



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE 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'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Géotechnique.

Thème :

Etude de stabilité, modélisation et confortement du glissement de terrain de la cité des 50 logements MEZGHITANE (JIJEL)

Réalisé par :

Mr. KHELIL Nassim

Mr. SENAD Bilal

Encadré par :

Mr .T. KHEFFACHE

Jury:

Mr. O.SADAoui

Mr. H.BENDADouche

Dédicaces

-Aux deux personnes que j'ai tant aimé qu'elles assistent à ma soutenance : mon cher père et ma chère mère.

-A mes très chers frères et sœurs qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour

-A la mémoire de mes deux grands-parents

-A ma chérie qui a été toujours là pour moi, et qui m'a donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'elle trouvera dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

-A Mrs T.KHEFACHE et H.BENDADOUCHE qui ont contribué vraiment à la réalisation de ce travail.

-Tous les enseignants qui ont participé à mon épanouissement.


-A mes chers et fidèles amis, et les autres, merci pour tous les moments inoubliables qu'ont a eu le long de notre amitié.

-A la mémoire des martyres de l'Algérie et de nos ancêtres berbères. Les éminents savants, et chercheurs qui nous ont permis le savoir. Ceux qui n'ont jamais fait des études. Et tous ceux qui les ont interrompus pour x ou y.

-A tous mes collègues de la promotion géotechnique et amis

-A mon cher intime collègue SENAD Bilal

A vous tous Je dédie ce modeste travail.

 KHELIL Nassim

Dédicaces

A la lumière de ma vie, ma très chère mère et mon cher père, que dieu les gardes pour moi.

A mes chers frères et sœurs qui ont été toujours là pour moi, et qui m'on donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.


A toute la promotion géotechnique et mes amis : SAMIR, FOUAZ, IMAD, MOULOUD, JEAMS, SOUAD, KOKO, MALIKA,....

-A Mrs. T.KHEFACHE et H.BENDADOUCHE qui ont contribué vraiment a la réalisation de ce travail.

A mon cher collègue KHELIL Nassim

A tous ceux qui me sont chers ;

Je dédie ce travail pour leur exprimer ma gratitude et ma reconnaissance.

 SENAD Bilal

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier le 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, nos amis et enseignants particulièrement à :

- Mr H.BENDADOUCHE: (chargé de cours à l'université de Bejaia)*
- Mr T.KHEFFACHE : notre encadreur et enseignant.*

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.*

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

Introduction générale	1
------------------------------	---

PARTIE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : Généralités

I.1. Introduction	2
I.2 .Description du glissement de terrain	2
I.3. Définition du glissement de terrain	2
I.4. Morphologie d'un glissement de terrain	3
I.5. Les types de glissements de terrain	4
I.5.1. Vitesse et durée des mouvements	4
I.5.1.1. pente naturelle	5
1) Les glissements	5
A. Plans	6
B. Rotationnels simples	6
C. Rotationnels complexes	7
D. quelconques	7
2) Les écroulements et les éboulements	9
3) Solifluxion, coulées boueuses et glissements coulées	12
4) Le fluage	14
I.5.1.2. Talus artificiels	15

CHAPITRE II: Causes et processus d'étude d'un glissement de terrain

II.1. Introduction	16
II.2. Nature des terrains constituant le versant	16
II.3. Les facteurs déclenchant	16
II.3.1. Rôle des secousses sismiques	16
II.3.2. Rôle de l'eau	17
II.4. Les facteurs extérieurs	17
II.4.1. Le climat (causes hydriques)	17
II.4.2. Le climat (causes thermiques)	18
II.4.3. Causes mécaniques (vibrations)	18

II.4.4. Causes mécaniques (modification de la géométrie)	18
II.5. Les facteurs anthropiques	18
a- Les constructions sur pente	18
b- Déblai sur pente	19
c- Modification de l'utilisation des sols	19
II.6. Les effets dommageables possibles	19
II.6.1. Glissements de terrain	19
a) Intensité forte	19
b) Intensité moyenne	20
c) Intensité faible	20
II.6.2. Processus d'éboulement	20
a) Intensité forte	20
b) Intensité moyenne	21
c) Intensité faible	21
II.6.3. Coulées de terre	21
a) Intensité forte	21
b) Intensité moyenne	21
c) Intensité faible	22
II.7. Conclusion	22
II.8. Processus d'étude d'un glissement de terrain	23
II.8.1. Introduction	23
II.8.2. Topographie d'une zone instable	23
II.8.2.1. Établissement des cartes topographiques	23
II.8.3. Géologie du site	23
II.8.3.1. Etablissement des cartes géologiques	23
II.8.4. Hydrologies et hydrogéologie du site	24
II.8.4.1. Climatologie de la région	24
II.8.4.2. Hydrologie de surface	24
II.8.4.3. Hydrogéologie du site	24
II.8.5. Etude géotechnique	24
II.8.5.1. Sondages et prélèvement d'échantillon	25
II.8.5.2. Valorisation des sondages	25
II.8.5.3. Les essais au laboratoire	26

II.8.5.4. Les essais in-situ (pressiomètre, pénétromètre, scissomètre)	26
II.8.6. calculs de coefficient de sécurité F_s	26
II.8.7. Etudes géophysique	26
II.8.7.1. La prospection électrique	26
II.8.7.2. La prospection sismique	27

CHAPITRE III : Méthodes de calcul et de confortement

III.1. Introduction	28
III.2. Notion sur le coefficient de sécurité	28
III.3. Les méthodes basées sur l'équilibre limite	30
III.3.1. Méthode globale	30
III.3.2. Méthode des tranches	32
III.3.2.1. Principe de la méthode	32
III.3.2.2. Méthode de FELLENIUS (1936)	32
III.3.2.3. Méthode de BISHOP simplifiée (1954)	34
III.3.3. Méthode des éléments finis	34
III.4. Choix des Caractéristiques mécaniques à prendre en compte	35
III.4.1. Choix des paramètres géotechniques	35
III.4.2. Notion de drainé et non drainé	35
III.4.3. choix des paramètres de cisaillement de pic et résiduel	36
III.5. Choix du coefficient de sécurité	37
III.6. Analyse automatique de la stabilité au glissement	37
III.7. Conclusion	38
III .8. Méthodes de confortement des glissements de terrain	39
III .8.1. Introduction	39
III .8.2. Première technique : les terrassements	41
III .8.3. Deuxième technique : dispositifs de drainages de surface	43
III .8.4. Troisième technique : introduction des éléments résistants	47
III .8.5. Conclusion	51

PARTIE II : PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE IV : Présentation du site et étude géotechnique

IV.1.Introduction	52
IV.2. Eléments de géographie	52
IV.3. Situation	52
IV.4. Climat	52
IV.5. Relief	52
IV.6. Sismicité	53
IV.7. Les profils couvrants le site	53
IV.8. Etude géotechnique	55
IV.8.1. Introduction	55
IV.8.2. Essais in-situ	55
IV.8.2.1. Sondages carottés	55
IV.8.2.2. Le pénétromètre dynamique, Dynamic Pénétration Test (DPT) ou (PDL) ...	56
a. But de l'essai	56
b. Principe de l'essai PDL	56
c. Domaine d'utilisation de l'essai PDL	57
IV.8.3. Les moyens d'étude au laboratoire	58
IV.8.3.1. Essais d'identification	58
a. L'analyse granulométrique	59
b. La teneur en eau	60
c. Les densités	60
d. Les limites d'Atterberg	61
IV.8.3.2. Essais mécaniques	62
a. Essai de cisaillement rectiligne	62
IV.8.3.3. Analyse chimique	64
IV.8.4. Les profils qui couvrent la zone glissée	64

CHAPITRE V : Calcul de stabilité et étude de confortement

V.1. Introduction	66
V.2. Définition du type de glissement de 50 Logements à Mezghitane ; Jijel	66
V.3. Calcul de stabilité en rupture circulaire	66

V.3.1. Méthode des tranches de Fellenius	66
V.3.2. La méthode globale	66
V.4. Application au glissement de Mezghitane à Jijel	67
V.4.1. Calcul manuel	67
a. Méthode des tranches de FELLINIUS	67
b. La méthode globale	70
V.4.2. Détermination du coefficient de sécurité par le logiciel Géoslope	74
V.4.2.1. Modélisation des talus	74
V.5. Etude de confortement	76
V.5.1. Introduction	76
V.5.2. Butée de pied	76
V.5.2.1. Calcul de stabilité de la butée	77
V.5.2.1.1. Calcul de l'effort (T) que doit reprendre la butée	77
V.5.2.1.2. Estimation du volume du remblai	78
V.5.2.2. Vérification de la stabilité du mur de soutènement	80
V.5.2.2.1. Vérification de la stabilité au glissement	80
V.5.2.2.2. Vérification de la stabilité au renversement	81
V.5.2.2.3. Vérification au poinçonnement	82
V.5.2.3. Ferrailage de la structure	83
V.5.2.4. Modélisation du glissement avec le logiciel Geoslope	84
V.5.3. Analyse du glissement avec gabionnage	85
V.5.4. Le reboisement	87
V.5.5. Méthodologie des terrassements	87
V.5.6. Conclusion	89

CHAPITRE VI : Estimation économique du projet

VI.1. Introduction	90
VI.2. Butée de pied	90
VI.2.1. Les éléments à calculer	90
VI.2.2. Calcul de la quantité des matériaux pour la butée de pied	90
VI.2.3. Calcul de la quantité du béton dans le mur de soutènement	90

VI.2.4. Calcul des prix	91
VI.2.4.1. Les prix unitaires	91
VI.2.4.2. Calcule des prix globaux des éléments	91
VI.3. Les éléments à calculer pour le gabionnage	92
VI.3.1. Calcul de la quantité des matériaux	92
VI.3.2. Calcul des prix	93
Conclusion générale	94
Références bibliographiques	95
Annexe	

LISTE DES FIGURES

PARTIE I

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

Figure I.2: *Un glissement de terrain*

Figure I.3: *Schéma descriptif d'un glissement plan (G. Philipponnat, 1987).*

Figure I.4: *Eléments descriptifs d'un glissement rotationnel (G. Philipponnat, 1987).*

Figure I.5: *Glissement rotationnel complexe.*

Figure I.6 : *chute de blocs et de pierres.*

Figure I.7: *Un Eboulement.*

Figure I.8: *Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs.*

Figure I.9 : *Exemples d'écroulement rocheux (G. Colas et G. Pilot, 1976).*

Figure I.10 : *Schéma illustratif d'une coulée boueuse (A. Benaïssa, 2003).*

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

Figure II.1. *Construction au sommet de talus la Vallée de Bourdon 2004 (R.Internet)*

Figure II.2 : *Prospection électrique par courant continu : schéma de principe (technique d'ingénieur)*

Figure II.3 : *méthode de prospection sismique.*

Figure III.1 : *Surface de rupture.*

Figure III.2 : *Glissement à surface de rupture quelconque (technique d'ingénieur)*

Figure III.3 : *Différentes forces agissant sur une masse en mouvement. (J. Costet et G. Sanglérat, 1983).*

Figure III.4 : *Découpage d'un talus en tranches.*

Figure III.5 : *Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS.*

Figure III.6 : *Recherche d'une méthode de stabilisation.*

Figure III.7 : *Traitement du glissement de Cameot (d'après Peck et Ireland, 1953)*

Figure III.8 : *Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay.*

Figure III.9 : *Réseau de drainage de surface, glissement de la RD 12 (d'après Livet, 1980).*

Figure III.10 : *Drainage mis en œuvre sur le glissement de Vaucluse(Doubs) (d'après Faure et al., 1975) .*

Figure III.11 : *investigation pour la recherche d'une solution (Y.HAMMADI)*

Figure III.12 : *Drainage du glissement de Châtel-Guyon (Puy-de-Dôme).*

Figure III.13 : Stabilisation de la RD 56 à Muret (Haute-Garonne).

Figure III.14 : Attache et remblaiement de la ieme couche des pneus (Y.HAMMADI)

Figure III.15: Falaise de la Côte des Basques, Biarritz (Pyrénées) (Sève et al, 1994).

Figure III.16 : Glissement du pont Saint-Médard, Mont-de-Marsan, (Landes).

Figure III.17 : Clouage (Lot-et-Garonne).

Figure III.18 : Profil géotechnique du site (Grèce)

PARTIE II

Figure IV.1 : carte de classification sismique des wilayas.

Figure IV.2: profil -01-

Figure IV.3 : profil -02-

Figure IV.4 : profil -03-

Figure IV.5 : Dispositif de l'essai de cisaillement.

Figure IV.6: Coupe géotechnique de profil (après le glissement).

Figure VI.7 : Coupe géotechnique de profil (implantation des sondages).

Figure V.1: Découpage en tranches d'un talus.

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

Figure V.3: Principe de la méthode globale.

Figure V.4: Contraintes appliquées sur une facette.

Figure V.5: Cercle de glissement.

Figure V.6: Méthode des tranches de FELLENIUS.

Figure V.7 : Position du centre de gravité (C.D.G) du massif.

Figure V.8 : polygone des forces pour la détermination de R_n .

Figure V.9 : Modélisation des talus après excavation.

Figure V.10 : Modélisation du glissement.

Figure V.11 : Découpage en tranches de talus avec butée.

Figure V.12 : Les déferents efforts à prendre en compte pour le calcul de la buté.

Figure V.13 : les forces agissantes sur le mur.

Figure V.14 : Détail du mur.

Figure V.15 . Modélisation de mur de soutènement avant l'analyse.

Figure V.16. Talus modélisé avec un mur de soutènement.

Figure V.17. Talus modélisé avec un mur en gabion.

Figure V.18. *Facteur de sécurité après l'analyse.*

Figure V.19 : *Modélisation de la pente naturelle en hiver*

Figure V.20 : *Modélisation de la pente naturelle en été.*

Figure V.21. *Modélisation du talus après terrassement en été.*

LISTE DES TABLEAUX

PARTIE I

Tableau I.1: Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne De glissement à long terme.

Tableau I.2: Classification selon la profondeur de la surface de glissement(En m sous la surface du sol).

Tableau I.3: Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses.

PARTIE II

Tableau IV.1 : Etat hydrique des sols selon leurs degrés de saturation en eau.

Tableau IV.2 : Classification des sols selon leurs densités.

Tableau IV.3 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité.

Tableau IV. 4 : L'analyse chimique

Tableau V.1: Résultats de calcul par la méthode des tranches de Fellenius

Tableau V.2 : Position du centre de gravité (C.D.G) du massif

Tableau V.3 : Les valeurs du coefficient de sécurité obtenues

Tableau V.4 : Résultats de calcul de la méthode des tranches

Tableau V.5 : les différentes sections d'armatures des éléments de l'ouvrage

Tableaux VI.1 : Les prix unitaires

Tableau VI.2 : récapitulatif des prix de la butée de pied

Les glissements de terrain constituent la classe la plus vaste de phénomènes naturels, et la plus étudiée du point de vue mécanique la géomécanique leur est entièrement consacrée tant par leurs localisations quasi globales que par le nombre de variété de leurs formes, leurs manifestation et leurs effets.

Les glissements de terrain sont des déplacements obliques plus ou moins étendus et rapides, de matériaux généralement meuble, plastique ou fragmentés. Partout où il y a des pentes naturelles, sur les bords de rivières, de montagne, l'angle de la pente le climat local, et généralement à la suite d'un événement secondaire, naturel le plus souvent météorologique, ou anthropique, il se produit du fluage, des glissements, des coulées de boue, de chutes de pierres, des éboulements, des écroulements, certains de ces phénomènes peuvent se superposer ou s'enchaîner.

Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des pentes reposent sur des approches statistiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches). Ces approches, ne sont pas rigoureuses puisqu'elles ne tiennent pas compte de l'action sismique sur les ouvrages. Or le progrès récent réalisé dans le domaine de l'informatique et du calcul numérique (méthode des éléments finis) conduit à une meilleure maîtrise du problème de stabilité des pentes.

Le travail qui nous a été confié consiste à une étude de confortement du glissement de terrain de la cité 50 logements Mezghitane à Jijel.

A partir de ce problème posé nous avons partagé notre travail en deux parties :

La première partie est une étude bibliographique sur les glissements de terrains et leurs types, causes, méthodes de calculs, ainsi que les méthodes de confortement.

La deuxième partie a été consacrée pour :

- Description du site.
- Etude géotechnique de site.
- Calcul de stabilité.
- Etude de confortement.
- Estimation économique.

PARTIE I

GENERALITES

I.1. Introduction :

Les glissements de terrain sont une partie de processus naturel qui façonne les montagnes et les paysages en distribuant les matériaux en bas des pentes .lorsque les activités humaines se multiplient sans avoir évalué les risques potentiels ou l'augmentation des risques déjà existants, causé par un changement dans la pratique, des catastrophes peuvent s'en suivre de manière imprévisible ou inattendue. Les glissements de terrains peuvent constituer un facteur très important dans l'occurrence des inondations en augmentant dramatiquement le pouvoir dévastateur.

I.2. Description du glissement de terrain :

Partout dans le monde les glissements de terrains se produisent dans toutes les régions. Ils consistent en une descente en masse de matériaux tels que des roches, de la terre, des déchets miniers ou des débris sur un versant. Généralement causés par de fortes pluies, des tremblements de terre, des éruptions volcaniques ou diverses activités anthropiques, les glissements de terrain se produisent sans avertissement. Ils modifient le paysage et peuvent détruire des édifices et des résidences, des routes et des chemins de fer, couper le réseau électrique, les conduites d'eau, de gaz et d'égout.les glissements de terrain et les coulées de boue catastrophiques qui se sont déclenchés dans certains pays.

A fin d'amortir les tragiques conséquences des glissements de terre et des coulées de boue, en devras se concentrer à l'avenir sur l'évaluation et les gestions des risques pour une meilleure exploitation des facteurs scientifiques.

I.3. Définition d'un glissement de terrain :

On appelle Les glissements de terrain des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles (des sols non consolidés) généralement argileux, ou des massifs rocheux fracturés ou altérés.

Ils se manifestent par le déplacement d'une masse de matériaux sous l'effet de la pesanteur et de l'action conjuguée de facteurs permanents et de facteurs déclenchant ; ces facteurs peuvent rompre l'équilibre naturel et amorcer un processus de rupture de masse sur un site auparavant stable. La forme de cette rupture dépend en partie de la structure géologique du site.

Les formations complexes donnent généralement lieu à des surfaces de rupture qui suivent le contact entre couches ou qui se développent au sein des zones de plus faible résistance, ces surfaces peuvent être de forme quelconque.

Les volumes des glissements varient de quelques mètres cubes (glissement pelliculaires de talus de déblais, par exemple) à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes.

Les vitesses de déplacement couramment observées varient dans « très lent à moyen », en phase de paroxysme, les mouvements peuvent atteindre des vitesses « rapides ». Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris : ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par des ouvrages construits par l'homme ou, tout simplement, des pentes naturelles. Mais leur prévision reste un domaine de recherche.

I.4. Morphologie d'un glissement de terrain :

- **Le rejet principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Couronne** : se situe au-dessus de l'escarpement principal, souvent peu affecté par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément la partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Rejet secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Élément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flanc** : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.

- **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

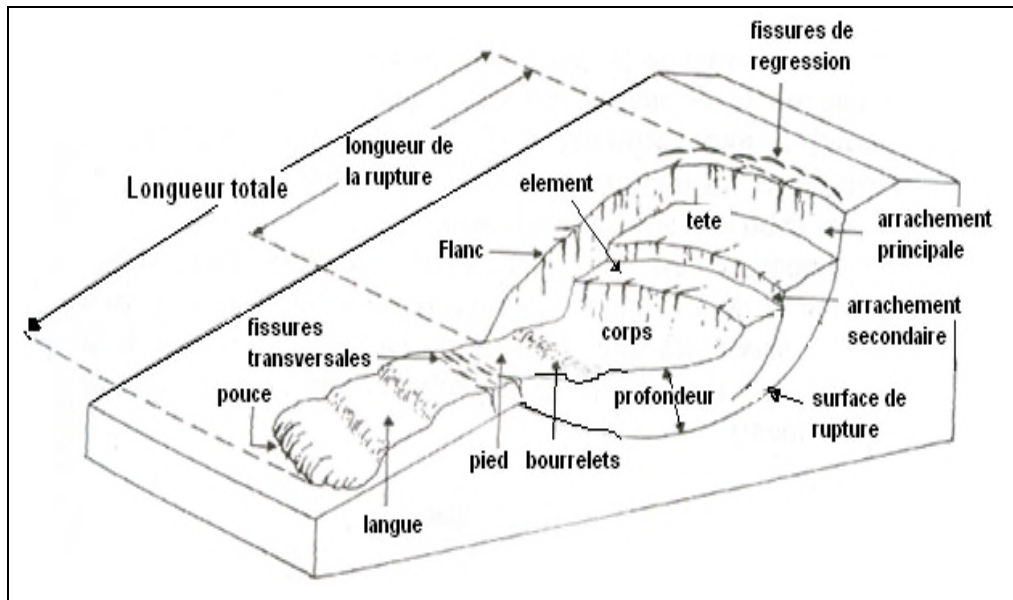


Figure I-1: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain (R .Internet)

I.5. Les types de glissement de terrain :

Il existe de nombreuses classifications des glissements de terrain basées sur différents critères (nature de terrain, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie de la surface de rupture, cause de la rupture...). Nous ne décrivons dans ce paragraphe que celles basées sur la cinématique du mouvement et la morphologie de la surface de rupture.

I.5.1. Vitesse et durée des mouvements :

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être Distingués :

a) les mouvements lents, pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale :

- Les **affaissements** consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières ou mines), évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels ;
- Les **tassements par retrait** de sols argileux et par consolidation de certains terrains compressibles (vases, tourbes).
- Le **fluage** de matériaux plastiques sur faible pente ;

- Les *glissements*, qui correspondent au déplacement en masse, le long d'une surface de rupture plane, courbe ou complexe, de sols cohérents (marnes et argiles).
- Le *retrait ou le gonflement de certains matériaux argileux* en fonction de leur teneur en eau.

b) les mouvements rapides, qui peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux, en masse, ou à l'état remanié.

Le premier groupe (propagation en masse) comprend :

- Les *effondrements*, qui résultent de la rupture brutale de voûtes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par les terrains de surface ;
- Les *chutes de pierres ou de blocs* provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.
- Les *éboulements ou écroulements* de pans de falaises ou d'escarpements rocheux selon les plans de discontinuité préexistants.
- Certains *glissements rocheux*.

I.5.1.1. Pentes naturelles :

En détaillons l'évolution dans le temps de mouvements de terrains qui se différencient par la brutalité du phénomène on peut les distinguer en 4 familles :

1) Les Glissements :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide (figure I.2). Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes, étonnamment diversifiées.

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux. En simplifiant beaucoup, on peut distinguer trois types de glissements:



Figure I.2: Un glissement de terrain au Cuba (R .Internet)

A. Glissements transrationnels (plans) :

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

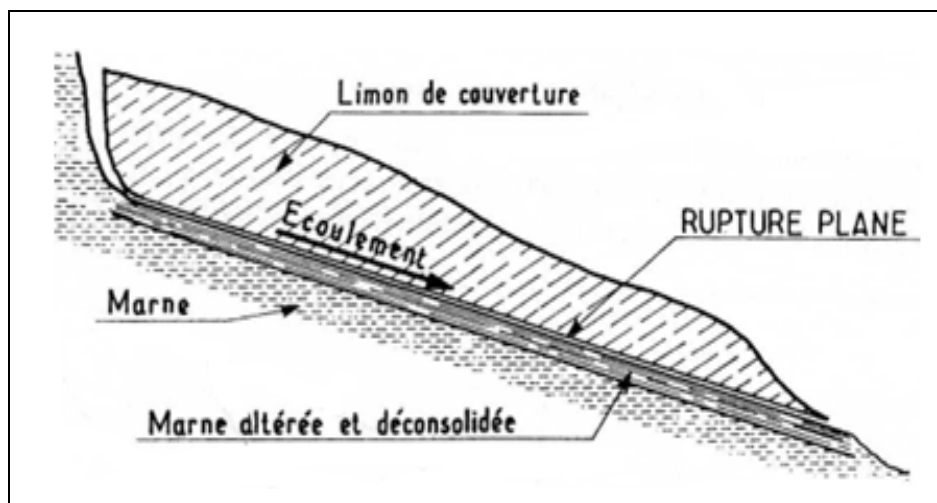


Figure I-3: Schéma descriptif d'un glissement plan (G. Philipponnat, 1987).

B. Glissements rotationnels simples :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire.

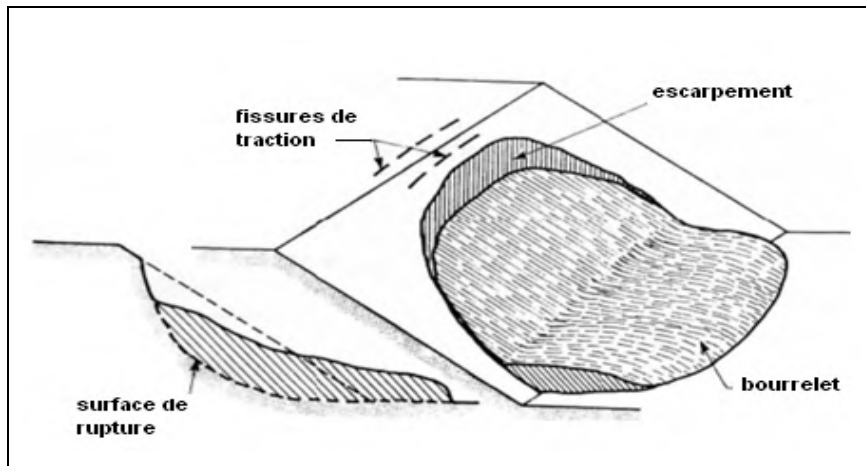


Figure I-4: *Eléments descriptifs d'un glissement rotationnel (G. Philipponnat, 1987).*

C. Glissements rotationnels complexes :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition de premier glissement, en bas 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.

