



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

*République Algérienne Démocratique Et Populaire*  
*Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA De Bejaia*  
*Faculté De Technologie Département De Génie Civil*

## **Mémoire de fin d'étude**

*En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil*  
*Option : Géotechnique*

### **THEM**

**ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE  
TERRAIN VILLAGE IFRI OUZELLAGUEN (BEJAIA)**

**Réalisé par :**

**Mr : BENHENICHE LAKHMISSI**

**Mr: ISSAAD FATEH**

*Encadré par :*

**Mr: BENDADOUCHE.H**

**Membres de jury :**

Mme : BOUICHE.L

Mr : BRARA.A

**Promotion 2016/ 2017**

## REMERCIEMENTS

*En premier lieu, on tient à remercier le Dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce modeste travail.*

*Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements à :*

*A nos parents qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*A Mr Bendadouche.H: Notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A M<sup>er</sup> BEBOUCHA.H: Pour son bon accueil au sein du laboratoire LNHC et à tous les membres.*

*Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.*

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



## *Dédicaces*

*Je dédié ce travail à :*

*A mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant*

*toute ma vie,*

*A mes chers frères,*

*A toute ma famille,*

*A tous mes amis et collègues, et tous ceux qui m'ont*

*aidé, A mon binôme salah et sa famille ;*

*Mes dédicaces vont également à la promotion de Géotechnique*

*2016/2017.*



*ISSAAD FATEH*



## *Dédicaces*

*Je dédié ce travail à :*

*A mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant  
toute ma vie,*

*A mes très chers parents,*

*A mes chers frères, sœurs*

*A toute ma famille,*

*A tous mes amis et collègues, et tous ceux qui m'ont aidé,*

*A mon binôme fateh et sa famille ;*

*Mes dédicaces vont également à la promotion de Géotechnique  
2016/2017.*

***BENHENICHE LAKHMISSSI***



<b><i>Sommaire</i></b> .....	<b><i>i</i></b>
<b><i>Liste des figures</i></b> .....	<b><i>vi</i></b>
<b><i>Liste des tableaux</i></b> .....	<b><i>ix</i></b>
<b><i>Introduction générale</i></b> .....	<b><i>1</i></b>

## **Partie I : Etude théorique**

### ***Chapitre I : Generalities sur les glissements de terrain***

I.1. Introduction .....	2
I.2. Définition d'un glissement de terrain[1].....	2
I.3. Différents type de talus [2] .....	2
I.3.1. Pentes naturelles .....	2
I.3.2. Talus artificiels .....	3
I.3.3. Diguees et barrages en terres .....	3
I.4. Les principaux éléments description d'un glissement de terrain .....	3
I.5. Différentes catégories d'instabilités de terrain.....	4
I.5.1. Les instabilités de terrain à surfaces de rupture diffuses .....	4
I.5.1.1. Les éboulements et chutes de pierres .....	4
I.5.1.2. Les coulées boueuses .....	5
I.5.1.3. Fluages et solifluxions .....	5
I.5.2. Les glissement à surfaces de rupture nettes .....	7
I.5.2.1. Glissements plans .....	7
I.5.2.2. Glissements rotationnels simples .....	7
I.5.2.3. Glissements rotationnels complexes .....	8
I.6. Conclusion .....	9

## ***Chapitre II : Processus d'étude des glissements de terrain***

II.1. Introduction.....	10
II.2. Repérage topographique d'une zone instable.....	10
II.2.2. Repérage des traits caractéristiques du glissement de terrain.....	10
II.3. Etude géologique et géomorphologique du site.....	11
II.4. Etude hydrologique et hydrogéologique du site.....	12
II.5. Etude géotechnique.....	12
II.5.1. Sondage et prélèvement d'échantillon.....	12
II.5.2. Valorisation des sondage.....	13
II.5.3. Les essais géotechniques.....	13
II.5.3.2. Les essais in-situ .....	14
II.5.4. La prospection géophysique.....	14
II.6. Synthèse des informations disponibles.....	14
II.7. Calcul de stabilité.....	14

## ***Chapitre III: Méthodes de calcul de la stabilité des talus***

III.1 Introduction.....	15
III.1 1.Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus.....	15
III.1.1. Les calculs à la rupture.....	15
III.1.2. Les calculs en contraintes-déformations.....	15
III.2. Notation de facteur de sécurité [3] .....	16
III .3. Les méthodes basées sur l'équilibre limite [4] .....	17
III.3.1. Méthode globale.....	18
III.3.2. Les méthodes des tranches .....	20
III.4.Choix des Caractéristiques mécaniques à prendre en compte.....	24
III.4.1. Choix des paramètres géotechnique.....	24
III .4.2. Notion de drainé et non drainé.....	24
III.4.3. choix des paramètres de cisaillement de pic et résiduel.....	25
III .5. Choix du coefficient de sécurité .....	25
III.6. Analyse automatique de la stabilité au glissement.....	26
III.7. Conclusion .....	26

## ***Chapitre IV: Méthodes des confortements***

IV.1 Introduction .....	27
IV.2 Terrassement .....	27
IV I.2.1 Butée de pied simple [1] .....	27
IV.2.2 Butée de pied renforcée au geotextile.....	28
IV.2.3 Allègement en tête .....	29
IV.2.4 Reprofilage.....	29
IV.2.5 Purge.....	30
IV.2.6 Substitution totale ou partielle.....	30
IV.3 Drainage.....	31
IV.3.1 Collecte et canalisation des eaux de surface .....	32
IV.3.2 Masques et éperons drainants.....	33
IV.3.3 Tranchées drainantes.....	33
IV.3.4 Fossé.....	34
IV.3.5 Drains subhorizontaux .....	34
IV.3.6 drains verticaux .....	35
IV.4 Le reboisement.....	35
IV.5 Elément résistants .....	36
IV.5.1 Murs de soutènement .....	36
IV.5.2 Tirants d'ancrages [7].....	37
IV.5.3 Clouage .....	38
IV.6 pieux .....	39
IV. Conclusion.....	40

## **Partie II : Etude Pratique**

### ***Chapitre V : Présentation de site d'étude***

V.1.Introduction .....	41
V.2.Contexte géographique de la zone d'étude.....	41
V.3.Situation de projet .....	42
V.4.Description d'un glissement .....	42
V.5.Contexte géologiques .....	43
V.6.Géomorphologie de site .....	44
V.7.Hydrologie et Hydrogéologie du site .....	45

### ***Chapitre VI : Etude géotechnique***

VI.1. Reconnaissance Géotechnique .....	45
VI.2 But de la reconnaissance de sol.....	45
VI.3.Essai in situ .....	45
VI.3.1.Introduction .....	45
VI.3.2 Nature des sondages .....	46
VI 3.2.1.Sondages carottés .....	46
VI V3.2.1.1.Resultats des sondages carottés .....	47
VI 3.2.1.2.Interprétation des résultats .....	47
VI..3.3.1.pénétrömètre dynamique .....	48
VI.3.3.2bute de essai penetermetque dynamique .....	51
VI.3.4.relevés piézométriques .....	51
VI.3.4. 1.le bute des Relevés piézométriques .....	52
VI.3.5. Installation de tube inclinométriques .....	52
VI.4.Essai de laboratoire .....	58
VI .5. Stabilité du site .....	60
VI .6. Conclusion .....	61

### ***Chapitre VII : Etude de stabilité***

VII .1. Introduction.....	62
VII.2. Analyse du glissement par calcul manuel .....	62

VII.2.1. Méthode globale .....	62
VII.2.2. Méthode des tranches de Fellenius .....	67
VII.3. Analyse du glissement par méthode automatique (logiciel GeoStudio) .....	69
VII.3.1. Présentation de logiciel.....	69
VI.3.2. Application au glissement étudié .....	70
VII. 3.2.1. Modélisation du talus avant le glissement : .....	72
VII. 3.2.2. Modélisation du talus après le glissement .....	74
VII.4. Conclusion.....	75

### ***Chapitre VIII: Etude de confortement***

VIII.1. Introduction .....	76
VIII.2 Quelques principes de base .....	76
VIII.2.1. Premier type de confortement .....	76
VIII.2.1.1. Pieux forés .....	76
VIII.2.2. Deuxième type de confortement (mur en gabions) .....	86
VIII.2.3. Troisième type de confortement (Butée de pied) .....	92
VII.6 Conclusion .....	97

### **Chapitre IX: Comparaison économique**

IX.1. Introduction .....	98
IX.2. Les éléments à calculer .....	98
IX.3. Calcul de la quantité des matériaux pour la butée de pied .....	98
IX I.4. Calcul de la quantité des matériaux pour le mur en Gabions .....	99
IX.5. Calcul des prix .....	99
IX.6. Conclusion .....	100

## Liste des tableaux

---

### *Partie I : Etude Théorique*

<b>Tableau I.1</b> : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement a long terme [15].....	8
<b>Tableau I.2</b> : Classification selon la profondeur de la surface de glissement [15].....	8

### *Partie II : Etude Pratique*

<b>Tableau VI. 01</b> : Résultats des essais pénétromètres .....	49
<b>Tableau VI. 02</b> : Résultats des essais pénétromètres .....	53
<b>Tableau VI. 03</b> : Résultats des essais laboratoire.....	59
<b>Tableau VII.1</b> : Position du centre de gravité (C.D.G.) Du massif.....	64
<b>Tableau VII.2</b> : Force agissant et leur moment.....	65
<b>Tableau VII.3</b> : paramètre des tranche.....	78
<b>Tableau VII.4</b> : Les données et les résultats du logiciel.....	70
<b>Tableau VII.5</b> . Coordonnes du profil.....	71
<b>Tableau VII.6</b> . Surfaces et points de chaque couche.....	72
<b>Tableau VII.7</b> . Coordonnes du surcharge.....	72
<b>Tableau VII.8</b> . Résumé des résultats pour les différentes méthodes.....	74
<b>Tableau VIII.1</b> : Résultats des essais pénétromètres .....	79
<b>Tableau VIII.2</b> : Facteur rhéologique $\alpha$ pour divers types de sols.....	80
<b>Tableau VIII.3</b> : Le paramètres géotechniques pour le calcul .....	86
<b>Tableau VIII.4</b> : Le résumé des forces stabilisantes du mur en gabions .....	88
<b>Tableau VIII.5</b> : Le résumé des forces renversement du mur en gabions.....	88
<b>Tableau VIII.6</b> : paramètre des tranche.....	92
<b>Tableau IX.1</b> . Les prix unitaires.....	99
<b>Tableau IX.2</b> : Tableau récapitulatif des prix des pieux forés et de la butée de pied.....	100

## Liste des figures

---

### *Partie I : Etude théorique*

<b>Figure I.1</b> : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [3].	4
<b>Figure I.2</b> : les éboulements, chutes de blocs et de pierres [17].	5
<b>Figure I.3</b> : Coulée de boue [16].	5
<b>Figure I.4</b> : Exemple de Fluage [2]	6
<b>Figure I.5</b> : La solifluxion [2]	6
<b>Figure 1.6</b> : Glissement plan. [2]	7
<b>Figure 1.7</b> : Glissement rotationnel simple. [2]	7
<b>Figure 1.8</b> : Glissement rotationnel complexe. [2]	8
<b>Figure: III.1</b> : rupture circulaire [3].	17
<b>Figure. III.2</b> : les forces appliquées sur une tranche.	18
<b>Figure III.3</b> : Equilibre global du massif. [5]	20
<b>Figure III.4</b> : Calcul par la méthode des tranches.	21
<b>Figure III-5</b> : Bilan des forces sur une tranche.	21
<b>Figure IV.1</b> butée de pied [10]	28
<b>Figure IV.2</b> Calcul de stabilité d'une butée de pied	29
<b>Figure. IV 3</b> : Allègement en têt [10]	29
<b>Figure IV.4</b> : Reprofilage [6]	30
<b>Figure IV.5</b> : Adoucissement de la pente [6]	30
<b>Figure IV.6</b> : Exemple de purge [10]	30
<b>Figure IV.7</b> : Substitution partielle [6].	31
<b>Figure IV.8</b> : Drainage de surface	33

## Liste des figures

---

<b>Figure IV.9</b> : Coupe d'une tranchée drainante [6] .....	34
<b>Figure IV.10</b> : Drains subhorizontaux [6] .....	35
<b>Figure IV.11</b> : Stabilisation par ancrages précontraints .....	37
<b>Figure IV.12</b> : Clouage d'un glissement [11] .....	39
<b>Figure IV.13</b> : Clouage par des pieux [17] .....	39

### *Partie II : Etude Pratiques*

<b>Figure V.1</b> : La situation géographique de la zone d'étude (Google Earth).....	41
<b>Figure V.2</b> : Situation de projet.....	42
<b>Figure V.3</b> : Création d'une ravine et rupture de mur de soutènement.....	43
<b>Figure V.4</b> : Les arbres penchent .....	43
<b>Figure VI.1</b> : Pénétrromètre dynamique .....	48
<b>Figure VII.1</b> : Localisation de cercle de glissement.....	63
<b>Figure VII.2</b> : Position du centre de gravité (CDG) du massif.....	64
<b>Figure VII.3</b> : Les forces agissantes sur le massif.....	65
<b>Figure VII.4</b> : Détermination de $R_N$ 1 <sup>er</sup> itération.....	66
<b>Figure VII.5</b> : Détermination de $R_N$ 2 <sup>em</sup> itération.....	67
<b>Figure VII.6</b> : Découpage en tranches de volume glissé.....	68
<b>Figure VII.7</b> : Modélisation du talus.....	73
<b>Figure VII.8</b> : Modélisation du talus après le glissement.....	74
<b>Figure VIII.1</b> : Principe de clouage des pentes .....	77
<b>Figure VIII.2</b> : l'inclinaison de l'effort de clouage .....	78
<b>Figure VIII.3</b> : Modélisation le talus par des tranche.....	79
<b>Figure VIII.4</b> : Diagramme des moments .....	82

## Liste des figures

---

<b>Figure VIII.5</b> : Schéma de ferrailage du pieu .....	84
<b>Figure VIII.6</b> : Disposition des pieux .....	84
<b>Figure VIII.7</b> : modélisation du pieu.....	85
<b>Figure VIII.8</b> : Schéma du mur en gabions.....	86
<b>Figure VIII.9</b> : Schéma de l'excentricité des forces .....	89

## Liste des symboles

---

$\gamma_h$ : Poids volumique humide.

$\gamma_d$ : Poids volumique sec.

$\gamma_s$  : Poids volumique des grains solide.

$\gamma'$  : Poids volumique déjaugé.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau.

$e$  : L'indice des vides.

$n$  : La porosité.

$w$  : Teneur en eau.

$C_u$  : Coefficient d'uniformité de Hazen.

$C_c$  : Coefficient de courbure.

$D_{30}$  : Diamètre de la maille laissant passer 30 % du matériau.

$D_{60}$  : Diamètre de la maille laissant passer 60 % du matériau.

$D_{10}$  : Diamètre de la maille laissant passer 10 % du matériau.

$W_p$  : La limite de plasticité.

$W_L$ : la limite de liquidité.

$I_p$  : L'indice de plasticité.

$I_L$  : L'indice de liquidité.

$I_c$  : L'indice de consistance.

$S_r$  : Degré de saturation.

$\sigma$  : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).

$C_g$  : L'indice de gonflement.

$C_c$  : L'indice de compression.

$E_M$  : Le module de déformation.

$P_L$  : La pression limite pressiométrique.

$P_L^*$  : La pression limite nette.

## Liste des symboles

---

$\sigma_h$  : La contrainte totale horizontale.

$\sigma_v$  : La contrainte totale verticale.

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres au repos.

$K_a$  : Coefficient de poussée.

$\gamma_b$  : Poids volumique du béton.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier

$\sigma_s$  : Contrainte limite à la traction.

$\sigma_b$  : Contrainte ultime de compression

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$q_{pl}$  : La contrainte de rupture sous la pointe.

$k_p$  : Le facteur de portance.

$q_{sl}$  : Frottement latéral unitaire.

$C_e$  : L'efficacité de groupe de pieu.

$W_i$  : le poids de la tranche

$F_s$  : coefficient de sécurité

$B$  : L'angle de la pente moyenne que fait le talus avec l'horizontal

$\beta_0$  : L'angle de la pente du cercle de glissement

$\alpha_0$  : L'angle de localisation le centre de cercle du glissement

$\varphi'$  : L'angle de frottement du sol glisse

$T_0$  : Calcul de l'effort horizontal

$E_m$  : module préssiométrique standard

$E_{m\text{harmonique}} = 112.15 \text{ bars}$

$B_0$  : Diamètre de référence

$B$  : Diamètre du pieu

## Liste des symboles

---

$\alpha$ : Facteur rhéologique dépendant de la nature du sol.

$K_a$ : coefficient de poussée

$P_a$ : poussées sur le mur

$\gamma$ : Poids volumique du sol latéralement à la fondation.

$C$  : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

$N_\gamma, N_c$  et  $N_q$ : Facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol

$i_\gamma, i_q$  et  $i_c$ : Coefficients de l'inclinaison de la charge (effet de l'inclinaison de la charge)

$S_\gamma, S_c$  et  $S_q$ : coefficients de forme (effet de la forme de fondation)

$\sigma_v$  : contrainte verticale au niveau de la base de la fondation

# ***Partie I : Etude théorique***

## ***Introduction générale***

---

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandues et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.), et ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers.

Un mouvement de terrain survient principalement lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme. L'analyse de la stabilité comporte deux volets essentiels, le premier étant un calcul de stabilité pour déterminer la courbe selon laquelle la rupture est la plus probable, et le deuxième est le calcul du coefficient de sécurité correspondant. Il n'existe jusqu'à maintenant pas de cartes de zonage permettant de classer le territoire en zones vis-à-vis du potentiel de glissement. L'analyse de la stabilité d'un terrain au glissement est une opération complexe, dans la mesure où une multitude d'aspects s'interfèrent.

Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des pentes reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches). Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur le **village ifri commune de Ouzellaguen willaya Bejaia**.

Le mémoire est divisé en trois parties :

La première partie consiste une étude théorique qui comporte les généralités sur des glissements de terrain, principales causes d'un glissement de terrain, méthodologie de l'étude de glissement, méthodes de calcul de la stabilité des talus, et les méthodes des confortements.

La deuxième partie comporte la présentation du site d'étude, l'étude géotechnique et l'étude de stabilité puis l'étude de confortement enfin la partie économique.

## **I.1. Introduction**

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

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

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

Cependant une longue expérience a été acquise tant dans les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...) et par leur dimension.

## **I.2. Définition d'un glissement de terrain [1]**

Un glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux le long de surface de rupture par cisaillement, il est en fonction de la nature et la disposition des couches géologiques, le mouvement est engendré par l'action de gravité de force extérieure (hydraulique ou sismique) ou d'une modification aux conditions aux limites

## **I.3. Différents types de talus [2]**

### **I.3.1. Pentas naturelles**

Les mécanismes suivants peuvent être distingués :

1- glissement

- Glissement plan,
- Glissement rotationnel simple,
- Glissement rotationnel complexe,

2- écroulement,

3- fluage et solifluxion,

4- coulées boueuses.

### **I.3.2. 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.

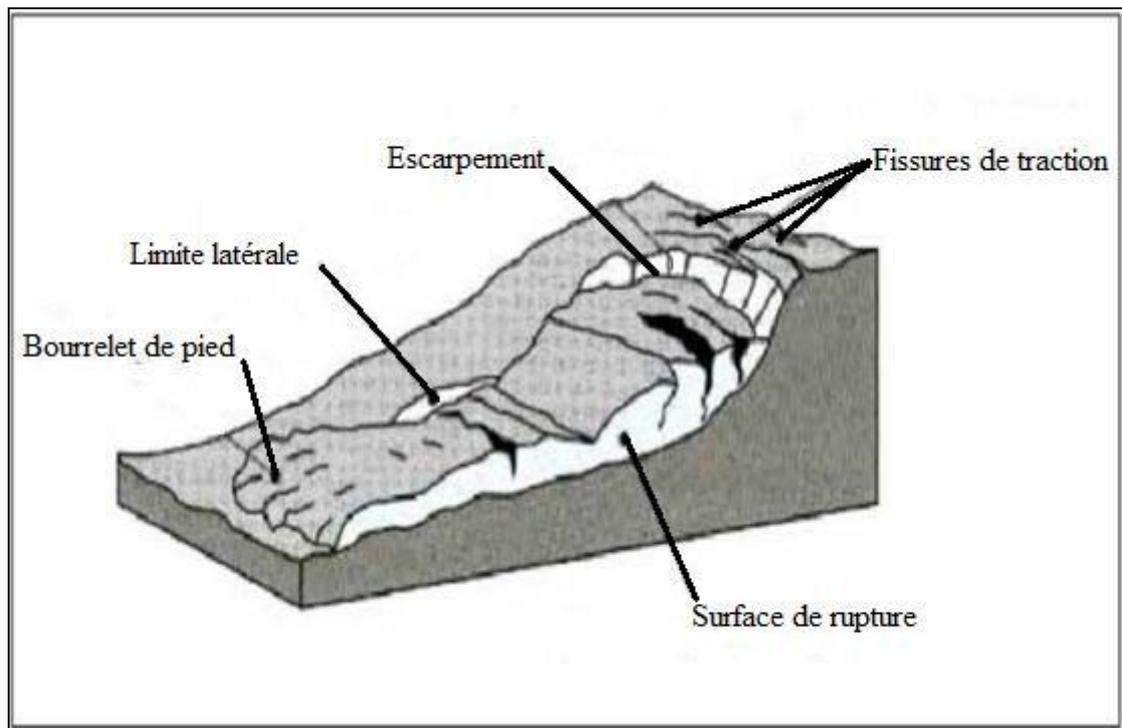
### **I.3.3. Dignes et barrages en terres**

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

On recommande, pour les travaux de prévention actifs contre les glissements de terrain, la stabilisation et le drainage des zones instables. Ces actions peuvent être ponctuelles (soutènement, végétation, substitution). [2]

## **I.4. Les principaux éléments de description d'un glissement de terrain**

Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure suivante :



**Figure I.1** : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [3].

- **Escarpement** : Surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface du glissement.
- **Bourrelet de Pied** : Correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale et la masse glissée. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Surface de rupture** : C'est la surface qui sépare la masse glissante des terrains en place.
- **Fissures de traction** : Rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

## I.5. Différentes catégories d'instabilités de terrain

### I.5.1. Les instabilités de terrain à surfaces de rupture diffuses

#### I.5.1.1. Les éboulements et chutes de pierres

L'évolution naturelle des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres et de blocs ou des éboulements en masse, ils se manifestent par des ruptures rapides et brutales affectant les sites en falaises sous l'action de la pesanteur, ils résultent au développement de fissures préexistantes dans la roche. [6]

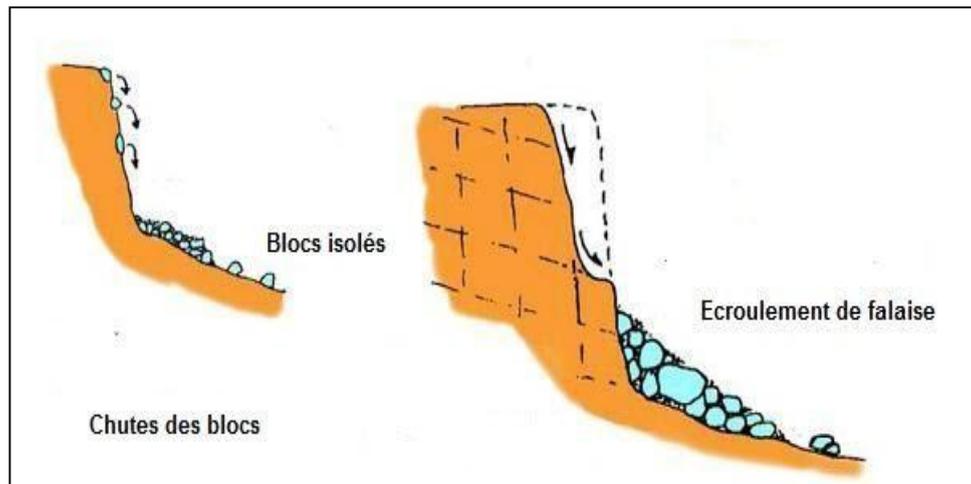


Figure I.2 : Les éboulements, chutes de blocs et de pierres [17].

