

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
En vue de l'obtention du diplôme de Master en GENIE CIVIL
Option : Géotechnique

THÈME

**ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT
DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE TARGUA
OUZEMOUR (BEJAIA)**



Réalisé par :

M^r KABOU Yanour
M^r MERAD Larbi

Promoteur :

M^r BENDADOUCHE. H

Jury:

M^r SAADAOUI
M^r BRARA

PROMOTION JUIN 2013

REMERCIEMENTS

En premier lieu, on tient à remercier dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement à :

➤ *Mr H.BENDADOUCHE: (chargé de cours à l'université de Bejaia)*

Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

➤ *Les membres du jury d'avoir accepté de juger notre travail.*

➤ *Nous exprimons nos reconnaissances à toute l'équipe du laboratoire Soummam Amizour.*

Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants ayant contribué à notre formation.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mon père qui a sacrifié sa vie pour que la mienne réussisse.

A ma mère qui ma soutenu et encouragé tout le temps.

A ma sœur : Kalima.

A mon binôme et sa famille.

A mes Amis:

Mimi, Nadjib, Adel, Midou, Abdou, Lyes, Karim, Boulam , Soufian.

YANOUR

Dédicaces

Je dédie cet humble travail :

A mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire, que dieu les garde et les protège.

A mon grand père et mes grandes mères.

A mes frères : Daoud et Khaled.

A mes sœurs : Sassa, Bahia, Cherifa et Ikram.

A mes oncles et tantes.

A toute ma famille et Kahina.

A mon binôme et sa famille.

A tout mes amis.

A mes copains de chambre(I06).

A toute la section Géotechnique.

LARBI

Introduction générale	1
PARTIE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	
Chapitre I : Généralités	
I.1. Définition	2
I.2. Description des principaux types de mouvements de terrain	2
I.2.1. Eroulement rocheux et chutes de blocs.....	2
I.2.2. Glissements	3
I.2.2.1. Glissement plan.....	3
I.2.2.2. Glissement rotationnel simple	3
I.2.2.3. Glissement rotationnel complexe	4
I.2.3. Fluage et solifluxion	4
I.2.4. Coulées boueuses	5
I.3. Eléments descriptifs d'un mouvement de terrain	6
I.4. Classification des glissements	7
Chapitre II. Les causes et les dommages des glissements de terrain	
II.1. Introduction	9
II.2. les facteurs	9
II.2.1. les facteurs conditionnant.....	9
II.2.2. les facteurs déclenchant	10
II.3. effets dommageables possibles	11
II.3.1. Glissement de terrain	11
Chapitre III. Processus d'étude des glissements de terrain	
III.1. Introduction.....	12
III.2. Repérage topographique de la zone instable.....	12
III.2.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle.....	12
III.2.2. Repérage des éléments caractéristique du glissement à grande échelle.....	12
III.3. Géologie du site.....	13
III.4. Etude hydrologique.....	13
III.5. Etude géotechnique.....	14
III.5.1. Sondage et prélèvement d'échantillon.....	15
III.5.2. Valorisation des sondages.....	15

Table des matières

III.5.3. Les essais géotechniques	16
III.5.3.1. Les essais géotechniques au laboratoire.....	16
III.5.3.2. Les essais in-situ	16
III.6.la prospection géophysique.....	21
III.6. Synthèse des informations disponibles	16
III.8. Calcul de stabilité	16

Chapitre IV. Calculs de stabilité

IV.1.Introduction	17
IV.2.Eléments de base de calcul.....	17
IV.3.Définition du coefficient de sécurité.....	17
IV.3.1.Ruptures planes	18
IV.3.2.Ruptures rotationnelles.....	20
IV.3.2.1.Méthode globale	20
IV.3.2.2.Méthode des tranches.....	23
IV.3. 2.2.1.Méthode des tranches de Fellenius.....	25
IV.2.2.2.Méthode des tranches de Bishop simplifiée.....	26
IV.4.Choix du type de méthode de calculs.....	27
IV.5.Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte.....	27
IV.6.Recherche du coefficient de sécurité.....	27
IV.7.Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité.....	28
IV.8.Différents logiciels d'analyse de stabilité.....	28

Chapitre V. Méthode de confortement

V.1. Introduction.....	31
V.2. Choix d'une technique.....	31
V.3. Adaptation de la technique au glissement.....	32
V.4.Contraintes économiques.....	32
V.5.Mise en œuvre de terrassements.....	33
V.5.1.Butée de pied et allègements en tête.....	33
V.5.1.1.Butée de pied.....	33
V.5.1.2. Allègements en tête	34
V.5.2.Purge et reprofilage.....	34
V.5.2.1. Purge.....	34

Table des matières

V.5.2.2. Reprofilage	34
V.5.3.Substitution totale ou partielle.....	35
V.6.Dispositifs de drainage.....	36
V.6.1.Collecte et canalisation des eaux de surface.....	37
V.6.2.Tranchées drainantes.....	37
V.6.3.Drain subhorizontaux.....	38
V.6.4.Masque et éperons drainants.....	39
V.6.5.Drains verticaux, galeries trainantes.....	39
V.7.Introduction d'éléments résistants.....	40
V.7.1.Ouvrages de soutènements.....	40
V.7.2.Tirants d'ancrages.....	41
V.7.3.Renforcement par inclusion.....	41
V.7.3.1.Clous et micropieux.....	42
V.7.3.2.Pieux et barrettes.....	43
V.8.Confortement et traitements complémentaires.....	44
V.8.1.Les injections.....	44
V.8.2.Les reboisements.....	45
V.8.3.Technique de renforcement par géotextiles.....	45
V.8.3.1.Définition des géotextiles.....	45
V.8.3.2.Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection.....	46
V.8.3.3.La mise en œuvre du géotextile.....	46

PARTIE II : PARTIE PRATIQUE

Chapitre I. Présentation du site

I.1. Introduction.....	47
I.2. Situation du projet	47
I.3. Géologie du site	48
I.4.Hydrogéologie et hydrologie sur site	48
I.4.1. Hydrogéologie	48
I.4.2.hydrologie	49
I.5. Le climat.....	50
I.5.1.Les précipitations.....	50
I.5.2.Les températures.....	51

Table des matières

I.6.La sismicité de la région.....	52
I.7.Géomorphologie du site.....	52
I.8.Causes d’instabilité du site.....	53
Chapitre II. Etude géotechnique	
II.1. Introduction.....	57
II.2. Essais in-situ	57
II.2.1. Sondages carottés.....	57
II.2.1.1. Résultats des sondages carottés.....	57
II.2.2. Essais au pénétromètre dynamique	60
II.2.2.1. Interprétations.....	60
II.2.3.Relevées piézométriques.....	60
II.3. Les essais au laboratoire.....	62
II.3.1. Classification des sols.....	62
II.3.1.1. Classification des sols grenus.....	63
II.3.1.2. Classification des sols fins.....	63
II.3.2.Les essais d’identifications	64
II.3.2.1.Poids volumiques.....	64
II.3.2.2.Teneur en eau	65
II.3.2.4.Limite d’aterberg.....	65
II.3.2.4.1.Limite de plasticité.....	66
II.3.2.4.2.Limite de liquidité	66
II.3.2.4.3.Indice de plasticité.....	66
II.3.2.4.4.Indice de liquidité.....	66
II.3.2.4.5.Indice de consistance.....	67
II.3.2.5.Analyse granulométrique.....	68
II.3.3.Les essais d’identification.....	68
II.3.3.1.Essai de cisaillement a la boîte de casagrande.....	68
II.3.3.2.Essai Oedométrique.....	69
II.3.3.3.Interprétations des résultats.....	71
II.3.4.Analyses chimiques.....	72

Chapitre III. Calcul de stabilité

III.1. Introduction.....	73
III.2. Définition du type de glissement	73
III.3. Calcul de stabilité	73
III.3.1. Méthode des tranches de Fellenius.....	74
III.3.1.1. Le principe de la méthode.....	74
III.3.2. application au glissement de Targa Ouzemour.....	77
III.3.2.1. Calcul manuel.....	77
III.3.2.1.1. La méthode des tranches de Fellenius.....	82
III.3.2.2.calcul à l'aide du logiciel.....	82
III.3.2.2.1.Présentation du logiciel Geo-slope.....	82
III.3.2.2.2.Le programme slope/W	82
III.3.2.2.2.L'interface du logiciel SLOPE /W	83
III.4.Calculs et résultats.....	85
III.4.1.Résultats du calcul de stabilité par le logiciel Geo-slop.....	86
III.5.conclusion.....	88

Chapitre IV. Etude du confortement

IV.1 Introduction.....	89
IV.2. Pieux forés	89
IV.3. Caractéristiques des pieux	89
IV.4. Calcul de l'effort de clouage R_0	89
IV.5. Calcul de l'effort horizontal T_0	92
IV.6.Calcul du module pressiométrique.....	92
IV.7. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu.....	93
IV.7.1. Calcul du coefficient de réaction linéique K_f	93
IV.7.2.Inertie du pieu.....	93
IV.7.3. Calcul de la longueur élastique du pieu l_0	94
IV.7.4. Calcul du moment maximal M_{max}	94
IV.7.5. Diagramme des moments	95
IV.7.6. Calcul du déplacement maximal	95
IV.8. Ferrailage des pieux	97

Table des matières

IV.9.niveau d'encrage	99
IV.10. Disposition des pieux	99
IV.11. Butée de pied.....	100
IV.11.1. Calcul de stabilité de la butée.....	100
IV.11.1.1. Calcul de l'effort (T) que doit reprendre la butée	100
IV.11.1.2. Estimation du volume de remblai.....	102
IV.12. Vérification de la stabilité du talus.....	105

Chapitre V. Estimation économique

V.1. Introduction	106
V.2. Les éléments à calculer	106
V.3. Calcul de la quantité des matériaux pour la butée de pied.....	106
V.4.Calcul des prix	107
V.4.1. Les prix unitaires	107
V.4.2. Calcul des prix globaux des éléments	107
V.4.2.1. Les pieux forés	107
V.4.2.2. La butée de pieds	107
V.5. Conclusion.....	108

<i>Conclusion générale</i>	109
---	-----

<i>Bibliographie</i>	110
-----------------------------------	-----

Les annexes

Liste des figures

1^{ère} Partie

Figure I.1 : Les différents types d'écroulements	2
Figure I.2 : Glissement plan.....	3
Figure I.3 : Glissement rotationnel simple.....	3
Figure I.4 : Glissement rotationnel complexe.....	4
Figure I.5 : Fluage	4
Figure I.6 : Phénomène de solifluxion	5
Figure I.7 : Coulées boueuses	5
Figure I.8 : Morphologie générale d'un glissement de terrain	7
Figure IV.1 : Surface de rupture	18
Figure IV.2 : les forces appliquées sur une tranche.....	19
Figure IV.3 : Equilibre globale du massif	21
Figure IV.4 : Polygone des forces.....	23
Figure IV.5 : Découpages en tranches d'un talus.....	23
Figure IV.6 : Bilan des forces sur une tranche.....	24
Figure IV.7 : Forces agissant sur la tranche n.....	26
Figure V.1 : Butée de pied.....	33
Figure V.2 : Allègement en tête.....	34
Figure V.3 : Reprofilage.....	35
Figure V.4 : Substitution partielle et éperons drainants.....	36
Figure V.5 : Coupe d'une tranchée drainante.....	38
Figure V.6 : Drains subhorizontaux.....	39
Figure V.7 : Stabilisation par drains du glissement Noailac (Corrèze, France).....	40
Figure V.8 : Clouages d'un glissement.....	43
Figure V.9 : Confortement par pieux (Grèce).....	44
Figure V.10 : Mise en œuvre du géotextile.....	46

2^{ème} Partie

Figure I.1 : Extrait de l'image Google Earth de la zone à étudiée.....	47
Figure I.2 : Extrait de la carte topographique de Bougie 1/5000.....	48
Figure I.3 : Extrait de la carte de la répartition du réseau hydrographique de la ville de Bejaia.....	49
Figure I.4 : Histogramme des précipitations mensuelles en mm (2000-2009).....	51
Figure I.5 : Vue d'ensemble du site du glissement.....	53
Figure I.6 : Fissures, tassements sur la plate forme du stade.....	54

Liste des figures

Figures I.7 : Affaissement du terrain et stagnation des eaux.....	54
Figures I.8 : Escarpement principal et secondaire sur la couche du remblai.....	55
Figure I.9 : Des bombements enregistrés sur l terrasse rectorale.....	55
Figure I.10 : Affaissement et bombement de la chaussée.....	56
Figure II.1 : Implantation d'un point de sondage carotté.....	59
Figure II.2 : les échantillons prélevés pour les essais de laboratoire.....	62
Figure II.3: diagramme de Casagrande.....	64
Figure II.4 : Courbe oedométrique.....	70
Figure III.1 : Découpage en tranche d'un talus.....	74
Figure III.2 : Forces agissant sur la tranche n.....	75
Figure III.3 : Position des points qui limitent le glissement.....	78
Figure III.4 : Découpage en tranches du talus étudié.....	79
Figure III.5 : Découpage en tranches du talus étudié avec présence de la nappe.....	80
Figure III.6 : Exemple détermination de la surface de rupture par la méthode « Grid and Radius».....	84
Figure III.7 : Exemple de détermination de la surface de rupture par la méthode «Entry and Exit».....	84
Figure III.8 : Exemple de détermination de la surface de rupture par la méthode «Auto-Locate».....	85
Figure III.9 : Lithologie du talus étudié.....	85
Figure III.10 : Cercle critique obtenue selon Fellenius.....	86
Figure III.11 : Cercle critique obtenue selon Bishop.....	86
Figure III.12 : Cercle critique obtenue selon Janbu.....	87
Figure IV.1 : Découpage en tranches du talus à réaliser.....	91
Figure IV.2 : Inclinaison de l'effort de clouage.....	92
Figure VI.3 : Diagramme des moments.....	96
Figure IV.4 : Valeur des fonctions A^* , B^* , C^* et D^*	97
Figure IV.5. : Schéma de ferrailage du pieu.....	98
Figure IV.6. : Disposition des pieux.....	99
Figure IV.7: Découpage en tranche du nouveau talus pour l'étude de la butée.....	101
Figure IV.8: Schéma de la butée à réaliser.....	103
Figure IV.9. : Emplacement de la butée de pied.....	104

Liste des figures

Liste des tableaux

1^{ère} Partie

Tableau I.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement (En mètres sous la surface du sol).....	8
Tableau IV.1 : Valeurs de F_s données en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	28

2^{ème} Partie

Tableau II.1 : Résultats des essais de pénétromètre dynamique.....	60
Tableau II.2 : Résultats des relevés piézométriques.....	61
Tableau II.3: Classification des sols grenus.....	62
Tableau II.4 : Classification des sols selon W.....	65
Tableau II.5 : Degré de plasticité des sols selon I_p	66
Tableau II.6 : Résultats des essais d'identifications physiques (SC01 ; SC06).....	67
Tableau II.7 : Résultats des essais d'identifications physiques (SC03 ; SC04 ; SC05).....	67
Tableau II.8 : Résultats d'analyse granulométrique.....	68
Tableau II.9 : Résultats de la cohésion et l'angle de frottement.....	69
Tableau II.10 : Classification du sol selon C_c	70
Tableau II.11 : Classification du sol selon C_g	71
Tableau II.12 : Valeurs des essais d'oedométrique.....	71
Tableau II.13 : Résultats des analyses chimiques.....	72
Tableau III-1: Résultats du calcul de la méthode des tranches.....	81
Tableau IV-1: Résultats du calcul de la méthode des tranches.....	90
Tableau IV.2 : la variation du moment en fonction de la profondeur.....	95
Tableau IV-3: Résultats de calcul de la méthode des tranches.....	101
Tableau V.1. Les prix unitaires.....	107
Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des prix des pieux forés et de la butée de pied.....	107

Liste des tableaux

Introduction générale

Depuis plus d'un siècle les géologues, géomorphologues, et plus récemment, les mécaniciens des sols ont tenté par divers moyens, de comprendre les mécanismes et les processus qui génèrent les glissements de terrain et, plus largement, les mouvements de terrain.

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques de nature très diverse, ils peuvent être brusques, comme ils peuvent s'étaler sur plusieurs mois voire plusieurs années. La rupture se produit selon des formes vaguement circulaires ou bien, elle ne présente au contraire aucune caractéristique géométrique particulière. Ces phénomènes sont très destructeurs, en plus des pertes en vies humaines qu'ils peuvent engendrer, les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles.

Notre travail consiste à l'analyse et le confortement d'un glissement de terrain situé sur la partie aval de la résidence universitaire Targua Ouzemmour et la partie amont du campus universitaire de Bejaia.

Notre travail se compose de deux parties, qui sont les suivantes :

- La première partie consiste à une étude bibliographique sur les différents types de glissement, les causes et les différentes méthodes de calculs, ainsi que les méthodes de confortement.
- La deuxième partie a été consacrée à :
 - La description du site où a eu le glissement.
 - L'étude géotechnique afin de déterminer les paramètres essentiels pour l'analyse et l'étude du glissement
 - Détermination de la surface de rupture (manuellement en utilisant la méthode de Fellenius et numériquement en utilisant le logiciel Geo-slop).
 - Le dimensionnement d'un système de confortement adéquat.
 - Estimation économique des confortements à réaliser.

Chapitre I : Généralités

I.1 Définition

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistence. Il peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions avec un impact économique sensible. Il à la suite d'un événement naturel (pluie, érosion, érosion de berge, séisme) ou par est la conséquence plus ou moins directe de l'homme (terrassement, modification du contexte géologique). Les vitesses de délasement couramment observés varient dans la plage « très lent à moyen » en phase de paroxysme les mouvements peuvent atteindre des vitesses « rapide ».

I.2 Description des principaux types de mouvements de terrain [2]

I.2.1 Ecoulement rocheux et chutes de blocs

Les écoulements concernent les masses rocheuses ; ils sont spectaculaires et dangereux car soudain. Le traitement des écoulements relève de la mécanique des roches.

On distingue :

- ✓ Les écoulements de falaise.
- ✓ Les écoulements de surplomb.
- ✓ Les écoulements de fluage.
- ✓ Les écoulements par glissement banc sur banc.

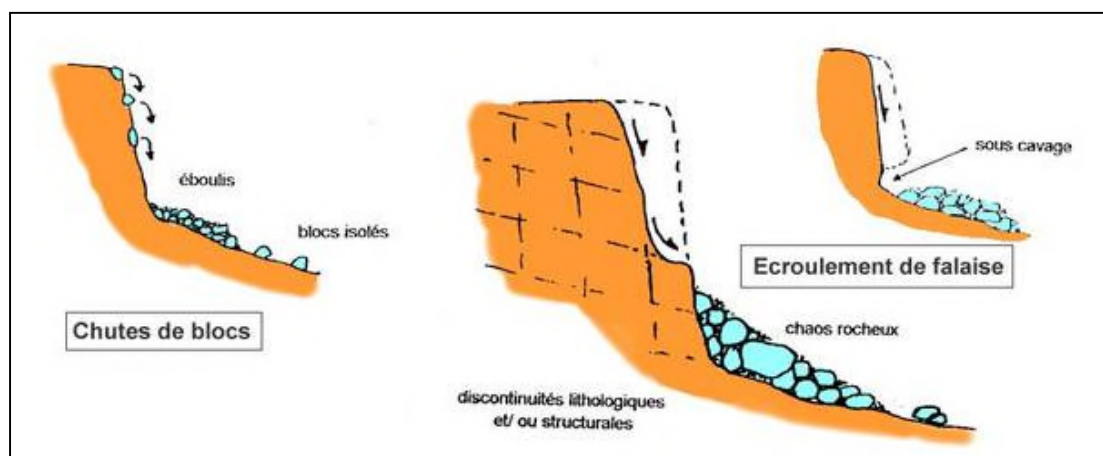


Figure I.1: Les différents types d'écroulements.

I.2.2. Glissements [3]

Les glissements affectent les sols et sont fréquent dans les travaux de terrassement et de soutènement.

Les vitesses de rupture peuvent être très variables. La rupture est parfois précédé de signe précurseurs mais peuvent être également brutale.

I.2.2.1. Glissement plan

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaise caractéristique mécanique et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.

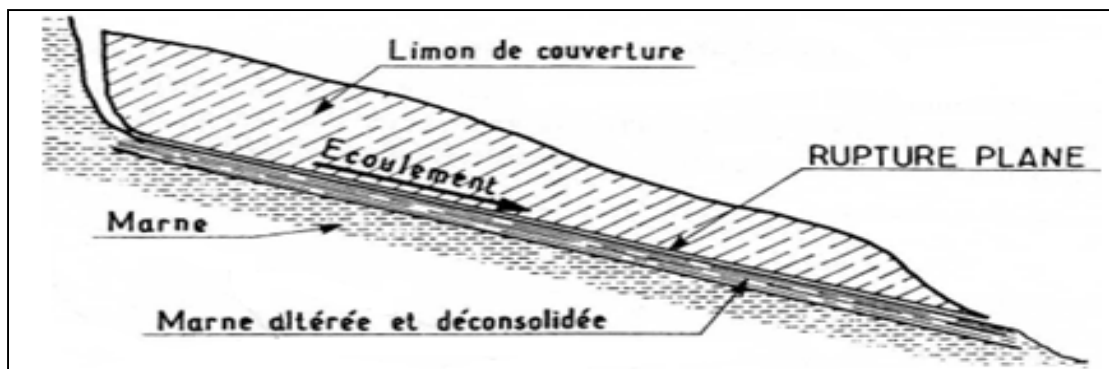


Figure I.2: Glissement plan.

I.2.2.2. Glissement rotationnel simple

Ces le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

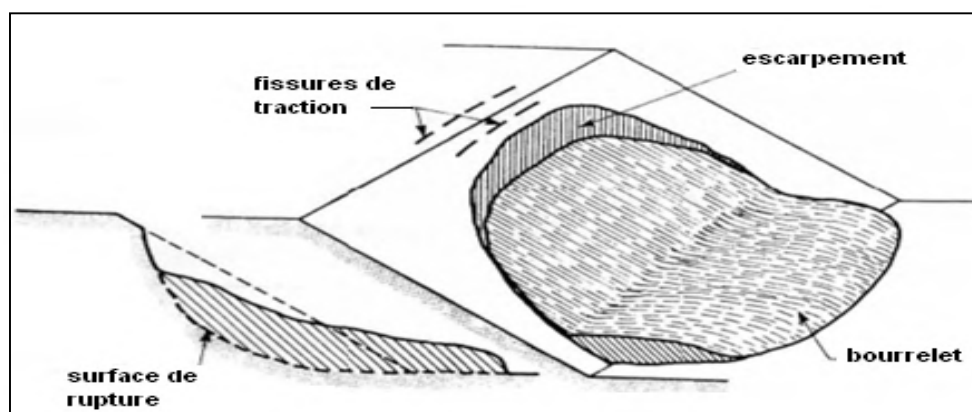


Figure I.3: Glissement rotationnel simple.

I.2.2.3. Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissement multiple les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en base de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

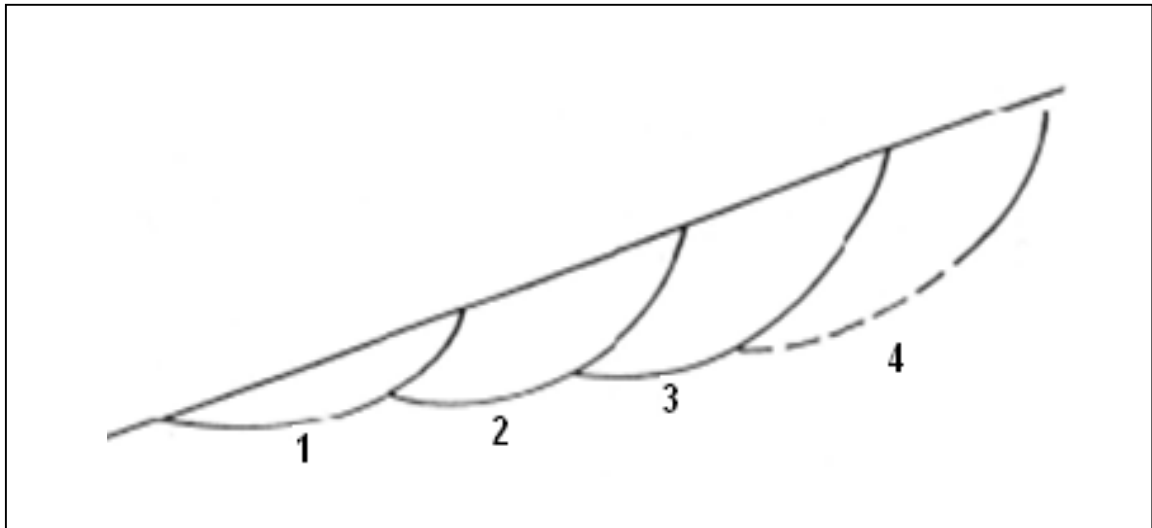


Figure I.4: Glissement rotationnel complexe.

I.2.3. Fluages et solifluxions [3]

a) Le fluage

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture.

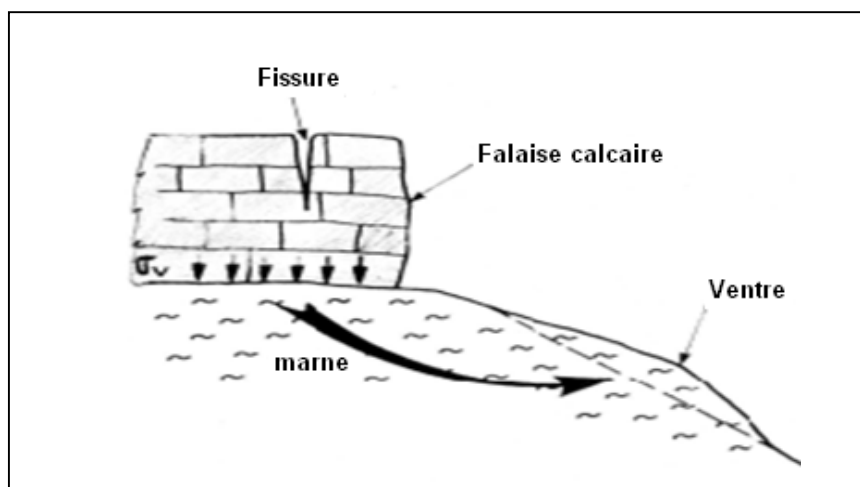


Figure I.5: Fluage.

b) La solifluxion

Les phénomènes de solifluxion représentent un cas particulier de fluage.

C'est un phénomène superficiel provoqué par la variation volumique du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses).

La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sol argileux gonflant et rétractables.

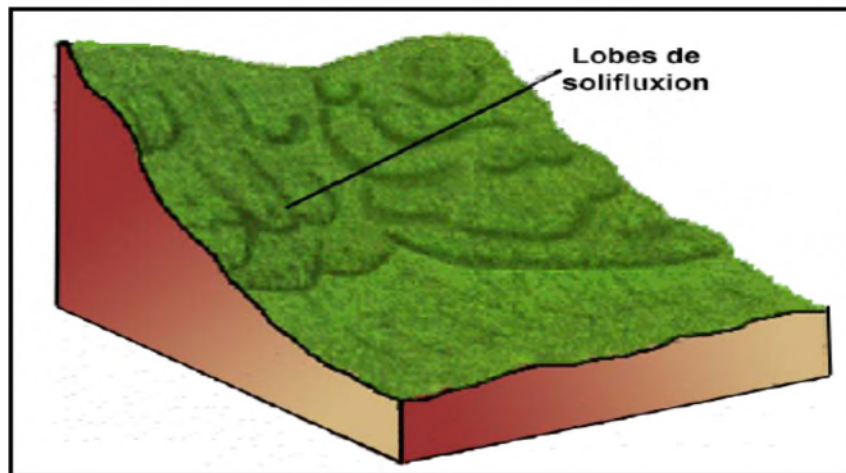


Figure I.6 : Phénomène de solifluxion.

I.2.4. Coulées boueuses

Elles sont dues à des infiltrations d'eau provoquant des mouvements de sols dans laquelle les matières glissées se comportent comme un liquide. Elles se produisent essentiellement en montagne.

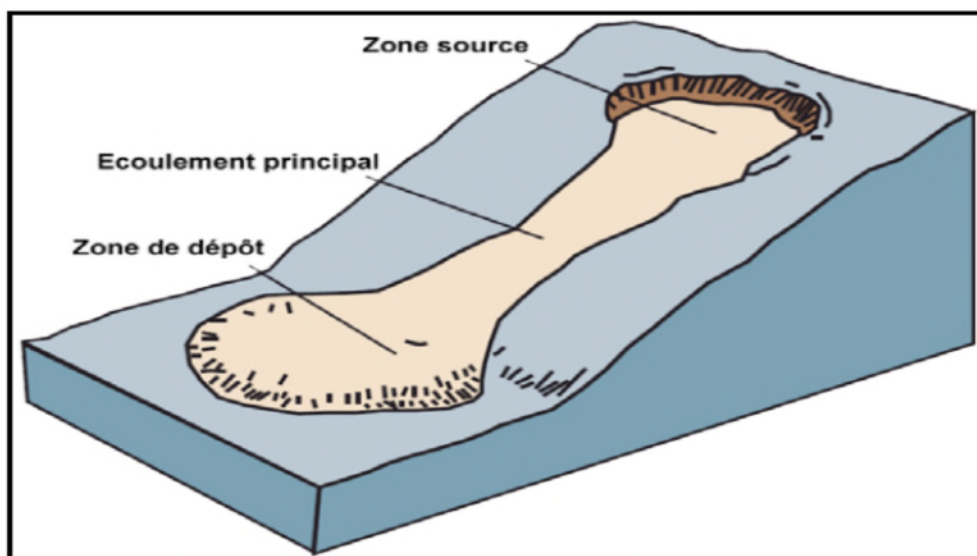


Figure I.7 : Coulées boueuses.

