$T = f(x)\lambda E$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure

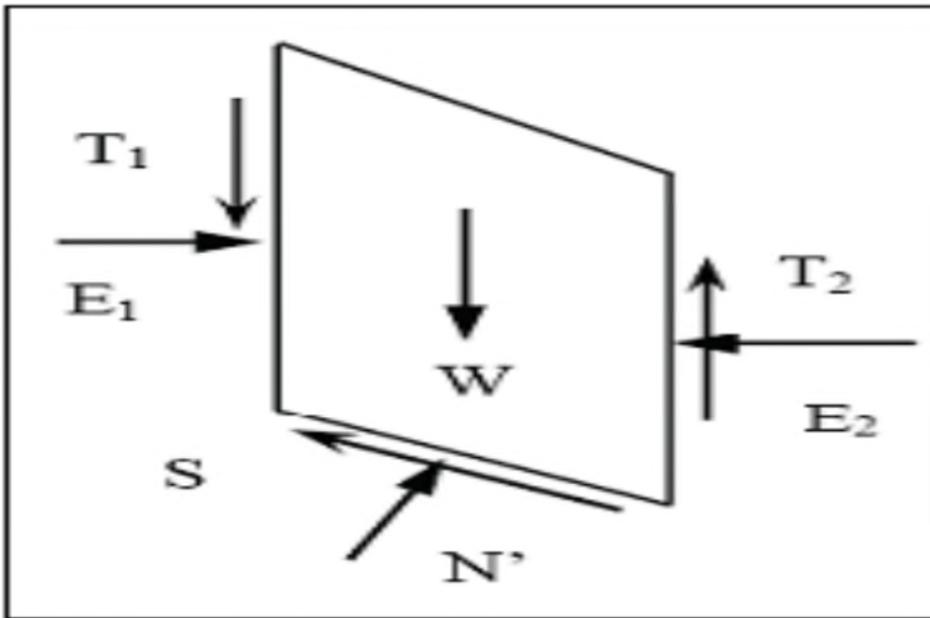


Figure IV.7: Représentation graphique des forces sur une tranche.

où :

- $F(x)$: Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture.

- λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que F_f soit égal à F_m dans les équations suivantes :

$$F_f = \frac{\sum[(c'l + (N - ul) \tan \varphi') \sec \alpha]}{\sum[W - (T_2 - T_1)] \tan \alpha + \sum(E_1 - E_2)}$$

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (N - ul) \tan \varphi']}{\sum W \sin \alpha}$$

En général, cette méthode :

- considère les deux forces inter tranches.
- suppose une fonction des forces inter-tranches $f(x)$.
- permet la sélection de la fonction des forces inter tranches.
- le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

IV.4.3.Récapitulation des méthodes d'équilibre limite : [19]

Dans le tableau qui suit, on a fait un résumé sur les méthodes d'équilibre limite citées dans le présent chapitre ainsi que les équations d'équilibre et les hypothèses qui sont faites.

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibre	Les inconnues recherchées
Fellenius	-La surface de rupture est circulaire; - Les forces sur les côtés des tranches sont négligés.	Σ Moments par rapport au centre du cercle de glissement.	-Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifié	-La surface de rupture est circulaire. -Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches).	Σ Moments par rapport au centre du cercle de glissement. Σ des forces dans le sens vertical.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
Spencer	-Les forces inter tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. -L'inclinaison des forces inter tranches (Θ). -Résultante des forces inter tranches (Z). - Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	-Les forces inter tranches de cisaillement sont liée au forces normale par $T = f(x)\lambda E$ -La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	-Le coefficient de sécurité. -La force normale (N) à la base. -Le coefficient (λ). -Les forces inter-tranchent horizontales. -Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

IV.4.4. Choix du coefficient de sécurité :

L'utilisation d'un coefficient de sécurité permet de se tenir "raisonnablement" éloigné de la rupture. Le coefficient de sécurité joue donc deux rôles :

- être dans un état éloigné de la rupture. Le coefficient de sécurité est un coefficient d'assurance;
- "encaisser" les différentes causes d'imprécision et d'erreur du calcul : incertitude sur la valeur réelle des propriétés mécaniques (C et φ), de u , de γ , imprécision du calcul pour lequel il a été nécessaire d'introduire des hypothèses simplificatrices, différence entre le problème modélisé et la réalisation pratique. Le coefficient de sécurité est donc aussi un coefficient d'ignorance.

La valeur de F_S adoptée est par conséquent fonction des situations (assurance et ignorance plus ou moins importantes). Pour des ouvrages de Génie Civil la valeur utilisée est rarement inférieure à **1,5**, elle peut être de **2** voire **2,5** (grand risque). Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouvert, talus en cours de construction), le coefficient de sécurité peut être réduit à **1,2** ou **1,3**. Dans ce cas la surveillance et l'auscultation des terrains sont généralement renforcées.

IV.4.5. Conclusion

On a présenté, précédemment, la notion de coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité des pentes, et on a cité les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite avec leurs différentes hypothèses.

Bien que ces méthodes sont dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique basée sur ces méthodes.

Chapitre V : Les méthodes de confortement

V.1. Introduction :

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable.

- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement [15].

V.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 totales de la masse instable.

V.2.1. Remblai de pied :[21]

Le remblai de pied est souvent une solution d'urgence, en cas de risque imminent de glissement. L'effet est double, création d'une butée en pied, création d'une surcharge qui s'oppose une rupture rotationnelle profonde.

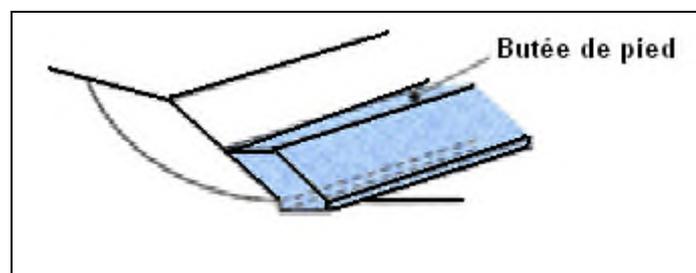


Figure V.1: La butée de pied

La stabilité au grand glissement suppose (figure V.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.

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.

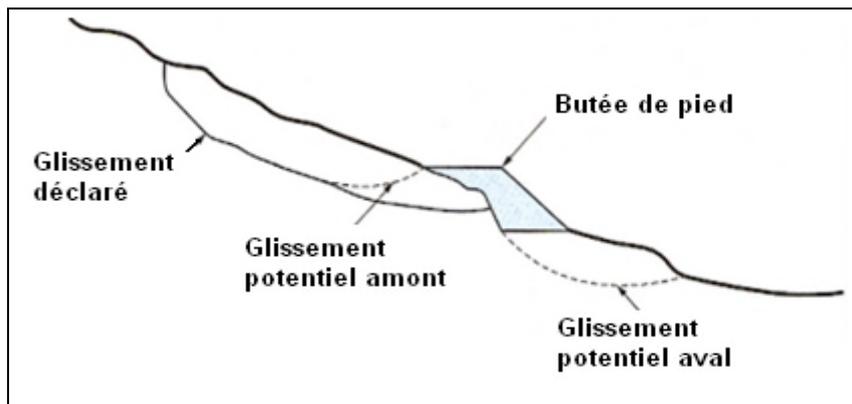


Figure V.2: Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte

V.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.).

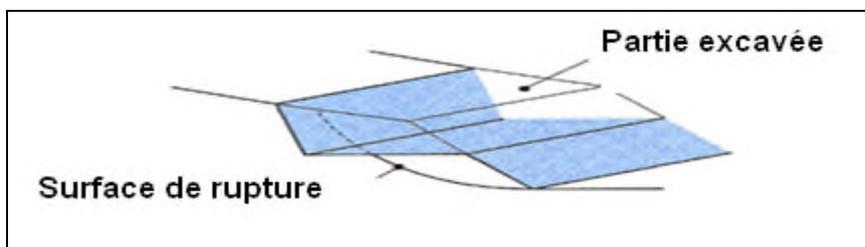


Figure V.3: Allègement en tête

V.2.3. Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel.

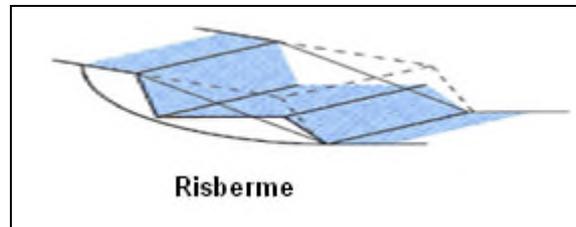


Figure V.4: Reprofilage

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.

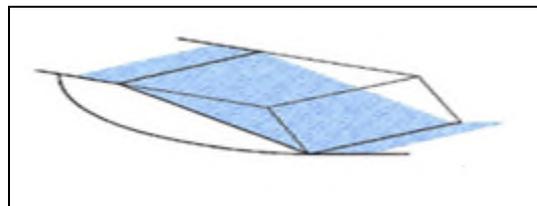


Figure V-5: Adoucissement de la pente

V.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.

V.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 concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise 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 de fouilles ouvertes pendant une longue période.

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

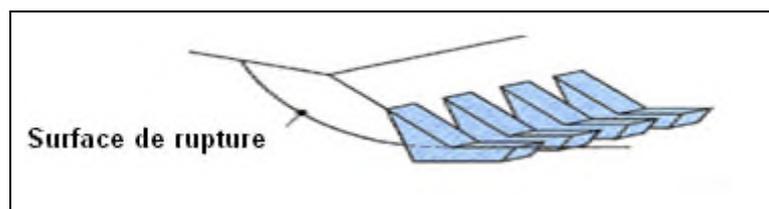


Figure V.6: Substitution partielle

V.3. Dispositifs de drainages :

La lutte contre l'eau est l'une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement. Le succès d'un drainage repose aussi sur son entretien pour éviter un risque de colmatage par des dépôts sulfatés, calcaires ou ferrugineux, des arrivées de fines, etc. [22].

Parmi les différentes techniques de drainage, on désigne :

a. 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 l'étanchéifications des fissures de surface, bien que ne

constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

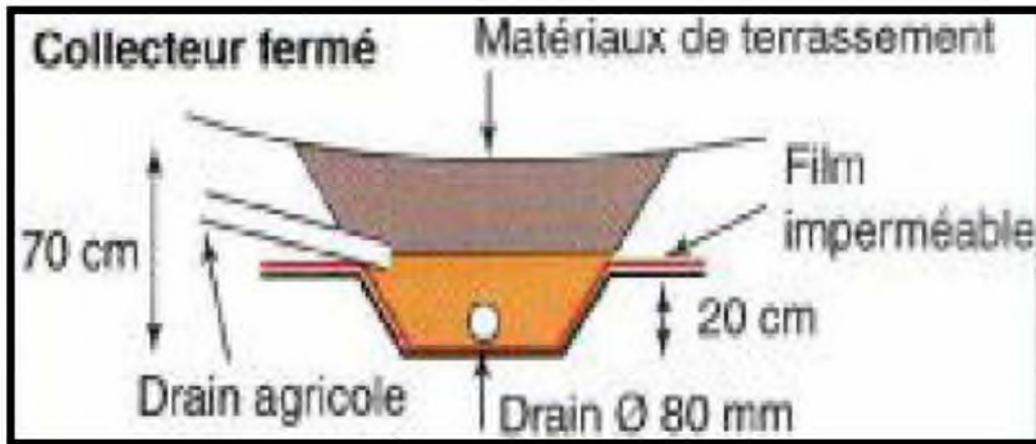


Figure V. 7: Drainage de surface

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.

b). Tranchées drainantes :

b.1) Géotextile :

Les géotextiles, sont des tissus généralement en matériaux synthétiques destinés aux travaux de bâtiment, de génie civil et d'agriculture. Il s'agit d'une trame, tissée ou non, qui a la propriété de laisser passer l'eau. Elle est également appelée « anti-contaminant ». En génie civil, ils font partie de la famille des géo synthétiques. Des géotextiles biodégradables ou écologiques existent aussi comme la toile de jute et servent à la végétalisation de talus.

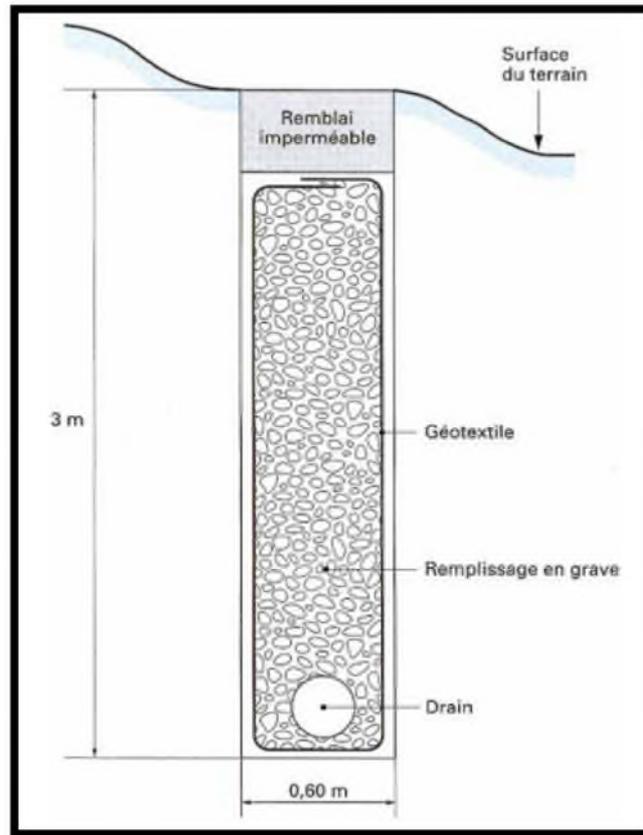


Figure V.8 : Tranchée drainante

Les tranchées drainantes, comme il est montré sur la figure (**Fig.V.8**), 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.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- 1. A 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 ;

2. **A 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.

3. **A la 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 [15].

c. Drains subhorizontaux :

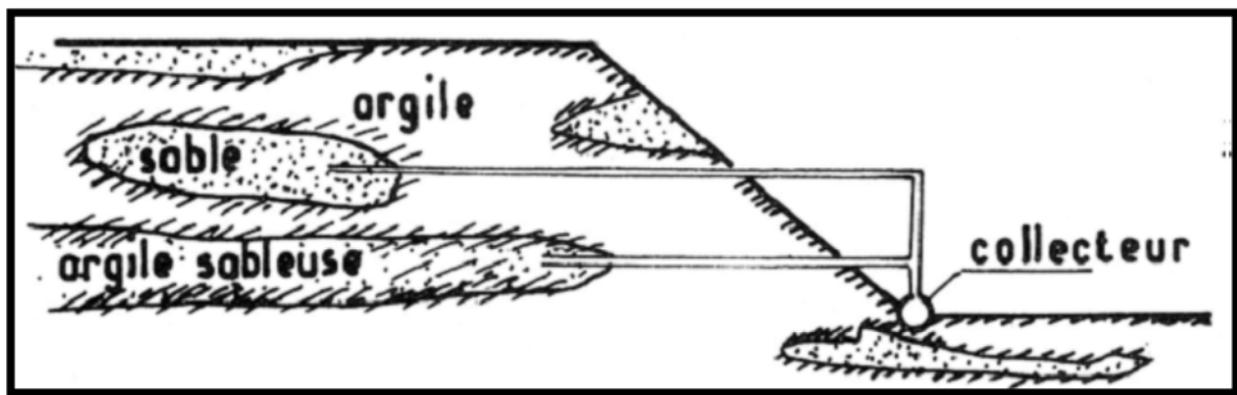


Figure V.9 : Drainage subhorizontal

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 crépins. 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 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.

d. 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, ils ont des caractéristiques frottantes qui 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.

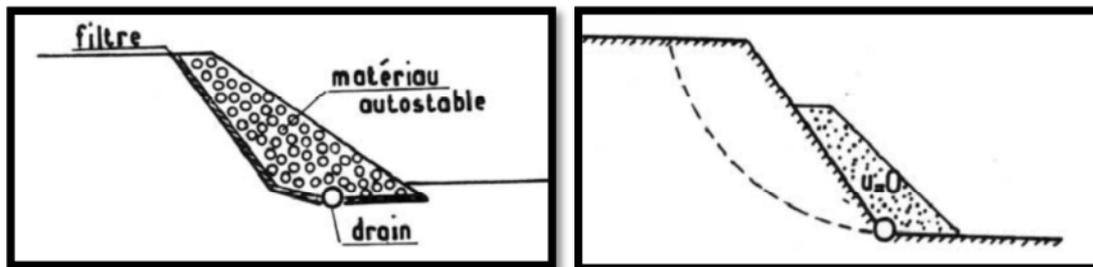


Figure V.10: Coupes des masques drainants

Du point de vue de la stabilité, lorsqu'il est hors profil, le masque joue le même rôle qu'une banquette vis-à-vis d'un remblai, c'est-à-dire un rôle mécanique résistant, par augmentation des contraintes totales en pied de talus.

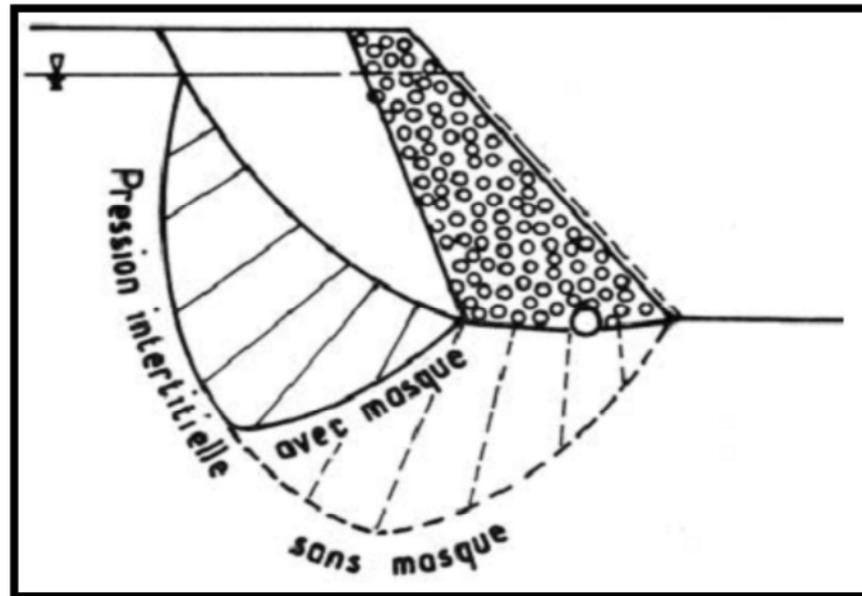


Figure V.11 : Incidence du masque sur les pressions interstitielles

Lorsqu'il est dans le profil, son rôle revient à diminuer les pressions interstitielles u , donc à augmenter les contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), c'est-à-dire la résistance au cisaillement τ_{\max} ($\tau' = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$) [7].

e . Drains verticaux, galeries drainantes :

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

V.4. Confortement mécanique

Il existe plusieurs mécanismes, qui ont pour but d'opposer ou bien de réduire la contrainte de cisaillement dans le versant susceptible à se glisser ; on cite :

- L'ancrage (tirants, murs d'ancrage).
- Le cloutage (barres, micro pieux).
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Murs de soutènement.

V.4. a. L'ancrage :

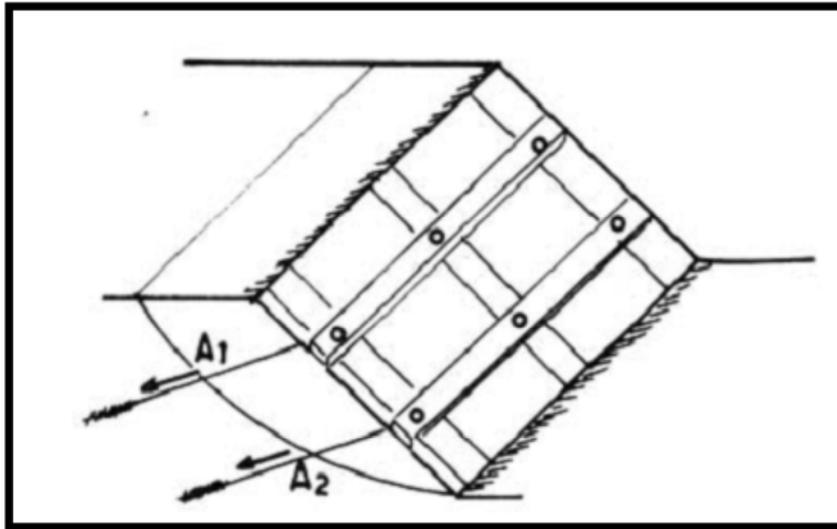


Figure V.12 : Schéma de confortation par tirants d'ancrages

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.

Généralement, les tirants sont mis par nappes de forages parallèles. L'espacement entre tirants d'une même nappe est fonction de l'effort total désiré et de la tension admissible par tirant.

On vérifiera dans le cas des ancrages actifs, que le sol n'atteint pas l'état de butée, auquel cas il y aurait plastification (déformation) du sol derrière les plaques de réaction entraînant une diminution de la tension dans les ancrages. Il est judicieux de prévoir un dispositif de suivi des déformations du terrain. Cette technique n'est pas recommandée en première solution, et sera limitée à des sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé.

V.4. b. Le cloutage :

La stabilisation d'un glissement de terrain par cloutage 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'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Les clous ont donc des effets progressifs 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.

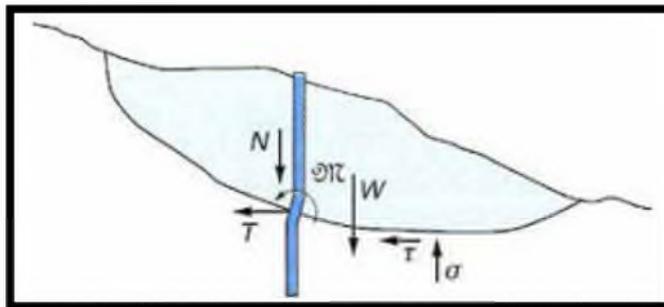


Figure n° : stabilisation par clouage d'un glissement

Figure V.13: stabilisation par clouage d'un glissement

V.4. c. Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que par clouage. 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.

V.4. d. Les murs de soutènement :

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation) [21]. Il existe plusieurs types des murs de soutènement, classés selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles :

- Murs rigides.
- Murs souples.

Les ouvrages rigides : pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé).