### I.5.1.2. Les coulées boueuses

Il s'agit d'écoulement visqueux ou fluide des matériaux meubles (argiles, limons à blocs, terrain d'altération) gorgés d'eau, pressions interstitielles, les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs millions de mètre cubes. [6]

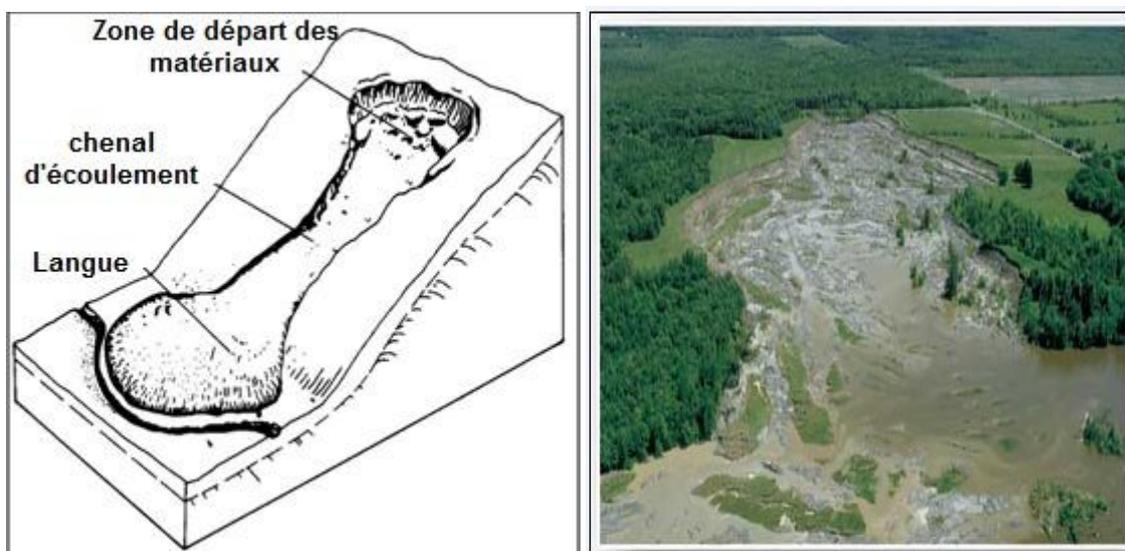


Figure I.3 : Coulée de boue [16].

### I.5.1.3. Fluages et solifluxions

- **Fluage**

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

stabilisation, soit la rupture. (Figure I.4) montre une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limite par une falaise. La marne flue sous le poids excessif de la falaise calcaire, risquant d'entraîner la fissuration du banc calcaire peu déformable, voir l'écroulement de la falaise. [2]

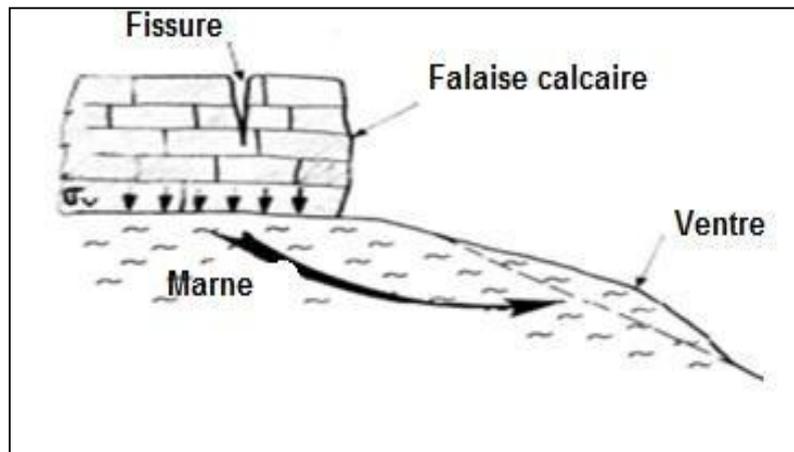


Figure I.4 : Exemple de Fluage [2]

- **Solifluxion**

Les phénomènes de solifluxion représentent un cas particulier de fluage.

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

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres. Elle se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables. [2]

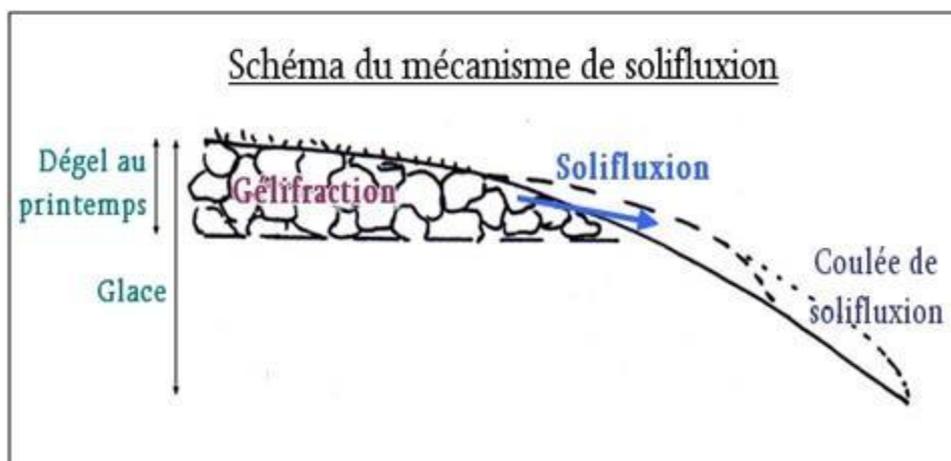


Figure I.5 : La solifluxion

## I.5.2. Les glissements à surfaces de rupture nettes

### I.5.2.1. Glissements 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. [2]

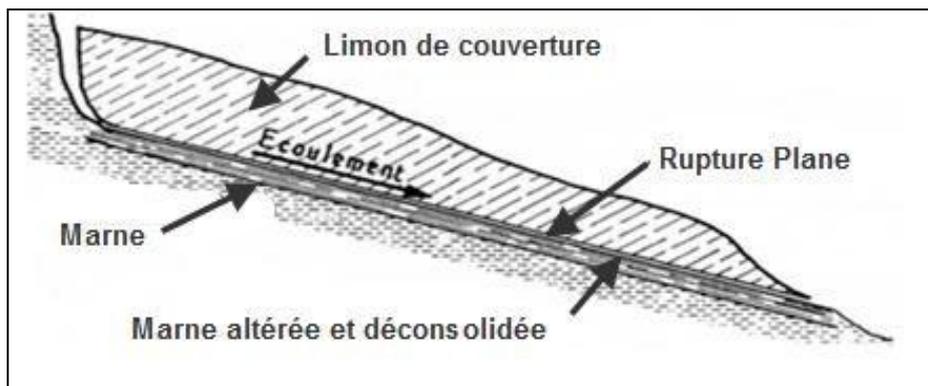


Figure 1.6 : Glissement plan. [2]

### I.5.2.2. 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. [2]

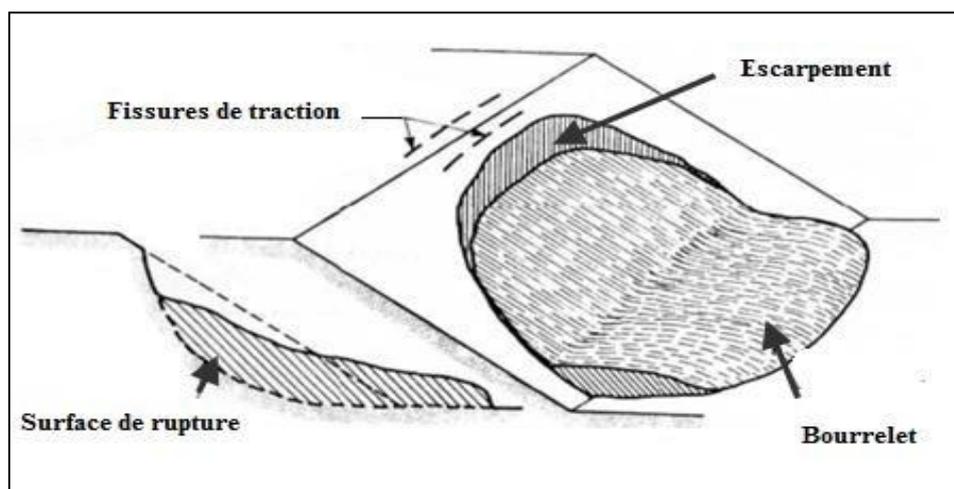
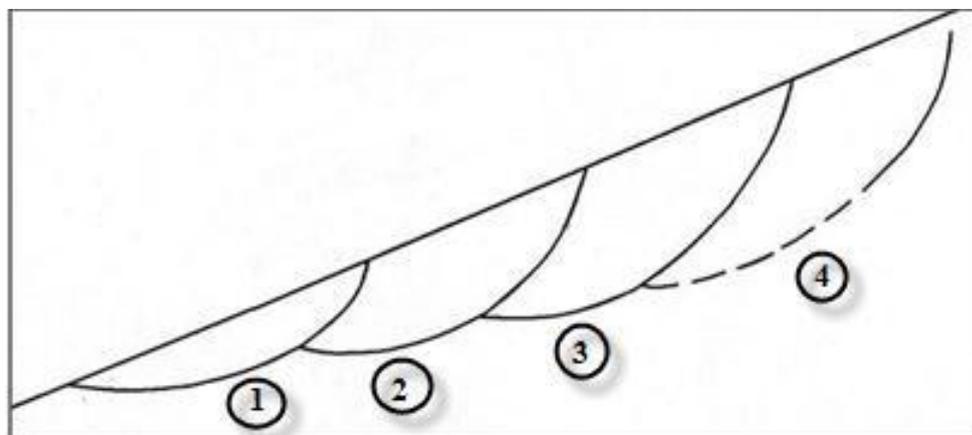


Figure 1.7 : Glissement rotationnel simple. [2]

**I.5.2.3. 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. [2]



**Figure 1.8** : Glissement rotationnel complexe. [2]

**Remarque**

Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse et par leur profondeur estimée de la surface de glissement.

- **Vitesse moyenne de glissement**

**Tableau I.1** : Classification de l’activité en fonction de la vitesse moyenne de glissement a long terme [15].

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

- **Profondeur de glissement**

**Tableau I.2** : Classification selon la profondeur de la surface de glissement [15].

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0 - 2 m
Semi profond	2 - 10 m
Profond	> 10m

**I.6. Conclusion**

La majorité des terrains est concernée par le risque de mouvement de terrain, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains, les sols argileux sensibles aux variations de la teneur en eau.

Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques.

## **II.1. Introduction**

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

Il faut d'abord remarquer que l'approche du géologue, purement naturaliste et descriptive, est nécessaire mais insuffisante pour une analyse mécanique du phénomène qui permettra la définition des travaux confortatifs à mettre en œuvre sur un site instable. De la même façon une approche, trop mécanique par « mise en équation » d'un versant naturel de structure géologique nécessairement complexe et à priori inconnue, représente une approche naïve qui ne conduit à rien.

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

## **II.2. Repérage topographique d'une zone instable**

### **II.2.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle**

Les cartes topographiques à petite échelle disponible sans insuffisantes pour repérer un accident de terrain localise. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grand échelle du secteur dans lequel se situe la zone glissée et d'en tirer un plan de courbes de niveau et des profils jalonnés.

Le piquetage de la zone glissée et son environnement immédiat stable doit être effectuée en quadrillage ; les piquets étant numérotés et repérés sur le plan topographique. Les levés géométriques, périodiquement réalisés, permettent de suivre l'évolution des glissements et localiser exactement la zone en mouvement. Lorsque le glissement est actif, il convient d'établir des courbes de déplacement (horizontal et vertical) des repères ; la vitesse d'évolution permet alors de définir le risque et, si besoin était, les mesures de sécurité à envisager.

### **II.2.2. Repérage des traits caractéristiques du glissement de terrain**

Les traits auxquels on doit porter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- les arbres, verticaux ou inclinés, droits ou tordus constituent les repères les plus courants et souvent les seuls en zone non urbanisée ;
- les poteaux électriques ou téléphoniques, verticaux ou inclinés, permettent également une certaine datation du glissement ;
- les murs de construction, ou de soutènement, fournissent par l'observation des divers, des ventres, des fissures, de bons repères ;
- les routes et les chemins de fer dont l'état de détérioration témoigne d'un mouvement récent et actif.
- l'existence d'une faille, d'un pli...etc.

### **II.2.3. Chronologie des glissements et suivi de l'évolution d'une zone instable**

L'histoire d'une zone instable est intéressante à reconstituer ; elle permet souvent de faire apparaître une succession d'unités glissées d'âges différents, et de mieux comprendre les causes profondes de la pathologie du glissement.

### **II.3. Etude géologique et géomorphologique du site**

La géologie représente un élément fondamental dans toute étude d'instabilité car il est impensable de faire une étude de stabilité d'un versant sans une étude géologique, celle-ci permet de préciser la nature des terrains et leurs structures. La réalisation d'une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente permet de formuler une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de glissement. Les éléments tectoniques qui doivent être définis sont le pendage des couches en place (stratification ou schistosité) et la fissuration (failles, diaclases) qui affecte ces couches. Ce n'est qu'ensuite après qu'on procède à l'exécution de sondage et autres investigations profondes et approfondies, implantation des sondages, essais géotechniques.

L'étude géologique doit être complétée par une étude géomorphologique faite à partir de photographie aérienne et d'observation sur le terrain. Pour préciser les relations existant entre les glissements récents et plus anciens, il est nécessaire de reconstituer, même sommairement, l'histoire géologique de période au cours de laquelle ont été constitués les reliefs actuels et mise sur place des formations superficielles.

#### **II.4. Etude hydrologique et hydrogéologique du site**

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

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

#### **II.5. Etude géotechnique**

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

Cette étude a pour but de :

- Définir avec précision la géologie du site étudié ;
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pendages.
- Définir la forme générale de la masse en mouvement et donc la position de la surface de glissement.
- Mesure les caractéristiques mécaniques des couches de sol rencontrées.
- Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

##### **II.5.1. Sondage 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. Cependant 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 certains (en particulier des sols faiblement sur consolidés) même les meilleures conditions de prélèvement entraînent un certain remaniement.

### **II.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.

### **II.5.3. Les essais géotechniques**

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.5.3.1. Les essais au laboratoire

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit les poids spécifiques, la teneur en eau naturelle, degré de saturations, les limites d'Atterberg, la granulométrie, la résistance au cisaillement ( $C'$  et  $\varphi'$  : à long terme,  $C_u$  et  $\varphi_u$  à court terme).

### II.5.3.2. 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.5.4. La prospection géophysique

Elle fournit dans certain cas, un moyen d'investigation intensif et économique. Toutefois cette technique de recherche doit être toujours corroborée par des sondages et essais géotechniques.

### II.6. Synthèse des informations disponibles

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

### II.7. Calcul de stabilité

Dès lors que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie du glissement, ainsi que des caractéristiques mécaniques des terrains concernés, un calcul de stabilité devient possible. Le principal intérêt de ce calcul réside dans l'estimation à partir de la valeur du coefficient de sécurité  $F$  qui sera obtenu, du degré d'instabilité du site et, à partir de là, l'étude des diverses dispositions confortatives envisageables.

### III. 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.

#### III.1 . Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus

Plusieurs types de calculs sont possibles :

##### III.1.1. Les calculs à la rupture

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

##### III.1.2. Les calculs en contraintes-déformations

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

Les calculs en contraintes-déformations sont beaucoup plus lourds à mettre en œuvre que les calculs à la rupture. Ils nécessitent la connaissance des lois de comportement des matériaux et des contraintes initiales dans le massif, de plus ils ne conduisent pas à des résultats aussi

faciles à analyser que les calculs à la rupture (un coefficient de sécurité), c'est pourquoi ces derniers sont encore largement utilisés.

### III.2. Notion de facteur de sécurité [3]

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

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

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.

$$\rightarrow F_s = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$$

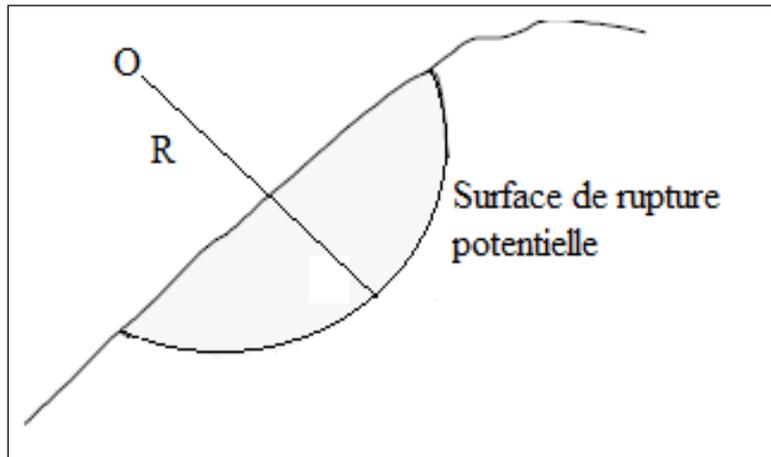
Cette définition suppose que la surface testée est plane.

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

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

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

La définition est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume (Figure III.1) 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.



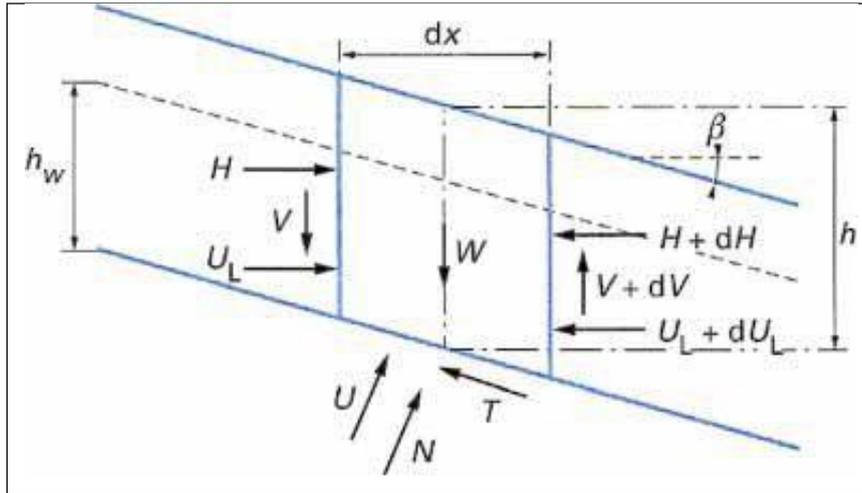
**Figure III.1 : Rupture circulaire [3]**

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 [4]

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface « guide » le glissement (cas de formations meubles reposant sur un substratum, par exemple) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.

La figure (III.2) représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées :  $W$  le poids du bloc de sol considéré,  $V$  et  $H$  les efforts sur les côtés du bloc,  $N$  et  $T$  les réactions normale et tangentielle à la base du bloc,  $U_L$  l'effort dû à la pression d'eau latérale, et  $U$  l'effort dû à la pression d'eau à la base. Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que  $V = 0$  et que  $H$  et  $U_L$  s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer  $N$  et  $T$ , ainsi que le coefficient de sécurité  $F = T_{\max} / T$ .