I.3 Eléments descriptifs d'un mouvement de terrain

- 1) **Escarpement principal** : Surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface du glissement.
- 2) **Escarpement secondaire** : Surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- 3) **Pied** : Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- 4) **Surface de glissement (Ou de rupture)** : C'est la surface qui sépare la masse glissante des terrains en place.
- 5) **Fissures et crevasse** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.
- 6) **Couronne** : sone située au dessus de l'escarpement principal souvent peu affecte par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- 7) **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- 8) **Elément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- 9) **Flan** : limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- 10) **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- 11) **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir a des chevauchements dans le matériau.
- 12) **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.

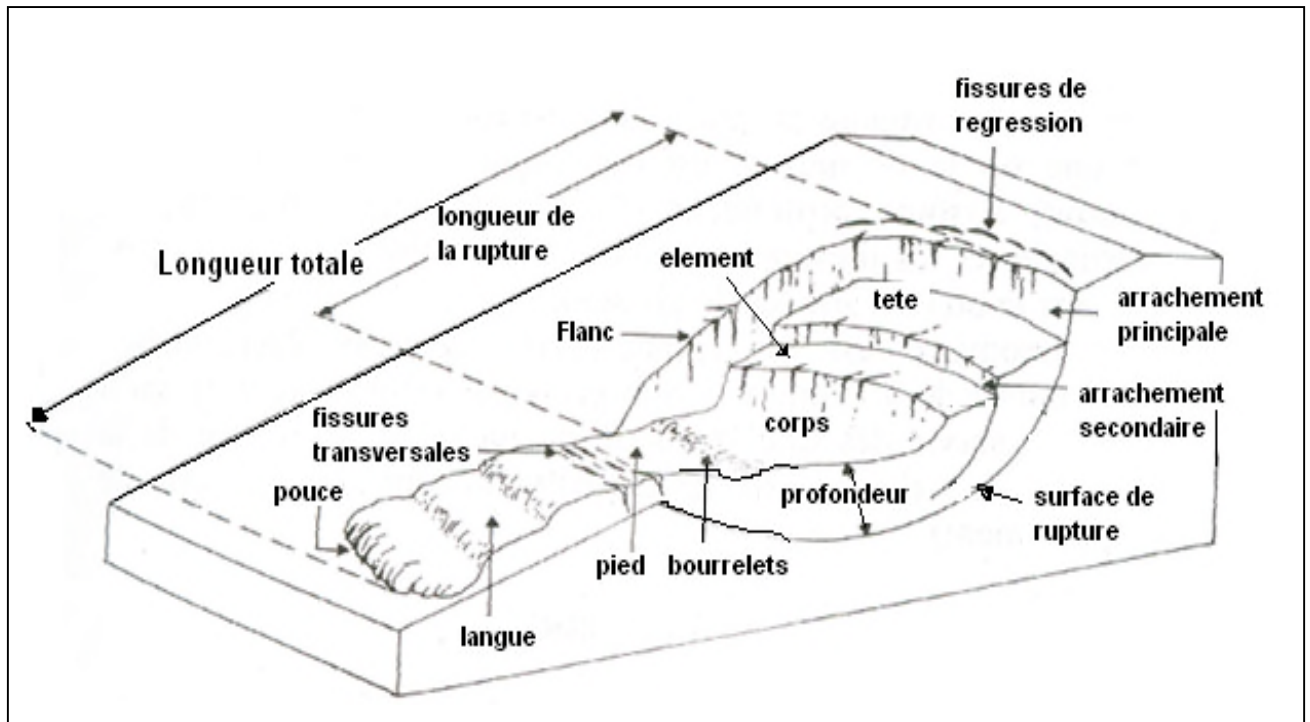


Figure I.7: Morphologie générale d'un glissement de terrain.

I.4. Classification des glissements [4]

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (comme mesure de leur activité). Lors de l'évaluation du danger potentiel que représente un glissement, on ne doit pas seulement considérer le volume ou la vitesse du glissement.

Il faut aussi tenir compte des mouvements différentiels qui se manifestent et qui peuvent conduire au basculement des bâtiments ou à la formation de fissures. Les glissements peuvent aussi se transformer en glissement coulée (coulée de terre) et atteindre des zones très étendues. Il faut enfin prendre garde aux interactions entre glissement de terrain et cours d'eau, par lesquelles de grandes masses de matériaux alluvionnaires peuvent être mobilisées.

Ce phénomène peut conduire à la formation d'une retenue sur un cours d'eau, puis entraîner des débâcles (laves torrentielles) qui mettent en danger les zones situées en aval.

Tableau I.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement (En mètres sous la surface du sol).

Glissement	Profondeur de glissement
superficiel	0-2 m
Semi profond	2-10 m
Profond	>10 m

Chapitre II : Les causes et les dommages des glissements de terrain

II.1. Introduction

L'apparition d'un glissement de terrain est le résultat de la conjonction de plusieurs facteurs qui peuvent être :

- ❖ **Permanent** : c'est-à-dire peu ou pas variables dans le temps (nature et propriétés mécaniques des matériaux, présence de plans de rupture préférentiels, pente de terrains, etc....).
- ❖ **Semi-permanents** : c'est-à-dire évolutifs dans le temps (teneur en eau des matériaux, érosion en bas de pente, action anthropique, etc....).

Lorsqu'un facteur subit une forte variation dans un laps de temps très court, il peut engendrer une déstabilisation du matériau et provoquer un glissement ou réactiver un glissement préexistant. On parle alors de facteur déclenchant. Il peut s'agir par exemple : d'un pluviométrique exceptionnel (entraînant une saturation en eau et/ou une érosion exceptionnelle), d'une secousse sismique, d'une action anthropique (création de talus routier, tranchée en bas de pente...).

II.2. Les facteurs [5]

II.2.1. Les facteurs conditionnant

Les facteurs conditionnant sont ceux qui déterminent les conditions de stabilité ou d'instabilité du versant :

1. **La lithologie** : Représente un facteur conditionnant majeur dans la stabilité du versant aussi bien par, la nature des matériaux (qualité géotechnique des roches) que par la structure (direction et pendage des couches, plans de schistosité, etc..) ;
2. **La pente** : Est l'un des facteurs déterminant dans la genèse des glissements de terrain. En effet, pour qu'une rupture puisse se produire sur un versant, il faut qu'il y ait l'intervention de la gravité accompagnée d'un appel au vide. Ce phénomène ne pouvant prendre naissance sur des terrains plats, la prise en compte du degré de pente des versants et des couches est d'une importance capitale.
3. **Le relief** : Par sa composante altimétrique représente aussi l'un des facteurs les plus déterminants dans la genèse des glissements de terrains.

4. **La proximité du réseau de drainage :** Est généralement liée au phénomène d'érosion hydrique parmi lesquels on trouve les sapements de berges. Ce phénomène se développe généralement dans les portions des cours d'eau où la vitesse d'écoulement est suffisamment puissante pour éroder la partie basale d'un versant.
5. **L'activité tectonique récente à actuelle :** Peut conditionner ou déclencher un mouvement de masse au niveau de la zone de broyage des failles (cisaillements et/ou décrochements) formée de matériaux fragilisés. L'occurrence des mouvements de masse se trouve généralement accentuée à proximité des résurgences.

II.2.2 Les facteurs déclenchant

Les facteurs déclenchant engendrent les mouvements par changements rapides des conditions du versant définies par les facteurs déterminants :

1. **Les précipitations :** Tiennent un rôle direct dans le déclenchement des mouvements de masse. En effet, la pluviométrie agit directement sur le déclenchement des mouvements de masse en diminuant la résistance au cisaillement et en rendant les terrains gorgés d'eau plus plastiques ; ce qui a pour conséquence directe le déplacement de la masse sous son propre poids.
2. **La sismicité :** ne peut déclencher un mouvement de masse qu'à partir d'une magnitude critique d'activation de l'ordre de $M = 4$ (Guzzetti et al. 1999). Cependant on peut assister à de petits écoulements lors de libération d'énergies inférieures à la magnitude critique.
3. **Les cours d'eaux et les résurgences :** Sont souvent responsable indirectement dans le déclenchement des mouvements de masse. En effet, leur action érosive (ravinement, sapement de berge, érosion régressive, etc....) engendre souvent déstabilisation de versants. L'action de l'eau peut être aussi de nature chimique lorsqu'elle entraîne une altération des matériaux par différentes actions comme l'oxydoréduction, l'hydrolyse, l'hydratation, la dissolution, etc....
4. **Le couvert végétal :** Exerce essentiellement une action phytostabilisante sur les versants à substrat argileux ou à rocheux développant une couverture d'altération argileuse peu épaisse. Son absence ou sa rareté sur des versants accélère l'effet érosif du ruissellement et des précipitations ; ce qui déclenche les mouvements de masse.

II.3. Effets dommageables possibles

II.3.1. Glissements de terrain

a) Intensité forte

Les modifications importantes affectant le terrain conduisent à des mouvements différentiels notables du sous-sol et portent un sérieux préjudice à la stabilité des bâtiments. Suite aux fissures qui se développent dans les éléments de structure du bâtiment, aux tassements qu'ils subissent et à leur basculement, une destruction partielle ou totale des bâtiments est possible.

Les portes et les fenêtres ne peuvent plus être utilisées. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. En cas d'écroulement, il y a danger de mort. Des réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. La plupart du temps, toutefois, les dommages structurels sont si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables. Les infrastructures sont fortement affectées (p.ex. routes coupées). Il se produit des ruptures de conduites.

b) Intensité moyenne

Les mouvements de terrain causent des fissures dans les murs, mais cependant pas aux éléments de la structure qui garantissent la stabilité du bâtiment.

L'étanchéité des joints et les liaisons entre les différentes parties du bâtiment sont endommagées. Les portes et les fenêtres coincent. Les hommes et les animaux ne sont pas immédiatement mis en danger dans les bâtiments. Les dommages concernent cependant la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables. Les infrastructures subissent des dommages (p.ex. déformations des routes et des conduites superficielles et souterraines). Les drainages peuvent se boucher.

c) Intensité faible

De petits mouvements de terrain conduisent à des dommages légers (petites fissures, dégâts aux crépis). La stabilité du bâtiment n'est en aucune manière affectée. Les bâtiments rigides de grande taille ne sont en général pas touchés. Les hommes et les animaux ne sont pas mis en danger. Les routes peuvent présenter des dommages insignifiants.

Chapitre III : Processus d'étude des glissements de terrains

III.1. Introduction

Le processus proposé ci-après concerne l'étude d'un glissement effectif de terrain. Mais en dehors du repérage géométrique de la surface de rupture, l'étude de stabilité d'un versant avant apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles.

Il faut d'abord remarquer que l'approche géologique, 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 même façon, une approche topographique « mise en équation » d'un versant naturel de structure géologique nécessairement complexe et a 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.

III.2. Repérage topographique de la zone instable

III.2.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle

En raison de l'insuffisance des cartes topographiques à petite échelle, il est indispensable d'entreprendre un levé topographique à grande échelle, afin de repérer la zone glissée, d'en tirer du plan en courbes de niveau, et des profils jalonnés. Les levés géométriques périodiquement réalisés, permettent de suivre l'évolution des glissements.

III.2.2. Repérage des éléments caractéristiques du glissement à grande échelle

Les éléments auxquels on doit prêter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- Les arbres, inclinés droit ou tordus constituent les repères de courants souvent les seuls dans les zones non urbanisées.
- Les poteaux électriques ou téléphoniques verticaux ou inclinés.

- Les murs de soutènement ou de construction, fournissent par l'observation des divers, des ventres, des fissures, de bon repères.
- L'existence de failles de plis et d'autres indices géologiques.
- Les routes et les chemins de fer dont l'état de détérioration témoigne d'un mouvement actif du terrain.
- Les fissures d'attraction.

III.3. Géologie du site [6]

A partir des données fournis 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).

Elle donne encore des indications sur les circulations d'eau souterraine en milieu poreux et fissuré.

Sur la base des coordonnées cartographique, on peut reconstituer la structure tridimensionnelle des unités géologiques et évaluer le contexte de formation de possibles mouvements de terrain.

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

III.4. Etude hydrogéologique

L'investigation hydrogéologique des terrains repose sur la définition préalable d'un schéma supposé réaliste du fonctionnement des aquifères du versant. Ces dernier tient compte des caractéristiques et géométrique des unités géologiques, des conditions d'écoulement des eaux souterraines, des conditions hydrologiques et météo logiques.

Elle a pour but de connaitre la répétition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps, et de mettre en évidence les problèmes posé par la présence d'eaux et de fournir des éléments nécessaire à leur solution, elle conduit à localiser le niveau aquifère et établir l'inventaire hydrogéologique.

Pour une étude hydrogéologique les techniques utilisées généralement sont :

- Le repérage des niveaux d'eau dans les puits.
- Le recueil des données météo logiques.
- Les mesures de débit de sources.
- La piézométrie.

III.5. Etude géotechnique

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

Cette étude a pour but de :

- Fournir une définition géologique précise du site étudié.
- Notamment de mesurer l'épaisseur des diverses formation rencontrées ainsi que leurs pendages.
- De définir la forme géométrique de la masse en mouvement, et donc la position de la surface de glissement.
- De mesurer les caractéristiques mécaniques des divers terrains concernés.
- De repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

Ces moyens d'investigation sont :

- Les sondages et prélèvements d'échantillon.
- Valorisation des sondages.
- Les essais géotechniques :
 - Les essais au laboratoire.
 - Les essais in-situ.
- La prospection géophysiques.
- Synthèse des informations disponibles.
- Calculs de stabilité.

III.5.1. Sondage et prélèvement d'échantillon

Les sondages sont la partie la plus importante d'une reconnaissance. Leur nombre et leur implantation ne seront recommandés qu'après l'étude géotechnique effectuée au préalable.

Leur nature dépend du but à atteindre, on s'efforce néanmoins d'implanter des sondages à périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la zone et également dans la zone stable immédiate.

Le prélèvement d'échantillon peut se faire à la tarière pour la mesure des propriétés physico-chimiques des sols et au carottier pour sa mesure des caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols.

Cependant la modification des contraintes initiales aux moments du prélèvement des sols en place peut introduire une certaine destruction des carottes et on peut penser que pour certains (en particulier des sols faiblement sur consolidés) même les meilleures conditions de prélèvement entraîne un certain remaniement.

III.5.2. 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 forages 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 d'un certain nombre de forages verticaux de tubes déformation permettant de suivre l'évolution du glissement et de repérer avec précision la surface de glissement.

III.5.3. Les essais géotechnique

III.5.3.1. Les essais au laboratoire

A partir des échantillons intacts prélevé par sondage carottées, on définit les poids spécifiques, la teneur en eau naturelle, le degré, de saturation, les limites d'atterberg, la granulométrie, le cisaillement à la boite (C' et ϕ' : à long terme, C_u et ϕ_u à court terme).

III.5.3.2. Les essais in situ

Compte tenue de l'hétérogénéité mécanique des terrains des zones instables, les essais in-situ (pénétrömètre, scissomètre) sont particulièrement adapté, ils sont relativement peu onéreux et d'exécution rapide parfois, la mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence d'eau, de la masse instable, de bloc dur répartie de façon anarchique, qui stoppe l'avancement des études, ceci concerne plus particulièrement le pénétrömètre, même le scissomètre.

III.6. La prospection géophysique

Les méthodes géophysiques rendent des services important pour estimer la variabilité des conditions d'infiltrations des surfaces et en particulier pour mettre en évidence des zones de recharge préférentielles du glissement. La campagne géophysique permet d'estimer la surface de rupture de glissement en profondeur. Toute fois cette technique de recherche doit être toujours corroborée par des sondages et essais géotechniques.

III.7. Synthèse des informations disponibles

A chaque stade de la recherche, les donnés géométriques et mécaniques du site instable se précisent. La géométrie du glissement peut être visualisée par des coupes sérieés 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.

III.8. Calcul de stabilité

Dès lors que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie du glissement, ainsi que des 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 qui sera obtenu, du degré d'instabilité du site et, à partir de la, l'étude des diverses dispositions confortatives envisageables.

Chapitre IV : Calculs de stabilité

IV.1. Introduction

Les glissements de terrain constituent des phénomènes naturels. Leur manifestation résulte généralement de la combinaison de facteurs aggravants ou déclencheurs, notamment la présence d'érosion, l'inclinaison de la pente, les propriétés géologiques et géotechniques des sols, les conditions des eaux souterraines, etc. Les glissements surviennent majoritairement au printemps ou lorsque la pression d'eau est critique pour la stabilité de talus. Leur distribution dans le temps est irrégulière et leur fréquence peut être augmentée par des événements météorologiques extrêmes. Le calcul de la stabilité peut être réalisé dans deux cas : avant ou après déclenchement du glissement.

IV.2. Eléments de base de calcul

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitations).

IV.3. Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Parmi ces définitions :

- **Définition de Bishop**

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}}$$

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.

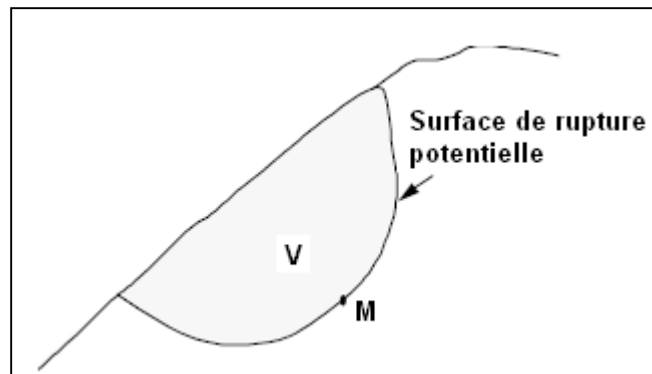


Figure IV.1 : Surface de rupture.

$$F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testé est plane.

- **Définition de Fröhlich**

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire.

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

IV.3.1. Rupture plan [4]

Pendant longtemps on a préféré croire que les surfaces de glissements étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbe infinis, ce qui nous amène à des glissements plans

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente comme les plans A-A' et B-B'.

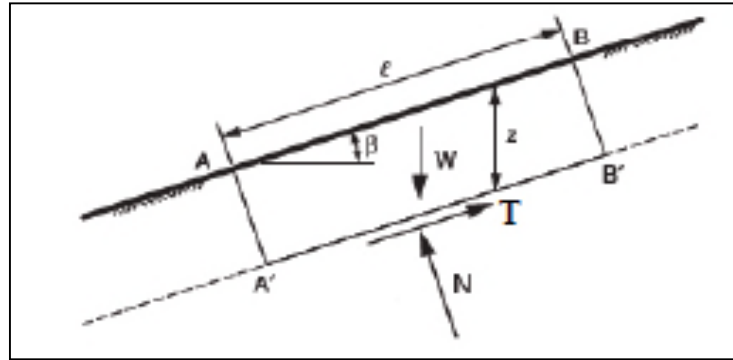


Figure IV.2 : les forces appliquées sur une tranche.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la figure. Pour pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposés, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations. Résumant les forces de directions perpendiculaire et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, T et la force normale N sur le plan.

$$T = w \sin \beta$$

$$N = w \cos \beta$$

Où β est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et W est le poids du bloc.

$$W = \gamma.l.z.\cos \beta$$

l : la distance entre les deux extrémités du bloc.

z : la profondeur verticale au plan de cisaillement.

$$T = \gamma.l.z.\cos \beta. \sin \beta$$

$$N = \gamma.l.z.\cos^2 \beta$$

Les contraintes normales et de cisaillements donnés par les formules suivantes :

$$\tau = \gamma.z.\cos \beta. \sin \beta$$

$$\sigma = \gamma.z.\cos^2 \beta$$

La formule du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{C + \gamma.z.\cos^2 \beta.tg\phi}{\gamma.z.\cos \beta.\sin \beta}$$

En termes de contraintes effectives :

$$F = \frac{c' + (\gamma.z.\cos^2 \beta - u).tg\phi'}{\gamma.z.\cos \beta.\sin \beta}$$

IV.3.2. Rupture rotationnelle

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.

La méthode universellement utilisée pour le calcul de stabilité de pente est celle de l'équilibre limite, on considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente, on étudie la stabilité de cet élément de sol.

IV.3.2.1. Méthode globale [6]

Les méthodes globales permettent une résolution graphique maintenant peu utilisées, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de volumes le long d'une courbe quelconques étant très simple par discrétisation.

On étudiera d'abord la stabilité d'un massif homogène de caractéristiques mécaniques c et φ . Il est bien certain que les cas pratiques d'application de cette théorie sont assez limités. Mais cette étude, relativement simple, fournira de premières indications intéressantes qu'on essaiera ensuite, d'adapter au cas plus courant d'un massif hétérogène. En tout état de cause, il s'agit là, au moins, d'une première approximation. Bien entendu, on se place délibérément dans l'hypothèse d'un équilibre à deux dimensions.

La figure IV.3 représente le talus ACB , dont étudie la stabilité. Comme c'est souligné plus haut, ce massif est homogène, mais il peut renfermer une nappe phréatique ou même être le siège d'un écoulement. On suppose que la rupture du massif va se produire le long d'un arc de cercle, de centre O et de rayon r et on se propose d'évaluer le coefficient de sécurité correspondant, c'est-à-dire la fraction de la cohésion et du frottement interne réel du terrain qu'il convient de mobiliser, pour assurer strictement l'équilibre de la zone $ACBMA$ du massif.

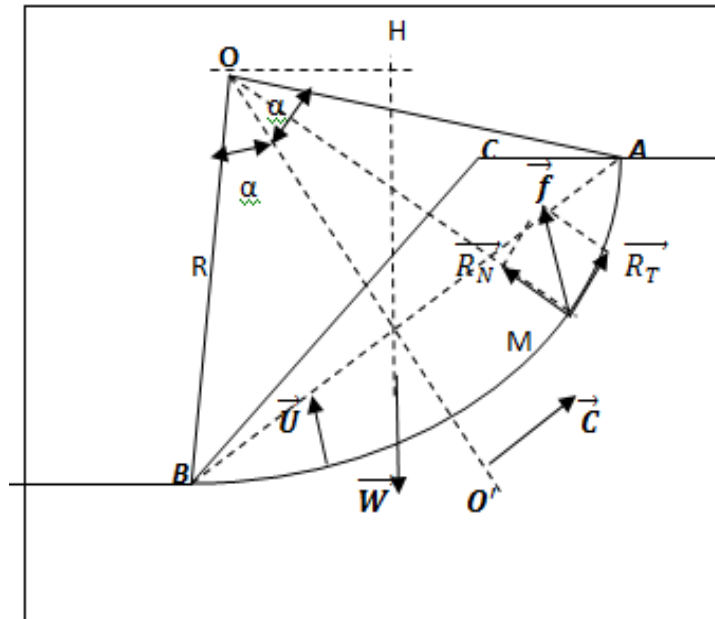


Figure IV.3 : Equilibre globale du massif.

Les forces qui agissent sur la zone ACBMA sont :

- W : poids des terres et de l'eau situées dans la zone ;
- U : la résultante des efforts transmis par l'eau de la nappe sur le contour CBMA
- les contraintes effectives le long de la ligne de glissement AMB.

La contrainte critique en M est la somme de :

- \vec{C} : Contrainte de cohésion ;
- \vec{f} : contrainte de frottement

L'équation d'équilibre de la zone ACBMA donne :

$$\vec{W} + \vec{U} + \vec{C} + \vec{f} = \vec{0}$$

La somme des moments par rapport à O donne :

$$W \cdot OH - U \cdot 0 - R_T \cdot R - C \cdot oo' = 0$$

$$W \cdot OH - R_T \cdot R - C \cdot oo' = 0$$

Calcul de R_T :

$$\tan \varphi = \frac{R_T}{R_N}$$

$$R_T = \tan \varphi . R_N$$

$$R_T . R = R . \tan \varphi . R_N$$

$$\frac{R_T . R}{F_S} = \frac{R . \tan \varphi . R_N}{F_S}$$

Calcul de C , (O, O') :

$$C = 2 . R . \sin \varphi . c$$

$$OO' = \frac{R . \alpha}{\sin \alpha}$$

$$C . OO' = \frac{2 . R . \sin \alpha . C . R . \alpha}{\sin \alpha}$$

$$C . OO' = 2 . R^2 . C . \alpha$$

$$\frac{C . OO'}{F_S} = \frac{2 . R^2 . C . \alpha}{F_S}$$

L'équilibre des moments par rapport à O s'écrit alors :

$$W . OH = \frac{R . \tan \varphi . R_N}{F_S} + \frac{2 . R^2 . C . \alpha}{F_S}$$

D'où :

$$F_S = \frac{R . \tan \varphi . R_N + 2 . R^2 . C . \alpha}{W . OH}$$

Les forces \vec{W} et \vec{U} sont connues, la force \vec{C} l'est aussi au coefficient de sécurité près.

On peut construire le polygone des forces d'où on déterminera \vec{R}_N graphiquement à partir de ce dernier.

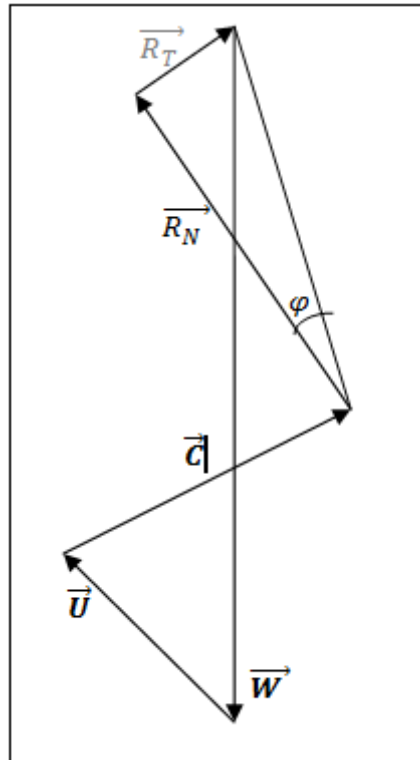


Figure IV.4 : Polygone des forces.

IV.3.2.2. Méthode des tranches

Le principe de cette méthode consiste à découper le massif situé au dessus de la ligne de rupture en tranches.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire, et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

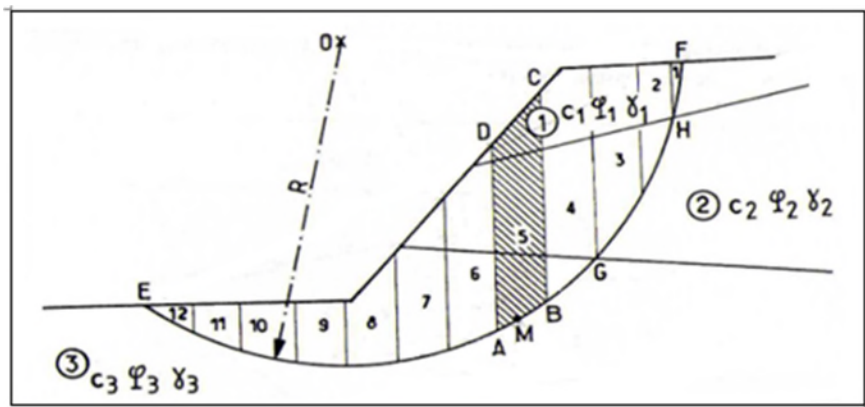


Figure IV.5 : Découpages en tranches d'un talus.

L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant le bilan des forces :

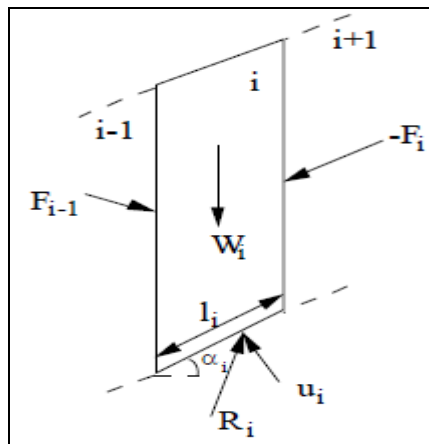


Figure IV.6 : Bilan des forces sur une tranche.

- le poids de la tranche W_i ;
- la réaction sur la base de la tranche R_i (cette force peut être décomposée en action normale N_i et action tangentielle T_i) ;
- la pression de l'eau u_i ;
- l'action des forces inter tranches entre la tranche i étudiée et les tranches $i-1$ et $i+1$:

F_{i-1} et F_i .

Examinons le problème en deux dimensions. Si le volume est découpé en n tranches (donc $n-1$ intertranches) :

Les inconnues sont :

- F_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3(n-1)$ inconnues ;
- R_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3n$ inconnues ;
- le coefficient de sécurité $F \Rightarrow 1$ inconnue.

Il y a donc $6n-2$ inconnues.

Les équations sont pour chaque tranche :

- les équations d'équilibre selon x et y et l'équilibre des moments $\Rightarrow 3n$ équations ;

- le critère de rupture : relation de Mohr-Coulomb $N_i = \frac{T_i \operatorname{tg} \varphi}{F} + \frac{c l_i}{F} \Rightarrow n$ équations

Il y a donc $4n$ équations.

Il y a $2n-2$ inconnues de plus que d'équations. Les différentes méthodes de tranches diffèrent par les hypothèses simplificatrices qu'elles adoptent pour obtenir les équations supplémentaires. Il n'est pas si simple de rajouter exactement $2n-2$ équations dès lors que l'on a n tranches : certaines méthodes rajoutent plus de $2n-2$ équations ou/et des hypothèses complémentaires incompatibles avec les équations de la statique.