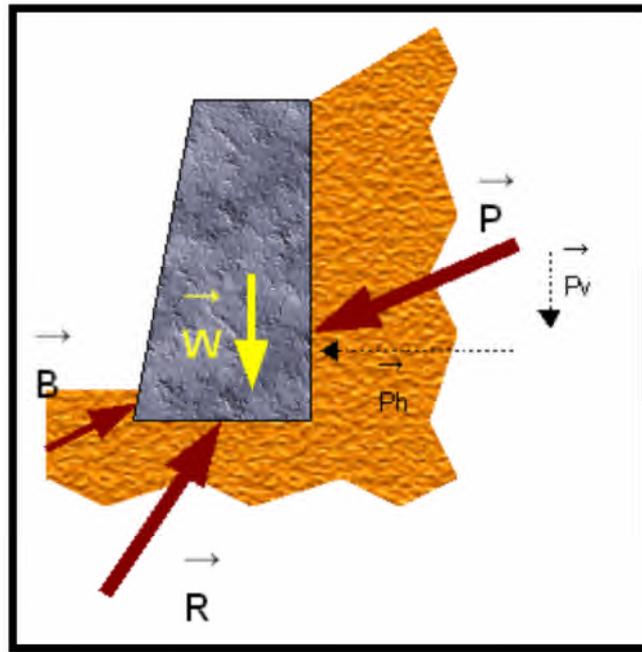


Figure V.14: Mur de soutènement



Figure V.15: Ouvrages rigides

Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle.

• **Les ouvrages souples :**

Pour lesquels la surface de contact est déformable ; les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau

de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol soit à l'aide d'ancrages.

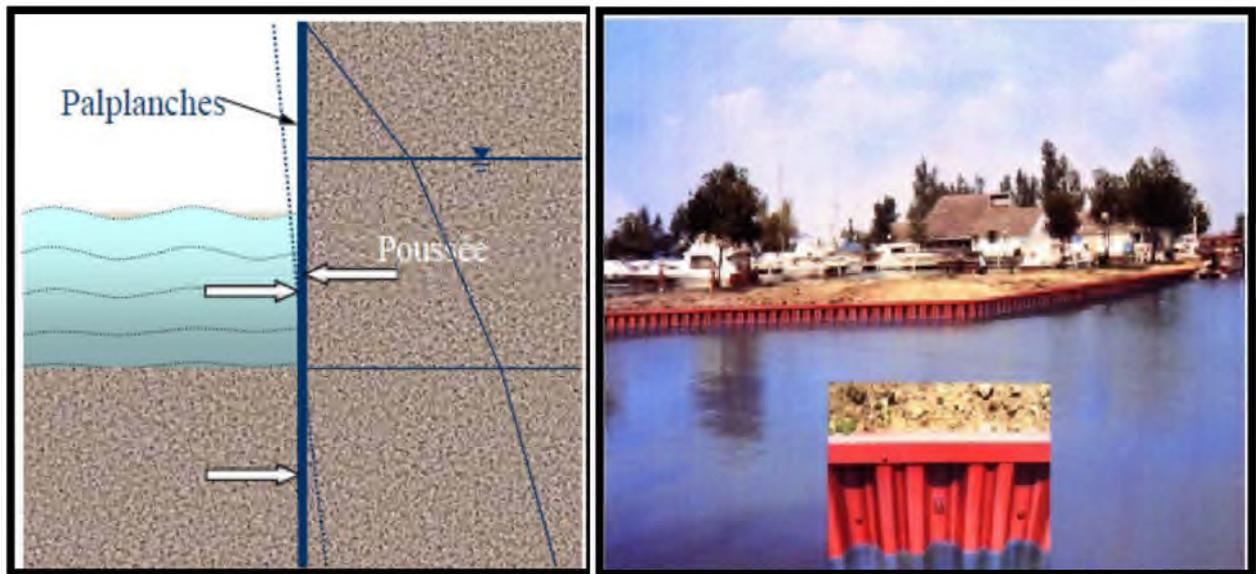


Figure V.16: Rideau palplanches

***PARTIE II : ETUDE
PRATIQUE***

Chapitre I : Présentation du site**I.1. Situation géographique :**

La commune de Chemini est localisée en moyenne Soummam, sur la rive gauche . Elle est située au sud Ouest de la wilaya de Béjaia ; elle s'étend sur une superficie de 39,04Km².

Administrativement, elle est délimitée par les communes d'Akfdou au nord, Ouzellaguen au sud, Souk –ofella à l'est et Bouzeguen qui fait partie de la wilaya de Tizi-Ouzou à l'ouest. Chemini est située à une soixantaine de kilomètres du chef lieu de la wilaya.

La commune de Chemini est comprise entre les coordonnées Lambert suivants (d'après la carte topographique de Sidi Aich) :

X= 671 000 à 673 000 m.

Y= 367 000 à 369 000 m.



*Figure I.1: Vue aérienne du site d'étude
Image satellitaire par Google Earth*

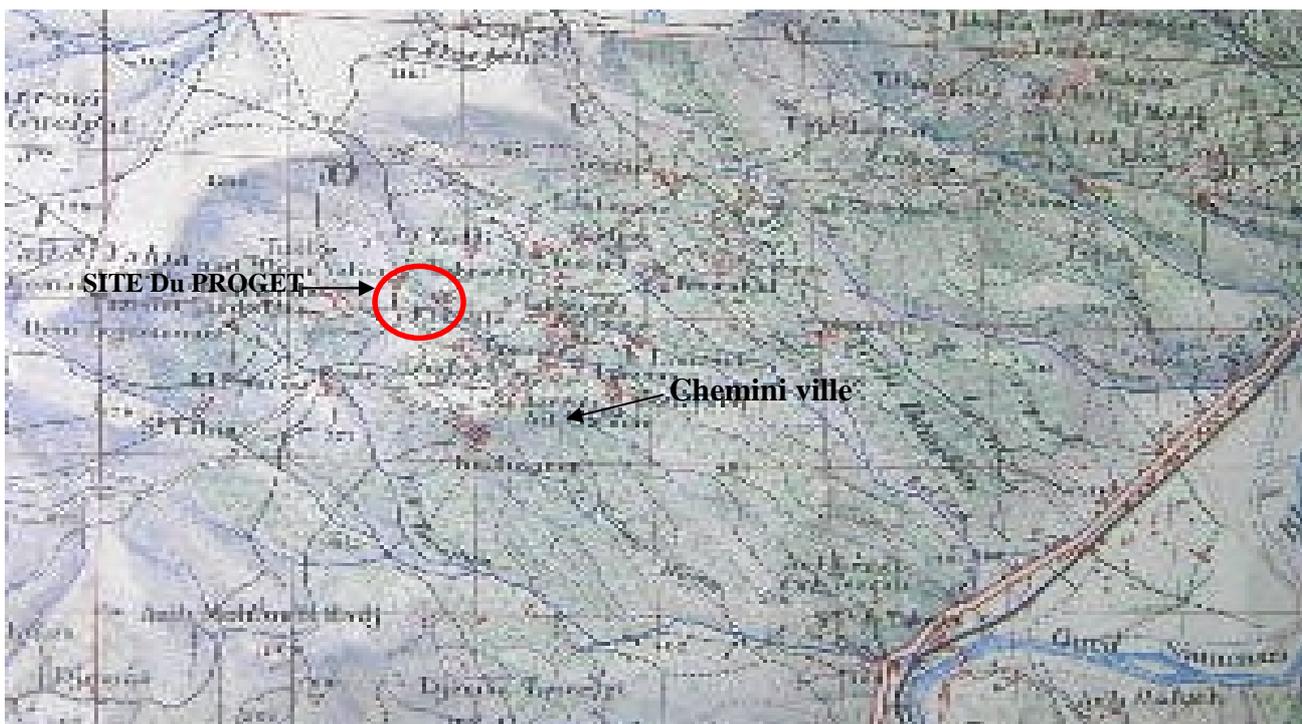


Figure I.2 : extrait de la Carte topographique de Sidi Aich, Bejaia. Echelle 1/50.000^{ème}

I.2. Caractéristiques du site :

Le site, faisant objet de notre étude, est situé au lieu dit Louvar Imaaliouene, dans la commune de chemini.

La zone d'étude est caractérisée par une morphologie accidentée, sa pente inclinée vers le Sud, peu atteindre les **45%** par endroit, ce qui révèle un talus favorable au glissement.

La lithologie des terrains au niveau de ce site, est constituée par des remblais et de la terre végétale en surface reposant sur des schistes friables très fissurés.

Les diverses formes d'action de l'eau ont creusé sur le terrain de large éventail de chenaux et ravins, avec de fortes précipitations et des chutes de neige. Ces dernières modifient en général les caractéristiques physiques et mécaniques du terrain et constituent un moteur pour les glissements. L'été est plutôt chaud et sec.



Photo



Photo

Photos I.1 : Terrain en pente et accidenté

Observation :

Sur les lieux, nous observons ce qui suit:

- Des constructions implantées sur des terrains privés.
- Présence de conduite d'eau.
- Terrain en pente ;
- Murs de pierres et mur de soutènement

I.3. Classification des zones sismiques :

D'après la nouvelle classification du CGS (Centre National de la Recherche Appliquée en Génie Parasismique) en 2003, la région de Bejaia est classée dans la zone II a de sismicité moyenne.

Zone 0 : sismicité négligeable (Couleur bleu).

Zone I : sismicité faible (Couleur jaune).

Zone IIa (Couleur vert) et IIb (Couleur rose) : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée (Couleur rouge).

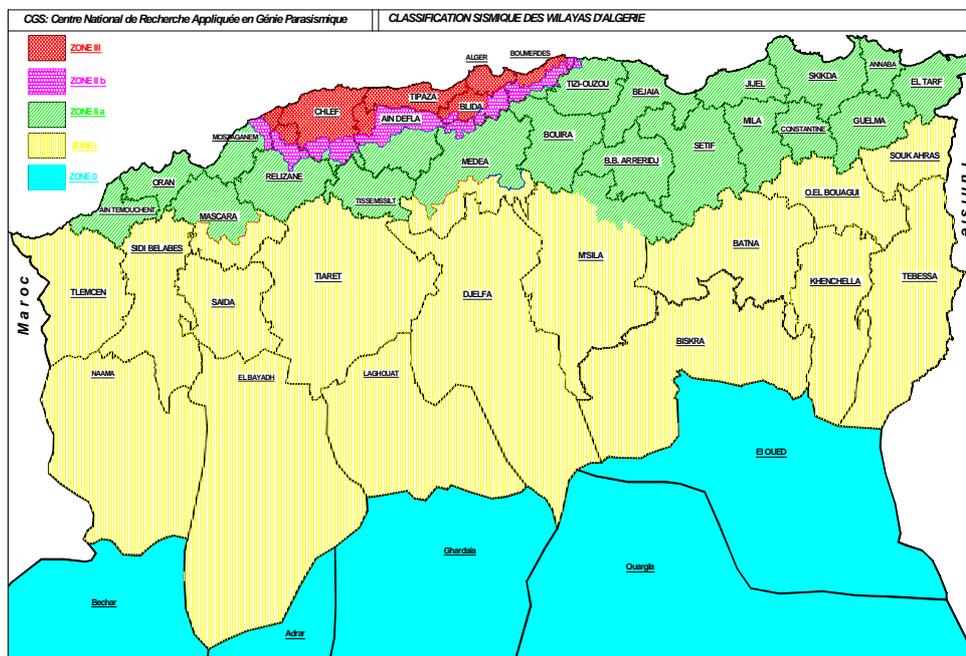


Figure I.3 : Carte de Zonage après le Séisme de BOUMERDES (CGS2003)

I.4.Géologie :**I.4.1 . Cadre géologique local :**

La région de Chemini est localisée sur la carte géologique de Sidi Aich. Cette carte montre deux régions distinctes sur le plan topographique, lithologique et même climatique .

- Une région Nord à Nord Ouest composée de hauts massifs calcaires de Chellata qui constitue le prolongement des massifs du Djurdjura.
- Une région Sud et Sud-est caractérisée par des hauts massifs schisteux et violemment affecté par une intense érosion.

L'Oued Soummam a creusé une large vallée délimitant deux petites plaines alluviales dans lesquelles l'Oued décrit de nombreux méandres.

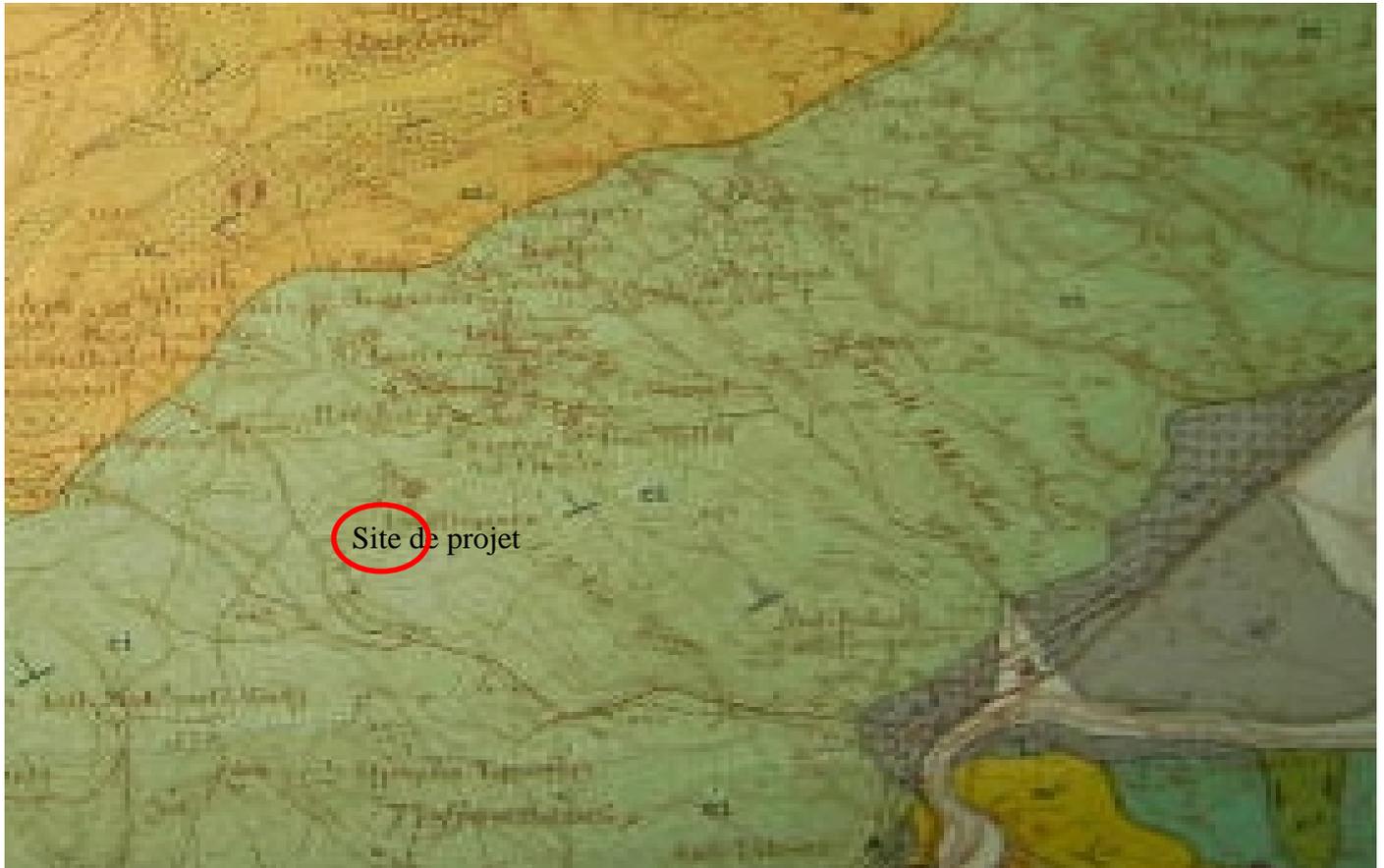


Figure I.4 : Extrait de la carte géologique établie entre 1946 et 1948 de la région de Sidi Aich, Bejaia.

Ci Crétacé inférieur : indéterminé (faciès flysch) grés et marnes schisteuse vertes et

 Site de projet

I.4 .2.Stratigraphie

Une coupe géologique faite sur la carte géologique de Sidi Aich au 50.000^{ème}, orientée Nord Ouest- Sud Est nous a permis de visualiser la séquence stratigraphique depuis la vallée de la Soummam jusqu'aux sommets de l'Akfadou. Cette évolution stratigraphique est la suivante :

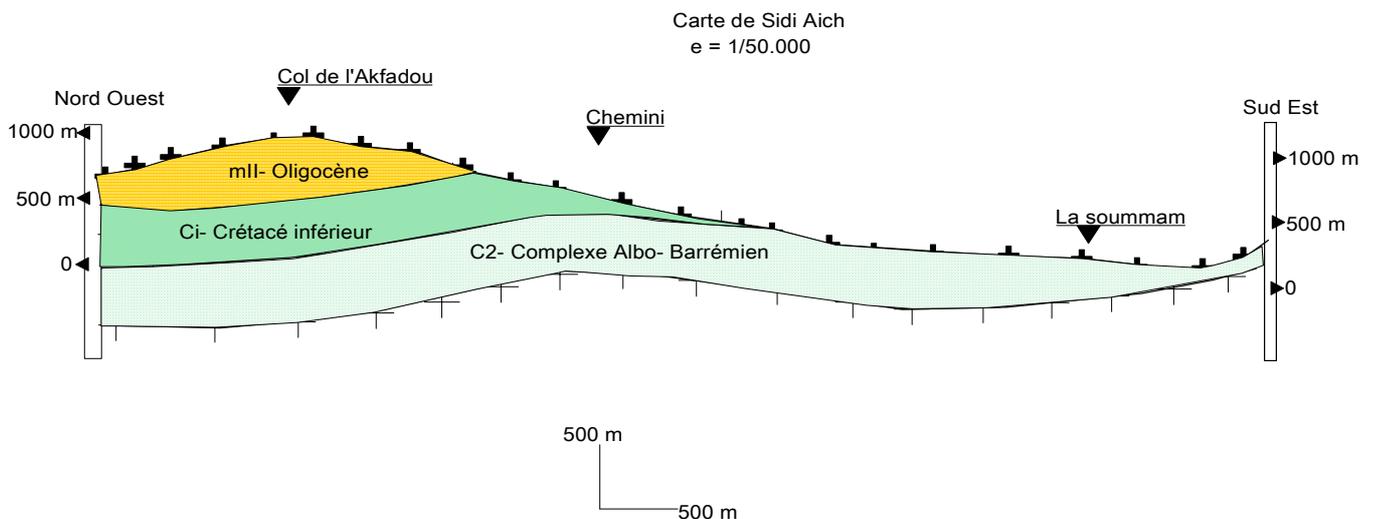


Figure I.5 : Coupe géologique de CHEMINI.

Au niveau de la plaine de la Soummam, on rencontre de bas en haut :

- Alluvions récents du lit des Oueds.
- Alluvions anciennes (niveau inférieur) : Ce sont les basses terrasses formées de limons, sable et cailloutis.
- Alluvions anciennes (niveau moyen) : Ce sont des terrasses à environ 10 m au-dessus du cours de la Soummam, caractérisé par des limons et cailloutis.
- Alluvions anciennes (niveau supérieur) : terrasses à environ 40m au-dessus du cours de la Soummam à sable et cailloutis.
- Cône de déjection ancienne : largement développés en piedmont. Les éléments peu roulés sont mélangés à des limons jaunes et rouges. Ces formations sont caractérisées par l'absence de stratification nette.

- Le Burdigalien : Marnes grises dans lesquelles est inter stratifié des grés et des conglomérats.
- L'Oligocène.
- Le Crétacé inférieur : Localisé au nord de la Soummam. Il est caractérisé par un faciès flysch très uniforme avec une épaisseur de l'ordre de 400m et une lithologie formée par une alternance de grés et quartzites avec des schistes argileux noirs à verts.

I.5. Hydrogéologie :

I.5.1. Aperçu climatique :

1.Introduction :

La région de Chemini jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations et un taux d'humidité important en hiver. L'été est plutôt chaud et sec.

1.2.La température :

Les données pluviométriques et de température annuelles recueillies au niveau de l'Office National de Météorologie (Tableau 1 et 2), nous permettent d'analyser l'évolution de ces paramètres.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	mo y
T° Min	7.50	7.60	8.54	10.1 0	13.2 0	16.9 0	19.5 0	20.5 0	18.6 0	15.2 0	11.2 0	8.60	13. 12
T° Moy	11.9 0	12.1 0	13.2 0	14.7 0	17.7 0	21.2 0	23.7 0	24.9 0	23.0 0	19.8 0	15.8 0	12.9 0	17. 61
T° Max	16.3 0	16.6 0	17.8 0	19.3 0	22.3 0	25.5 0	28.0 0	29.3 0	27.8 0	24.3 0	20.4 0	17.3 0	22. 10

Tableau I.1 : Température pour l'année 2012

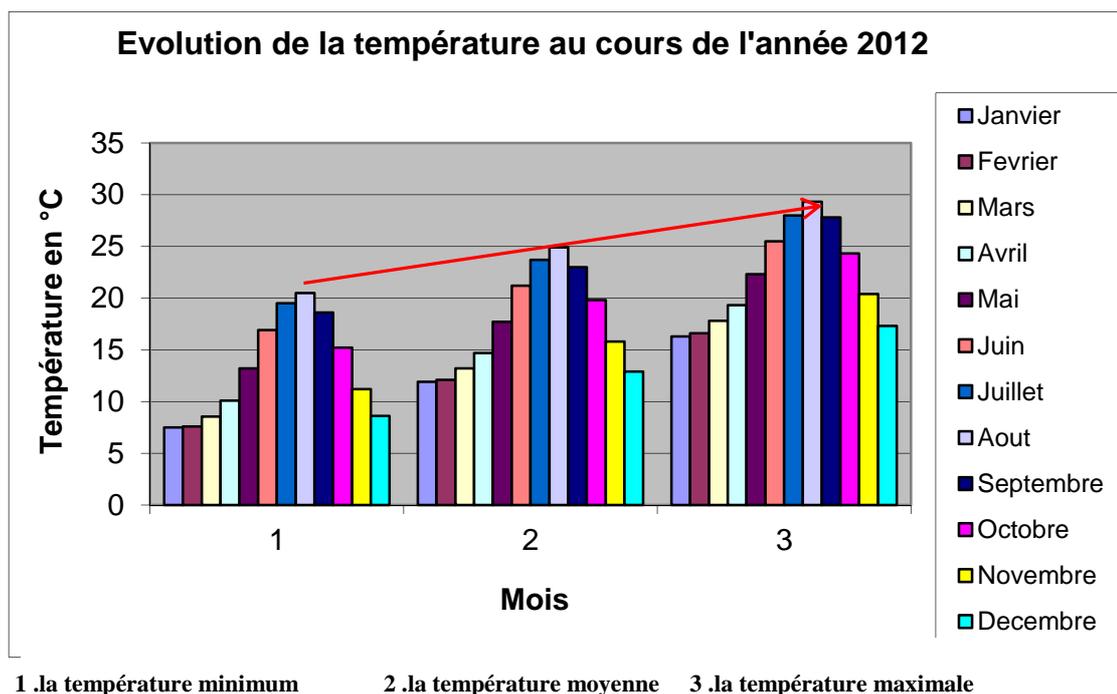


Figure I.6: Histogrammes montrant l'évolution de la température au cours de l'année 2012.

Suite à l'observation de ces histogrammes (FigureI.6), on constate que la température moyenne annuelle est de 17.61°C. Les mois les plus chauds sont Juillet, Août, Septembre et les plus froids sont Décembre, Janvier et Février.