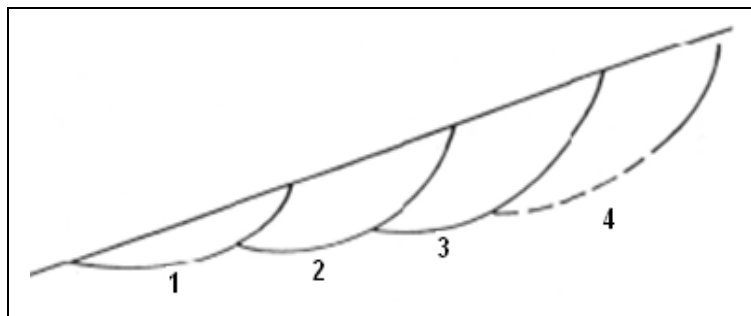


Figure I-5: *Glissement rotationnel complexe.*

D. glissements quelconques :

Sont sans aucun doute les glissements les plus fréquents et qui ont des caractéristiques semblables aux autres glissements précédemment définis. Dans la nature les terrains ne sont ni homogènes ni isotropes. En effet, ils existent beaucoup de glissements dont la surface de rupture est moins géométrique et même tout à fait quelconque. Cette forme de rupture a posé des difficultés pour le calcul manuel qui impose l'hypothèse de rupture de géométrie simple. Actuellement, le développement de logiciels tel que : Géo-Slope, Nixes et Trolls, Plaxis...etc. permet de cerner cette difficulté.

a) Vitesse moyenne de mouvement des glissements:

La vitesse moyenne de mouvement des glissements atteint le plus souvent quelques millimètres par an pour un glissement substabilisé, très lent, et quelques centimètres à quelques décimètres par an pour un glissement actif.

Il existe quelques cas exceptionnels où le glissement peut être bien plus rapide et où la masse en mouvement, sans perdre sa compacité, peut atteindre plusieurs décimètres par jour. Exceptionnellement, des mouvements très rapides peuvent se produire.

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

Glissement	Vitesse de glissement
substabilisé, très lent	0 – 2 cm /an
peu actif, lent	2 – 10 cm /an
actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm /an

b) profondeur de la surface des glissements :

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 glissements coulée (coulées de terre) et atteindre des zones très étendues. Il faut enfin prendre garde aux interactions entre glissements 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.2: Classification selon la profondeur de la surface de glissement (En m sous la surface du sol).

Glissement	Surface de glissement
superficiel	0 – 2m
semi profond	2 – 10m
profond	>10m

2) Les écroulements et les éboulements :

Les éboulements au sens large (phénomènes de chute) sont des mouvements rapides de masses. Le matériel éboulé, qui s'est détaché du massif rocheux selon des surfaces de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), parcourt la plus grande partie de son déplacement dans l'air.

Ces phénomènes peuvent être classés en trois catégories: chutes de pierres et de blocs, éboulements (au sens strict) et écroulements. En général, on peut les subdiviser en trois domaines: la zone d'arrachement, la zone de transit et la zone de dépôt.

A. Chutes de pierres et de blocs :

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre: $\emptyset < 50\text{cm}$; bloc: $\emptyset > 50\text{cm}$).

Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'au moyen d'études détaillées de la roche comme la figure suivante le montre.



Figure I.6 : chute de blocs et de pierres.

Les vitesses de chute vont généralement de 5 à 30 m/s. Dans la description des mouvements roulement. D'une pierre ou d'un bloc, il convient de distinguer entre les phases de rebond et de dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les pierres et les blocs en mouvement tendent en général à s'arrêter. La forêt joue un rôle très important, par le fait que l'énergie cinétique de la plupart des blocs est fortement réduite par leurs chocs contre les arbres.

B. Eboulement :

Lors d'un éboulement (au sens strict), un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000m³ par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

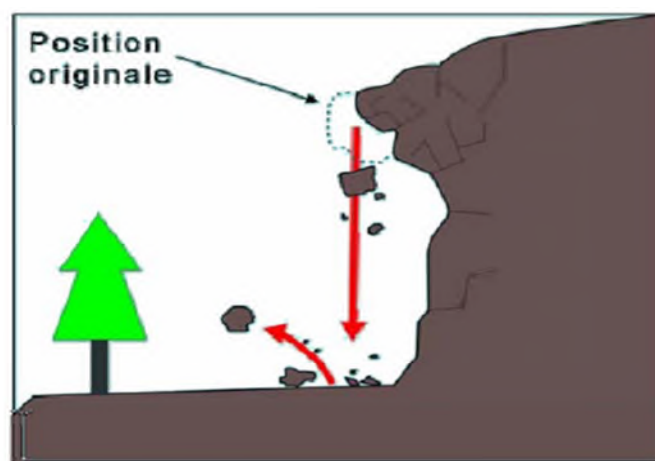


Figure I.7: Un Eboulement rocheux.

Dans la pratique, l'estimation d'un volume de roche qui présente un danger potentiel d'éboulement exige des études détaillées du massif rocheux, comprenant une analyse approfondie de l'orientation spatiale des surfaces de discontinuité.

Le mode de rupture au sein du massif a en général peu d'influence sur le déroulement de l'événement. En comparaison avec le phénomène d'éroulement, les interactions entre les éléments de roche formant l'éboulement et l'énergie mise en œuvre sont relativement limitées. Les vitesses de transport se situent principalement entre 10 et 40m/s.



Figure I.8: Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs

C. Eroulement :

Lors d'un éroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m³) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'éroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse éroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées (de plus de 40m/s) et de très grandes distances de transport (pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres). Compte tenu des grands volumes concernés, les éroulements peuvent modifier le paysage de façon durable. Les énormes masses éroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des

retenues; en cas de rupture catastrophique du barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval.

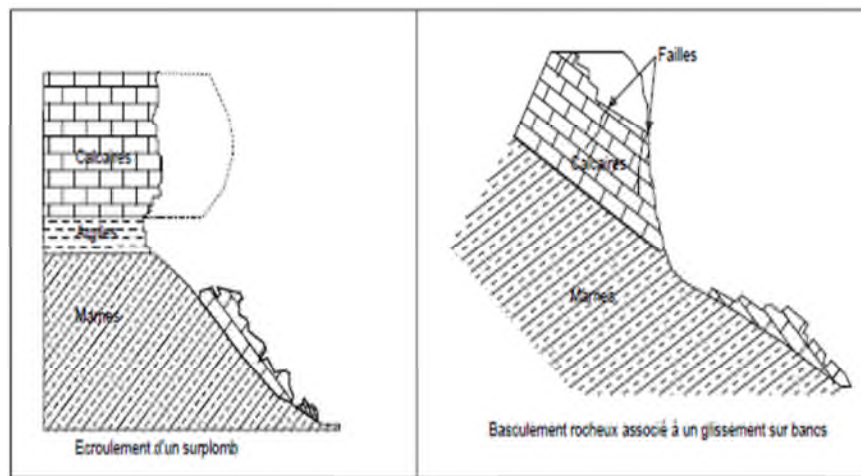


Figure I.9 : Exemples d'éroulement rocheux (G. Colas et G. Pilot, 1976).

Le tableau ci-dessous résume les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes.

Tableau I.3: Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses.

Chute de pierres	$\varnothing < 50\text{cm}$
Chute de blocs	$\varnothing > 50\text{cm}$
Eboulement	
Volume	100 – 100000m ³
Vitesse	10 – 40m/s
Éroulement	
Volume	> 1 mio.m ³
Vitesse	> 40m/s

3) Solifluxion, Coulées Boueuses et Glissements Coulées :

D'une manière générale, la solifluxion et les coulées de boue désignent tous les mouvements de sols ou formations superficielles, en relation directe avec le franchissement des limites de liquidité.

Les coulées ont lieu dans des formations argileuses, ou a granulométrie très fine, (argilite normalement consolidée à surconsolidée, marnes, schiste argileux, flysch argileux...) fissurées et saturées à plasticité moyenne.

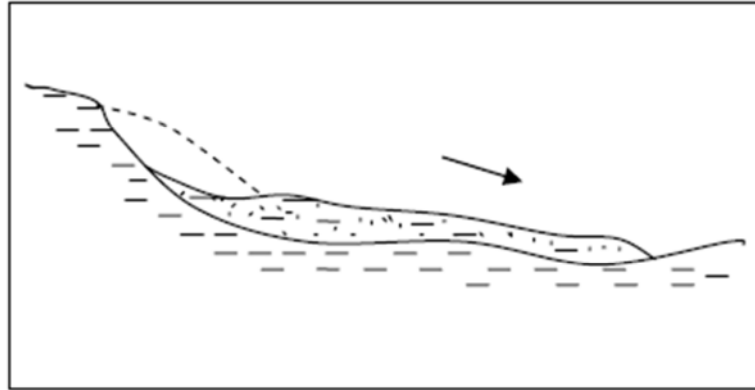


Figure I.10 : Schéma illustratif d'une coulée boueuse (A. Benaïssa, 2003).

Etant donné le caractère très particulier des formations argileuses (présence d'argiles gonflantes, forte sensibilité des caractéristiques mécaniques aux conditions hydriques, ...), les processus d'altération mécanique et chimique prennent une importance considérable dans les processus de déclenchement des coulées boueuses. Les conditions climatiques, les apports d'eau superficiels et les nappes souterraines jouent un rôle important.

Sur le terrain, et d'un point de vue morphologique, les mouvements de solifluxion, ou d'anciennes coulées encore actives peuvent se repérer de plusieurs manières : traces de mouvements, présence de bourrelets, présence de petites marches d'escaliers, mais aussi grâce à la courbure des troncs des arbres présents.

Une coulée active présente, comme un glissement, une morphologie particulière qui peut se décomposer en trois grandes parties :

- Une zone source : zone en forme de cuvette ;
- Une zone de transition : chenal, limité par des levées latérales, assez long ou lobé, et alimenté par la zone source où transite les matériaux mobilisés ;
- Une zone d'accumulation ou lobe : zone de faible pente où les matériaux ont tendance à s'accumuler.

Dans certains cas, des glissements antérieurs peuvent déterminer la position d'une nouvelle coulée en raison des modifications occasionnées sur les écoulements souterrains. Cette situation est, parfois, encore plus marquée, puisque les matériaux du glissement, en

cours de progression, deviennent à l'aval des matériaux sources pour la génération d'une coulée de boue. Pour ce type d'événement, on parle de glissement coulée.

Les glissements du type "coulées boueuses" sont en général des événements rapides et de forte intensité, avec une « fluidisation » des matériaux glissés au niveau de la coulée. Ces matériaux présentent une faible cohésion initiale, et évoluent rapidement en une masse sans cohésion.

Une coulée, après son déclenchement, peut aussi continuer à évoluer lentement, par fluage ou par des phénomènes de solifluxion localisés, suivant les apports d'eau qu'elle reçoit, soit par infiltration directe, soit par le versant.

Les coulées boueuses se comportent donc, d'un point de vue rhéologique, comme un fluide à seuil, c'est-à-dire un fluide qui a besoin d'une sollicitation en cisaillement minimum pour s'écouler.

4) Le fluage :

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

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

La figure ci-après (figure I.11) montre le mécanisme du phénomène de fluage.

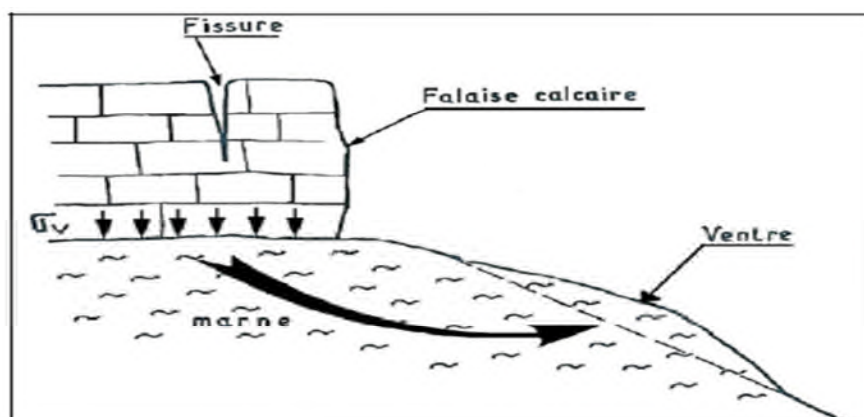


Figure I.11: Exemple d'un fluage (G. Philipponnat, 1987).

On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

- La déformation volumique ;
- La déformation de cisaillement.

Le fluage en déformation volumique est causé par un état de contrainte isotopique. Il dépend de l'écoulement de l'eau libre interstitielle et de la variation relative du volume du squelette inter granulaire. Le fluage au cisaillement, quant à lui, est provoqué par la partie déviatorique du tenseur de contraintes. Théoriquement la pression interstitielle est nulle alors le squelette inter-granulaire supporte les contraintes appliquées tout seul. La déformation de fluage au cisaillement est étudiée à l'aide de l'appareil triaxial, de la boîte de cisaillement homogène, ou de la boîte de cisaillement plan.

I.5.1.2. Talus artificiels

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. Ils peuvent être classés comme suit en fonction des types d'ouvrages :

- ✓ talus en déblai,
- ✓ talus en remblai sur sol non compressible,
- ✓ talus en remblai sur sol compressible,
- ✓ ouvrages de soutènement vis-à-vis d'un glissement profond,
- ✓ digues et barrages en terre.

II.1. Introduction :

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble (sols y compris) et d'eau, sous l'effet de la gravité. Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève de causes nombreuses et variées, on cite : la nature de terrain (géologie, morphologie, caractéristiques Physico-chimiques...) ; les actions de l'eau ; et même aussi l'action humaine. On essaye dans ce chapitre d'éclairer les causes majeures qui conduisent au déclenchement des glissements de terrain.

II.2. Nature des terrains constituant le versant :

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

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

Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées sur un substratum, où ils peuvent être disposés entre deux couches compactes. Toute fois ils peuvent se produire dans des milieux pulvérulents grossiers. La perte de résistance par remaniement des sols rencontrés dans les versants naturels joue un rôle très important dans les glissements de terrains. La perte de résistance par remaniement est importante à considérer, car un milieu remanié a de fortes chances de devenir endémique. Les apports d'eau dans la masse remaniée vont d'ailleurs sous un autre angle aggraver la situation.

II.3. Les facteurs déclenchant :

Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchant peut être liée à un ou plusieurs agents externes (pluie intense, séisme érosion régressive brutale,...). Cela se traduit par une repense presque immédiate du versant qui se met en mouvement.

II.3.1. Rôle des secousses sismiques :

Dans le cas de séisme, il se produit une émission d'ondes sismiques de deux type qui se propagent dans le sol : les ondes de volume dites ondes longitudinales et transversales, et les ondes de surfaces dites ondes de Love et de Reyleigh. Ces ondes sismiques provoquent des

sollicitations, ce qui peut conduire à des mouvements de terrain. Les déstabilisations dues au séisme peuvent se manifester de différentes façons. Elles peuvent être provoquées immédiatement des glissements de terrain, des coulées, des chutes de blocs, et elles peuvent aussi avoir des effets à long terme, par l'augmentation de la fissuration du massif rocheux et diminution de sa résistance mécanique.

II.3.2. Rôle de l'eau :

Les variations hydrogéologiques peuvent avoir plusieurs origines : une origine météorologique liée aux précipitations et à la fonte de la neige, et une origine anthropique liée à la modification de la forme du versant, à la surcharge et au terrassement, ou encore à la modification de l'hydrologie naturelle du massif.

Parmi toutes ces causes, les variations des conditions hydrogéologiques sont les plus néfastes pour le déclenchement des glissements de terrain, puisque toute augmentation est le plus souvent liée à la pluviométrie. En effet, il existe généralement une forte corrélation entre les événements pluvieux de forte intensité et l'apparition ou l'accélération des glissements. Cependant, l'augmentation de la pression interstitielle dans les formations rocheuses ou granulaires peut également être favorisée par :

- Une modification de la perméabilité de sol.
- Le gel, car la glace forme, dans les fissures, des bouchons imperméables derrière lesquels l'eau peut s'accumuler. Ce phénomène est à l'origine de certains éboulements ou glissements.
- Les événements climatiques exceptionnels. Ils peuvent provoquer la remontée du niveau de l'eau à un seuil critique de stabilité.
- Les variations hydrologiques saisonnières.
- La perturbation dans les réseaux naturels d'écoulements.

II.4. Les facteurs extérieurs :

II.4.1. Le climat (causes hydriques) :

- L'infiltration d'eau dans un terrain (pluies, fonte des neiges, crues de cours d'eau à proximité...) a des conséquences sur la cohésion du matériel qui offre, de fait, moins de résistance au cisaillement et peut se liquéfier.

- Avec une importante présence d'eau, des surpressions peuvent se produire sous des blocs ou sous le terrain lui-même, notamment lorsqu'une partie du terrain est gelée.

- Le poids du sol augmente avec l'humidité, ce qui augmente les forces déstabilisantes.

II.4.2. Le climat (causes thermiques) :

- Alternance de phase de gel/dégel (massage thermique et cryoclastie).

- Dégradation du pergélisol, « ciment » des montages, avec le réchauffement global.

II.4.3. Causes mécaniques (vibrations) :

- Sismicité/vibrations dues à un séisme ou à des activités humaines (explosion, passage d'un train). Il y a une augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.

- Phénomène de thixotropie : soumis à des vibrations, certains matériaux comme les argiles, par exemple, peuvent passer de l'état solide à l'état liquide.

II.4.4. Causes mécaniques (modification de la géométrie) :

Modification de la répartition des masses par érosion en pied de versant (= zone frein) par une rivière par exemple ou par surcharge en haut d'une pente (=zone moteur) par exemple lors de la construction d'un bâtiment.

II.5. Les facteurs anthropiques :

Toute fois, les activités humaines au pied ou sur la crête d'un talus peuvent en compromettre la stabilité. Par exemple, si l'on construit un édifice ou un remblai routier au sommet d'une pente, la charge supplémentaire ainsi appliquée risque d'entraîner la rupture du talus. La stabilité des pentes peut également être compromise par l'excavation du sol au pied du talus.

a- Les constructions sur pente :

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai. Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.



Figure II.1. Construction au sommet de talus la Vallée de Bourdon 2004 (R.Internet)

b- Déblai sur pente :

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

c- Modification de l'utilisation des sols :

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

- Déforestation;
- Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles).

II.6. Les effets dommageables possibles :

II.6.1. 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 (citons l'exemple de 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.

II.6.2. Processus d'éboulement :

a) Intensité forte :

L'impact de pierres et de blocs conduit à de graves dommages. De grosses fissures dans murs porteurs de l'immeuble et des trous dans les parois ou le toit peuvent conduire à une destruction partielle ou totale. Les hommes et les animaux sont fortement menacés, même à l'intérieur des bâtiments. En cas d'écroulement de la maison, il y a danger de mort. Des réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. Souvent les dommages structurels sont

si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables. L'accumulation des matériaux éboulés peut former un barrage de retenue d'un cours d'eau (risque de rupture de ce barrage). Les infrastructures superficielles peuvent être fortement endommagées et coupées (p.ex. routes, lignes de transmission).

b) Intensité moyenne :

L'impact des pierres cause des dommages plus ou moins grands aux parois selon les caractéristiques de la construction, mais ne met pas en cause la stabilité du bâtiment, (à condition que l'immeuble ait été adéquatement conçu et testé en conséquence). Les portes sont fortement endommagées ou détruites. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. Les dommages affectent la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables. L'accumulation des matériaux éboulés peut former un barrage de retenue sur de petits ruisseaux. Les routes et les conduites superficielles peuvent être endommagées et momentanément coupées.

c) Intensité faible :

En cas de chutes de blocs, les parois peuvent être perforées. Les hommes et les animaux ne sont en général pratiquement pas mis en danger dans les bâtiments (une note de calcul justificative est nécessaire).

II.6.3. Coulées de terre :

a) Intensité forte :

L'impact de grandes masses de graviers, de boue et de bois, mêlés à de l'eau, sur les structures porteuses des bâtiments, peut conduire à de graves dommages structurels ou à une destruction soudaine. Les hommes et les animaux sont fortement menacés suite aux dangers d'irruption de la coulée et d'inondation.

Les réparations impliquent souvent de grands frais. Les modifications substantielles du terrain avec de grandes zones d'érosion, des dépôts de graviers et des inondations conduisent à l'interruption, l'endommagement ou la destruction des infrastructures (p.ex. routes, conduites).

b) Intensité moyenne :

Malgré leur faible épaisseur, les coulées de terre sont dangereuses à cause des blocs et graviers transportés. L'impact des pierres et des blocs et l'irruption de l'eau peuvent causer des dommages à l'enveloppe du bâtiment et à l'intérieur, sans toutefois mettre en cause la stabilité du bâtiment. Les hommes et les animaux sont mis en danger à l'extérieur. La qualité de l'habitat peut être sérieusement affectée. Des réparations sont en général réalisables à des coûts raisonnables. Le dépôt de graviers, de boue et de bois peut endommager et interrompre les infrastructures superficielles (les routes p.ex.). Les écoulements, les conduites et les drainages peuvent être bouchés.

c) Intensité faible :

Ne s'applique pratiquement, dans le périmètre d'écoulement des coulées de terre, que dans le cas de masses de matériaux d'épaisseur réduite ou dont le mouvement a été freiné, ou encore dans le cas d'une irruption d'eau. Dommages modestes à l'enveloppe du bâtiment ou à l'intérieur. La stabilité du bâtiment n'est affectée en aucune manière. Les personnes et les animaux sont peu menacés à l'extérieur. Toutes ces informations ne présentes qu'un outil d'alerte pour sélectionner les zones qui porte un risque probable de glissement, mais ne sont jamais suffisantes pour identifier le danger d'une manière fiable. Pour cela elles doivent être complétées par d'autres informations (essai in situ et au laboratoire) approfondies permetts d'identifier le danger plus précisément.

II.7. Conclusion :

Après ce que nous avons vu dans ce chapitre et malgré la grande diversité et la variété des causes d'un glissement la conjonction de plusieurs facteurs comme les facteurs de prédisposition (nature, structure des formations géologique, pente...etc.), ou les facteurs humains (travaux de terrassement, sur chargement de pied ou la tête d'un versant), on constatera que l'eau est, dans la plupart des cas, la grande responsable de la mise en mouvement de terrains, car il peut par la suit :

- Des que l'eau circule dans les diaclases provoque une pression de courant ou bien circule dans les fissures de retrait en faisant gonfler l'argile et lui perdre sa résistance mécanique.
- L'eau d'imbibition modifier par action chimique la structure de certains matériaux argileux et provoquer leur ramollissement où provoque une dissolution de certaines roches.
- Changement de comportement rhéologique du sol accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau etc....

II.8. Processus d'étude d'un glissement de terrain :

II.8 .1. Introduction :

L'identification dangers dus aux mouvements de terrain repose sur une documentation objective de diverses observations et mesures impliquant un danger donné .Il faut s'assurer de prendre en compte les différentes observations et mesure impliquant un danger donné. Il faut assurer de prendre en compte les différentes observations sur le site ainsi que le relevés inclinométriques en essayant de bien les interpréter.

II.8.2. Topographie d'une zone instable :

II.8.2.1. Établissement des cartes topographiques :

La carte topographique est le document de base pour toute analyse de stabilité. Elle contient nombre d'information pertinente pour l'identification des dangers sous forme de symboles, de signes et d'autres éléments graphiques. Ainsi, par exemple, la morphologie des zones en glissement est souvent visible par le bombement des courbes de niveau ; des symboles de blocs éboulés au pied d'une falaise peuvent laisser présager une production notable d'éboulis.

Le levé topographique se fait à l'échelle locale directement sur la zone concernée par le glissement, nous permet de bien tracer le profil en travers du site et de bien décrire les différentes couches des sols ainsi que leurs caractéristiques physico-mécaniques pris en compte pour l'évaluation de la stabilité du site.

II.8.3. Géologie du site :

II.8.3.1. Etablissement des cartes géologiques :

La carte géologique donne des renseignements utiles sur la lithologie, sur l'agencement structural (orientation et pendage des couches et des discontinuités) et sur la couverture quaternaire (moraine, éboulis ou glissement de terrain, par exemple). Elle donne encore des indications sur les circulations d'eau souterraine en milieu poreux et fissuré. Sur la base de ces données cartographiques, 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 sont représentés en général sur une carte géologique au 1/25000 par leur périmètre. Il n'est pas fait mention de l'intensité ou de la fréquence de ces divers phénomènes. Ces informations permettent toutefois de localiser les zones sensibles aux mouvements de terrain, qui devront faire l'objet d'études plus poussées.

II.8.4. Hydrologies et hydrogéologie du site :

II.8.4.1. Climatologie de la région :

S'en basent sur les renseignements fournis par les stations météorologiques les plus proches du site, la quantité des précipitations reçus par le site peut jouer un rôle important dans la stabilité du versant.

II.8.4.2. Hydrologie de surface :

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

II.8.4.3. Hydrogéologie du site :

L'investigation hydrogéologique des glissements de terrain repose sur la définition préalable d'un schéma supposé réaliste du fonctionnement des aquifères du versant (modèle conceptuel). Ce dernier tient compte des caractéristiques lithologiques et géométriques des unités géologiques, des conditions d'écoulement des eaux souterraines, des conditions hydrologiques et de l'analyse de la réponse du système.

II.8.5. Etude géotechnique :

La reconnaissance géotechnique a pour objectifs de déterminer expérimentalement, par biais des essais in-site ou au laboratoire, les caractéristiques mécaniques des différents matériaux format le sol, et précisément celles de la résistance au cisaillement, a savoir l'angle de frottement de la cohésion.

- Mesurer l'épaisseur des formations rencontrées ainsi que leurs pendages
- Définir la forme géométrique de la masse en mouvement
- Déterminer les caractéristiques mécaniques des sols prélevés

- Repérer le niveau piézométrique de la formation aquifère.