IV.3.2.2.1. Méthode des tranches de Fellenius :

La méthode de Fellenius, aussi dite méthode suédoise des tranches, est la première méthode des tranches à être développée. La simplicité de celle-ci a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont négligées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité est :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot l_i + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

- Cas de l'existence d'une nappe :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Avec : $u_i = Z_w \cdot \gamma_w$

- u_i : Pression interstitielle,
- Z_w : hauteur d'eau,
- γ_w : poids volumiques d'eau

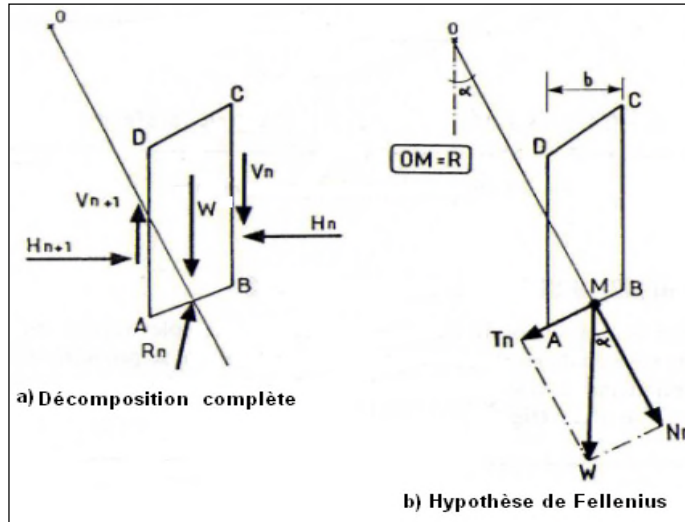


Figure IV.7 : Forces agissant sur la tranche n.

IV.3.2.2.2. Méthode des tranches de Bishop simplifiée : [14]

D'après Bishop(1954) :

- les tranches étudiées, $V_n - V_{n+1} = 0$
- tous les efforts inter tranches sont uniquement horizontaux.

Le coefficient de sécurité F_s s'exprime par cette méthode comme suit :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[w - u_n \cdot b] \tan \varphi_i + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

D'autres méthodes font des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres, des méthodes dites de :

- ✓ **Janbu** (ligne d'action des forces inter tranches située au 1/3 de la hauteur des tranches);
- ✓ **Spencer** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches constant) ;
- ✓ **Morgenstern et Price** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale

des forces inter tranches = $\lambda \cdot f(x)$;

- ✓ **Sarma** (introduction d'un paramètre supplémentaire : accélération verticale) ;
- ✓ **Perturbations** (méthode proposée par Raulin du *LCPC*).

IV.4. Choix du type de méthode de calculs

Le choix dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondants au modèle.

IV.5. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte

Dans le calcul de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est en fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit des sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux .on utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (C_u, φ_{uu}). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{cd}, φ_{cd}) ou (C', φ').

IV.6. Recherche du coefficient de sécurité

Pour une valeur précise de (F_s), on commence par divers lignes de glissements possibles et on cherche pour quelle ligne on obtient la valeur la plus faible de (F_s), puisque c'est le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

D'après (G .Philipponnat et H. Bertrand ; 2003) : il n'ya pas de méthode précise pour définir ce cercle, la méthode générale consiste à calculer le facteur de sécurité (F_s) pour un nombre suffisant de cercles. En général, il y'a beaucoup de possibilités :

- Pour un cercle donné, on peut faire varier le rayon du cercle.
- La possibilité que le centre peut varier horizontalement et verticalement.
- Pour chaque centre, on porte le (F_s) à calculer.

IV.7. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le coefficient de sécurité (F_s) définit par rapport au moment résistant par des essais successifs qui permettent de déterminer le cercle le plus défavorable. (P.Habib, 1997).

Le facteur de sécurité minimal (F_s) adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voir à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion non drainé C_u).

Tableau IV.1 : Valeurs de F_s données en fonction de l'importance de l'ouvrage.

F_s	Etat de l'ouvrage
<1	danger
1-1,25	Sécurité contestable
1,25-1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1,4	Satisfésante pour les barrages

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1,25 alors que $F_s = 1,5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop).

IV.8. Différents logiciels d'analyse de stabilité

- **Le programme Geo-slop (Geostudio 2007)**

Geostudio 2007 est un logiciel de calcul géotechnique permettant de traiter les différents problèmes du sol comme les glissements de terrains, les tassements, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itératives, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométriques,

hydraulique, paramètres géotechniques, les surcharges....etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostudio 2007 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité des pentes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité.

- **Le programme Eurequip (Fortran IV, IBM 7094)**

Il utilise, en rupture circulaire, la méthode des tranches dans la version fellenius et définit le coefficient de sécurité comme le rapport du moment résistant globale au moment moteur globale.

Ce programme permet de prendre en compte trois couches horizontales, dotées de caractéristiques différentes, une nappe d'eau et un et un substratum impénétrable.

Il permet également la prise en compte d'ouvrage construit sur le site (murs de quais, murs de soutènement, remblais en surcharge), qui sont considérés comme des hétérogénéités locales. Lorsque l'ouvrage comprend des structures résistantes enterrées (pieux, tirants), il est également possible de prendre en compte, dans le calcul de stabilité à la rupture, la résistance au cisaillement de ces structures. Il est enfin possible de faire intervenir l'effet d'une vidange brutale ou d'un écoulement permanent dans le terrain.

Le programme Eurequip a fait l'objet d'une extension aux cas d'un terrain non soutenu par un écran vertical, d'une structure géologique tout à fait quelconque (pendage, nombre de strates) d'un milieu soumis éventuellement à une pression de courant.

- **Les Programmes Serequip admettent une rupture circulaire :**

Le programme Orphée (IBM 7094) est adapté aux murs de quais ou de soutènement à fondation superficielle ou profonde, et à certains talus.

Il permet de prendre en compte un plan d'eau, une stratification horizontale avec couches de caractéristiques différentes et substratum impénétrable.

Le programme Orion (contrôle data 3600) admet une configuration de terrain absolument quelconque ; il permet la prise en compte des divers types d'ouvrages construits et de surcharges, ainsi que d'un écoulement continu.

- **Les programmes Soletanches :**

- programme Cercle P (cercle pour paroi moulée) ;

- programme Talence (talus avec enceinte étanche).

Il s'agit de programme en rupture circulaire, basés sur la méthode des tranches (Fellenius et Bishop), et adaptés à l'usage des micro-ordinateurs Hewlett Packard 9830 et 9845.

Ces programmes sont surtout prévus pour l'étude de la stabilité des parois moulées. Ils prennent pour hypothèse une paroi représentant un écran étanche, des terrains constitués de couches horizontales. Le logiciel cercle P admet de plus deux points de passage obligé pour le cercle de rupture : le pied de la paroi et l'extrémité externe des bulbes de scellement des tirants ; dès lors les centres de cercles de rupture sont nécessairement situés sur une droite.

- **Le programme Simcsol** est basé sur la méthode globale en rupture circulaire. Il a servi à l'établissement des abaques mentionnés précédemment.
- **Les programmes Talu et Neptune du C.E.B.T.P.**

Établi en rupture circulaire à partir de la méthode Fellenius, Talu peut prendre en compte un profil topographique de forme quelconque, un versant composé d'un grand nombre de couches de nature différente, et comportant éventuellement des surcharges (superficielles ou profondes, des pieux des tirants) pour chaque cercle de rupture testé, ce programme fournit la valeur des composantes de frottement et de cohésion ; si le profil comporte des tirants d'encrage, il indique de plus la force de traction qui assurera la stabilité.

Talu est en mesure d'exploiter directement les résultats du programme hydraulique Neptune du C.E.B.T.P... Qui, pour diverses catégories d'écoulement, permet de calculer, en chaque point du milieu, le potentiel, le vecteur gradient hydraulique, et le débit d'exhaure.

Chapitre V : Méthodes de confortement

V.1. Introduction

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti,
- L'accessibilité du site,
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux,
- La cinématique du glissement.

Elle doit tenir compte également d'autres aspects tels que :

- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase de travaux ;
- Les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux ;
- La pérennité du système retenue et les possibilités d'entretien et de réparation ;
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices (qui s'opposent aux conséquences de l'instabilité) aux solutions curatives (qui traitent la cause de l'instabilité). En allant des solutions les plus simples aux plus complexes. De plus, dans certains cas, les actions peuvent être graduées dans le temps : par exemple, mise en place progressive de diverses actions de drainage après appréciation de l'efficacité de chacune d'entre elles.

V.2. Choix d'une technique [1]

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

- L'analyse des paramètres techniques du site,
- La connaissance des techniques de stabilisation,
- Les impératifs technico-économiques.

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects.

V.3. Adaptation de la technique au glissement

Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on maîtrise parfaitement les limites d'utilisation, aussi doit-on s'interroger sur :

- L'adéquation entre l'action du confortement et la cause des désordres ; d'une manière générale, et outre les limites évoquées précédemment, le fait de se demander si la confortation est à l'échelle du phénomène évitera de nombreuses déconvenues ;
- La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur ; cela peut être le cas de systèmes drainants susceptibles d'être colmatés et pour lesquels un autre type de solution serait préférable ;
- La progressivité d'application des moyens : outre qu'il est toujours préférable d'accorder la priorité au drainage et au terrassement (dans la mesure où l'hydraulique et le chargement sont généralement les causes directes des mouvements), il est également souhaitable de graduer les remèdes en fonction des observations faites pendant le chantier ; dans ce sens, on devra se réserver la possibilité de faire réaliser des travaux complémentaires ;
- La maîtrise des risques liés à certains types de travaux ; ceci concerne la phase de chantier mais également la vie ultérieure du site dans la mesure où, à long terme, une stabilisation locale peut entraîner la réactivation d'autres mouvements ; ce risque concerne principalement les drainages, dont l'exutoire peut réalimenter des terrains en profondeur ou en aval du site, et les travaux de terrassement dans les argiles surconsolidées.

V.4. Contraintes économiques

Les conclusions des réflexions d'ordre technique doivent être mises en regard des impératifs des différentes parties concernées par la stabilisation. Le compromis recherché devra en effet tenir compte :

- De considérations économiques : rapport «efficacité/ coût », coût de l'entretien et de la maintenance du site après travaux, conditions locales relatives aux matériaux disponibles et à la qualification des entreprises ;
- Des contraintes imposées aux autorités concernées : urgences des travaux, rapidité dans les effets recherchés, risques liés à des ouvrages, problèmes d'emprises ;

- D'autres considérations techniques : conditions météorologiques prévisibles pendant le chantier, menace d'extension du phénomène, degré de stabilisation recherché.

V.5. Mise en œuvre de terrassements [10]

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 méthode de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses (allègements en tête et butée de pied),
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage),
- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons).

V.5.1. Butée de pied et allègements en tête

Le chargement en pied ou le déchargement en tête d'un glissement sont des techniques généralement efficaces, qui sont très fréquemment utilisées.

V.5.1.1. Butée de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage est également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant.

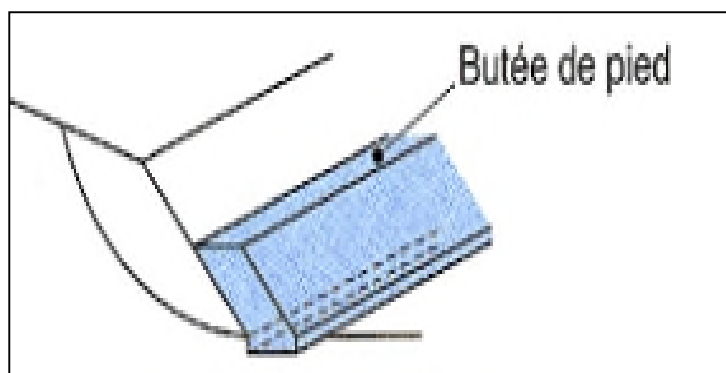


Figure V.1 : Butée de pied.

V.5.1.2. Allègement en tête

L'allègement en tête d'un glissement consiste à 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 la géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alluvionnaire,...).

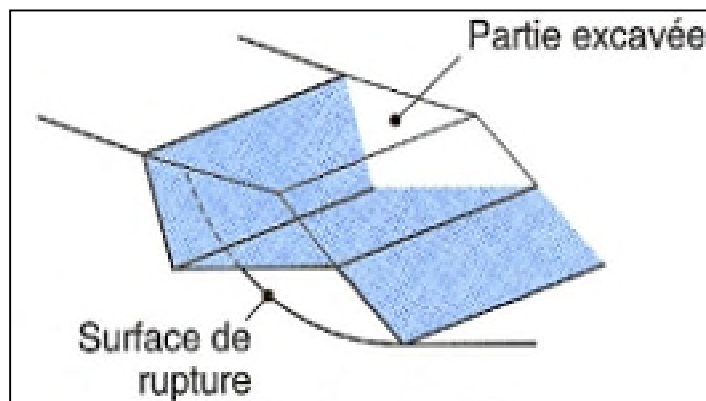


Figure V.2 : Allègement en tête.

V.5.2. Purge et reprofilage

V.5.2.1. Purge

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

V.5.2.2. Reprofilage

Le reprofilage consiste en un adoucissement de la pente d'un talus, et cela par déblai de haut en bas, ou par déblai en haut et remblai en bas.

Cette technique est bien adaptée aux talus de déblai, et elle est couramment utilisée, 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 pour des travaux complémentaires.

Cependant ce type de traitement est rarement utilisé pour un versant naturel, les volumes à déplacer étant trop considérables, de plus la réduction de la pente augmente assez peu le coefficient de sécurité.

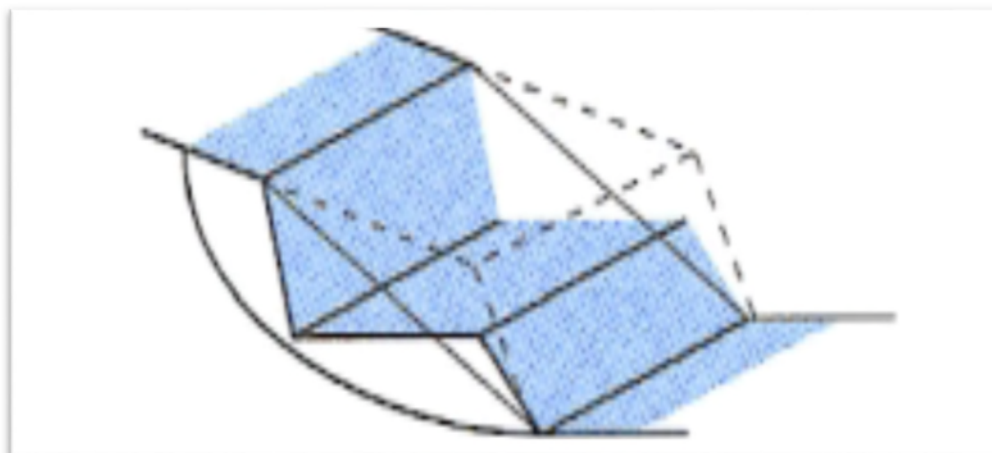


Figure V.3 : Reprofilage.

V.5.3. 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, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir des 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.

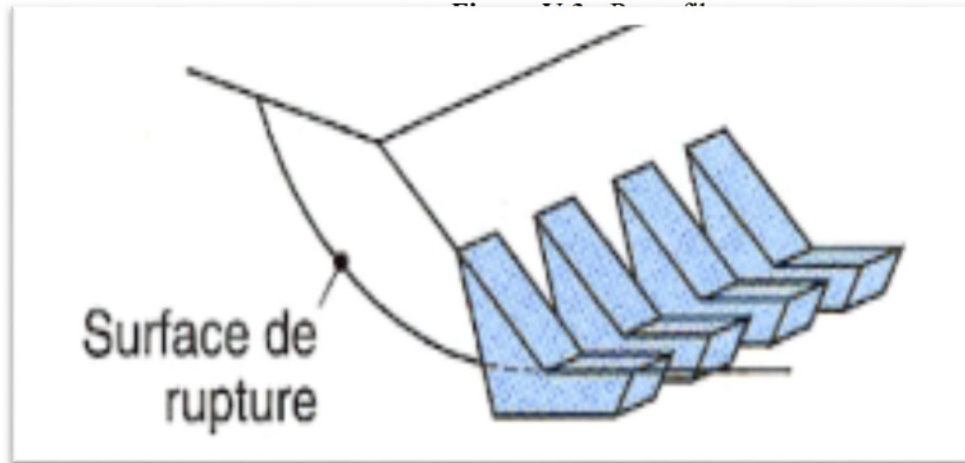


Figure V.4 : Substitution partielle et éperons drainants.

V.4. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissements, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Par conséquent on utilise couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles.

C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation du site en eau
- Expulser l'eau présente dans le massif instable

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage se fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

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

de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les drains verticaux, et les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

V.4.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les inaltérations 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...) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

V.4.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, 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,...).

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.

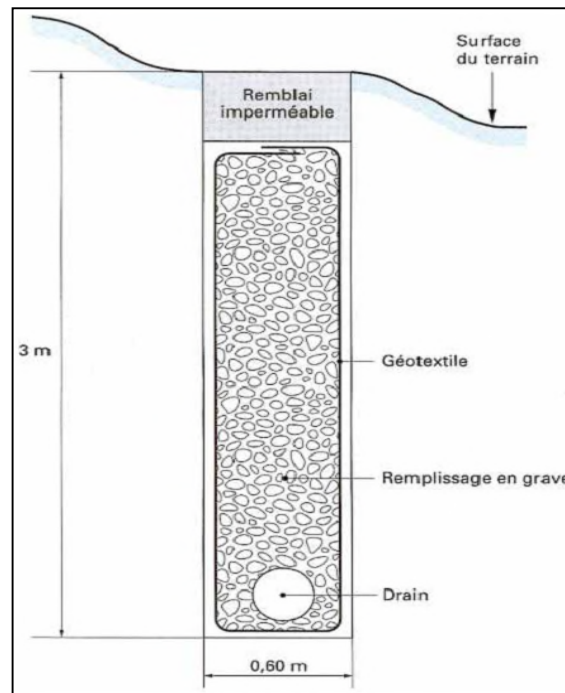


Figure V.5 : Coupe d'une tranchée drainante.

V.4.3. Drains subhorizontaux

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

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

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

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissements 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).

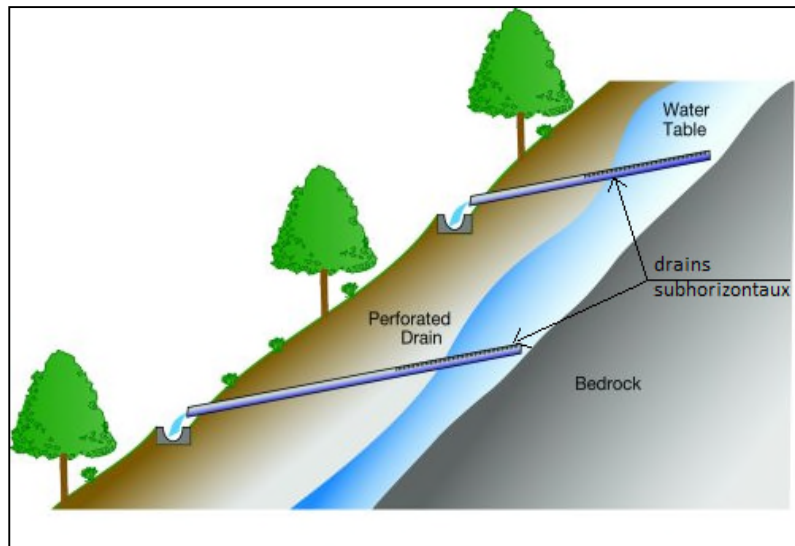


Figure V.6 : Drains subhorizontaux.

V.4.4. Masques et éperons drainants

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

V.4.5. Drains verticaux, galeries drainantes

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

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

Le creusement de galeries drainantes est une solution coûteuse mais efficace .Par exemple, le glissement du Bilan (Isère, France) qui menaçait le retenue EDF de Grand' maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total).

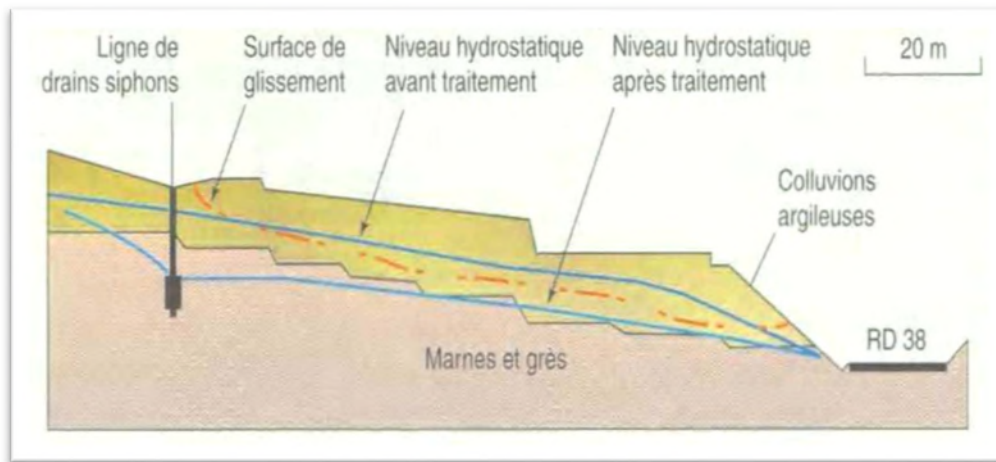


Figure V.7 : Stabilisation par drains du glissement Noaillac (Corrèze, France).

V.5. Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants des structures telles que :

- Murs de soutènement
- Tirants d'ancrage et murs ancrés
- Clouages par des barres, des micropieux
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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

V.5.1. Ouvrages de soutènements

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des mouvements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le mouvement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un

effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement.

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

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

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées plus couramment que les murs rigides.

V.5.2. Tirants d'ancrages

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

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

V.5.3. Renforcement par inclusion

Cette technique est couramment utilisée, car elle est facile et très rapide à mettre en œuvre sans affecter la géométrie du site, on distingue deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

Les Clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplis de béton) qui sont des éléments de grandes rigidités, mis en place verticalement.

V.5.3.1. Clous et micro pieux

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

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette méthode des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage nécessite une justification de 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 ;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiches des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

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

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

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

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

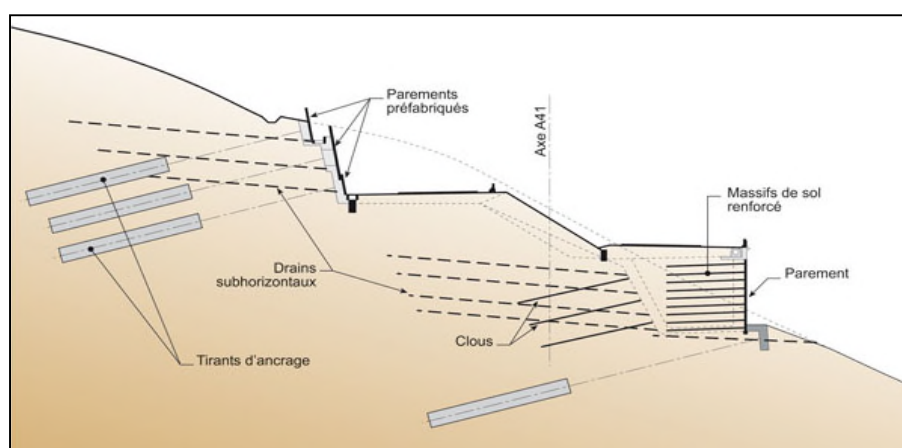


Figure V.8 : Clouages d'un glissement.

V.5.3.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que pour les clous et les micropieux. Mais, en tenant compte 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 fut du pieu
- 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.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite P_l mesurée à l'aide du préssiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2 on limite la valeur de la pression latérale à $\frac{P_l}{2}$.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

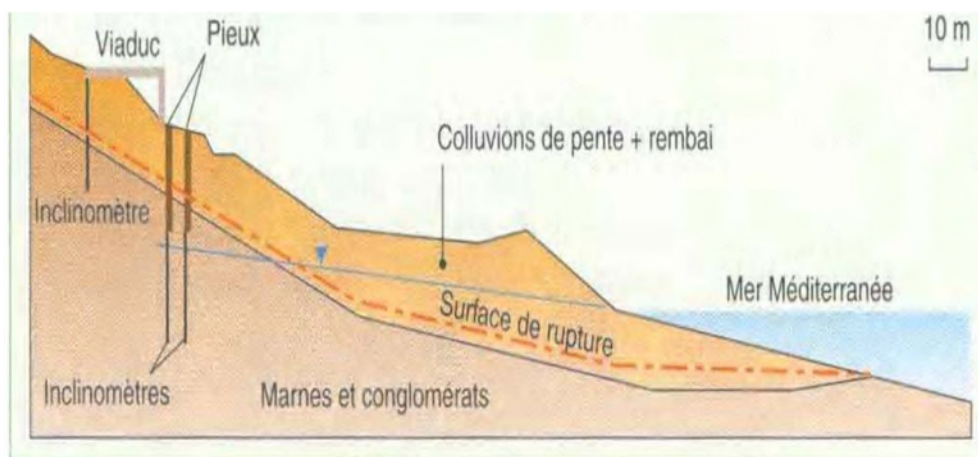


Figure V.9 : Confortement par pieux (Grèce).

V.6. Confortement et traitements complémentaires

V.6.1. Les injections

On sait en effet que les fissures de cisaillements, de retrait ou de tractions jouent un rôle très négatif dans le développement d'un mouvement de terrain, en favorisant la pénétration des eaux dans la masse en équilibre limite. Toute fois l'efficacité d'une tel obturation suppose que la déformation de la masse ne recouvre pas immédiatement les fissures obturées, il est donc souhaitable, soit de pratiquer l'injection après une première phase de stabilisation (par drainage), soit de revenir à plusieurs reprises.

Dans un terrain occupé par une nappe aquifère, l'injection peut contribuer à réduire la perméabilité du milieu ce qui peut s'accompagner d'un accroissement dangereux de la charge suffisamment profonde, une injection peut par contre par un effet de barrage, détourner

l'écoulement d'une nappe de la zone instable et donc améliorer son équilibre par suppression de la pression de courant.

V.6.2. Le reboisement

Le reboisement représente un moyen économique et souvent efficace. En effet, le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs : D'une part, les racines jouent un rôle mécanique par augmentation de la résistance au cisaillement des sols (le rôle d'ancrage par les racines), d'autre part, la couverture végétale influe sur le bilan hydrique du versant en participant au drainage du terrain instable par évapotranspiration. En plus, la couverture végétale lutte contre l'érosion superficielle des sols.

V.6.3. Technique de renforcement par géotextiles [4]

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique. Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles.

V.6.3.1. Définition des géotextiles

Les géotextiles appartiennent à la famille des Géosynthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les géotextiles possèdent plusieurs caractéristiques permettant de les utiliser pour :

- La séparation : Il évite le mélange de deux sols ou matériaux de remblai de nature différente.
- La filtration : Il maintient le sol et permet le passage de fluides à travers ou dans son plan.
- Le drainage : Il collecte et transporte les eaux pluviales, souterraines et/ou d'autres fluides dans son plan.
- La protection : Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.

- Le renforcement : Il a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

V.6.3.2. Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection

Les critères sont la résistance au poinçonnement exprimée en kilo Newton (KN), la résistance à la traction et la valeur de perforation dynamique exprimée en millimètre (mm) qui s'évaluent à travers des critères et tests précis.

V.6.3.3. La mise en œuvre du Géotextile

Le géotextile est principalement conditionné en rouleau. Il peut être aussi présenté plié sur palette lorsqu'il a été façonné pour un bassin de dimension précise, il s'agit là de sur mesure.

Le géotextile se pose en fond de bassin directement sur la terre, avec un recouvrement de 40 à 50 cm entre les lés. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 cm à 30 cm de profondeur) en tête de talus (voir figure V.10). Le géotextile de protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration.

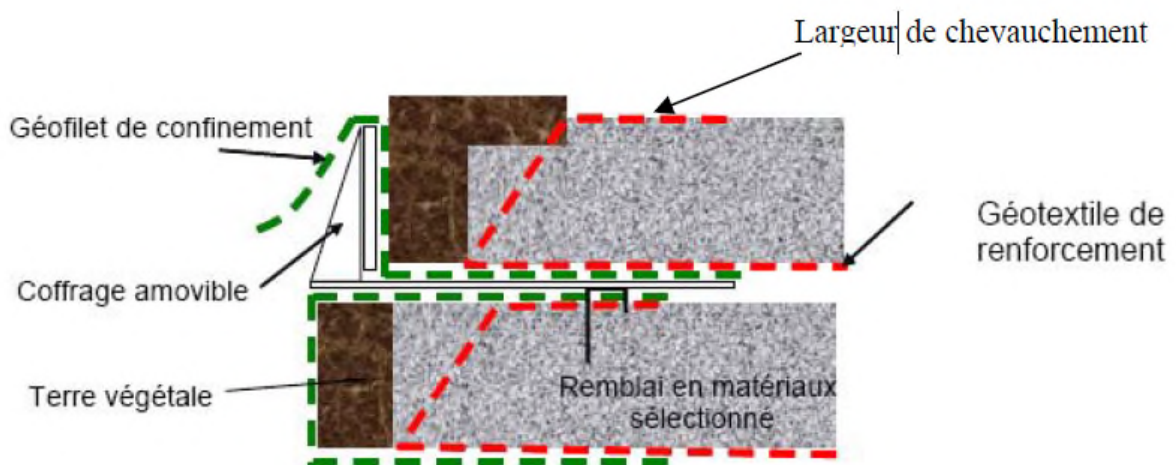


Figure V.10 : Mise en œuvre du géotextile.

CHAPITRE I : Présentation du site

I.1. Introduction

La ville de Bejaia est située au nord-est de la région centre du pays, elle a une superficie d'environ 48km², elle est caractérisée par une morphologie irrégulière, son relief est caractérisé par deux zones, une partie plate et une partie avec un relief très accidenté, d'où l'existence de région où le risque d'instabilité de terrain est important.

I.2. Situation du projet

La zone d'étude est située à environ 01 km du chef lieu de la wilaya de Bejaia, elle est limitée au Nord par l'hôpital Khellil Amrane, au Sud par Amtik N'tafath, à l'Est par Tazebouchet et à l'Ouest par Tala Merkha.

La zone d'étude comprend la partie aval de la résidence universitaire Targua-Ouzemour et la partie amont du campus universitaire.