**Figure III-2 :** Les forces appliquées sur une tranche

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \cdot \tan \varphi'$$

On obtient l'expression suivante pour  $F$  :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma \cdot h - \gamma_w \cdot h_w) \cdot \tan \varphi'}{\gamma \cdot h \cdot \tan \beta}$$

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

✓ Pour un matériau purement frottant :

- en l'absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

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

$$= \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta}$$

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

$$F = \frac{1 \tan \varphi'}{2 \tan \beta}$$

✓ Pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \cdot \frac{c_u}{\gamma}$$

### 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 :  $C$ ,  $\varphi$  et  $\gamma$ , si le milieu est aquifère la pression interstitielle  $U$  se rajoute à ces paramètres.

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  $\overrightarrow{K''}$  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 :

$$\overrightarrow{W} + \overrightarrow{U} + \overrightarrow{K''} + \overrightarrow{R} = \overrightarrow{0} \quad \text{D'où la somme des moments : } W_l - U_m - R_n - 2r^2 \alpha_0 C/F_s \equiv 0.$$

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. [5]

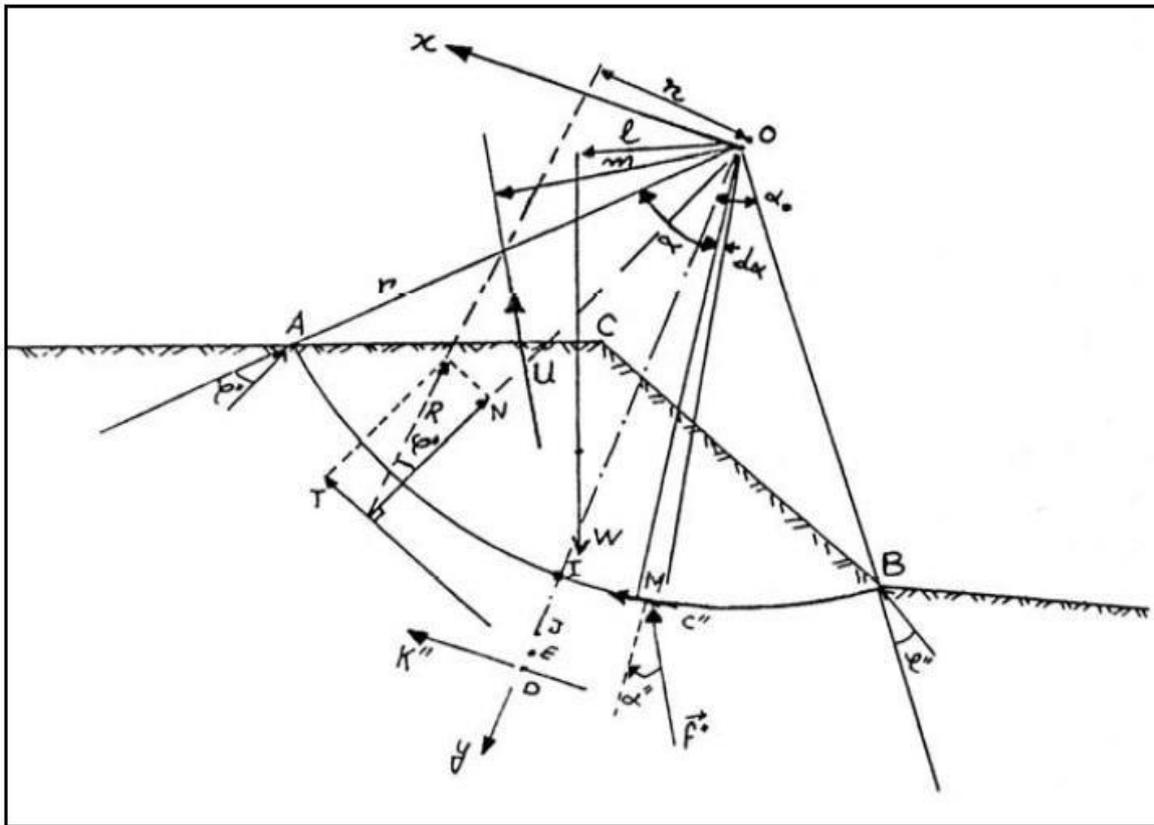


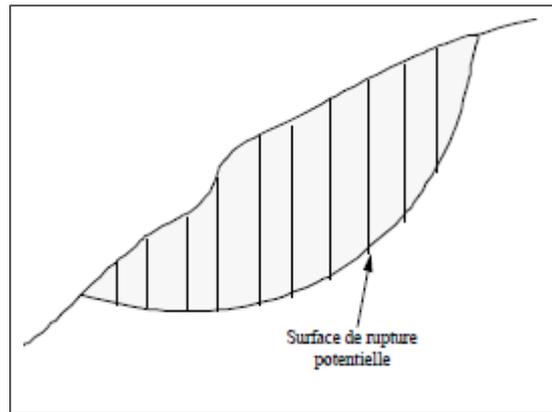
Figure III.3 : Equilibre global du massif. [5]

### III.3.2. Les méthodes des tranches

#### ➤ Calcul du coefficient de sécurité d'une surface de rupture potentielle [6]

Les terrains sont rarement homogènes et isotropes et l'utilisation de la méthode globale est donc limitée. Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées.

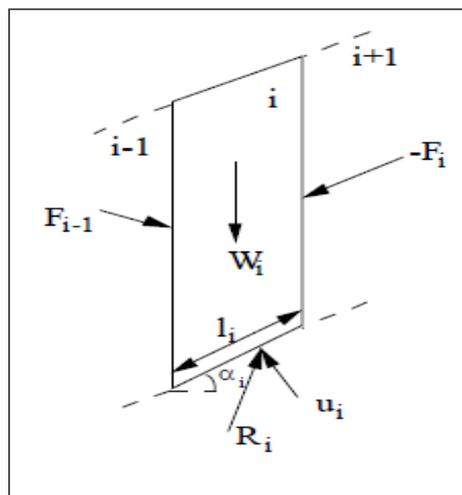
Le principe est de découper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales).



**Figure III-4 :** Calcul par la méthode des tranches

En général les surfaces de rupture considérées sont des cercles, mais certaines méthodes de tranches (Sarma, par exemple) ne nécessitent pas cette hypothèse.

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



**Figure III-5 :** Bilan des forces sur une tranche

- le poids de la tranche  $W_i$
- la réaction sur la base de la tranche  $R_i$  (cette force peut être décomposée en action normale  $N_i$  et action tangentielle  $T_i$ )
- la pression de l'eau  $u_i$

- l'action des forces inter tranches entre la tranche  $i$  étudiée et les tranches  $i-1$  et  $i+1$  :

$F_{i-1}$  et  $F_i$ .

Examinons le problème en deux dimensions. Si le volume est découpé en  $n$  tranches

(Donc  $n-1$  inter tranches) :

Les inconnues sont :

-  $F_i$  : intensité, inclinaison, point d'application  $\Rightarrow 3 (n-1)$  inconnues ;

-  $R_i$  : intensité, inclinaison, point d'application  $\Rightarrow 3 n$  inconnues ;

- le coefficient de sécurité  $F \Rightarrow 1$  inconnue. Il y

a donc  $6n-2$  inconnues.

- Les équations sont pour chaque tranche :

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

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

Il y a donc  $4n$  équations.

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

La méthode de Fellenius (dite méthode suédoise) est la méthode la plus ancienne des méthodes de tranches. La méthode de Bishop est la plus couramment utilisée. Ces deux méthodes supposent que la surface de glissement est circulaire et que le point d'application des réactions est le milieu de la tranche.

- La méthode de Fellenius suppose que la résultante des forces inter tranches est nulle.

Dans cette méthode l'équilibre des moments dans la tranche n'est pas respecté. Le

coefficient de sécurité a pour expression :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Ce coefficient de sécurité est le rapport du moment résistant pour l'ensemble du cercle au moment moteur, mais on obtient la même expression en prenant le coefficient de sécurité comme le coefficient réducteur appliqué à  $tg\phi$  et  $c$  et en supposant que le rapport du moment résistant au moment moteur est égal à l'unité pour le cercle de glissement envisagé (définition 1). La méthode de Fellenius conduit à une sous-estimation du coefficient de sécurité pouvant atteindre 60%.

La méthode de Bishop suppose que la résultante des forces inter tranches est horizontale et l'expression du coefficient de sécurité est :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c' \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot tg\phi'}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$N_i = \frac{W_i - \sin \alpha / F (c' \cdot l_i - u_i \cdot l_i \cdot tg\phi')}{\cos \alpha_i \cdot (1 + tg\phi' \cdot tg\alpha / F)}$$

La valeur de  $F$  est obtenue par itération et la valeur initiale  $F_0$  utilisée est généralement la valeur calculée par la méthode de Fellenius.

La méthode de Bishop est plus "réaliste" et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de Fellenius. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de Fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité.

Ces calculs sont très longs "à la main", par contre s'ils sont traités par ordinateur, les temps de calcul sont alors relativement brefs.

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 intertranches =  $\lambda f(x)$ );
- ✓ **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  $c$ ,  $\varphi$ ,  $\gamma$ ,  $u$ . 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  $\varphi$  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. [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 ( $C_u$ ,  $\varphi_u$ ). 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 ( $C'$ ,  $\varphi'$ ). [1]

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

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  $\varphi_u$  positives. Ceci est dû à la non saturation des échantillons. Pour les grandes valeurs de la contrainte normale  $\sigma$ , la valeur de  $\varphi_u$  tend vers 0.

- **Etat consolidé drainé  $C'$ ,  $\varphi'$  :**

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  $C'$ ,  $\varphi'$  puis à partir de  $C_u$ ,  $\varphi_u$ .

- **Etat consolidé, non drainé  $C_{cu}$ ,  $\varphi_{cu}$  :**

Pour les formations argileuse en place, et normalement consolidé, il est admissible d'utiliser  $C_{cu}$ ,  $\varphi_{cu}$ . Cet essai permet de déterminer les caractéristiques de cisaillement à long terme et on mesurant la pression interstitielle au moment de la rupture. .[1]

### 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 tâches principales :

- Etude de la stabilité du massif après terrassement et édification de l'ouvrage. On utilisera alors les paramètres de pic.
- Etude du confortement du glissement. Le massif a subi de grandes déformations. On utilisera les paramètres résiduels. .[1]

### 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 :
- Etre 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  $\varphi$ ), de  $u$ , de  $\gamma$ , 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. .[1]

### 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 deux phases principales :
    - L'entrée des données
    - Le paramétrage des cercles de rupture potentiels
    - Le lancement des calculs
- 1). La première phase consiste à introduire trois types de données :
- Géométriques (profil topographique)
  - Géotechnique ( $c$ ,  $\varphi$ ,  $\gamma$ )
  - Hydraulique (profil de la nappe)
- 2). La deuxième phase est relative au quadrillage des centres de glissement.

### III.7. Conclusion

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

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

### IV.1 Introduction

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, plans, etc. par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine : surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend.

Pour le calcul du confortement d'un glissement, le coefficient de sécurité adopté peut se limiter à 1,3 si :

- Le calage des caractéristiques mécaniques parait de bonne qualité
- Certaines caractéristiques du site sont mal connues
- Les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple).
- On choisit plutôt un facteur de sécurité  $F$  égal à 1,5 si l'on ne peut pas tolérer des déformations [1]

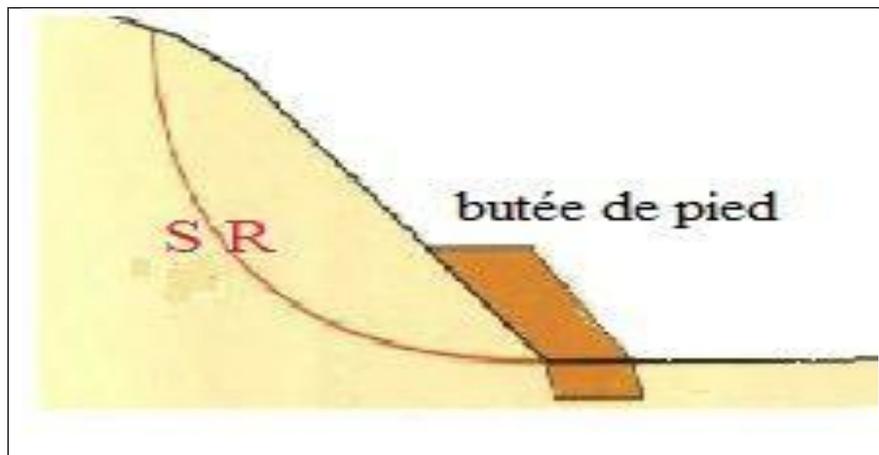
### IV.2 Terrassement

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

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable. [1]

#### IV I.2.1 Butée de pied simple [1]

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre-balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité au renversement, au glissement de l'ouvrage et la stabilité globale du site.

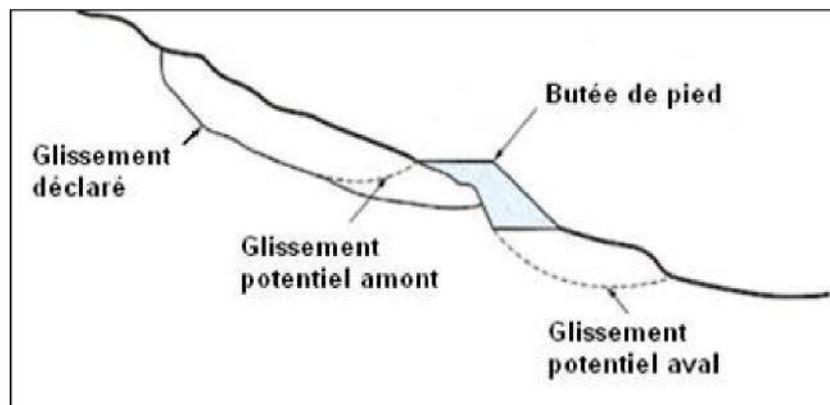


**Figure IV.1** : Représentation de la butée de pied [12]

La stabilité globale du grand site figure (III.3) suppose que :

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

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



**Figure IV.2** : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces De rupture à Prendre en compte.

#### IV.2.2 Butée de pied renforcée au géotextile

Les géosynthétiques ont connu un développement considérable dans les domaines de la géotechnique et de génie civil ces trente dernières années.

Actuellement, ils sont présents dans la plupart des ouvrages géotechniques et leurs domaines d'applications ne cessent de s'accroître. Durant les quatre dernières années, de nombreux ouvrages géotechniques incluant des géosynthétiques ont été construits en Algérie.

La technique géosynthétiques pour le traitement de certains glissements de terrains constitue une réelle alternative, innovante et économique par rapport aux autres solutions classiques. Elle peut être même la seule solution valable. [1]

### IV.2.3 Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).[1]

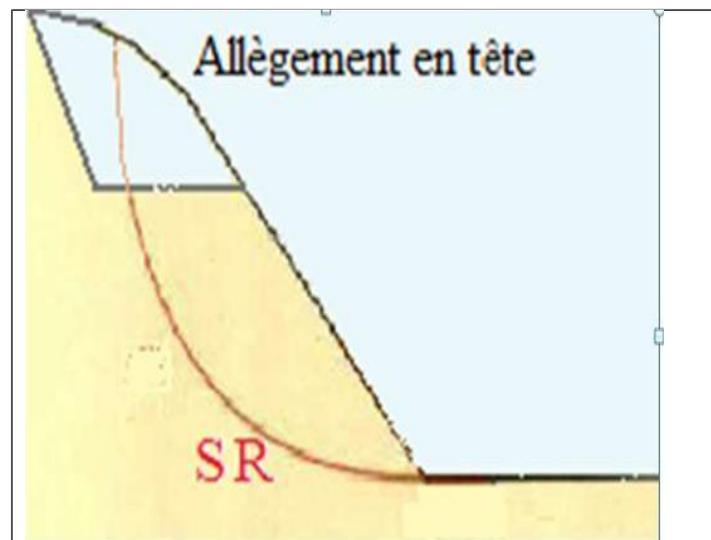
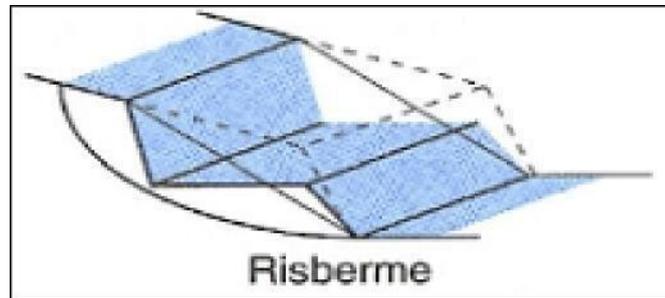


Figure IV .3: Allègement en tête [12]

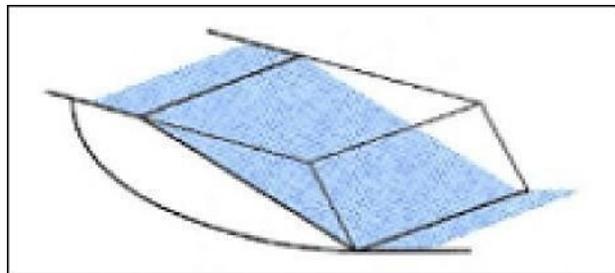
### IV.2.4 Reprofilage

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

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement, de pratique courante, est particulièrement bien adapté aux talus de déblais. Notons que l'exécution de risbermes à l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants. [1]



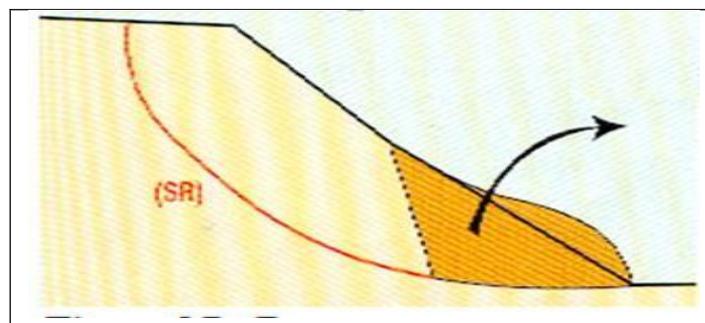
**Figure IV.4 :** Représentation de Reprofilage [7]



**Figure IV. 5 :** Adoucissement de la pente [7]

#### IV.2.5 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable. [1]



**Figure IV .6 :** Exemple de purge [12]

### IV.2.6 Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie et des hétérogénéités locales.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut-être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution. [2]

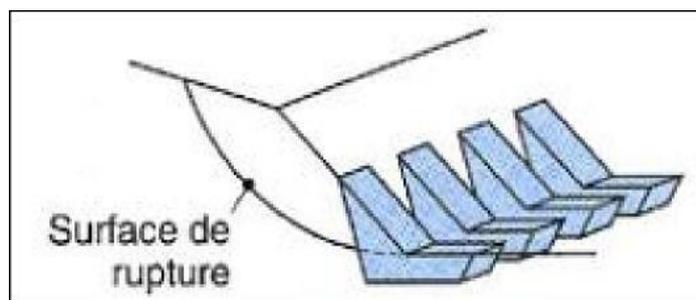


Figure IV.7 : Substitution partielle [7]

### IV.3 Drainage

Le drainage, qu'il s'effectue en surface ou dans le sol, consiste à capter et à dériver les eaux en dehors des zones de glissement. Il a pour objectif de diminuer la teneur en eau du sol grâce à l'interception des écoulements et au rebattement de la nappe phréatique, puisque son niveau s'abaisse lorsque son alimentation en eau diminue. Cela permet donc de réduire la pression interstitielle qui s'exerce dans le sol et qui, rappelons-le, joue un rôle central dans la déstabilisation des terrains argileux.

Les méthodes retenues pour le drainage et leur mise en œuvre doivent être adaptées aux caractéristiques des sols, et le dispositif doit être entretenu régulièrement. Dans ces conditions, le drainage de surface s'avère très efficace sur les terrains qui sont alimentés

uniquement par les eaux de pluies qui leur parviennent directement (c'est-à-dire en l'absence d'écoulements souterrains).

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

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

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

Mais lorsqu'il s'agit de capter l'eau en profondeur, les méthodes classiques (fossés, tranchées et éperons drainants) peuvent vite s'avérer inadaptées car on ne peut mettre en place de tels dispositifs que dans les premiers mètres du sol. Ils ne permettent pas d'essorer les terrains où l'on trouve une nappe phréatique ou des fissures gorgées d'eau situées à dix mètres de profondeur ou plus.

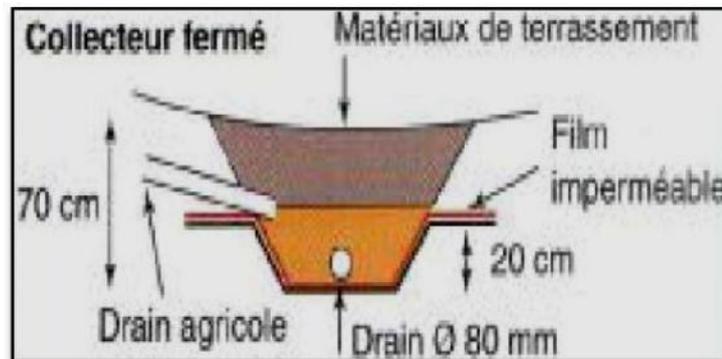
Le recours à des techniques spécifiques telles que les drains subhorizontaux et les drains verticaux Sur les glissements très actifs, un autre problème se pose : les installations de drainage et de dérivation des eaux peuvent être endommagées et emportées. C'est ce qui s'est produit à l'Harmalière, (Sinard Grenoble France). Les buses en béton se sont rompues lors de la réactivation du glissement de 2001, provoque la réalimentation en eau du glissement. [2]

### **IV.3.1 Collecte et canalisation des eaux de surface**

L'objectif est limiter les infiltrations dans le massif en mouvement en captant et en dérivant les eaux de surface s'écoulant en direction de la zone sensible, d'éliminer les zones de stagnation (contre-pente, creux...), de localiser les infiltrations anormales.

Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou d'un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et de ruissellement. En effet les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Assi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéité des fissures de surface, bien que ne constituant pas ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissement. [1]

Ces techniques ont pour les avantages principaux leur coût modéré, une mise en œuvre simple, un entretien aisé pour les collecteurs à ciel ouvert et une bonne adaptation au traitement de zones étendues.