II.8.5.1. Sondages et prélèvement d'échantillon :

Les sondages sont la partie la plus élevée d'une reconnaissance. Leur nombre et leur implantation ne seront décidés qu'après l'étude géologique effectuée au préalable. Leur nature dépend du but à atteindre, car les sondages à la tarière permettent de prélever des échantillons remaniés suffisant pour les identifications à des pics beaucoup faibles que les sondages carottés nécessaires pour la détermination des paramètres mécaniques, on s'efforce néanmoins d'implanter des sondages à la 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. Ce pendant la modification des contraintes initiales au moment de prélèvement des sols en place peut introduire une certaine déstructuration des carottes et on peut penser que pour certaines (en particulier des sols faiblement sur-consolidés) même les meilleures conditions de prélèvement entraîne un certain remaniement.

II.8.5.2. 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 forage qui permet parfois de faire apparaître les surfaces de glissement.

-Essai pressiométrique avec concentration au voisinage de la surface de rupture lorsqu'on a une première idée sur celle-ci.

-Mise en place des tubes piézométriques dans les sondages verticaux.

-Mise en place dans un certain nombre de forages verticaux des tubes de déformation permettant de suivre l'évolution du glissement et de repérer avec précision la surface de glissement.

Il s'agit de caractériser, sous l'angle mécanique, les terrains constituant la zone instable, et plus précisément la zone de faiblesse au droit de laquelle passe la rupture. Compte tenu de l'hétérogénéité fréquente des terrains rencontrés dans les zones de glissement, il est toujours difficile d'attribuer des caractéristiques mécaniques précises aux formations inventoriées. On s'efforce donc, à des essais variés et en nombre suffisant, de définir des fourchettes de valeurs qui fourniront une définition statistique acceptable de ces caractéristiques. Par ailleurs, le repérage géométrique de la surface de glissement peut souvent être corroboré par les caractéristiques mécaniques du milieu ; ainsi on assiste généralement à une chute de résistance, et une augmentation de la teneur en eau, au voisinage de la surface de rupture.

D'une façon générale, les caractéristiques mécaniques sont, pour les mêmes terrains, plus faibles en moyenne dans la masse en mouvement que dans le soubassement intact et stable. Ce fait offre un repérage complémentaire indirect de la zone concernée par l'accident.

II.8.5.3. Les essais au laboratoire :

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit le poids spécifique, la teneur en eau naturelle, le degré de saturations, les limites d'atterberg, la granulométrie, la résistance au cisaillement (C' et Q' : à long terme, C_u et Q_u à court terme)

II.8.5.4. Les essais in-situ (pressiomètre, pénétromètre, scissomètre) :

Compte tenu de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in-situ sont particulièrement adaptés, ils sont relativement peu onéreux et d'exécution rapide. Parfois, la mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence, dans la masse instable, de blocs durs répartis de façon anarchique, qui stoppent l'avancement des outils, ceci concerne plus particulièrement le pénétromètre, même lourd et le scissomètre.

II.8.6. calculs de coefficient de sécurité F_s :

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques recueillis serviront au calcul du coefficient de sécurité F_s

II.8.7. Etudes géophysique :

II.8.7.1. La prospection électrique :

La prospection électrique elle permet de détecter les eaux souterraines et aussi de connaître les couches qui peuvent constituer des plans de rupture (ex : couche d'argile humide).

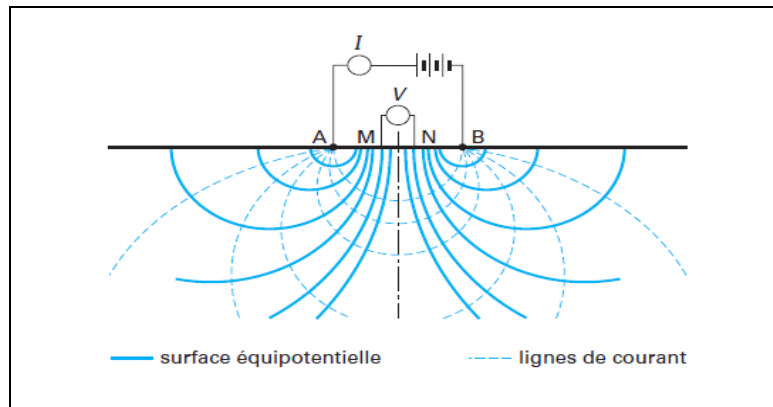


Figure II.2 : Prospection électrique par courant continu : schéma de principe (technique d'ingénieur)

II.8.7.2. La prospection sismique :

Elle consiste à provoquer à l'aide d'un marteau ou l'explosion d'une charge, une vibration transitoire en surface et enregistrer le passage des ondes dans le temps à l'aide d'un géophone ; le traitement des données permet de déterminer les vitesses de propagation à travers les différentes couches et leurs profondeurs.



Émetteur d'ondes

Récepteurs d'ondes

Figure II.3 : méthode de prospection sismique (document INSA, Toulouse)

D'où l'émetteur peut être :

- Une faible charge de dynamite, chute de poids ou coup de marteau.

III.1. Introduction:

Une fois la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol sont établis, les calculs de la stabilité des talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces stabilisatrices sont suffisamment supérieures aux forces qui tendent à provoquer un glissement. L'objectif d'un calcul de stabilité est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur.

➤ **Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus :**

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

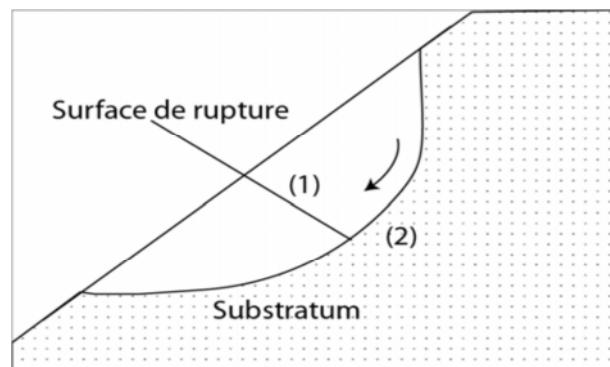


Figure III.1 : Surface de rupture

III.2. Notion sur le coefficient de sécurité :

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

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

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

$$2- F_s = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$3- F_s = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}} \text{ (définition de Fröhlich).} \dots\dots\dots(*)$$

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

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

La définition est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (Figure III.2) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui appliqué mobilise les fractions $\text{tg}\phi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

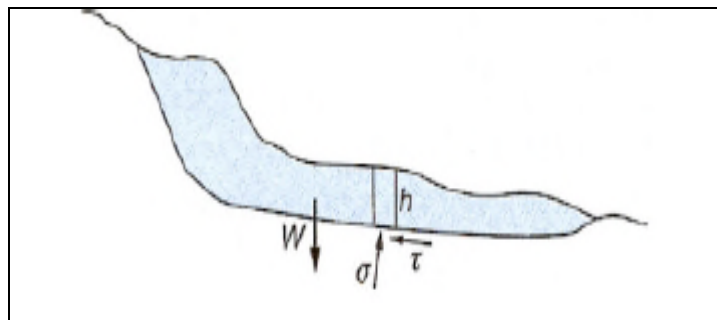


Figure III.2 : Glissement à surface de rupture quelconque (technique d'ingénieur)

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

III.3. Les méthodes basées sur l'équilibre limite :

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- La surface critique.
- Les contraintes normales et tangentielles la long de cette surface.
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partons des équations d'équilibres.

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières :

- Etude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposée circulaire. C'est la « **méthode globale** » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ....).
- Décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la « **méthode des tranches** » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP...).

III.3.1. Méthode globale :

Il est à noter que les premières indications sur la stabilité globale d'un massif homogène peuvent être données à partir de la méthode globale. Cette méthode nous permet aussi d'énumérer d'une manière générale toutes les forces qui peuvent entrer en jeu en sollicitant le corps en question. La méthode globale consiste à ce que le massif soit homogène et isotrope et il est défini par les caractéristiques suivantes : C , φ et γ , si le milieu est aquifère la pression interstitielle U se rajoute a ces paramètres (G. Filliat, 1981 ; J. Costet et G. Sanglérat, 1983).

Dans la (*Figure III.3*), on étudie l'équilibre du massif en supposant que : la rupture va se produire le long de la ligne AMB assimilée à un arc de cercle de centre O et de rayon r . le mouvement du corps (1) se ramène donc à une rotation de centre O. le problème qui se pose est : quelles sont les forces susceptibles d'intervenir dans l'équilibre du corps (1) ?

- Tout d'abord, le poids W des terres, appliqué au centre de gravité G .
- Les forces de résistance au cisaillement mobilisées le long de la ligne de rupture AMB.

La résistance en un point M est la somme :

D'une résistance due à la cohésion C'' , portée par la tangente en M, en admettant que la valeur de C'' soit constante en tout point de AMB, $C'' = C / F_s$ avec : F_s : le coefficient de sécurité recherché.

La résultante de ces forces \vec{K}'' est parallèle à AB et passe par le point D tel que :
 $OD = r \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0}$, et a pour intensité : $K'' = 2r \sin \alpha_0 C''$ d'où le moment de cette force par rapport au centre O est égale à : $2r^2 \alpha_0 C''$.

- D'une résistance due au frottement dont la résultante est R.
 - Les efforts transmis par l'eau de la nappe admettent pour résultante U appelée pression Interstitielle.
- L'équilibre du volume ACBMA est acquis si : la somme géométrique des forces appliquées est nulle, et également la somme de leurs moments par rapport au centre O est nulle, alors :

$$\vec{W} + \vec{U} + \vec{K}'' + \vec{R} = \vec{0} \text{ D'où la somme des moments : } Wl - U_m - Rn - 2r^2 \alpha_0 \frac{C}{F_s} = 0.$$

Dans ces équations, les forces W, U et K'' sont parfaitement connues, il ne reste que le problème de la distribution des contraintes le long de la ligne AMB, ni donc sur l'intensité ou la direction de la force R, c'est bien là que réside la difficulté du problème. Les différentes méthodes misent au point pour le calcul de la stabilité différent les unes des autres par la manière dont elles traitent cette difficulté. Vu la multiplicité de ces méthodes, nous exposerons ici les méthodes qui nous avons utilisé dans nos calculs (J. Costet et G. Sanglérat, 1983).

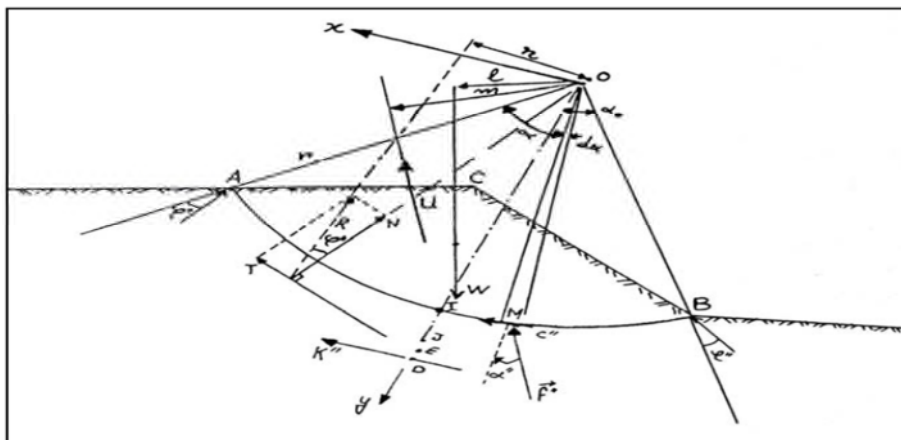


Figure. III.3 : Différentes forces agissant sur une masse en mouvement
 (J. Costet et G. Sanglérat, 1983).

III.3.2. Méthode des tranches :

III.3.2.1. Principe de la méthode :

On trouve dans la nature, de nombreux exemples dans lesquels la ligne de glissement diffère d'un cercle, par ailleurs, il est peut fréquent de rencontrer des terrains homogènes. Pour ces raisons l'étude de l'équilibre global d'une masse sujette à la rupture ne répond pas aux besoins de la pratique, il est nécessaire de disposer d'une méthode qui prend en compte de ligne de glissement quelconque et de massif hétérogène.

La méthode des tranches consiste à diviser la masse comprise entre le cercle et le parement de talus, en tranches verticales, dont on étudié individuellement l'équilibre. Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraires, leur choix tien en compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site (nature de terrain, présence d'une nappe, position des ouvrage des construits... etc.)

III.3.2.2. Méthode de FELLENIUS (1936) :

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

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

Par rapport au centre O, on peut définir :

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

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = c_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \varphi_n \dots\dots\dots (01)$$

$$\text{Par ailleurs : } N_n = W_n \cos \alpha_n \dots\dots\dots (02)$$

$$\text{Donc : } R_n = c_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_n \dots\dots\dots (03)$$

$$\text{D'autre part : } AB = l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \dots\dots\dots (04)$$

➤ La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_1^m R_i \cdot (c_i \cdot \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \varphi_i) \dots\dots\dots (05)$$

Où : m = nombre total de tranches.

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

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

Par ailleurs : $T_n = W_n \sin \alpha_n$ (06)

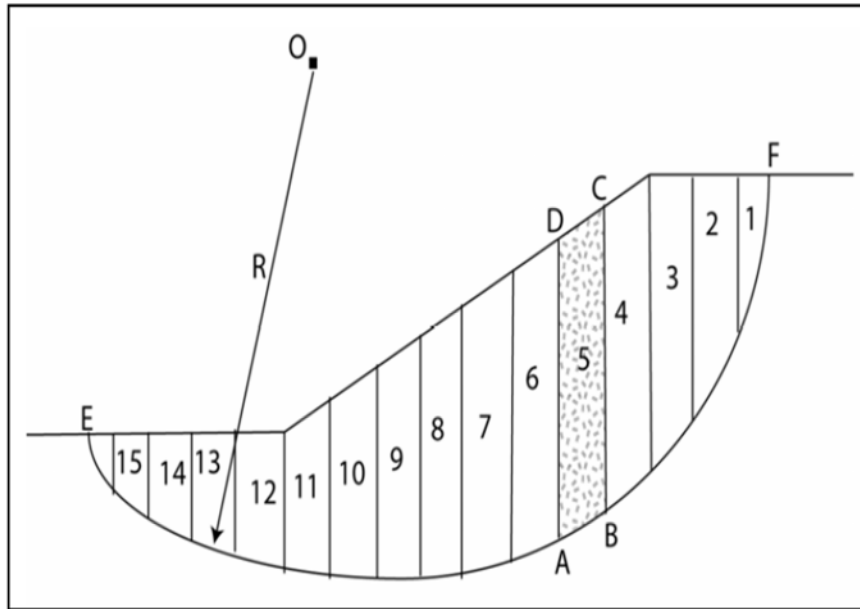


Figure III.4. Découpage d'un talus en tranches

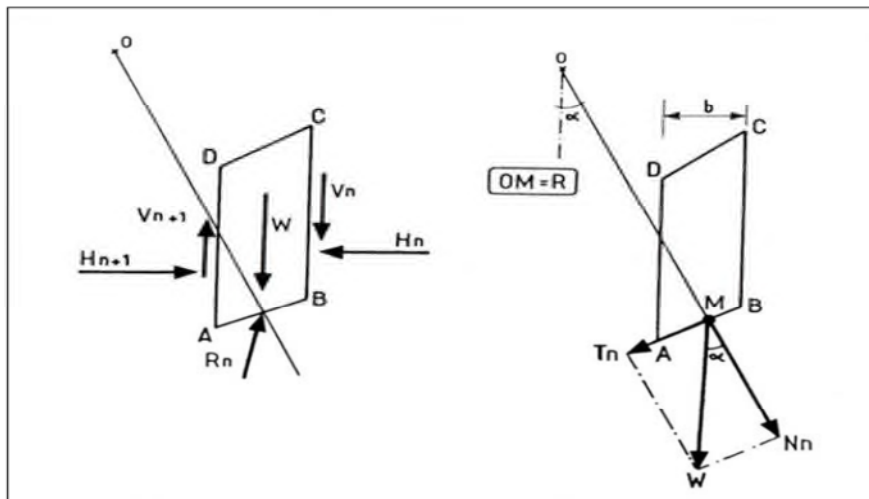


Figure III.5 : Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS

En remplaçant (05) et (06) dans l'équation (*), on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^m W_n \cdot \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (07)$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

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

III.3.2.3. Méthode de BISHOP simplifiée (1954) :

Dans cette méthode on considère que :

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

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^m (C_i b_i + W_n \tan \varphi_i)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n} \dots\dots\dots (08)$$

Avec : $m_\alpha = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F_s} \right] \dots\dots\dots (09)$

Pour déterminer F_s il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

III.3.3. Méthode des éléments finis :

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

peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tels que le Plaxis, César Crisp.

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

III.4. Choix des Caractéristiques mécaniques à prendre en compte :

III.4.1. Choix des paramètres géotechniques :

Il est important que les caractéristiques du milieu c , ϕ , γ , u , soient déterminées avec une grande précision. Les glissements ont souvent lieu en temps pluvieux. Les essais géotechniques sont alors difficiles souvent impossible à effectuer au moment du glissement mais seulement quelques jours plus tard. Les paramètres géotechniques notamment de cisaillement c et ϕ seront beaucoup plus élevés et n'ont rien à voir avec les paramètres au moment de glissement. Il n'est pas étonnant de trouver des valeurs de coefficient de sécurité supérieur à 2 au moment du glissement.

La solution la plus rationnelle de caler les paramètres de cisaillement en posant $F = 1$. En conservant la valeur de ϕ et en adoptant une valeur de c de manière à avoir un coefficient de sécurité F égale à 1.

III.4.2. Notion de drainé et non drainé :

Le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sol argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non

drainées (C_u, φ_u). 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 drainées (C', φ').

➤ **Etat non consolidé, non drainé C_u, φ_u ($\varphi_u=0$) :**

Cet état correspond à une rupture rapide, et à un comportement à court terme (ouvrages en terre, nouvel ouvrage avec modification brutale des contraintes antérieures). Il est courant de retrouver dans les rapports de sol des valeurs de φ_u positives. Ceci est du à la non saturation des échantillons. Pour les grandes valeurs de la contrainte normale σ , la valeur de φ_u tend vers 0.

➤ **Etat consolidé drainé C', φ' :**

Pour les sols argileux, cet état suppose une vitesse de cisaillement suffisamment lente pour ne pas générer des pressions interstitielles ($u = 0$). Cet état correspond au comportement à long terme. L'essai donne les caractéristiques inter-granulaires du sol. Les conditions hydrauliques peuvent néanmoins brutalement varier, il est toujours nécessaire d'effectuer les calculs à partir de C', φ' puis à partir de C_u, φ_u .

➤ **Etat consolidé, non drainé C_{cu}, φ_{cu} :**

Pour les formations argileuse en place, et normalement consolidé, il est admissible d'utiliser C_{cu}, φ_{cu} . Cet essai permet de déterminer les caractéristiques de cisaillement à long terme et on mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture.

III.4.3. choix des paramètres de cisaillement de pic et résiduel :

Dans les études de glissement de terrain, l'ingénieur géotechnicien est appelé à effectuer deux taches principales :

- Etude de la stabilité du massif après terrassement et édification de l'ouvrage. On utilisera les alors les paramètres de pic.
- Etude du confortement du glissement. Le massif à subit de grandes déformations. On utilisera les paramètres résiduels.

III.5. Choix du coefficient de sécurité :

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

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

La valeur de F adoptée est par conséquent fonction des situations (assurance et ignorance plus ou moins importantes). Pour des ouvrages de Génie Civil la valeur utilisée est rarement inférieure à 1.5, elle peut être de 2 voire 2.5 (grand risque). Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouvert, talus en cours de construction), le coefficient de sécurité peut être réduit à 1.2 ou 1.3. Dans ce cas la surveillance et l'auscultation des terrains sont généralement renforcées.

III.6. Analyse automatique de la stabilité au glissement :

Le calcul de la stabilité qui a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité F et de repérer la surface de glissement la plus probable ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. A cet effet, des logiciels ont été conçus pour effectuer cet énorme travail avec une grande précision, en un temps record et à moindre coût.

Le logiciel comporte en général trois phases principales :

- L'entrée des données
- Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
- Le lancement des calculs

La première phase consiste à introduire trois types de données :

- Géométriques (profil topographique)

- Géotechnique (c, ϕ, γ)
- Hydraulique (profil de la nappe)

La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de glissement.

✓ **Différents logiciels de calcul de stabilité :**

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres ; à l'image de TALREN 97 qui intègre les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique. Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes.

- Talren, Geostudio, Nixes et trolls, Géoslope, Larix-4S, Clara, Géotab, Stabr et Petal

III.7. Conclusion

Des études comparatives entreprises (notamment par Fredlund et Krahn 1977) dans le but de déterminer le facteur de sécurité pour différentes méthodes de calcul, ont montré que, mis à part la méthode ordinaire (méthode de Fellenius), les écarts de calcul du facteur de sécurité avec un même jeu de donnée n'excède pas plus de 4% pour l'ensemble des méthodes utilisées (Bishop simplifiée, Spencer, Janbu simplifiée et rigoureuse, Morgenstern et Price).

De cette étude il en ressort que :

- Les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) telle que celle de Janbu, Spencer, Morgenstern et Price donne des résultats précis.
- La méthode de Bishop simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments, donne des résultats aussi précis que celles citées précédemment sauf dans le cas où la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus.
- Quand la surface de glissement est fortement inclinée au pied du talus, le choix de la méthode doit se faire de telle sorte qu'elle donne une distribution correcte des forces inter-tranches.
- Les autres méthodes qui ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre (méthode ordinaire des tranches) peuvent être très imprécises.

- Le facteur de sécurité déterminé à partir de l'équilibre des forces est plus sensible aux hypothèses faites sur les forces de cisaillement entre-tranches que le facteur de sécurité déterminé par les moments d'équilibre. Pour cette raison il est préférable d'utiliser une méthode où le moment d'équilibre est satisfait (celle de Bishop par exemple).
- Toutes les méthodes sont imprécises dans le cas où un remblai est sur une fondation fortement compressible, car dans cette situation la rupture du remblai ne se fait pas par cisaillement, mais par traction et fissuration.

III.8. Méthodes de confortement des glissements de terrain :

III.8.1. Introduction :

On présentera dans cette partie les éléments nécessaires au choix et à la définition d'un dispositif de confortement pour un glissement de terrain. Ils dépendent du type d'instabilité, de la cinétique du phénomène, des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et de son évolution dans le temps. On peut dire que les techniques d'intervention disponibles se regroupent en trois grandes familles qui sont: LES TERRASSEMENTS, LES DRAINAGES ET LES RENFORCEMENTS.

Les aspects techniques ne sont pas uniquement ceux qui interviennent dans la recherche d'une solution de confortement. En effet, l'impact économique, environnemental d'un projet, les délais, contraintes particulières liées aux techniques et aussi au savoir-faire des entreprises locales qui participent à la définition de la solution de confortement.

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à exécuter des travaux de stabilisation et à définir une solution confortative.

La solution doit prendre en compte 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 également tenir compte 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 retenu et les possibilités d'entretien et de réparation,
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales

Aussi, 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.

Dans le cas du glissement représenté sur la figure ci-dessous, les solutions acceptables dans l'emprise du chantier routier:

- (1) déchargement du remblai,
- (2) drainage,
- (3) soutènement,
- (4) clouage par pieux,

S'avèrent, après calcul, inopérantes ou irréalistes.

L'étude a montré que c'est la butée de pied qui offre la meilleure amélioration de sécurité. Cette solution a finalement été retenue, malgré les problèmes d'emprise qui en résultent.

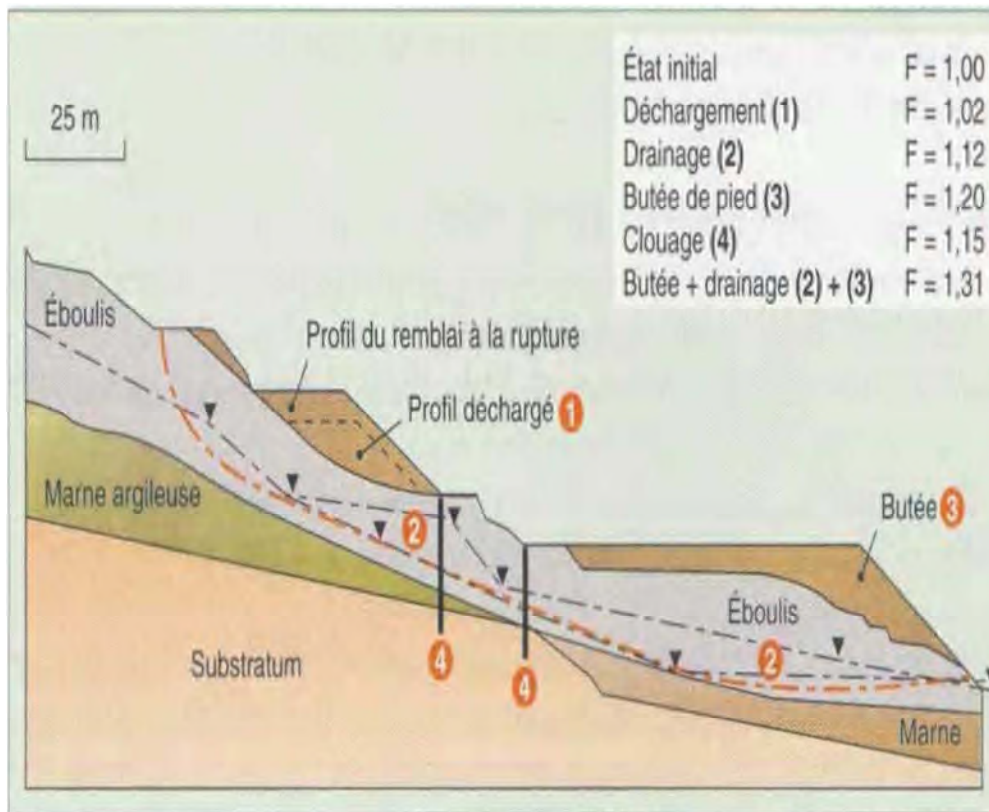


Figure III.6 : Recherche d'une méthode de stabilisation (Y.HAMMADI)

III.8.2. Première technique : les terrassements

- ❖ Butée de pied et allègement en tête
- ❖ Purge et reprofilage
- ❖ Substitutions

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

- Les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête et butée en 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).
- La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications (Figure III.9) :
- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont,
 - L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autre glissement, par exemple à l'aval.