Figure I.1 : Extrait de l'image Google Earth de la zone à étudiée.

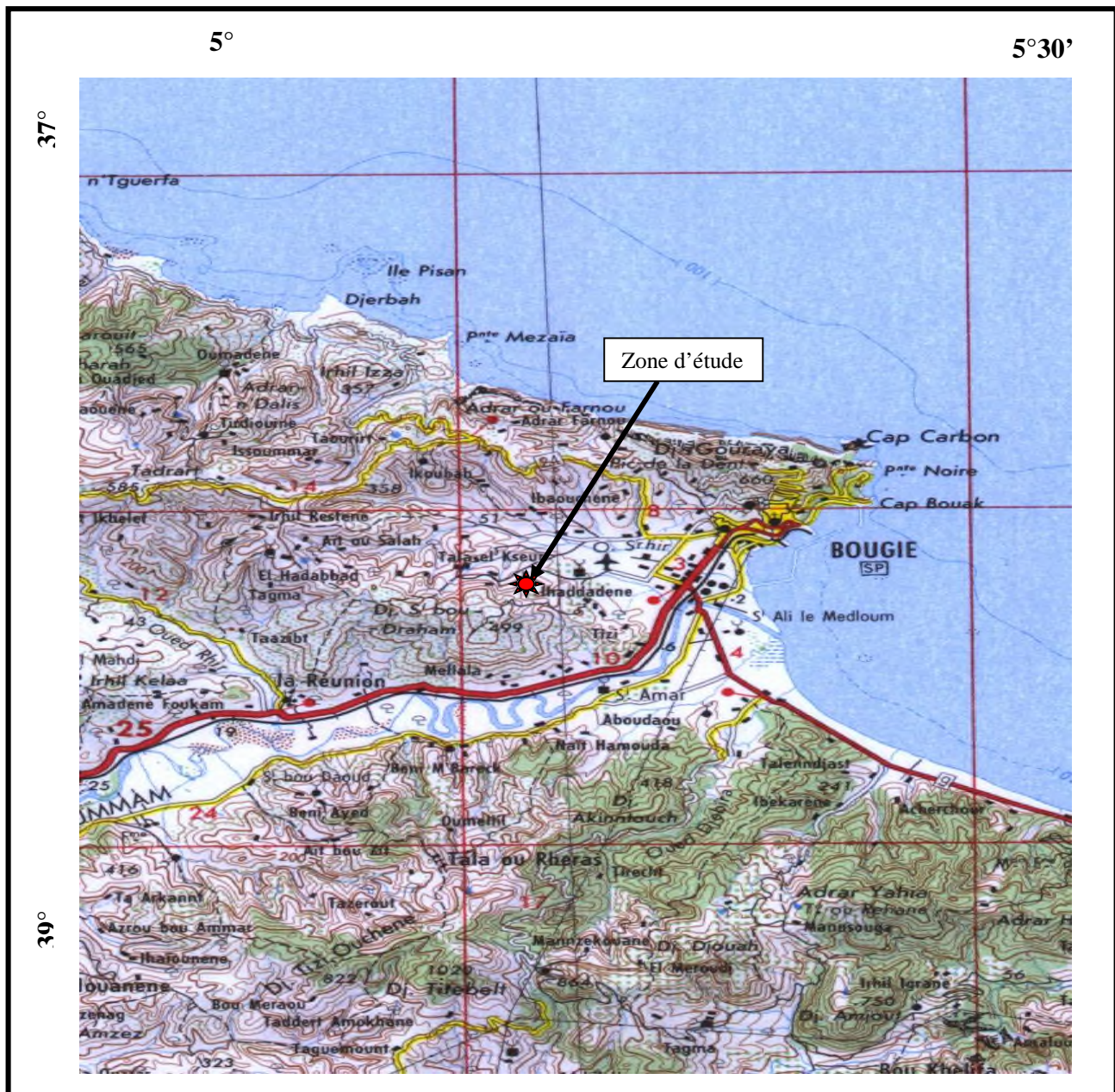


Figure I.2 : Extrait de la carte topographique de Bougie 1/5000.

I.3. Géologie du site

Le site d'étude est constitué essentiellement par des terrains du mio-pliocène, qui sont représentés par des formations géologiques constituées par des argiles limoneuses avec passages graveleux et sont fortement sensibles à l'eau.

I.4. Hydrogéologie et Hydrologie su site

I.4.1. Hydrogéologie

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et la modalité d'écoulement des eaux sous terraines.

Sur le plan hydrogéologique proprement dit, de nombreux indices témoignent de la présence d'eau souterraine dans un milieu argileux connu par sa faible perméabilité. Il s'agit par exemple, des venues d'eau constatées au niveau de la cours de la résidence. La présence d'eau souterraine se manifeste aussi par de nombreuses résurgences d'eau, le long du site instable. Sous ce dernier et dans la partie amont du glissement se trouve une source qui a été captée lors de la construction de la résidence.

Ces résurgences correspondent sensiblement au contact entre les argiles bleuâtres imperméables et les sables argileux perméables.

I.4.2. Hydrologie

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes. Ces cours d'eau débouchent en majorité dans l'oued S'ghir mis à part ceux situés au sud, ceux la sont pratiquement dans tous les affluents de l'Oued Soummam qui est le principal collecteur des eaux superficielles de la région. Il présente un écoulement et se jette dans la baie de Bougie.



Figure I.3 : Extrait de la carte de la répartition du réseau hydrographique de la ville de Bejaia.

Les pentes naturelles du site sur lesquelles sont projetés l'université et la résidence, sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies et les eaux usées, quelle que soit l'intensité des

averses, seuls quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement favorisent la stagnation des eaux.

Durant les visites effectuées sur le site, nous avons constaté que le réseau de canalisation des eaux usées et les eaux potables sont anarchiquement installés. (Cette anarchie, peut être à l'origine de la déstabilisation du site).

I.5 Le Climat

Bien que de nombreux glissements de terrains dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes, ayant suivies des températures estivales élevées.

La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations et un taux d'humidité important en hiver, l'été est plutôt chaud et humide. Sur ce plan climatique, nous nous sommes appuyés sur les données fournies par le service météorologique de Bejaia- Aéroport et datant des années 2000 jusqu'à 2009.

I.5.1. Les Précipitations

L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements des terrains, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation atteint.

Les données recueillies au près du service météorologique de Bejaïa- aéroport pendant une période de 10 ans (2000-2009) ont démontré que la région est marquée par une pluviométrie annuelle de **781.4 mm**, avec un maximum moyen de **135.7 mm** au mois de Janvier. Tandis que le minimum est de **2.2 mm** enregistré en Juillet.

En effet, on constate d'une manière générale que pour l'ensemble des données obtenues par la station de Bejaïa, les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver, de Septembre jusqu'au mois de Mai. Par ailleurs, les mois de Juin, Juillet et Aout représentent les mois secs.

Cet histogramme montre l'existence de deux périodes climatiques au cours de l'année.

- **Une période humide** : qui s'étend entre les mois de Septembre et Mai. On remarquera ici que dans notre région d'étude, la période humide se prolonge pratiquement jusqu'au mois de Mai avec 40,3 mm de pluie concentrées sur 8 jours.

• **Une période sèche** : qui s'étend du mois de Juin au mois d'Aout, avec un minimum de 2,2mm en Juillet. C'est la période qui favorise la décohésion et la fissuration des sols argileux.

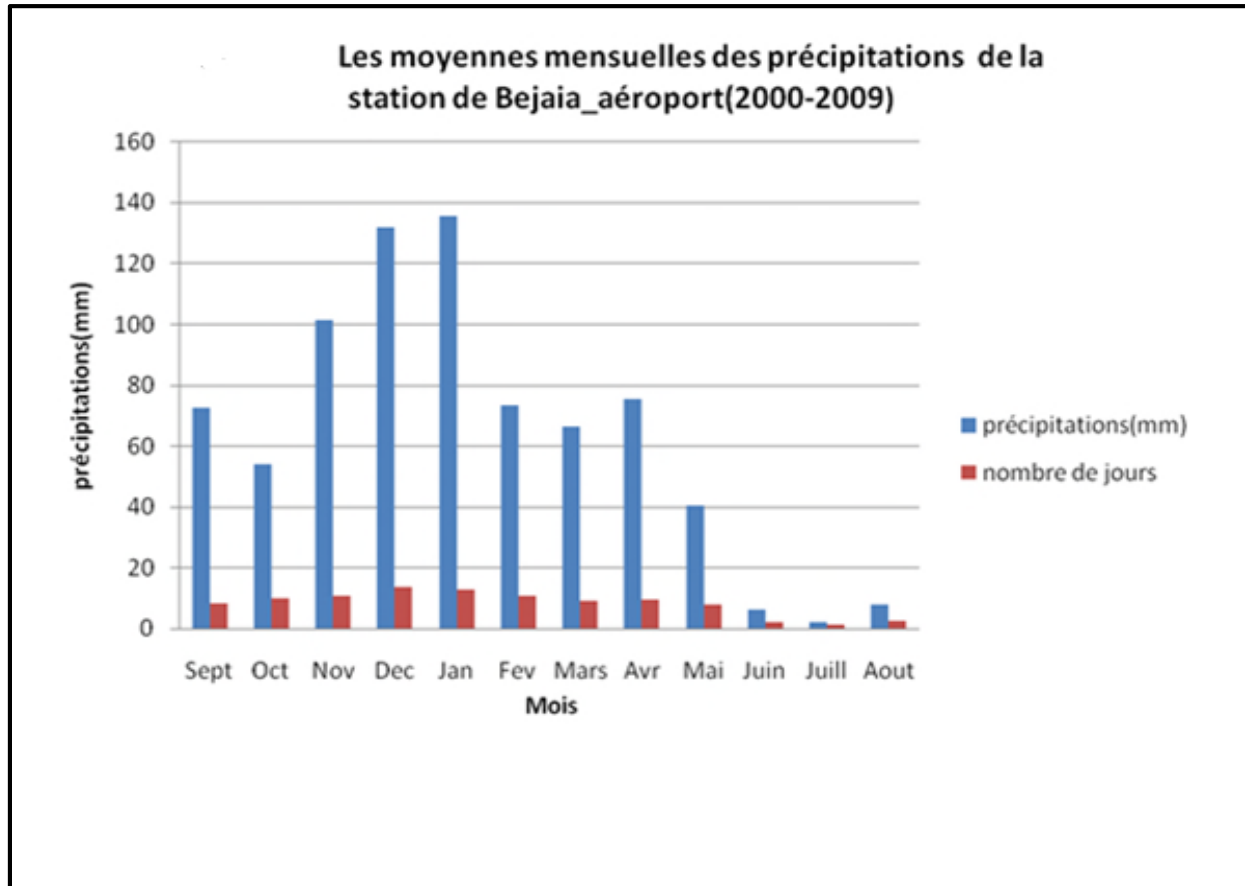


Figure I.4 : Histogramme des précipitations mensuelles en mm (2000-2009).

I.5.2. Les Températures

La température est également un élément fondamental en tant que facteur climatique vital et déterminant dans la vie des végétaux.

La moyennes annuelle des températures est de l'ordre de **18°C**, mais on constate d'après le tableau n°03 que les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 25°C) ; cette augmentation des températures entraine une évaporation qui, sur des sols argileux, fini par donner naissance à des fentes de retraits dont l'importance est en fonction du degré de température atteint. Lors de premières pluies les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fentes de retraits, ce qui favorise la manifestation des glissements de terrains, une fois la saturation des sols atteinte.

En automne les précipitations arrivent après la période de sécheresse assez longue, dans les zones argileuses, l'évaporation a produit des fentes de retraits plus ou moins importantes ; donc, lors des précipitations, le volume de l'eau tombé généralement englué dans les fentes de retraits, on assiste rapidement à une recharge des réserves en eau et probablement à la saturation des niveaux inférieurs.

I.6. La Sismicité de la région

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain : glissements de terrain, écroulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau ou liquéfaction. Plusieurs de ses effets se combinent parfois ou bien déclenchent à leur tour d'autres effets, eux-mêmes néfastes.

La région de Bejaia n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. La région de Bejaia a été plusieurs fois secouée par les séismes. Les données du CRAAG montrent qu'elle est très active en secousses de moyennes intensités. Le mécanisme générateur est essentiellement lié à la présence d'un pli-faille à Kherrata.

I.7. Géomorphologie du site

La zone d'étude est située sur une surface topographique inclinée, au piedmont d'un versant ayant une pente faible à moyenne (6 à 30°) dans l'orientation Nord Est – Sud Ouest, développée dans des terrains datant du Néogène, argiles fortement sensibles à l'eau.

Dans le but d'une meilleure approche et d'une bonne analyse des différents paramètres relatifs au sol, une carte des pentes a été établie à l'aide d'un plan topographique au 1/500 qui consiste à représenter des surfaces limites, dont les pentes sont comprises entre les valeurs suivantes (voir carte des pentes Annexe).

Zone verte : pente < 10%.

Zone jaune : 10 % < pente < 25 %.

Zone bleue : pente > 25 %.

L'examen de la carte des pentes réalisée sur un fond topographique à échelle 1/500, le secteur d'étude reflète une distribution variable, d'un endroit à l'autre avec des pentes variant de 8 % à 25 %, la majorité du site est cartographié dans la zone jaune et bleue.

I.8. Causes d'instabilité du site

L'apparition des désordres survenus sur le site est le résultat de la conjugaison de plusieurs facteurs qui sont d'ordre hydrologique, hydrogéologique, géomorphologique et géotechnique

- Versant présentant des pentes moyennes
- Absence de dispositifs de drainage
- Drainage entre crête de talus et mur de soutènement
- Infiltration et ruissellements diffus des eaux pluviales
- Présence de nappes d'eau
- Nature argileuses des terrains et leurs sensibilités
- Absence de fossés bétonnés de part et d'autre de la route de l'université
- Présence de zones de stagnations des eaux pluviales
- La faible stabilité de ce versant est compromise par les surcharges en remblais épais tels que ceux visible dans le terrain de stade et par des terrassements.
- Ces sols sont très sensibles en présence d'eau.



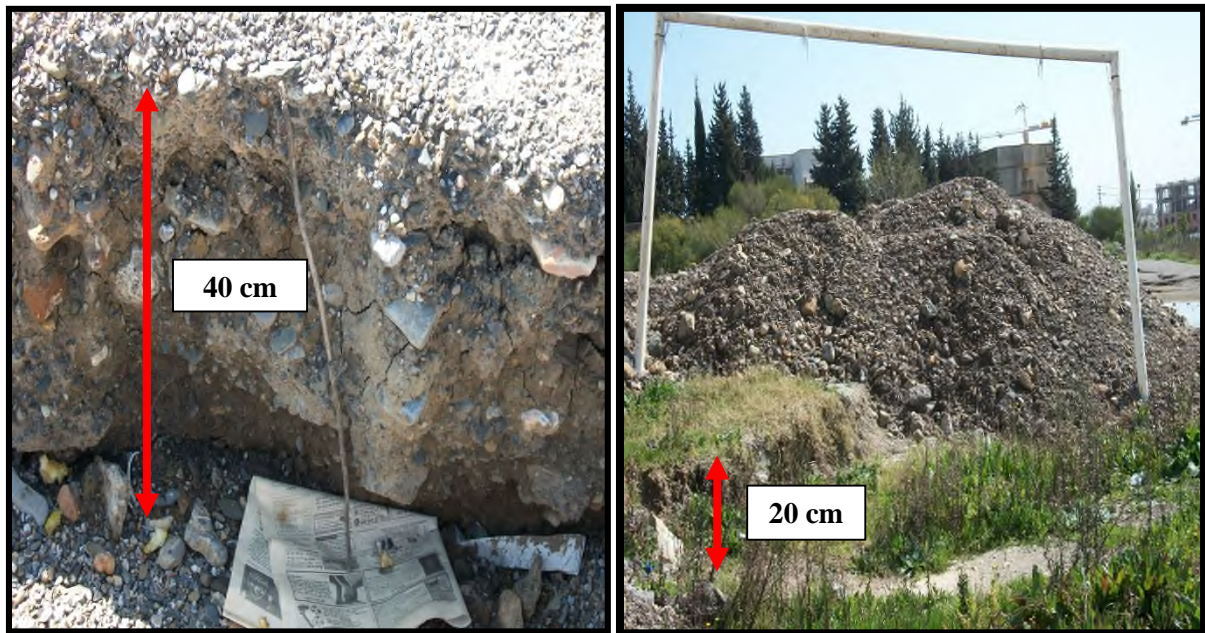
Figure I.5 : Vue d'ensemble du site du glissement.



Figure I.6 : Fissures, tassements sur la plate forme du stade.



Figures I.7 : Affaissement du terrain et stagnation des eaux.



Figures I.8 : Escarpement principal et secondaire sur la couche du remblai.



Figure I.9 : Des bombements enregistrés sur l terrasse rectorale.



Figure I.10 : Affaissement et bombement de la chaussée.

Chapitre II : Etude Géotechnique

II.1. Introduction

La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes (bâtiments, routes, ouvrages souterrains) nécessitent une bonne connaissance du sol, de sa nature et de son comportement.

L'étude géotechnique permet de définir les caractéristique du terrain, de mesurer les déformations, les résistances, afin d'optimiser le dimensionnement des ouvrages et de leurs infrastructures, et de proposer des solutions efficaces.

II.2. Essais in situ

II.2.1. Les sondages carottés

Le carottage est la désignation courante de tous types de forages, permettant la récupération d'une carotte.

Le carottage consiste à :

- Obtenir une carotte.
- La protéger.
- La remonter.

Le choix du matériel dépend de la formation géologique à traverser a savoir :

- **Pelle mécanique** : échantillon remaniés à faible profondeur et (3 à 4m), très rapides, peu chers.
- **Sondages tarières** : échantillons remaniés à grande profondeur et terrains meubles ou tendres, rapides, peu chers en petit diamètre.
- **Sondages destructifs** : échantillon remaniés à grande profondeur et terrains durs, rapides, peu chers.
- **Sondages carottés** : échantillons non remaniés à toutes profondeurs et toute dureté, lents, chers.
- **Sondages avec hydrogéologie** : essais le franc (sol) ou lugeons (roche), tubes piézométriques sondages avec essais mécaniques : pressiométriques, pénétrométriques, scissométriques, inclinométriques.

II.2.1.1. Résultats des sondages carottés

6 sondages carottés ont été implantés au niveau des zones de glissement.

L'exploitation des coupes de sondages carotté montrent que les sous sols du site est constitué par des :

Sondage N°01 : (campus universitaire)

0.00 – 0.50 m : Remblai hétérogène.
0.50 – 3.60 m : Argiles limono- graveleuses.
3.60 – 5.00 m : Argiles limono- sableuses.
5.00 – 9.50 m : Alluvions moyennes (argiles, sables et graviers).
9.50 – 12.0 m : Argiles marneuses grise à noirâtres avec passage d'alluvions fines à moyennes.

Sondage N°02 : (campus universitaire)

0.00 – 1.30 m : Remblais hétérogène.
1.30 – 3.50 m : Argiles graveleuses brunes.
3.50 – 7.80 m : Alluvions fines à grossières (argiles, galets et graviers).
7.80 – 12.0 m : Argiles marneuses grises à noirâtres avec passage d'alluvions fines à moyennes.

Sondage N°03: (résidence universitaire)

0.00 – 1.50 m : Remblai hétérogène.
1.50 – 3.50 m : Argiles limoneuses à graveleuses
3.50 – 8.00 m : Argiles limono- sableuses à passage d'alluvion fines à moyennes.
8.00 – 12.00m : Argiles marneuses grise à noirâtres avec passage d'alluvions fines à moyennes.

Sondage N°04 : (résidence universitaire)

0.00 – 3.00 m : Remblais en TVO.
3.00 – 5.00 m : Argiles limoneuses graveleuses à caillouteuses.
5.00 – 9.50 m : Argiles limono- sableuses à passage d'alluvion fines à moyennes.
9.50 – 12.0m : Argiles marneuses grise à noirâtres avec passage d'alluvions fines à moyennes.

Sondage N°05 : (campus universitaire)

0.00 – 0.60 m : Remblais hétérogène.
0.60 – 2.50 m : Argiles graveleuses brunes.
2.50 – 6.50 m : Alluvions fines à grossières (argiles, galets et graviers).
6.50 – 12.0 m : Argiles marneuses grises à noirâtres avec passage d'alluvions fines à moyennes.

Sondage N°06 : (campus universitaire)

0.00 – 1.50 m : Remblais

1.50 – 9.60 m : Argiles limono sableuses humides.

9.60 – 13.00 m : Argiles limoneuses moyennement compacte

13.00 – 20.0 m : marnes argileuses moyennement compacte

L'exploitation des coupes géologiques des sondages carottés, ont révélé l'existence d'une couche de remblai, une couche d'argiles limoneuses avec passage graveleux et une couche d'Argiles grises à noirâtres avec passage d'alluvions fines à moyennes.



Figure II.1 : Implantation d'un point de sondage carotté.

II.2.2. Essais au pénétromètre dynamique

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H et de mesurer le nombre de coups N_d nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur h .

Les résultats des essais pénétrométriques sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Résultats des essais de pénétromètre dynamique.

	Essai	Profondeurs	Résistance à la pointe moyenne (Rp) en bars.	Refus (m)
ESSAIS PENETROMETRIQUES DU COMPUS UNIVERSITAIRE	P1	0 – 4.20m	25	Sans refus
		4.20 – 8.00m	80	
	P2	00 – 4.80m	25	Sans refus
		4.80 – 8.20m	95	
	P3	00-4.40m	45	Sans refus
		4.40 – 8.20m	100	
	P4	00 – 1.80m	120	Sans refus
		1.80 – 3.20m	60	
		3.20 – 9.00m	75	
	ESSAIS PENETROMETRIQUES DU COMPUS UNIVERSITAIRE	P5	00 – 5.00m	35
5.0 – 8.00 m			75	
P6		00 – 7.20m	20	Sans refus
		7.20 – 8.00m	70	
P7		00- 6.00m	35	Sans refus
		6.0 - 8.20m	60	
P8		00 -2.00m	50	Sans refus
		2.00 – 9.00m	85	

II.2.2.1. Interprétations

Les essais pénétrométriques P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7 et P8 ont été poussés à 8 et 9 m de profondeur sans obtenir le refus.

-les essais P1 ,P2, P3, P5, P6 et P7, dénotent une bonne ressemblance d'allure $R_p = f(z)$, ils présentent des résistances de pointe faibles sur les premiers mètres, puis deviennent moyennes le long des profondeurs investiguées, avec parfois des pics de résistance montrant la présence d'éléments graveleux.

Ces essais pénétrométriques montrent l'existence de deux horizons :

- Un horizon de très faible consistance allant de 0 à 5m de profondeur avec des résistances de pointe de 15 à 30 bars

- Un horizon de consistance moyenne allant de 5m jusqu'à la profondeur investiguée avec des résistances de pointe moyennes ($R_p \geq 60$ bars),

- les essais P4 et P8, dénotent une bonne ressemblance d'allure $R_p = f(z)$, ils présentent des résistances de pointe moyennes à élevées le long des profondeurs investiguées, avec parfois des pics de résistance montrant la présence d'éléments graveleux.

- L'analyse de ces essais pénétrométriques en général a donné des résistances de pointe faibles sur une épaisseur de 5m, indiquant un horizon de formations argilo-limoneuses de faible consistance puis au-delà les résistances augmentent progressivement le long des profondeurs investiguées montrant un horizon argilo-limoneux avec passages graveleux, moyennement consistant

Les pressions interstitielles produites lors du battage, augmentent les résistances de pointe.

II.2.3. Relevés piézométriques

Les relevés piézométriques permettent de définir la position des nappes.

Les relevés ont été effectués en période hivernale et les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Résultats des relevés piézométriques.

Date du relevé piézométrique	Le niveau d'eau
Le 02.03.2012	1.5m
Le 15.03.2012	1.8m

II.3. Les essais au laboratoire

Des échantillons prélevés dans les caisses de sondages ont été soumis à des essais physico-mécaniques et chimiques à savoir :

- Analyses granulométriques.
- Mesures de densités et de teneur en eau.
- Limites d'Atterberg.
- Essais Oedometriques
- Essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande.
- Analyses chimiques sommaires.



Figure II.2 : les échantillons prélevés pour les essais de laboratoire.

II.3.1. Classification des sols

Nous donnons ci-après la classification des sols qui était utilisée par le laboratoire des ponts chaussées jusqu'en 1977, cette classification est elle-même tirée de la classification des sols unifiés américaines U.S.C.S.

II.3.1.1. Classification des sols grenus (plus de 50% d'élément > 0,08mm)

Tableau II.3: Classification des sols grenus.

CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS					
(plus de 50% des éléments > 0.08 mm)					
Définitions			Symbole	Critères	Appellation
GRAVES	Plus de 50% des éléments >0.08 mm ont un diamètre >2mm	Moins de 5% d'éléments < 0.08 mm	Gb (GW)	$C_u > 4$ et $1 < C_z < 3$	Grave propre bien graduée
			Gm (Gp)	Une des conditions Gb non satisfaites	Grave propre mal graduée
		Plus de 12% d'éléments < 0.08 mm	GL (GM)	Limites d'Atterberg au dessous de la ligne A	Grave limoneuse
			GA (GC)	Limites d'Atterberg au dessus de A	Grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments >0.08 mm ont un diamètre <2mm	Moins de 5% d'éléments < 0.08 mm	Sb (SW)	$C_u > 6$ et $1 < C_z < 3$	Sable propre bien graduée
			Sm (SP)	Une des conditions Sb non satisfaites	Sable propre mal graduée
		Plus de 12% d'éléments < 0.08 mm	SL (SM)	Limites d'Atterberg au dessous de la ligne A	Sable limoneuse
			SA (SC)	Limites d'Atterberg au dessous de la ligne A	Sable argileuse

II.3.1.2. Classification des sols fins

Pour les sols fins, on report sur un diagramme les valeurs I_P en ordonnée et W_L en abscisse. Ce diagramme est appelé diagramme de casagrande.

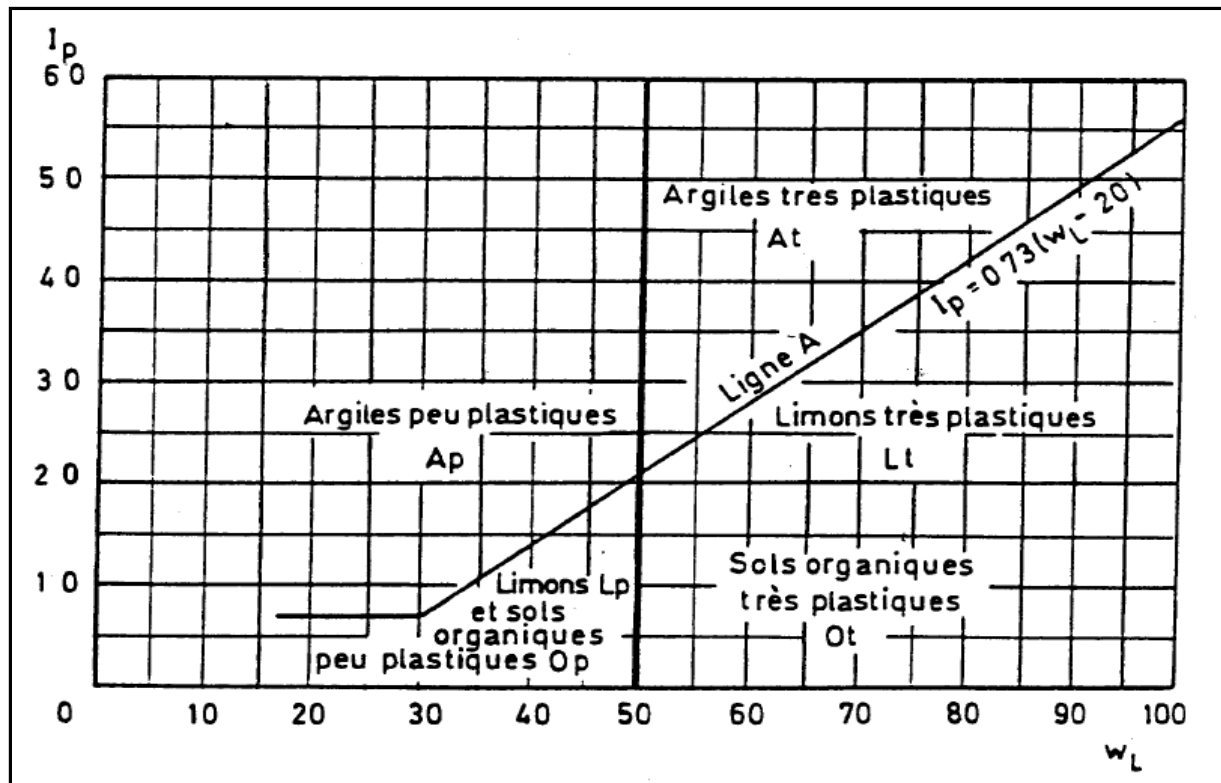


Figure II.3: diagramme de Casagrande.

II.3.2. Les essais d'identification

Leur but est de compléter et de confirmer l'identification du sol effectuée sur le site.

On définit les paramètres suivants :

II.3.2.1. Poids volumiques

- **Poids volumique du sol humide γ (γ_h)**

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

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

- **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).

$$\gamma_d = W_s/V_t$$

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

C'est le rapport du poids 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.3.2.2. Teneur en eau

La teneur en eau d'un matériau et le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids de 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(%).

$$W=100 \times (W_w/W_s)$$

Tableau II.4 : Classification des sols selon W.