**Figure IV.8 :** Représentation de Drainage de surface

### IV.3.2 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques de frottement apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus. S'il est difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées. [1]

### IV.3.3 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ils permettent de traiter des zones de mouvement peu profondes ou peu étendues, c'est-à-dire avec des volumes mis en jeu relativement raisonnables. Les techniques de drainage superficiel sont dans leur principe relativement simple. Elles peuvent se résumer à une excavation, pouvant aller jusqu'à 6 m, comblée de matériaux drainants avec éventuellement un collecteur. Les difficultés se situent dans leur conception afin de leur assurer une bonne pérennité et dans leur mise en œuvre car en général les travaux se déroulent dans des conditions

particulièrement délicates. Les tranchées drainantes (drains en pierres anciens, tranchées avec géocomposite) représentent la majeure partie des techniques de drainage superficiel.

L'écran drainant en géocomposite est composé d'une âme drainante, d'un géotextile et de tuyaux collecteurs. Le géocomposite permet de réaliser des écrans drainants jusqu'à 6 m de profondeur. Ces tranchées peuvent être réalisées manuellement ou à la pelle mécanique.

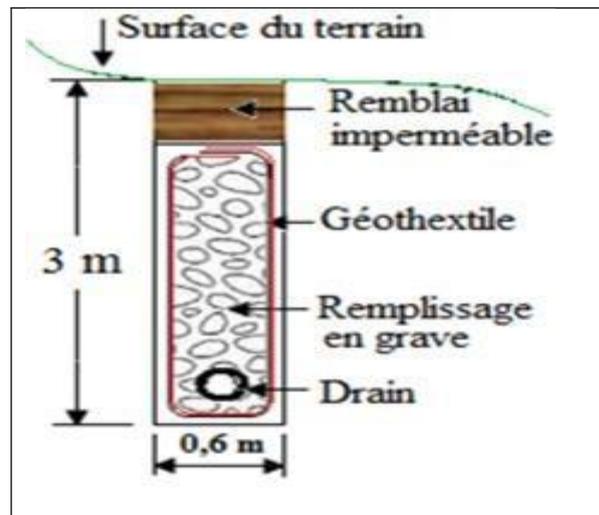


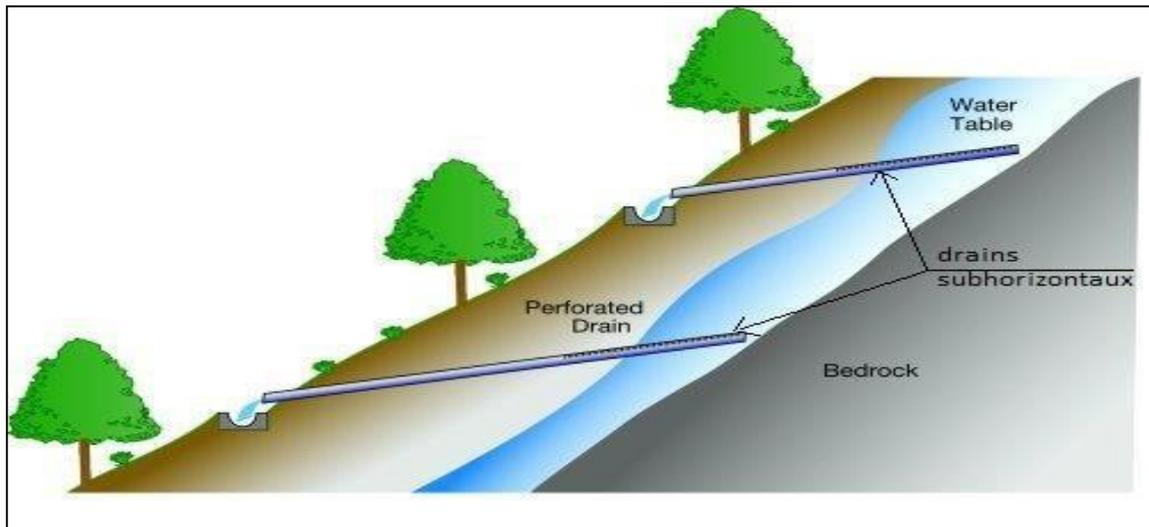
Figure IV.9: Coupe d'une tranchée drainante [7]

#### IV.3.4 Fossé

Un fossé ou une tranchée peu profonde creusée dans le sol avec une pente suffisante pour permettre l'écoulement. Ils permettent de recueillir et d'évacuer le plus directement et le plus rapidement les eaux de ruissellement hors de la zone instable. Le système permet un assainissement rapide des couches superficielles. Les fossés peuvent atteindre 1 m de profondeur avec des sections de forme triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdale. [1]

#### IV.3.5 Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés. La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale ( $2^\circ$  à  $5^\circ$ ) et à y placer des tubes crépines. [9]



**Figure IV .10** : drains subhorizontaux [13]

#### **IV.3.6 drains verticaux**

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

#### **IV.4 Le reboisement**

Les forêts interceptent les eaux de pluie, contribuant ainsi à diminuer les volumes et les vitesses d'écoulements sur les versants et augmenter la cohérence du sol.

Mais si la végétation des sols peut jouer parfois un rôle significatif sur la réduction du risque inondation en atténuant les crues, elle ne permet pas de stabiliser réellement des versants affectés par des glissements profonds.

En revanche, les racines des végétaux ont pour effet d'ancrer le sol dans les premiers mètres. La présence d'une forêt, régulièrement entretenue et renouvelée, peut donc contribuer à stabiliser des glissements superficiels.

La correction torrentielle peut venir compléter les autres mesures de stabilisation des versants lorsqu'ils sont bordés en aval par un cours d'eau. L'objectif est de limiter l'action érosive des

écoulements sur les berges, pour éviter que leur sapement n'entraîne l'effondrement du pied de versant, puisque celui-ci peut assurer en partie la stabilité de la masse située en amont.

Dans cette optique, il suffit de buser les écoulements pour permettre à des débits très élevés de s'écouler sans conséquences sur les rives. Si cela n'est pas possible, il faut installer des seuils afin de réduire la puissance des écoulements et donc leur action érosive. [2]

#### **IV.5 Elément résistants**

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassement et drainage) 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, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. [1]

##### **IV.5.1 Murs de soutènement**

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacement du sol.

Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et réalise vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. Pour les ouvrages souples, il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Les murs en terre armés de la route d'accès au tunnel du Fréjus se déplacent vers la vallée. C'est la présence d'un point fixe qui a entraîné des désordres.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne puis on vérifie aussi que la stabilité

générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage. [1]

#### IV.5.2 Tirants d'ancrages [7]

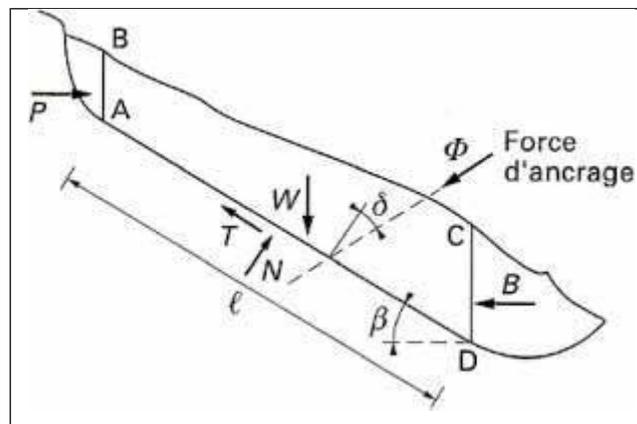
Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un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

L'utilisation de tirants précontraints suppose

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

Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité

Dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure suivante ;



**Figure IV .11** : Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c'l + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \phi'}{W \sin \beta + P \cos \beta - B \cos \beta} = \frac{\text{numérateur a}}{\text{dénominateur b}}$$

Avec  $c'$  et  $\varphi'$  caractéristiques de cisaillement du sol.

Si l'on applique un effort d'ancrage  $\Phi$ , le coefficient de sécurité devient

$$F + \Delta F = \frac{a + \Phi \cos\delta \tan\varphi'}{b - \Phi \sin\delta}$$

Pour une valeur  $\Delta F$  à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort  $\Phi$  minimal est obtenu pour :

$$\delta = \arctan \frac{F + \Delta F}{\tan\varphi'}$$

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

### IV.5.3 Clouage

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant « la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement ». L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Les clous ont donc des effets progressifs et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. [10]

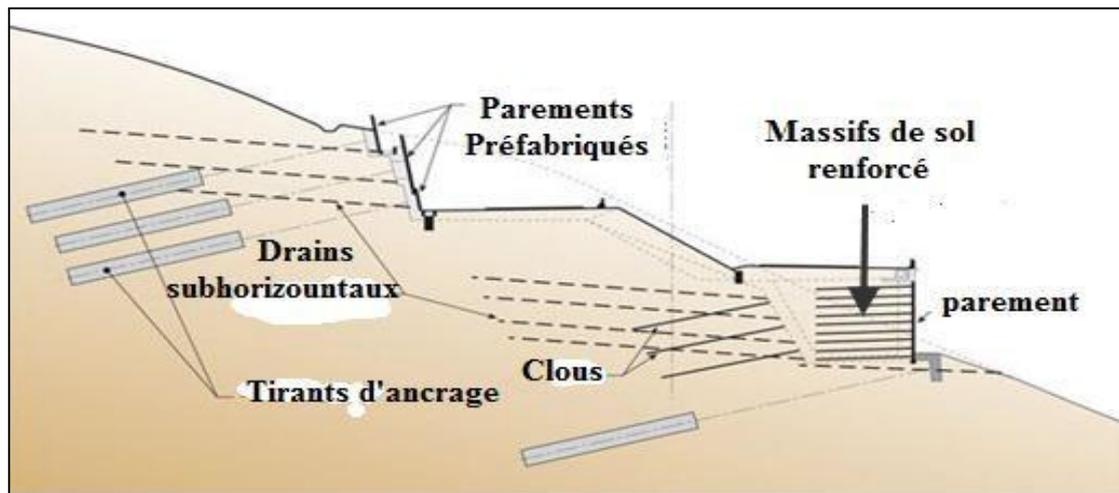


Figure IV .12 :: Clouage d'un glissement [11]

#### IV.6 pieux

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement.

Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion augmente le coefficient de sécurité global du massif.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable toute on recherchant un gain de sécurité de 10 à 20 %.

Deux critères relatifs à l'interaction sol-pieu peut mettre en jeu :

- la résistance à la flexion et au cisaillement du pieu,
- la pression maximale que le pieu peut imposer latéralement au sol.

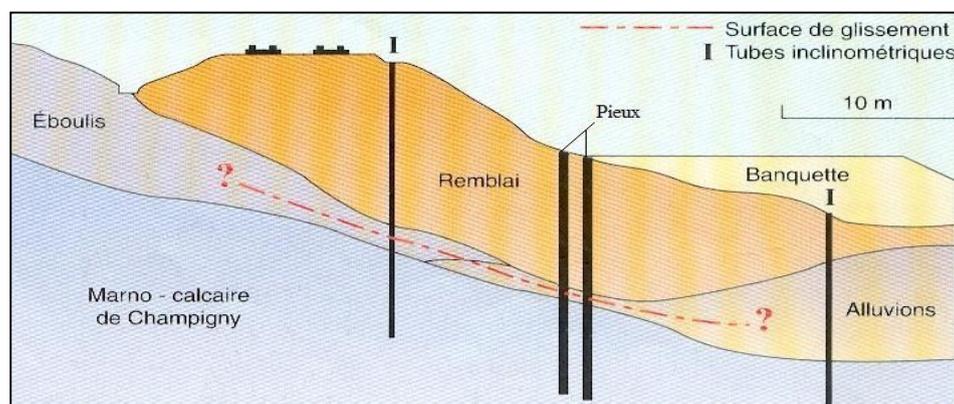


Figure IV.13 : Clouage par des pieux [14]

**IV.7. Conclusion**

Le choix de la méthode de confortement dépend essentiellement des caractéristiques Mécaniques, hydrologiques et morphologiques ... des terrains instables. Les méthodes de Confortement peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, où Par introduction des éléments rigides (soutènements...).

# ***Partie II: Etude pratique***

### V.1 Introduction

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

Dans le cadre de l'étude géotechnique de stabilité du site « Mémorial du Congrès de la Soummam » commune de Ouzellaguen, le LNHC Unité de Bejaia a entrepris les essais géotechniques conformément au programme arrêté conjointement avec le BET et validé par la Direction de l'Administration Locale de la Wilaya.

### V.2 Contexte géographique de la zone d'étude

Le site en question est localisé dans le mont d'IFRI dans la commune d'Ouzellaguen mi-hauteur du versant Nord Sud



**Figure V.1 :**La situation géographique de la zone d'étude ouzellaguen (Bejaia) (Google Arth)

### V.3 Situation du projet

Le glissement de terrain de survenu sur Ouzellaguen, (W) de Bejaia, a une surface totale de 61,40 Km<sup>2</sup>. Ce glissement s'étend sur une longueur de 180 m et 50 m de largeur environ, soit une superficie de 9000m<sup>2</sup>. Il est limité au nord par une forêt Ouzellaguen, au Sud par une forêt, à l'Est par une forêt, et à l'Ouest par la route



Figure V.2 : Situation de projet

### V.4 Description du glissement

La zone concernée par le glissement de la section musée congrée de la Soummam considérée comme une zone très active, menaçant les infrastructures environnantes.

Le glissement est localisé sur un piedmont d'un talus de déclivité moyenne et d'orientation Nord- Sud,

Ce glissement s'est développé sur des formations géologiques constituées par des argiles et de sable limoneux, Roches calcaires, Éboulis calcaires.

La surface de glissement peut être assimilée à une surface rotationnelle multiple à cause de la morphologie de la zone et de la variation de l'épaisseur de la couche de remblai.



**Figure V.3 :** Création d'une ravine et rupture de mur de soutènement



**Figure V.4 :** Inclinaison des arbres

### **V.5 Contexte géologique**

Le site de glissement est localisé sur un versant de pente élevée et accidentée, Présentant une topographie irrégulière.

La géologie du site est représentée par des éboulis de pente, surmontés par des Argiles limono-sableuses, reposant sur un substratum calcaire.

## V.6 Géomorphologie du site

La région est profondément découpée par de nombreux ravinements et du fait de la prédominance de fortes pentes développées dans des roches sédimentaires et métamorphiques, le secteur d'étude est exposé aux phénomènes d'érosion et de glissements de terrain. Sur le plan topographique la région sur laquelle porte notre étude, se caractérise par un relief montagneux et accidenté.

L'importance du réseau hydrographique dans la zone, ainsi que la morphologie du terrain, favorisent la convergence des eaux souterraines et les eaux de ruissellement. Cela est à l'origine de la diminution des caractéristiques du sol.

## V.7 Hydrologie et Hydrogéologie du site

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

- Versant présentant des pentes élevées.
- La densité du réseau hydrographique dans la zone.
- Absence de dispositifs de collecte des eaux de pluie.
- Infiltration et ruissellements diffus des eaux pluviales
- Nature lithologique du site argiles sensibles à l'eau en surface reposants sur des éboulis de pentes calcaires le tous repose sur un substratum fissurés et Fragmenté en surface.
- Différents terrassements et constructions affectant la morphologie naturelle du terrain.

---

## VI.1. Reconnaissance Géotechnique

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique : essais in-situ et essais en laboratoire.

Pour cela, un programme d'investigation a été réalisé par le LNHC (Laboratoire nationale de l'habitat et de construction) Unité de Bejaia.

Ce programme a fait l'objet des essais suivants :

- Essais d'identification (Analyses minéralogiques, granulométrie, plasticité...).
- Essais in situ (sondages carottés, pressiomètre pénétromètre dynamique).

## VI.2. But de la reconnaissance des sols

La reconnaissance du sol nous permet d'avoir une idée précise du site et de son sous-sol d'un point de vue qualitatif (notamment sa nature et ses caractéristiques physiques et mécaniques). La reconnaissance géotechnique doit donner des indications quantitatives et qualitatives sur la nature des terrains rencontrés :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité.

## VI.3. Essais in-situ

### VI.3.1. Introduction

La reconnaissance d'une zone, commence d'abord par l'appréciation de surfaces en moyen de cartes géographiques, etc. Mais ceux-ci ne nous renseignent pas sur les caractéristiques mécaniques et physiques des sous-sols.

Pour cela la reconnaissance in situ intervient comme un moyen indispensable permettant de fournir les renseignements sur la nature des différentes couches et d'estimer leurs caractéristiques mécaniques.

Plusieurs essais de reconnaissances ont été réalisés :

---

-(16) Essais au pénétromètre dynamique.

-Installation de tube piézométrique (vérification des niveaux d'eau).

-Installation d'un tube pénétromètres avec des mesures périodiques (vérification des déplacements verticale des sols en place).

### **VI.3.2. Nature des sondages effectués**

Sur site, les essais suivants ont été réalisés :

- Deux sondages carottés de 30m de profondeur avec récupération d'échantillons.

Pour notre travail nous avons pris deux sondages carottés (SC01 ;SC02)

Ils couvrent la surface de glissement et donnent un profil représentatif des couches du sol.

#### **VI.3.2.1. Les sondages carottés**

##### **a) Introduction**

Les sondages permettent de reconnaître les formations des couches par extraction des échantillons intacts et remaniés servant à l'identification visuelle des sols et à l'étude de leurs propriétés mécaniques

### VI.3.2.1.1. Résultats des sondages carottés

Nous avons exploité deux (02) sondages carottés profonds de 30 m, ces derniers ont été implantés de manière à couvrir toute la superficie du site en vue de mettre en évidence les différentes couches constituant le terrain et de déterminer leurs épaisseurs.

### VI.3.2.1.2. Interprétations des sondages

Les coupes établies à partir des échantillons récupérés à différentes profondeurs des sondages (01,02) montrent que le terrain instable est constitué par la lithologie suivante :

#### **Sondage carotté N°01**

00 – 0.40m : Remblais

0.4 - 9.00m : Argiles limono-sableuses

9.0 – 14.0m : Bancs décimétriques de calcaire à filonnets de calcites, très oxydés.

14.0- 30.0m : Bancs centimétriques de calcaires à filonnets de calcite, oxydés avec

Présence des microcavités sur la roche.

#### **Sondage carotté N°02**

00 – 2.5 m : Remblais

2.5 – 3.5m : Argiles limono-sableuses

3.5-15.0m : Éboulis de pente (formations calcaires oxydés avec présence de microcavités).

15 – 30.0m : Bancs centimétriques à décimétriques de calcaire à filons de calcite, fracturés par endroits et oxydés.

Le sondage carotté N°1 réalisé sur le terrain montre l'existence d'une couche altérée et humide, allant jusqu'à 9m de profondeur représentée par des argiles limono-sableuses de couleur rougeâtre reposant sur des bancs décimétriques et centimétriques de calcaire à filon de calcite très oxydés avec présence des microcavités qui sont dues au départ du magnésium dans la roche calcaire.

A partir de 14m on note la présence d'une alternance de bancs centimétriques de calcaires avec des argiles altérées et humides d'une épaisseur centimétrique à millimétrique.

Il y a lieu de noter la perte d'eau partielle sur la première tranche de 0.00 à 14.00 m de profondeur et totale à partir de 14 mètre ce qui explique la perméabilité des sols en place.

Le calcul du RQD (résistance à la pointe) Montre que la qualité de la roche ou bien des échantillons récupérés est moyenne à bonne (variable entre 64% à 78%).

La coupe de sondage carotté N°2 indique la présence d'une importante couche d'éboulis de pente, constituée par des formations calcaires oxydés avec présence de microcavités, reposants sur des bancs centimétriques à décimétriques de calcaires fracturés sur une profondeur de 20m au de la les calcaires sont intacts.

Il Ya lieu de noter la perte totale des eaux à partir de 14m mètre ce qui explique la présence des éboulis et la fracturation des calcaires.

A la lecture des descriptions lithologiques et en corrélation des deux sondages on peut conclure une continuité subhorizontale à inclinées du substratum rocheux.

### VI.3.3.1. Pénétrömètre dynamique

L'essai au pénétrömètre dynamique consiste à enfoncer par battage un train de tiges ( $\varnothing = 35\text{mm}$ ) dans le sol à chaque 20 cm à l'aide d'un marteau normalisé. Les (16) Essais au pénétrömètre dynamique ont été implantés sur toute la surface du site.