Les minima de température sont compris entre 7.50°C (Janvier) et 20.50°C (Août) ; alors que les maxima oscillent entre 16.30°C (Janvier), 29.30°C (Août) avec une moyenne annuelle de 22.10°C.

Il est à souligner l'existence d'un écart important entre les températures moyennes des mois les plus chauds et les plus froids. L'écart est de 13°C.

1.3. La pluviométrie :

Les données statistiques existantes pour la pluviométrie de la région d'étude sont récapitulées dans le tableau 2 :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Précipitations Mensuelles en mm.	81.80	82.0	53.1	48.1	34.2	10.1	4.50	10.90	15.80	38.80	65.30	70.30

Tableau I.2 : pluviométrie pour l'année 2012

Ces données ont été projetées dans des diagrammes spécifiques (Figure I.07).

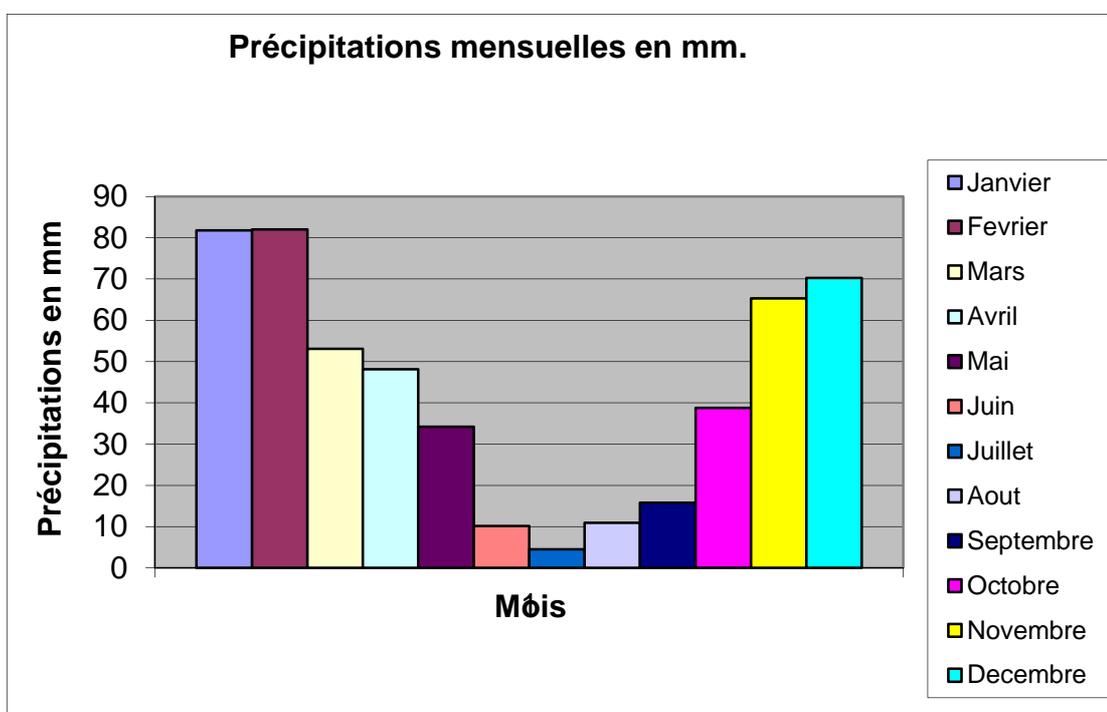


Figure I.7: Histogramme des précipitations mensuelles en mm pour l'année 2012 .

Ces histogrammes montrent l'existence de deux périodes climatiques au cours de l'année :

- Une première période pluvieuse allant de Novembre à Mars avec un maximum de 81.80 mm (Janvier).
- Une seconde période sèche allant d'Avril à Octobre avec un minimum de précipitation de 4.5 mm au mois de Juillet.
- En mois de février 2012, une forte pluie accompagnée par des chutes de neige assez importantes, qui ont provoqués des désordres.

L'eau constitue un facteur déterminant dans la dégradation des propriétés physico-mécaniques d'un sol. Il peut paraître indispensable de connaître l'origine des eaux et les quantités affluant vers la zone d'étude.

I.5.2. L'hydrologie de la surface et les apports d'eaux artificiels :

Nous avons représenté, l'ensemble des réseaux divers (AEU et AEP) observé ainsi que un Oued essentiellement alimenté dans les périodes pluviales.

2.1. Régime des eaux :

- Sur la région de Chemini, aucune étude hydrogéologique n'a été effectuée à ce jour.
- D'après la carte géologique de Sidi-Aich à 1/50.000eme, la région Nord est bien arrosée.
- Les quelques sources importantes du massif de Chellata alimentent Akbou en eau potable.
- Les grés d'Akfadou alimentent de nombreuses petites sources de maigre débit, car les marnes inter stratifiées empêchent la création de grands réservoirs d'eau.

2.2 Influence des paramètres hydrauliques sur l'instabilité du terrain :

L'eau constitue la cause principale des mouvements gravitaire surtout pour les sols sensibles à l'eau, les probabilités d'existence d'un aquifère, de sources d'eau et une forte pluviométrie saisonnière contribuent sur le plan mécanique à la modification des caractéristiques d'un sol.

Les phénomènes de glissement ou de solifluxions sont généralement lents. Les terrains sont gorgés d'eau et s'écoulent comme une masse boueuse à partir d'une niche de décollement ou de solifluxion.

Concernant cette étude, nous avons observé à l'intérieur de la daïra des gouttières qui déversent directement au sol et l'inclinaison du mur de clôture.



Photo I.2 : Soulèvement de la fondation d'un regard



Photo I.3: Déplacement le mur de clôture



Photo I.4: Arrachement et inclinaison des arbres

I.6. Végétation :

Quelques couvertures végétales de la région :



Photo I.5

Herbes



Oliviers

Photo I.6

I.7. Géomorphologie :

I.7.1. Description géomorphologique du terrain :

L'étude suivante consiste en la détermination des paramètres géométriques et la déformation visible déjà sur le terrain.

Voici ci-dessous quelques photos des déformations visibles sur le terrain provoquées par les eaux pluviales:

*Photo I.7 : Rebord d'une niche d'arrachement*



Photo I.8: Ligne de glissement superficiel



Photo I.9 : Existence de crevasse

I.7.2. Suivis des glissements de terrains :

Description de la borne (piquet):

Afin de suivre l'évolution du mouvement de terrain, le laboratoire a procédé à l'implantation de 12 bornes témoins.

Les bornes seront repérées au cours des travaux de topographie, leurs coordonnées sont données dans le tableau n°3.



Photo I.10 : le piquetage



Photo I.11: les piquets

N° du piquet	X	Y	Z
01	4952.6625	10005.4368	96.0050
02	4955.0531	9987.1584	93.9750
03	4953.2159	9970.4687	88.5150
04	4951.8498	9950.3764	79.2110
05	4952.3753	9930.6443	73.0590
06	4959.6302	9913.3351	65.5140
07	4967.9435	9897.5894	57.4960
08	4978.5555	9879.6937	50.8150
09	4988.7969	9861.6052	44.1270
10	4994.8357	9838.8004	38.2300
11	4998.5214	9812.6337	32.1590
12	4997.9508	9809.3185	31.8650

Tableau I.3 : Coordonnées des bornes (piquetage)

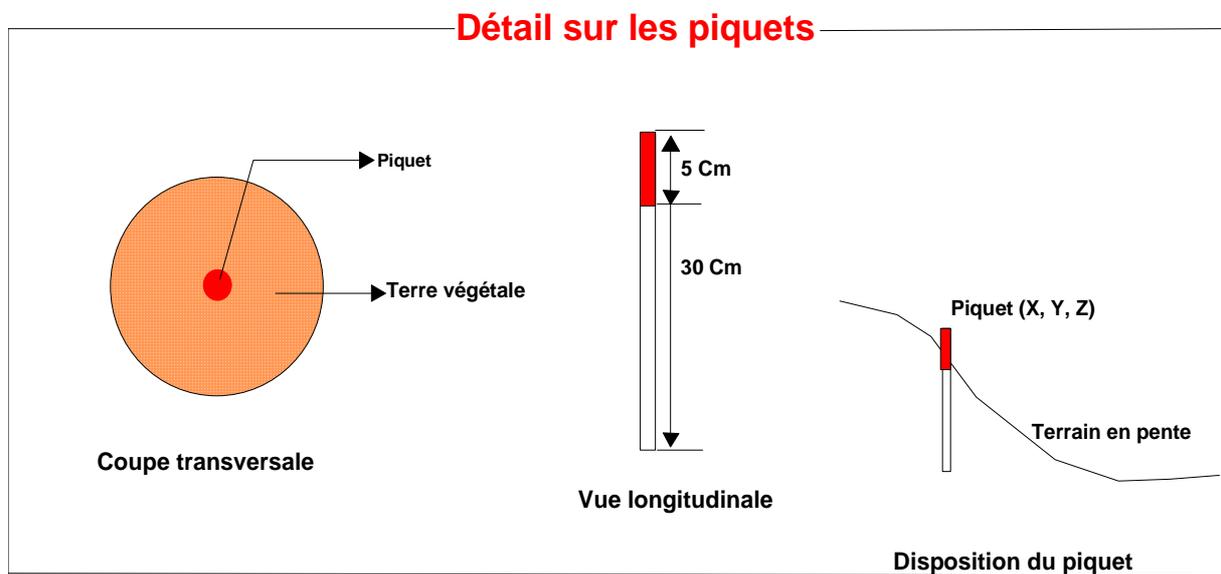


Figure I.8 : Implantation des bornes.

I.8 . Description des désordres :**I.8.1. Etats des constructions :**

Nous avons suivi le canevas ci-dessous afin de faire l'enquête sur les lieux.

Nous avons adopté trois niveaux correspondant aux trois couleurs conventionnelles (vert, orange et rouge).

Nous récapitulons dans le tableau ci-dessous l'échelle d'évaluation des degrés de dommage.

Domage	Nul	Légé à modéré	Important à destructif
Niveaux	1	2	3
Couleur	Verte	Orange	Rouge
Pourcentage	0%	25 à 50%	75 à 100%

Tableau I.4 : L'évaluation des degrés de dommage

- Vert (1) : Ces les structures qui ne pas touchée par le glissement ou dessus de la route (les maisons, lycée) .
- Orange (2) : Ces les structures qui sont légèrement touchées par le glissement au dessous de la route (poste de police, la route) .
- Rouge (3) : Pas de structure endommagé.

1.9.Conclusion :

L'Etude du site Louvar dans la commune de CHEMINI, a permis de faire un bilan des aléas rencontrés sur site et des différents désordres apparus suite au glissement de terrain. Elle a également permis de définir l'état actuel des constructions et la morphologie du terrain

- L'étude géologique a permis d'évaluer la profondeur du substratum et de définir sa géométrie.

- Grâce à l'étude géomorphologique, l'analyse des formes de reliefs et la description des instabilités sur site constitue une donnée préliminaire pour l'élaboration des cartes des pentes et de classer le site selon le type d'instabilité.

- La visite des lieux a permis également au bureau d'étude de recenser les maisons et les ouvrages affectés et de les classer suivant des échelles appropriées programmed'investigation In Situ est tracé pour poursuivre l'étude et de pouvoir donner des solutions confortatifs à ce glissement.

Chapitre II : Etude géotechnique**II.1. Introduction :**

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques disponibles telles que les cartes géologiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes, ...etc., mais malheureusement celles-ci restent insuffisantes car elles ne nous renseignent que sur les affleurements de surface et ne donnent aucune indications sur les caractéristiques mécaniques et physiques des sous sols.

Pour cela, des campagnes de reconnaissance (in situ) interviennent comme moyen indispensable permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéité et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques.

II.2. Essai in situ :

Vu la forte inclinaison et l'inaccessibilité du site étudié aux engins lourd, reconnaissance cinq (05) essais au Pénétrömètre dynamique PDL ont été réalisés.

Une reconnaissance indirecte par prospection géophysique a permis de mieux cerner le problème.

Réalisation des essais :

Un (01) profil sismique a été réalisé, (PS1) comme indiqué sur la carte d'implantation en (**Figure n°1**).

Plan d'implantation du profil sismique réfraction (Vp)

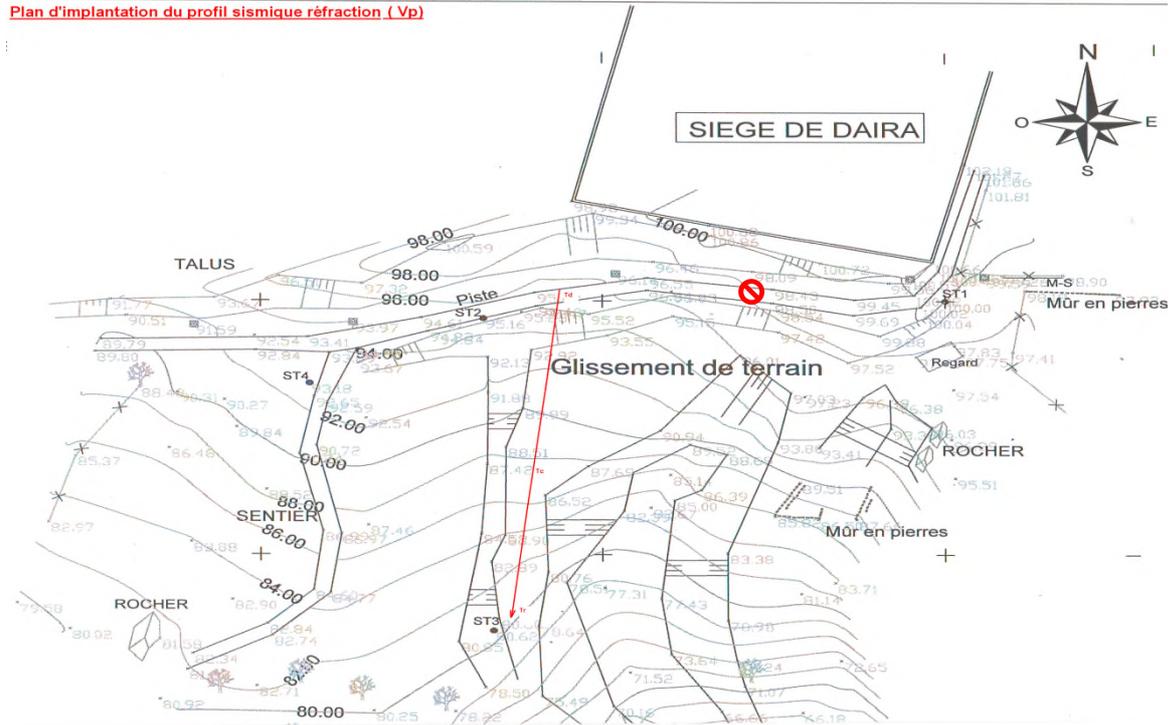


Figure II.1 : Carte d'implantation les essais in situ, et le sondage carotté.

-  PDL 03
-  PDL 02
-  PDL 01
-  PDL 04
-  PDL 05
-  PDL : PDL - Pénétromètre Dynamique Lourd.
-  sc : Sondage Carotté.
-  PS : Profil Sismique ;

II.2.1. Prospection géophysique :**II.2.1.a. Introduction :**

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction. Les méthodes de prospection géophysique constituent l'un des moyens d'exploration qui permettent d'apprécier la nature des sols et estimer l'épaisseur des couches. Dans le cadre de cette étude géotechnique, menée sur le site du projet, un programme complémentaire de reconnaissance géophysique par sismique réfraction a été effectué.

II.2.1.b .Aperçu théorique :

La sismique réfraction consiste à provoquer un ébranlement artificiel à l'aide d'un marteau. L'ébranlement déforme le milieu traversé. Ces déformations se propagent sous forme d'ondes directes et réfractées sur les surfaces de discontinuité. Les réponses sont recueillies grâce à des géophones. Les temps de propagation permettent de calculer les vitesses de propagation des ondes dans le sous-sol et de déterminer la géométrie, la structure et la configuration des couches lithologiques.

Dans notre étude on ne s'intéresse qu'aux ondes primaires de vitesses " V_p ", qui permettent de mesurer les épaisseurs des couches et d'apprécier leur nature, et aux ondes secondaires de vitesse " V_s " qui permettent de classer le sol d'après les règles parasismiques Algériennes.

II.2.1.c. Réalisation des essais de reconnaissance :**II.2.1.c.1. Equipements de mise en œuvre des essais:**

Dans le cadre de cette mission, on a effectué un profil sismique réfraction implanté suivant le sens du versant (figure n°2).

La campagne de reconnaissance géophysique s'est déroulée dans des conditions climatiques difficiles dans des zones urbaines; dont l'acquisition des données était bruitée.

1°) Le principe de la méthode :

Le profil sismique est constitué par un dispositif de 12 géophones avec différents points de tirs (voir la figure ci-dessous n° 4).

La méthode consiste à provoquer un choc à la surface du sol; l'onde de déformation ainsi induite se propage dans un milieu ; soit réfractée ou réfléchi au niveau des interfaces. Un système de capteurs à la surface du sol (Géophones) recueille les impulsions correspondant aux trajets directs et réfractés de l'onde entre le choc (source d'émission) et les capteurs ; dont on mesure ainsi des temps de propagation des ondes; qui permettent de calculer des vitesses sismiques des différentes couches présentes et leurs épaisseurs.

Les vitesses sont des paramètres qui caractérisent les propriétés élastiques des terrains et en particulier leur compacité.

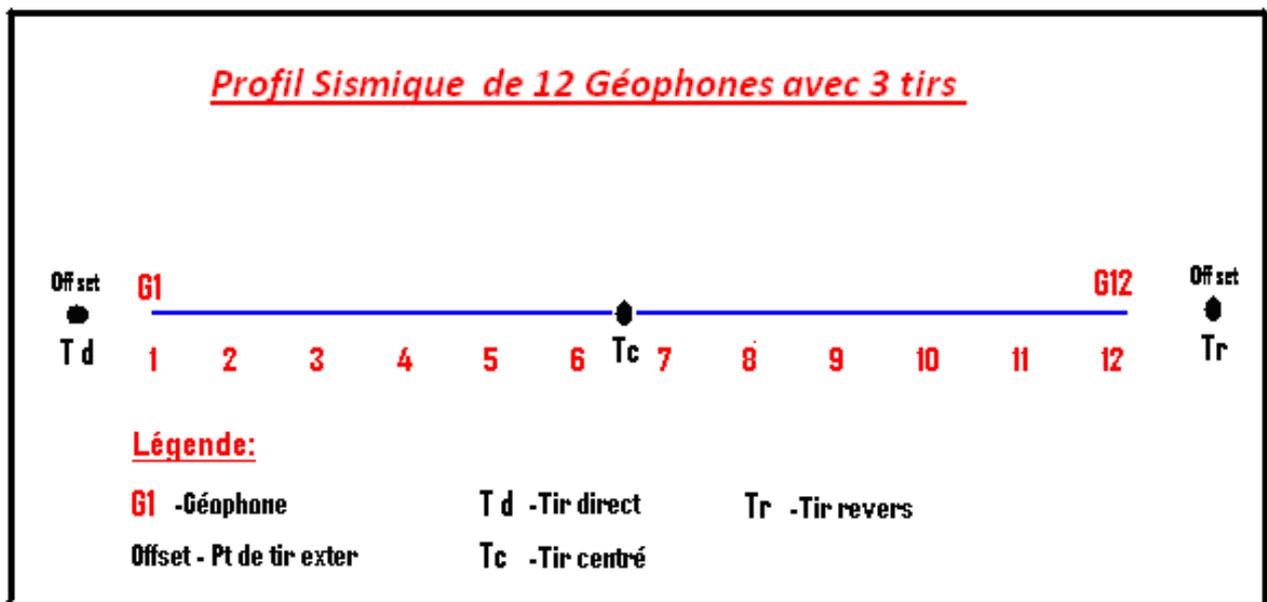


Figure II.2 : Implantation les géophones

2°) Acquisition des données :

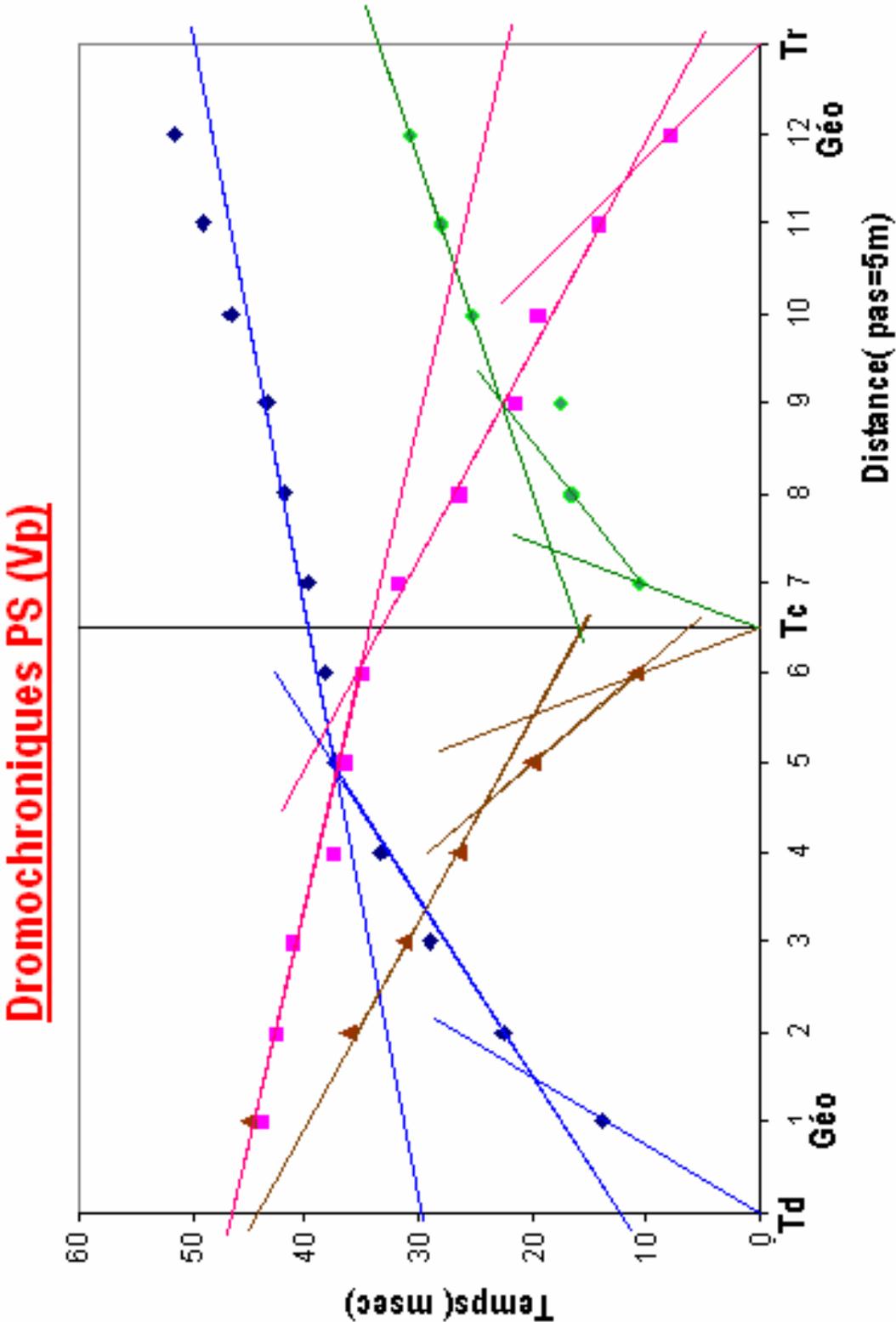
Les mesures sismiques ont été réalisées à l'aide d'un sismographe Bison modèle 2824 de 12 traces de capteurs sismographe de 10 Hz avec un générateur de source d'énergie (marteau+contacteur de timing).