W	Etat
01-25%	Légèrement humide
25-50%	Humide
50-75%	Mouillé
75-90%	Détrempé
≤ 100 %	Saturé

II.3.2.3. Degré de saturation

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau.

$$SR(\%) = (V_w/V_v)$$

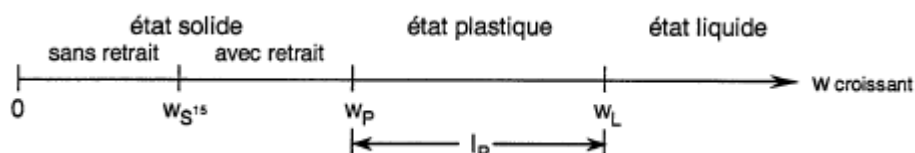
- Pour le sol saturé : $SR=100\%$
- Pour le sol sec : $SR=0\%$

II.3.2.4. limite 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.

Les essais définissent conventionnellement les limites entre ces états.



II.3.2.4.1. 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 **3mm** de diamètre sans qu'ils se rompent.

II.3.2.4.2. 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.

II.3.2.4.3. Indice de plasticité I_P

Il est donné par la formule suivante :

$$I_P = W_L - W_P$$

Il est d'autant plus élevé que le sol contient de l'argile.

Tableau II.5 : Degré de plasticité des sols selon I_P .

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

II.3.2.4.4. Indice de liquidité

Il est donné par la formule suivante :

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

II.3.2.4.5. Indice de consistance I_c

Il s'agit d'un indicateur dérivé :

$$I_c = (WL - W) / I_p$$

Avec **W** : la teneur en eau.

Les résultats des essais effectués sur des échantillons prélevés des différents sondages sont présentés sur les tableaux suivants :

Tableau II.6 : Résultats des essais d'identifications physiques (SC01 ; SC06).

Sondages	SC01	SC01	SC01	SC06
Profondeurs	4.5 - 5m	5.20 - 6m	8 - 8.4m	14.8 - 15.2m
Teneur en eau W %	16.44	4.42	19.99	18.65
Densité sèche γ_d (t/m ³)	1.85	2.03	1.60	1.72
Densité humide γ_h (t/m ³)	2.16	2.12	1.93	2.05
Degré de saturation (S_r %)	96.70	36.05	78.40	88.80
Limite D'aterberg	WL (%)		49	44.5
	WP (%)		23.12	26.33
	IP		26	18

Tableau II.7 : Résultats des essais d'identifications physiques (SC03 ; SC04 ; SC05).

Sondage	SC03	SC03	SC04	SC04	SC05
Profondeurs	5 - 5.80m	8.5 - 8.9m	2 - 3.5m	6.2 -7.0m	8.4 -8.7m
Teneur en eau W %	13.88	7.09	4.4	12.73	13.15
Densité sèche γ_d (t/m ³)	1.88	1.94	2.01	1.97	2.04
Densité humide γ_h (t/m ³)	2.11	2.08	2.10	2.93	2.31
Degré de saturation (S_r %)	86	48.89	12.75	92	109.4
Limite D'aterberg	WL (%)		48		
	WP (%)		24.96		
	IP		23		

Remarque : la valeur de $S_r = 109.4$ dans le SC 05 est une donnée du Labo qui doit être une erreur car la valeur de S_r ne dépasse pas 100 %.

II.3.2.5. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions de grains de différentes tailles dans le sol

- **Sédimentométrie :** pour les grains les plus fins.
- **Tamissage :** pour les grains d'un diamètre supérieur à **80mm**.

Les résultats sont exprimés sous forme d'une courbe appelée courbe granulométrique, qui donne le pourcentage cumulé d'éléments de dimension inférieure à chaque diamètre.

D_{60} , D_{30} et D_{10} étant respectivement les diamètres correspondant à 60%, 30% et 10% d'éléments de dimension inférieure, deux paramètres sont utilisés pour caractériser l'allure de la courbe granulométrique d'un matériau :

-le coefficient d'uniformité C_u tel que $C_u = D_{60}/D_{10}$

-le facteur de courbure C_c tel que $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$

Tableau II.8 : Résultats d'analyse granulométrique.

Sondages		SC06	SC03	SC04	SC04	SC06
Profondeurs		5,2 - 6m	5 - 5,8m	2 - 3,5m	6,2 - 7m	14,8- 15,2m
% Tamisât	2mm	85	89	67	66	98,33
	80um	82	87	53	56	97,1

II.3.3. Les essais d'identification

II.3.3.1 Essai de cisaillement a la boîte de casagrande

Le but de ces essais est de déterminer les valeurs de la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (Φ).

➤ Principe de l'essai

L'essai consiste à mettre un échantillon de sol dans l'appareil constitué de deux demi-boîte pouvant se déplacer de manière relative pour créer un effort de cisaillement dans leur

plan de séparation .L'échantillon est soumis à une force verticale N(effort de compression) par l'intermédiaire de la demi boîte supérieur, et un effort de tension T horizontal pour une certain valeur de N appliquer sur l'échantillon, on fait varie l'effort T (moteur à vitesse contrôlé) jusqu'a l'obtention la rupture.

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

$$\sigma = N / A \quad \text{et} \quad \tau = T/A$$

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

Tableau II.9 : Résultats de la cohésion et l'angle de frottement.

Sondage	SC01	SC06	SC03	SC05
Profondeurs	4 ,5 – 5m	18,8 – 15,2m	8 ,5 – 8,9m	8,4 – 8,7m
C _{uu} (bar)	0 ,31	0,32	0,35	0,42
Φ°	7,8	12,84	13,33	12

II.3.3.2. Essai Oedométrique

L'essai de compressibilité à l'odomètre a pour but d'étudier la consolidation d'échantillon de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales, drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide.

Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges après consolidation

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- la courbe de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.
- La courbe de consolidation, qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous l'application d'une contrainte constante au début.

A partir de la courbe oedométrique (indice des vides en fonction du logarithme décimale de la contrainte verticale appliquée), on peut déduire plusieurs paramètres nécessaires pour le

calcul du tassement ou pour la classification des sols selon leur compressibilité, l'indice de compressibilité C_c et l'indice de gonflement C_s et la contrainte de pré consolidation σ'_p .

On représente ci-après une classification du sol donnée selon leur indice de compressibilité C_c .

Tableau II.10 : Classification du sol selon C_c .

$C_c < 0.020$	Sol incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Sol très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	Sol peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Sol moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Sol assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Sol très compressible
$C_c > 0.500$	Sol extrêmement compressible

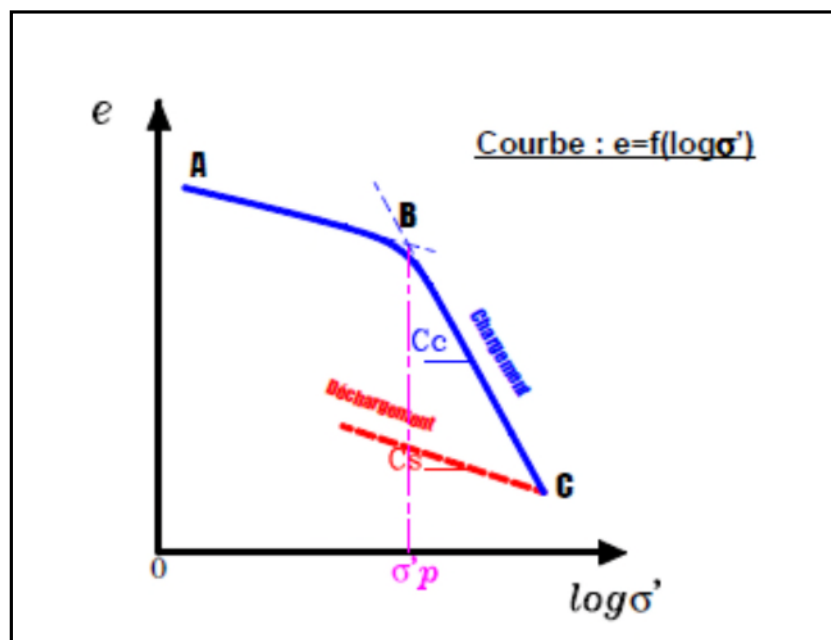


Figure II.4 : Courbe oedometrique

Le tableau suivant représente la classification des sols selon leurs coefficients de gonflements :

Tableau II.11 : Classification du sol selon C_g .

Coefficient de gonflement	Susceptibilité
$C_g < 0,025$	Faible
$0,025 < C_g < 0,035$	Moyenne
$0,035 < C_g < 0,055$	Forte
$C_g > 0,055$	Très forte

Les résultats des essais effectués sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau II.12 : Valeurs des essais d'oedométrie.

Sondages		SC01	SC03
Profondeurs		4,5 - 5m	8,5 - 8,9
Essais Oedométrie	σ_p' (bar)	2,05	2,38
	$C_c\%$	0,166	0,133
	$C_g\%$	0,068	0,059

II.3.3.3. Interprétations des résultats

Les analyses de laboratoire portées sur la formation Argilo- limono-sableuses montrent que :

- Les analyses granulométriques effectuées sur tous les échantillons à divers profondeurs, indiquent un sol fin car plus de 50% d'éléments passent au tamis 80 μ .

- Ces sols ont donné des densités humides moyennes et des teneurs en eau moyennes.

- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol suivant le diagramme de plasticité parmi les argiles peu plastiques à plastiques.

- Les essais oedométriques ont donné des coefficients de compressibilité suivants :

$$2.05 \text{ bar} < \sigma_p' < 2.38 \text{ bar}$$

$$0.126 < C_c < 0.066 \quad \implies \text{sols moyennement compressibles}$$

$$0.039 < C_g < 0.07 \quad \implies \text{sols légèrement gonflants.}$$

• Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs suivantes:

$$0.31 < C_{uu} < 0.42 \text{ bars.} \quad ; \quad 7^\circ < \varphi_{uu} < 13.33^\circ.$$

II.3.4. Analyses chimiques

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés dans les différents sondages sont insérées dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Résultats des analyses chimiques.

Désignation	Teneur exprimée en % par rapport au mat. sec			Teneurs en anions
	% Insoluble	% Carbonate	% gypse	de sulfate So ⁴⁻ mg / kg
Des échantillons				
SC01 (2.50 – 7.10 m)	62.54	23.25	Néant	Néant
SC02 (7.20 – 7.75 m)	59.78	24.02	Néant	Néant
SC 03(3.10 – 3.90 m)	64.35	24.23	Néant	Néant
SC 04(8.00 – 8.50 m)	66.32	22.90	Néant	Néant

D'après la norme NF P 18-011 du 06/92, ces résultats indiquent que ces sols ne sont pas agressifs pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure.

Chapitre III : Calcul de stabilité

III.1. Introduction

L'analyse de la stabilité ; objet de ce chapitre a pour but de déterminer le cercle de glissement le plus probable pour le tronçon étudié.

Le calcul du coefficient de sécurité est basé sur les caractéristiques géotechniques des différents couches du terrain (la cohésion C , l'angle de frottement φ et le poids volumique humide γ_h).

L'analyse a été effectuée avec deux méthodes :

- **Analyse Manuel** : Utilisant la méthode de Fellenius
- **Analyse Informatique** : Utilisant le logiciel Geostudio 2007, en utilisant à la fois la méthode de Fellenius, Bishop simplifié et Janbu

III.2. Définition du type du glissement

Suite à l'observation effectuée sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique on constate qu'il s'agit d'un glissement circulaire pour plusieurs raisons :

- La présence d'un basculement de la masse glissée le long de la surface plus au moins circulaire,
- Des bourrelets et des escarpements observés sur le terrain,
- Des fissures dont l'ouverture a pu atteindre 20 à 40cm de largeur, sont apparues sur la plate- forme du remblai et sur le versant naturel,
- Un sol plus au moins homogène.

III.3. Calcul de stabilité

On distingue plusieurs méthodes de calcul en rupture circulaire, dans notre cas on utilisera la méthode des tranches de Fellenius.

III.3.1. Méthode des tranches de Fellenius

Développée en 1916 par Peterson pour les ruptures circulaires perfectionnées par Fellenius en 1927 puis par Bitch en 1954 enfin étendu à la rupture non circulaire par Nouveiller en 1965.

III.3.1.1. Principe de la méthode

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques C_i, φ_i, γ_i .

Soit un cercle de centre O et de rayon R dont on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement circulaire découpant le volume de sol intéressé ou un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Réalisons le découpage de façon que l'intersection du cercle de rupture avec la limite d'une couche corresponde à une limite entre deux tranches (Figure III.1).

L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le sol à un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

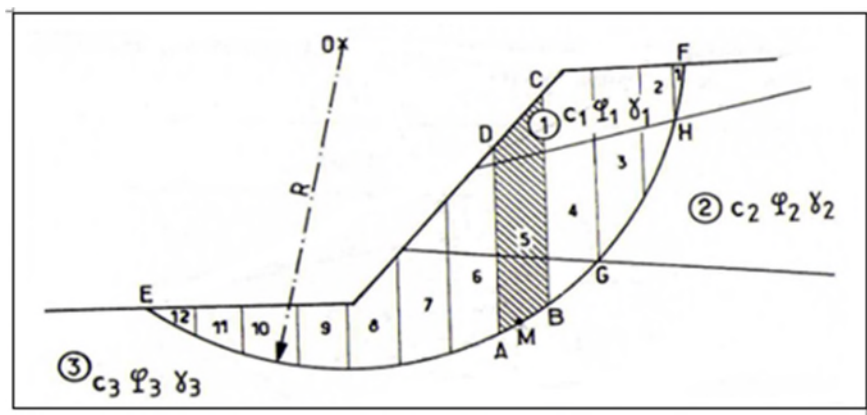


Figure III.1 : Découpage en tranche d'un talus.

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche ABCD (Figure III.2.a) :

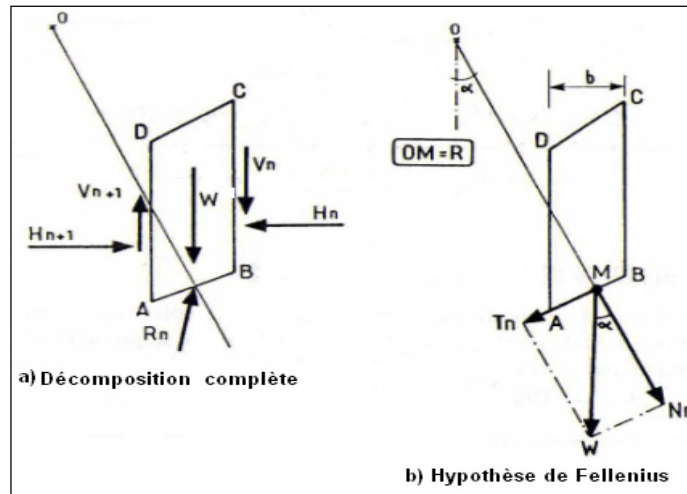


Figure III.2 : Forces agissant sur la tranche n.

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- le poids W .
- la réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc (\overline{ab}) .
- les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions verticales et réactions horizontales, il s'agit des forces internes au massif étudié.

On définit par rapport au centre O :

- Le moment moteur : c'est le moment tendant à provoquer le glissement ce qui fait basculer le sol.
- Le moment résistant qui s'oppose au glissement.

Le coefficient de sécurité sera défini comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

- ✓ Les moments moteurs sont dus aux poids et les surcharges éventuelles.
- ✓ Les moments résistants sont dus aux frottements et la cohésion.

Fellenius fait une hypothèse simplificatrice où il considère que la seule force agissant sur l'arc (\overline{ab}) est le poids W (les moments des forces internes sont nuls).

Donc : $W = -R_n$ (Figure III.2.b).

On décompose le poids en une force normale à l'arc(\overline{ab}) et une force tangentielle soit : \vec{N}, \vec{T} .

Dans ces conditions, le moment résistant maximale est fourni par la composante tangentielle de R_n ,

$$\begin{aligned} \text{D'après la loi de Coulomb :} \quad (R_n)_t &= \tau \cdot (\overline{ab}) \\ &= (C + \sigma \tan \varphi) \cdot (\overline{ab}) \\ &= C \cdot (\overline{ab}) + \sigma \cdot (\overline{ab}) \cdot \tan \varphi \end{aligned}$$

D'où : $(R_n)_t = C \cdot (\overline{ab}) + N \cdot \tan \varphi$

La somme des moments résistants pour toutes les tranches est :

$$\sum_{i=1}^n R (C_i \cdot (\overline{ab}) + N \cdot \tan \varphi_i).$$

Avec n : nombre total de tranches,

C_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc (\overline{ab}).

Par ailleurs, le moment moteur est du à T et égale à :

$$\sum_{i=1}^n R \cdot T.$$

D'où :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n R (C_i \cdot (\overline{ab}) + N \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n R \cdot T} = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot L + N \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n T}$$

De plus : $N = W \cdot \cos \theta$

$$T = W \cdot \sin \theta$$

$$L = \frac{b}{\cos \theta} \quad (\text{Dans le cas où les tranches ont la même largeur}).$$

D'où :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \frac{b}{\cos\theta_i} + W_i \cdot \cos\theta_i \cdot \tan\varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin\theta_i}$$

Les paramètres intervenants dans le calcul de F_s sont :

b : La largeur de la tranche.

θ_i : Angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

H_i : Hauteur de la tranche (pour le calcul du poids).

W_i : Poids de la tranche

Dans le cas de présence d'une nappe phréatique on calcul F_s comme suit :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \frac{b}{\cos\theta_i}) + (W_i \cdot \cos\theta_i - U_i \cdot \frac{b}{\cos\theta_i}) \cdot \tan\varphi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin\theta_i}$$

U_i : Pression interstitielle

III.3.2. Application au glissement de Targua Ouzemour

III.3.2.1. Calcul manuel

III.3.2.1.1. La méthode des tranches de Fellenius

On trace le cercle qui relie les trois points suivants (Figure III.3) :

- Point A : au niveau de la partie supérieure du glissement.
- Point B : au niveau de la partie inférieure du glissement.

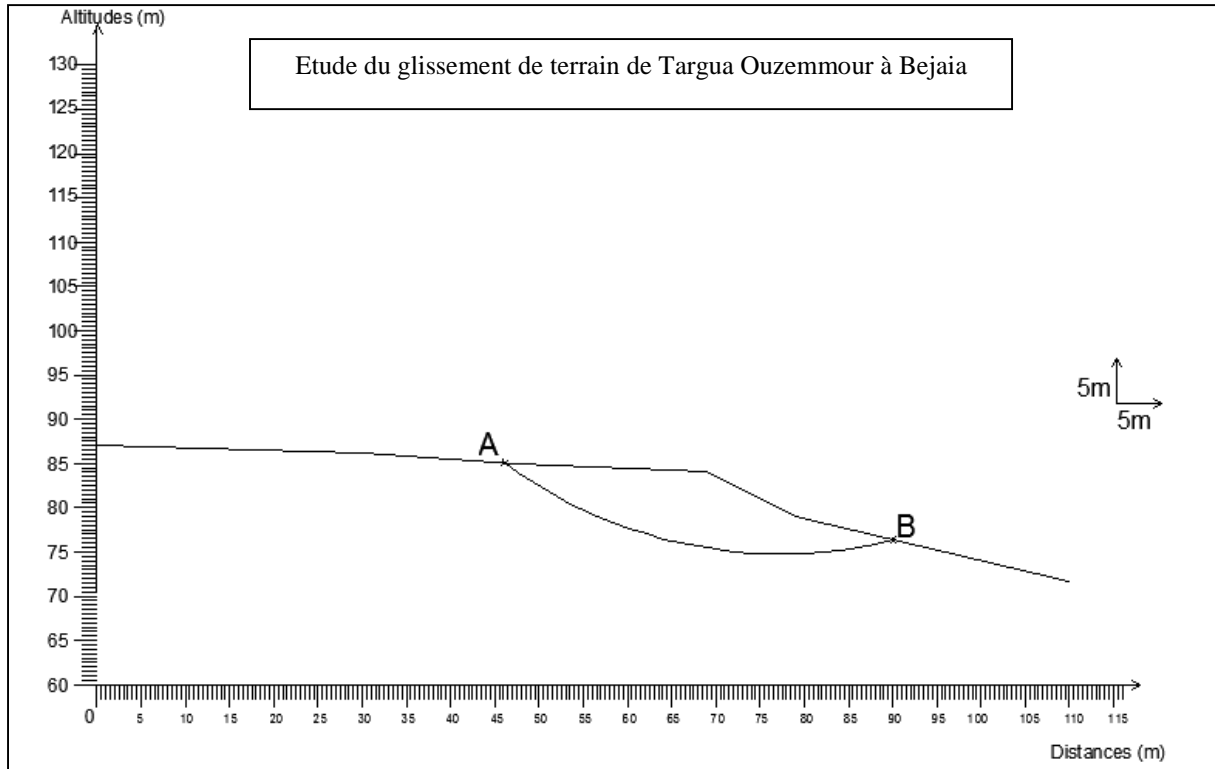


Figure III.3 : Position des points qui limitent le glissement.

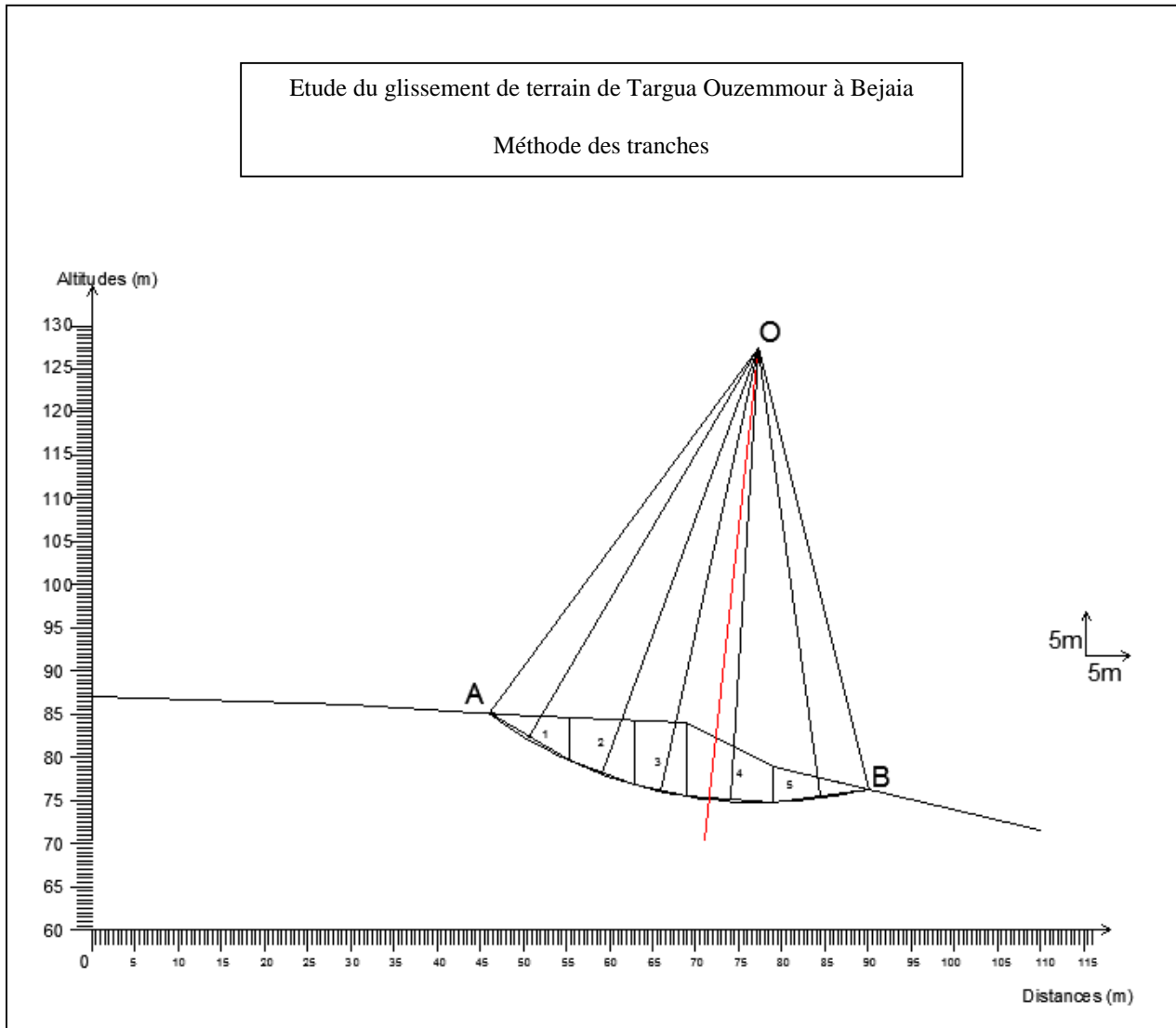


Figure III.4 : Découpage en tranches du talus étudié.

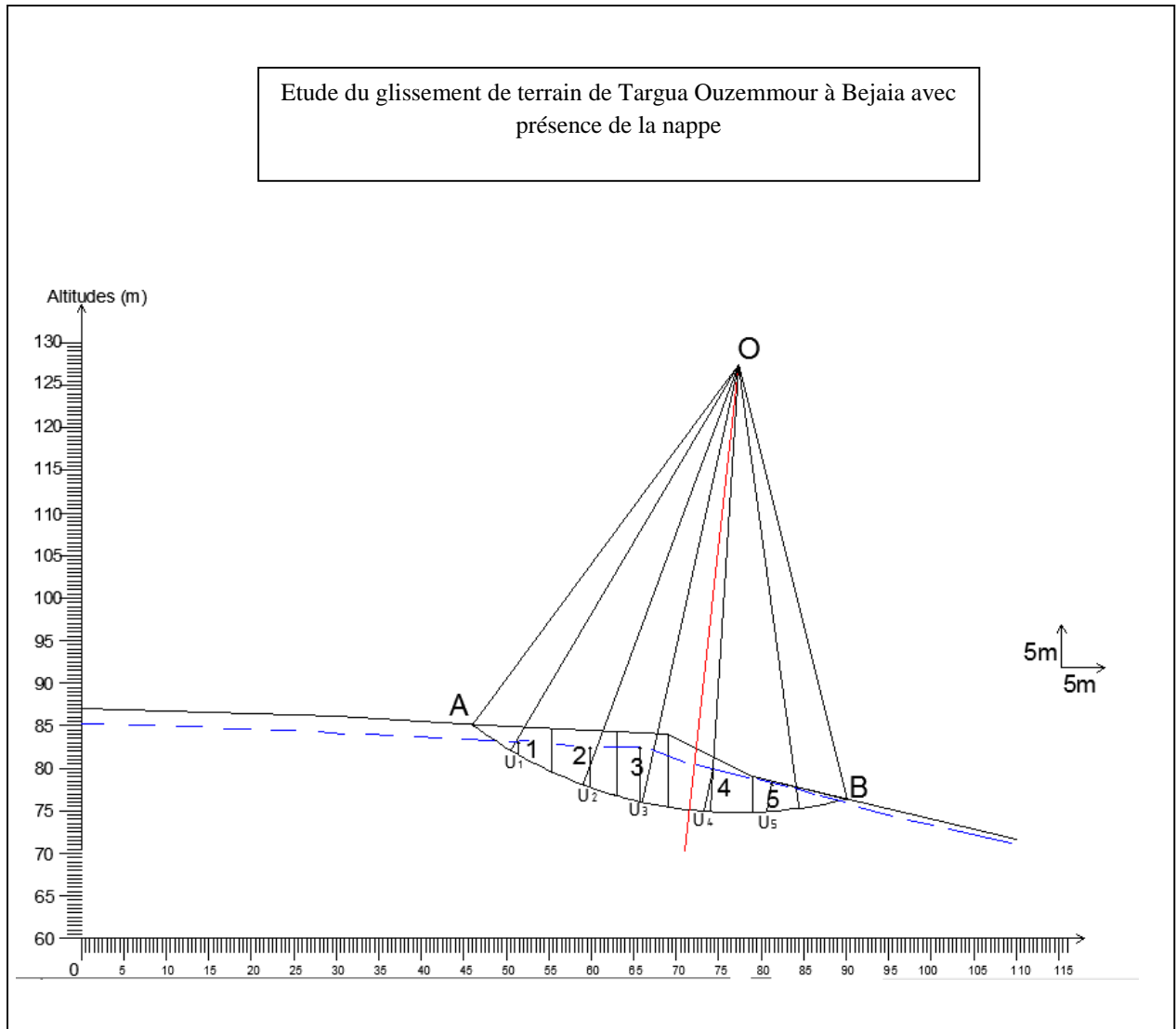


Figure III.5 : Découpage en tranches du talus étudié avec présence de la nappe.

Le cercle a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Rayon : $R = 52.66 \text{ m}$.
- ✓ Centre O de coordonnées : $O = (76,18 \text{ m}, 127,420 \text{ m})$.

On devise la surface en cinq tranches (Figure III.4).

On calcul le poids W et l'angle θ de chaque tranche (avec $\gamma_h = 2.12 \text{ t}$).

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-1: Résultats du calcul de la méthode des tranches.

N°de la tranche	1	2	3	4	5
$W_i(t)$	48.84	100.7	102.29	134	49.18
$\theta_i(^{\circ})$	25	16	9	-2	-13
$W_i \cos \theta_i(t)$	42.26	96.79	101.03	133.91	47.91
$W_i \sin \theta_i(t)$	20.64	27.75	16	-4.67	-11.06
$L_i(m)$	10.15	8.01	6.07	11.15	11.69
$U_i(t/m^2)$	2.35	4.85	6.45	4.6	1.55
$U_i \cdot L_i (t/m)$	23,85	38,84	39,15	51,29	18,11

On suppose que le glissement s'est produit sur une couche de sol homogène donc, la cohésion C et l'angle de frottement φ sont constants le long de la surface de glissement.

- **Détermination de F_s :**

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot L_i + (W_i \cdot \cos \theta_i - U_i \cdot L_i) \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Avec : $\sum L_i = 47,07 \text{ m}$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot \cos \theta_i = 423,9 \text{ t}$$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i = 48,66 \text{ t}$$

$$\sum (U_i \cdot L_i) = 171,24 \text{ t/m}^2$$

D'où

$$F = 1,01$$

III.3.2.2. Calcul à l'aide du logiciel

III.3.2.2.1. Présentation du logiciel Geo-slope Geostudio 2007 [9]

Geostudio 2007 est un logiciel de calcul géotechnique permettant de traiter les différents problèmes du sol comme les glissements de terrains, les tassements, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itératives, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométriques, hydraulique, paramètres géotechniques, les surcharges....etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- **SLOPE/W** : permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyse classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- **SEEP/W** : permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis).
- **SIGMA/W** : permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformation (par la méthode des éléments finis.)
- **TEMP/W** : permet d'analyser les problèmes géotechnique du sol (par la méthode des éléments finis)...et autres logiciels.