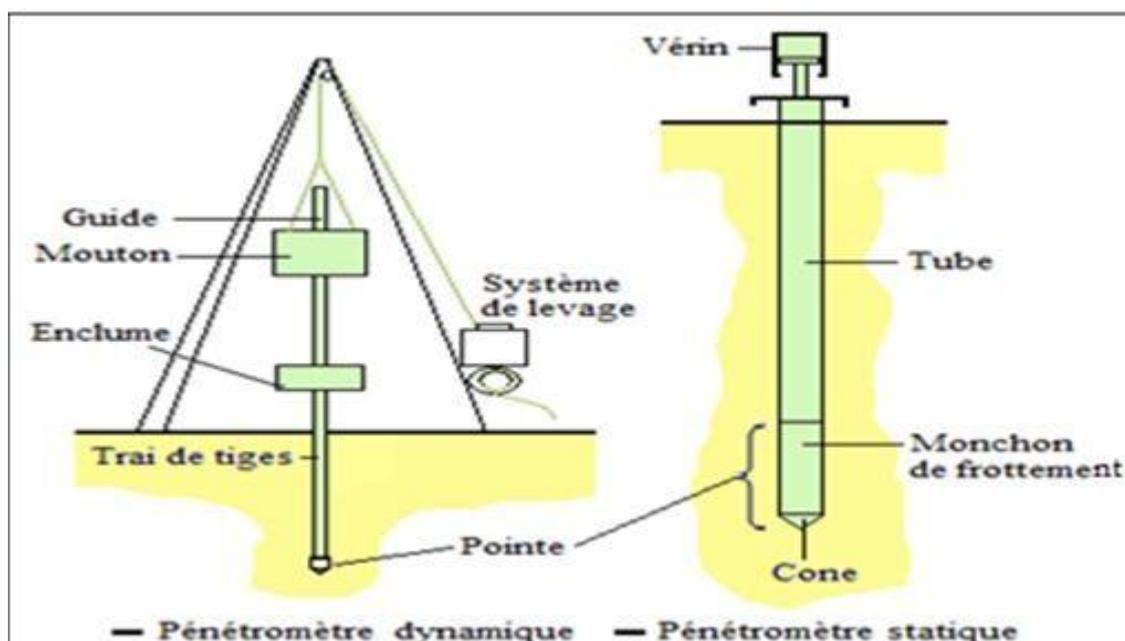


Figure VI.1 : Pénétrömètre dynamique

Tableau N VI. 01 Résultats des essais au pénétromètres

N° PDL	Profondeur	Resistance a La Pointe Moyenne (bars)	Refus	Contrainte Admissible
P01	00 -0.80m	96	6.4m	1.7bar à 3.0m
	0.8 – 5.4m	36		
	5.4 – 6.4m	120		
P02	00 - 0.6m	120	6.6m	2.0bars à 3.0m
	0.6 – 2.0m	24		
	2.0 – 5.8m	60		
	5.8 – 6.6m	120		
P03	00 – 1.0m	90	6.8	1.7bar à 3.0m
	1.0 – 3.2m	24		
	3.2 – 6.2m	48		
	6.2 – 6.8	120		
P04	00 – 0.4m	120	0.4m	2bars à 2.5m
P05	00 -1.2m	84	6.2m	2bars à 3.0m
	1.2 – 2.6m	36		
	2.6 – 5.8m	60		
	5.8 – 6.2m	120		
P06	00 – 0.8m	36	1.4m	1.7bar à 0.6m
	0.8 – 1.4m	96		
P07	00 – 1.4m	48	8.2m	1.8bar à 1.0m
	1.4 – 3.0m	100		
	3.0- 8.0m	84		
	8.0 – 8.2m	120		
P08	00 – 3.0m	36	4.4m	1.6bar à 2.6m
	3.0 – 4.0m	84		
	4.0 – 4.4m	120		

P09	00 – 0.6m	36	3.8m	1.8bars à 3.0m
	0.6 -3.0m	24		
	3.0 – 3.8m	120		
P10	00 – 0.4m	60	2.6m	1.14bar à 2.0m
	0.4 – 2.0m	30		
	2.0 – 2.6m	120		
P11	00 – 2.0m	24	2.8m	1.5bar à 2.0m
	2.0 – 2.8m	84		
P12	00 – 2.4m	24	3.4m	1.14bar à 2.40m
	2.4 – 3.4m	70		
P13	00 – 2.0m	24	3.8m	1.14bar à 2.0m
	2.0 – 3.2m	60		
	3.2 – 3.8	120		
P14	00 – 1.0m	12	3.4m	1.14bar à 2.4m
	1.0 – 2.8m	24		
	2.8 – 3.4m	84		
P15	00 – 1.4m	24	1.8m	1.6bar à 1.4m
	1.4 – 1.8m	120		
P16	00 – 1.0m	24	2.4m	1.7bar à 1.6m
	1.0 – 2.4m	84		

Les résultats des essais au pénétromètre dynamique P1, P2, P3, P5 indiquent une bonne ressemblance d'allure  $R_p = f(z)$ .

- L'analyse des pénétrographes P1, P2, P3, P5 en général a donné des résistances de pointe faibles sur les deux premiers mètres, indiquant une formation de faible consistance puis au-delà les résistances augmentent progressivement le long des profondeurs investiguées montrant une formation de moyenne à forte consistance.

- Les pénétromètres P6 et P7 présentent des résistances de pointe moyennes à élevées, sur toute la profondeur investiguée, ces pénétrographes indiquent une formation de consistance moyenne sur une profondeur allant de 1m à 8.0m par endroits (bancs de calcaire fissurés et présentant des microcavités) haut de les bancs de calcaire sont plus au moins consistants.

- Les résultats des essais pénétrométriques P8, P9, P10, P11, P12, P13, P14, P15 et P16 dénotent une assez bonne ressemblance d'allure  $R_p = f(z)$ , ils présentent des résistances de pointe faibles sur une profondeur allant de 00m jusqu'à 3m de profondeur par endroit, puis augmentent progressivement le long des profondeurs investiguées.

- Les pénétrographes P8, P9, P10, P11, P12, P13 et P14 indiquent la présence de trois horizons :

\* Horizon de faible consistance, correspond à la formation Argilolimoneux-sableuses

\* Horizon d'éboulis de pente constitués par des calcaires fissurés et présentant des microcavités).

\* Horizon de forte consistance constitué par des bancs de calcairesain.

#### **VI.3.3.2. But des essais au pénétromètres dynamique**

Le pénétromètre dynamique est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ. Il permet :

- D'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés, et de prévoir la réaction du sol à l'enfoncement de pieux.

- De déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches desol.

- d'effectuer des contrôles de compactage

- d'estimer une caractéristique de portance, la « résistance dynamique de pointe » pour les essais PDA.

#### **VI.3.4. Relevés piézométriques**

Les relevés piézométriques effectués sur le sondage carotté N°01 indiquent l'absence d'une nappe d'eau dans le site.

La présence des éboulis calcaires et la fissuration des bancs de calcaires permettent la circulation des eaux de nappes, c'est ce qui explique la perte totale d'eau au moment de forage.

#### . VI.3.4.1. le but des Relevés piézométriques

Le principe du piézomètre est de mesurer la pression d'un fluide. On peut, à l'aide de cette donnée, déterminer :

- La profondeur d'une nappe phréatique par rapport au niveau du sol,
- La pression interstitielle de l'eau dans le sol
- La charge du fluide présent en sous-sol
- Établir des relevés in situ
- Évaluer le sens d'écoulement des eaux souterraines

#### VI.3.5. Installation de tubes inclinométriques

L'emploi des inclinomètres reste la méthode la plus sûre pour déceler les surfaces de glissement.

**Principe** Un tube déformable est placé dans un forage de faible diamètre et une sonde de mesure est descendue à l'intérieur. Celle-ci fournit, à toute profondeur, l'inclinaison du tubage sur la verticale, et les mesures espacées dans le temps permettent de repérer le ou les surfaces de glissement.

**Définition** L'inclinomètre est un appareil très sensible (déformation horizontale de 0.1mm/m) son principal inconvénient est qu'il ne peut servir dès que la sonde ne passe plus à cause de la déformation du tubage.

**Précautions** A la mise en place les tubes doivent être scellés à la paroi du forage et leur pied doit en principe être scellé dans le substratum stable ; les têtes doivent faire l'objet de levés géométriques périodiques très précis.

L'efficacité d'un tube sera accrue si l'on adopte les deux principes suivants :

- Suivi topographique de la tête du tube dans le temps.

- Mise en place à côté du tube et solidaire de ses déformations, d'un témoin aisément (relevable) de type niveau à bulle par exemple ; La mesure des déformations d'un inclinomètre est en effet longue et délicate. Elle ne doit être faite que lorsqu'il y a effectivement mouvement ce qui n'est pas toujours visible sans témoin.

Il existe enfin un système plus rustique, consistant à descendre dans un tube PVC lisse des calibres de différentes longueurs et à noter à quelle profondeur ils bloquent. Ce système permet de détecter une seule surface de glissement. Pour les dimensions des calibres il faut respecter la relation suivante :

$$\frac{D - d}{L} = 0.010 \text{ à } 0.001$$

D : diamètre du tube en PVC.

d : diamètre du calibre (de forme cylindrique).

L : longueur du calibre.

Le blocage du calibre a lieu pour des déplacements de 5 à 10 cm.

Un tube inclinométrique a été installé au niveau du sondage carotté N°02 sur une profondeur de 30m.

Les résultats obtenus à partir des trois lectures en date du 17, 20 et 21/04/2016

**Tableau N VI. 02 Résultats des inclinométriques**

Résultat de la lecture du 17.04.2016				
Mètres	A1	A3	B1	B3
0.5	38	-45	290	-283
1	48	-51	287	-280
1.5	55	-56	297	-290
2	52	-55	312	-301
2.5	17	-19	312	-304
3	3	-5	357	-345
3.5	8	-11	440	-428
4	-1	-2	457	-459
4.5	-7	6	455	-445
5	-13	13	438	-436
5.5	-16	15	438	-429
6	-44	42	452	-443
6.5	-55	52	453	-451
7	-45	43	449	-447
7.5	-50	46	407	-422

8	-54	50	406	-399
8.5	-55	50	392	-389
9	-27	24	409	-403
9.5	-2	-1	394	-389
10	3	-7	399	-392
10.5	4	-5	396	-387
11	3	-5	396	-387
11.5	1	-4	390	-384
12	2	-5	383	-372
12.5	10	-10	372	-365
13	12	-12	367	-358
13.5	13	-14	362	-357
14	14	-14	359	-350
14.5	21	-21	359	-352
15	6	-5	351	-347
15.5	-21	19	353	-345
16	-16	15	353	-347
16.5	-9	8	352	-346
17	0	0	348	-347
17.5	2	-4	356	-351
18	-1	-3	363	-352
18.5	-16	11	384	-381
19	-14	14	391	-386
19.5	-10	7	388	-380
20	-1	-2	389	-381
20.5	-4	0	399	-393
21	-22	20	399	-389
21.5	-23	21	372	-368
22	-28	23	383	-366
22.5	-28	25	383	-378
23	33	31	389	-388
23.5	-29	28	390	-388
24	-25	23	373	-375
24.5	-14	11	407	-404
25	-12	11	412	-410
25.5	-5	3	411	-407
26	4	-5	408	-401
26.5	9	-10	415	-408
27	25	-16	413	-416
27.5	31	-32	407	-401
28	39	-37	404	-400
28.5	40	-41	405	-400
29	42	-42	402	-395
29.5	39	-40	407	-400
30	37	-39	407	-395

Résultats de la lecture du 20.04.2016				
Mètres	A1	A3	B1	B3
0.5	48	-47	291	-277
1	56	-57	298	-293
1.5	54	-57	310	-293
2	17	-18	313	-303
2.5	17	-6	313	-354
3	3	-14	362	-425
3.5	0	-6	468	-452
4	-2	5	468	-447
4.5	-12	10	450	-435
5	-16	11	441	-434
5.5	-34	29	451	-438
6	-43	48	453	-443
6.5	-47	48	452	-443
7	-46	46	450	-418
7.5	-50	48	420	-399
8	-53	50	398	-388
8.5	-54	22	396	-397
9	-5	-1	400	-386
9.5	-4	-5	400	-389
10	2	-6	400	-388
10.5	0	-5	394	-386
11	1	-3	394	-381
11.5	1	-4	392	-377
12	10	-9	372	-370
12.5	10	-16	369	-355
13	12	-17	361	-353
13.5	14	-17	356	-349
14	16	-23	357	-347
14.5	10	1	352	-344
15	-18	16	355	-345
15.5	-21	12	356	-348
16	-10	7	355	-346
16.5	-4	-2	353	-347
17	3	-5	359	-347
17.5	-2	-1	364	-357
18	-18	14	390	-376
18.5	-18	13	394	-379
19	-15	7	390	380
19.5	-4	0	395	-381
20	-3	-1	403	-382
20.5	-11	1	401	-391
21	-28	22	383	-368
21.5	-27	25	378	-365
22	-31	25	385	-370
22.5	-35	31	388	-381

23	-37	30	397	-384
23.5	-30	23	389	-374
24	-17	13	412	-394
24.5	-15	9	415	-407
25	-13	2	415	-403
25.5	-3	-5	413	-402417
26	5	-10	414	-406
26.5	11	-15	423	-413
27	20	-29	417	-404
27.5	32	-34	407	-399
28	37	-43	405	-400
28.5	40	-44	404	-396
29	39	-43	405	-396
29.5	39	-40	406	-402
30	39	-40	406	-402

Résultats de la lecture du 21.04.2016				
Mètres	A1	A3	B1	B3
0.5	53	-56	281	-295
1	59	-56	289	-295
1.5	60	-55	300	-301
2	14	-19	328	-303
2.5	14	-9	328	-394
3	13	-5	442	-454
3.5	6	4	471	-452
4	-1	11	456	-437
4.5	-7	17	443	-438
5	-9	48	442	-449
5.5	-46	48	452	-449
6	-45	49	451	-445
6.5	-40	44	448	-430
7	-43	48	428	-406
7.5	-47	44	406	-395
8	-48	20	392	-395
8.5	-21	20	403	-395
9	-4	2	398	-390
9.5	6	0	397	-391
10	6	2	391	-387
10.5	7	4	397	-387
11	6	4	391	-387
11.5	10	0	376	-374
12	10	-7	376	-363
12.5	16	-13	366	-357
13	17	-13	360	352
13.5	19	-16	357	-351

---

---

14	27	-19	359	-350
14.5	11	-6	352	344
15	-12	18	353	-352
15.5	-10	8	357	-344
16	-8	-1	353	-346
16.5	8	-1	354	-346
17	9	-2	361	-356
17.5	3	7	364	-370
18	-12	14	387	-384
18.5	-11	4	390	-378
19	-6	4	392	-378
19.5	5	1	386	-383
20	-8	3	399	-389
20.5	-17	4	394	-385
21	-18	24	371	-364
21.5	-19	24	375	-373
22	-23	27	384	-375
22.5	-27	31	388	-389
23	-28	34	392	-385
23.5	-22	27	387	-376
24	-23	14	387	-398
24.5	-12	14	415	-401
25	-3	4	414	-405
25.5	4	-2	411	-405
26	10	-6	415	-411
26.5	12	-15	423	-411
27	37	-28	407	-400
27.5	37	-34	407	-398
28	45	-38	405	-398
28.5	47	-41	403	-396
29	42	-39	406	-400
29.5	44	-38	408	-402
30	41	-38	407	-402

Les résultats des mesures inclinométriques indiquent, qu'il y a une variation de déplacement de l'ordre de 1.0 m à 3.0m sur une profondeur allant de 1m jusqu'à 4.0m de profondeur et un déplacement de 1.0m à 1.5m sur une profondeur de 4.0m à 9.0m.

#### **VI.4. Essais de laboratoire**

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

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

Tableau N VI. 03: Résultats des essais de laboratoire

Sondage SC 01		SC01	SC02
TENEUR /EAU $w_n\%$		19.7	17.8
Poids volumique Sec $\gamma_d(t/m^3)$		1.77	1.75
DEGRE DE SATURATION %		100	88.6
GRANULARITE SÉDIMENTOMÉTRIE % TAMISAT	5mm	79.4	95.4
	2mm	77.8	94.4
	80 $\mu$	54.8	72.00
LIMITE	WL %	47	31
	WP%	24	17
D'ATTERBERG	IP	23	14
Cisaillement à la Boite	$C_{uu}$ bars	0.24	0.19
	$\phi_{uu}^\circ$	18.25	13.9

Sondage carotte N°	PROFONDEUR	Densité t/m3	RCS bar	OBSERV
SC01	6.0-6.60m	2.64	32.56	BONNES
	14.5-14.8m	2.68	46.83	BONNES
	20.7-21.0m	2.68	28.57	BONNES
	27.0-27.3m	2.74	42.82	BONNES

- Les analyses granulométriques indiquent un sol fin car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 $\mu$ m
- Ces sols ont donné des densités élevées et des teneurs en eau moyennes.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles peuplastiques.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs suivantes:

$$0.19 < C_{uu} < 0.24 \text{ bar}$$

$$13.9^\circ < \phi_{uu} < 18.25^\circ$$

### . VI.5. Stabilité du site

Le site est localisé sur un versant ayant une pente moyenne à élevée et une topographie moutonnée, constitué par des éboulis calcaires surmontés par des argiles limono-sableuses peu plastiques et le tout repose sur un substratum rocheux.

Le site est alimenté par un réseau d'eau très dense.

La présence d'un réseau d'eau important dans la région induit à un lessivage des particules fines et à la création des vides entre les blocs rocheux et à la déstabilisation locale sur le terrain.

Les essais géotechniques, la campagne géophysique et les mesures inclinométriques effectués sur le terrain nous ont permis de bien comprendre les instabilités survenues sur le terrain, le site est constitué par trois horizons :

Horizon de faibles caractéristiques géophysiques et de faibles résistivités, correspond à la formation argilo-limoneuse sableuse, cette horizon a été mobilisé par le mouvement gravitaire enregistré dans la zone et ce mouvement est bien apparent sur les graphes des mesures inclinométriques. La couche meuble occupe une épaisseur de 00 à 9.0m par endroit.

Horizon présentant des résistivités élevées correspond à la formation d'éboulis de pente et des blocs calcaires en place. Les mesures inclinométriques ont enregistré un léger déplacement sur la partie superficielle de cet horizon correspondant à la formation d'éboulis à petit blocs calcaires fissurés et fracturés.

La région de Bejaia est classée selon les recommandations du CGS (2003) en zone de sismicité moyenne IIa, d'où il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de la région dans le calcul de structures en béton

---

## VI.6. Conclusion

D'après les résultats obtenus dans études géotechniques du site : village ifri la commune d'ouzellaguen wilaya de Bejaia, on peut conclure ceux qui suivent :

Le site de glissement est localisé sur un versant de pente élevée et accidentée, présentant une topographie irrégulière.

La géologie du site est représentée par des éboulis de pente, surmontés par des argiles limono-sableuses, reposant sur un substratum calcaire

Le suivi piézométrique, a montré une disparition totale de l'eau du forage, ce qui explique la fissuration et la perméabilité des sols en place.

Les résultats des pénétrogrammes, montrent que le sol en places présente de faibles résistances de pointe en surface et moyennes à bonne en profondeur (des refus enregistrées entre 2.4m et 8.20m). Selon les résultats pénétrométriques la couche des argiles-limono sableuse peut développée une contrainte admissible de l'ordre de 1.14bar sur une profondeur varie entre 2.5 et 3.0m.

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

Les résultats des mesures inclinométriques indiquent, qu'il y a une variation de déplacement de l'ordre de 1.0 m à 3.0m sur une profondeur allant de 1m jusqu'à 4.0m de profondeur et un déplacement de 1.0m à 1.5m sur une profondeur de 4.0m à 9.0m

### VII .1. Introduction

Les résultats des essais in-situ et laboratoire ont permis de définir la formation géologique du terrain étudié (présentation les différentes couches et leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques).

On distingue plusieurs méthodes de calcul du coefficient de sécurité base sur ces résultats et aussi le choix de l'une ou l'autre des méthodes de calcul dépend du type de glissement constaté.

### VII.2. Analyse du glissement par calcul manuel

#### VII.2.1. Méthode globale

##### 1. Localisation du cercle de glissement

la projection de  $(\beta, \varphi')$  sur l'abaque de Biarez (1965) : (voir l'annexe N°08)

Tel que :

$\beta$  L'angle de la pente moyenne que fait le talus avec l'horizontal

$\beta_0$  L'angle de la pente du cercle de glissement

$\alpha_0$  L'angle de localisation le centre du cercle du glissement

$\varphi'$  L'angle de frottement du sol glisse'

$$\beta = 18^\circ ; \varphi' = 15^\circ$$

Les valeurs trouvées

$$\beta_0 = 16^\circ ; \alpha_0 = 30^\circ$$

Trace un cercle de rupture de centre O (54.0481 130.3213) et de rayent R=25.47 m

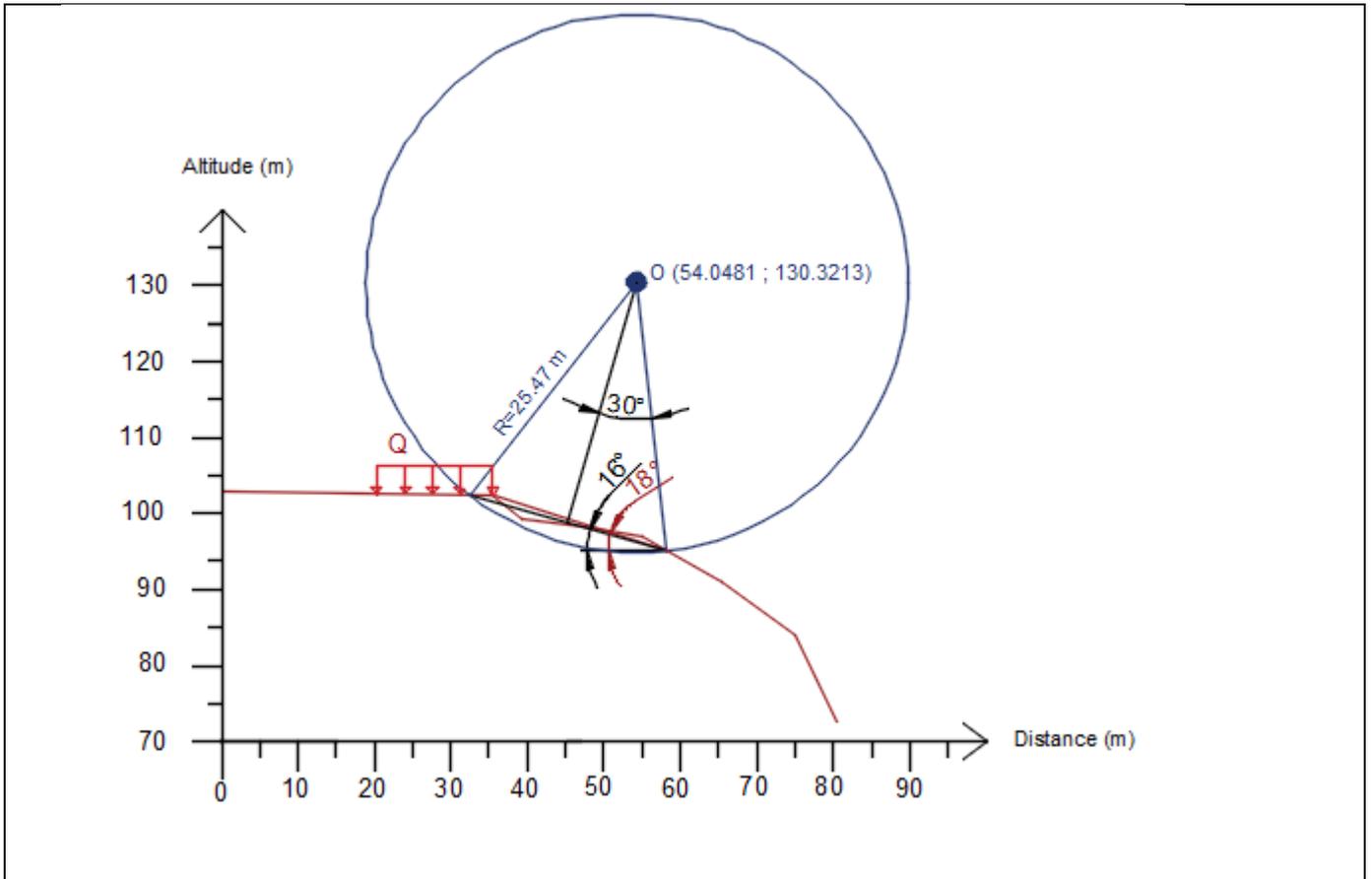


Figure VII.1 : Localisation de cercle de glissement

**2. Détermination de la position du centre de gravité (C.D.G.) du massif**

La détermination de la position du centre de gravité (C.D.G.) de  $G_2$  (triangle) et de  $G_1$  (Segment de cercle) permet de calculer la position du centre du C.D.G. globale G.