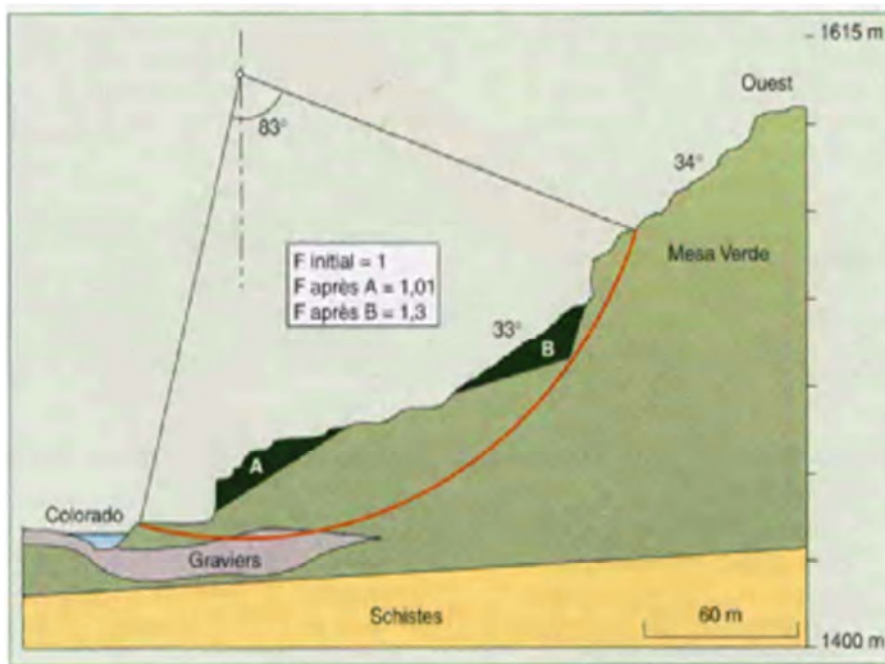


Figure III.7 : Traitement du glissement de Cameot (d'après Peck et Ireland, 1953)

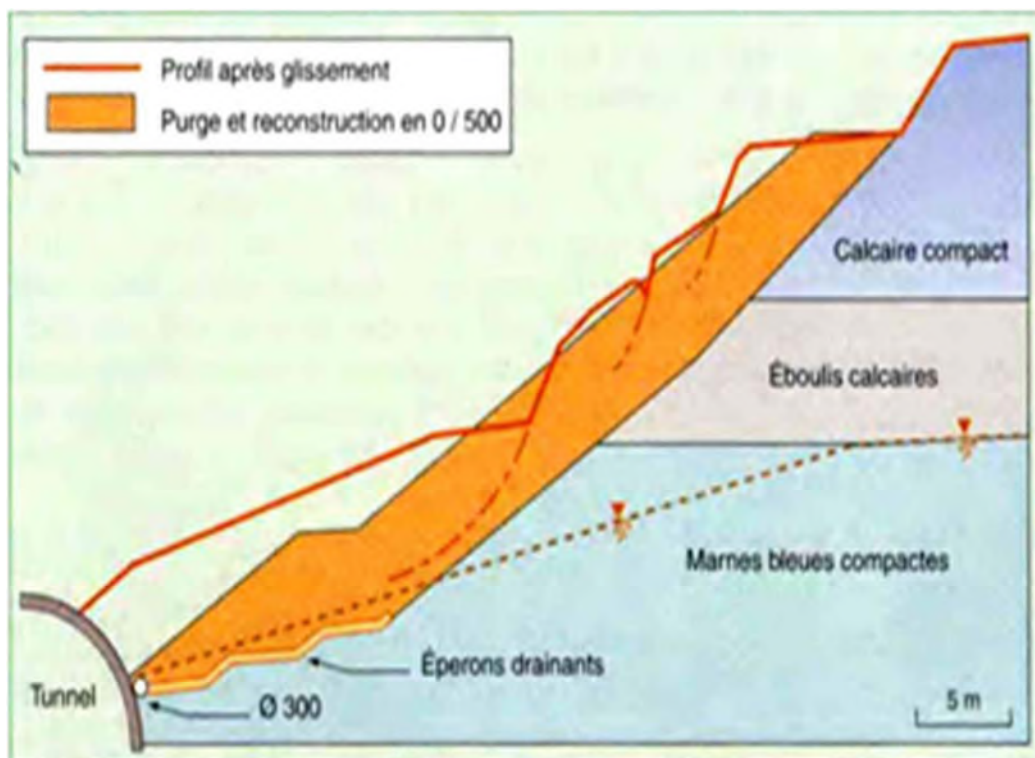


Figure III.8 : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay.

III.8.3. Deuxième technique : dispositifs de drainage de surface

- ❖ Tranchées drainantes
- ❖ Drains subhorizontaux
- ❖ Drains verticaux, puits et galeries drainantes

Très souvent, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Bien qu'elles soient plus délicates à dimensionner et à mettre en œuvre que des techniques de terrassement, le géotechnicien doit étudier des solutions ayant pour objectif de réduire l'action de l'eau.

Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain.

Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site,
- expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

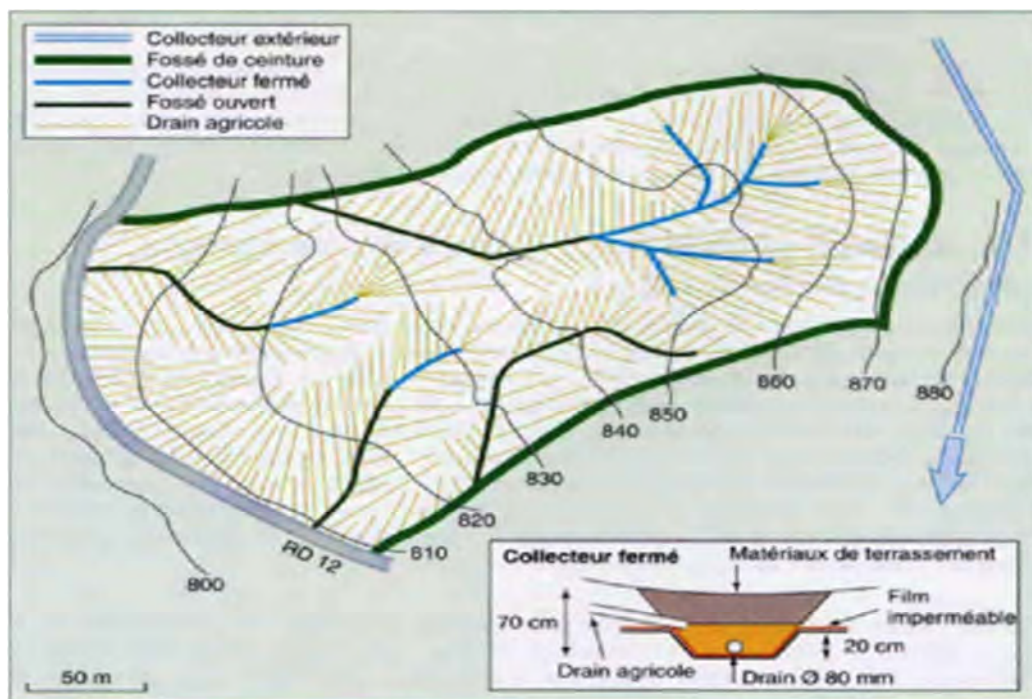


Figure III.9 : Réseau de drainage de surface, glissement de la RD 12 (d'après Livet, 1980).

- ❖ Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, dont une coupe type, ce sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper

les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).



Figure III.10 : Drainage mis en œuvre sur le glissement de Vaocluse(Doubs) (d'après Faure et al., 1975).

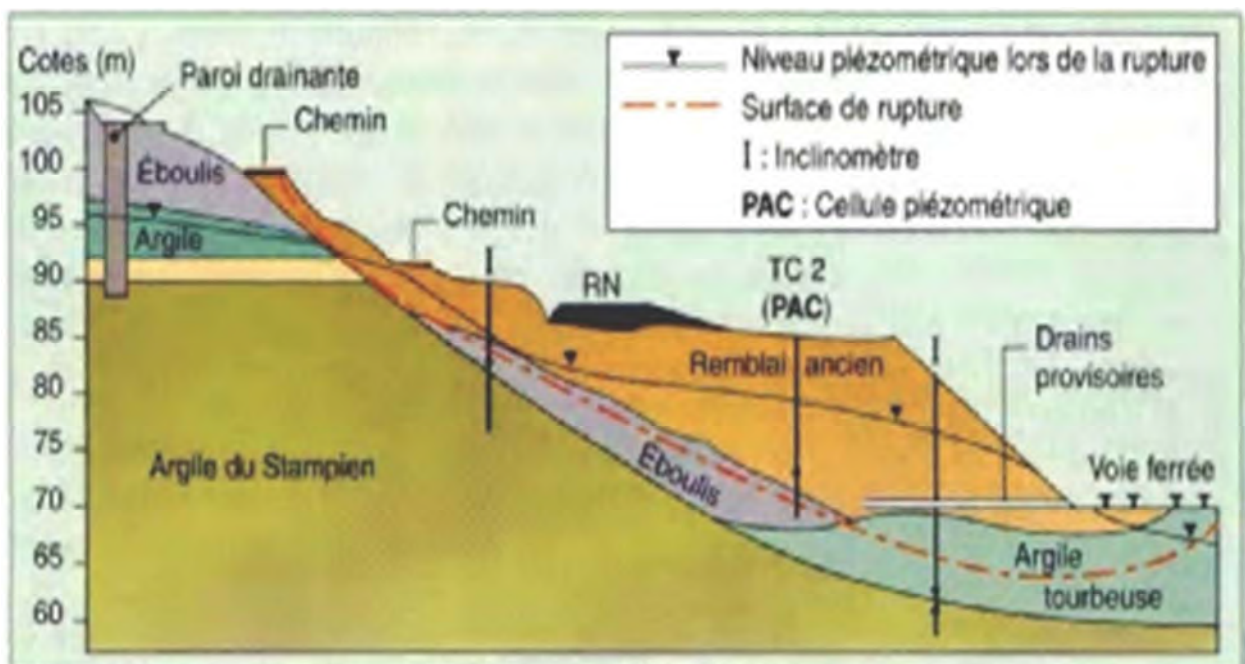


Figure III.11 : investigation pour la recherche d'une solution (Y.HAMMADI)

❖ Drains Subhorizontaux :

- Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, l'installation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.
- La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépinés. 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 permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants :
 - nappe de versant,
 - couche et poches aquifères, éventuellement en charge,
 - circulations d'eaux localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).
- Pour les deux derniers cas, l'efficacité des drains dépend de leur position, qui peut être très délicate à maîtriser.

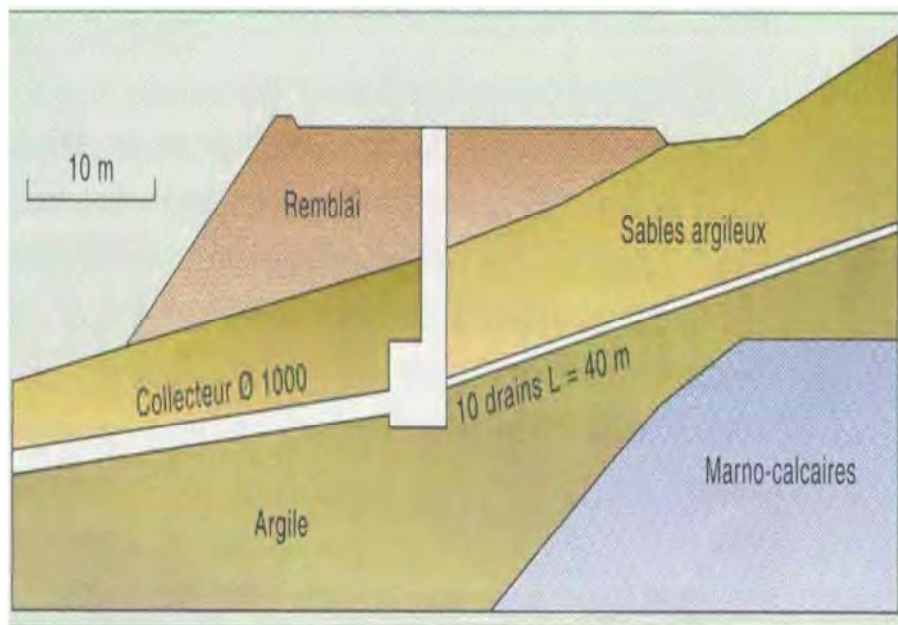


Figure III.12 : Drainage du glissement de Châtel-Guyon (Puy-de-Dôme).

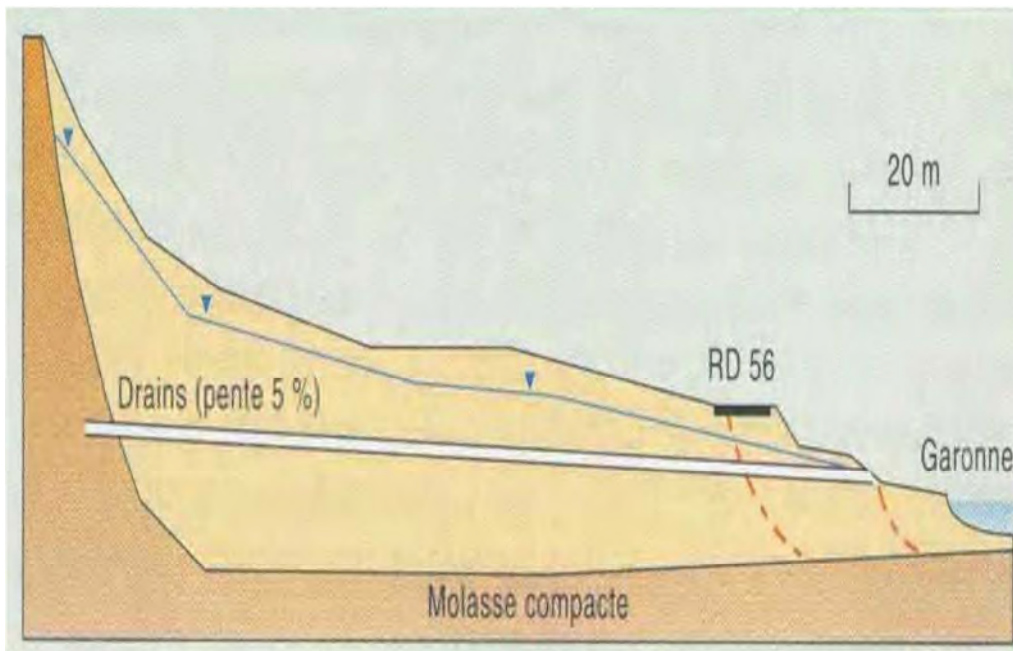


Figure III.13 : Stabilisation de la RD 56 à Muret (Haute-Garonne).

❖ **Drains verticaux, puits et galeries drainantes.**

- Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.
- Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limité en profondeur.
- Les galeries drainantes constituent un autre type d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage.
- La profondeur des puits et leur espacement dépendent du modèle hydraulique du site.
- L'évaluation du rayon d'action d'une ligne de puits repose sur les hypothèses et les formules de Dupuit (1863).

III.8.4. Troisième technique: Introduction d'éléments résistants

- ❖ Ouvrages de soutènement rigides et souples
- ❖ Tirants d'ancrage
- ❖ Clous et micro-pieux
- ❖ pieux

On appelle éléments résistants les structures suivantes :

- ouvrages de soutènements (murs en béton, murs cellulaires, gabions, remblais renforcés),
- tirants d'ancrage et murs ancrés,
- clouages par des barres, des micro-pieux,
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques d'inertie diverse, etc.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais tentent d'en combattre les effets :

- ✓ Elles 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.
- ✓ On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, qui pourraient avoir pour conséquence de diminuer la résistance au cisaillement des sols.
- ✓ Deux grands types de structures peuvent être distingués :
 - les *ouvrages rigides* tels que les murs en béton, les tirants précontraints, les pieux et les barrettes,
 - les *ouvrages souples* tels que les remblais renforcés, les murs cellulaires, les clous et les micro-pieux.



Figure III.14 : Attache et remblaiement de la ieme couche des pneus (Y.HAMMADI)



Figure III.15: Falaise de la Côte des Basques, Biarritz (Pyrénées) (Sève et al, 1994).

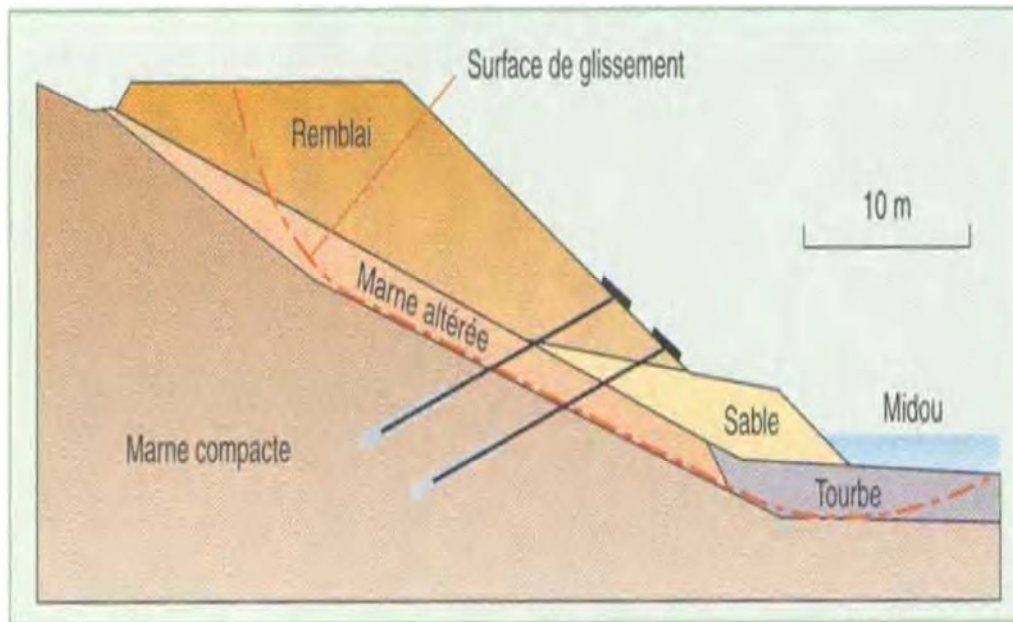


Figure III.16 : Glissement du pont Saint-Médard, Mont-de-Marsan, (Landes).

❖ Clous Et Micro-Pieux :

✓ Le clouage des sols a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. Si cette technique a trouvé tant d'applications dans ce domaine, c'est parce qu'elle est aisée et rapide à mettre en œuvre et qu'elle n'affecte pas la géométrie du site

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

- les clous et micro-pieux, constitués d'une armature de faible inertie et d'un coulis d'injection,
- les pieux et barrettes, qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

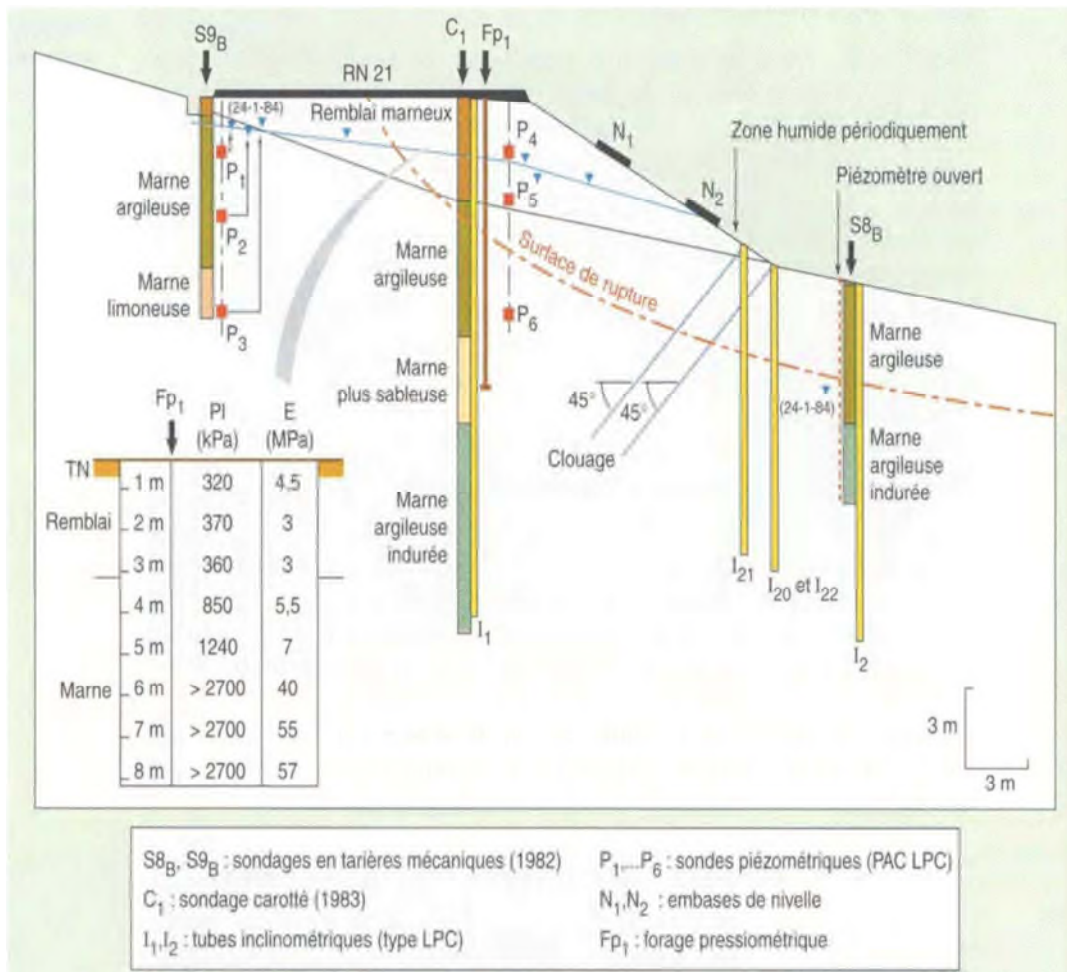


Figure III.17 : Clouage (Sève et al, 1996).

❖ Pieux :

- ✓ Cette technique a été employée pour stabiliser le glissement de terrain qui affectait la petite ville proche de 36 km d'Athènes (Grèce), (Sève et al, 1996).
- ✓ Le site (Figure III.17) a été stabilisé à l'aide de 80 pieux de 1 m de diamètre.
- ✓ Le gain de sécurité calculé lors de l'étude était de 20 % correspondant à un déplacement théorique du sol de 3 cm.

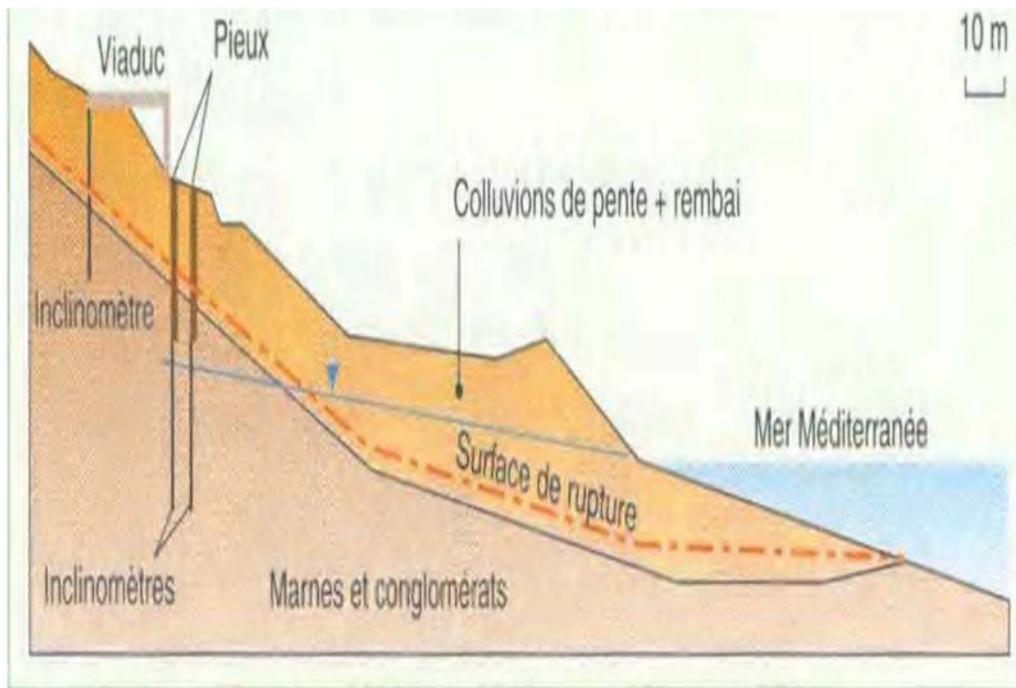


Figure III.18 : Profil géotechnique du site (Grèce)

III.8.5. Conclusion :

La démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement d'un glissement de terrain procède des éléments suivants:

- **Identification du type de mouvement** (géologie, géométrie, paramètres géomécaniques, vitesses de glissement, etc.)
- **Analyse numérique**, évaluation de l'influence des différents facteurs (géométrie, pressions interstitielles, renforcement).
- **Choix de solutions** en tenant compte des contraintes : de site, économiques, de délai, etc.
- **Dimensionnement** du projet de solution.
- **Suivi des paramètres du glissement** pendant toute la durée de l'étude et durant la phase de travaux et souvent également après ces derniers.