Ce qui nous intéresse dans notre étude est le programme SLOPE/W.

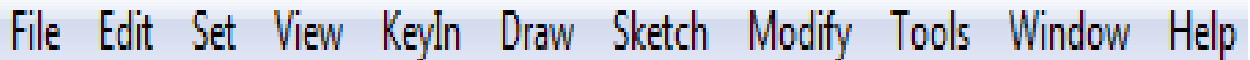
III.3.2.2.2. Le programme SLOPE/W

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostudio 2007 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité des pentes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité.

III.3.2.2.2. L'interface du logiciel SLOPE/W

Les menus disponibles sur SLOPE/W et la fonction de chacun sont les suivants :



File Edit Set View KeyIn Draw Sketch Modify Tools Window Help

- **File** : ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- **Edit** : permet de copier le dessin dans le presse-papier de Windows.
- **Set** : définir les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.
- **View** : options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affiche des forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.
- **KeyIn** : permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristique mécaniques des différentes couches constituant le talus, les conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, permet l'amélioration et la clarification des résultats du problème.
- **Modify** : permet de déplacés, modifier ou supprimés les objets graphiques, les textes et les photos.

Nombreuses option complémentaires sont proposées par le programme, on citera trois d'entes elles :

a. Grille et rayons (Grid and Radius)

cette option permet de définir à l'aide d'une grille la surface probable qui inclut l'axe du cercle de glissement et de définir aussi une grille qui inclus le deuxième point du rayon du cercle, alors le programme va tester plusieurs cercles de glissement où le rayon est compris entre l'un des points de la première grille définie par l'option Grid, et l'un des points définie par l'option Radius (le programme teste tous les cercles possibles).

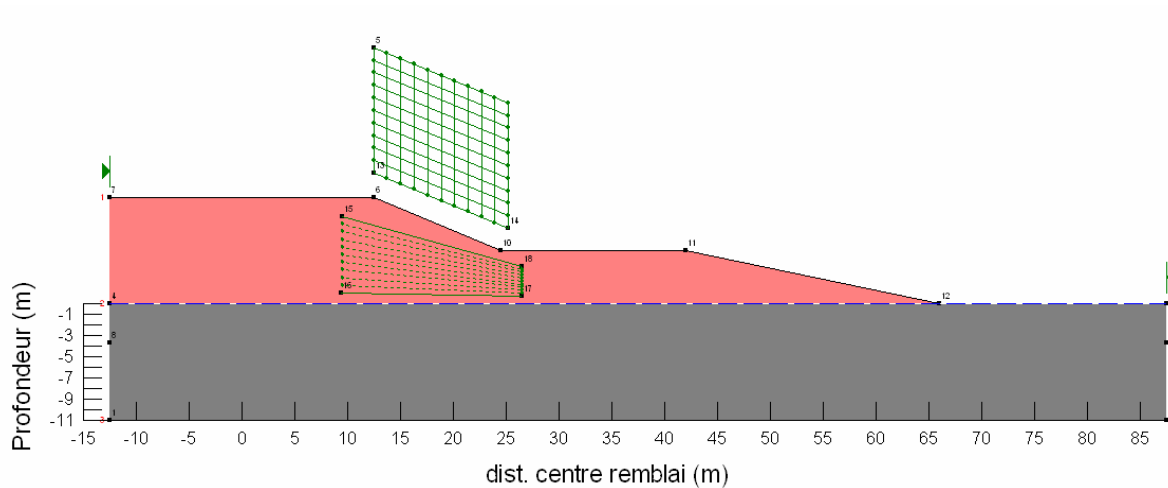


Figure III.6 : Exemple détermination de la surface de rupture par la méthode « Grid and Radius».

b. Entrée et sortie (Entry and Exit) :

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

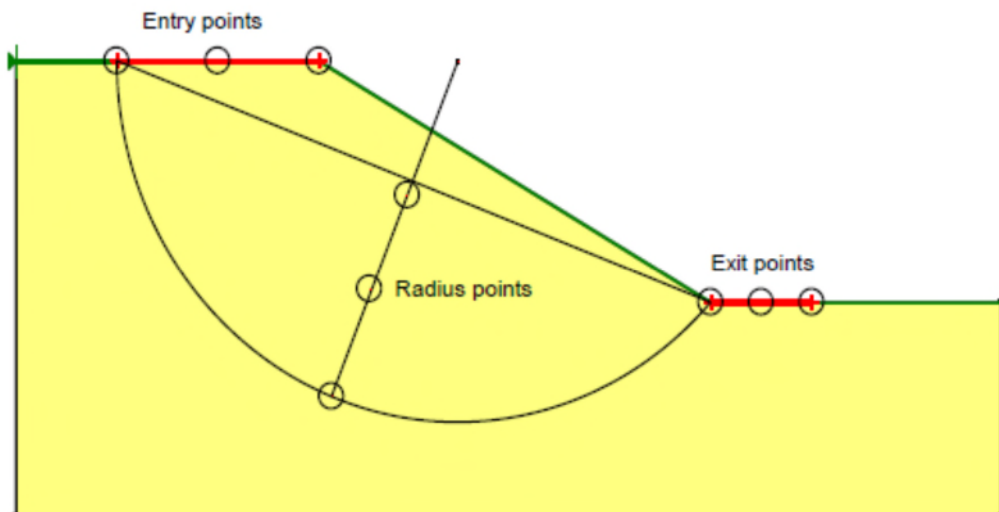


Figure III.7 : Exemple de détermination de la surface de rupture par la méthode «Entry and Exit».

c. Localisation automatique (Auto-Locate) :

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

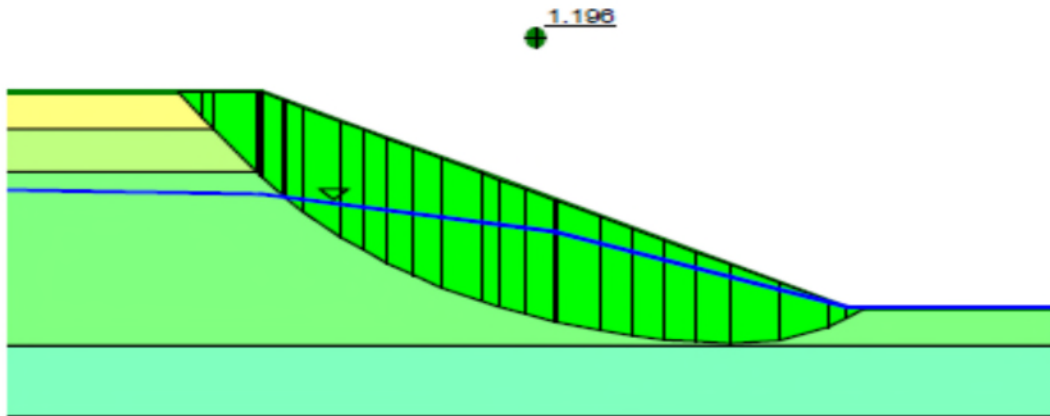


Figure III.8 : Exemple de détermination de la surface de rupture par la méthode «Auto-Locate»

III.4. Calculs et résultats

L'analyse du problème est réalisée comme suit :

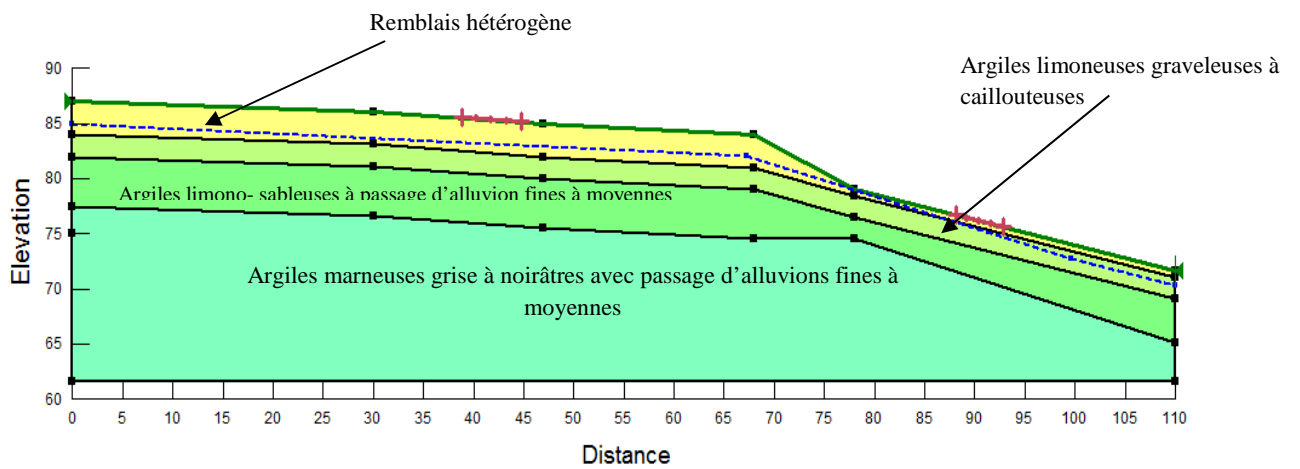


Figure III.9 : Lithologie du talus étudié.

III.4.1. Résultats du calcul de stabilité par le logiciel Geo-slope

Le calcul de la stabilité par le logiciel *Geo-Slope* donne un très grand nombre de coefficient de sécurité, leurs valeurs minimales trouvées correspondant aux cercles critiques ont été données comme suit

➤ **Méthode Fellenius**

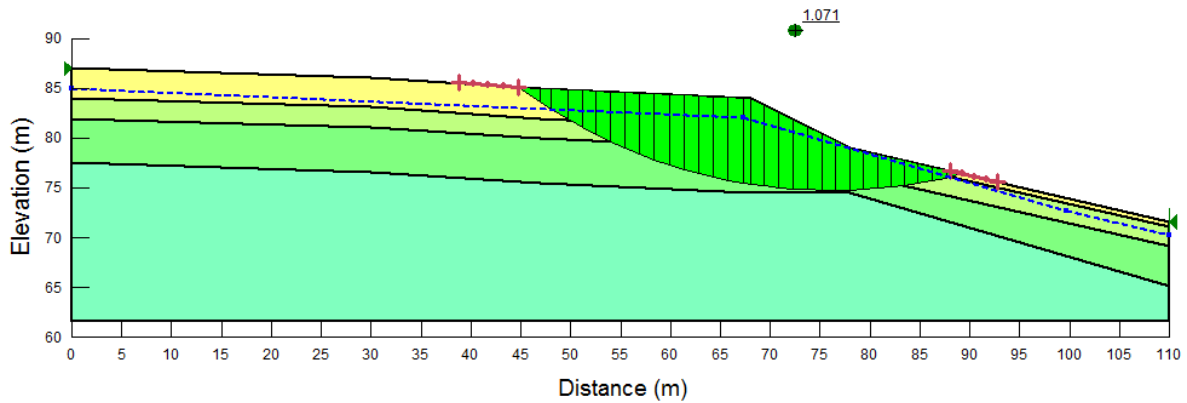


Figure III.10 : Cercle critique obtenue selon Fellenius.

Méthode	Coefficient de sécurité F_s
Fellenius	1.071

➤ **Méthode Bishop**

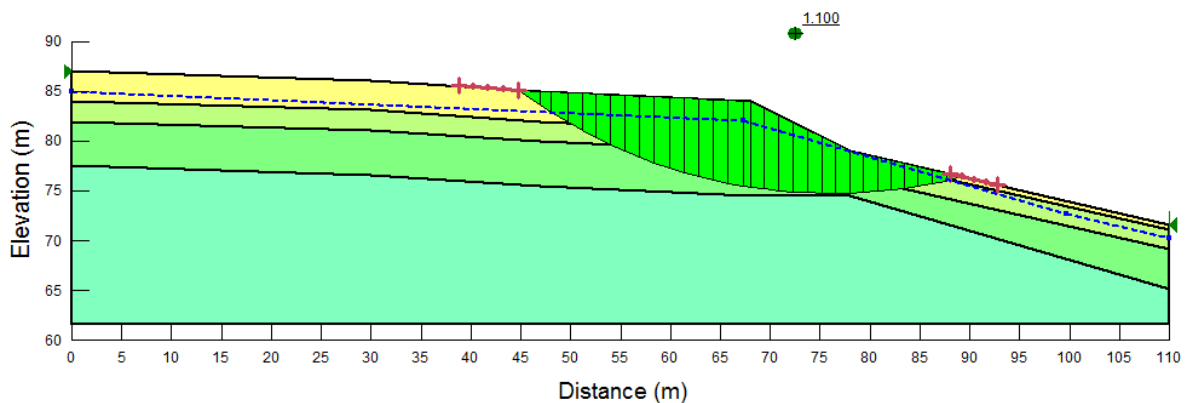


Figure III.11 : Cercle critique obtenue selon Bishop.

Méthode	Coefficient de sécurité F_s
Bishop	1.100

➤ **Méthode Janbu**

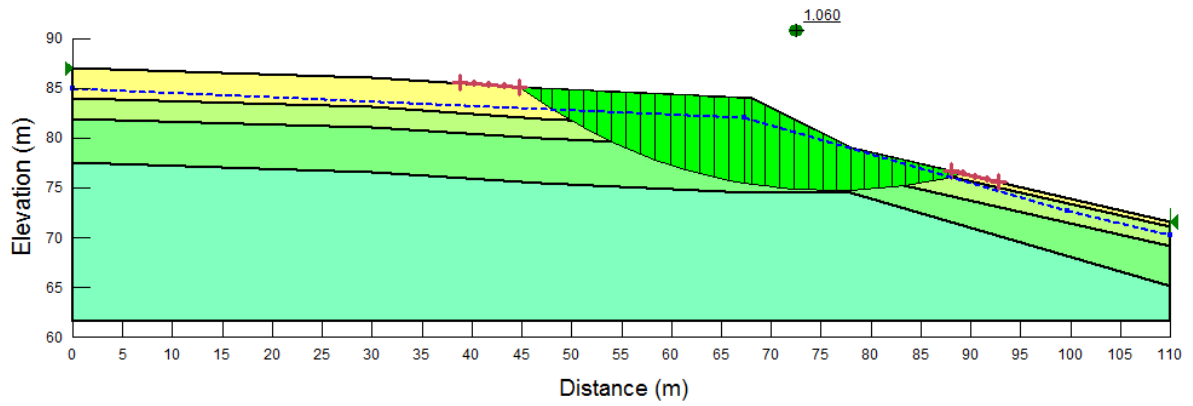


Figure III.12 : Cercle critique obtenue selon Janbu.

Méthode	Coefficient de sécurité F_s
Janbu	1.06

III.5. Conclusion

Les différentes méthodes utilisées donnent toutes des coefficients de sécurité inférieurs à 1.5 avec des valeurs proches mais pas égales en vue des hypothèses et des simplifications appropriées à chaque méthode.

Cette marge d'erreur est due à la précision qui dépend du nombre de tranches choisies (5 pour le calcul manuel et 30 par le logiciel).

De même, les deux méthodes de calcul de (Fellenius et le logiciel Geoslop) donnent tous des coefficients de sécurité à l'état du terrain avec des valeurs très proches mais pas égales, cela est dû aux hypothèses et aux simplifications appropriées à chaque méthode.

CHAPITRE IV : Etude de confortement

IV.1. Introduction

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement du tronçon.

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabilisés la masse de terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le cout économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement).

IV.2. Pieux forés

Le clouage des pentes consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant, in-situ le groupe de pieux verticaux ou des inclusions perpendiculaire à la surface de glissement.

L'efficacité de la technique s'appuie d'une part sur le transfert des efforts créent par la surface de glissement.

IV.3. Caractéristiques des pieux

Diamètre : $\varnothing = 0,8 \text{ m}$.

Matériau : béton armé.

Module d'élasticité : $E_p = 3,2.10^6 \text{ t/m}^2$.

IV.4. Calcul de l'effort de clouage R_0

Il s'agit d'évaluer les efforts à reprendre par les pieux pour augmenter le coefficient de sécurité jusqu'à une valeur acceptable ; on admet une augmentation du coefficient de sécurité F de 40% pour le confortement, en tenant compte de R_0 dans la formule du coefficient de sécurité.

Pour le calcul du confortement par pieux on adopte le profil représenté dans la figure IV.1.

Le poids des tranches W et l'angle θ sont donnés dans le tableau suivant : (le calcul se fait de la même manière que dans le paragraphe III.3.2.1.1.) :

Tableau IV-1: Résultats du calcul de la méthode des tranches.

N°de la tranche	1	2	3	4	5
$W_i(t)$	48.84	100.7	102.29	134	49.18
$\theta_i(^{\circ})$	25	16	9	-2	-13
$W_i \cos \theta_i(t)$	42.26	96.79	101.03	133.91	47.91
$W_i \sin \theta_i(t)$	20.64	27.75	16	-4.67	-11.06
$L_i(m)$	10.15	8.01	6.07	11.15	11.69
$U_i(t/m^2)$	2.35	4.85	6.45	4.6	1.55
$U_i \cdot L_i (t/m)$	23,85	38,84	39,15	51,29	18,11

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot l_i + \tan \varphi \cdot (\sum_{i=1}^n W_i \cdot \cos \theta_i - U_i \cdot l_i) + R_0}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$F_s = F_0 + \frac{R_0}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$\text{Avec : } F_0 = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot l_i + \tan \varphi \cdot (\sum_{i=1}^n W_i \cdot \cos \theta_i - U_i \cdot l_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

(F_0 : au moment de glissement ($F_0 = 1$))

$$R_0 = (F - F_0) \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i$$

$$R_0 = (1,4 - 1) \cdot 48,66$$

D'où $R_0 = 19,46 t$

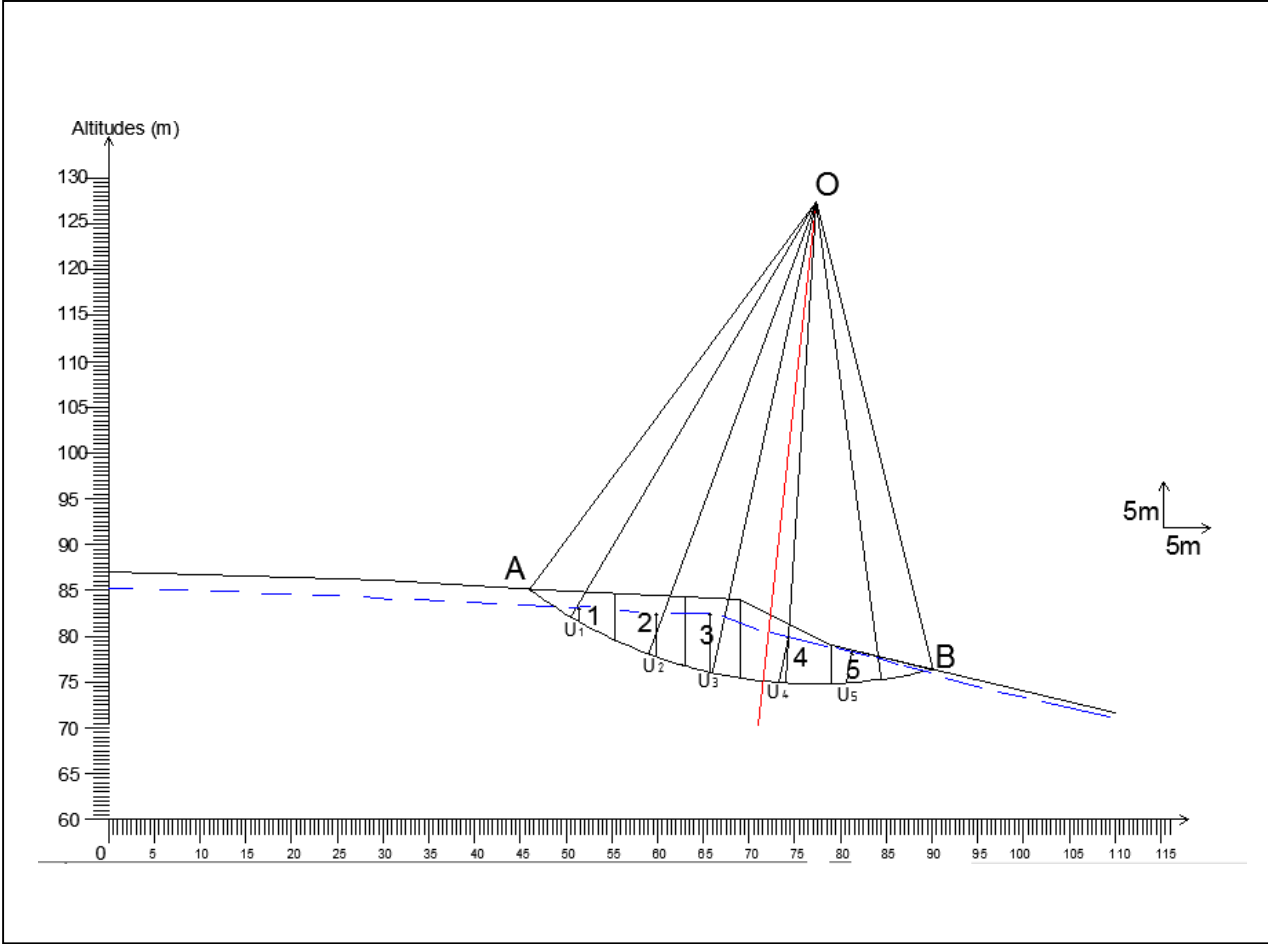


Figure IV.1 : Découpage en tranches du talus à réaliser.

IV.5. Calcul de l'effort horizontal T_0

L'angle que fait l'effort de clouage avec l'horizontale est $\beta_0 = 10^\circ$, (Figure IV.2).

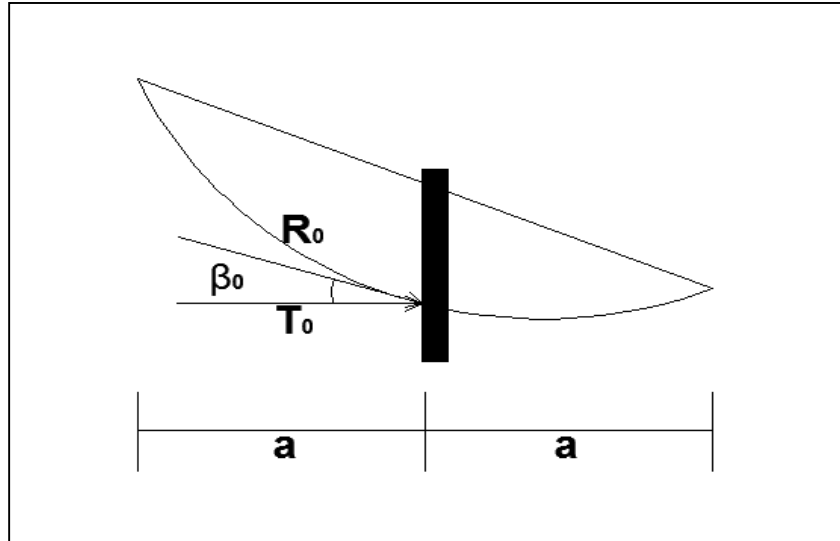


Figure IV.2 : Inclinaison de l'effort de clouage.

$$\text{On a } T_0 = R_0 \cdot \cos \beta_0 = 19,46 \cdot \cos 10^\circ$$

$$\text{D'où } T_0 = 19,16 \text{ t}$$

IV.6. Calcul du module pressiométrique E_m

$$\text{On a: } \varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

Où : H : épaisseur initiale de l'échantillon,

e_0 : Indice des vides initial correspondant à H_0

$$\text{Et on a } \Delta \sigma = -E_{oed} * \varepsilon$$

$$\text{D'ou } E_{oed} = -\frac{\Delta \sigma}{\Delta e} (1 + e_0)$$

À partir de la courbe oedométrique dans l'annexe on trouve :

$$E_{oed} = 33,42 \text{ bar}$$

$$\text{Et on a : } E_m = \frac{E_{oed}}{\alpha}$$

α : Coefficient de corrélation qui est égal à 2/3 dans notre cas (argile normalement consolidé) ; on trouve :

$$E_m = 50.13 \text{ bars}$$

IV.7. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu

IV.7.1. Calcul du coefficient de réaction linéique K_f

$$K_f = \frac{6 \cdot E_m}{1,33 \cdot \left(\frac{B_0}{B}\right) \cdot \left(\frac{2,65 \cdot B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{6 \cdot E_m}{1,33 \cdot \left(\frac{B_0}{B}\right) \cdot (2,65)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour } B \leq B_0$$

Avec E_m : module pressiométrique,

B_0 : Diamètre de référence, $B_0 = 0,6 \text{ m}$

B : Diamètre du pieu,

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol

$$K_f = \frac{6 \cdot 501,3}{1,33 \cdot \left(\frac{0,6}{0,8}\right) \cdot \left(\frac{2,65 \cdot 0,8}{0,6}\right)^{\frac{2}{3}} + \frac{2}{3}}$$

$$K_f = 1009,09 \text{ t/m}^2$$

IV.7.2. Inertie du pieu

$$I = \frac{\pi \cdot R^4}{4} = \frac{\pi \cdot 0,4^4}{4}$$

$$I = 0,0201 \text{ m}^4$$

IV.7.3. Calcul de la longueur élastique du pieu l_0

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{7 \cdot E_p \cdot I}{K_f}}$$

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{7 \cdot 3,2 \cdot 10^6 \cdot 0,0201}{1009,09}}$$

$$l_0 = 4.59 \text{ m}$$

IV.7.4. Calcul du moment maximal M_{max}

$$T(z) = T_0 \cdot D^*$$

Avec

$$D^* = e^{-z/l_0} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$M(z) = T_0 \cdot l_0 \cdot C^*$$

Avec

$$C^* = e^{-z/l_0} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

Le moment maximal est donné pour : $T(z) = 0$

Donc

$$T_0 \cdot e^{-z/l_0} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow z = l_0 \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$\Rightarrow z = 3,60 \text{ m}$$

Donc : $C^* = 0,32$

D'où $M_{max} = 28,14 \text{ t.m}$

IV.7.5. Diagramme des moments

$$M(z) = T_0 \cdot l_0 \cdot e^{-z/l_0} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

$$M(z) = 0 \Rightarrow \sin \frac{z}{l_0} = 0$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{z}{l_0} = 0 \Rightarrow z = 0 \\ \frac{z}{l_0} = \pi \Rightarrow z = 14.41 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau IV.2 : la variation du moment en fonction de la profondeur.

Z (m)	M _z (t.m)
0	0
3,60	28,14
8	18.40
14.41	0
16	-0,89

IV.7.6. Calcul du déplacement maximal

$$Y(z) = \frac{2 \cdot T_0}{K_f \cdot l_0} \cdot A^*$$

Avec

$$A^* = e^{-z/l_0} \cdot \cos \frac{z}{l_0}$$

Y_{max} est donné pour : $\frac{z}{l_0} = \frac{\pi}{4}$

Donc : $A^* = 0,32$

$$Y_{max} = \frac{2 \cdot 19,16}{1009,09 \cdot 4,59} \cdot 0,32$$

$$Y_{max} = 0,0026 \text{ m}$$

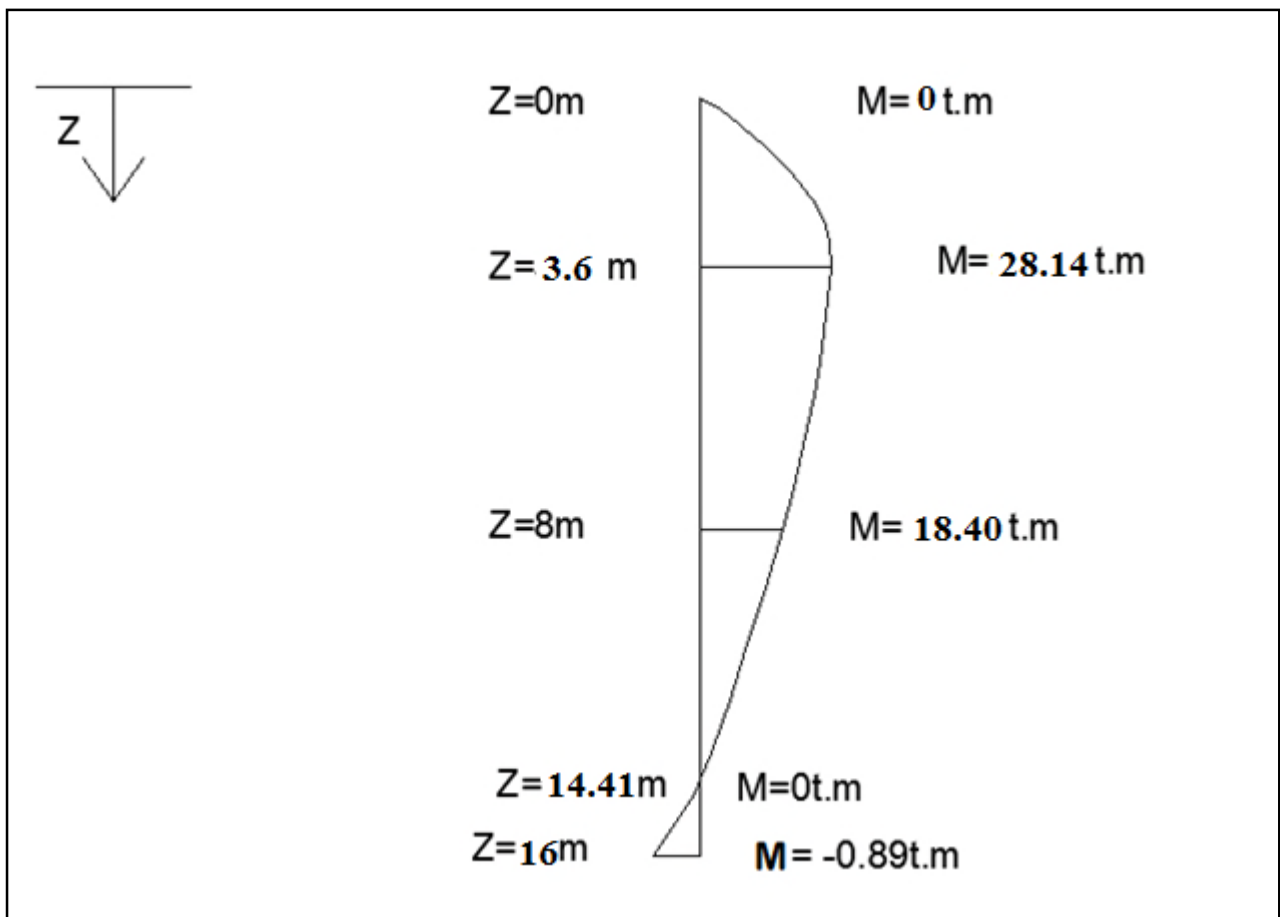


Figure IV.3 : Diagramme des moments.