Dans ce contexte de cette mission ; Un profil sismique réfraction (V_p) a été réalisé avec un dispositif de 65.0 mètres de long, avec un pas régulier de 5 mètres entre géophones avec trois points de tirs par base à savoir :

- 01 tir direct (Td) de 5.0 m du premier géophone.
- 01 tir au centre (Tc) de 2.5 m entre les 6^{ème} et 7^{ème} géophone.
- 01 tir reverse (Tr) de 5.0 m du dernier géophone.

Interprétation du profil sismique :

Les enregistrements obtenus sur le site; ont permis de tracer les dromochroniques (voir la courbe); suivant le pointage des premières arrivées des ondes Primaires (P).



Tir	Vp1 (m/s)	Vp2 (m/s)	Vp3 (m/s)	H1 (m)	H2 (m)
TN 5.0 m	362	1013	3125	2.60	8.90
TC 2.5 m	227-236	543-833	1562	0.85	2.80-3.40
TR 5.0 m	641	1230	2273	2.10	9.40

Tableau II.1 : Récapitulatif des résultats du profil PS de l'onde P

Les résultats du profil sismique (PS) de l'onde longitudinale P; qui détermine les déformations de compression et de dilatation du milieu; ont mis en évidence deux marqueurs de vitesses sismiques distinctes comme l'indique la figure n°5 et le tableau ci dessus:

- Le premier marqueur illustre une couche de recouvrement superficielle présentant une vitesse d'onde de compression Vp de l'ordre de 227 à 641 m/s avec une épaisseur décroissante de 2.60 à 2.10 mètres ; qu'on attribue probablement à un recouvrement de terre végétale caillouteuse.
 - Le deuxième marqueur montre une couche présentant une vitesse d'onde de compression Vp de l'ordre de 543 à 1230 m/s avec une épaisseur moyenne de 9.00 mètres ; qu'on attribue probablement aux schistes broyés à fracturés.
 - Le tout repose sur un substratum de vitesses Vp de l'ordre de 1562 à 3125 m/s avec une épaisseur indéterminée ; qu'on attribue probablement aux schistes fissurés à sains.
- Le sens du profil sismique est en aval du versant de moyenne déclivité.

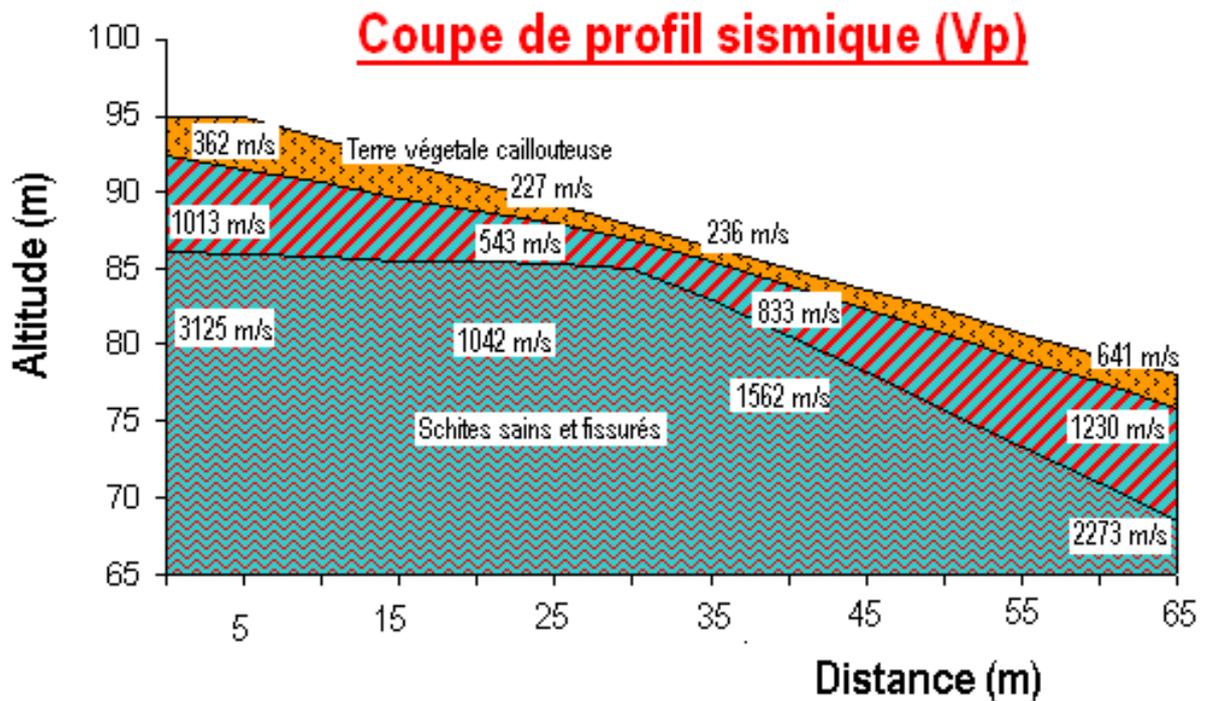


Figure II.3 : Coupe lithologique site Louvar Imaaliouen.

- Classification du site :

L'ensemble de ces résultats montre que la sismique réfraction a permis de classer le sol selon les règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 version 2003) en catégorie **S3 (Sol Meuble)**.

II.2.2. Pénétromètre dynamique lourd (PDL) :

II.2.2.a. Généralités :

La pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, par battage et de manière quasi-continue, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe débordante. Le nombre de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné est noté au fur et à mesure de la pénétration de la pointe dans le sol.

II.2.2.b. Equipements et mise en œuvre :



Les essais ont été réalisés avec un appareil de marque :

« **Geotool** ».

L'appareil de PDL se compose des éléments suivants :

- a. un mouton de battage,
- b. une enclume et une tige-guide de battage,
- c. un train de tiges,
- d. une pointe (fixe ou perdue),
- e. des systèmes annexes de guidages, repérage et comptage.

Photos II.1

Le mouton coulisse sur la tige-guide et frappe l'enclume, transmettant ainsi l'énergie du battage au train de tiges et à la pointe.

II.2. 2.c. Réalisation des essais pénétrométriques:

On a essayé de couvrir toute la zone touchée par le glissement de terrain mais par faute d'existence d'accès aux engins, on a procédé seulement à cinq **5** essais sur la partie accessible du site, au moyen de pénétromètre dynamique lourd « PDL », afin d'avoir le minimum de renseignements utiles relatifs à la qualité et l'homogénéité verticale et horizontale du sol.

Des valeurs de résistances de pointe R_p sont obtenues et, sont traduites sous forme de diagrammes pénétrométriques représentant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe, la résistance à la rupture R_p sous la pointe.

II.2.2 .d. Interprétation qualitative :

Les résultats obtenus ne révèlent pas clairement sur la qualité tant horizontale que verticale du sous sol et les résultats sont inexploitable, car il y a refus.

II.2.2.e. Calcul :

A partir des résultats obtenus sur site :

Les résistances en pointe R_p étant obtenues suite aux essais au pénétromètre dynamique lourd « P D L ».

Pour évaluer la résistance de pointe, on utilise la formule de hollandais.

$$R_p = Q / A$$

Ou : Q : force portante(Kg)

A : Section de pointe(cm²)

$$R_p = M^2 \cdot H / F(M+P)e \cdot A$$

Ou : M : masse de mouton(Kg)

P : masse de tiges, du casque de battage et des accessoires(enclume, tête de frappe et la pointe (Kg)

e : refus a une profondeur donné

H : hauteur de chute (cm)

F : coefficient de sécurité pris égal à 3 (Règles du D.T.U 13.1)

Pour pouvoir calculer R_p , on doit déterminer la valeur des paramètres définis ci-dessus qui sont retenus par une norme internationale .

II.2.2.f. Interprétation des résultats :

Les résultats de ces essais, sont représentés sous forme d'un diagramme donnant en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité des tiges : (voir l'annexe)

- Soit le nombre de coup N.
- Soit la résistance de pointe au battage de la formule de Hollandais notée R_p les diagrammes $R_p = f(\text{prof})$ dans cette étude.
- Le refus de pénétration a été obtenu à 2 m au maximum sauf pour les essais P7 , P9 ou le refus est obtenu à une profondeur qui varie 6,60 a 7,80 m.
- Une faiblesse de R_p dans les premiers mètres a partir de 0,2 jusqu'à 1m et cela est due à l'état d'altération et de dégradation des terrains touchés, sauf pour P3 , la résistance à la pénétration est de 432,61 bars.
- A partir d'une certaine profondeur qui diffère d'un essai à un autre, on remarque que R_p augmente ,c'est le cas de P9 qui dépasse 7,60, est un signe que le bon sol est touché .
- La complexité et la variété des résultats obtenus est due à l'hétérogénéité du terrain et la discontinuité du milieu géologique.

II.3. Sondage carotté:

II.3.1. Sondages carottés :

Le carottage est la désignation courante de tous les types de forages permettant la récupération d'une carotte. Les domaines d'application du carottage varient de la recherche des minéraux aux études de fondations.

II.3.2. Équipements utilisés dans le sondage au carottage

- ✓ **La sondeuse** : son rôle est de faire tourner le train de tiges, le carottier et la couronne, elle doit transmettre également la pression nécessaire à l'outil de forage.
- ✓ **Le derrick** : il est utilisé pour remonter le train de tiges hors du trou, la hauteur et la force du derrick dépendent de la profondeur du trou qu'on veut obtenir.
- ✓ **Pompe de forage** : son rôle est l'injection d'un liquide laveur au fond du trou de sondage. La pompe à une double fonction :
 - Refroidir la couronne.
 - Remonter en surface les débris de roche.
- ✓ **Le train de tiges** : il transmet la pression, la rotation et le liquide d'injection à la couronne, les tiges peuvent être de type conventionnel (wire line) pour le carottage au câble et à double parois pour utilisation en circulation inverse.
- ✓ **Le carottier** : il préserve et retient la carotte jusqu'à sa remontée en surface, c'est le plus important de l'équipement dans le trou.
- ✓ **Les tubes de revêtement** : il permet de traverser des terrains de recouvrement jusqu'à la roche stable, il est nécessaire pour éviter que les pierres ou autres débris ne tombent dans le trou de sondage. Dans les trous profonds, il peut être nécessaire de tuber plusieurs fois, chaque tubage réduit la taille du sondage. lorsqu'on prévoit de réaliser un trou de sondage, il faut connaître le diamètre minimum de la carotte désirée par le client.
- ✓ **Les couronnes** : les couronnes à prisme en carbure de tungstène ne sont utilisées que pour les forages des roches tendres et friables. Les couronnes diamantées (à pierres serties ou concrétion synthétique) sont destinées au forage de roches dures et abrasives. Pour le choix d'une couronne diamantée, on peut généralement dire que plus la formation est tendre, plus les diamants utilisés sont gros. Dans la roche dure on utilisera de plus petits diamants de meilleure qualité.
- ✓ **Le manchon aléreur** : il est placé au dessus de la couronne, il doit être de la même taille que la couronne. Le but du manchon aléreur est de maintenir le calibrage du trou

de sondage pour permettre à une nouvelle couronne de descendre jusqu'au fond sans se coincer. Il joue également le rôle de stabilisateur de l'ensemble de train de tige.

Afin de déterminer et apprécier les différentes couches lithologiques du terrain étudié, on a procédé à un sondage carotté de quinze (15) mètres de profondeur à l'aide d'une sondeuse de type FORACO, comme indiqué sur la carte d'implantation des essais in situ.



Photos II.2 : FOREUSE APAGEO-APAFOR 550

Une description visuelle des échantillons prélevés, nous a permis d'établir la coupe lithologique annexée à ce rapport.



Photos II.3 : Des caisses des carottes de sol du sondage.

La description visuelle des échantillons récupérés le sondage nous a permis d'établir la coupe géologique suivantes :

RAPPORT DE FORAGE																	
Sondage : SC N°01.																	
Projet : E.G.U SITE DE LOUNAR IMAALIOUENE, Cne de Chemini.						Dossier N° : 080-2011.											
Endroit : Voir la carte d'implantation des essais in situ.						Client : D.U.C BEJAIA.											
Date début : 01-08-2012. Date fin : 02-08-2012. Profondeur forée (m) : 15 Niveau d'eau (m) : —			Coordonnées GPS: X : Y : Z :			Boue de forage : Non. Type forage : Carotté. Foreuse : APAGEO-APAFOR 550.			Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Perdu <input type="checkbox"/> Carotte <input type="checkbox"/>								
Echelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Type carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
			25	50	75	100											
1.0														Limons marneux, graveleux, avec présence de débris de brique rouge et d'élément de plastique (REMBLAIS);			
2.0														Schiste feuilleté, très friable, altéré;			
3.0														Schiste feuilleté, friable, altéré, avec passage de blocs feuilletés très compacts, de couleur bigarrée.			
4.0	-3,50	3,50												Fin du forage à une profondeur de 15 m.			
5.0																	
6.0																	
7.0	-6,50	6,50															
8.0																	
9.0																	
10.0																	
11.0																	
12.0																	
13.0																	
14.0																	
15.0	-15,00	15,00															
16.0																	
17.0																	
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :			
												CF : Carotte fermé		AG : Analyse granulométrique		CI : Cisaillement rectiligne	
												TM : Tube à paroi mince		S : Sédimentométrie		TR : Cisaillement Triaxial	
												PS : Tube à paroi épaisse		L : Unités d'Atterberg (LL, IP)		Rc : Résistance à la compression	
												CR : Tube carottier		W : Teneur en eau		OED : Essai oedométrique	
												TO : Tube ouvert		PV : Poids volumique (G _s , G _m)		GL : Gonflement libre	
														AC : Analyse chimique		R : Retour à l'emboisement	
Préparé par :						Vérifié par :						27/08/2012		Page : 1 de 1			

Programme : Solles It 2007 ©

Les sondage carottés présentent par détail la structure du sous sol, ils montrent l'existence de trois couche de sol qui sont :

SC1 : 0 - 3,50: Linons marneux, graveleux.

3,50 - 6,50 : Schiste feuilleté très friable.

6,50 - 15,00 : Schiste feuilleté, friable, altéré avec passage de blocs, feuilleté très compacts .

II.4. Essais de laboratoire :

II.4.1. Identification physique :[23]

II.4.1.1. Poids volumiques

✓ **Poids volumique du sol humide (ou apparent) (γ_h) :**

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimée en (gr/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3).

$$\gamma = W_t/V_t = (W_s + W_a + W_w)/(V_s + V_a + V_w)$$

✓ **Poids volumique du sol sec (γ_d) :**

C'est le rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée en (gr/cm^3 , kg/m^3 , t/m^3)

$$\gamma_d = W_s/V_t$$

Le poids volumique sec définit l'état dans lequel se trouve le matériau suivant la valeur de γ_d , un matériau sera très dense, dense, lâche ou très lâche.

✓ **Poids volumique des grains du sol (γ_s):**

C'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol exprimée en (gr/cm^3 , kg/m^3 , t/m^3).

$$\gamma_s = W_s/V_s$$

II.4.1.2. Teneur en eau

La teneur en eau d'un matériau est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau W contenu par unité de poids de matériau sec exprimée en (%).

$$W = 100 * (W_w/W_s)$$

II.4.1.3. Degré de Saturation

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau. Dans l'état considéré, il dépend de la forme et de la taille des grains, ainsi que la saturation en eau du sol (c'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol).

$$S_R = V_w/V_v$$

II.4.1.4. Limites d'Atterberg :

Elles sont utilisées pour la détermination des états de consistance d'un sol.

La consistance d'un sol varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide.

L'essai définit conventionnellement les limites entre ces états.

a) Limite de plasticité W_p :

La limite de plasticité (W_p) caractérise la transition entre l'état solide et l'état plastique.

Par définition la limite de plasticité est la teneur en eau au dessous de la quelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol de rouleaux de **3 mm** de diamètre sans qu'ils se rompent.

b) Limite de liquidité W_L :

La limite de liquidité (W_L) caractérise la transition entre l'état plastique et l'état liquide, elle se détermine à l'aide de l'appareille de Casagrande et elle est donnée par la formule suivante :

$$W_L = (N/25)^{0,121} ,$$

N : Nombre de coups nécessaires pour la fermeture de la rainure tracée sur l'argile étendue sur la coupelle.

c) **Indice de plasticité I_p :**

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = W_L - W_P$$

Il permet de définir le degré de plasticité d'un sol.

Indice de plasticité	Degré de plasticité
0 - 5	Non plastique
5 - 15	Peu plastique
15 - 40	Plastique
> 40	Très plastique

d) **Indice de liquidité L_L :**

Il est donné par la formule suivante :

$$L_L = (W - W_P) / (I_p)$$

e) **Indice de consistance I_C :**

Il s'agit d'un indicateur dérivé :

$$I_C = (W_L - W) / I_p$$

Avec W : la teneur en eau

Il permet de donner des essais effectués sur des échantillons prélevés des différents sondages sont sur le tableau suivant :

I_c	Consistance
$I_c < 0$	Liquide
$0 < I_c < 0,25$	Très molle
$0,25 < I_c < 0,5$	Molle
$0,5 < I_c < 0,75$	Ferme
$0,75 < I_c < 1$	Très ferme
$I_c > 1$	Dure

Les résultats des essais effectués sur des échantillons prélevés de sondage sont présentés sur le tableau suivant :

Sondages		SC01			
Profondeurs (m)		1.20 /3.00	3.50/3.80	6.00/6.40	12.20/12.80
Teneurs en eau	W %	-	19,17	18,10	-
Densité sèche	γ_d t / m ³	-	1,73	1,74	-
Densité humide	γ_h t / m ³	-	2,07	2,05	-
Degré de saturation	S _R %	-	95	88	-
Poids spécifique	γ_s t / m ³	2,70	2,70	2,70	2,70
Limites d'atterberg	W _L %	41,76	55,42	43,57	42,53
	W _P %	19,10	24,15	20,8	22,97
	I _p %	22,66	31,27	22,77	19,56

Tableau II.2: Résultats des essais d'identifications physiques (SC1)

f. Classification L.P.C des sols :

f.1. Classification des sols grenus(plus de 50 % d'éléments > 0,08mm)

Définition		Symboles (3)	Conditions	Appellation				
GRAVES	plus de 50% d'éléments > 0,08mm ont un diamètre > 2	Moins de 5% d'éléments < 0,08mm	Gb Gw	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	(1) Grave propre bien graduée			
			Gm Gp	Une des conditions de Gb non satisfaite	(2) Grave propre mal graduée			
			GL GM	Limite d'Atterberg de au dessous de A	(2) Grave limoneuse			
		Plus de 12% d'éléments < 0,08mm	GA (GC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	(2) Grave argileuse			
			SABLES	plus de 50% d'éléments > 0,08mm ont un diamètre > 2	Plus de 5% d'éléments < 0,08mm	Sb (SW)	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Sable propre bien gradué
						SM (SP)	Une des conditions de Sb non satisfaite	Sable propre mal gradué
Plus de 12% d'éléments < 0,08mm	SL (SM)	Limite d'Atterberg au/dessous de A	(2) Sable limoneux					
	SA (SC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	(2) Sable argileux					
Lorsque 5% < inférieur à 0,08mm < 12% → on utilise un double symbole								

Tableau II.3 : classification des sols grenus

f.2. Classification des sols fins :

Pour les sols fins, on reporte souvent les valeurs I_p et W_L sur un diagramme ayant I_p en ordonnée et W_L en abscisse. Ce diagramme est appelé diagramme de casagrande.

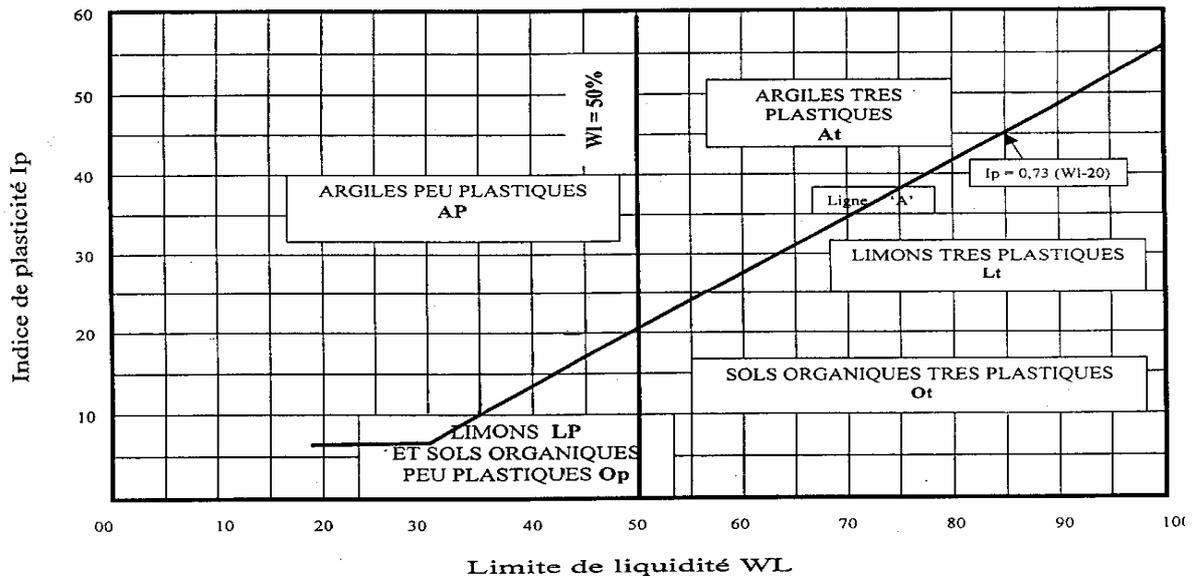


Figure II.4: Diagramme de plasticité de Casagrande.

D'après l'abaque de Casagrande, le sol est constitué **d'argiles limoneuses peu plastiques**. Tous les résultats des essais effectués au laboratoire sont récapitulés dans le tableau joint en annexe.

II.5. Granularité :

On est amené à identifier ce sol, trouver sa nomenclature et son classement par rapport aux normes en vigueur. On procède alors, à des essais granulométriques et sédimentométriques du sol en traduisant les mesures (pesage des tamisats) sous forme de statistiques des grains.