PARTIE II

PARTIE PRATIQUE

IV.1. Introduction :

La ville de Jijel est caractérisée par une morphologie irrégulière, son relief s'individualise en deux zones bien distinctes :

- Une partie avec un relief très accidenté.
- Une partie plate limitée par des barrières physiques par rapport au bord de la mer et les montagnes.

IV.2. Eléments de géographie :

Jijel est d'abord daïra de Constantine avant de devenir wilaya au découpage administratif de 1974. Constitué actuellement de 11 daïra et de 28 communes, le territoire wilayal s'étale sur une superficie totale de 2398,69 km² dont 82% sont des montagnes, avec une population de 572,685 habitants au dernier RGPH de 1998.

IV.3. Situation :

Jijel, la ville se trouve sur la cote Est Algérienne, entre deux grands ports : celui de Béjaïa (90 Km à l'ouest) et celui de Skikda (140 Km à l'Est). Elle est située par 5° 47' de longitude Est et par 36° 49' de latitude Nord.

IV.4. Climat :

Jijel est sous l'influence d'un climat maritime méditerranéen caractérisé par des étés secs et tempérés, et des hivers doux et humides. Les pluies durent 06 mois totalisant une pluviométrie de 1200 mm. La température est très douce en hiver (11° en moyenne au mois de janvier) et la chaleur est tempérée par la brise de mer en été (26° en moyenne au mois d'Août).

IV.5. Relief :

La commune du chef-lieu de wilaya a une superficie totale de 65,66 Km² au relief difficile. Le territoire communal est constitué par une plaine côtière cernée par le Mont Mezghitane (300 m d'altitude) et les zones montagneuses des Beni-Caid au sud et la mer Méditerranée au nord. La vallée de Oued El Kantara coupe cette plaine à l'Est de la ville, le territoire s'étend jusqu'à l'Oued Mencha à l'Est et l'Oued Kissir à l'Ouest. D'après des études

faites sur la région, Jijel se situe dans une zone sujette à des tremblements de terre, la ville a été d'ailleurs détruite en 1856 par un violent séisme.

IV.6. Sismicité :

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune (voir RPA 99 version 2003), soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II.a et II.b : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

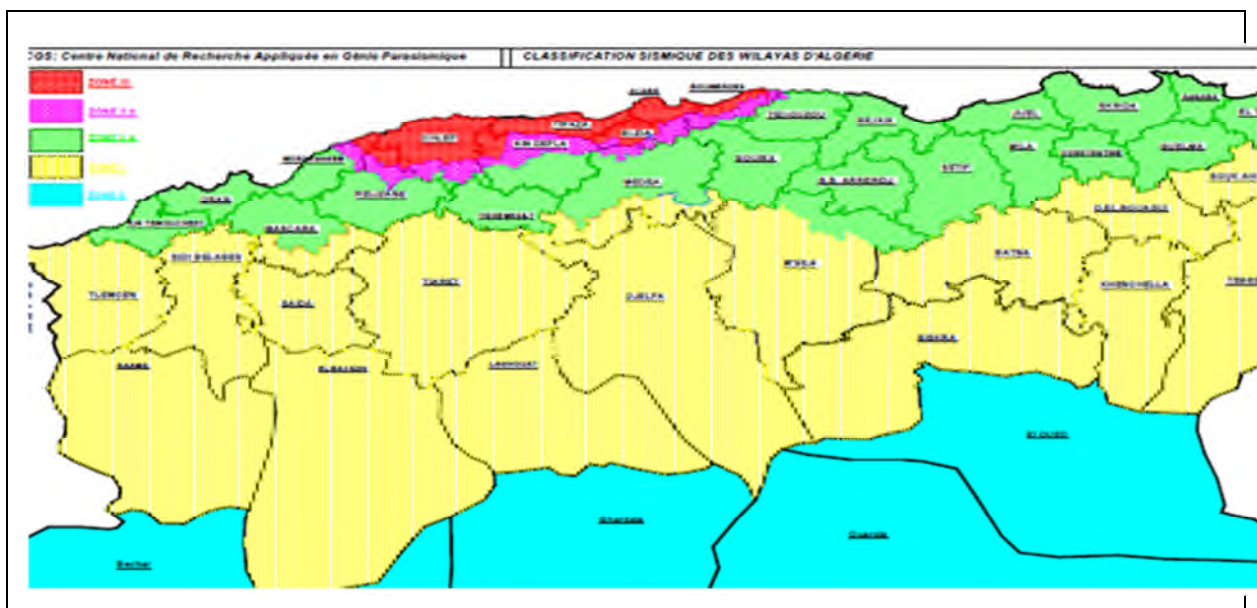


Figure IV.1 : carte de classification sismique des wilayas

La wilaya de Jijel est classée dans la zone II.a (sismicité moyenne) d'après le RPA 99 version 2003.

IV.7. Les profils couvrants le site :

Les figures qui suivent sont celle des profils qui couvrent le terrain ou le glissement a eu lieu.

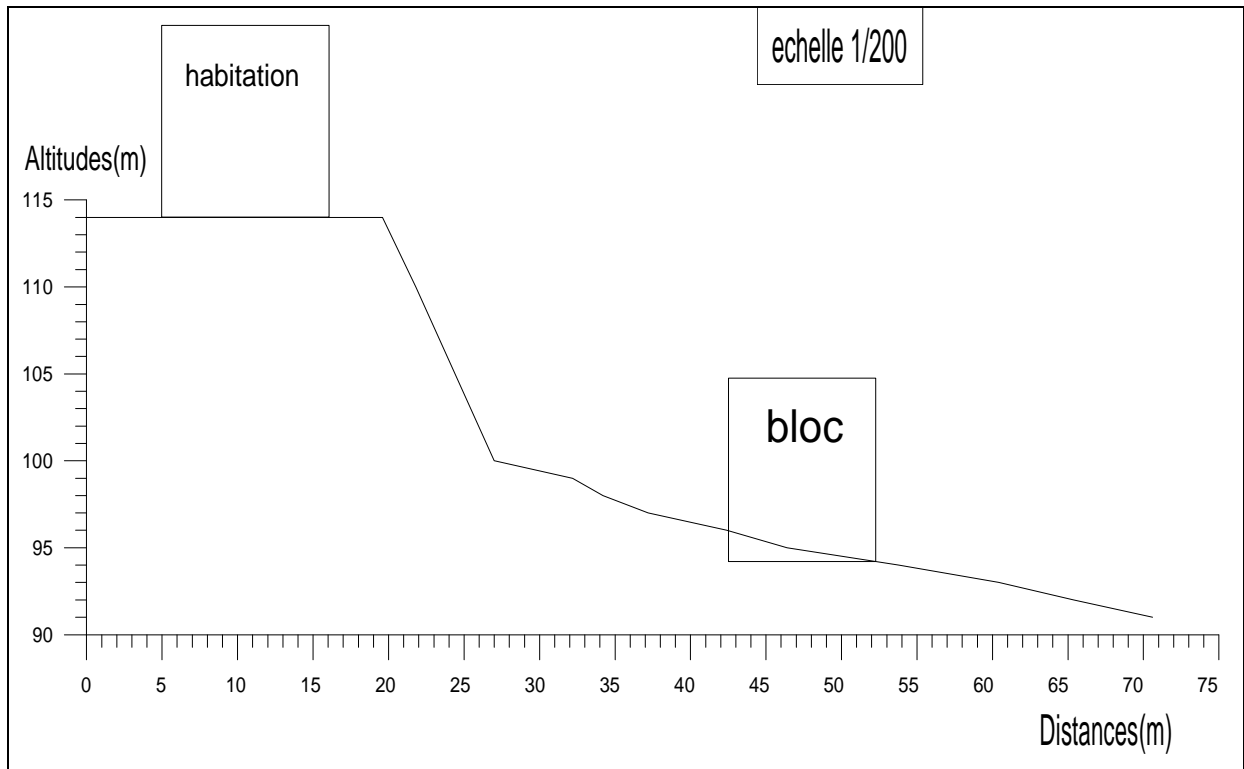


Figure IV.2: profil -01- (après excavation)

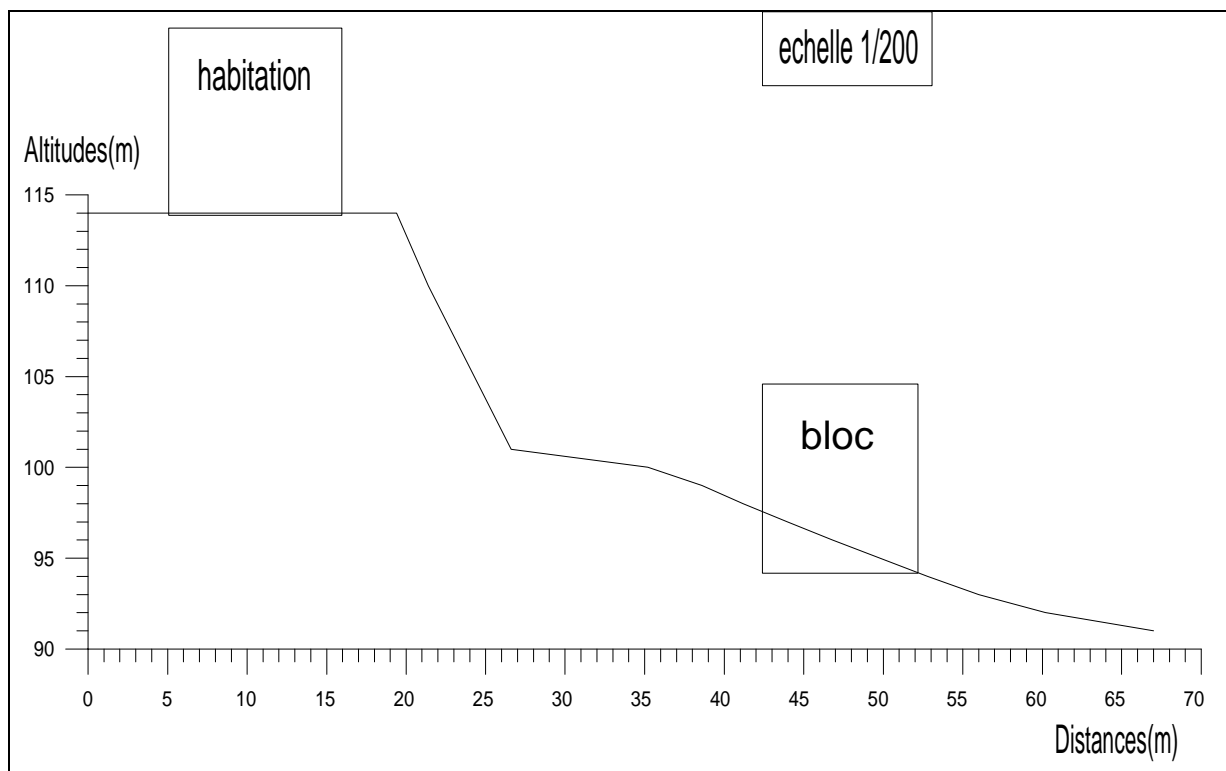


Figure IV.3 : profil -02-(après excavation)

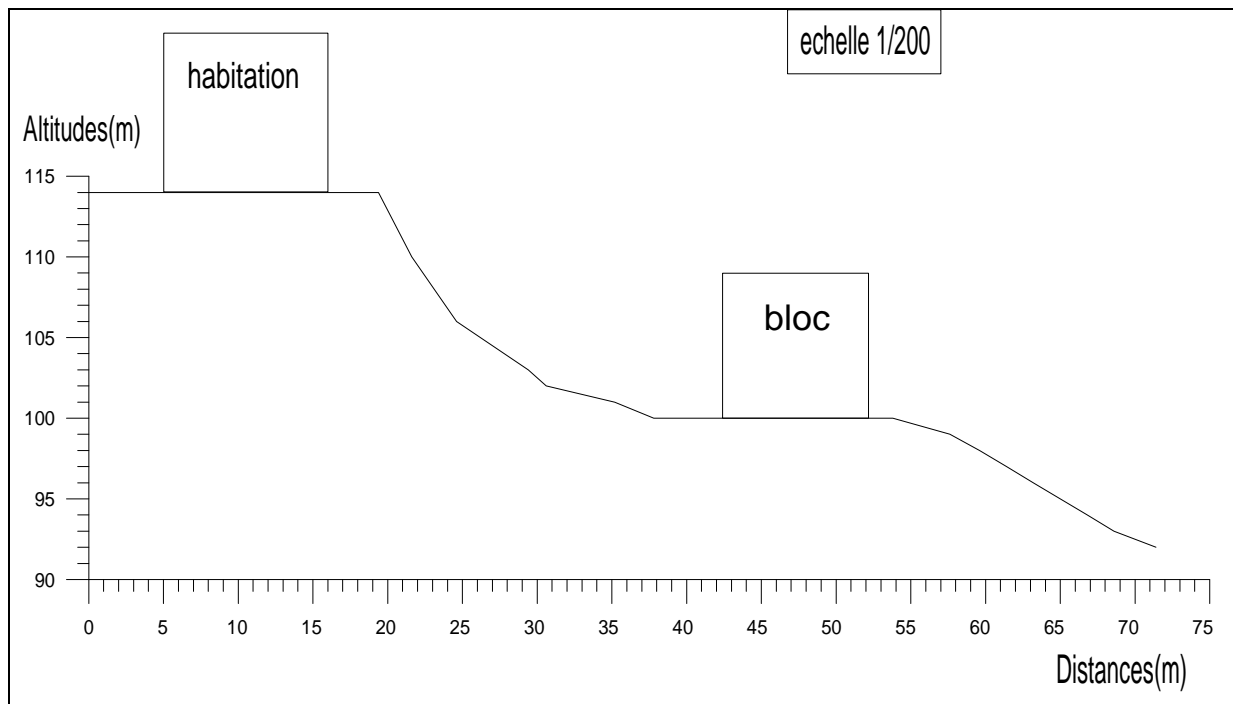


Figure IV.4 : profil -03-(après excavation)

IV.8. Etude géotechnique :

IV.8.1. Introduction :

Le commencement de La reconnaissance d'une zone instable commence par une exploitation des documents bibliographiques disponibles tels que les cartes géographiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes...etc. Or ces données sont insuffisantes car elles nous renseignent seulement sur les affleurements de surface, (les profiles, la pente,...) donc il faut compléter ces données par des essais de reconnaissances « in situ » qui interviennent comme moyens indispensables qui permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, leur homogénéité et d'estimer leur caractéristiques mécaniques.

IV.8.2. Essais in-situ :

IV.8.2.1. Sondages carottés :

Cette méthode d'investigation in-situ permet l'obtention d'une colonne continue de sol (discontinue dans le cas des alluvions marécageuses), le mode de perforation est soit le

poinçonnement (percussion, battage ou pression), ou la **rotation** avec l'aide d'un fluide de forage pouvant être de l'air, de l'eau ou de la boue. Les échantillons de sol prélevés sont appelés **carottes**, ils sont présentés dans des caisses en indiquant leur nature visuelle et la profondeur des prélèvements. Les échantillons remaniés ou non remaniés ciblés pour des essais d'identification au laboratoire sont immédiatement paraffinés afin de préserver leur caractéristiques initiales.

Pour obtenir des meilleurs résultats (fiabilité), il faudra que le matériel de perforation soit bien adapté aux types de formations traversées tout en prenant en considération l'importance de l'ouvrage à réaliser. Un sondage carotte a été réalisé sur le site de Mezghitane.

❖ **Interprétation des résultats de sondage carotté :**

Un sondage carotté a été effectué sur le site de l'étude chef lieu Mezghitane

• **Sondage SC 01 :**

0.00- 2.50 m : Remblais

2.50- 7.00 m : limons argileux graveleux peu compact de couleur marron

IV.8.2.2. Le pénétromètre dynamique ou Dynamic Pénétration Test (DPT) ou (PDL):

a. But de l'essai :

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Ce type d'essai, consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante (J. Cost et G. Sanglérat, 1983).

b. Principe de l'essai PDL :

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 . L'essai est en général rapide, le comportement du sol est donc non drainé notamment dans le cas des sols fins saturés.

c. Domaine d'utilisation de l'essai PDL :

L'essai peut se faire pour le balayage du terrain en phase de reconnaissance préliminaire. Une telle opération permet par la suite d'orienter la reconnaissance géotechnique détaillée (nombre et position des sondages...). Cet essai est aussi utilisé pour l'analyse qualitative d'un terrain (localisation d'un substratum, mise en évidence des cavités...), comme il est utilisé pour l'étude d'un modeste projet de fondations où l'investigation géotechnique est, pour des raisons économiques, limitée. Le champ d'application de cet essai s'est élargi et il est actuellement courant de réaliser des campagnes d'essai de pénétration dynamique PDL pour :

- Zoner un site en phase de reconnaissance et définir ainsi son aptitude à recevoir une construction donnée.
- Définir le toit d'un substratum rocheux.
- Etudier l'homogénéité spatiale du terrain par recoupement des différents sondages pénétrométriques.
- Etudier les sites où il est impossible de réaliser des massifs de réaction (site aquatique, sol tourbeux, terrain encombré...), ce qui présente un avantage important par rapport à d'autres essais in-situ.
 - Etudier la pénétrabilité des pieux et des rideaux de palplanches.
 - Caractériser la résistance des sols raides et compacts (refus de pénétration statique).
 - Etudier les dépôts alluvionnaires ou graveleux où l'éboulement et la présence des gros cailloux rendent délicats les autres essais in situ (A. Bouafia, 2004).

d. Interprétation des résultats des essais :

Les résultats de l'essai sont en général reportés sur un graphique arithmétique ou semi-log donnant, en fonction de la profondeur atteinte :(Voir Annexe)

- 1) Le nombre de coups N_d correspondant à un enfoncement de 20 cm (graphe des mesures).
- 2) La résistance de pointe au battage déduite couramment de la formule des Hollandais avec un coefficient de sécurité égal à un (01). (Après exploitation des mesures).

Cette résistance est souvent appelée « Résistance dynamique conventionnelle R_d » qui est calculée comme suit (J. Cost et G. Sanglérat, 1983) :

$$R_d = (M.G.H) / [A . e . (M + \sum M')]$$

Avec: R_d : Résistance dynamique de pointe en (bars),

M : Masse du mouton en (63,5 kg),

H : Hauteur de chute du mouton (50 cm),

A : Section de la pointe (15 cm^2),

M' : Masse de la couronne de tiges a la profondeur (z) et

e : enfoncement par coup (20 cm).

Les essais de pénétromètre dynamique sont effectués dans le but :

- D'avoir une estimation qualitative;
- Détecter des anomalies souterraines;
- Définir des zones d'égale résistance;
- Estimer empiriquement la contrainte admissible du sol (Q_{adm});
- Fixer d'une manière approximative le type et la profondeur d'ancrage des fondations dans la formation la plus résistante.

Ou : Q_{adm} a L'ELS est de :

$$Q_{adm} = R_d / 21$$

❖ Interprétation des résultats des essais :

Compte tenue de l'ensemble des résultats pénétrométriques du projet, la contrainte admissible du sol est de : à L'ELS :

- 2.50 – 3.00 m $Q_{adm} = 1.00 \text{ bar}$
- 5.00 m $Q_{adm} = 1.50 \text{ bar}$

IV.8.3. Les moyens d'étude au laboratoire :

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vu d'estimer son état naturel. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif (J. Costet et G. Sanglérat, 1981).

IV.8.3.1. Essais d'identification :

Il est habituel de caractériser les sols à l'aide d'essais relativement simples. Ces essais sont appelés "**essais d'identification**", ils nous permettent de déterminer la nature du sol, sa

structure et ses propriétés physico-chimiques avec précision (B. Hubert et G.Philipponnat, 2003)

a. L'analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue par :

- Tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 μ m.
- Sédimentométrie pour les grains les plus fins.

Les résultats sont exprimés sous forme d'une "**courbe granulométrique**". Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

- **Le coefficient d'uniformité (coefficient de Hazen) :**

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Si :

- $C_u > 5$ la granulométrie est dite étalée (continue).
- $C_u < 2$ la granulométrie est dite étroite (uniforme).

- **Le coefficient de courbure :**

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} : \text{Pour un sol bien gradué : } C_u > 5 \text{ et } 1 < C_c < 3.$$

D10, D30 et D60 étant respectivement les diamètres correspondant à 10%, 30% et 60% d'éléments de dimension inférieure.

❖ **Interprétation des résultats :**

Le pourcentage des éléments inférieurs à 0.2 mm varie entre 66 et 88% dans notre cas au niveau de la zone glissée.

b. La teneur en eau :

Elle définit le rapport en pourcentage (%) du poids d'eau W_w que le sol contient, au poids W_s de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol Pendant 24 heures dans une étuve à 106° (P. Habib, 1997), on aura :

$$W (\%) = (W_w / W_s) \cdot 100 \quad \text{avec : - } W_w : \text{ poids de l'eau dans l'échantillon.}$$

- W_s : poids des grains solides dans l'échantillon.

La teneur en eau est le paramètre le plus important dont sa variation modifie toutes les propriétés physiques du sol. Connaissant la valeur de la teneur en eau on peut avoir l'état dans lequel le sol se trouve, à titre d'exemple le (tableau IV.1) donne une classification adoptée par FAER en fonction de ce paramètre :

Tableau IV.1 : Etat hydrique des sols selon leurs degrés de saturation en eau.

Sr	ETAT
01-25 %	Légèrement humide
25-50 %	Humide
50-75 %	Mouillé
75-90 %	Détrempé
100 %	Saturé

❖ **Interprétation des résultats**

Dans notre cas la teneur en eau varie entre **11.9** et **15.3%** donc selon le (tableau IV.1) notre sol est légèrement humide.

c. Les densités :

L'essai de la densité permet d'obtenir les caractéristiques physiques du sol sous plusieurs formes (densité sèche, densité humide, densité apparente et densité déjaugée).

• **La densité humide γ_h (γ):**

C'est le poids volumique du sol à l'état humide : $\gamma_h = W_t / V_t$

Avec : W est le poids de l'échantillon humide et V le volume total, exprimée en (gr/cm^3 , Kg/m^3 , t/m^3).

❖ **Interprétation des résultats :**

La densité humide de notre sol est entre **2.13** et **2.17** (t/m^3)

• **La densité sèche γ_d :**

C'est le poids volumique du sol à l'état sec : $\gamma_d = W_s / V_t$

Avec : W_s est le poids des grains solides et V_t le volume total, exprimée en (gr/cm^3 , Kg/m^3 , t/m^3).

Le tableau ci-après donne une classification du sol selon ces deux paramètres (J. Costet et G. Sanglérat, 1981) :

Tableau IV.2 : Classification des sols selon leurs densités.

Nature du sol	γ_h	γ_d
Sable	17 à 20 KN/m^3	14 à 18 KN/m^3
Argile	16 à 22 KN/m^3	10 à 20 KN/m^3
Tourbe	13 à 17 KN/m^3	03 à 10 KN/m^3

❖ **Interprétation des résultats :**

Pour notre terrain glissé en a obtenue la densité sèche varie entre **1.8** et **1.94 (t/m^3)** et selon le tableau (IV.2) en remarque qu'en ce situe dans une argile.

d. Les limites d'Atterberg :

Compte tenu de leur structure, les argiles ont la propriété d'absorber une quantité d'eau très importante, ou au contraire, de se dessécher, ceux-ci sont en fonction des conditions auxquelles elles sont soumises. Quelque soit la nature des argiles, celles-ci malaxées avec une quantité d'eau, se transforment en boue (argile à un comportement liquide). Au contraire, si les argiles sont suffisamment desséchées, les grains sont très serrés, et les liaisons deviennent très intenses (les argiles ont un comportement solide). Entre ces deux états extrêmes, l'argile est malléable (les argiles ont un comportement plastique).

Les limites d'Atterberg sont donc des teneurs en eau, pour les obtenir, les essais s'effectuent sur la fraction du matériau passant au tamis de 0,40mm (400 μm).

♦ **Limite de liquidité W_L :** qui sépare l'état plastique de l'état liquide. Elle se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande (B. Hubert et G. Philipponnat., 2003).

Elle est donnée par la formule suivante :

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

♦ **Limite de plasticité W_P** : qui sépare l'état solide avec retrait de l'état plastique. La limite de plasticité et la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol des rouleaux de 3mm de diamètre sans qu'ils se rompent.

♦ **Limite de retrait W_S** : se situe entre un état solide sans retrait et un état solide avec retrait. C'est la teneur en eau juste suffisante pour remplir les vides du sol au moment où il atteint par séchage son volume minimal.

L'indice de plasticité I_P : c'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il donne l'étendue du domaine de plasticité du sol : $I_P = W_L - W_P$.

L'indice de consistance I_c , ou teneur en eau relative par rapport aux limites de liquidité et de plasticité : $I_c = (W_L - W) / I_P$ avec W : teneur en eau naturelle.

L'indice de plasticité permet de définir le degré de plasticité d'un sol comme le montre le tableau (tableau II.3). En utilisant les résultats des limites d'Atterberg, le sol peut être classé par le biais de diagramme de plasticité de Casagrande.

Tableau IV.3 : Classification des sols suivant l'indice de plasticité.

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

Les classifications du sol les plus utilisées et les plus récentes sont celles qui tiennent compte de plusieurs paramètres en même temps, comme la classification LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) des sols grenus et le diagramme de plasticité de Casagrande.