Le cercle a les caractéristiques suivantes :

- Rayon  $R = 25.47$  m
- $\alpha = 30^\circ = 0.523$  Rad
- $OG_1 = \frac{2R}{3} \cdot \frac{\sin^3 \alpha}{\theta - \sin \alpha \cdot \cos \alpha} = 23.609$  m

On en déduit :  $Y_1 = Y_{G_1} = R \cdot \cos \alpha - OG_1 = -1.54$  m

Tableau VII.1 : Position du centre de gravité (C.D.G.) Du massif

Élément de surface	Surface $S_i$ (m <sup>2</sup> )	$x_i$ (m)	$S_i \cdot x_i$	$Y_i$ (m)	$S_i \cdot Y_i$
1. Segment de cercle	58.93	0	0	-1.54	-90.75
2. Triangle	6.67	3.52	23.47	0.28	1.86
		$\sum S_i \cdot x_i = 3.52$		$\sum S_i \cdot Y_i = 92.16$	
	$\sum S_i = 65.6$	$X_G = 0.05$ m		$Y_G = -1.40$ m	

On détermine la position du centre de gravité globale à partir de la position de G

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot x_i}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

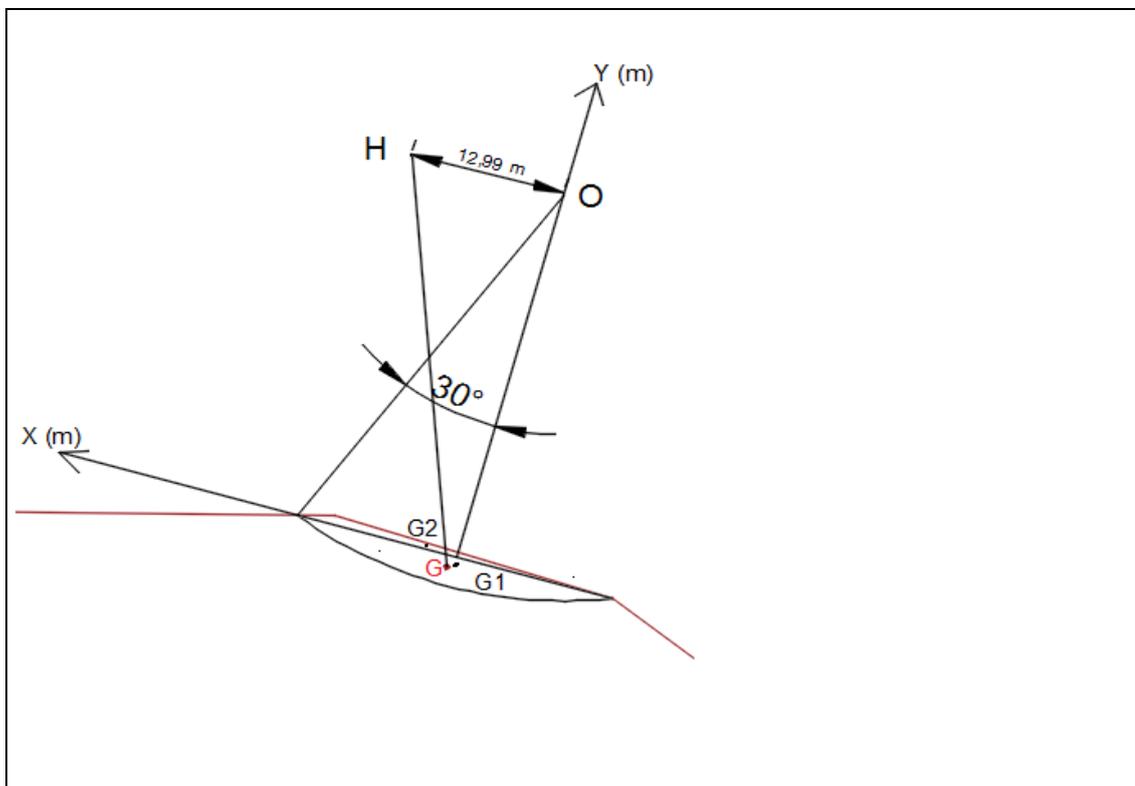


Figure VII.2 : Position du centre de gravité (CDG) du massif

Le bras de levier OH du poids du massif par rapport à O est égal à 12.99 m.

3. Polygone des forces

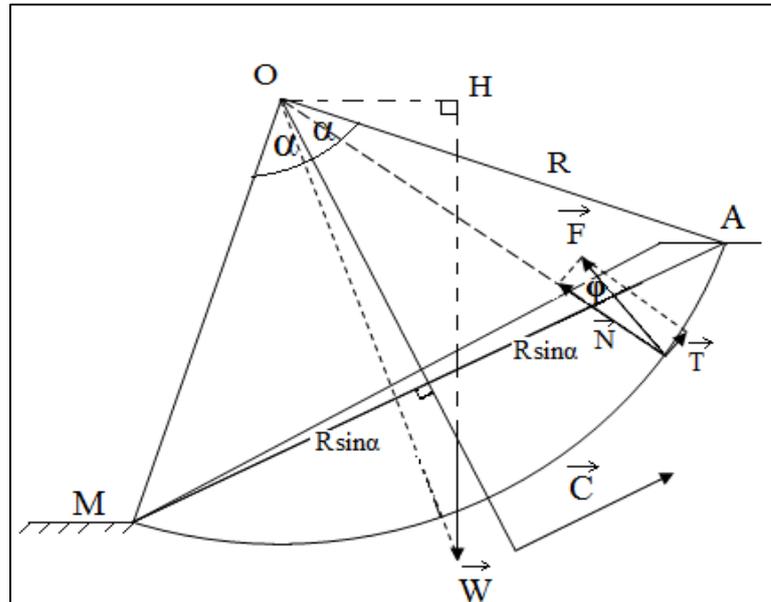


Figure VII.3 : Les forces agissantes sur le massif

Tableau VII.2 : Force agissant et leur moment

Forces agissantes				
Symbole	Nature	Expression	Bras de levier	Moment
W	Poids	W	OH	W.OH
C	Cohésion	$C' \cdot 2 \cdot R \cdot \sin \alpha$	$R \cdot \alpha / \sin \alpha$	$2 \cdot C' \cdot \alpha \cdot R^2$
F	Frottement	$R \cdot \tan \varphi'$	R	$R \cdot \tan \varphi' \cdot R_N$

$$F = \frac{R \cdot \tan \varphi' \cdot R_N + 2 \cdot c' \cdot \alpha \cdot R^2}{W \cdot OH} \dots\dots\dots(1)$$

On calcule le poids **W** avec les résultats obtenus au laboratoire

- Poids volumique :  $\gamma h = 20 \text{ kn/m}^3$

•  $W = S \cdot \gamma h = 1312 \text{ KN}$

• la valeur C : pour calculer la valeur de C on a les données suivantes.

-  $W = 1312 \text{ KN}$

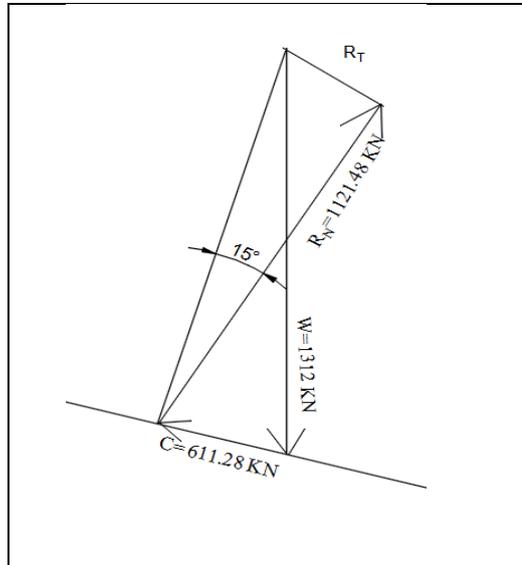
-  $c' = 24 \text{ KPa}$

-  $R = 25.47\text{m}$

$$- \alpha = 30^\circ = 0.523 \text{ rad}$$

En prenant pour  $F=1$ , on obtient :  $C = \frac{2.c'.R.\sin\alpha}{F} = 611.28 \text{ KN}$

Le polygone des forces (Figure VII.5) donne une valeur de  $R_N$  égale à 1121.48 KN.



**Figure VII.4** : Détermination de  $R_N$  1<sup>er</sup> itération

Si on reporte cette valeur ( $R_N=1121.48 \text{ KN}$ ) dans l'équation, on obtient  $F= 1.404$

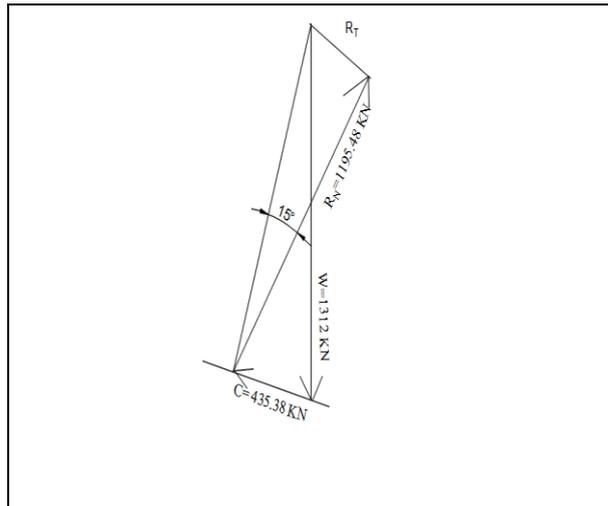
En prenant  $F= 1.404$ , on recalcule  $C$  comme suit :

$$C = \frac{2.c'.R.\sin\alpha}{F} = 435.38 \text{ KN}$$

On retrace ensuite le polygone des forces avec la nouvelle valeur de  $C = 435.38 \text{ KN}$

Le deuxième diagramme des forces conduit à  $R_N = 1195.48 \text{ KN}$ . Si on reporte cette valeur dans l'équation (1), on obtient  $F = 1.43$

les valeurs trouvées  **$F=1.40$**  et  **$F=1.43$**  sont très proches. On prends la valeur  **$F=1.40$**

Figure VII.5 : Détermination de  $R_N$  2<sup>em</sup> itération

### VII.2.2. Méthode des tranches de Fellenius

- Principe de la méthode

La méthode de Fellenius, consiste à diviser le volume instable en certain nombre de tranches verticales, et le calcul ce fait en considérant chaque tranche comme un solide indépendant, est en équilibre limite sur la ligne de glissement.

Le mode de divise et le nombre de tranche adoptés sont arbitraires, leur choix tient compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site.

- Calcul de coefficient de sécurité

Soit un talus, dans un sol ayant pour caractéristiques :

- Poids volumique :  $\gamma h$ .
- La cohésion  $C$ .
- L'angle de frottement  $\varphi$ .

Le poids  $W_i$  de chaque tranche se calcule indépendamment

$$W_i = \gamma_d \cdot S_i$$

Tel que  $S_i$  est la surface latérale de chaque tranche.

- La valeur de coefficient de sécurité a pour formule, s'il n'y a pas de nappe :

$$F_s = \frac{\sum [C_i \cdot l_i + \sum W_i \cos \theta_i \cdot \text{tng} \varphi_i]}{(\sum W_i \sin \theta_i)}$$

- La valeur de coefficient de sécurité a pour formule, s'il y une nappe :

$$F_s = \frac{\sum C_i \cdot l_i + \sum (W_i \cos \theta_i - U_i \cdot l_i) \cdot \text{tng} \varphi_i}{\sum W_i \sin \theta_i}$$

Nous avons divisé la surface en 5 tranches :

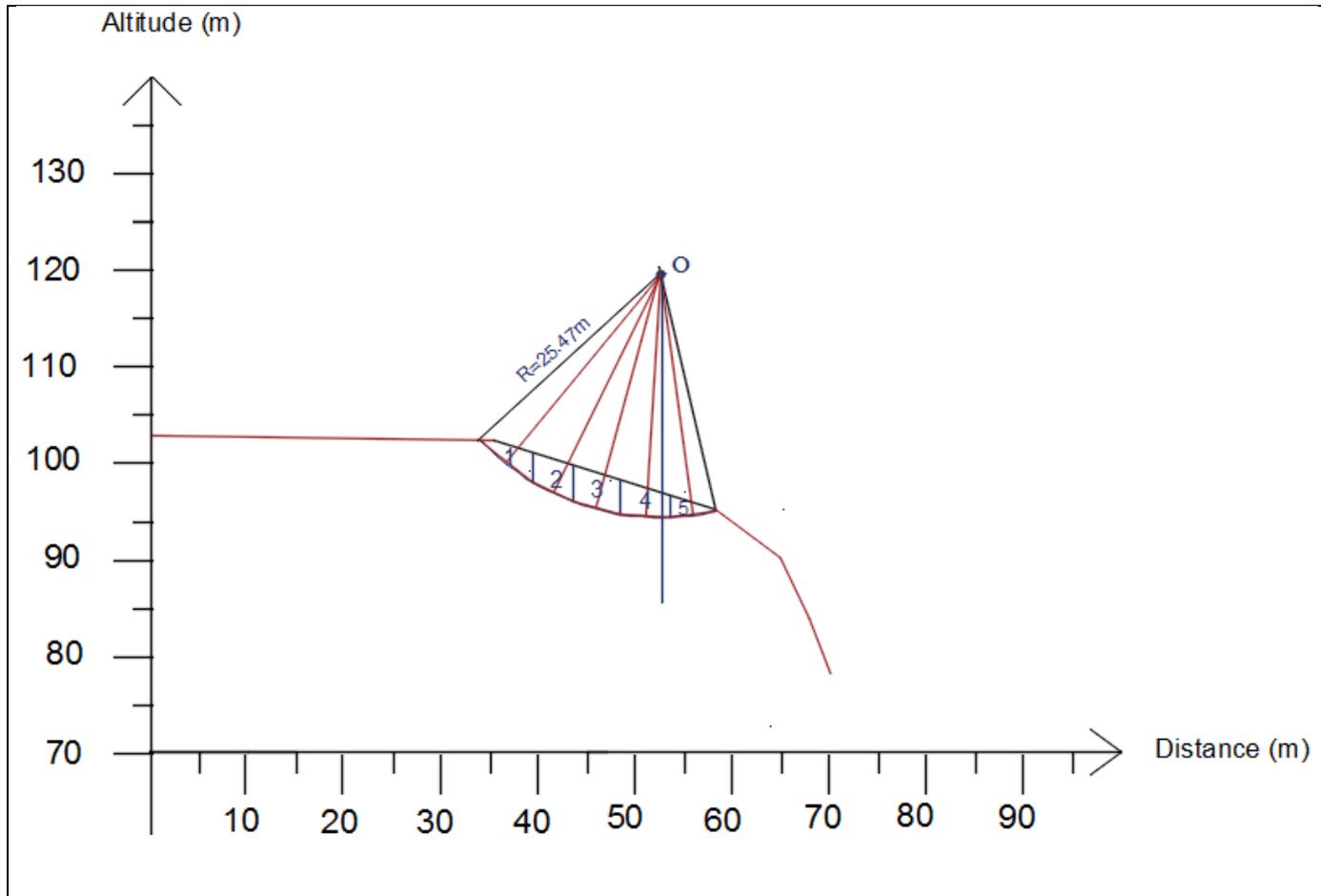


Figure VII.6 : Découpage en tranches de volume glissé

On calcule le poids  $w$  et l'angle  $\theta$  de chaque tranche, les différents résultats sont résumés dans tableau VII.2 :

Tableau VII.3 : paramètre des tranche

Nombre de tranche	$W_i(KN)$	$\theta_i(^{\circ})$	$W_i \cos \theta$	$W_i \sin \theta$	$L_i$ (m)	$c_i$ (kpa)	$c_i l_i$
1	202.25	60	101	175.20	5.08	24	121.92
2	283.22	40	216.70	182.16	4.54	24	108.9
3	364.60	27	324.21	182.35	4.94	24	118.7
4	316.40	13	308.12	71.19	5.30	24	127.2
5	112.62	-8	111.52	-15.67	4.61	24	110.6
$\Sigma$	1279.09		1060.81	625.9	26.47		587.56

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

$$\text{Avec: } \sum W_i \cdot \cos \theta_i = 1060.81 \text{ KN}$$

$$\sum W_i \cdot \sin \theta_i = 625.9 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=5} [C_i \cdot l_i + (w_i \cdot \cos \theta_i \cdot \text{tg } \varphi_i)]}{\sum_{i=1}^{n=5} w_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$F_s = \mathbf{1.39}$$

Le calcul de coefficient de sécurité manuellement par deux méthodes différentes, (globale et celle des tranches), donne deux valeurs de coefficient de sécurité très proches

$F=1.40$  par la méthode globale.

$F=1.39$  par la méthode des tranches.

Dans les deux cas  $F < 1.5$  donc il y a un risque de glissement superficiel.

### VII.3. Analyse du glissement par méthode automatique (logiciel GeoStudio)

#### VII.3.1. Présentation de logiciel

**GeoStudio** : (geo-slope) est un logiciel convivial sous Windows permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

Comme beaucoup de logiciels d'application Génie Civil, SLOPE/W possède trois modules

- Le préprocesseur **Défini** : il  permet à l'utilisateur de définir un modèle de son problème, qui comporte la géométrie du massif étudié, les caractéristiques des sols rencontrés, les conditions hydrauliques et de chargement, et la méthode de calcul du coefficient de sécurité.
- L'opérateur de calculs **Solve** c'est lui  qui va résoudre le problème posé.
- Le post processeur **Contour**  ce module permet de visualiser graphiquement les résultats obtenus concernant l'ensemble des surfaces de glissement, ainsi que la valeur des coefficients de sécurité associés. Il est possible d'afficher pour chaque tranche les diagrammes de forces, la valeur de grandeurs caractéristiques le long de la surface de glissement.

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. VII.4.** : Les données et les résultats du logiciel.

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les paramètres géotechniques de chaque couche <math>\gamma</math>h (KN/m<sup>3</sup>), c (KN/m<sup>2</sup>), <math>\phi</math> (10).</li> <li>- Géométrie du talus.</li> <li>-La grille des centres de ruptures.</li> <li>-Le niveau de la nappe phréatique.</li> <li>-Les surcharger</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le facteur de sécurité.</li> <li>- Les cercles de ruptures.</li> <li>- Les sollicitations sur les tranches.</li> <li>- La résistance au cisaillement en fonction. De la longueur du talus.</li> <li>-La pression interstitielle le long du talus.</li> </ul>

SLOPE/W est un logiciel basé sur la théorie de l'équilibre limite, il donne la surface de rupture potentielle et calcul leur coefficient de sécurité. Il permet l'analyse de la stabilité en utilisant les méthodes suivantes : La méthode Ordinaire (ou Fellenius), la méthode de Bishop, la méthode de Janbu, et la méthode de Morgenstern-Price.

SLOPE/W a la capacité de modeler les types hétérogènes de sol, stratigraphique complexe dont il concéder leurs comportements comme rigide plastique, les états variables de la pression d'eau, les charges appliquées et les différents types de surfaces de glissement : surface circulaire, surface composée.

### VI.3.2. Application au glissement étudié

On fait entrer les paramètres géotechniques de chaque couche (tableau ci-dessous) et on modélise le terrain, suivant un profil des sondages étudiés.