Les résultats obtenus sont reproduits sous formes de graphiques, donnant les tamisats cumulés en (%) en ordonnées, en fonction des diamètres des grains en (mm) en abscisses.

Les résultats démontrent une quasi domination des argiles schisteuses peu plastiques dans le sous sol.

	Profondeur	1,20 /3,00	3,50/3,80	6,00/6,40	12,20/12,80
	5 mm	60	99	98	86

Tamisat	2 mm	56	96	84	76
	0,08 mm	27	73	36	22
Sédimentométrie	0,02 mm	-	35	24	6
	0,002 mm	-	7	7	-

Tableau II.4: Résultats de l'analyse granulométrique.

•Echantillon (1,20 à 3,00) :

27 % d'élément < 0,08 mm : sable ou grave.

Plus de 50 % d'élément > 0,08mm

Plus de 12 % d'élément < 0,08 mm

$$W_L = 41 \%$$

$$I_p = 22,6 \%$$

Donc : grave argileuse .

•Echantillon (3,50 à 3,80)

72,60 % d'élément < 0,08 mm : Sol fin

$$W_L = 55,42\%$$

$$I_p = 22,6 \%$$

Donc : Argile très plastique

•Echantillon (6,00 à 6,40)

36,00 % d'élément < 0,08 mm : Sables ou grave

Plus de 50 % d'élément > 0,08mm

Plus de 12 % d'élément < 0,08 mm

$$W_L = 43,57 \%$$

$$I_p = 22,77 \%$$

Donc : Sables argileux

-
-

- **Echantillon (12,20 à 12,80)**

22,40 % d'élément $< 0,08$ mm : Sable ou grave

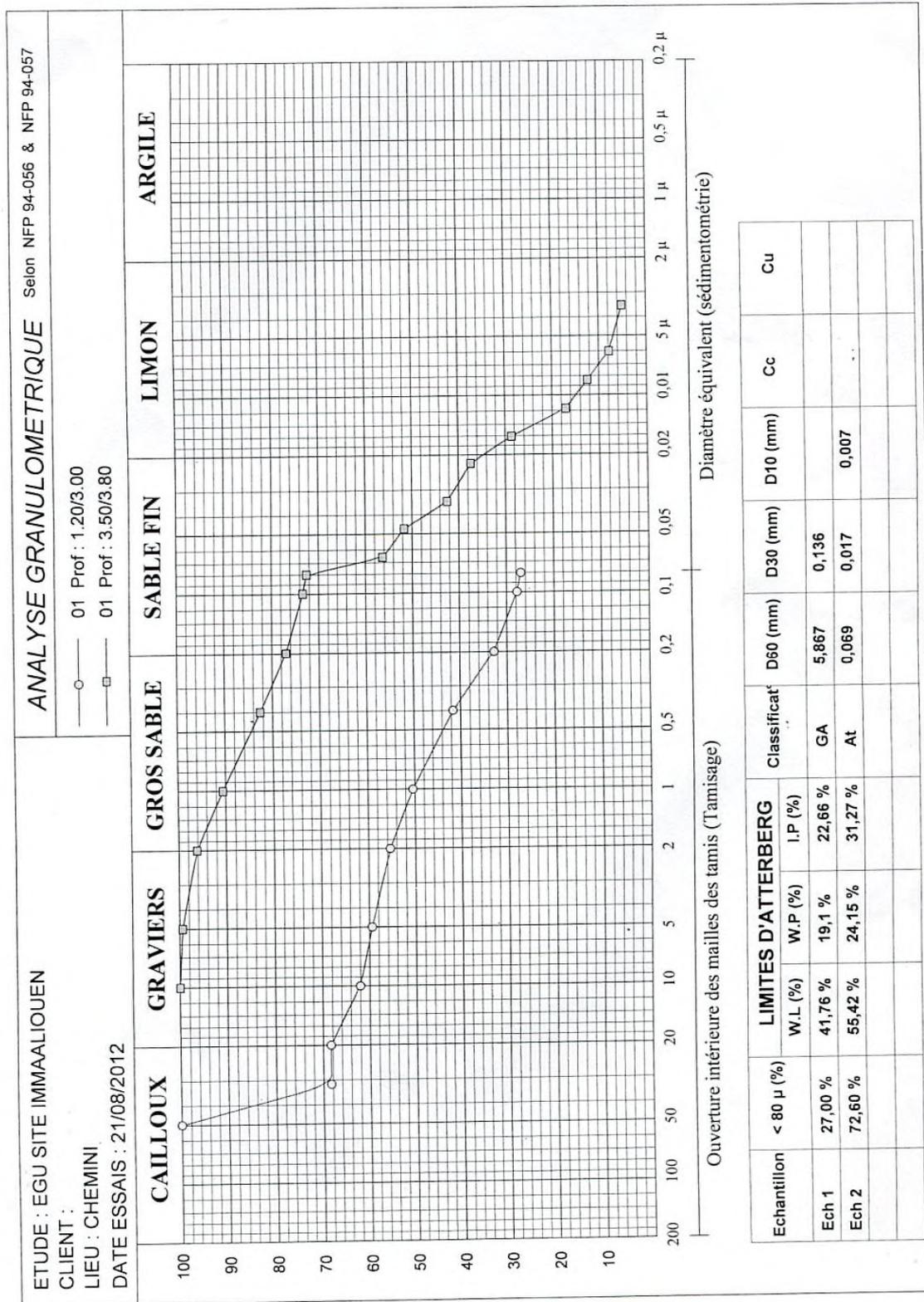
Plus de 50 % d'élément $> 0,08$ mm

Plus de 12 % d'élément $< 0,08$ mm

$W_L = 43,57$ %

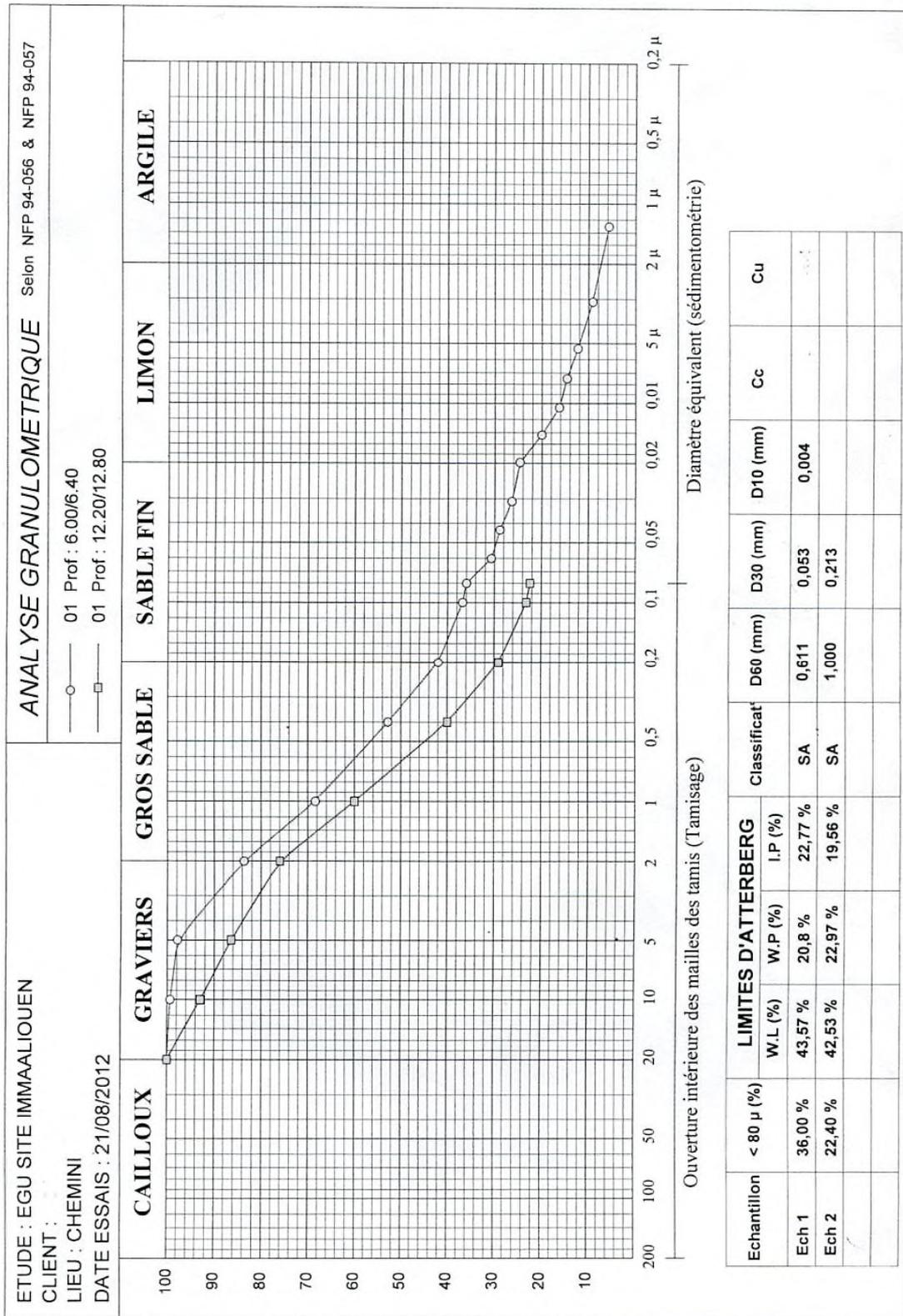
$I_p = 22,77$ %

Donc : Sable argileux



Programme «Soltestis». Email: georeal_dz@yahoo.fr

Figure II.5 : Courbe d'analyse granulométrique.



Programme <Soltest>, Email: georeal_dz@yahoo.fr

Figure II.6: Courbe d'analyse granulométrique.

II.6. Essais de cisaillement et de rupture :

Dans toute étude géotechnique on doit déterminer les caractéristique de cisaillement C et φ qui permettent de calculer le coefficient de sécurité stabilité du terrain étudié. Ces caractéristiques peuvent être déduites à partir des essais suivants :

- Les essais de type UU ou CU permettent de donner les valeurs de C_u et φ_u (essai non drainés) pour calculs à court terme.
- Les essais de type CD permettent de donner les valeurs C' et φ' (essai drainer) pour les calculs à long terme.

II.6.1.Principe de l'essai de cisaillement :

L'essai est réaliser avec la boite de Casagrande ou boite de cisaillement destinée aux essais de cisaillement direct dans lequel on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

L'essai consiste à mètre un échantillon de sol dans l'appareil constitué de deux demi-boites pouvant se déplacer de manière relative pour créer un effort de cisaillement dans leurs plan de séparation . l'échantillon est soumis à une force verticale F_1 (effort de compression N) par l'intermédiaire de la demi-boite supérieure , et un effort de tension T horizontale pour une certaine valeur de F_1 appliquée sur l'échantillon, on fait varier l'effort T (moteur à vitesse contrôlé) jusqu'à l'obtention de la rupture.

La connaissance de N et T permet de déterminer un point de la courbe intrinsèque , en effet si A est la surface de la boite, les composantes de la contraintes critiques sont :

$$\sigma = N / A , Z = T / A$$

En répétant plusieurs fois l'expérience, on peut ainsi tracer point par point la droite de Colomb d'où les paramètres de cisaillement C (cohésion) et φ (angle de frottement interne).

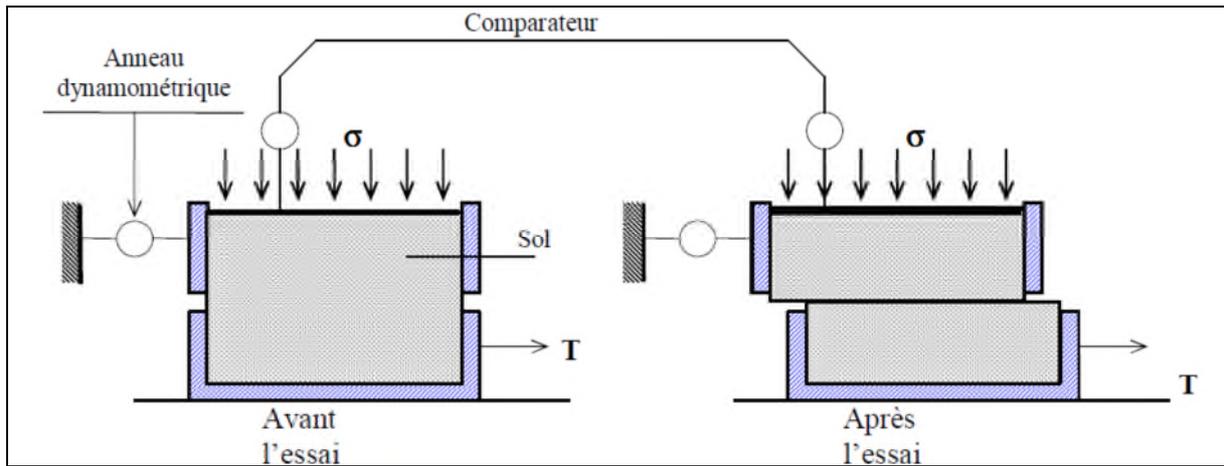


Figure II.7 : Schéma de la boîte de cisaillement

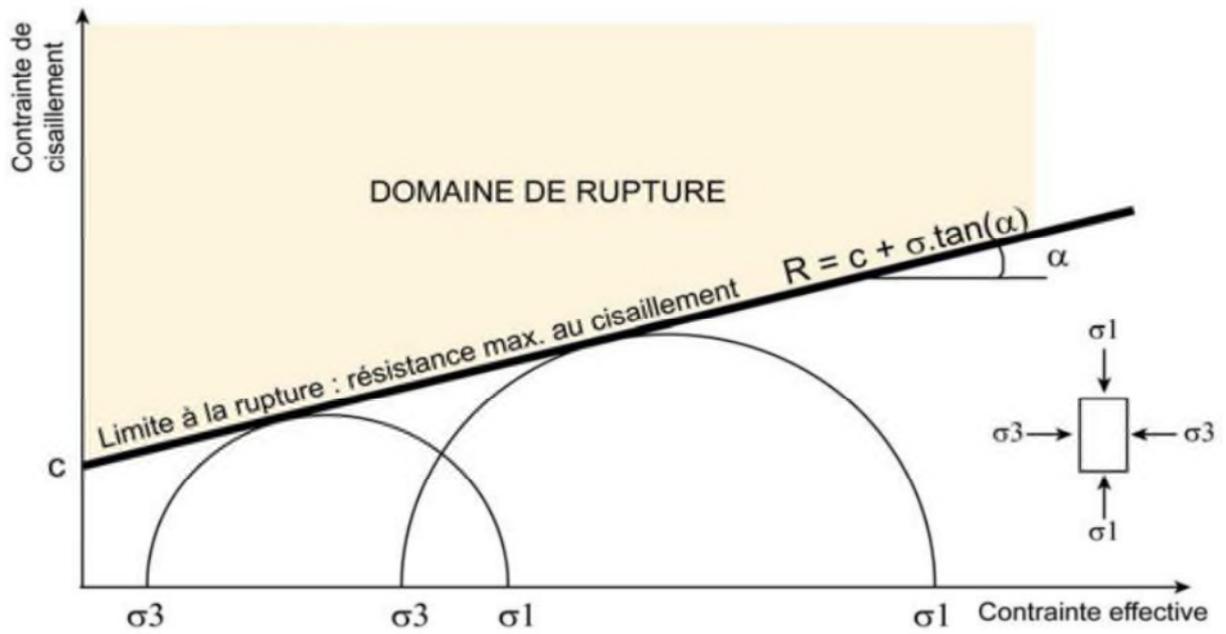


Figure II.8: Résistance de cisaillement selon Mohr-Coulomb

II.6.2. Résultats des essais :

Les résultats de l'essais détaillés des essais mécanique de type UU effectués sur des échantillons prélevés des sondages sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Sondage	SCN°1			
Profondeur(m)	1,20 /3,00	3,50 /3,80	6,00 /6,40	12,20/12,80
C(bars)	-	1,56	0,33	-
ϕ	-	36,84	32,18	-

Tableau II.5 : Les différentes couche de sondage

II.7. Interprétation des résultats :

Pour l'échantillon qui a été extrait suite à une visite sur le terrain on remarque que :

$W_L = 55,42\%$ ($W_L > 50\%$), d'après le diagramme de plasticité de casagrande, le schiste friable est très plastique, c'est un matériau très sensible à l'eau et susceptible au glissement.

Pour les essais effectués sur les échantillons prélevés de sondage on remarque :

- pour les schistes friables, la densité humide est comprise entre 2,05 et 2,07 t/m^3 la teneur en eau et varie entre 18,1 et 19,7 % (< 20%) c'est un sol moyennement dense et de qualité moyenne sauf pour la surface discontinuité à 6,5m de profondeur ou on constate une réduction de la densité humide et de caractéristique mécaniques ($\gamma_h = 2,05t/m^3$, $W=18,1\%$, $C=0,33$, $\phi=32,18^\circ$), le sol à ce niveau est lâche, il de mauvaise qualité, la ligne de rupture se situe à ce niveau. Par contre en profondeur 3,50 m le sol est très dense. La densité humide élevée jusqu'à 2,07 t/m^3 et la teneur en eau augmenter jusqu'à 19,7% .

- Pour le degré de saturation : $75 < SR < 100\%$ le sol est partiellement à totalement saturé.

- Pour la limite de liquidité : $W_L < 50\%$ sauf à 3,50 et 3,80 ou $W_L > 50\%$, est d'après le diagramme de plasticité de casagrande les schistes friables sont très plastique et c'est ce qui à été déduit à partir de l'essai effectué sur l'échantillon récolté sur le terrain.

Conclusion :

Suite à l'étude géotechnique du site Louvar Imaaliouen, Commune de Chemini, nous pouvons conclure ce qui suit :

Le glissement constaté est un glissement plan. Tous les résultats montrent que le terrain est instable. En période hivernale, le sol saturé perd ses caractéristiques mécaniques. On observe en générale une diminution de la résistance de cisaillement, et par conséquent, une diminution du coefficient de sécurité.

La prospection du site nous a permis de constater que le terrain investigué a subi des mouvements de glissement; dont il sera souhaitable d'envisager une étude détaillée et spécifique pour un balayage de la zone.

Chapitre III : Calcul de stabilité**III.1. Introduction :**

On distingue plusieurs méthodes de calcul du coefficient de sécurité basées sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain (cohésion C , angle de frottement interne φ , densité humide ...etc.) et la géométrie du versant instable. Le choix de l'une ou l'autre des ces méthodes de calcul dépend du type de glissement constaté.

Lés calculs manuels sont limités à quelque cas simples de glissement(glissement plan, glissement circulaire d'un mono couche). L'utilisation des ordinateurs devient la seule solution lorsqu'on s'intéresse aux glissement complexes des terrains multicouches qui demandent plusieurs calculs et paramètre d'une part, ou lorsque on veut utiliser des méthodes de calcul plus sophistiquées permettant de corriger ou d'éliminer certaines erreurs ou incertitudes dues aux méthodes de calcul traditionnelles d'autre part.

III.2. Définition du type de glissement :

Les observations effectuées sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique permettent de constater qu'il ne s'agit pas d'un glissement circulaire pour plusieurs raisons qui sont :

- L'absence d'un basculement de la masse glissée le long d'une surface plus ou moins circulaire.
- L'absence des bourrelets et des escarpements sur le terrain qui sont de bons signes d'un glissement circulaire.
- L'hétérogénéité du terrain et la discontinuité du milieu géologique (présence d'une faille.
- Présence d'un terrain de couverture formé des schistes friables sensibles à l'eau reposant sur le substratum compact constitué par une couche en place.
- L'existence de deux terrains de caractéristiques mécaniques très différentes(friable et compact) nous rassure que les eaux d'écoulement ont traversé la première couche géologique de forte perméabilité constituée de schistes friables et n'ont pas pu traverser la deuxième couche imperméable(restée intacte) formée de schistes marneux compacts et sont arrêtées sur la surface de séparation des deux terrains.

Pour toutes ces raisons, on constate que le mouvement du terrain est une translation sur un plan incliné, il s'agit d'un glissement plan.

III.3. Les paramètres retenus Pour le calcul :

Avec l'hypothèse des couches parallèles au terrain, le substratum fait un angle β de 45° avec l'horizontale . Les résultats géotechniques mettent en évidence l'existence d'une couche épaisse de schiste friable reposant sur substratum compact formé de schistes marneux compacts.

La ligne de rupture est située dans la partie altérée de la couche des schistes friables à la limite du toit du substratum.

C'est une surface de discontinuité entre les deux terrains de caractéristiques mécaniques différentes . Cette discontinuité est d'une épaisseur négligeable et de caractéristiques mécaniques réduites. Ce sont les caractéristiques de cisaillement de cette interface qui nous intéressent pour le calcul car elles représentent le cas plus défavorables pour le calcul de stabilité.

Le calcul a été mené avec des valeurs des essais non consolidés non drainés UU

Les valeurs les plus critiques de la surface de glissement sont celles retenues par le sondage carotté SC1.

Les valeurs sont représentées dans le tableau ci-après :

Couche	$\gamma_h (t/m^3)$	C(bars)	$\phi(^\circ)$	W
Terre végétal	2	0,16	0	-
Schiste friable	2,05	0,33	32,18	18,1
Schiste compacte	2,07	1,55	36,85	-

Tableau III.1 : Les paramètres retenus pour le calcul

III.4 . Calcul de stabilité en rupture plane :**III.4 .1. Principe et méthode :**

Le glissement plan s'avère être le plus simple pour le calcul du coefficient de stabilité. Plusieurs méthodes de calcul de F_s ont été mises au point. Chaque méthode nécessite ses propres paramètres.

Dans notre cas, vu le nombre restreint d'essais réalisés au laboratoire, on choisit la méthode la plus appropriée pour ce genre de glissement ; il s'agit de la méthode de pente indéfinie. (rupture selon un plan parallèle à la pente). Ceci car les dimensions de la masse de sol sujette au glissement ne sont pas définies.

III.4 .1.1. Méthode de pente indéfinie :**a). Principe de la méthode :**

Soit une pente indéfinie d'inclinaison β dans un sol ayant pour caractéristiques :

- Poids spécifique γ au dessus de la nappe γ_{sat} au dessous de la nappe.
- Cohésion C'
- Angle de frottement interne φ'

Supposons de plus que la nappe règne sur une hauteur hw au dessus de la ligne AB et s'écoule donc parallèlement à la pente, ce qui est un cas courant. Les lignes de courants sont donc parallèles à la pente et les équipotentielles sont des droites inclinées de β sur la verticale (figure 1)

Considérons l'équilibre du prisme ABCD de largeur b :

- Par symétrie, les réactions sur AD et BC sont égales et opposées ;
- Le $W = [\gamma(z - hw) + \gamma_{sat}.hw].b$,

Ce qui peut s'écrire sous la forme :

$$W = b \sum_0^n \gamma. h$$

h : étant l'épaisseur d'une couche quelconque et γ sont poids spécifique apparent.