❖ **Interprétation des résultats :**

D'après les résultats de limite d'Atterberg, les argiles constituant le sol sont peu plastiques avec : W_L varie entre **32.52** et **37.61%** et I_P entre **15.39** et **16.94 %**

IV.8.3.2. Essais mécaniques :

a. Essai de cisaillement rectiligne (Figure IV.5) :

- ✓ **Définition de l'essai :** Dans cet essai, l'échantillon est placé dans un cylindre constitué de deux demi-boîtes qui peuvent coulisser horizontalement l'une sur l'autre. A fin d'obtenir C et φ la cohésion et l'angle de frottement interne respectivement.



Figure IV.5 : Dispositif de l'essai de cisaillement

- ✓ **Principales caractéristiques mécaniques d'un sol :**

Les valeurs de la cohésion (C) et de l'angle de frottement interne (φ) dépendent des conditions d'essais (drainage, vitesse de chargement, consolidation...), nous allons donc être amenés à distinguer trois grandes familles de paramètres :

- **Essai non consolidé non drainé (φ_{uu} et C_{uu}) :** Si le sol est saturé $\varphi_{uu} = 0$, on réservera donc ce type d'essais pour le calcul des ouvrages à court terme.
- **Essai consolidé non drainé (φ_{cu} et C_{cu}) :** Ces essais sont rapides mais nécessitent la mesure de la pression interstitielle. Compte tenu du postulat de Terzaghi on peut déterminer les propriétés des sols saturés en contraintes effectives.
- **Essai consolidé drainé (φ_{cd}) et (C_{cd}) ou (C' et φ') :** Se sont des essais lents (d'autant plus que la perméabilité est faible). Ils conviennent pour des sols saturés ou non, de perméabilité assez élevée. (B. Hubert et G. Philipponnat., 2003).

❖ **Interprétation des résultats :**

L'essai rectiligne de type non consolidé non drainé(UU) effectué au laboratoire, nous donne un angle de frottement interne de **33.14°** et une cohésion de **1.11 bar**.

IV.8.3. 3. Analyse chimique :

Tableau IV. 4 : l'analyse chimique

Sondage	Profondeur(m)	Sulfates SO_4^-	Carbonates CaCO_3	Chlorure Cl^-	Matières organiques
Sc 01	2.50 – 2.75	traces	traces	Traces	0.92

❖ Interprétation des résultats :

L'échantillon récupéré du sondage carotté à la profondeur de 2.50 – 2.75 m de sol en place est d'agressivité **nulle** selon la norme NFP 18.011 du 06/92.

IV.8.4. Les profiles qui couvrent la zone glissée :

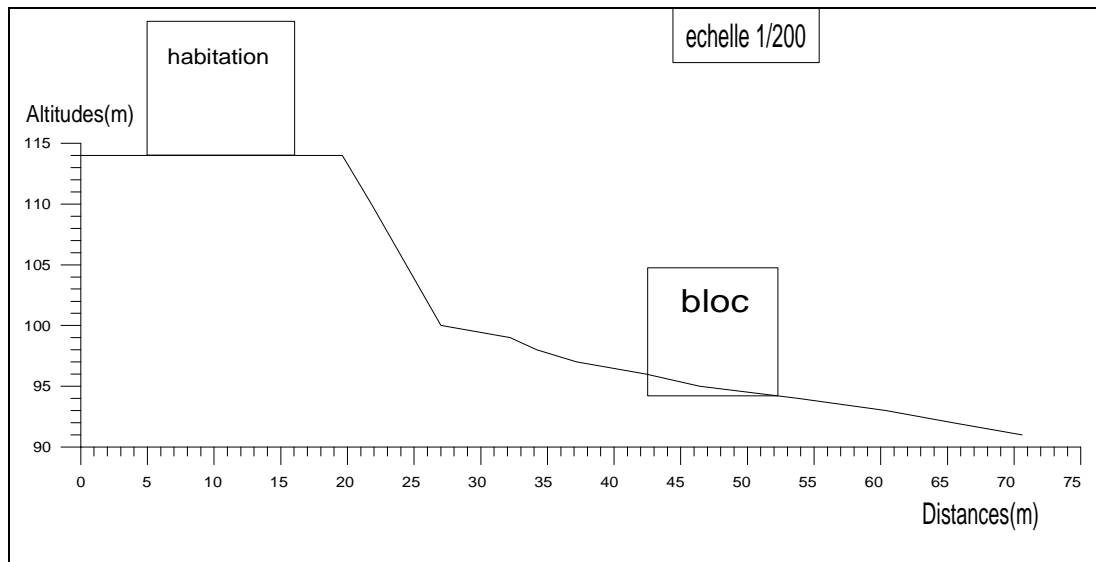


Figure IV.6: coupe géotechnique de profile (après le glissement)

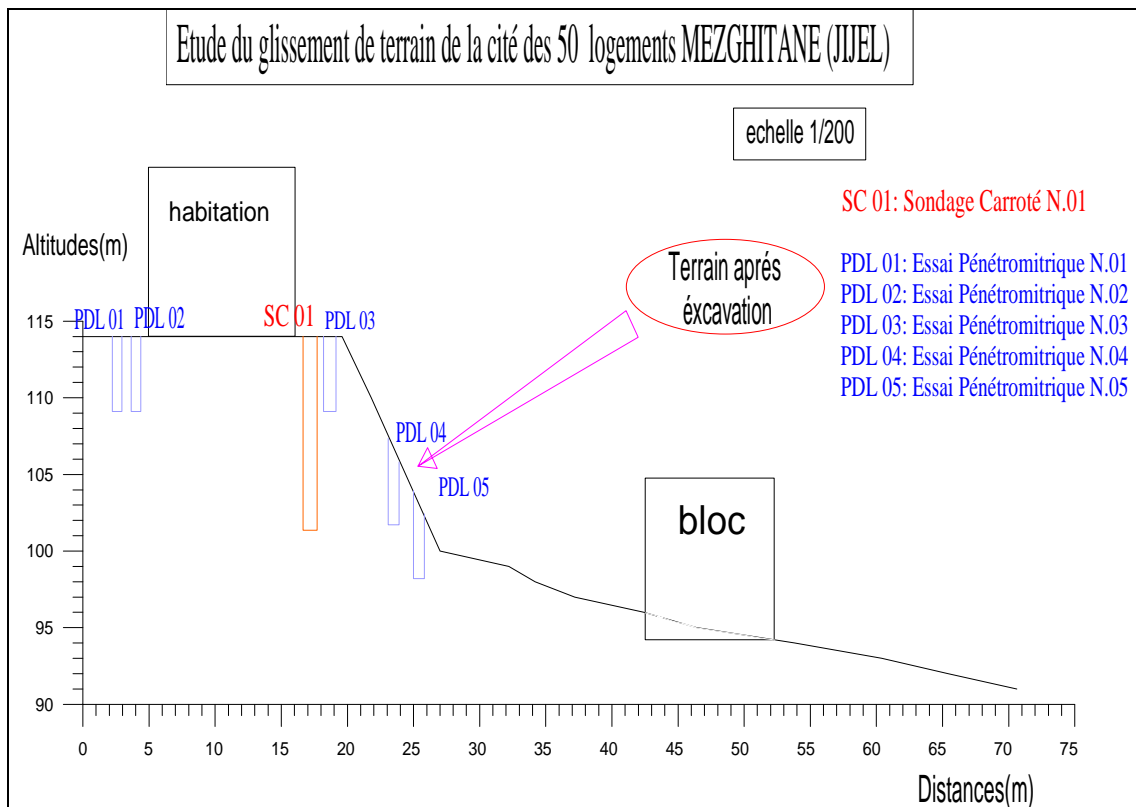


Figure IV.7 : Coupe géotechnique de profil (implantation des sondages)

V.1. Introduction :

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul. Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de F_s et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Les méthodes non linéaires diffèrent essentiellement par les hypothèses faites sur les forces inter-tranches.

V.2. Définition du type de glissement de 50 Logements à Mezghitane ; Jijel :

Les observations relevées sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique montrent qu'il s'agit d'un glissement circulaire pour plusieurs raisons, parmi elles on site :

- La présence d'un basculement de la masse glissée le long d'une surface plus au moins circulaire,
- Des bourrelets et des escarpements observés sur le terrain,
- Un sol plus au moins homogène

V.3. Calcul de stabilité en rupture circulaire :

On distingue plusieurs méthodes de calcul en rupture circulaire, parmi elles on utilisera dans notre cas deux méthodes; la méthode des tranches de Fellenius et la méthode globale.

V.3.1. Méthode des tranches de Fellenius :

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

V.3.2. La méthode globale :

Dans cette méthode on suppose que la rupture du massif va se produire le long d'un arc de cercle, de centre O et de rayon R .

V.4. Application au glissement de Mezghitane à Jijel :

V.4.1. Calcul manuel :

a . Méthode des tranches de FELLINIUS :

- **Hypothèse de calcul :**

Il est constaté que le rapport d'étude de sol ; à la fin des essais donne des résultats contradictoires ; d'où la cohésion du sol $C = 1,11$ (bars) ou lieu de $1,11 \text{ t/m}^2$ et la densité sèche $\gamma_d = 1,94$ (t/m^3) qui sont des caractéristiques d'une roche et l'angle de frottement interne de sol $\varphi = 33,14^\circ$ veut dire que c'est un sol sableux **or que** notre sol et un limon argileux graveleux peu compact. Alors le rapport est pour une étude préliminaire de la stabilité car le PDL est un essai qualitatif.

Ce qui nous a menés à chercher une corrélation à fin de fixer l'angle de frottement interne en fonction de la limite de liquidité :

$$\text{D'où } \text{tg } \varphi = 1,64 - 0,8 \log W_L \quad \text{pour } W_L < 50 \% \quad \dots\dots\dots (01)$$

$$\text{tg } \varphi = 0,78 - 0,3 \log W_L \quad \text{pour } W_L > 50 \% \quad \dots\dots\dots (02)$$

À partir de la corrélation (01) on obtient $\varphi = 24,31^\circ$ pour $W_L = 30,56\%$.

En prend pour les calculs le poids du bâtiment situer en dessus de talus égale a **150 t** par hypothèse ; donc $W_s = 150 \text{ t}$.

L'abaque permet de déterminer le cercle de glissement critique passant par le pied de talus

$$\beta = 23^\circ \quad \varphi = 24,31^\circ \quad \alpha = 22^\circ \quad \beta_0 = 24,5^\circ$$

On trace le cercle de glissement à partir du logiciel Grapher (Figure V.5):

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

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

- Le cercle a les caractéristiques suivantes :

- Rayon : $R = 68 \text{ m}$.
- Centre O de coordonnées : $O = (53.5\text{m}, 163\text{m})$.

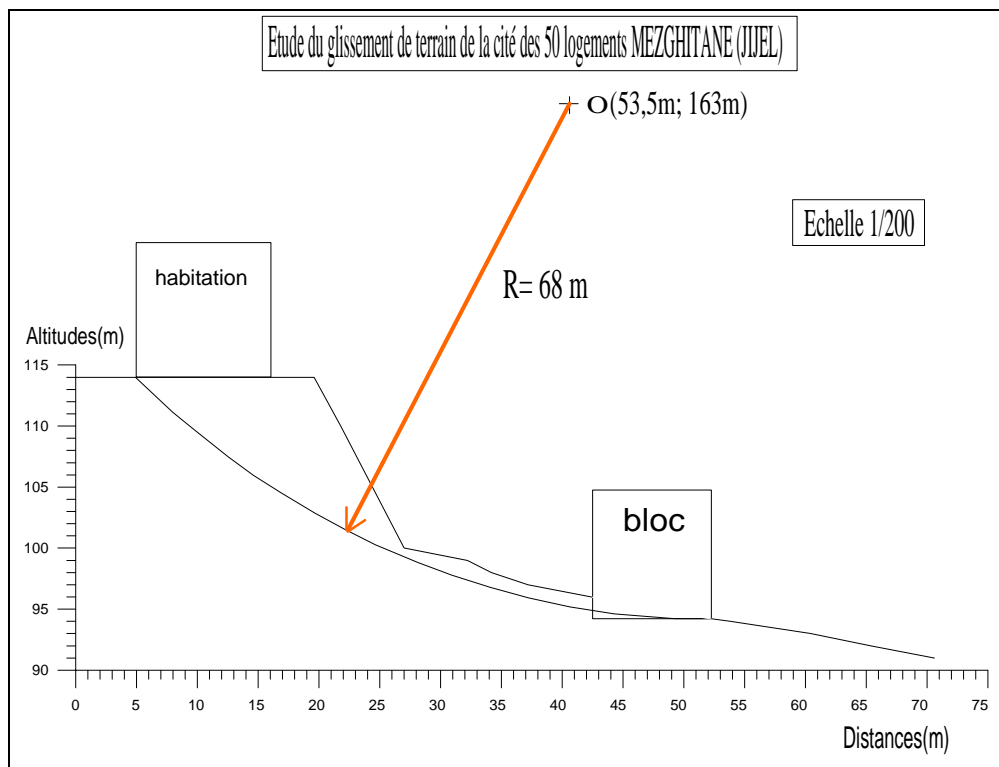


Figure V.5 : Cercle de glissement

On divise la surface en cinq (05) tranches (Figure V.6).

On calcul le poids W et l'angle θ de chaque tranche (avec $\gamma = 2.17 \text{ t/m}^3$).

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Résultats de calcul par la méthode des tranches de Fellenius

N^0 de la tranche	1	2	3	4	5	Σ
W_i (t)	91.14+150	198.68	27.12	23.43	6.25	496.62
θ_i (°)	40	30	20	11	4	/
$W_i \cos\theta_i$ (t)	184.72	172.06	25.48	22.99	6.23	411.48
$W_i \sin\theta_i$ (t)	155.001	99.34	9.27	4.47	0.43	268.511
L_i (m)	13.00	11.51	10.60	10.20	7.21	52.52

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 coefficient de sécurité F_s pour $C = 11,1 \text{ t/m}^2$ et $\varphi = 24,31^\circ$:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C \cdot L_i + W_i \cdot \cos\theta_i \cdot \tan\varphi)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin\theta_i}$$

Avec: $\sum_{i=1}^n L_i = 52,52 \text{ m}$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cos\theta_i = 411,48$$

$$\sum_{i=1}^n W_i \sin\theta_i = 268,511$$

Les résultats de laboratoire : $C = 11,1 \text{ t/m}^3$ et $\varphi = 24,31^\circ$

Donc :
$$F = \frac{11,1 \cdot 52,52 + 411,48 \cdot \text{tg}24,31^\circ}{268,511}$$

$$\Rightarrow F = 2,76$$

Le facteur de sécurité $F > 1$ donc les valeurs données par les différents essais ne correspondent pas aux vraies valeurs au moment du glissement.

- Détermination de C et φ au moment du glissement :

Au moment du glissement le coefficient de sécurité $F \leq 1$.

On prend $F = 0,99$ et on calcule les deux paramètres C et φ .

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C \cdot L_i + W_i \cdot \cos\theta_i \cdot \tan\varphi)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin\theta_i}$$

Avec: $\sum_{i=1}^n L_i = 52,52 \text{ m}$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cos\theta_i = 411,48$$

$$\sum_{i=1}^n W_i \sin\theta_i = 268,511$$

D'où:

$$F = \frac{C \cdot 52,52 + 411,48 \cdot \text{tg}\varphi}{268,511} = 0,99$$

$$\Rightarrow 0,195 \cdot C + 1,532 \text{ tg}\varphi = 0,99$$

C'est une équation à deux inconnues : Pour $\varphi = 24,31^\circ$

On aura $C = 1,52 \text{ t/m}^2$

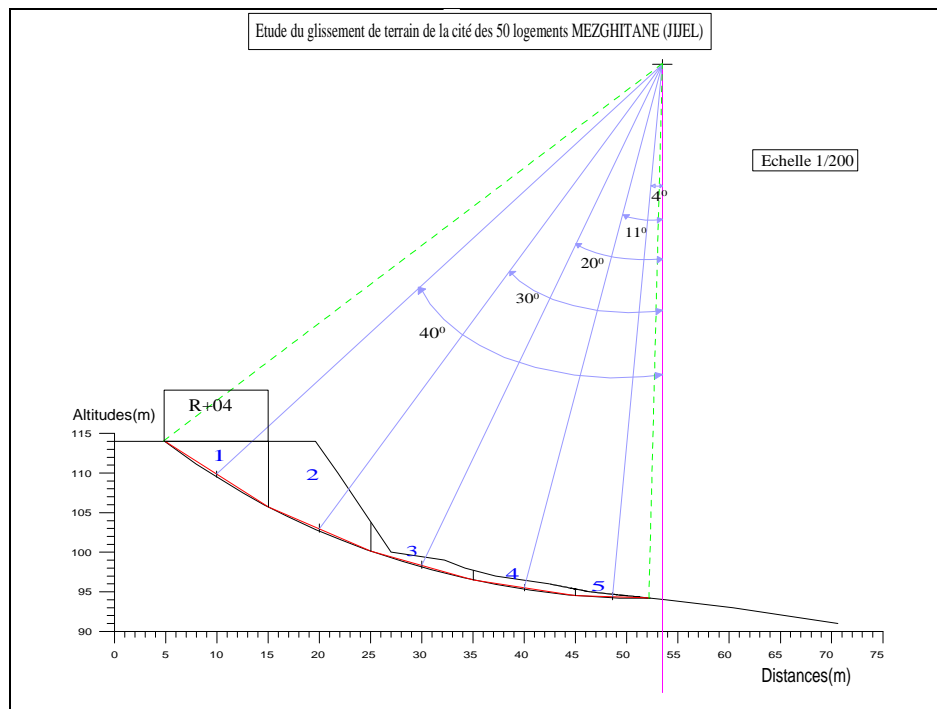


Figure. V.6 : Méthode des tranches de FELLENIUS

b. La méthode globale :

Dans notre cas (Figure V.7) :

$$W = W_1 + W_2 - W_3 + W_S$$

W_1 : Poids de la tranche de terrain unitaire correspondant à la portion du cercle.

W_2 : Poids de la tranche de terrain unitaire correspondant au triangle ABC.

W_3 : Poids de la tranche de terrain unitaire correspondant au triangle CDE.

W_S : Poids de la surcharge correspondant au bâtiment.

Avec : $W_1 = \left(\frac{2\pi\alpha}{180} - \sin 2\alpha\right) \cdot \frac{R^2}{2} \cdot \gamma = \left(\frac{2\pi \cdot 22}{180} - 0,694\right) \cdot \frac{68^2}{2} \cdot 2,17 = 369,03 \text{ t}$

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \cdot \gamma = 123,56 \text{ t}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \cdot \gamma = 149,38 \text{ t}$$

$$W_S = 150 \text{ t} \quad (\text{Par hypothèse}) \text{ à l'ELS}$$

D'où : $W = 493,21 \text{ t}$.

b : La base du triangle.

h : La hauteur du triangle.

Le centre de gravité de la portion du cercle est G_1 tel que : $G_1 = (28,2 \text{ m} ; 103,1 \text{ m})$.

Le centre de gravité du triangle ABC est G_2 tel que : $G_2 = (16,2 \text{ m} ; 111,4 \text{ m})$.

Tableau V.2. Position du centre de gravité (C.D.G) du massif

Elément de surface	Surface S_i (m^2)	x_i (m)	$S_i \cdot x_i$	y_i (m)	$S_i \cdot y_i$
1. Segment de cercle	170,06	28,2	4795,7	103,1	17533,18
2. Triangle	56,94	16,2	922,43	111,4	6343,11
		$\sum S_i \cdot x_i = 5718,13$		$\sum S_i \cdot y_i = 23876,3$	
$\sum S_i = 227$		$X_G = 25,2$		$Y_G = 105,18$	

On détermine la position du centre de gravité global à partir de la position de G (Tableau.

V.2). Le bras de levier OH du poids du massif par rapport à O est égal à **28,3 m**.

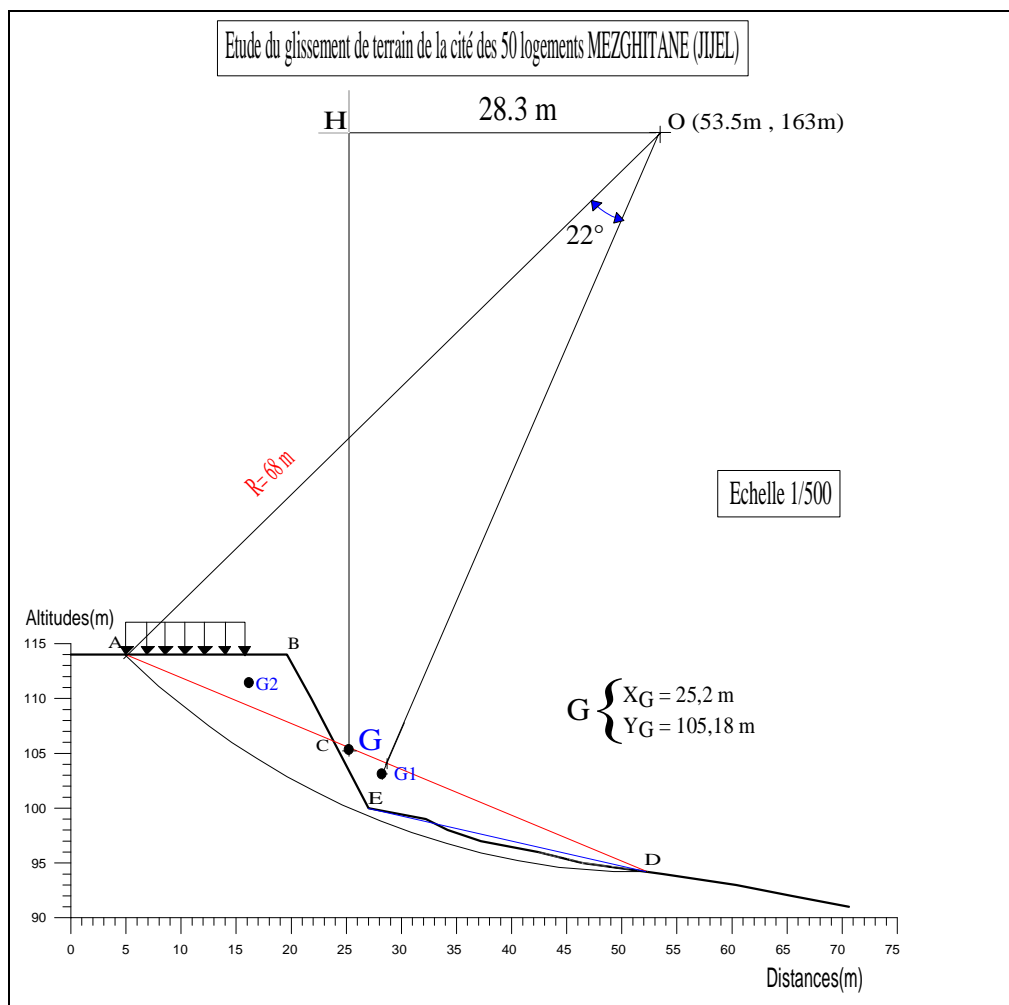


Figure V.7. Position du centre de gravité (C.D.G) du massif

En prenant pour valeur de $F = 1$, on peut résoudre l'équation (2) graphiquement

$$|W| = 493,21 \text{ t (Direction verticale).}$$

$$|C| = \frac{2 \cdot c \cdot R \cdot \sin \alpha}{F} = \frac{2 \cdot 1,52 \cdot 68 \cdot \sin 22}{1} = 77,44 \text{ t.}$$

La construction graphique conduit à $R_N = 422,5 \text{ t}$. Reportons cette valeur dans l'équation (1), on obtient :

$$F = \frac{R \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot |R_N| + 2 \cdot c \cdot \alpha \cdot R^2}{|W| \cdot OH} = \frac{68 \cdot \operatorname{tg} 24,31 \cdot 422,5 + 2 \cdot 1,52 \cdot 0,384 \cdot 68^2}{493,21 \cdot 28,3}$$

D'où : $F = 1,31$.

On reprend cette valeur de $F = 1,31$, et on retrace un autre diagramme des forces semblable à celui tracé précédemment. (Figure V.8)

$$|C| = \frac{2 \cdot c \cdot R \cdot \sin \alpha}{F} = \frac{2 \cdot 1,52 \cdot 68 \cdot \sin 22}{1,31} = 59,11t$$

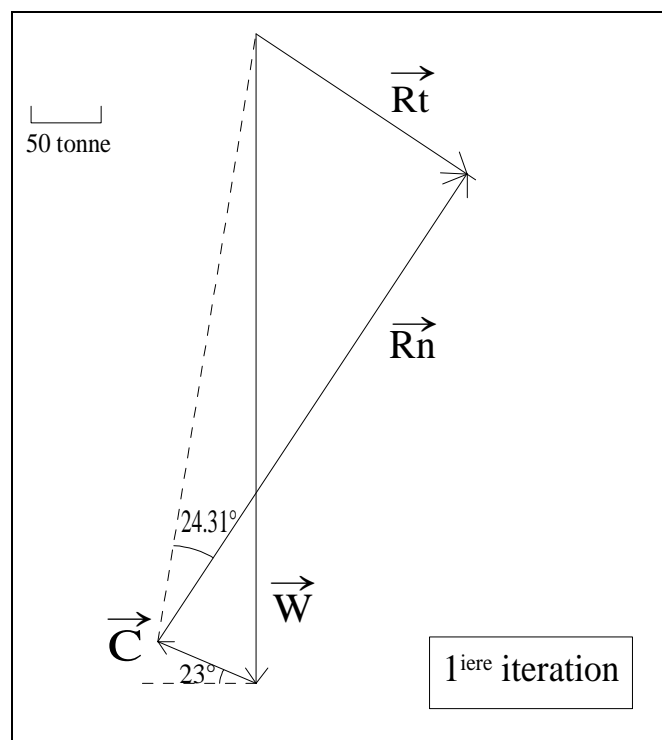
On obtient : $R_N = 425,5 t$

On reporte cette valeur dans l'équation :

$$F = \frac{R \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot |R_N| + 2 \cdot c \cdot \alpha \cdot R^2}{|W| \cdot OH}$$

On obtient finalement : $F = 1,32$

Cette valeur très proche de la valeur précédente ($1,31$) peut être considérée comme la solution du système des deux équations (1) et (2).