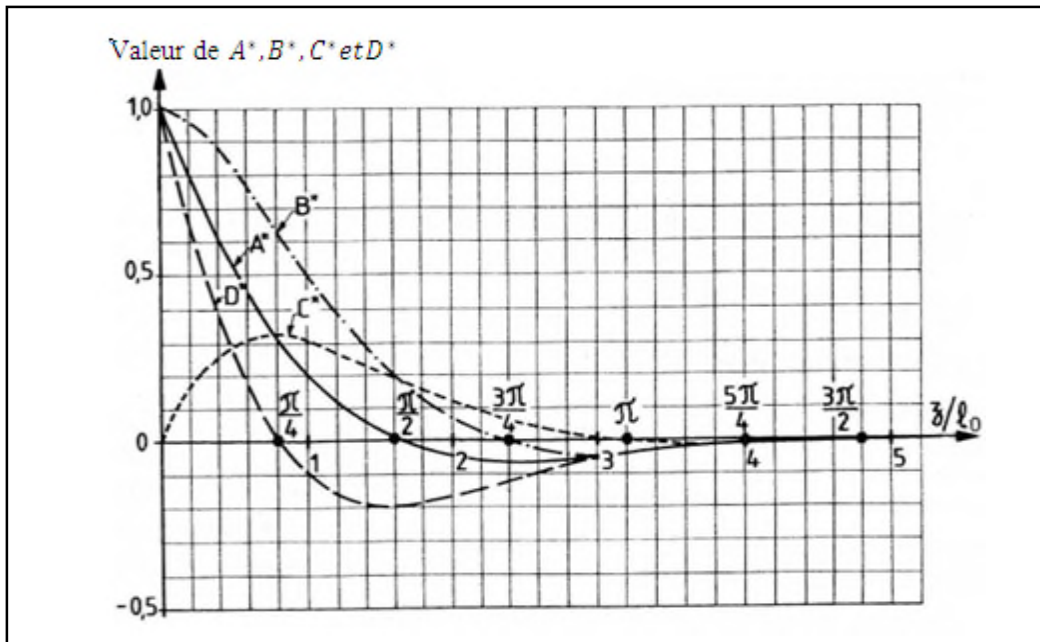


Figure IV.4 : Valeur des fonctions A^* , B^* , C^* et D^* .

IV.8. Ferrailage des pieux

Selon D.DIDIER

- Le nombre minimal des barres longitudinales est cinq.
- Pour les armatures longitudinales, le diamètre le plus utilisé est compris entre 16 mm et 40 mm .
- Le diamètre des armatures transversales est fonction de celui des armatures longitudinales, il est choisi entre 8 mm et 16 mm .
- L'écartement des cerces ou le pas des spires est inférieur ou égal à $0,35\text{ m}$.
- L'enrobage requis est généralement de l'ordre de 70 mm .

Dans notre cas :

$$\text{On a } D = 0,8\text{ m} < 1,1\text{ m}$$

$$\text{Donc } A_{\min} = 25\text{ cm}^2 \text{ (section minimale des armatures longitudinales).}$$

- **Calcul de l'effort normal**

$$N = R \cdot \sin\beta + \pi R^2 \cdot \gamma \cdot h$$

$$N = 19,46 \cdot \sin 10 + 3,14 \cdot 0,16 \cdot 2,5 \cdot 12$$

$$N = 18,45\text{ t}$$

En introduisant la valeur de M_{max} et de N dans le logiciel SOCOTEC (version 1.01, qui permet de calculer les sections d'acier selon les règles BAEL 91 à l'état limite ultime), nous a permis d'obtenir la section des armatures longitudinales suivante :

$$A_s = 16,49 \text{ cm}^2$$

On va ferrailer avec la section minimale $A_{min} = 25 \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adopté} = 25,13 \text{ cm}^2$$

On prend 8 $\emptyset 20 \text{ HA}$

On choisit des cerces de diamètre : $\emptyset = 8 \text{ mm}$

L'écartement entre les cerces : $S_t = 35 \text{ cm}$

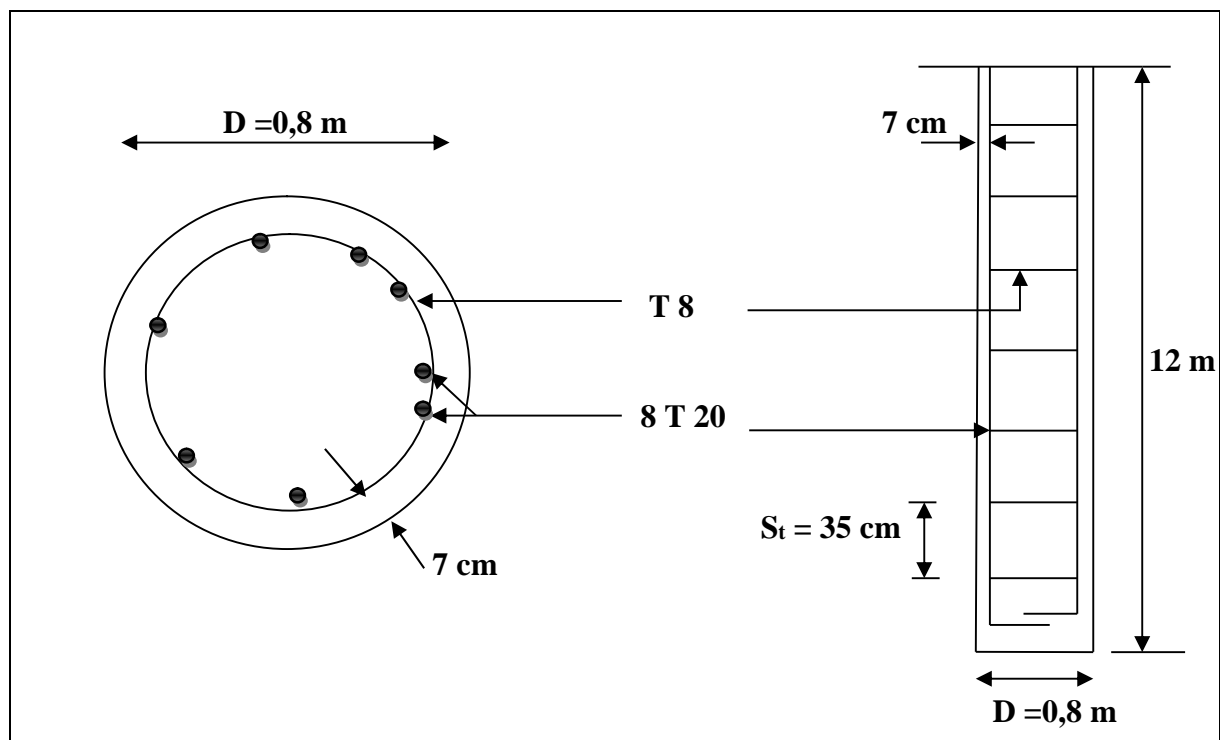


Figure IV.5. : Schéma de ferrailage du pieu.

IV.9. Niveau d'encrage

D'après le D.T.R.B.C 2.33.2 on prend un ancrage de 4 fois le diamètre du pieux, donc on prend un ancrage de $4m$ à partir de $8m$ de profondeur.

IV.10. Disposition des pieux

D'après le D.T.R.B.C 2.33.2 la distance entre axes et de 3ϕ qui est égal à $2,4m$ pour chaque deux pieux consécutif de la même rangé, et une distance de $2,07m$ entre deux rangé.

La disposition des pieux d'après Guide Veritas est indiquée dans le schéma suivant :

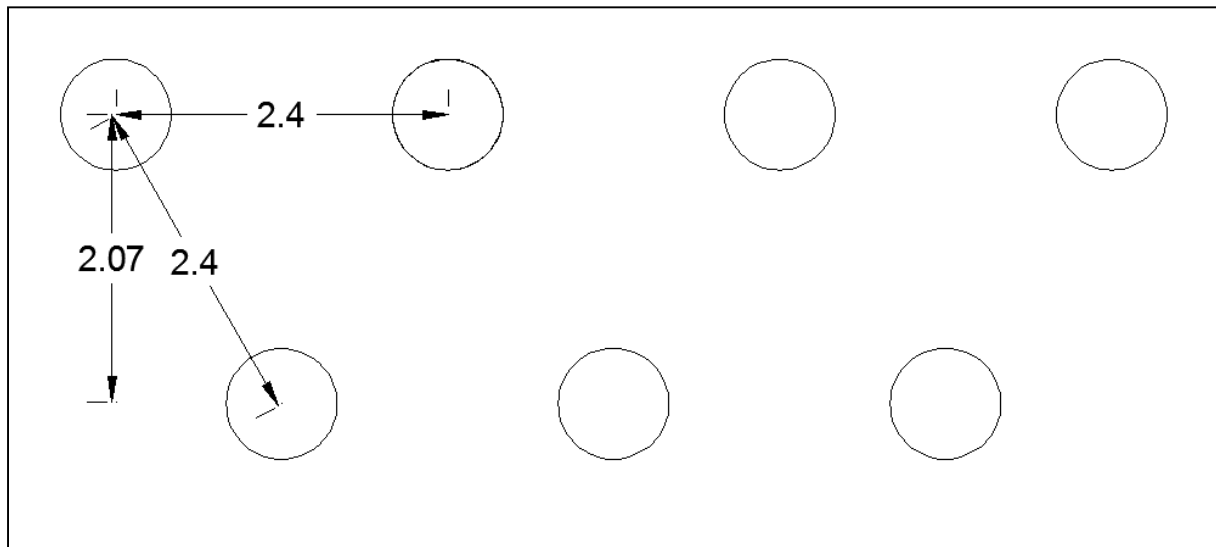


Figure IV.6. : Disposition des pieux.

IV.11. Butée de pied

Le chargement en pied est une technique généralement efficace, qui est fréquemment utilisée.

Il agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité de la pente instable. La surface de rupture étudiée est celle qui résulte de l'investigation (coupe de sondage, observation de terrain ...).

La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications :

- ✓ L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.
- ✓ L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements par exemple à l'aval.

On remarquera que les ouvrages de butée ainsi dimensionnés, en plus de leurs actions gravitaires, peuvent assurer un drainage du massif. Même si l'on ne recherche pas spécifiquement cet effet, il est recommandé d'utiliser un matériau drainant et auto stable, et organiser la collecte et l'évacuation des eaux, par exemple par un drain placé en fond de fouille et un collecteur. Dans tous les cas, on veillera à disposer un tapis drainant.

IV.11.1. Calcul de stabilité de la butée

IV.11.1.1. Calcul de l'effort (T) que doit reprendre la butée

Pour le calcul du confortement par butée on adopte le profil représenté dans la figure suivante :

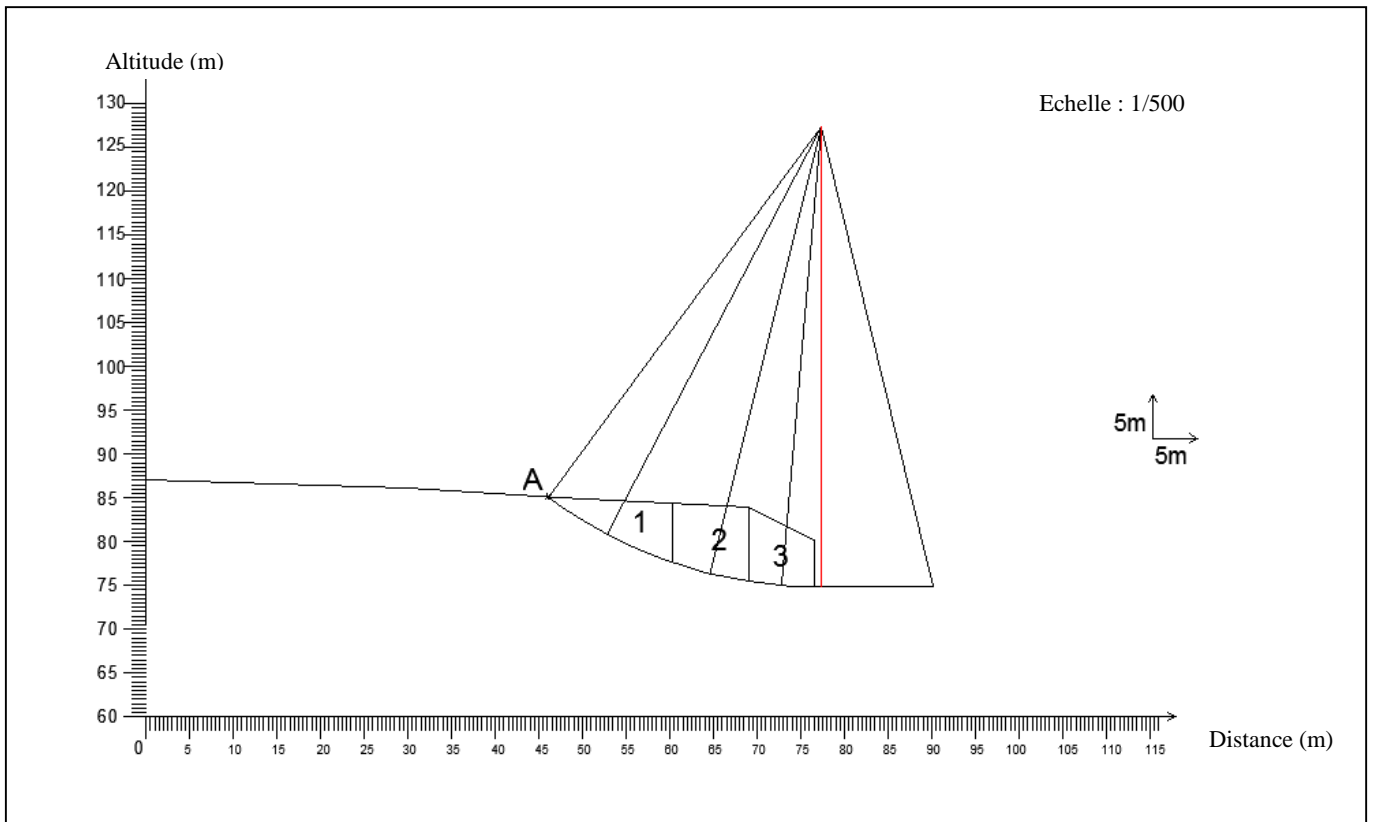


Figure IV.7: Découpage en tranche du nouveau talus pour l'étude de la butée.

Le poids des tranches W et l'angle θ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-3: Résultats de calcul de la méthode des tranches.

N° de la tranche	1	2	3
$W_i(t)$	54,98	67,48	52,87
$\theta_i(^{\circ})$	24	14	5
$W_i \cdot \cos\theta_i(t)$	50,22	65,47	52,66
$W_i \cdot \sin\theta_i(t)$	22,36	16,32	4,6
$l_i(m)$	14,31	8,7	8,4
$U_i(t/m^2)$	2.35	4.85	6.45
$U_i \cdot L_i (t/m)$	33,62	42,19	54,18

On admet une augmentation du coefficient de sécurité F de 40 % pour le confortement.

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot l_i + \tan \varphi \cdot (\sum_{i=1}^n (W_i \cdot \cos \theta_i - U_i \cdot L_i)) + R}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$F_s = F_0 + \frac{R}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$R = (F - F_0) \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i$$

$$R = (1,4 - 1) \cdot 43,28$$

D'où $R = 17,31 \text{ t}$

L'angle que fait l'effort R avec l'horizontale est $\beta = 2^\circ$,

Donc : $T = R \cdot \cos \beta = 17,31 \cdot \cos 2$

D'où $T = 17,3 \text{ t}$

IV.11.1.2. Estimation du volume du remblai

➤ Calcul du volume du remblai

On a: - TVO : $\gamma_d = 2,2 \text{ t/m}^3$

$$\varphi_{TVO} = 35^\circ$$

$$C_{TVO} = 0$$

$$\frac{\sum F_{sta}}{\sum F_{ren}} \geq 1,5$$

$$\sum F_{sta} \geq 1,5 \cdot \sum F_{ren}$$

$$W \cdot \cos \theta \cdot \tan \varphi \geq 1,5 \cdot T$$

$$W = \frac{1,5 \cdot T}{\tan \varphi}$$

$$W = \frac{1,5 \cdot 17,3}{\tan 30}$$

$$W = 45,52 \text{ t}$$

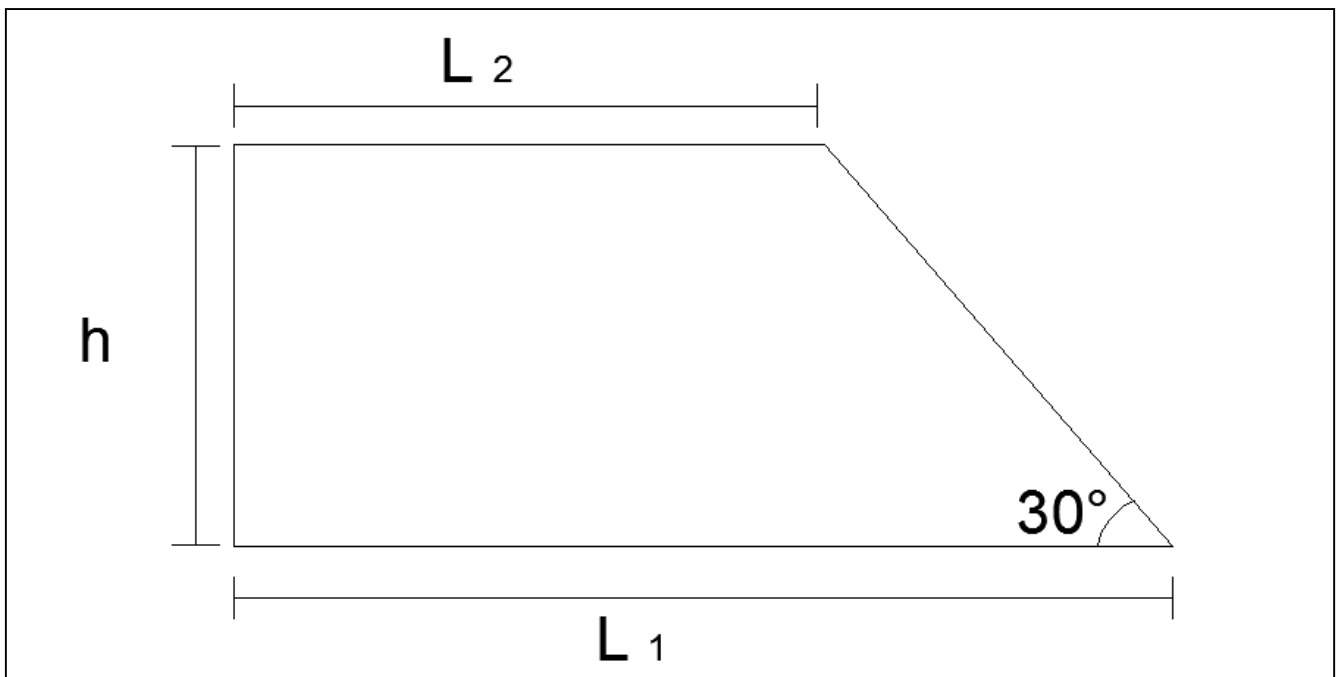


Figure IV.8: Schéma de la butée à réaliser.

$$W = \gamma_d \cdot S \cdot 1$$

$$S = \frac{W}{\gamma_d}$$

$$S = 20,69 \text{ m}^2$$

$$\tan 30 = \frac{H}{L_1 - L_2} \quad / \quad H = 3 \text{ m}$$

$$L_1 - L_2 = 5,19 \text{ m}$$

$$L_1 = 5,19 + L_2$$

D'où
$$S = \frac{(L_1 + L_2) \cdot H}{2}$$

$$\Rightarrow 20,69 = \frac{(5,19 + 2 L_2) \cdot 3}{2}$$

$$L_2 = 4,3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L_1 = 5,19 + 4,3$$

$$L_1 = 9,5 \text{ m}$$

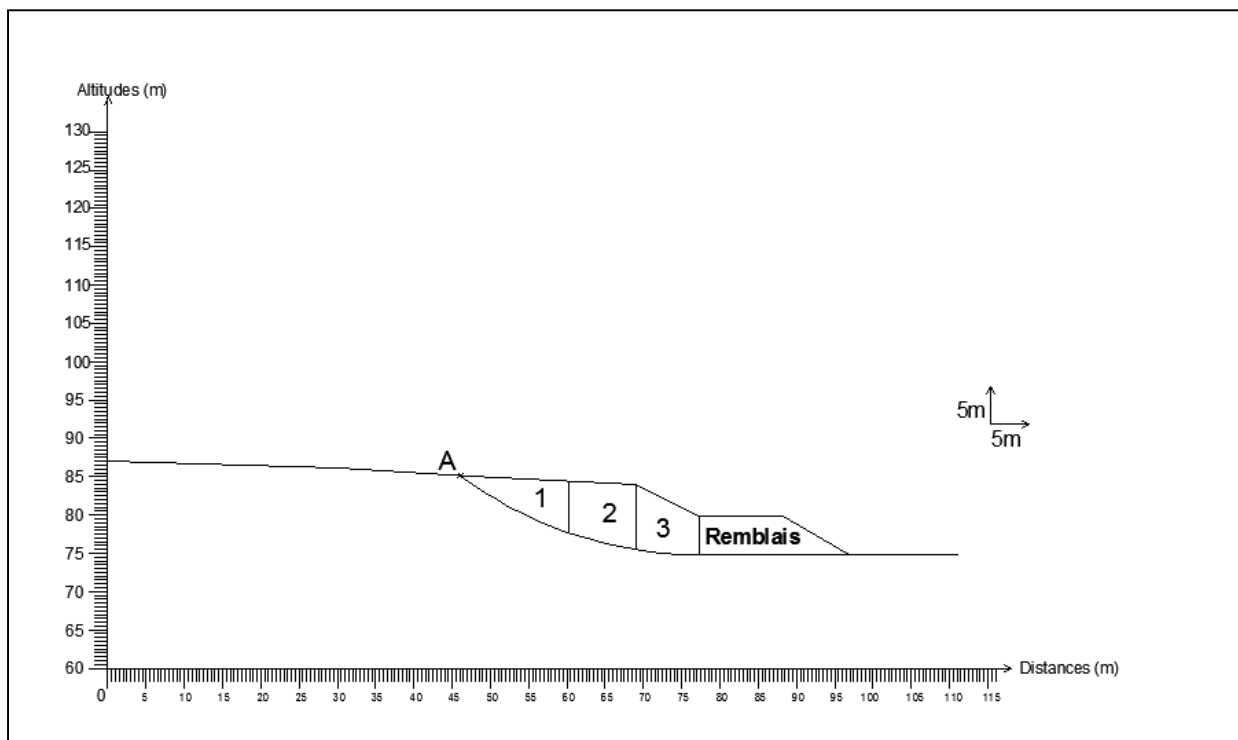


Figure IV.9. : Emplacement de la butée de pied.

IV.12. Vérification de la stabilité du talus [2]

Il est vraisemblable qu'un remblai cohérent puisse tenir sans soutènement sur une hauteur voisine de $2l_0$.

$$l_0 = \frac{2C}{\gamma} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$C = 0,42 \text{ bar}$$

$$\gamma = 2,31 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 12^\circ$$

D'où

$$l_0 = \frac{2 * 4,2}{2,31} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$l_0 = 4,49 \text{ m}$$

Donc : la condition est vérifiée.

Chapitre V : Estimation économique

V.1. Introduction

Le but de notre étude, ce n'est pas seulement d'avoir un certain nombre de résultat technique, mais le plus important c'est de l'avoir d'une manière économique, donc il faut faire une étude économique comparative entre les deux solutions proposées dans le calcul du confortement pour voir laquelle coûtera moins cher pour cela, on va faire des calculs permettant de comparer les prix et de déterminer le cout prévisionnel de chaque solution.

V.2. Les éléments à calculer

Les éléments qui entre dans le calcul de chaque méthode sont :

- les pieux
- Pour la butée de pied :
 - ✓ Le TVO.
 - ✓ Le terrassement
 - ✓ Le compactage

V.3. Calcul de la quantité des matériaux pour la butée de pied

- le poids du TVO :

$$V_{Tvo} = 4138 \text{ m}^3$$

$$P_{Tvo} = 9103.6 \text{ t}$$

- Le poids des terres à terrasser

$$V_{Ter} = 2400 \text{ m}^3$$

$$P_{Ter} = 5040 \text{ t}$$

Avec : V_{Tvo} : Le volume du TVO

P_{Tvo} : Le poids du TVO

P_{Ter} : Le poids des terres à terrasser

V_{Ter} : Le volume des terres à terrasser

V.4. Calcul des prix

V.4.1. Les prix unitaires

Tableau V.1. Les prix unitaires.

Eléments	Les prix
TVO	500 DA / t
Terrassement	300 DA/ t
Pieux forés	32500 DA/ml
Compactage	1500 DA/ m ³

V.4.2. Calcul des prix globaux des éléments

V.4.2.1. Les pieux forés : (166 pieux)

Le prix d'un pieu est : $32500 \cdot 12 = 390000 \text{ DA}$

Le prix global des pieux est : $390000 \cdot 166 = 64740000 \text{ DA}$.

V.4.2.2. La butée de pieds

Le prix du TVO est : $9103,6 \cdot 500 = 4551800 \text{ DA}$

Le prix du terrassement : $5040 \cdot 300 = 1512000 \text{ DA}$

Le prix de compactage : $4138 \cdot 1500 = 6207000 \text{ DA}$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des prix des pieux forés et de la butée de pied.

Eléments		Prix global
Butée de pied	Terrassement	1512000DA
	TVO	4551800 DA
	Compactage	6207000 DA
Total (la butée de pied)		12270800 DA
Pieux forés		64740000 DA

V.5. Conclusion

D'après les résultats de la comparaison économique entre les pieux forés et la butée de pied, on constate que le prix de réalisation des pieux forés est plus élevé que celui de la butée de pied, donc cette dernière est plus intéressante économiquement.

Conclusion générale

Les glissements de terrain comptent parmi les facteurs affectant la stabilité des massifs en pente. Seuls, ou associés à d'autres paramètres (suppression interstitielle, chargement en amont, déchargement en aval, etc.), ils provoquent des mouvements de masse (notamment dans les sols meubles et les roches argileuses tendres) souvent spectaculaires (déplacement sur une longue distance, escarpement, bourellets éventuels ; etc.)

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour but d'étudier la stabilité du glissement de terrain du site universitaire de Bejaia, et de proposer une méthode convenable pour son confortement.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Dans le calcul de stabilité, les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu de données (la géométrie, des propriétés du sol), n'excèdent pas de plus de 10% pour les deux méthodes que nous avons utilisés dans cette étude (la méthode des tranches de Fellenius et la méthode globale).

Les techniques de stabilisation relèvent de trois principales actions :

- ✓ les terrassements,
- ✓ les drainages,
- ✓ les renforcements.

Il est évidemment possible d'associer différentes actions afin d'obtenir le gain de sécurité vis-à-vis de la stabilité que l'on souhaite.

Bibliographie

- [1] Gilles Sève et Pierre Pouget (1998), « Stabilisation des glissements de terrain »
- [2] G. Sanglerat et J. Costet. (1983), « Cours pratique de mécanique des sols (calcul des ouvrages) », tome II.
- [3] G. Philipponnat. (1998), « fondations et ouvrages en terre », édition Eyrolles.
- [4] Etude d'un glissement de terrain avec Geostudion 2004 mémoire fin d'étude.
- [5] Etude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs au Maroc.
- [6] Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements Mezghitane (jijel), mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia.
- [7] Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain d'oued ghir (bejaia), mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia.
- [8] Jean-pierre et Magnan << Géotechnique, mécanique des sols et des roches >>.
- [9] Slope 2007 engineering book.
- [10] D. Didier, M. Lebrazidec : « précis : structures de génie civil, projets dimensionnement, normalisations » Edition Nathan, 1998.
- [11] D.T.R.BC2.33.2 : méthodes de calcul des fondations.
- [12] « Guide Veritas ».
- [13] documents de laboratoire Soummam.
- [14] Risque liés aux mouvements de terrain dans Tell Constantinois mémoire de magistère, Université Batna.