Décomposons W en des composantes normale N et tangentielles T (figure III.2)

$$N = b \cdot \cos \beta \sum_0^n \gamma. h \text{ et } T = b \cdot \sin \beta \sum_0^n \gamma. h$$

- La pression interstitielle sur AB est $U = \gamma_w \cdot h_w \cdot \cos^2 \beta$
- La résultante $U = uAB$, orientée sur la normale à AB, est : $U = \gamma_w \cdot h_w \cdot \cos \beta \cdot b$

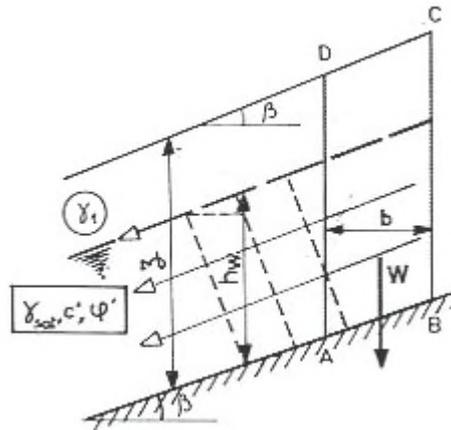


Figure III. 1 : Pente indéfinie avec écoulement parallèle à la pente.

Finalement, la résistance maximale mobilisable en cisaillement le long de AB est d'après l'équation de Colomb :

$$R = c' \cdot AB + (N - U) \operatorname{tg} \varphi'$$

Soit :

$$R = c' \frac{b}{\cos \beta} + (\sum_0^n \gamma h - \gamma_w \cdot h_w) \cdot b \cdot \cos \beta \operatorname{tg} \varphi'$$

Et le coefficient de sécurité vis-vis de la rupture le long du plan situé à la profondeur z est donnée par la formule :

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{c' + (\sum_0^n \gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) \cdot \cos^2 \beta \operatorname{tg} \varphi'}{\sin \beta \cos \beta \sum_0^n \gamma \cdot h}$$

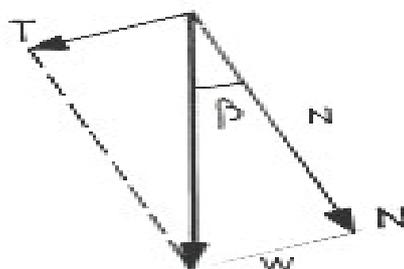


Figure III.2 : Décomposition de W

Nous avons étudié le cas général avec poussée d'écoulement, s'il n'y a de nappe et que le poids spécifique peut être considéré comme constant, la formule devient :

$$F_s = \frac{c + \sum_0^n \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta \tan \varphi}{\sin \beta \cos \beta \cdot \sum_0^n \gamma \cdot h}$$

b). Calcul du coefficient de sécurité :

En raison de l'absence de nappe (absence d'écoulement), on est dans le deuxième cas, on procède donc pour le calcul du coefficient de sécurité par la formule suivante :

$$F_s = \frac{c + \sum_0^n \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta \tan \varphi}{\sin \beta \cos \beta \cdot \sum_0^n \gamma \cdot h}$$

Les caractéristiques de la ligne de rupture les plus défavorables :

C = 0,33 bar, $\gamma h = 2,05 \text{ t/m}^3$,
 $\beta = 45^\circ$, Z = 6,50 m.

Terre végétal

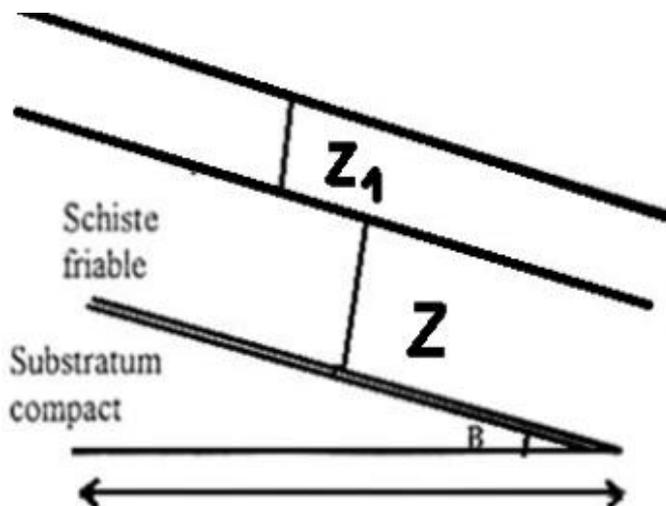


Figure III.3 : Caractéristiques du terrain de glissement

-Application numérique :

- A court terme :

$$- F_s = \frac{0,33 \times 10^5 + (2 \times 10^4 \times 3,5 + 2,05 \times 10^4 \times 3) \cdot \cos^2 45 \cdot \text{tg} 32,18}{(2 \times 10^4 \times 3,5 + 2,05 \times 10^4 \times 3) \cdot \cos 45 \cdot \sin 45} = 1,13$$

$$F_s = 1,13 < 1,5.$$

c). Interprétation des résultats :

On remarque que $F_s = 1,13$,

$1 < 1,13 < 1,5$: Le versant est stable, dans la période d'été, c'est un équilibre précaire

- A long terme : A titre justificatif un calcul avec la présence de l'eau à été effectué (période hivernale).
- On applique la lois de Caquot pour déterminer φ' :

$$\text{tg } \varphi' = \frac{K}{e_0}, \quad K : \text{entre } 0,4 \text{ et } 0,6.$$

$$e_0 = 0,417.$$

On prend : $K = 0,5$.

$$\text{tg } \varphi' = \frac{0,4}{0,417} = 0,96, \quad \varphi' = 50,17^\circ.$$

A 6,50 m : D'après la classification granulométrique le sol constituant les couches Le long de la ligne de rupture, est un sable lâche donc :

$$C' = 0.$$

-Application numérique

$$\sum_0^z \gamma \cdot h = 3,5 \cdot 2,07 + 2,05 \cdot 3 = 13,395 \text{ t/m}^3.$$

$$\gamma_w \cdot h_w = 1 \cdot 6,5 = 6,5 \text{ t/m}^3$$

$$F_s = \frac{(13,395 - 6,5) \cdot 10^4 \cdot \cos^2 45 \cdot \text{tg} 50,17}{13,395 \cdot 10^4 \cdot \cos 45 \cdot \sin 45}$$

$$F_s = 0,61.$$

d). Interprétation des résultats : $0,61 < 1$: Le versant est instable .

III .5. Modélisation numérique

III.5.1. Introduction :

En général, le calcul de la stabilité des pentes se fait à partir du calcul à la rupture, selon l'approche du critère du MOHR-COULOMB qui suppose que le sol est rigide-plastique. Les logiciels informatiques développés de nos jours facilitent le calcul et conduisent à des solutions générales plus réalistes de la stabilité des pentes. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limites et les méthodes des éléments finis, pour décrire correctement le comportement des sols. Dans ce travail ; on a choisit le logiciel GEO-SLOPE. Développé par GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD, ce logiciel nous a permis de modéliser le glissement de LOUVARE IMAALIOUEN, en appliquant les résultats des analyses expérimentales et paramétriques des sols et la géométrie réelle du glissement étudié. Le choix de ce logiciel a été motivé par sa diversité du fait qu'il est constitué d'une suite de différents modules (SLOPE/W, SEEP/W, QUAKE/W, SIGMA/W, TEMP/W, CTRAN/W, AIR/W et VADOSE/W) qui peuvent être utilisés pour des problèmes variés (évaluation des barrages et des digues, infiltration, succion, séisme, liquéfaction ...), par sa performance, sa souplesse, etc. ce logiciel répond bien aux objectifs fixés dans l'étude.

III.5.2. Présentation de logiciel GEO-SLOPE :

GEO-SLOPE est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser les problèmes géotechniques et géo-environnement. Ce programme de conception assisté par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le coefficient de sécurité des massifs en pente constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans présence de séisme, etc. Dans son architecture globale ; le programme est composé de huit modules distincts. Voici une brève présentation de ces différents modules :

- ❖ SLOPE/W : calcul des coefficients de sécurité d'une pente en utilisant les méthodes d'analyse classiques (BISHOP ; JUNBOU ; SPENCER ; MORGENSTERNE-PRICE)
- ❖ SEEP/W : calcul ; analyse et évaluation, grâce à un modèle par éléments finis ; les pressions interstitielles d'eau.
- ❖ QUAKE/W : modélisation par éléments finis du comportement du sol sous séisme.
- ❖ SIGMA/W : analyse par éléments finis des problèmes de contrainte-déformation.
- ❖ TEMP/W : analyse des problèmes géothermiques des sols.
- ❖ CTRAN/W : modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux.
- ❖ AIR/W : analyse des interactions entre l'air et l'eau du sol dans des matériaux poreux.

- ❖ VADOSE/W : analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la va dose non saturé et qui rejoint le régime de l'eau dans le sol.

Dans notre travail, le module intéressant est SLOPE/W ;il permet de décrire la géométrie du glissement ; et cerner la zone de coefficient de sécurité minimum et localiser la zone de confortement.

❖ L'interface de logiciel

- ❖ Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants:

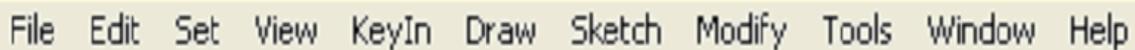


Figure. III .4 : Les menus disponibles sur logiciel

- ❖ **File:** Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- ❖ **Edit:** permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- ❖ **Set :** définit les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.
- ❖ **View (aperçu) :** Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affichage des forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.
- ❖ **Keyin (menu):** Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.
- ❖ **Draw (dessin):** permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.
- ❖ **Sketch (croquis):** Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème
- ❖ **Modify (modifier):** Permet de déplacer, modifier ou supprimer les objets graphiques, les textes et les photos.

III.5.3. Hypothèses de calcul :

L'objectif principal de cette modélisation est de déterminer le coefficient de sécurité maximum dans le versant et le comparer avec les résultats obtenus avec le calcul manuel. Pour se faire, nous rappelons tout d'abord les hypothèses qui ont été retenues ; quand aux propriétés des sols déduites de l'étude expérimentale et les données de base qui ont été nécessaires à la réalisation du modèle numérique avec GEO-SLOPE.

Les hypothèses utilisées dans le cadre de cette étude sont les suivantes :

- La première hypothèse a rapport à la géologie de la zone de glissement comme décrite au chapitre précédent, les sols retrouvés dans la zone de glissement sont les limons marneux, et des schistes. Les données géologiques disponibles sur les pendages des couches montrent que le glissement se situe sur un anticlinal (les plis de la terre sont orientés vers le haut).
- Le profile de calcul a été considéré suivant la ligne de la plus grande pente .
- L'évaluation du risque de glissement est réalisée sans présence de la nappe (essais in situ et sondage carotté réalisés à la saison sèche).
- La modélisation du versant n'est qu'une approche du glissement quelconque, car on a défini notre glissement type comme glissement plan, et on ne dispose pas des logiciels de calcul pour le glissement plans. Vu qu'en générale la rupture plane correspond au glissement du manteau d'altération sur les couche profondes intactes. La rupture plane est souvent constitué par la courbe enveloppe de mouvement complexe. (GERRARD PHILIPONAT, FONDATION ET OUVERAGE EN TERRE).

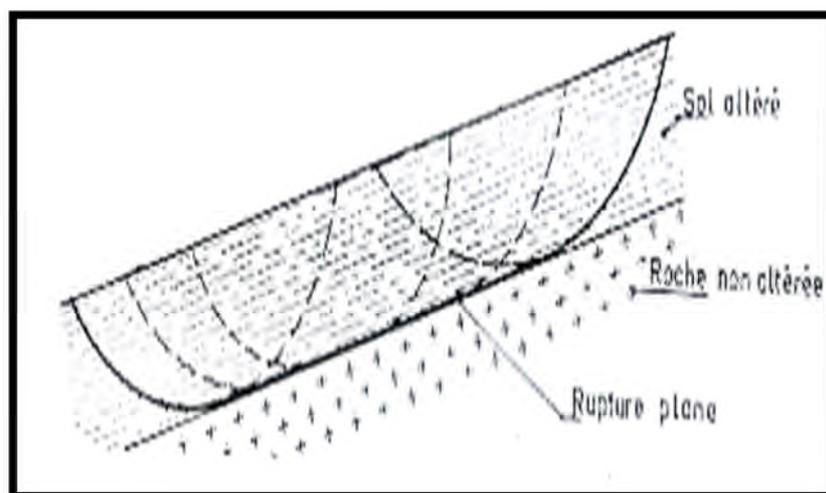


Figure III .5 : Glissement du manteau d'altération

III.5.3.2. Entré et sortie (Entry and Exit) :

Cette option est plus simple que la précédente, car il suffit de sélectionner une partie de la pente ou se trouve le premier point probable d'arc du cercle et une autre partie ou se trouve le dernier point d'arc du cercle (le programme teste tous les arcs possibles compris entre ces deux parties de la pente)

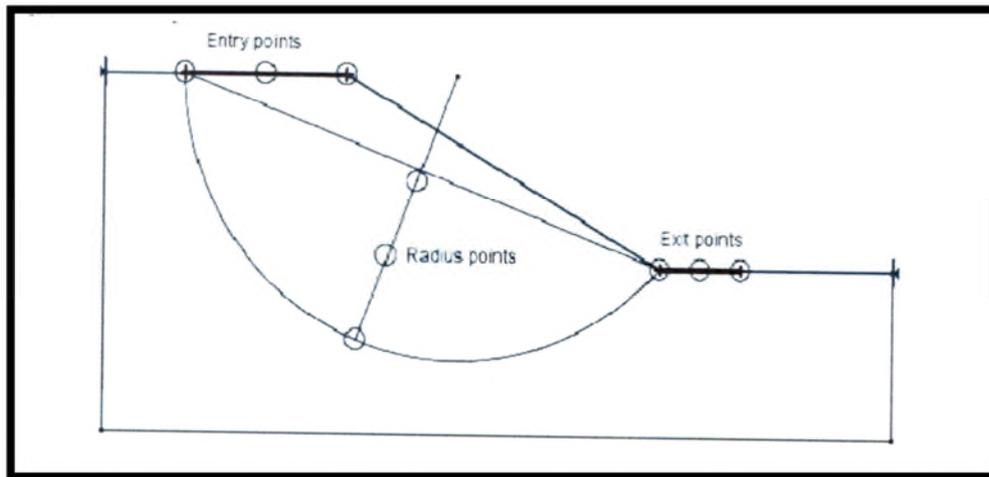


Figure III .7: Détermination de la surface de rupture par la méthode (Entry and Exit)

III.5.3.3. Localisation automatique (Auto- locate) :

Avec cette méthode, aucune information n'est demandée, le programme fait automatiquement toutes une série de calcul et teste des centaines de cercle de rupture probable (une infinité de cercle par défaut).

III.5.3.3 .Représentation du modèle géométrique utilisé :

Au chapitre précédent nous avons défini le profile à adopter dans notre travail. Pour obtenir ce profile, nous avons utilisé la carte topographique et la délimitation du glissement. Ensuite nous avons établis une coupe géologique sur base des informations disponibles développés dans l'étude géologique du site .A partir de profile sismique et des sondages mécaniques, nous avons réalisé notre modèle géométrique retenu dans le programme (GEO-SLOPE) .

Le tableau ci-dessous contient les coordonnées(x, y) des points entrés au programme SLOPE/W pour dessiner le profile du glissement. Le repère des axes a pour origine le point(0) situé à la verticale du sondage carotté S₁ et 54.4m de profondeur.

POINTS	COORDONNE X(m)	COORDONNE Y(m)
1	0	54.8
2	4	54.4
3	43	40.6
4	48	38.7
5	54.5	36.8
6	65	34.5
7	65	10
8	65	3.4
9	65	0.00
10	0.00	0.00
11	30.5	19.6
12	0.00	24.6
13	0.00	18.6
14	30.5	17.8

Tableau III.2 : Les coordonne des points du profil de glissement

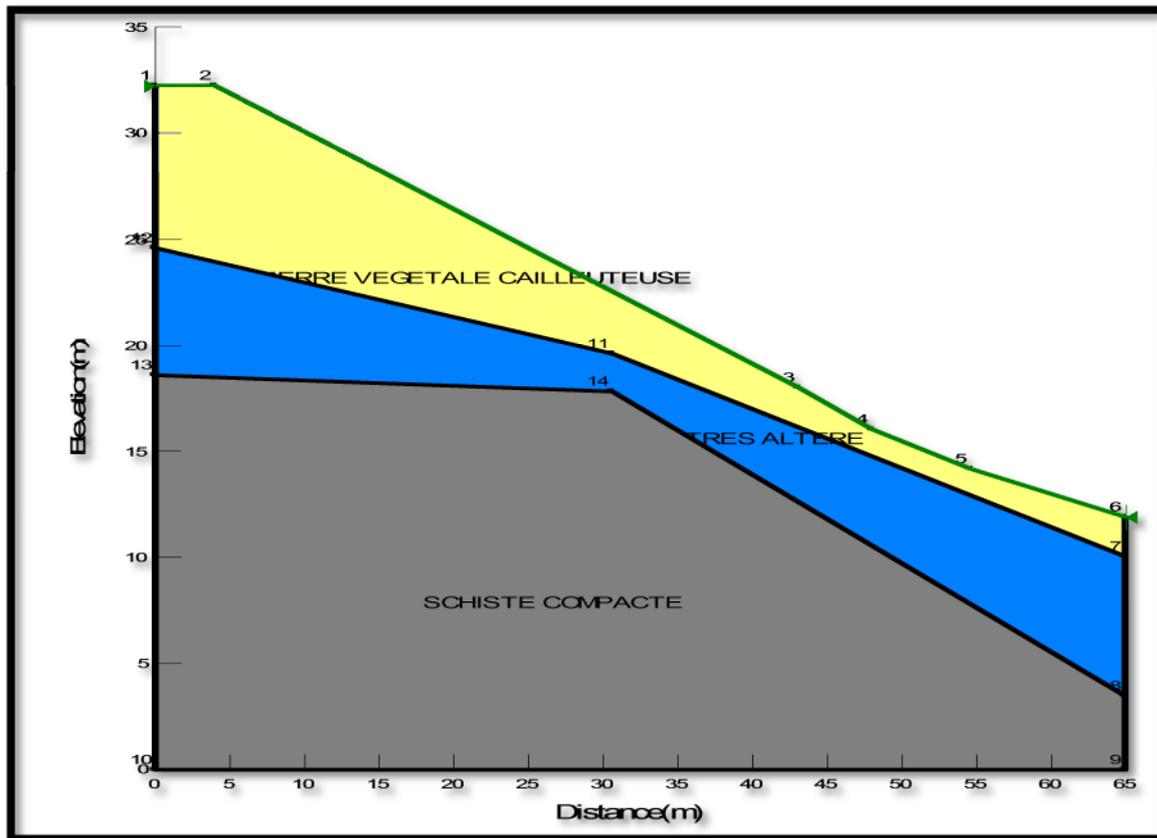


Figure III.8 : Modèle géométrique utilisé pour le calcul de F_s **III.5.3.4. Simulation du talus sans présence de nappe :**

Dans cette approche, nous considérons notre talus formé de trois couches sous la seule action de son poids propre. Les valeurs des paramètres géotechniques de chaque couche nécessaires pour la simulation, sont donnés dans le tableau. Ensuite nous déterminons le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant des zones de rupture à partir du modèle MOHR-COULOMB et les méthodes d'équilibre limite choisies.

couche	La couleur	Poids volumique γ [KN/m ³]	La cohésion C[KPA]	l'angle de frottement[°]
Limon marneux	JAUNE	20	16	0
Schiste feuilleté très altéré	BLEU	20.5	33	32.18
Schiste compacte	GRIS	20.7	156	36.84

Tableau III. 3 : Paramètres géotechniques introduit dans SLOPE/W pour la modélisation

Les analyses de stabilité statique par les différentes méthodes d'équilibre limite utilisées dans SLOPE/W donne la surface critique correspondant au coefficient de sécurité minimum trouvé avec la méthode de MORGENSTERN-PRICE est présenté dans la figure suivante :

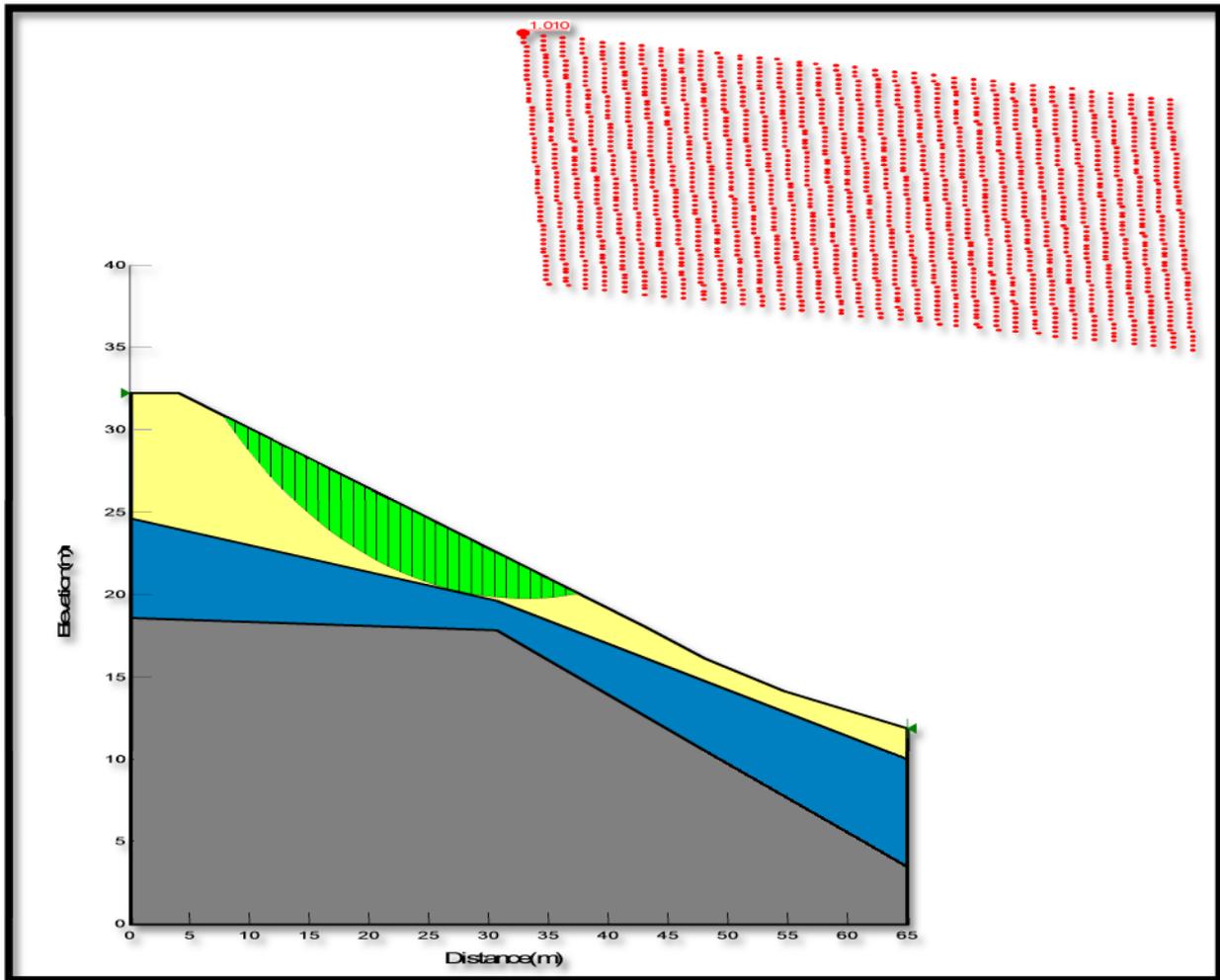


Figure III .9: Modélisation du talus sans nappe

Les résultats obtenus avec différentes méthodes sont regroupé dans le tableau ci-dessous :

	SPENCER	GEL	JUNBOU	MORGENSTERN-PRICE
F_s	0.99	1.012	0.992	1.01

III.5.3.5. Synthèse des résultats :

Les différentes méthodes utilisées donnent des coefficients de sécurité inférieure ou égale à 1 avec des valeurs très proches mais pas égale à cause des hypothèses et des simplifications appropriées à chaque méthode.