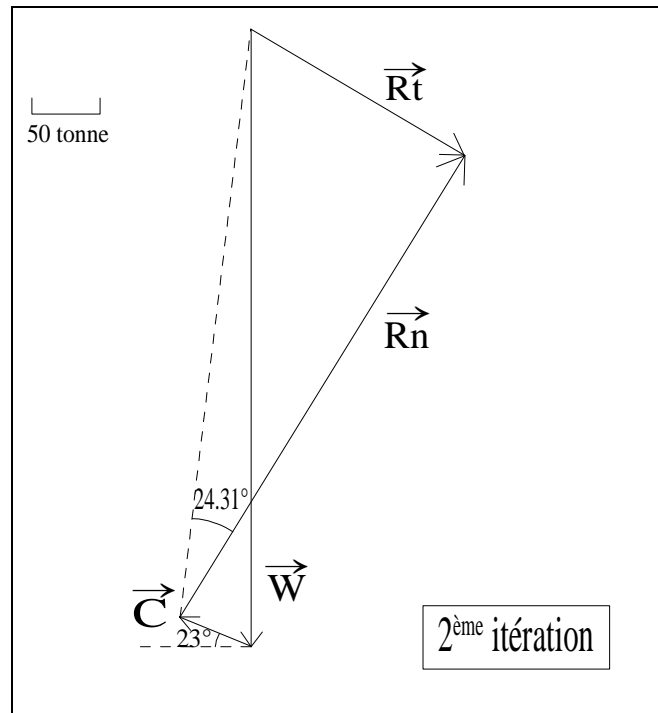


Figure V.8 : Polygone des forces pour la détermination de R_n .

V.4.2. Détermination du coefficient de sécurité par le logiciel Géoslope :

Le logiciel Géoslope nécessite l'introduction des paramètres géotechniques de la couche de sol :

Le poids volumique $\gamma=21,7 \text{ kN/m}^3$

La cohésion $C= 1,52 \text{ t/m}^2$

L'angle de frottement interne $\varphi=24,31^\circ$

La charge répartie du bâtiment $W_s= 150 \text{ t}$

V.4.2.1. Modélisation des talus :

Les résultats d'analyse par Géoslope se résument dans les figures suivantes :

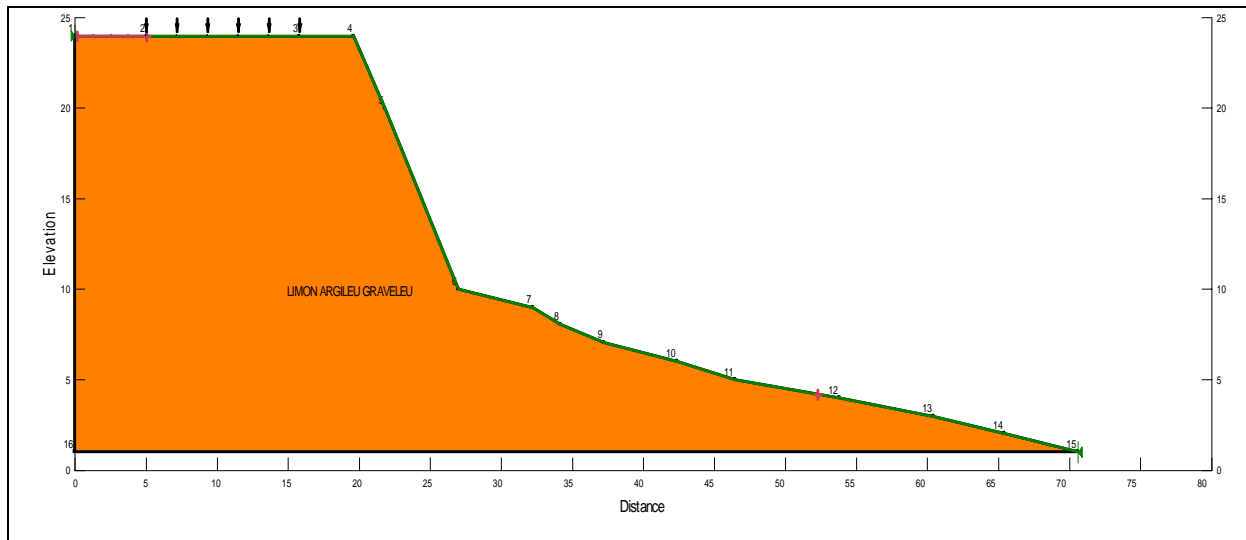


Figure V.9 : Modélisation du talus après excavation

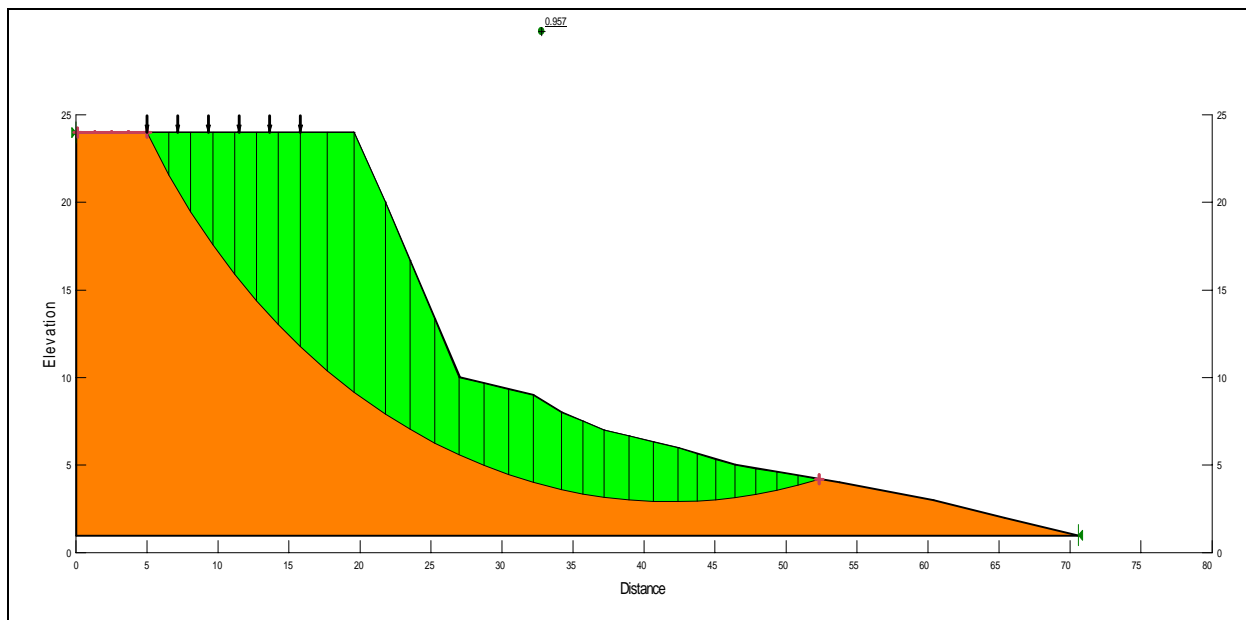


Figure V.10 : Modélisation du glissement

Les résultats obtenus se résument dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Les valeurs du coefficient de sécurité obtenues

Méthode	Coefficient de sécurité
Ordinary	0,957
Bishop	1,061
Junbo	0,958
Morgenstern-price	1,062

V.5. Etude de confortement :

V.5.1. Introduction :

La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site, de sujétion liées à la technique employée et des impératifs technico-économiques. Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher.

Deux types de solutions sont possibles :

- Planter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : Soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction. Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques de confortement.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $F= 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $F= 1,5$.

Pour parer au glissement de Mezghitane et limiter les désordres, les solutions confortatives présentées ci –après ont été envisagées.

V .5.2. 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 ...),

on recherche généralement une amélioration de la sécurité $\Delta F/F_0$ de 20 à 30 %. 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 autostable, 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.

- **Hypothèse :**

Pour l'étude de confortement on prend le profil du terrain naturel au lieu du profil du terrain après excavation.

V.5.2.1. Calcul de stabilité de la butée :

V.5.2.1.1. 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 :

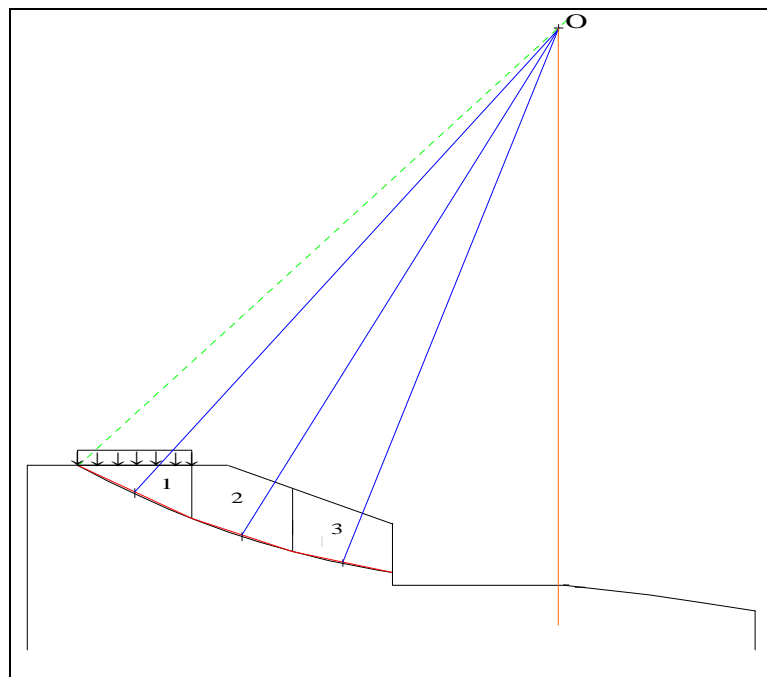


Figure V.11: Découpage en tranches de talus avec butée

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

Tableau V.4 : Résultats de calcul de la méthode des tranches

N° de la tranche	1	2	3
$W_i(t)$	233,50	176,70	153,40
$\theta_i(^{\circ})$	32	23,7	15,5
$W_i \cdot \cos\theta_i(t)$	198,00	161,70	147,80
$W_i \cdot \sin\theta_i(t)$	123,73	71,00	41,00
$L_i(m)$	12,97	10,7	10,00

On admet une augmentation du coefficient de sécurité F de 30 % pour le confortement.

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

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

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

$$R = (1,3 - 1) \cdot 235,73$$

$$\text{D'où} \quad R = 70,71 \text{ t}$$

L'angle que fait l'effort R avec l'horizontale est $\beta = 10^{\circ}$,

$$\text{Donc : } T = R \cdot \cos\beta = 70,71 \cdot \cos 10^{\circ}$$

$$\text{D'où} \quad T = 69,63 \text{ t}$$

V.5.2.1.2. Estimation du volume du remblai :

➤ Calcul des efforts qui agissent sur la butée

$$\text{On a : - TVO : } \gamma_1 = 2,2 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi_1 = 35^{\circ}$$

- La hauteur du mur de soutènement : $h_m = 4,3 \text{ m}$
- Béton : $\gamma_B = 2,5 \text{ t/m}^3$
- Terrain naturel : $\gamma_2 = 2,17 \text{ t/m}^3$
 $C = 1,52 \text{ t/m}^2$
 $\varphi_2 = 24.31^\circ$

La figure suivante représente les efforts à prendre en compte pour le calcul de la butée :

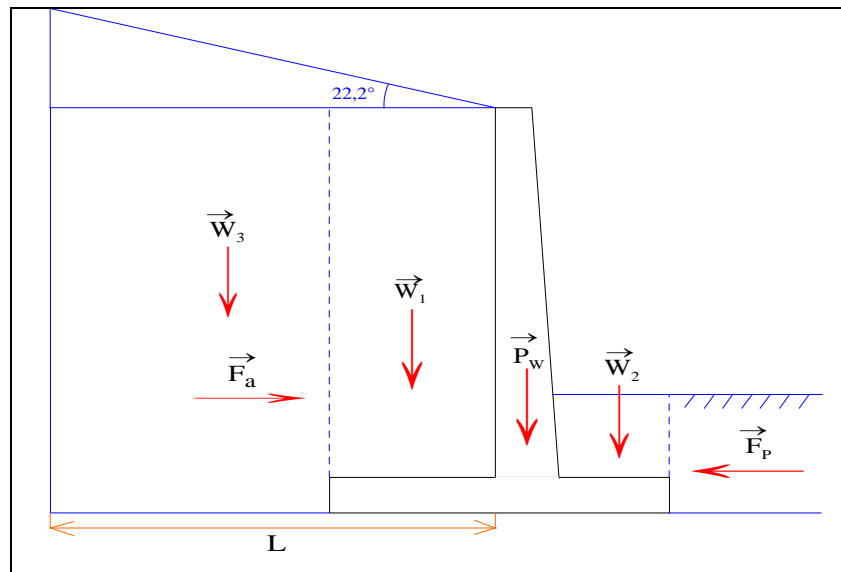


Figure V.12 : Les différents efforts à prendre en compte pour le calcul de la butée

- Masse de sol W_p nécessaire pour assurer l'équilibre du massif :

En adoptant les paramètres suivants :

$F = 1,5$

$\varphi = 25^\circ \rightarrow$ Pour un terrain de fondation à gros éléments avec limon et argile.

$C = 0$

$T = 69,63 \text{ t}$

Les calculs donnent :

On a $H = 4,3 \text{ m}$ et on procède par itération pour trouver L et H_1

$$F = \frac{c.l + W_p \tan \varphi}{p} = \frac{c.l + 0,5(H_1 + H)L \tan \varphi}{p} \gamma_h$$

$$D'o\grave{u}: L = \frac{F.T - cl}{0,5(H_1+H) \gamma h \tan \varphi} = \frac{69,63 \cdot 1,5 - 0}{0,5(H_1+4,3) \cdot 2,2 \cdot 0,46}$$

On trouve : $L = 16 \text{ m}$

$$H_1 = 8,38 \text{ m}$$

Donc : $W = 229,51 \text{ t}$

V.5.2.2. Vérification de la stabilité du mur de soutènement :

Les efforts qui agissent sur le mur de soutènement sont représentés sur la figure suivante :

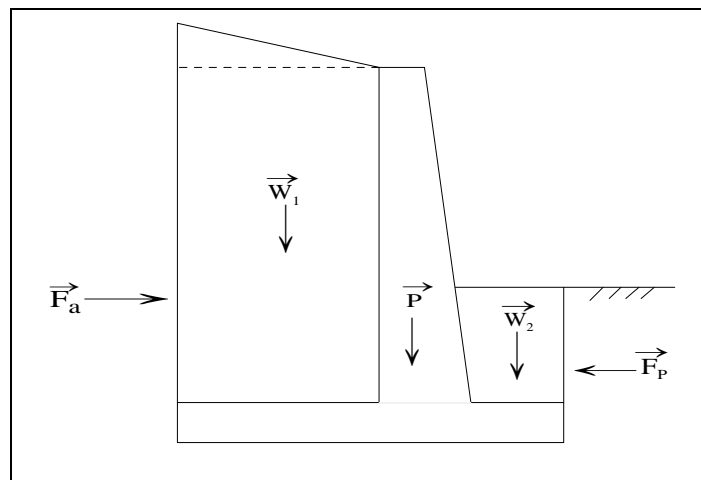


Figure V.13 : Les forces agissantes sur le mur

V.5.2.2.1. Vérification de la stabilité au glissement :

La condition à vérifier est :

$$\frac{\sum F_V \tan \varphi + C.B}{\sum F_H} > 1.5$$

$$F_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d1} \cdot K_a \cdot (h_m + 0,49)^2$$

Avec : K_a : Coefficient de poussée des terres à l'état actif.

h_m : Hauteur du mur de soutènement.

$$K_a = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos(\lambda + \delta)} \frac{1}{1 + \sqrt{\left[\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\lambda - \beta)} \right]^2}} = 0,41$$

$$\Rightarrow F_a = 8,40 \text{ t}$$

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d1} \cdot K_p \cdot (1,74)^2$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\lambda + \varphi)}{\cos(\lambda - \delta)} \frac{1}{1 - \sqrt{\left[\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta) \cos(\lambda - \beta)} \right]^2}} = 2,4$$

$$\Rightarrow F_p = 12,7 \text{ t}$$

Donc : $\Sigma F_H = |F_a - F_p| = |8,4 - 12,7| = 4,3 \text{ t}$

$$\Sigma F_V = W_1 + W_2 + P_w = 5,64 + 11,07 + 4,03 = 20,74 \text{ t}$$

$$C \cdot B = 1,52 \cdot 2,5 = 3,8 \text{ t}$$

D'où : $\frac{\Sigma F_V \cdot tg\varphi + C \cdot B}{\Sigma F_H} > 1,5$

$$\Rightarrow \frac{(5,64 + 11,07 + 4,03) \cdot 0,4 + 3,8}{4,3} = 2,8 > 1,5$$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

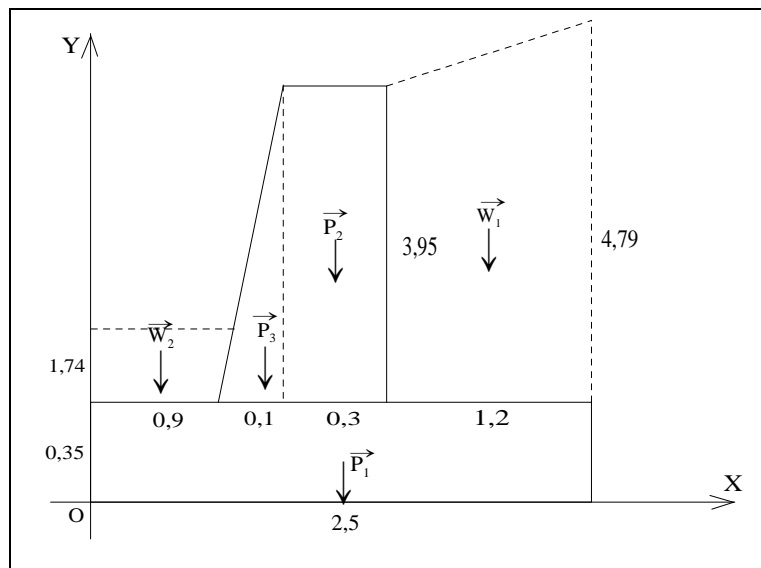


Figure V.14 : Détail du mur

V.5.2.2.2. Vérification de la stabilité au renversement :

On calcule les moments par rapport au point O

La condition à vérifier est :

En vérifié pour $F=2$ s'il ya existence d'un bâtiment (surcharges).

$$\frac{M_{sta}}{M_{ren}} > 2$$

- **Moment stabilisant**

$$M_{sta} = 1,9.W_1 + 0,45.W_2 + 1,25.P_1 + 1,15.P_2 + 0,996.P_3 + 0,93.F_p$$

$$M_{sta} = 21,033 + 1,813 + 2,73 + 3,4 + 0,477 + 11,811$$

$$D'o\grave{u} : M_{sta} = 41,264 \text{ t.m}$$

- **Moment renversant**

$$M_{ren} = \left(\frac{h_m}{3} + 0,49 \right) . F_a$$

$$M_{ren} = \left(\frac{4,3}{3} + 0,49 \right) . 8,4$$

$$D'o\grave{u} : M_{ren} = 16,156 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{sta}}{M_{ren}} = \frac{41,264}{16,156} = 2,55 > 2$$

Donc : la stabilité du mur de soutènement au renversement est vérifiée.

V.5.2.2.3. Vérification au poinçonnement

$$X = \frac{M_{sta} - M_{ren}}{\Sigma P_v}$$

$$X = 1,2 \text{ m}$$

- **L'excentricité :**

$$e = \frac{B}{2} - X$$

$$e = 0,05 \text{ m}$$

$$e_{\max} = \frac{B}{6} = 0,41 \text{ m}$$

$e \leq e_{\max}$ La résultante des forces 'R' passe par le tiers central de la semelle.

- **Détermination de la capacité portante**

Compte tenue de l'ensemble des résultats pénétrométriques du projet, la contrainte admissible de sol est $Q_{adm} = R_p/21 = 1.5 \text{ bar}$

$$Q_{adm} = 150 \text{ Kn/m}^2$$

- **Détermination des contraintes appliquées au sol de la fondation**

$$\sigma_{\max} = \frac{Nu}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) \Rightarrow \sigma_{\max} = 124.64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{Nu}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) \Rightarrow \sigma_{\min} = 97.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{ref}} = 117.87 \text{ kN/m}^2$$

Finalement :

$$\sigma_{\max} \leq Q_{adm}$$

$$\sigma_{\min} \leq Q_{adm}$$

$$\sigma_{\text{ref}} \leq Q_{adm}$$

On conclut que le sol peut supporter les charges transmises.

V.5.2.3. Ferrailage de la structure :

Pour le calcul de ferrailage, on utilise le logiciel Expert B.A. Ce logiciel exploite les règles BAEL 91. Il vérifie le ferrailage minimum (voir annexe). Dans le ferrailage des éléments d'ouvrage on prend les efforts max :

	Moment (Kn. m)	Effort Normal (Kn)
Mur	161,56	84
Semelle	161,56	84

Tableau V.5 : les différentes sections d'armatures des éléments de l'ouvrage

	Mur	semelle
A_s (cm ²)	15,4	24,8
A_{rea} (cm ²)	15,5	25
Armatures	14 HA 12	8 HA 20

V.5.2.4. Modélisation du glissement avec le logiciel Geoslope :

- Avant l'analyse :

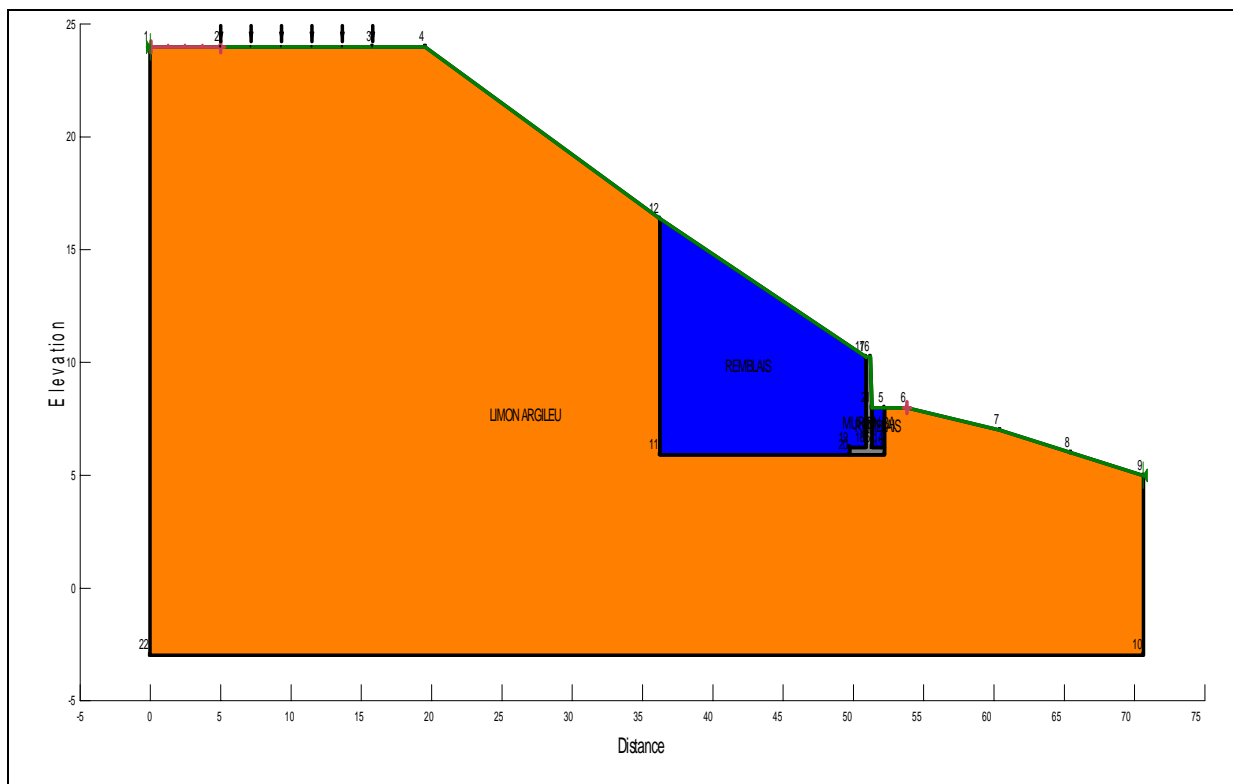


Figure V.15 : Modélisation de mur de soutènement avant l'analyse

- Après l'analyse :

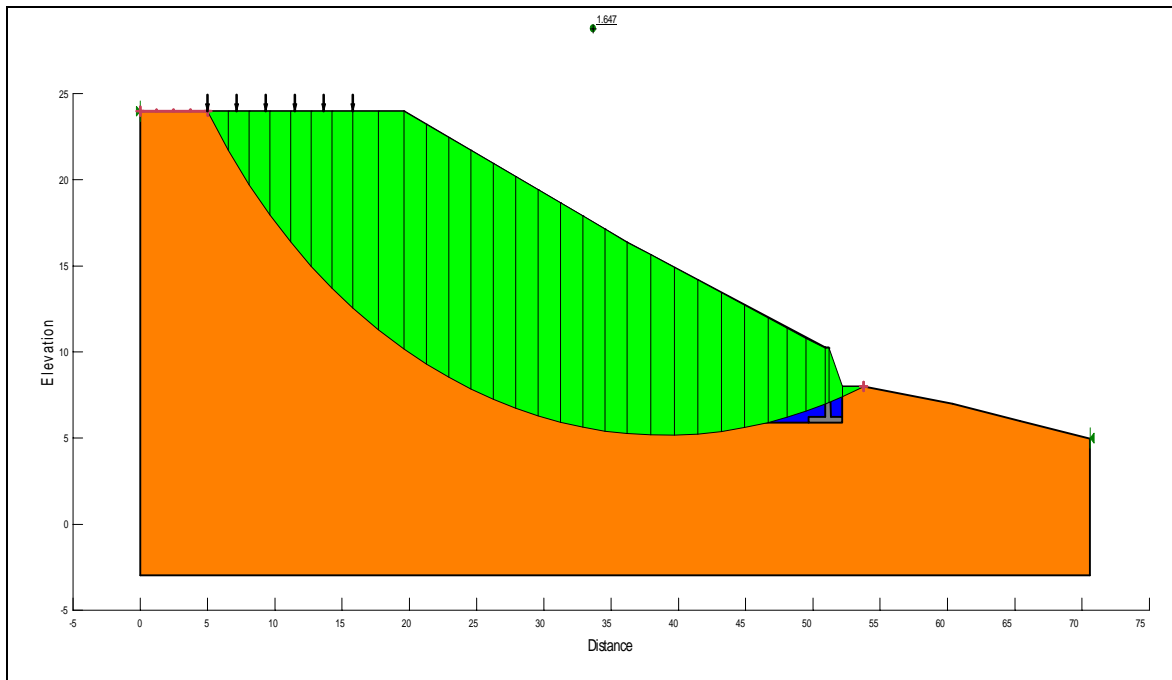


Figure V.16 : Talus modélisé avec un mur de soutènement

Après la mise en place d'un mur en béton armé le coefficient de sécurité devient **F=1.647**

V.5.3. Analyse du glissement après gabionnage :

Un chargement en pied (ou gabionnage) de **05 m** de largeur et de **04 m** de hauteur ayant pour rôle de contrebalancer les moments moteurs.