Client : DUC

N° Projet : 03-EG -2012

Projet : Etude du glissement de l'université

Endroit : abderrahmane mira

Sondage n° : 01

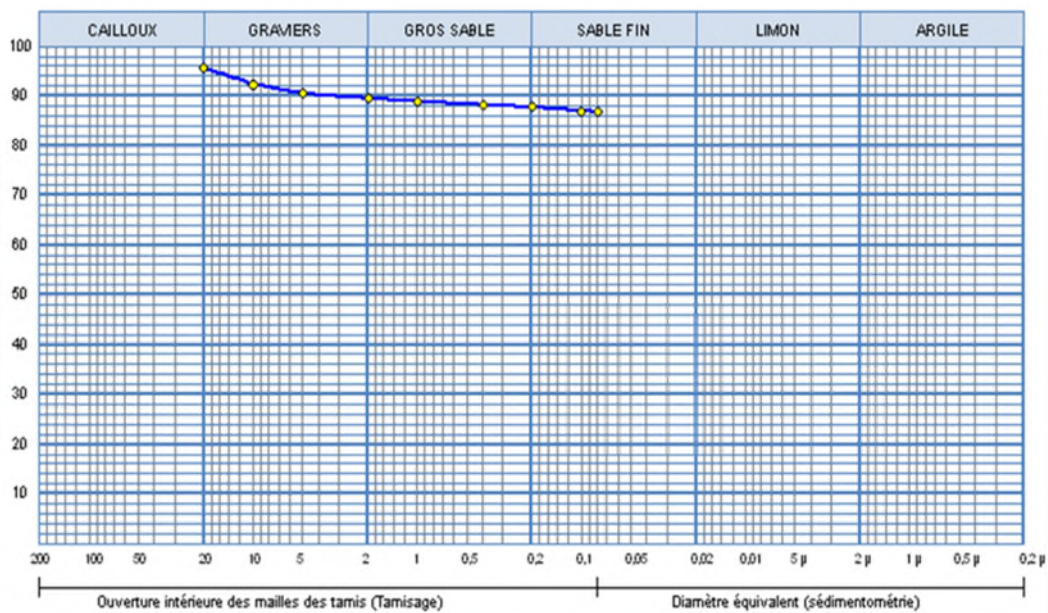
—●— Sondage: 01 : 5 à 5.8 m

Profondeur : 5 à 5.8 m

Matériaux :

Provenance :

Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
20,00	95,65		
10,00	92,36		
5,00	90,43		
2,00	89,45		
1,00	88,88		
0,40	88,13		
0,20	87,71		
0,10	86,96		
0,08	86,73		

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat*
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—●—	86,73 %	%	%	0 %	

© SOUMMAT 2007

Remarque :

Cité

Préparé par :

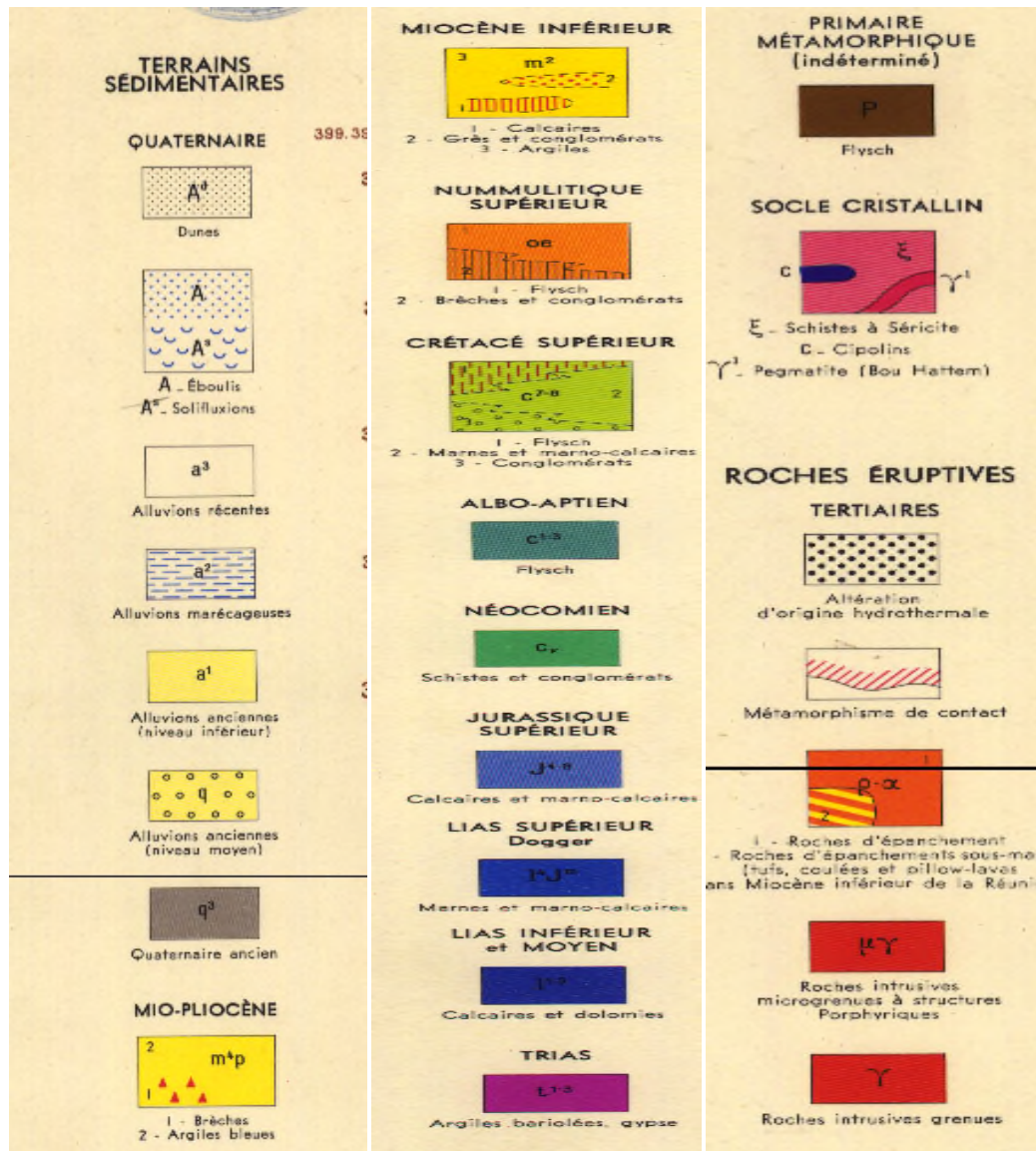
T.GHANEM

Approuvé par :

A.DJOUEDER

Date :

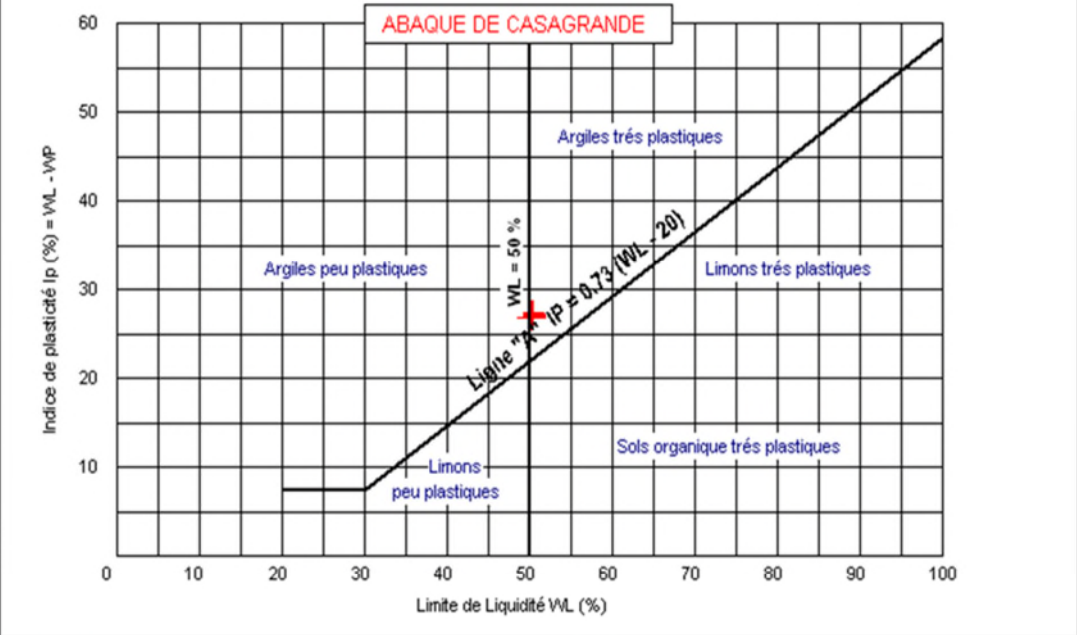
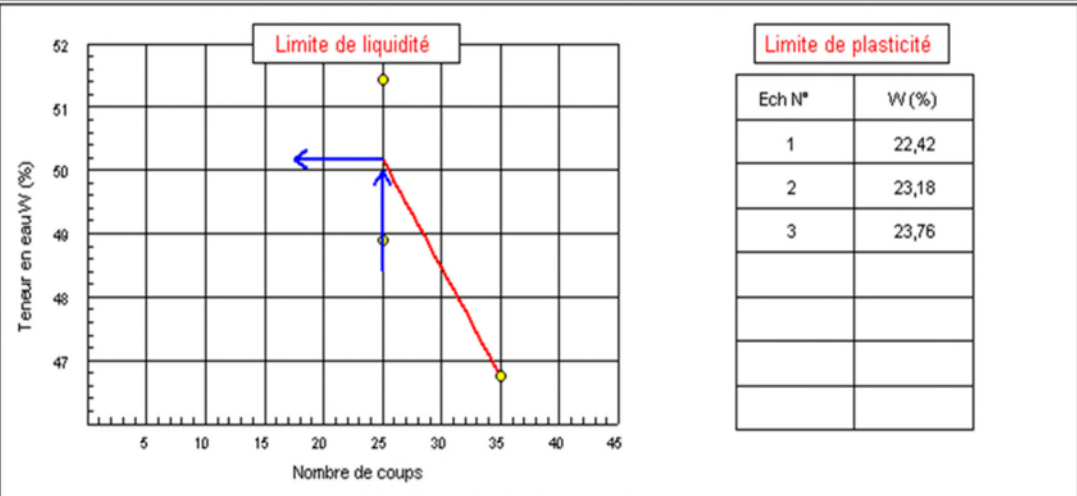
LEGENDE





Client : DUC	N° Projet : 03-EG -2012
Projet : Etude du glissement de l'université	
Endroit : abderrahmane mira	
Sondage n° : 01	Date essais :
Profondeur : 5.2 à 6.00 m	
Nature :	

Limite de Liquidité (%) : WL = 50,17	Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 23,12
Limite de Plasticité (%) : WP = 23,12	
Indice de Plasticité (%) : IP = 27,05	

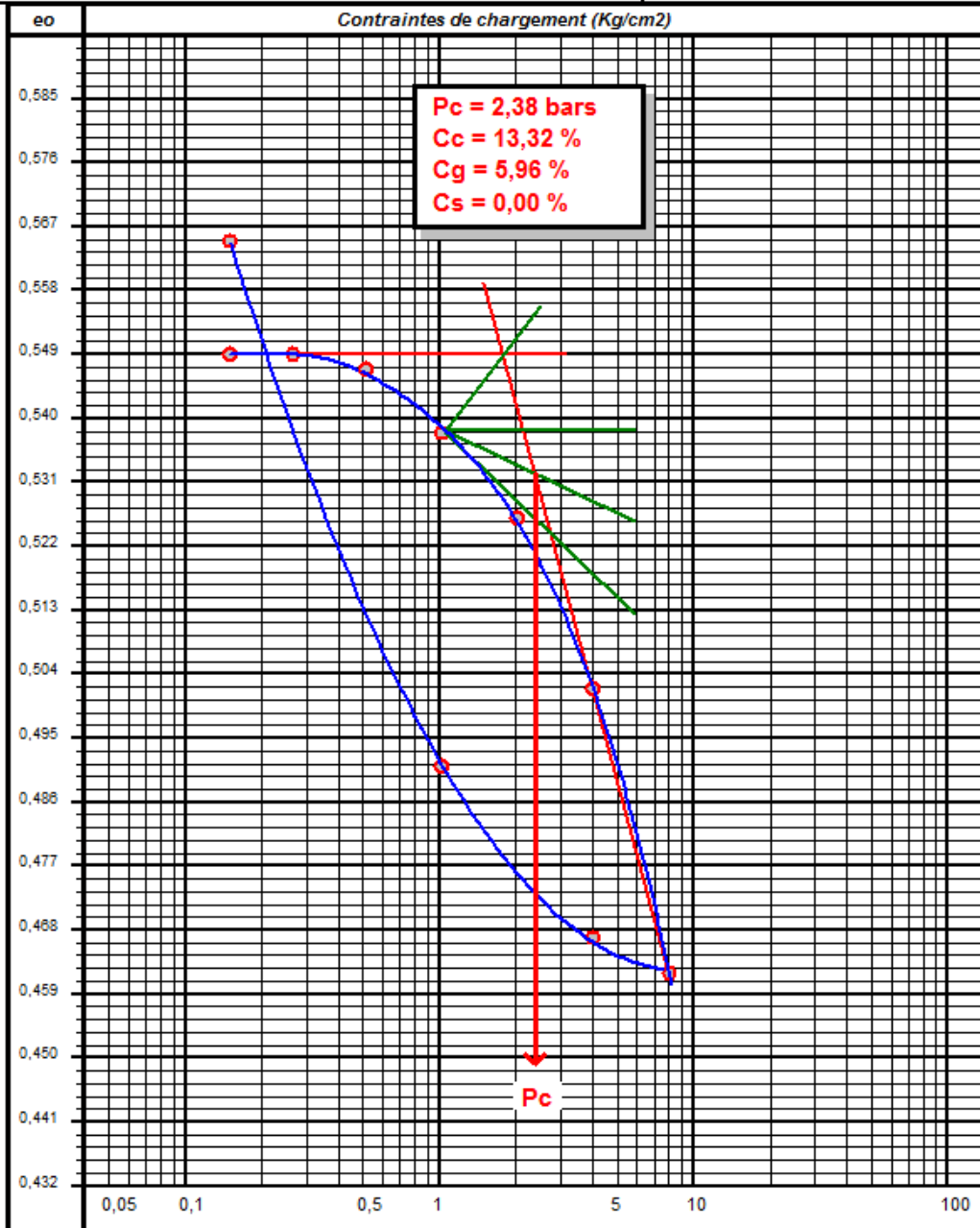


Remarque :

Préparé par : T. GHANEM	Approuvé par : A. DJOUDER	Date :
----------------------------	------------------------------	--------

ESSAI OEDOMETRIQUE

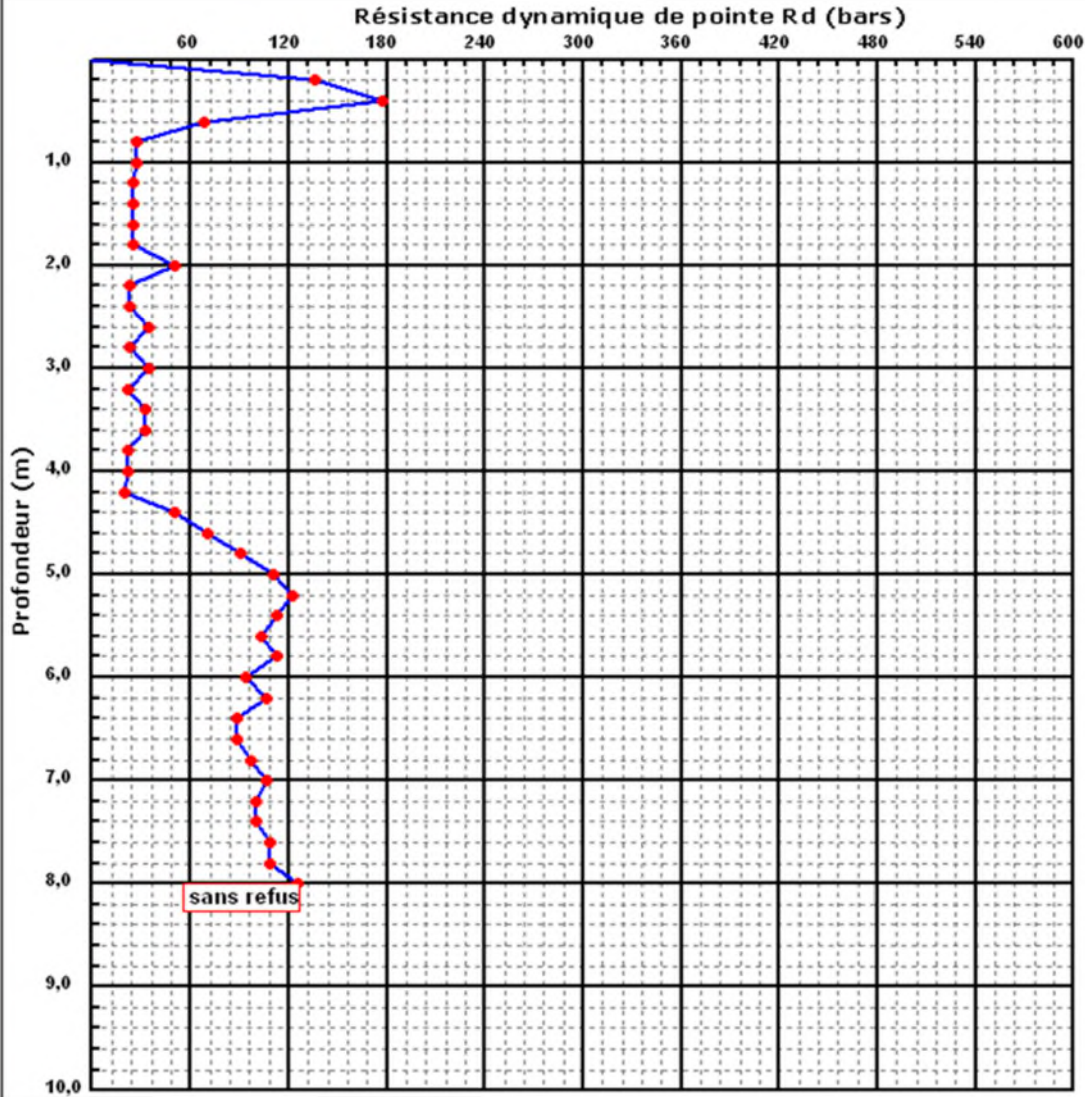
Dossier N° :	Réf Sondage :
Etude : CHLEF	Profondeur : E3 5,40/5,60
Lieu : A/S2 A31	Date essai : 6/11/2002
Client :	





INTITULE : Etude du glissement de l'université
 N°DOSSIER : 03-EG -2012
 LIEU : Université Abderrahmane Mira
 CLIENT : DUC
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P 01
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X: Z:
 Y:



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 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') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

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



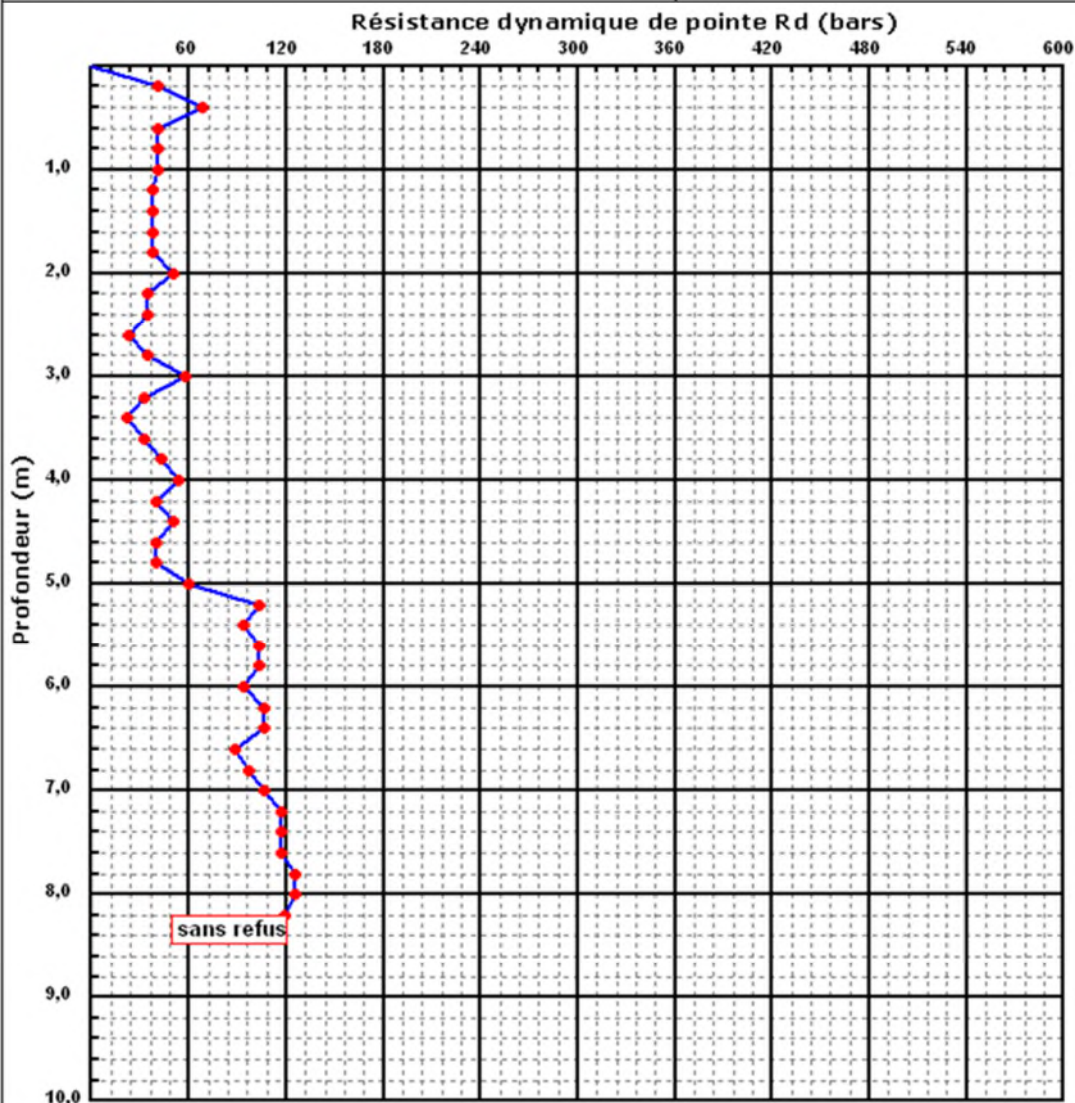
INTITULE : Etude du glissement de l'université
 N°DOSSIER : 03-EG-2012
 LIEU : Université Abderrahmane Mira
 CLIENT : DUC
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P2

Localisation :

Coordonnées GPS :

X: Z:
 Y:



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

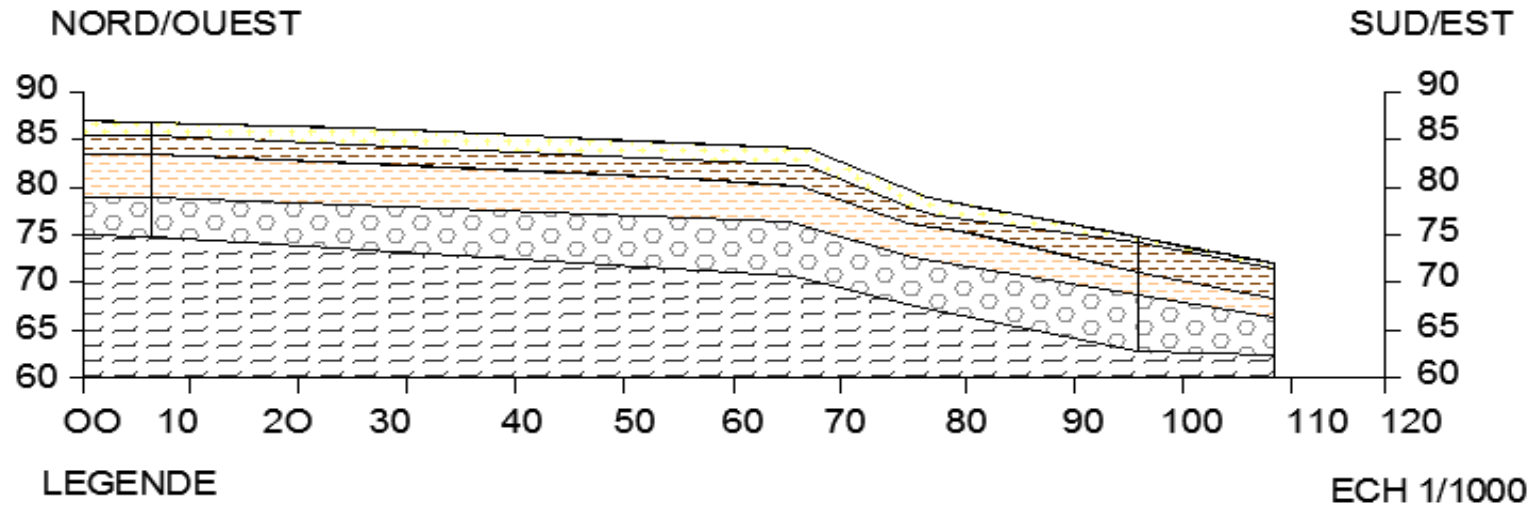
Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 75 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm




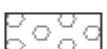
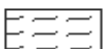
Formule de Battage :


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

profil lithologique selon les sondages SC4 et SC5



LEGENDE

-  remblais
-  argile limoneuses graveleuses
-  argile limon-sableuse à passage d'alluvions fin à moyenne
-  argiles marneuses grise à noirâtre avec passage d'alluvions fine à moyenne
-  marne argileuse moyennement compacte

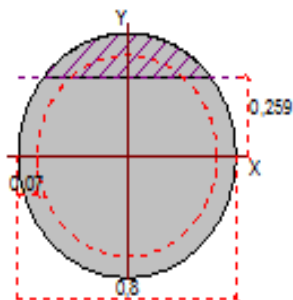
	BaelC - Version 1.01.026	15/06/13
	sans nom	Page 1 / 1

Données saisies :

Diamètre de la section circulaire :	0,8	m
Distance du odg des armatures au parement :	0,07	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite d'élasticité d'acier :	400	MPa
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	184,5	kN
Moment fléchissant ELU :	245,2	kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section totale d'armatures :	16,49	cm ²
La solution est trouvée au Pivot A.		
Position de l'axe neutre : $Y_0 = 0,259$ m		





RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC N°01

Projet : GLISSEMENT DU SITE UNIVERSITE

Dossier N° : 03.EG.2012

Endroit :

Client : DUC

Date début : 13.03.2012
 Date fin : 14.03.2012
 Profondeur forée (m) : 12
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage :
 Type forage :
 Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération			SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75										
-0,50	0,50												Remblai hétérogène.	
1,0													Argiles limono- graveleuses.	
2,0													Argiles limono- sableuses	
3,0													Alluvions moyennes (argiles, sables et graviers).	
4,0	-3,60 3,60												Argiles grise à noirâtres avec passage d'alluvions fines à moyennes à amas de marne	
5,0	-5,00 5,00												Fin du forage à une profondeur de 12 m.	
6,0														
7,0														
8,0														
9,0	-9,50 9,50													
10,0														
11,0														
12,0	-12,00 12,00													
13,0														
14,0														
15,0														
16,0														
17,0														

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

ABREVIATIONS :

CF : Carotte finale
 TM : Tube à paroi fine
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimimentologie
 L : Uniles d'Allenberg (W, L, P)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (G_s, G_w)
 AC : Analyse chimique
 CR : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

27/05/2012

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC N°04

Projet : GLISSEMENT DU SITE UNIVERSITE

Dossier N° : 03.EG.2012

Endroit :

Client : DUC

Date début : 22.03.2012
 Date fin : 26.03.2012
 Profondeur forée (m) : 12
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage :
 Type forage :
 Foreuse :

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RGD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
			25	50	75	100										
1.0														Remblais en TVO		
2.0														Argiles limoneuses graveleuses à caillouteuses		
3.0	-3.00	3.00												Argiles limono- sableuses à passage d'alluvion fines à moyennes		
4.0														Argiles grise à noirâtres avec passage d'alluvions fines à moyennes à amas de marne.		
5.0	-5.00	5.00												Fin du forage à une profondeur de 12 m.		
6.0																
7.0																
8.0																
9.0	-9.00	9.00														
10.0																
11.0																
12.0	-12.00	12.00														
13.0																
14.0																
15.0																
16.0																
17.0																

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

ABREVIATIONS :

CF : Carotte fermé
 TM : Tête à paroi lisse
 PS : Tête à paroi file
 CR : Tête carottier
 TO : Tête ouvert

AG : Analyse granulométrique
 G : Géométrie
 L : Limites d'Atterberg (VLI, PI)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (G_s, G_w)
 AC : Analyse chimique
 CID : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Rectus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

27.05.2012

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC N°05

Projet : GLISSEMENT DU SITE UNIVERSITE

Dossier N° : 03.EG.2012

Endroit :

Client : DUC

Date début : 24.03.2012
 Date fin : 25.03.2012
 Profondeur forée (m) : 12
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage :
 Type forage :
 Foreuse :

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
0.00	-0.60													Remblais hétérogène.	
1.00	0.60													Argiles graveleuses brunes.	
2.00	-2.50													Alluvions fines à grossières (argiles, galets et graviers).	
3.00	2.50														
4.00														Argiles grises à noirâtres avec passage d'alluvions fines à moyennes à amas de marne.	
5.00															
6.00	-6.50														
7.00	6.50														
8.00														Fin du forage à une profondeur de 12 m.	
9.00															
10.00															
11.00															
12.00	-12.00														
13.00	12.00														
14.00															
15.00															
16.00															
17.00															

REMARQUES :

TYPE D'ÉCHANTILLON :

ABREVIATIONS :

CF : Carotte fermé
 TM : Tête à paroi lisse
 PS : Tête à position fixe
 CR : Tête carottier
 TO : Tête ouvert

AG : Analyse granulométrique
 G : Gélinométrique
 L : Uniflex d'Atterberg (VLLIP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique (G_s, G_w)
 AC : Analyse chimique
 CR : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Rektu à l'embèvement

Préparé par :

Vérifié par :

27.05.2012

Page : 1 de 1