Les paramètres géotechniques correspondant à chaque couche :

**Tableau. VII.5.** Coordonnes du profil

point	X (m)	Y (m)
Point 1	0	102,66
Point 2	35,25	102,66
Point 3	38,95	99,15
Point 4	47,25	98
Point 5	54,89	96,91
Point 6	58	95
Point 7	61	92
Point 8	68	72
Point 9	0	72
Point 10	10,4	102,66
Point 11	0	102
Point 12	10	102
Point 13	35	102
Point 14	39	98
Point 15	47	97
Point 16	55	96
Point 17	58	94
Point 18	62	90
Point 19	0	93
Point 20	10	93
Point 21	34	93
Point 22	42	90
Point 23	55	87
Point 24	58	86
Point 25	65	85
Point 26	14,83	102,66

Paramètres mécaniques correspondants chaque Couches :

#### REMBLAIS

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion': 24 kPa

Phi': 15 °

Phi-B: 0 °

#### ARGIL

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion': 24 kPa

Phi': 18,25 °

Phi-B: 0 °

### SUBSTRATUM

Model : Substratum (impénétrable)

**Tableau. VII.6. Surfaces et points de chaque couche**

	Matériel	Points	Area (m <sup>2</sup> )
Région 1	REMBLAIS	11;12;13;14;15;16;17;18;7;6;5;4;3;2;10;1	53,262
Région 2	ARGIL	18;17;16;15;14;13;12;11;19;20;21;22;23;24;25	559
Région 3	SUBSTRATUM	19;9;8;25;24;23;22;21;20	1 226

### Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 7200 kN/m<sup>3</sup>

Direction : Vertical

**Tableau. VII.7. Coordonnes du surcharge**

	X (m)	Y (m)
	24	102,66
	24	104
	34	104

#### VII. 3.2.1. Modélisation du talus avant le glissement :

Le profil raccordé les pénétromètres dynamiques lourd (PDL 06 , PDL 13) et le sondage cartier N°1 (SC 1)

**La surcharge** : c'est une surcharger d'un muse et école (R+1) de hauteur **H=7m** et surface **S** .

$$S = B \times L = 15 \times 30 = 450 \text{ m}^2$$

Le profil soumise une surcharge **Q=16 x 450 = 7200 KN**

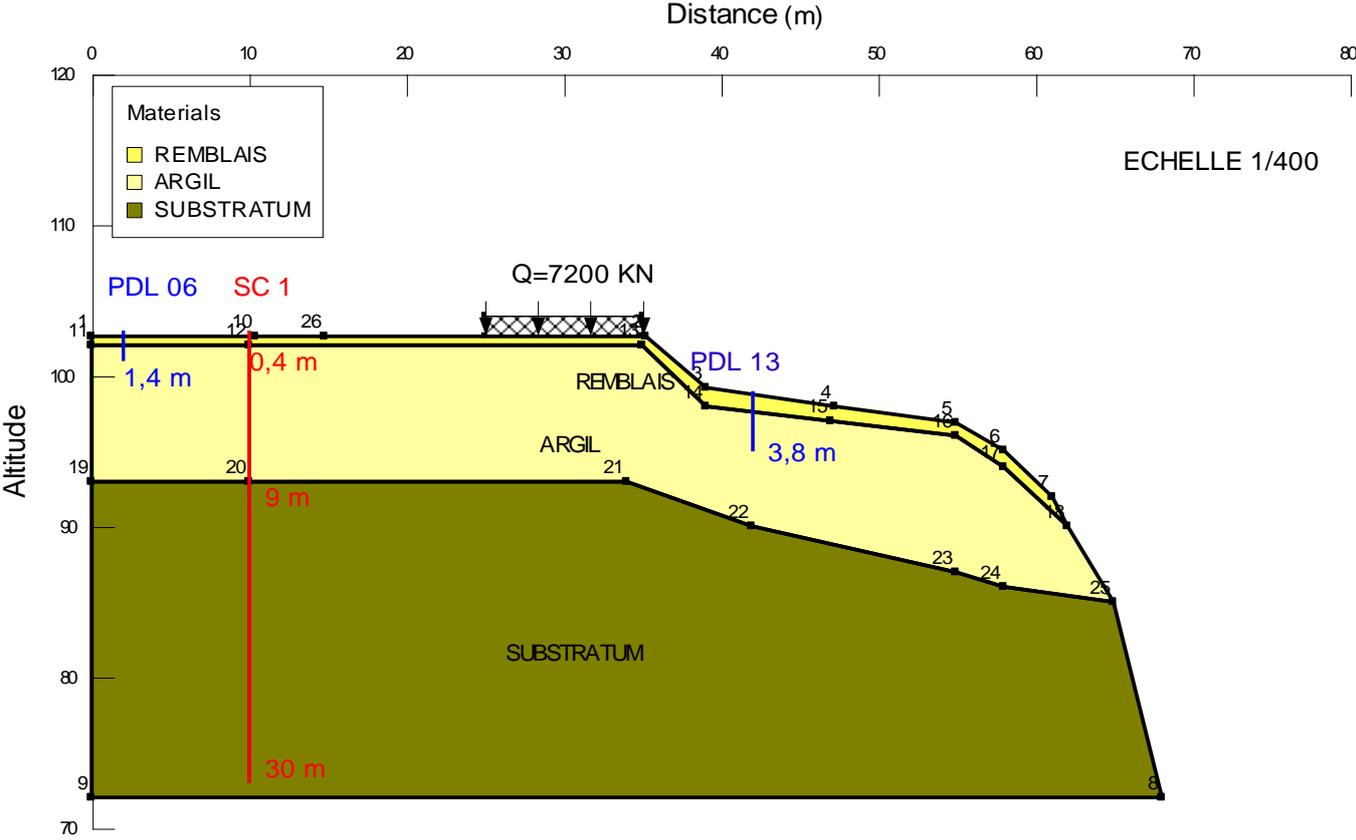


Figure VII.7 : Modélisation du talus

VII. 3.2.2. Modélisation du talus après le glissement :

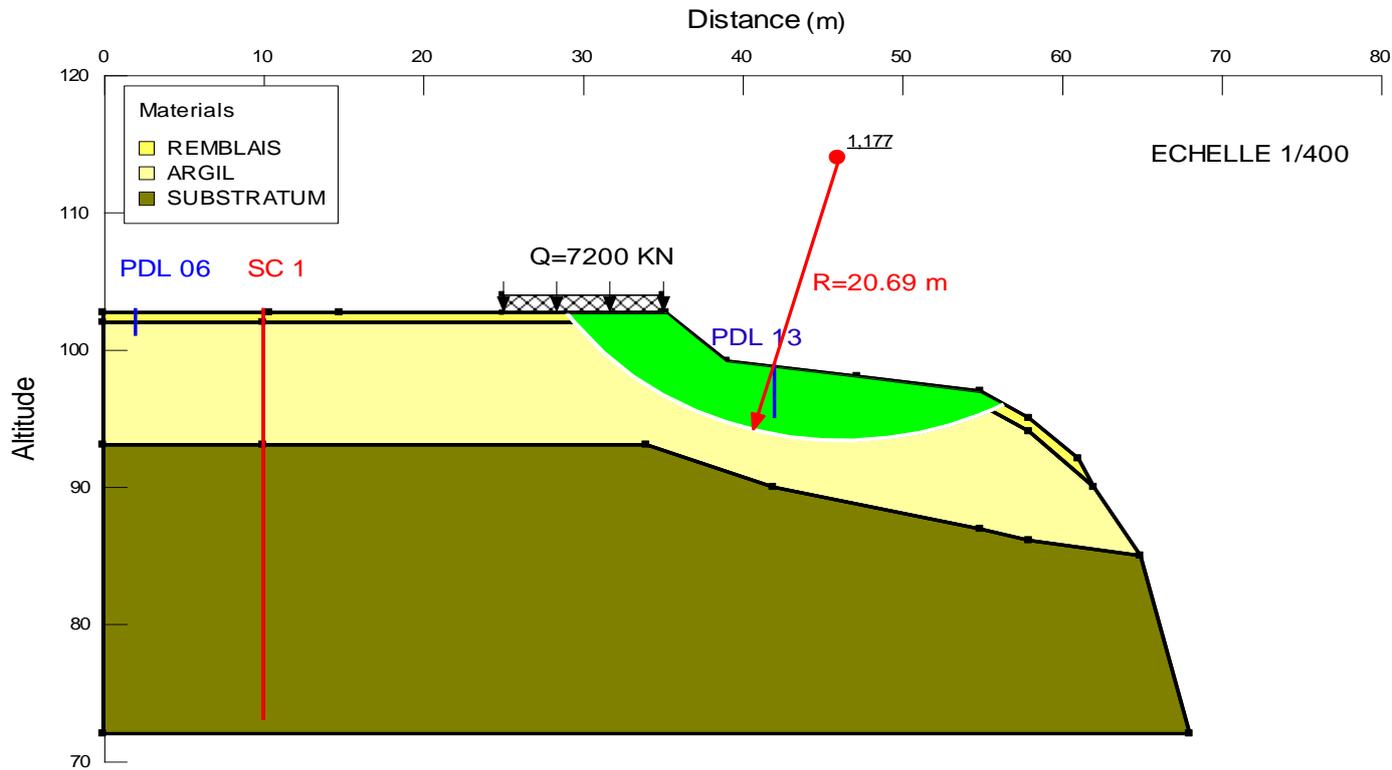


Figure VII.8 : Modélisation du talus après le glissement

Tableau. VII.8. Résumé des résultats pour les différentes méthodes

Méthode	Coefficient de sécurité $F_s$
Morgenstern-Price	1.175
Spencer	1.071
Corps of Engainées	1.023
Lowe-karafiath	1.018
Janbue généralise	1.06
Janbu	1.07
Ordinaire	0.98

**VII.4. Conclusion**

Dans ce chapitre on a analysé le cercle de glissement par deux type d'analyse (manuelle et automatique) Pour l'analyse manuelle, on obtient de coefficient de sécurité minimum de  $F=1.4$ . (Ce coefficient de sécurité ne tient pas compte la surcharge). Pour le calcul automatique, le logiciel Geo-slope donne un coefficient de sécurité min  $F=1.17$  Mais Pour qu'il y ait glissement, il faut que  $F$  soit égal à  $0.9999$ ., Les essais n'ont certainement pas été effectués au moment du glissement, ceci justifie l'augmentation de  $C$ . Pour cela , on cale sur  $F=1$  et on modifie la valeur de  $c$  en conservant  $f_i$  ( $\varphi$ ) , on donne différentes valeurs de  $c$  pour avoir  $F=1$  On obtient finalement  $F = 1.004$  en refaisant les calculs à l'aide de Geoslope

### VIII.1. Introduction

La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site, de sujétions liées à la technique employée et des impératifs technicoéconomiques.

Pour parer au glissement de Ifri (ouzeleguene) et limiter les désordres, les solutions confortatives présentées ci-après ont été envisagées.

### VIII.2 Quelques principes de base

Il est impossible de définir efficacement des remèdes sans une étude préalable sérieuse des causes et plus précisément d'un classement par ordre d'importance de diverses causes possibles :

- Un seul type de remède est souvent insuffisant pour restaurer la stabilité permanente d'un glissement d'un versant.
- Il ne faut jamais décharger le pied d'un glissement.
- Les solutions les plus chères ne sont pas nécessairement les plus efficaces.
- Ne pas charger sa tête ni d'ailleurs la zone centrale.

#### VIII.2.1. Premier type de confortement

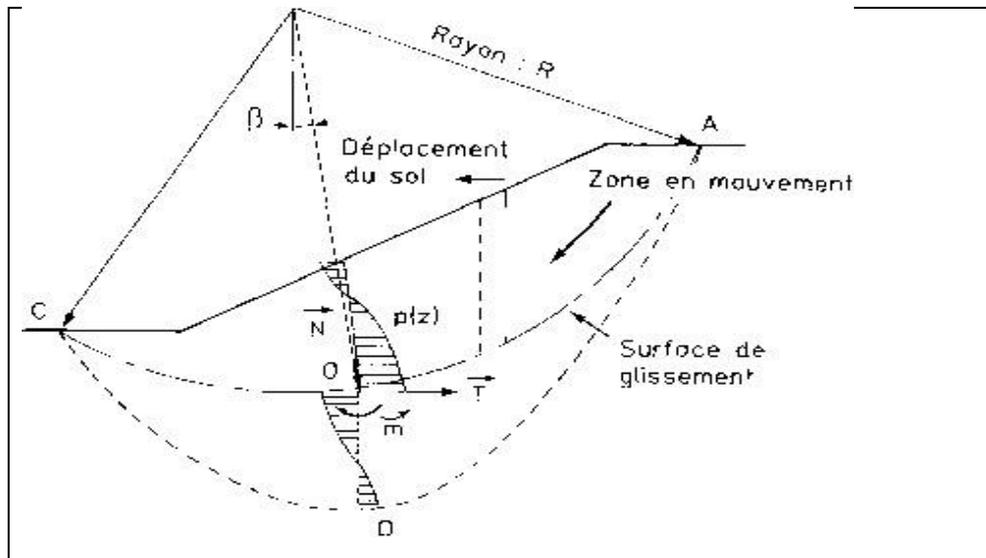
##### VIII.2.1.1. Pieux forés

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

L'efficacité de la technique s'appuie d'une part sur le transfert des efforts créés par la masse instable vers le substratum, d'autre part sur un renforcement global de la masse par effet de groupe de pieux dû à la densité des pieux.

- **Justification de la méthode de clouage**

Le déplacement de sol provoque une pression  $p(z)$  au contact sol-inclusion que se traduit par un système  $N, T, M$  au point  $O$  sur la surface de glissement. Ces forces sont équilibrées par la résistance au glissement.



**Figure VIII.1** : Principe de clouage des pentes

**a) . Caractéristique des pieux :**

- ▶ Diamètre :  $\varnothing = 0.9 \text{ m}$  ( $0.6 \text{ m} < \varnothing < 1.1 \text{ m}$ )
- ▶ Longueur de pieu est de 14 m
- ▶ Matériau : Béton armé.
- ▶ Module d'élasticité :  $E_p = 2.10^6 \text{ t / m}^2$

❖ **Dimensionnement des pieux [17]**

D'après le DTR C.2.3.3.2, le dimensionnement des pieux est donné comme suit :

Diamètre  $D$  : le diamètre des pieux qui sont réservés pour des grands ouvrages est :

- ✓  $D \geq 0.8 \text{ m}$ .
- ✓ Le choix du diamètre est le nombre de pieux résultent d'une optimisation globale de la fondation.
- ✓ La longueur  $L$  : celle-là varie en fonction de :
- ✓ L'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral suffisant dans le cas des pieux flottants en particulier.
- ✓ La profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu, dans le cas des pieux travaillant essentiellement en pointe.

Pour que notre fondation soit une fondation profonde il faut satisfaire les conditions suivantes:

- $L/D > 6m$
- $L > 3m$

On a :  $L_{min} = 14m > 3m$  vérifiée.

$D_{max} = 0,9 m \Rightarrow L/D = 15.66 > 6m$  vérifiée.

Donc les deux conditions sont vérifiées, alors on dit que les fondations sont profondes.

Dans notre cas, la couche résistante (couche d'assise) est à 9 m de profondeur, le pieu doit être ancré dans cette couche, c'est pour cette raison qu'on a opté pour un pieu de 14 m de longueur et de diamètre de l'ordre de  $L/20$ , soit 0,9 m.

**b) Calcul de l'effort de clouage  $R_0$  : (L'effort que doit reprendre le pieu)**

Pour le confortement, en tenant compte dans la formule du coefficient de sécurité. ( $R_0$  Donne un moment stabilisant). On admet une augmentation du coefficient de sécurité pour le confortement.

Pour le calcul du confortement par pieux on adopte les résultats de calcul de la méthode de FELLENIUS

L'angle que fait l'effort de clouage avec l'horizontale est  $\beta = 10^\circ$ ,

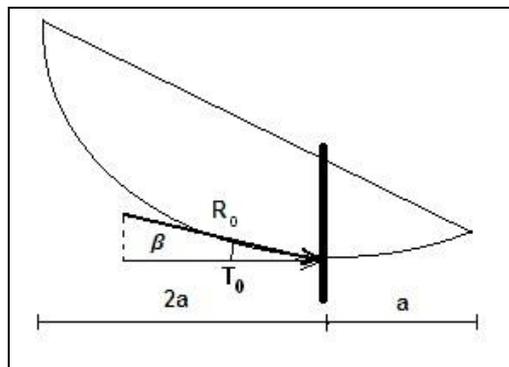


Figure VIII.2 : l'inclinaison de l'effort de clouage

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=5} [C_i \cdot l_i + (w_i \cdot \cos\theta_i \cdot \text{tg } \varphi_i)]}{\sum_{i=1}^{n=5} w_i \cdot \sin\theta_i}$$

$$F_s = F_0 + \frac{R_0}{\sum_1^5 W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$R_0 = (F_s - F_0) \cdot \sum_1^5 W_i \cdot \sin \theta_i$$

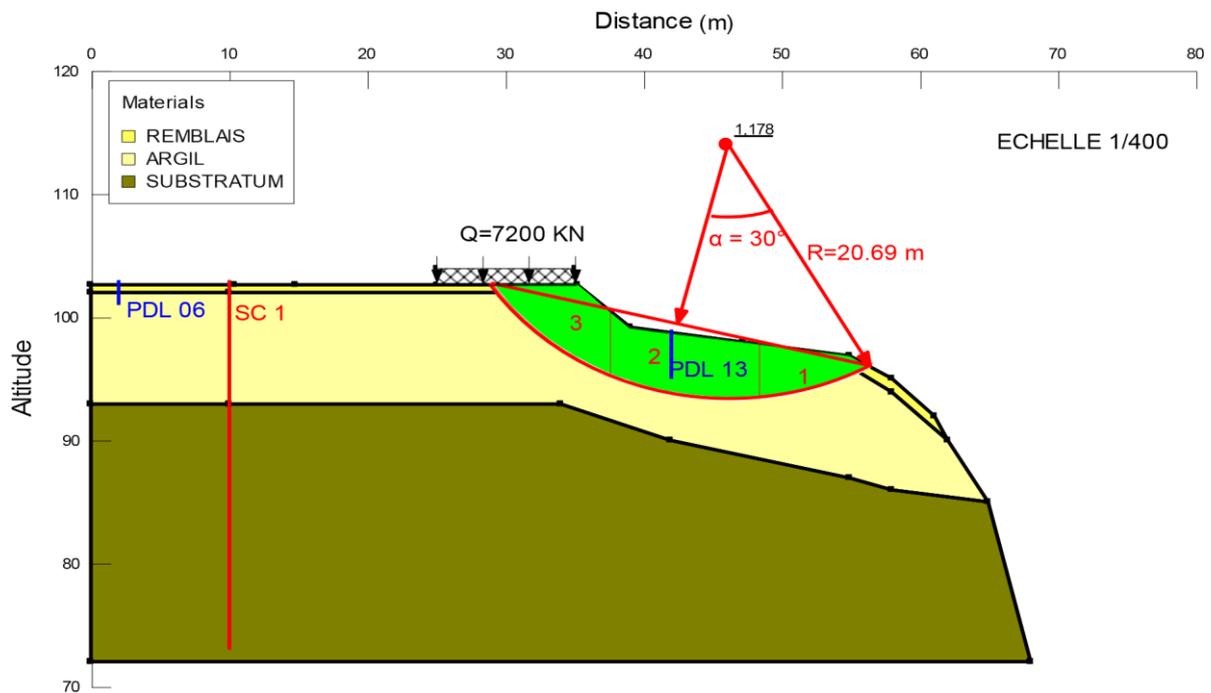
On admet une augmentation du coefficient de sécurité  $F_s$  d'un pourcentage de 40% pour le confortement

$$F_s = (F_0 * 40\%) + F_0 = (1.004 * 40/100) + 1.004 = 1.4056$$

**Calcul de  $\sum^5_1 W_i \cdot \sin \theta_i$**

Le logiciel ne fournissant pas ce terme, nous le calculerons par la méthode manuelle, Le cercle de glissement de calcul est celui donné par Geoslope.

- **Informations sur les tranche :** On découpé la masse par 3 tranche



**Figure VIII.3. Modélisation le talus par des tranche**

**Tableau VIII.1 : paramètre des tranche**

Nombre de tranche	$W_i(KN)$	$\theta_i(^{\circ})$	$W_i \cos \theta_i$	$W_i \sin \theta_i$
1	573.60	-16	551.376	158.23
2	1452.9	14	1409.81	351.48
3	600.44	45	424.56	424.56
$\Sigma$	2627.03		1889.74	934.51

$$\Sigma W_i \sin \theta_i = 934.51 \text{ KN}$$

- **Calcul de  $R_0$**  : ( $R_0$  : est l'effort de clouage)

$$R_0 = (F_s - F_0) \cdot \sum_1^5 W_i \cdot \sin \theta_i = (1.40 - 1.00) * 934.51 = 373.80 \text{ KN}$$

c) **Calcul de l'effort horizontal  $T_0$**

$$T_0 = R_0 \cos \beta = 373.80 * \cos 12 = 368.12 \text{ KN}$$

d) **Calcul des sollicitations maximales dans le pieu**

- **Calcul du coefficient de réaction linéique  $K_f$**

$$K_f = \frac{12 \cdot E_m}{1.33 \cdot \left(\frac{B_0}{B}\right) \cdot \left(\frac{2.65 \cdot B}{B_0}\right)^{\alpha + \alpha}} \quad \text{pour } B \geq B_0$$

Avec :  $E_m$  : module préssiométrique standard  $E_{m \text{ harmonique}} = 112.15 \text{ bars}$

$B_0$  : Diamètre de référence,  $B_0 = 0.6 \text{ m}$

$B$  : Diamètre du pieu ;  $B = 0.9 \text{ m}$

$\alpha$  : Facteur rhéologique dépendant de la nature du sol.

- **Détermination de  $\alpha$**

On au niveau du site, on a un sol argileux normalement consolidé ou normalement serré.

en tire la valeur de  $\alpha$  du tableau IV.2, on aura :  $\alpha = 2/3$

**Tableau VIII.2:** Facteur rhéologique  $\alpha$  pour divers types de sols

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	$\alpha$	$\frac{E}{P_L}$	$\alpha$	$\frac{E}{P_L}$	$\alpha$	$\frac{E}{P_L}$	$\alpha$	$\frac{E}{P_L}$	$\alpha$
Surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	$\frac{2}{3}$	>12	$\frac{1}{2}$	>10	$\frac{1}{3}$
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9- 16	$\frac{2}{3}$	8- 14	$\frac{1}{2}$	7- 12	$\frac{1}{3}$	6- 10	$\frac{1}{4}$
Sousconsolidé altéré et remanie	-	7- 9	$\frac{1}{2}$	5- 8	$\frac{1}{2}$	5- 7	$\frac{1}{3}$	-	-

Donc :  $\alpha = 2/3$

D'où :  $K_f = 4699.30 \text{ KN/m}^2$

- **Niveau d'ancrage**

La ligne de rupture de glissement est à 9 m de profondeur, donc d'après le DTR B.C 2.33.2.