Les résultats obtenus avec différentes méthodes montrent que F_s est faible ; et que la surface de rupture se situe au niveau la couche végétale. Ceci ne concorde pas avec la réalité (glissement au niveau du schiste compacte).

Par contre les valeurs de F_s sont proches de celle obtenues manuellement ; ce qui confirme l'instabilité du versant.

L'expression de coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{c' + (\sum_0^z \gamma * h - \gamma_w h_w) \cos^2 \beta \tan \varphi}{\sin \beta \cos \beta \sum_0^z \gamma * h}$$

montre que F_s diminue lorsque h_w augmente. Ceci explique que les glissements de terrain se produisent en période pluvieuse, cela est valable quelle que soit la forme de la surface de glissement.

III.5.3.6. Conclusion :

L'analyse des résultats du calcul de stabilité, montre que le glissement affecte superficiellement, la couche de schiste altéré ainsi que la formation meuble (remblai et terre végétale) et dès qu'on atteint les horizons saints en profondeur le talus devient stable ce qui montre que le glissement est superficiel.

Il est important de déterminer quelques recommandations afin de stabiliser ou de ralentir le glissement existant ou bien d'éviter le déclenchement de nouveaux glissements.

Chapitre IV : Etude du confortement**IV .1. Solutions de confortement :**

Après la synthèse des informations et des observations recueillies sur le site instable et des données pluviométriques de la région des années précédentes, il devient peu à peu possible de dégager une hiérarchie des causes de la rupture ainsi que les grandes lignes de remèdes envisageables compte tenu du mécanisme du phénomène .

le glissement du terrain s'est produit après des fortes pluies. Nous pouvons donc aisément conclure sur le fait que pour espérer une stabilisation quelconque de ce milieu, il faut assurer un bon drainage du sol.

IV.2.Drainage Des schistes altérés :

Le drainage de la masse de glissement est très utile et indispensable car la circulation des eaux de ruissellement ou d'infiltration accentue le phénomène évolutif des schistes et accélère le mouvement de la masse du terrain instable. Parmi les causes principales des désordres survenus dans le site, on cite l'eau.

La vérification de la variation du facteur de sécurité en fonction de la fluctuation du niveau d'eau, montre que ce coefficient augmente dans la période sèche et diminue dans la période hivernale .

Période	Facteur de sécurité
Court terme	1,13
Long terme	0,61

Tableau IV.1 : La comparaison de coefficient F_s

Le drainage des sols par améliorations avec :

IV.2.a. Drains verticaux :

La pose de drains verticaux pour accélérer la consolidation des sols saturés en eau, constitue une technique mondialement connue. Elle permet de par son principe de raccourcir la longueur du parcours de l'eau dans le sol en la canalisant vers la surface.

Depuis quelques années, des produits préfabriqués, d'une pose facile à mettre en œuvre, se sont très largement substitués au système classique du drainage vertical par colonne de sable qui présente plusieurs inconvénients :

- Installation délicate et beaucoup plus longue
- Risque de rupture de continuité des colonnes de sable pendant la phase de consolidation
- Matériau rare et coûteux dans certaines régions.

C'est pourquoi les drains verticaux préfabriqués constituent un progrès technique et économique reconnu.

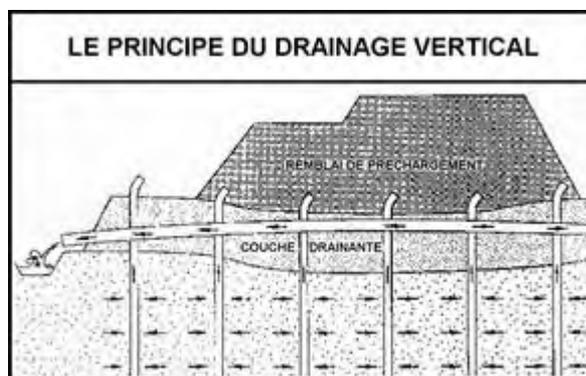


Figure IV.1 : Drains verticaux

Le drain vertical préfabriqué est complètement enveloppé d'un filtre. Il est composé d'une âme, adaptée au bon écoulement de l'eau, entouré par un géotextile.

Ce produit a été conçu pour accélérer le mouvement de consolidation des sols saturés en eau afin de mieux résister aux charges de constructions lourdes.

IV.3. Implantation de la couverture végétale :

La couverture végétale protège le terrain de glisser car elle permet la rétention des eaux de pluie dans le feuillage et dans la couverture des sous bois (feuilles mortes). Cette eau est arrêtée puis rejetée dans l'atmosphère par évaporation. La couverture végétale présente un tapis protecteur pour les schistes sensibles à l'eau, elle réduit fortement l'action du ruissellement superficiel.

Il est conseillé d'implanter une espèce végétale à réseau racinaire dense et profond, avec le temps les racines des plantes forment un réseau d'ancrage dans le substratum et emprisonnent le terrain et l'empêchent de glisser grâce à une action mécanique. la plantation d'arbres du type Eucalyptus en aval et en amont du remblai. Ce type de plantation a la propriété de prise facile, croissance rapide et dotée d'un réseau racinaire développé et pénétrant.

IV.4. Implantation d'un ouvrage de soutènement :

Le choix de l'ouvrage de soutènement est en fonction de la profondeur du terrain.

- Les gabions sont déconseillés car le gabionnage augmente la charge de la masse du terrain instable en raison de son ancrage insuffisant dans le bon sol (substratum), la ligne de rupture passe sous les fondations des gabions.
- Les murs de soutènement en béton armé ne sont pas intéressants, car la hauteur maximale est de 6m, et dans notre cas le terrain de glissement est de hauteur élevée ; (9m).
- Le clouage par pieux constitue la solution optimale et représente un meilleur rapport prix et qualité par rapport à la stabilisation par des techniques comparables comme les palplanches ou les parois moulées ou les murs en poids de terre. C'est donc la stabilisation par pieux en béton armé ancré suffisamment dans la couche des schistes compact qui a été retenue ici.

IV.4.1. Définition du clouage :

Le clouage de pente consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant in-situ les groupes de pieux verticaux ou des inclusions perpendiculaires à la surface de glissement.

IV.4.2. Calcul l'effort de clouage R' :

Le calcul est basé sur l'équilibre d'un sol à la rupture en se basant sur la résistance des matériaux. Les efforts de clouage sont pris en compte sous forme d'efforts ponctuels au niveau de la surface de rupture.

Dans les calculs simplifiés de pieux verticaux, on ne tient compte que des efforts tranchants .

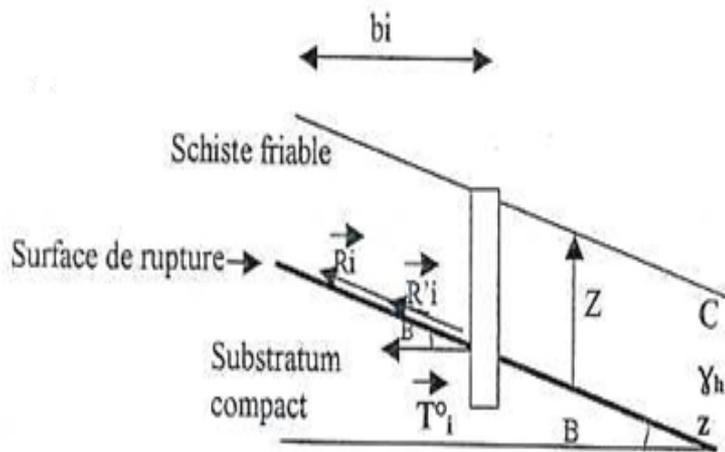


Figure IV.2 : Les efforts qui s'opposent au glissement

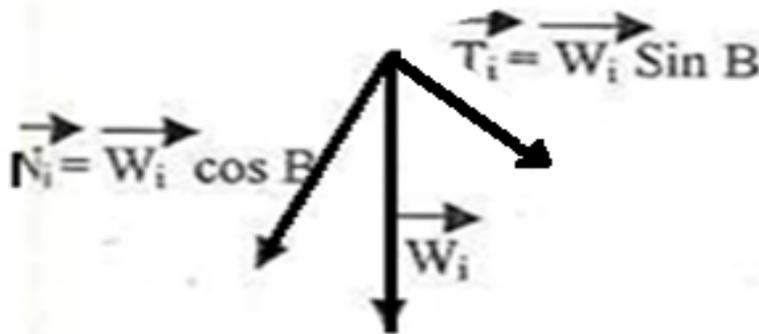


Figure IV.3 : Décomposition du poids

Avant clouage : ($F_0 < 1$)

$$F_0 = \frac{R_i}{T_i} = \frac{c + \sum_0^n \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta \tan \varphi}{\sum_0^n \gamma \cdot h \sin \beta \cos \beta}$$

Après clouage : ($F = F_0 + \Delta F$)

$$F = \frac{R_i + R'_i}{T_i} = \frac{c + \sum_0^n \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \beta \tan \varphi}{\sum_0^n \gamma \cdot h \sin \beta \cos \beta} + \frac{R'_i}{T_i}$$

$$F = F_0 + \frac{R'_i}{T_i}$$

$$F - F_0 = \frac{R'_i}{T_i}$$

$$T_i = W_i \sin\beta = b_i \sum_0^n \gamma \cdot h \cdot \sin\beta$$

$$R'_i = (F - F_0) b_i \sum_0^n \gamma \cdot h \cdot \sin\beta$$

On introduit une amélioration de sécurité : $\Delta F = F - F_0$

$$F = 1,5 \text{ (à la stabilité)}, F_0 = 1,13 \text{ donc : } \Delta F = 1,5 - 1,13 = 0,37$$

On opte pour une amélioration de : 40%

$$T_i^0 = 0,40 b_i \sum_0^n \gamma \cdot h \cdot \sin\beta \cos\beta$$

L'effort de clouage total qu'opposent les pieux sur le terrain de glissement :

$$R'_i = 0,40 b_i (\sum_0^n \gamma \cdot h \cdot \sin\beta)$$

$$R' = 0,40 \times 65 \times (2,05 \times 10^4 \times 3 + 2 \times 10^4 \times 3,5) \sin 45 = 2,41 \times 10^6 \text{ N.}$$

L'effort T_i :

$$T_i = W_i \sin\beta = b_i \sum_0^n \gamma \cdot h \cdot \sin\beta$$

$$T_i = 65 \times (2,05 \times 10^4 \times 3 + 2 \times 10^4 \times 3,5) \sin 45 = 6,04 \times 10^6 \text{ N.}$$

Application numérique :

$$F = F_0 + \frac{R'_i}{T_i} = 1,13 + \frac{2,41 \times 10^6}{6,04 \times 10^6} = 1,52.$$

$1,5 < 1,52$, donc le versant est stable.

IV.5. Disposition des pieux:

Les techniques de fabrication des pieux en béton armé et les méthodes de leur dimensionnement sortent du cadre de cette étude. On se limitera à présenter ci-après que les dispositions constructives.

Le choix a été porté sur les pieux de 80cm de diamètre. (selon RPA)

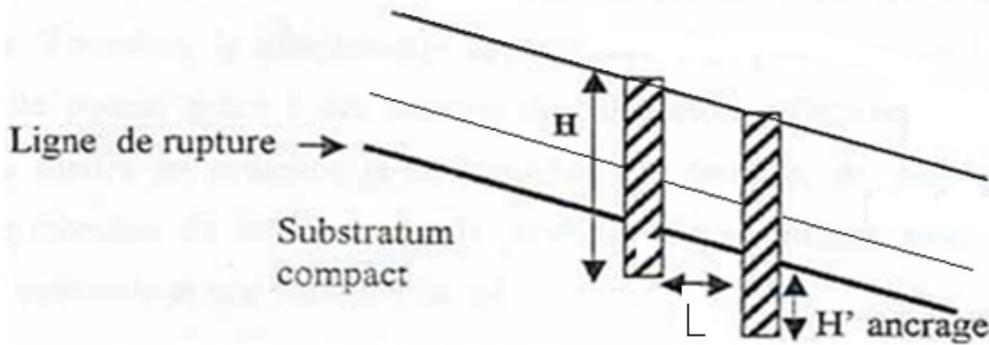
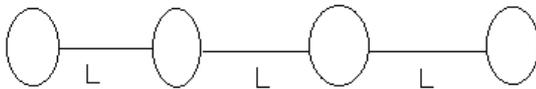


Figure IV.4: Disposition verticale des pieux

Les pieux de diamètre' \varnothing 'doivent être ancrés dans le substratum de 'H' tel que : d'après le fascicule 63 on prend un ancrage de 3 à 4 foi le diamètre du pieux, $H'=4\varnothing$.

$$H' = 4 \times 0,8 = 3,2 \text{ m}$$

La disposition est espaces entre axes d :



$$L = 0,5 \text{ m}$$

IV.6.Ferraillage des pieux :

$$S = \frac{\pi}{4} \times D^2 = \frac{\pi}{4} \times (0,8)^2 = 0,502 \text{ m}^2$$

$$\text{La section d'armateur : } A_{min} = 0,5\% \times S = 0,5 \times 0,502$$

$$A_{min} = 0,25 \text{ m}^2 = 25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_{min} = 8\varnothing 20 \text{ HA} = 25,13 \text{ cm}^2$$

Déterminations \varnothing_t :

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_L = \frac{1}{3} \times 20 = 6,66 \text{ mm} , \text{ on opte pour } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

- L'écartement entre les cerces : $S_t = 35 \text{ cm}$.(D.DIDIER)
- L'écartement des cerces ou le pas des spires est inférieur ou égal à $0,35 \text{ m}$. (D.DIDIER)
- L'enrobage requis est généralement de l'ordre de 70 mm .

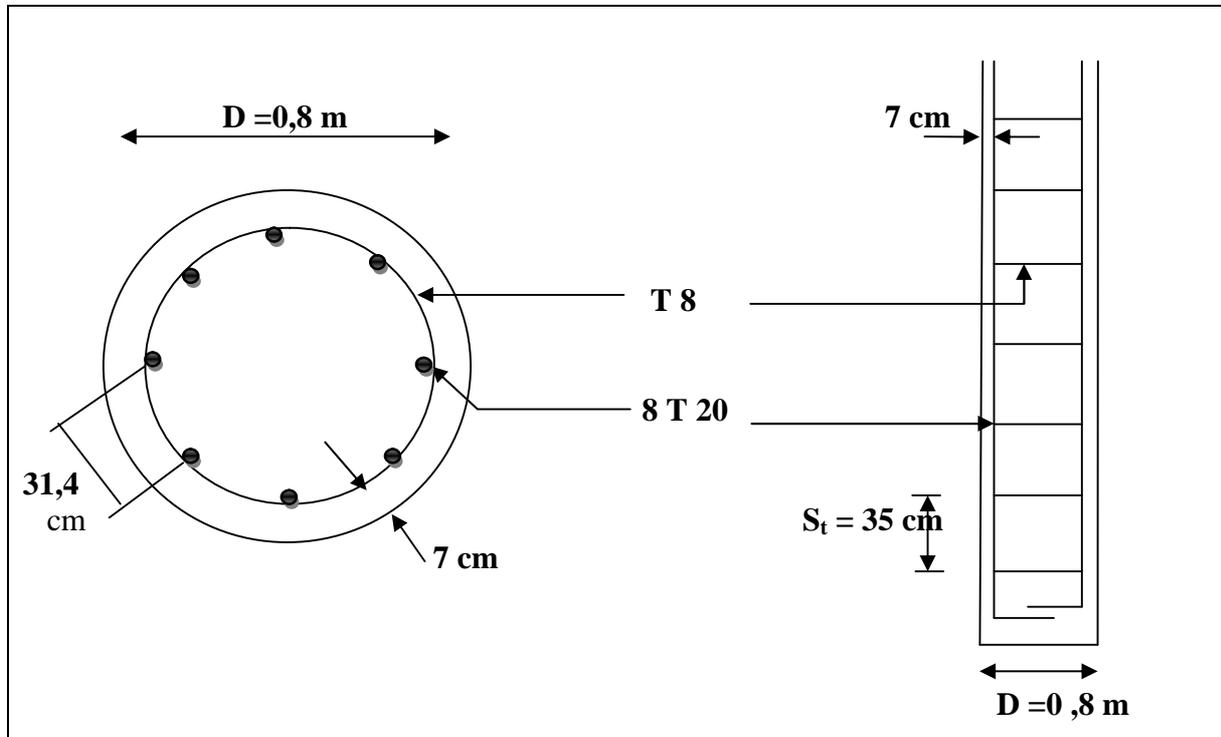


Figure IV.5 : schémas de ferrailage des pieux

Conclusion générale

Conclusion :

Au cours de notre projet, nous avons établi toutes les étapes nécessaires à l'étude de la stabilité du glissement du terrain survenu au niveau de Chemini à Louvar Imaaliouen de la wilaya de Bejaia, et nous avons proposé une meilleure solution du confortement qui doit répondre aux différentes exigences d'ordre technique.

A cet effet, nous avons exploité toutes les informations dites utiles en matière de géotechnique et des données recueillies auprès du laboratoire LNHC.

Une étude géotechnique a été réalisée. Elle s'est basée sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire qui ont permis d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement. Ces paramètres nous ont servi à apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Sur le plan géologique et géomorphologique le terrain susceptible de glisser dans le sens de la plus grande pente (45°), compte deux couches de matériaux différents (marne et schiste), reposant sur un substratum rocheux.

Dans le calcul de stabilité, nous avons développé un calcul théorique en se basant sur la méthode classique de la pente indéfinie destinée à l'étude de glissement plan ; de même qu'une approche de simulation avec le logiciel GEO-SLOPE a été réalisée. Les écarts sur les résultats du facteur de sécurité, avec un même jeu de données (la géométrie, propriétés du sol), n'excèdent pas 10% pour les deux cas de calcul.

En effet, le but de notre étude consiste à proposer un confortement qui va stabiliser le versant en plus d'un drainage par des drains verticaux.

Après une étude comparative avec les différentes techniques ; on a écarté le reboisement pour la raison de vouloir bénéficier de notre terrain.

Le confortement par le soutènement est aussi écarté en raison de la grande hauteur de versant.

La solution retenue est le clouage par les pieux.

En conclusion, la démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement d'un glissement de terrain procède des éléments suivants :

- ✓ Identification du type de mouvement.
- ✓ Etude de stabilité par différentes méthodes.
- ✓ Choix de solution en tenant compte des contraintes de site.
- ✓ Dimensionnement du projet de solution

Références bibliographique

Références bibliographiques :

- [1]: VARNE, (1996) <landslide types and processes>.National research Council, Washington.
- [2]: VARNE, (1978) <slope movements, types and processes>.
- [3]:COLAS.G et PILOT.G, (1976) <Description et classification des glissements de terrain >
- [4] : Mémoire, (2012), <Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain de OUED GHIR(BEJAIA).
- [5] : CRUDEN, (1992), <A simple définition of landslide>.
- [6] : FRANCOIS SCHLOSSER, (2003), < Eléments de mécanique des sols >.
- [7] : REIFFSTECK. PH, (1989), <Mécanique des sols avancée, stabilité des pentes>.
- [8] : Mémoire MEBARKI, (2002), <Etude d'un glissement de terrain par les méthodes géophysiques>, ENTP.
- [9] : Mémoire M.LAICHAOUI et S.ZEGHIL, (2007) <Résistance au cisaillement des sols non saturés et impacts sur la stabilité des talus>, ENTP.
- [10] : P. DESVARREUX, (Déc, 1993), < Certains aspects dynamiques des mouvements de terrains>. Atelier international "Pierre Beghin" sur les mouvements gravitaires rapides.
- [11] :A. BENAÏSSA, (2008) : < glissement de terrains (calcul de stabilité) >, OPU, 2^{ème} édition
- [12] :G.FILLIAT, (1981) :<Techniques de l'ingénieur>.
- [13] : CEBTP, (2004).
- [12] : mémoire ingénieur, (2009), <Etude de glissement de la région de TIFRA>.
- [14] : V. MERRIAN SOUKATCHOFF et J.P.PIGUET, (2003), < Eléments de géotechnique>.
- [15] :J.L.DURVILLE et G.SEVE< stabilité des pentes (glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur>.
- [16] : GERRARD PHILIPPONNAT, (1998), <Calcul de fondation et ouvrage en terre>.
- [17] : V. MERRIAN SOUKATCHOFF, J.PIGUET(2003), < éléments de géotechnique>.
- [18] :R.DUPAIN.R.LANCHON, <Caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire, Edition CASTEILLA.

Références bibliographique

[19] : Mémoire d'ingénieur,(2012),<Etude numérique et confortement d'un glissement de terrain de NACIRIA,W de BOUMERDES>,ENTP

[20] : LADGHEM CHIKOUCHE Fadhila, Mémoire de magister, (2009) < Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres >. Université de M'sila.

[21] : FRANC ROGER, <Fondations profondes ,technique de l'ingénieur>.

[22] : HAMADOU Noureddine, < Risques liés aux mouvements de terrain dans le Tell Constantinois : Cas du glissement de Douar Souadek (Zighoud Yousef) >. Mémoire de Magister. Université de Batna.

[23] :MHIDI KHALED<cour de 3^{eme} année>.

Des documents de laboratoire LNHC.