Le gabion est modélisé comme une couche ayant pour caractéristiques :

$$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$C = 15 \text{ kN /m}^2$$

$$\Phi = 55^\circ$$

- avant l'analyse

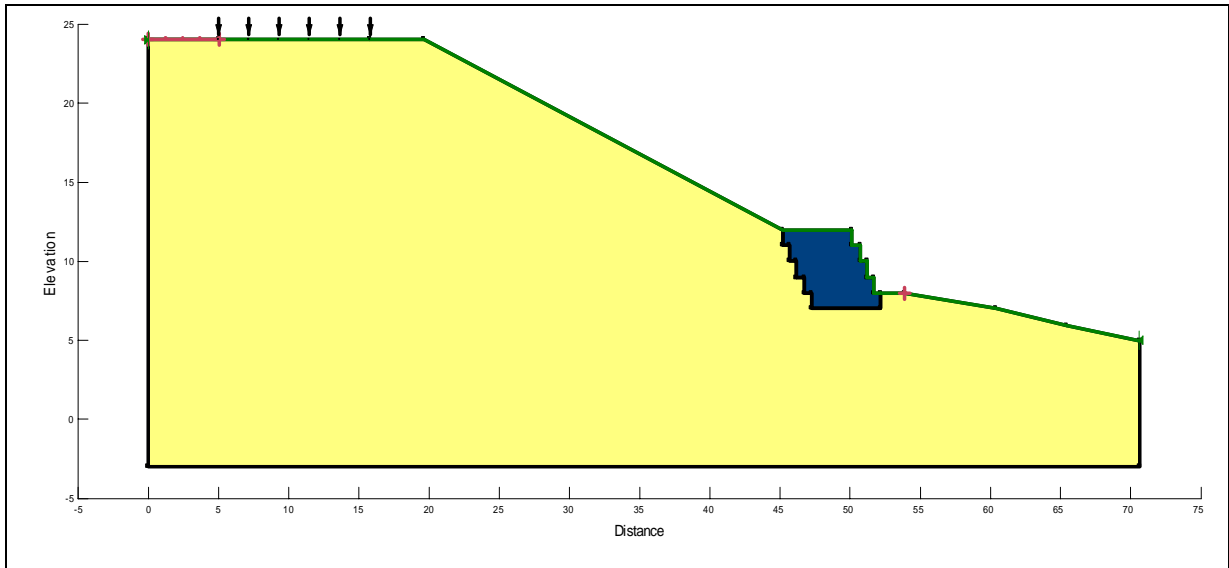


Figure V.17 : Talus modélisé avec un mur en gabion

- Après l'analyse

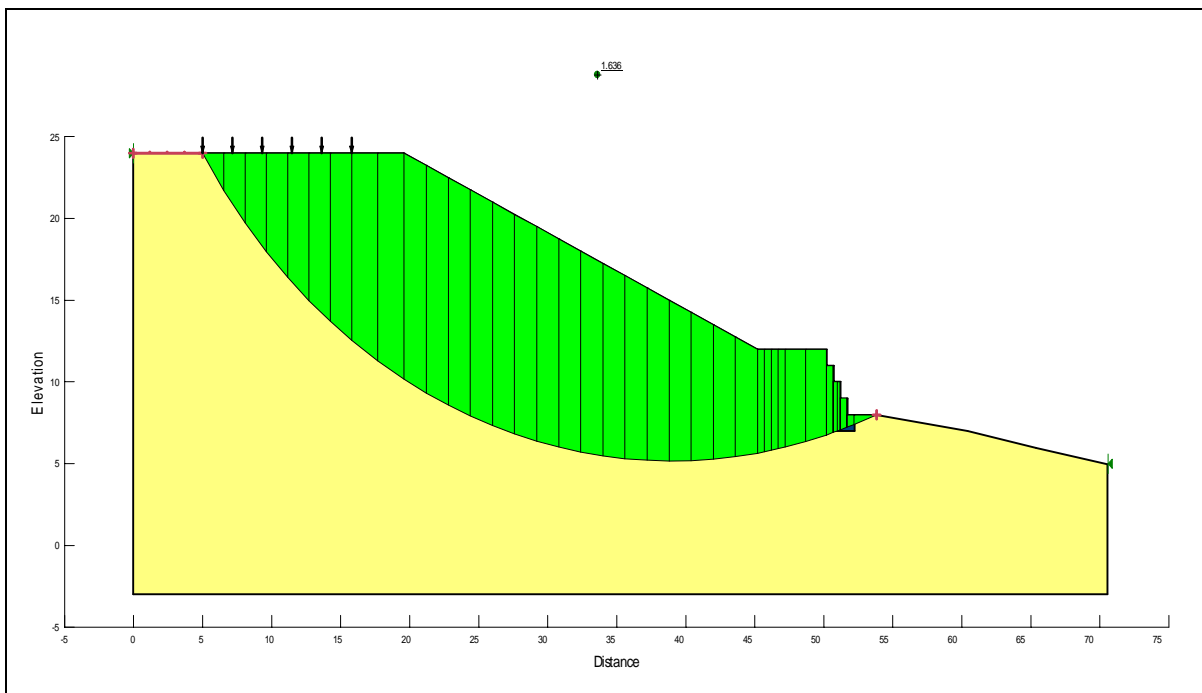


Figure V.18 : Facteur de sécurité après l'analyse

La valeur du coefficient de sécurité sera de $F = 1.636$ après la mise en place d'un mur en gabion donc il vérifie la stabilité

V.5.4. Le reboisement :

Il faudra végétaliser le talus par des espaces adaptés aux conditions locales de climat et de nature du sol et comprenant des espèces arbustives atteignant à l'âge adulte une hauteur et une extension latérale minimales de 1.5 m avec une densité d'un arbuste minimum pour 15 m², des arbres à haute tige hydrophile Eucalyptus à raison d'un pied pour 250 m (DUC2005).

V.5.5. Méthodologie des terrassements :

Vérification de la stabilité des différentes pentes (terrain naturelle et terrain après excavation) en périodes (sèche, humide) avec le logiciel Géoslope :

✓ **Terrain naturel avec une pente $\alpha = 26.14^\circ$ $C = 1,52 \text{ t/m}^2$ et $\varphi = 24.31^\circ$ (hiver) :**

En trouve le facteur de sécurité $F = 1.447$

- donc on peut dire que le terrain est stable même en hiver

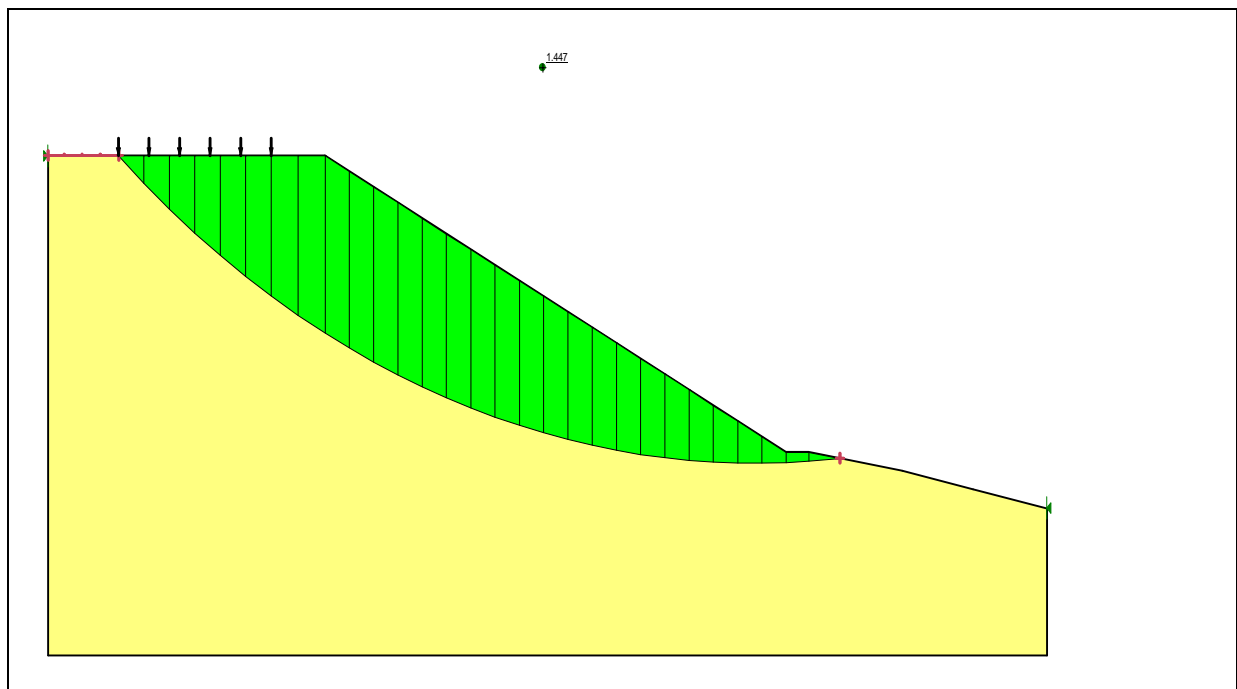


Figure V.19 : Modélisation de la pente naturelle en hiver

✓ **Terrain naturel avec une pente $\alpha = 26.14^\circ$ $C = 1,11 \text{ t/m}^2$ et $\varphi = 33.14^\circ$ (période sèche) :**

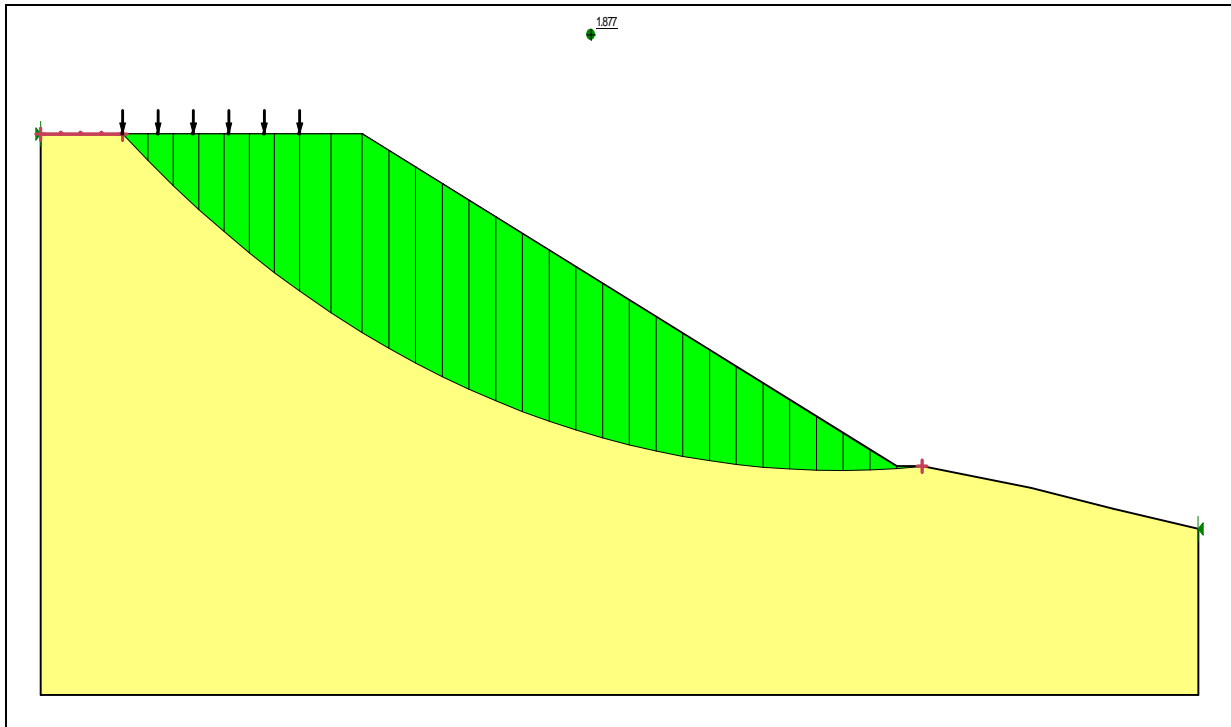


Figure V.20 : Modélisation de la pente naturelle en été

Le logiciel a permis d'avoir un facteur de sécurité avec les paramètres d'été de $F = 1.877$

- Donc le terrain est stable en période sèche

Après terrassement pour construire des nouveaux bâtiments le glissement s'est déclenché

- ✓ terrain après terrassement avec les paramètres d'été ($\alpha = 26.14^\circ$ $C = 1,11 \text{ t/m}^2$ et $\varphi = 33.14^\circ$) :

En vérifiant avec le Geoslope pour les paramètres d'été en aura $F = 1.554$

- Donc même avec les terrassements le terrain reste stable en période sèche

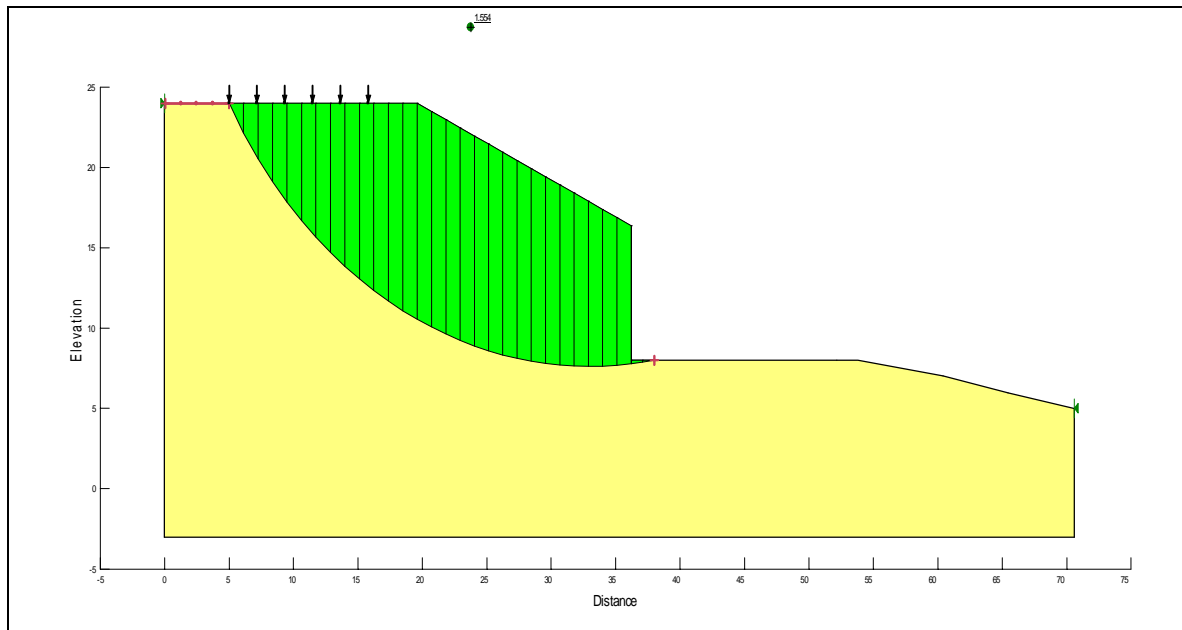


Figure V.21 : Modélisation du talus après terrassement en été

- ✓ **vérification de terrain après terrassements avec les paramètres humide ($C = 1,52$ t /m² et $\varphi = 24.31^\circ$) :**

En vérifie le facteur avec les paramètres humide en aura $F=1.163$

- En remarque que F obtenu en période humide est petit par rapport a F obtenu en période sèche

A partir de ces donner en constate que les terrassements et le poids du bâtiment situé en tête ont favorisé le déclanchement de ce glissement.

V.5.6. Conclusion :

Après avoir étudié les deux différents modes de confortement des glissements, nous avons remarqué que sur le plan technique ces modes sont efficaces à des degrés plus ou moins différents, ils présentent des gains appréciables en ce qui concerne le coefficient de sécurité. Cette partie est la plus importante dans notre projet parce que notre but est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement.

VI.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 car le rôle de l'ingénieur en géotechnique c'est de trouvé des solutions, rapides, efficaces et économiques.

VI.2 Butée de pied :**VI.2.1. Les éléments à calculer :**

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

- Pour la butée de pied
 - ✓ Les remblais (TVO)
 - ✓ Le terrassement
 - ✓ L'évacuation
- Le mur de soutènement

VI.2.2. Calcul de la quantité des matériaux pour la butée de pied :

- **Le poids du TVO :**

$$V_{\text{tvo}} = 2295.1 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{tvo}} = 5049.22 \text{ t}$$

- **Le poids des terres à terrasser :**

$$V_{\text{ter}} = 2210.56 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{ter}} = 4796.91 \text{ t}$$

VI.2.3. Calcul de la quantité du béton dans le mur de soutènement :

$$V_{\text{béton}} = 49.63 \text{ m}^3$$

Avec :

V_{tvo} : Le volume de remblais (TVO)

W_{tvo} : Le poids de remblais (TVO)

V_{ter} : Volume des terres à terrasser

W_{ter} : poids des terres à terrasser

$V_{\text{béton}}$: Le volume de béton pour le mur de soutènement

VI.2.4. Calcul des prix :

VI.2.4.1. Les prix unitaires :

Tableaux VI.1 : Les prix unitaires

Elément	Les prix unitaire
Béton armé	30000 DA/m ³
Remblais (TVO)	1200DA/ m ³
terrassment	350 DA/ m ³
Evacuation	500 DA/ m ³
Béton de propreté	15000 DA/m ³

VI.2.4.2. Calcul des prix globaux des éléments :

- **La butée de pied :**

Remblais (TVO) : $2295,1 \cdot 1200 = 2754120$ DA

Terrassement : $(1,3 \cdot 2210,56) \cdot 350 = 1005804,8$ DA

avec : coefficient de foisonnement de 1,3

Evacuation : $2295,1 \cdot 500 = 3442650$ DA

- **Le mur de soutènement :**

Mur en béton armé : $49,63 \cdot 30000 = 1488900$ DA

Béton de propreté : $5,5 \cdot 15000 = 82500$ DA

Tableau VI.2 : récapitulatif des prix de la butée de pied

N° lot	Désignation	unité	Quantité	P .U (DA)	Prix en (DA)
1	soutènement				
	Béton armé	m ³	49.63	30000	1488900
	Béton propreté	ml	5,5	15000	82500
2	Butée de pied				
	terrassement	m ³	2210,56	350	1005804 ,8
	Remblais (TVO)	m ³	2295 ,1	1200	2754120
	Evacuation	m ³	2295.1	500	3442650
				TOTAL =	8773975 DA

Le prix total de confortement avec un mur de soutènement est de : **HUIT MILLION SEPT CENT SOIXENTE TREIZE MILLE NEUF CENT SOIXENTE QUINZE DINARS.**

V.3. Les éléments à calculer pour le gabionnage :

- ✓ Le terrassement
- ✓ Le gabion

V.3.1. Calcul de la quantité des matériaux :

- Le poids des terres à terrasser :

$$V_{\text{ter}} = 330 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{ter}} = 716.1 \text{ t}$$

- Le poids du gabion a mettre en place :

$$V_{\text{gab}} = 550 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{gab}} = 1375 \text{ t}$$

V.3.2. Calcul des prix :

Gabion : 4000 DA/m³, les terrassements 350 DA/ m³

Terrassement : 1,3.330. 350 = 150150 DA

Gabion : 550. 4000 = 2200000 DA

Total des prix = 2350150 DA

Le prix de ce deuxième confortement est de : **DEUX MILLION TROIS CENT CINQUANTE MILLE CENT CINQUANTE DINARS.**

Cette étude nous permet de déterminer les caractéristique mécanique d'un sol, et a partir des quelles on peut entamer un calcul de coefficient de sécurité. Cependant on a trouvé que l'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- Par les risques qu'ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques (humains ; transports)
- Par la difficulté technique d'y porter remède.

Les glissements de terrain comme les autre projets commence toujours par une étude géotechnique, qui se base sur les observations sur le site, les essais in-situ réalisés et les essais de 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 dernière nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Cette étude a montré que les causes de glissement principales sont dues à la surcharge de terrain en pente (habitations) et les terrassements pour le nouveau projet.

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

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

Pour ce glissement on a étudié deux cas de confortements le premier c'est le mur de soutènement et le deuxième est le gabionnage et les deux confortements vérifient la stabilité du point de vue technique mais du point de vue économique en opte pour le confortement avec gabionnage. Pour finir, espérons que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants dans ce domaine.

- 1- B. Hubertet G. Philipponnat, (2003). « Fondations et ouvrages en terre ». Ed. Eyrolles. Paris.
- 2- Benaissa. A, (2003). « Glissement de terrain, calcul de stabilité ». Ed. O.P.U. (Alger).
- 3- Bishop A.W. « The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis», géotechnique, (1971).
- 4- Bouafia, (2009). « Conception et calcul des ouvrages géotechniques ». Ed. Pages bleues. Algérie.
- 5- Colas.G, Pilot.G, (1976). « Description et classification des glissements de terrain ». Bull. Liaison. Lab.
- 6- Costet. Jet Sanglerat. G, (1981). « Cours pratique de mécanique des sols» Tome I-Plasticité et calcul des tassements. Ed. Dunod. Paris.
- 7- Cours de Mr. Boumezrane, « mécanique des sols ». Master 1 géotechnique.
- 8- Cours de Mr. O. Saadaoui, « Essais géotechniques », Master 1 géotechnique.
- 9- Documents de LNHC (Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction).
- 10- Filliat, G, (1981). « La pratique des sols et des fondations ». Ed. Moniteur. Paris.
- 11- G. Philipponnat. (1998), « fondations et ouvrages en terre », édition Eyrolles.
- 12- G. Sanglerat et J.Costet. (1983), « Cours pratique de mécanique des sols (calcul des ouvrages) », tome II.
- 13- H. Bendadouche et S. Lazizi. « Glissements de Terrain et Confortements ». Ed. Pages bleues. Algérie.
- 14- Philipponnat. G, (1979). « Fondations et ouvrages en terre ». Ed. Eyrolles. Paris.
- 15- Philipponnat. G, (1987). « Fondations et ouvrages en terre ». Ed. Eyrolles. Paris.
- 16- Technique de l'ingénieur. « Stabilité des pentes ».
- 17- Technique de l'ingénieur. « Géophysique appliquée au génie civil ».
- 18- V. Merrian-Soukatchoff, J.P.Piguet : « éléments de géotechnique ». (Édition 2003)

19- Y. Hemmadi, « cartographie géotechnique des risques de glissement (CRG) et de risque d'inondation (CRI) de la ville de Bejaia ». Thèse de magistère, université de Bejaia.

20-Recherche sur internet.

21- Séve et Al (1994).Document, Falaise de la Cote des Basques, Biarritz (Pyrénées)

22- Peck et Ireland (1953).Document du traitement de glissement de Cameot.

23- Livet (1983).Document, Réseau de drainage de surface, glissement de la RD 12.

24- Faure et Al (1975).Document, drainage mis en œuvre sur le glissement de Vaucluse(Doubs).

25- Séve et Al (1996) ; Document, Clouage (Lot-et-Garonne), glissement d'Athènes(Grèce).

Logiciels utilisés :

- Grapher
- Géo-Slope 2007
- Robot structural analysis 2010.
- Expert 2010

ANNEXE

Calcul de Section en Flexion Composée pour le mur

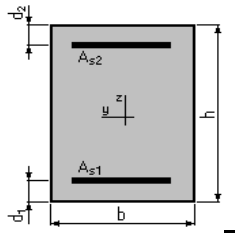
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 35,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	84,00	161,56

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 4,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,51$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 84,00 (kN) M = 161,56 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 27,8$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2,22$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

$$\text{tendue: } \sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Composée pour la semelle

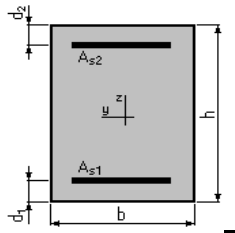
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 250,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	84,00	161,56

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 24,8$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 84,00 (kN)** **M = 161,56 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	30,17	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 30,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 233,0$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,39$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)