Liste des photos

Photos I.1 : Terrain en pente accidenté	58
Photo I.2 : Soulèvement de la plantation de la fondation d'un regard	67
Photo I.3 : Déplacement le mur de clôture	67
Photo I.4 : Arrachement et inclinaison des arbres	68
Photo I.5	68
Photo I.6	68
Photo I.7 : Rebord d'une niche d'arrachement	69
Photo I.8 : Ligne de glissement superficiel	70
Photo I.9 : Existence de crevasse	70
Photo I.10 : Le piquetage	71
Photo I.11 : Les piquets	71
Photo III.1	81
Photo III.2 : Foreuse APAGEO-APAFOR de sol du sondage	84
Photo III.3 : Des caisses des carottes de sol du sondage	84

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Température.....	63
Tableau I.2 : Pluviométrie.....	65
Tableau I.3 : Coordonnées des bornes (piquetage).....	72
Tableau I.4 : L'évaluation des degrés de dommage.....	73
Tableau II.1 : Récapitulatif des résultats	79
Tableau II.2 : Résultats des résultats d'identifications physiques (Sc1).....	89
Tableau II.3 : Classification des sols grenus.....	90
Tableau II.4 : Résultats de l'analyse granulométrique	91
Tableau II.5 : Les déférentes retenus pour le calcul	97
Tableau III.1 : Les paramètres retenus pour le calcul.....	100
Tableau III.2 : Les coordonne des points du profil de glissement.....	110
Tableau III.3 : Paramètre géotechniques introduit dans SLOPE/W.....	111
Tableau IV.1 : La comparaison de coefficient Fs.....	114

Liste des figures

Figure I.1. Eléments descriptifs d'un glissement de terrain.....	03
Figure I.2. Ecoulement d'une masse rocheuse diacalassée.....	05
Figure I.3. Ecoulement par glissement banc par banc.....	06
Figure I.4. Ecoulement sur plomb.....	06
Figure I.5. Ecoulement par fluage.....	07
Figure I.6. Glissement plan.....	08
Figure I.7. Glissement rotationnels G.PHilipponnat.....	09
Figure I.8. Glissement rotationnel.....	09
Figure I.9. Glissement rotationnel complexe.....	10
Figure I.10. Coulée boueuse.....	11
Figure I.11. Exemple d'un fluage (G. Philipponnat).....	12
Figure II.1. Suppression de la butée de pied.....	14
Figure II.2. Implantation de surcharge sur un versant.....	17
Figure II.3. Surface de ripage.....	17
Figure IV.1. Rupture circulaire.....	27
Figure IV.2. Les forces appliquées sur une tranche.....	28
Figure IV-3. Découpage en tranche	30
Figure IV.4. Résultats des forces parallèles.....	36
Figure IV.5. Représentation de toutes les forces inconnus dans une tranche non circulaire la méthode de spencer	37
Figure IV.6. Coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilise dans la méthode de spencer	37
Figure IV.7. Représentation graphique des forces sur une tranche.....	39
Figure V.1. La butée de pied.....	43
Figure V. 2. Calcul de stabilité d'un butée de pied différentes surfaces à prendre en compte.....	44
Figure V.3. Allègement en tête.....	44
Figure V.4. Reprofilage.....	45
Figure V.5. Adoucissement de la pente	45
Figure V.6. Substitution partielle.....	46
Figure V.7. Drainage des surfaces.....	47
Figure V.8. Tranchée drainante	48
Figure V.9. Drainage subhorizontaux.....	49

Liste des figures

Figure V.10. Coupes des masques drainantes	50
Figure V.11. Indice du masque sur les pressions interstitielles.....	50
Figure V.12. Schéma de confortation par drains d’ancrage	51
Figure V.13. Stabilisation par clouage d’un glissement.....	53
Figure V.14. Mur de soutènement	54
Figure V.15. Ouvrage rigides	55
Figure V.16. Rideau palplanches	55
Figure I.1. Vue aérienne du site d’étude	57
Figure I.2. Extrait de la carte topographique de Sidi Aich BEJAIA échelle 1 /50000	57
Figure I.3. Carte de zonage après le séisme de boumérdes	59
Figure I.4. Extrait de la carte géologique établie entre 1946 et 1948 de la région de sidi aich	61
Figure I.5. Coupe géologique de Chemini.....	62
Figure I.6. Histogrammes montrant l’évolution de la température au coure de l’année... ..	64
Figure I.7. Histogramme au des précipitation mensuelles	65
Figure I.8. Implantation des bornes.....	72
Figure II.1. Carte implantation les essais in situe et sondage carotté.....	75
Figure II.2.Implantation les géophones.....	77
Figure II.3. Coupe lithologique site Louvar Imaaliouen	80
Figure II.4. Diagramme de plasticité de casagrande.....	91
Figure II.5. Courbe d’analyse granulométrique	93
Figure III.6. Courbe d’analyse granulométrique	94
Figure II.7. Schéma de la boite de cisaillement	96
Figure II.8. Résistance de cisaillement selon Morh -Colomb.....	96
Figure III.1. Pente indéfinie avec écoulement parallèle à la pente.....	102
Figure III.2. Décomposition de poids W.....	102
Figure III.3. Caractéristique du terrain de glissement.....	103
Figure III.4. Les mesures disponibles sur logiciel.....	106
Figure III.5. Glissement du manteau d’altération	108
Figure III.6. Détermination de la surface de rupture par méthode (Grid and Radius).....	109
Figure III.7. Détermination de la surface de rupture par la méthode (Entry and Exist).....	109
Figure III.8. Modèle géométrique utilisé pour le calcul de F_s	111
Figure III.9. Modélisation du talus sans nappe	112

Liste des figures

Figure V.1. Drains verticaux	115
Figure V.2. Les efforts qui s'opposent au glissement.....	117
Figure V.3. Décomposition du poids.....	117
Figure V.4. Disposition vertical des pieux	119
Figure V.5. Schémas de ferrailage des pieux.....	120

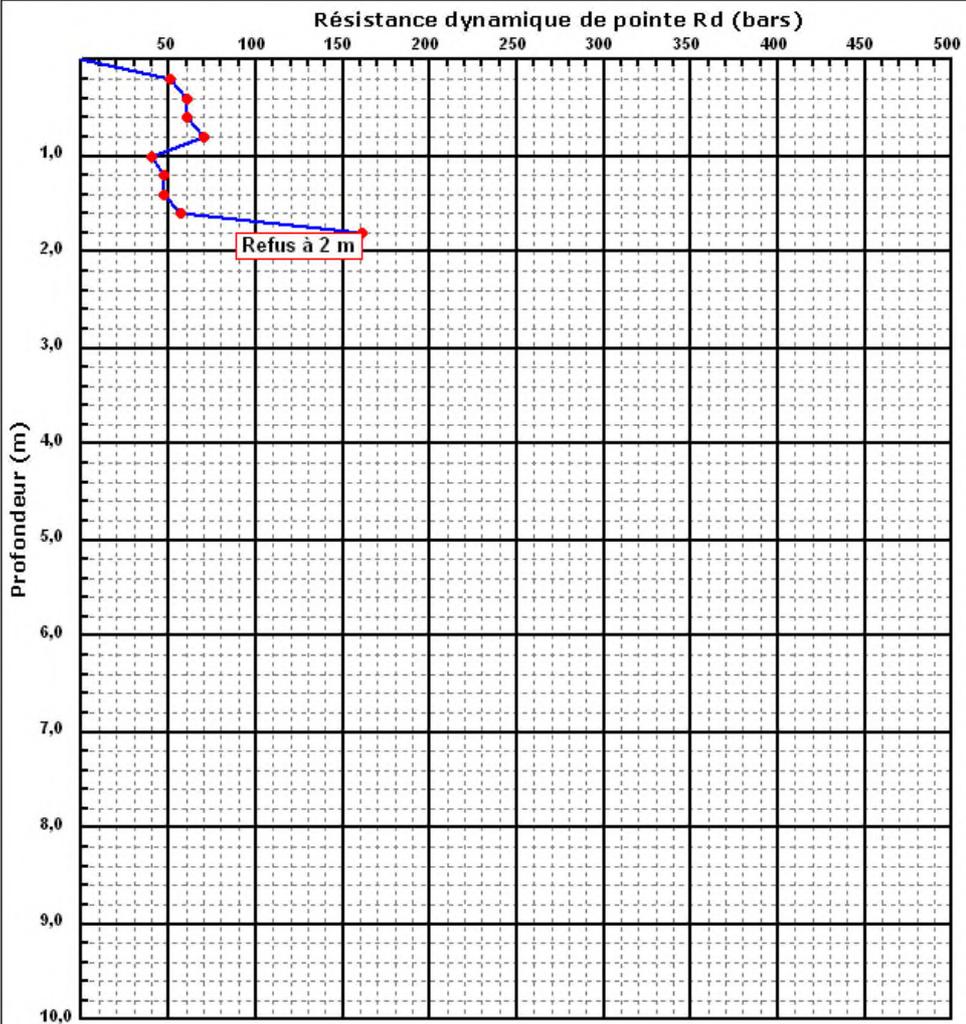
Les Annexes

Essai de Pénétration Dynamique

Type B : NF P94 - 114

INTITULE : E.G.U SITE DE LOUVAR IMAALIOUENE, Cne de Chemini.
 N°DOSSIER : 080-2011.
 LIEU : Village LOUVAR IMAALIOUENE, Cne de Chemini.
 CLIENT : D.U.C BEJAIA.
 DATE ESSAIS : 26-08-2011. au 27-08-2011.

Référence essai : PDL 04
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X :
 Y : Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 75 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

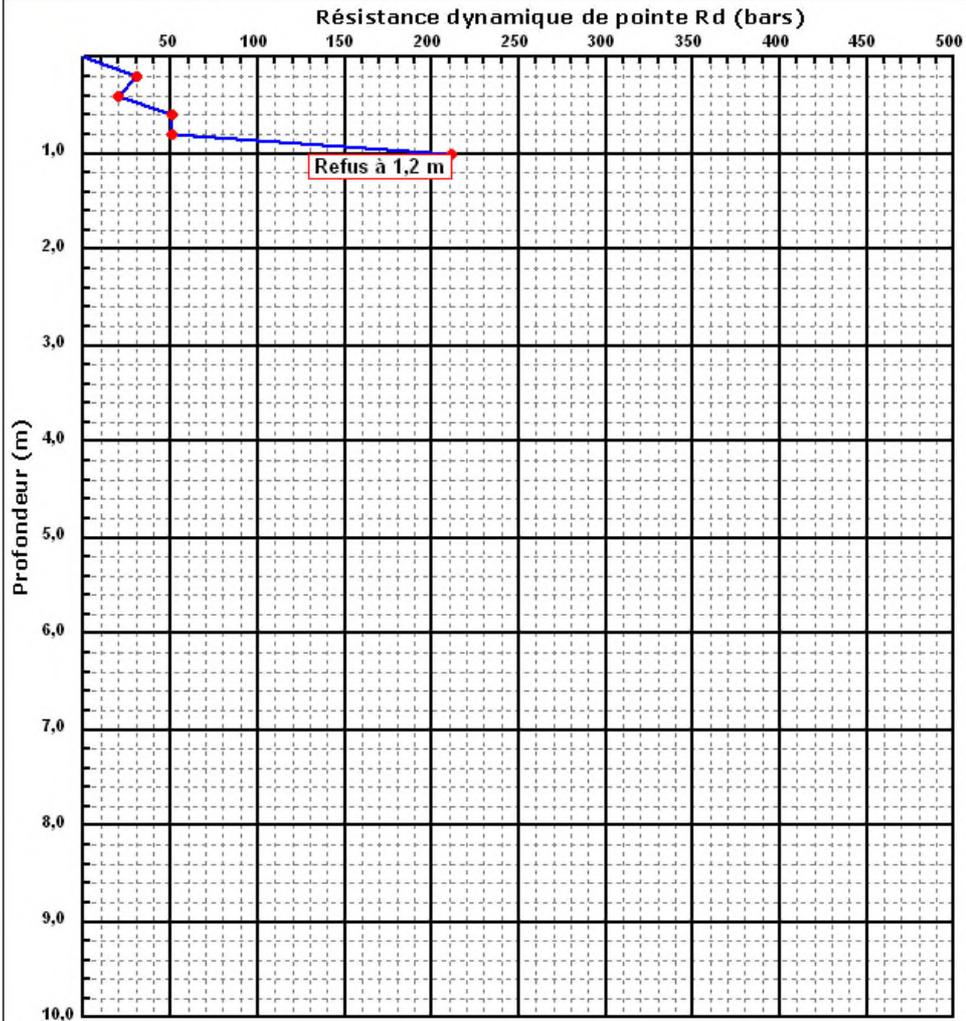
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

Essai de Pénétration Dynamique
Type B : NF P94 - 114

INTITULE : E.G.U SITE DE LOUVAR IMAALIOUENE, Cne de Chemini.
N°DOSSIER : 080-2011.
LIEU : Village LOUVAR IMAALIOUENE, Cne de Chemini.
CLIENT : D.U.C BEJAIA.
DATE ESSAIS : 26-08-2011. au 27-08-2011.

Référence essai : PDL 06
Localisation :
Coordonnées GPS :
X :
Y : Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

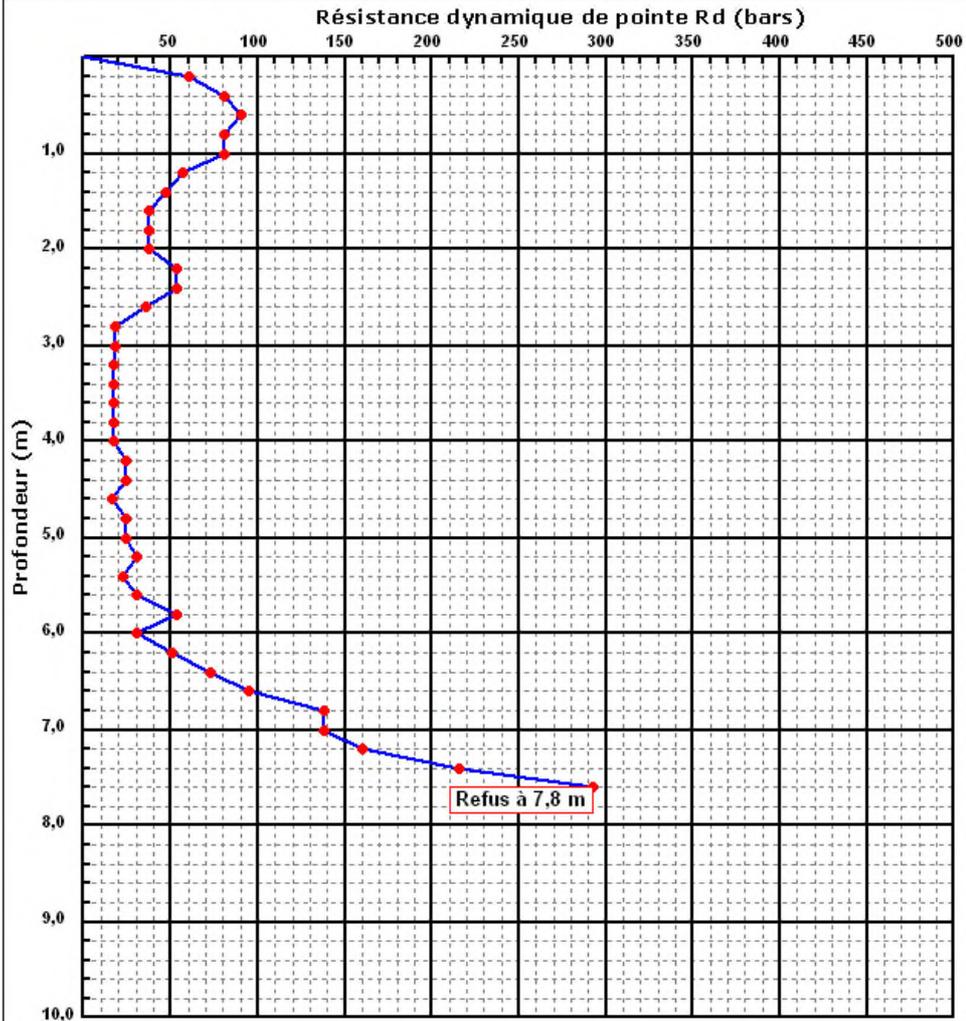
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

Essai de Pénétration Dynamique
Type B : NF P94 - 114

INTITULE : E.G.U SITE DE LOUVAR IMAALIOUENE, Cne de Chemini.
N°DOSSIER : 080-2011.
LIEU : Village LOUVAR IMAALIOUENE, Cne de Chemini.
CLIENT : D.U.C BEJAIA.
DATE ESSAIS : 26-08-2011. au 27-08-2011.

Référence essai : PDL 09
Localisation :
Coordonnées GPS :
X :
Y : Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

RESULTATS DETAILLES DES ESSAIS REALISES AUX PDL :

- Titre de l'étude : E.G.U SITE DE LOUVAR IMAALIOUENE, Cne de Chemini.
- Numéro du dossier : 080/2011.
- Client : D.U.C BEJAIA.
- Lieu : Village LOUVAR IMAALIOUENE, Cne de Chemini.
- Date des essais : 26/08/2011.

CARACTERISTIQUES DU PENETROMETRE GEOTOOL :

Poids de la tige = 6 Kg

Poids du mouton = 63,5 Kg

Diamètre du cône = 4,5 cm

Poids de l'enclume + autres poids = 25 kg

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 1 :

Profondeur refus = 1,2 mètres

Profondeur	Nbre coups (N)	Rd (bars)
0,20 ;	8,00 ;	80,49
0,40 ;	8,00 ;	80,49
0,60 ;	10,00 ;	100,61
0,80 ;	27,00 ;	271,64
1,00 ;	41,00 ;	412,49

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 2 :

Profondeur refus = 0,8 mètres

Profondeur	Nbre coups (N)	Rd (bars)
0,20 ;	4,00 ;	40,24
0,40 ;	7,00 ;	70,43
0,60 ;	31,00 ;	311,88

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 3 :

Profondeur refus = 1 mètres

Profondeur ; Nbre coups (N) ; Rd (bars)

0,20 ;	8,00 ;	80,49
0,40 ;	7,00 ;	70,43
0,60 ;	13,00 ;	130,79
0,80 ;	43,00 ;	432,61

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 4 :

Profondeur refus = 2 mètres

Profondeur ; Nbre coups (N) ; Rd (bars)

0,20 ;	5,00 ;	50,30
0,40 ;	6,00 ;	60,36
0,60 ;	6,00 ;	60,36
0,80 ;	7,00 ;	70,43
1,00 ;	4,00 ;	40,24
1,20 ;	5,00 ;	47,30
1,40 ;	5,00 ;	47,30
1,60 ;	6,00 ;	56,76
1,80 ;	17,00 ;	160,82

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 5 :

Profondeur refus = 1,6 mètres

Profondeur ; Nbre coups (N) ; Rd (bars)

0,20 ;	5,00 ;	50,30
0,40 ;	5,00 ;	50,30
0,60 ;	4,00 ;	40,24
0,80 ;	5,00 ;	50,30
1,00 ;	4,00 ;	40,24
1,20 ;	12,00 ;	113,52
1,40 ;	41,00 ;	387,87

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 6 :

Profondeur refus = 1,2 mètres

Profondeur ; Nbre coups (N) ; Rd (bars)

0,20 ;	3,00 ;	30,18
0,40 ;	2,00 ;	20,12
0,60 ;	5,00 ;	50,30
0,80 ;	5,00 ;	50,30
1,00 ;	21,00 ;	211,28

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 7 :

Profondeur refus = 6,6 mètres

Profondeur ; Nbre coups (N) ; Rd (bars)

0,20 ;	3,00 ;	30,18
0,40 ;	3,00 ;	30,18
0,60 ;	4,00 ;	40,24
0,80 ;	4,00 ;	40,24
1,00 ;	4,00 ;	40,24
1,20 ;	2,00 ;	18,92
1,40 ;	2,00 ;	18,92
1,60 ;	2,00 ;	18,92
1,80 ;	2,00 ;	18,92
2,00 ;	2,00 ;	18,92
2,20 ;	2,00 ;	17,85
2,40 ;	1,00 ;	8,93
2,60 ;	1,00 ;	8,93
2,80 ;	2,00 ;	17,85
3,00 ;	2,00 ;	17,85
3,20 ;	3,00 ;	25,35
3,40 ;	3,00 ;	25,35

Les annexes

3,60 ;	3,00 ;	25,35
3,80 ;	2,00 ;	16,90
4,00 ;	2,00 ;	16,90
4,20 ;	2,00 ;	16,05
4,40 ;	3,00 ;	24,07
4,60 ;	5,00 ;	40,12
4,80 ;	8,00 ;	64,19
5,00 ;	9,00 ;	72,21
5,20 ;	10,00 ;	76,37
5,40 ;	9,00 ;	68,73
5,60 ;	10,00 ;	76,37
5,80 ;	17,00 ;	129,82
6,00 ;	21,00 ;	160,37
6,20 ;	38,00 ;	276,85
6,40 ;	49,00 ;	356,98

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 8 :

Profondeur refus = 1,4 mètres

Profondeur ; Nbre coups (N) ; Rd (bars)

0,20 ;	5,00 ;	50,30
0,40 ;	7,00 ;	70,43
0,60 ;	7,00 ;	70,43
0,80 ;	6,00 ;	60,36
1,00 ;	9,00 ;	90,55
1,20 ;	21,00 ;	198,66

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 9 :

Profondeur refus = 7,8 mètres

Profondeur ; Nbre coups (N) ; Rd (bars)

0,20 ;	6,00 ;	60,36
0,40 ;	8,00 ;	80,49

Les annexes

0,60 ;	9,00 ;	90,55
0,80 ;	8,00 ;	80,49
1,00 ;	8,00 ;	80,49
1,20 ;	6,00 ;	56,76
1,40 ;	5,00 ;	47,30
1,60 ;	4,00 ;	37,84
1,80 ;	4,00 ;	37,84
2,00 ;	4,00 ;	37,84
2,20 ;	6,00 ;	53,56
2,40 ;	6,00 ;	53,56
2,60 ;	4,00 ;	35,71
2,80 ;	2,00 ;	17,85
3,00 ;	2,00 ;	17,85
3,20 ;	2,00 ;	16,90
3,40 ;	2,00 ;	16,90
3,60 ;	2,00 ;	16,90
3,80 ;	2,00 ;	16,90
4,00 ;	2,00 ;	16,90
4,20 ;	3,00 ;	24,07
4,40 ;	3,00 ;	24,07
4,60 ;	2,00 ;	16,05
4,80 ;	3,00 ;	24,07
5,00 ;	3,00 ;	24,07
5,20 ;	4,00 ;	30,55
5,40 ;	3,00 ;	22,91
5,60 ;	4,00 ;	30,55
5,80 ;	7,00 ;	53,46
6,00 ;	4,00 ;	30,55
6,20 ;	7,00 ;	51,00
6,40 ;	10,00 ;	72,85
6,60 ;	13,00 ;	94,71
6,80 ;	19,00 ;	138,42
7,00 ;	19,00 ;	138,42

Les annexes

7,20 ;	23,00 ;	160,20
7,40 ;	31,00 ;	215,92
7,60 ;	42,00 ;	292,54

ESSAI PENETROMETRIQUE N° 10 :

Profondeur refus = 1,6 mètres

Profondeur ; Nbre coups (N) ; Rd (bars)

0,20 ;	2,00 ;	20,12
0,40 ;	2,00 ;	20,12
0,60 ;	3,00 ;	30,18
0,80 ;	6,00 ;	60,36
1,00 ;	8,00 ;	80,49
1,20 ;	10,00 ;	94,60
1,40 ;	24,00 ;	227,04