On opte pour un ancrage de 4 à 5 fois le diamètre du pieu, ce qui donne un ancrage de 4.5m.

- **Moment d'inertie du pieu**

$$I = \frac{\pi \cdot R^4}{4} = 0.032 \text{ m}^4$$

- **Calcul de la longueur élastique ou de transfert  $l_0$**

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I}{K_f}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0.032}{4699.30}} = 2.73 \text{ m}$$

- **Calcul du moment maximal  $M_{\max}$**

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

Avec :

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

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

Avec :

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

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

Donc :

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

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

$$\Rightarrow z = l_0 \cdot \frac{\pi}{4} \text{ D'où } z = 2.14 \text{ m}$$

Donc :  $M_{\max} = 322.73 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- **Diagramme des moments**

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

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

$$\frac{z}{l_0} = \pi \Rightarrow z = 8.85 \text{ m}$$

- $Z = 0 \text{ m}$                        $M = 0 \text{ KN.m}$
- $Z = 2.14 \text{ m}$                      $M = 322.73 \text{ KN.m}$
- $Z = 5 \text{ m}$                          $M = 155.52 \text{ KN.m}$
- $Z = 8.85 \text{ m}$                      $M = 0 \text{ KN.m}$
- $Z = 14 \text{ m}$                         $M = -5.46 \text{ KN.m}$

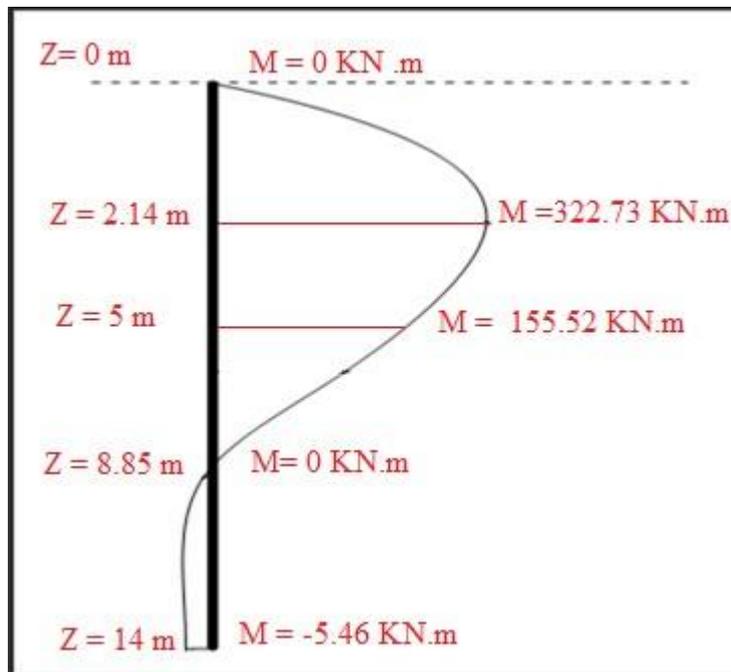


Figure VIII.4 : Diagramme des moments

- **Calcul du déplacement maximal**

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

D'après l'annexe N° 09 on trouve la valeur de  $A^*$  :

$$A^* = e^{-z/l_0} \cdot \cos\left(\frac{z}{l_0}\right) = 0.32$$

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

$$Y_{max} = \frac{2 \cdot 368.12}{4699.30 \cdot 2.73} \cdot 0,32 = 0.018 \text{ m}$$

### VIII.2.1.2. Ferrailage des pieux selon le DTR.BC.2.33.2

Le pieu est sollicité par un effort tranchant (T) et un moment fléchissant ( $M_{max}$ ). Pour cela on doit ferrailer à la flexion déviée composée

Pour les armatures longitudinales, le diamètre est compris entre 16 mm et 40 mm

- Le diamètre des armatures transversales est en fonction de celui des armatures longitudinales
- $8\text{mm} < \phi_t < 16\text{mm}$
- L'escarpement des cerces est inférieur ou égale à 0,35 m
- L'enrobage requis est généralement de 7 cm

On introduire les valeurs de  $M_{max}$  et T trouvé précédemment dans le logiciel expert robot qui permet de calculer les sections d'acier selon le règlement BAEL mode. 99 à (ELS).

Les résultats obtenus sont :

$$A_s = 90.38 \text{ cm}^2$$

D'après l'RPA, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{smin} = 0.5\% \times B = 0.5 \cdot \pi \cdot D^2 / 100 = 0.5 \cdot 3.14 \cdot (90)^2 / 100 = 127.17 \text{ cm}^2.$$

$A_{smin} > A_s$  on ferraille par  $A_{smin}$

On prend  $\phi_l = 16 \text{ HA } 32 = 128.61 \text{ cm}^2$  (c'est vérifié)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = 10.66 \text{ mm on prend } \phi_t = 12 \text{ mm}$$

L'écartement entre les cerces on prend  $S_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot R}{8} = 35 \text{ cm}$

L'enrobage  $e = 7 \text{ cm}$

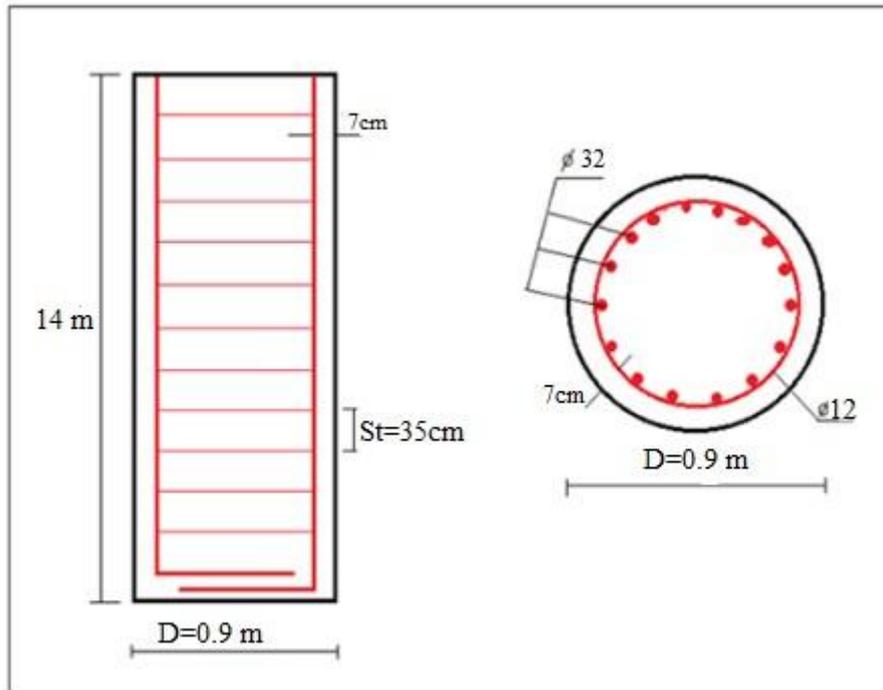


Figure VIII.5 : Schéma de ferrailage du pieu

• **Disposition des pieux**

La stabilisation du talus peut être assurée par des pieux en béton armé, ancrés de 1/3 de leur hauteur dans le substratum et implantés en quinconce au tiers central du talus. On les dispose en deux rangées espacées de  $d = 2,5 m$  (la valeur de  $d$  est donnée par le DTR.BC.2.33.2) comme le montre la figure VIII-6.

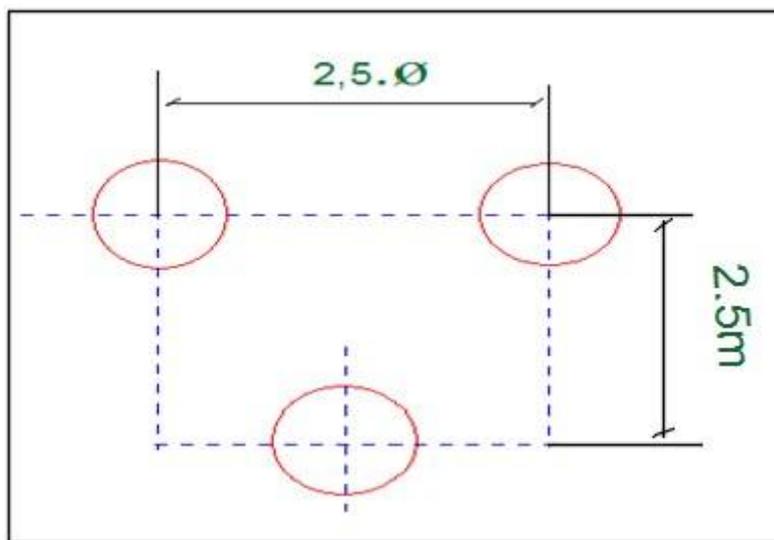


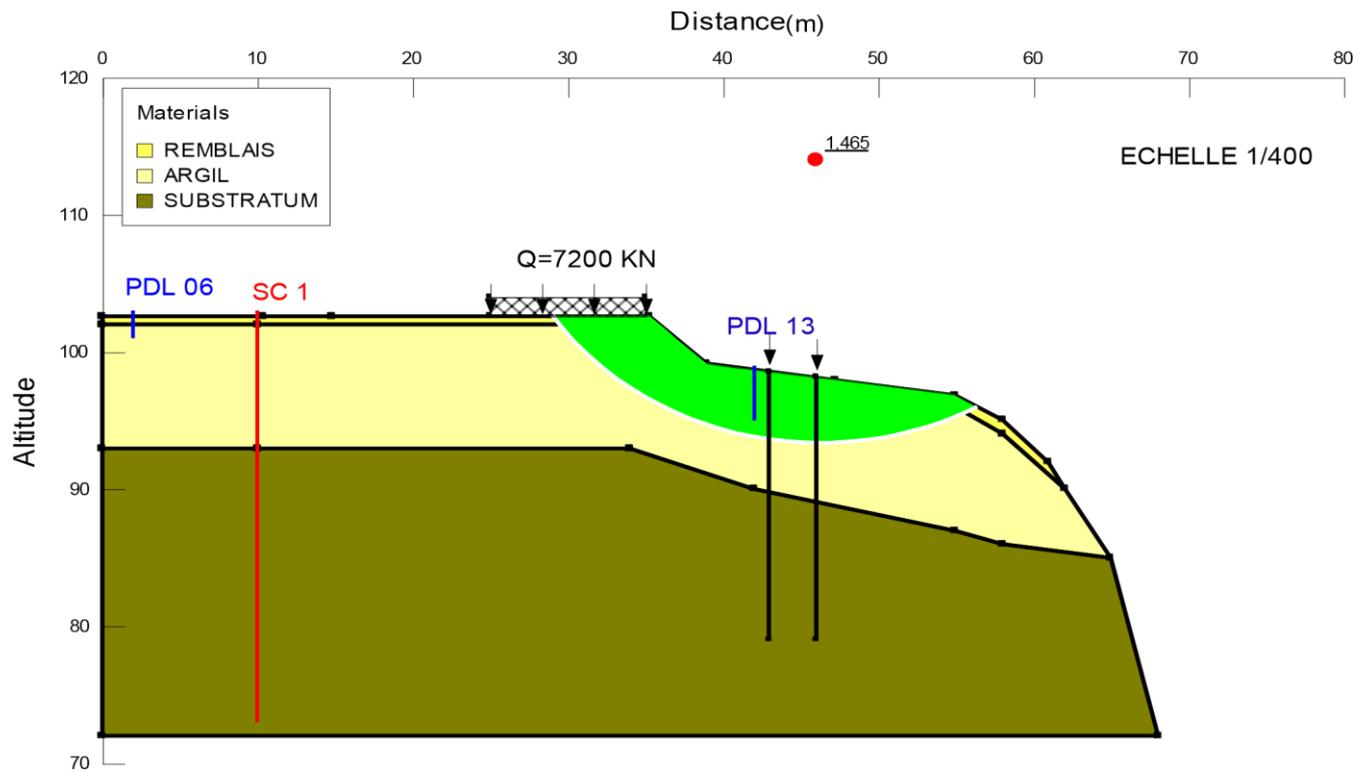
Figure VIII.6: Disposition des pieux

• Niveau d'ancrage

Dans les essais sondage carottier la couche de sol résistante situe a 9 m de profondeur. d'après le fascicule 62 on prend un ancrage de 3 à 4 fois le diamètre du pieux, donc on prend un ancrage de 4m à partir de 10 m de profondeu

**VIII.2.1.3. Modélisation des pieux**

Après la modélisation des pieux par logiciel Geo-slope le coefficient de sécurité augmente a  $F=1.467$



**Figure VIII.7 : modélisation du pieu**

### VIII.2.2. Deuxième type de confortement

- **Analyse du glissement avec un mur en gabions**

Cette technique consiste à placer au pied du talus un mur en gabions. Cet ouvrage appelé butée de pied agit par opposition aux forces motrices. L'emplacement de cette butée est choisi en fonction des résultats de l'étude du glissement du talus.

Le rabattement de la nappe et la mise en place d'un mur en gabions donnent un coefficient de sécurité de 1.508, et un gain de 40.80 %.

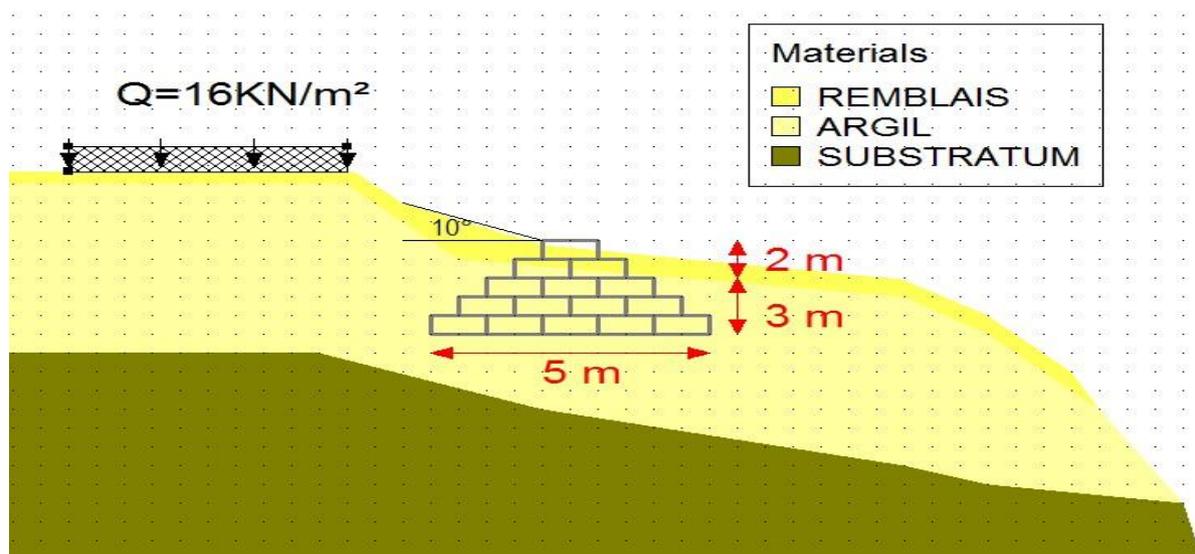
a) **La vérification de la stabilité du mur en gabions**

La vérification comporte les étapes suivantes :

- ✓ Calcul des efforts de poussée et de butée
- ✓ Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur
- ✓ Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation

**Tableau VIII.3** : Les paramètres géotechniques pour le calcul.

	Gabion	Remblai	argile
$\gamma(\text{KN/m}^3)$	25	20	18
$c (\text{KN/m}^2)$	55	18	24
$\varphi(^{\circ})$	15	15	18



**Figure VIII.8** : Schéma du mur en gabions

b) Détermination du coefficient de poussée  $K_a$ 

$$\text{Alors : } K_{a1} = \frac{\cos\delta - \sqrt{\cos^2\delta - \cos^2\varphi}}{\cos\delta + \sqrt{\cos^2\delta - \cos^2\varphi}} \cos\delta = 0.66$$

$$K_{a2} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,58$$

$$K_{aq} = K_{a1} = 0.66$$

## c) Calcul des poussées sur le mur

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H_{tot}^2$$

$$\text{Alors : } P_{a1} = 26.4 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{a1v} = P_{a1} \sin 10 = 4.58 \text{ KN/ml} \\ P_{a1H} = P_{a1} \cos 10 = 25.99 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$P_{a2} = 53.46 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{a2v} = 0 \\ P_{a2H} = P_{a2} \cos 0 = 53.46 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$P_{aq} = K_{aq} \cdot q = 105.6 \text{ KN/ml} \quad \text{tq: } q = Q.L = 16 \cdot 10 = 160 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{aqv} = P_{aq} \sin 23 = 41.26 \text{ KN/ml} \\ P_{aqH} = P_{aq} \cdot \cos 23 = 97.20 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

**Tableau VIII.4:** Le résumé des forces stabilisantes du mur en gabions.

Partie	Poids unitaire (KN/m <sup>2</sup> )	Bras de levier (m)	Moment (KN.M)
Gabion	312.50	2,50	781.25
P <sub>a1v</sub>	4.58	1.00	4.58
P <sub>a2v</sub>	0.00	1.50	0.00
P <sub>aqv</sub>	41.26	2.50	103.15
Σ	358.34		888.98

**Tableau VIII.5:** Le résumé des forces de renversement du mur en gabions.

Partie	Poids unitaire (KN/m <sup>2</sup> )	Bras de levier (m)	Moment (KN.M)
P <sub>a1H</sub>	25.99	4.00	103.96
P <sub>a2H</sub>	53.46	1.50	80.19
P <sub>aqH</sub>	97.20	2.50	243
Σ	176.65		427.15

**d) La vérification au glissement**

$$F_g = \frac{\frac{2}{3} C B + \sum P_v \tan^2 \frac{\phi}{3}}{\sum P_h} \geq 1.5$$

$$\text{AN : } F_g = 2.32 > 1.5$$

Donc : le mur est stable au glissement.

**e) La vérification au poinçonnement (tiers central)**

On doit vérifier si la résultante des forces 'R' passe par le tiers central de la semelle.

Il faut déterminer x, le bras de levier de la composante verticale de la résultante globale des forces sur le mur par rapport à l'extrémité du mur.

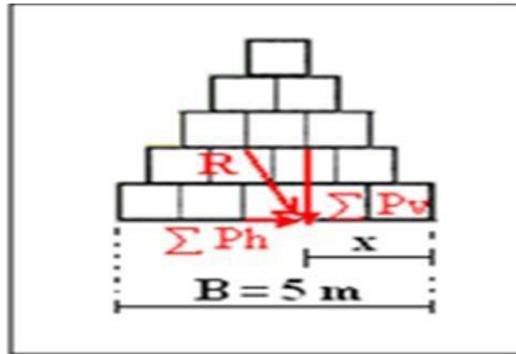


Figure VIII.9 : Schéma de l'excentricité des forces

$$x = \frac{M_{\text{stabilisant}} - M_{\text{renversant}}}{\sum P_v}$$

AN :  $x = 1.71 \text{ m}$

L'excentricité :  $e = \frac{B}{2} - x = 0.79 \text{ m}$

L'excentricité maximum :  $E_{\text{max}} = \frac{B}{6} = 0.83 \text{ m}$

$e = 0.79 \text{ m} < E_{\text{max}} = 0.84 \text{ m}$

**Donc :** la résultante des forces 'R' passe par le tiers central de la semelle.

#### f) Détermination de la force portante [19]

##### ❖ Méthode de Terzaghi :

Ce cas correspond à un poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact sous une semelle rugueuse infiniment longue (semelle filante) sous une charge verticale et centrée.

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma + N_q (\gamma_1 \cdot D + q) \cdot S_q \cdot i_q + C \cdot N_c \cdot S_c \cdot i_c$$

Avec :

$q_u$  : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).  $\gamma_1$

: Poids volumique du sol sous la base de la fondation.

B : Largeur de la semelle.

$q$  : Surcharge verticale à la fondation ( $q = \gamma_2 \cdot D + q_{s.ch}$ ).  $\gamma_2$

$\gamma_2$  : Poids volumique du sol latéralement à la fondation.

$C$  : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

$N_\gamma$ ,  $N_c$  et  $N_q$  : Facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne du sol

$i_\gamma$ ,  $i_q$  et  $i_c$  : Coefficients de l'inclinaison de la charge (effet de l'inclinaison de la charge).

$S_\gamma$ ,  $S_c$  et  $S_q$  : coefficients de forme (effet de la forme de fondation).

### Remarque :

Dans notre cas ;

- la charge est verticale (pas d'inclinaison)  $\Rightarrow i_\gamma = i_q = i_c = 1$
- Notre semelle filante ( $B=5m$ ,  $L=130m$ )  $\Rightarrow$  on doit introduire des coefficients correcteurs de forme :  $S_\gamma$ ,  $S_c$  et  $S_q = 1$

La contrainte de rupture aura la forme suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot (N_\gamma \cdot S_\gamma) + q \cdot (N_q \cdot S_q) + C \cdot (N_c \cdot S_c)$$

#### • Détermination des facteurs de portance $N_\gamma$ , $N_c$ et $N_q$ :

Les valeurs des facteurs de portance  $N_\gamma$ ,  $N_c$  et  $N_q$  sont déterminées à partir d'un tableau au **DTU 13.12, 1988** (Voir le tableau dans l'annexe),

$N_c = 13,28$  pour  $\varphi = 18^\circ$

$N_\gamma = 2,33$  pour  $\varphi = 18^\circ$

$N_q = 5,46$  pour  $\varphi = 18^\circ$

$N_q = 4,00$  pour  $\varphi = 15^\circ$  (remblai)

#### • Calcul du terme de surface $\frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$ :

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma = \frac{1}{2} * 25 * 5 * 2.33 = 145.62 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma = 145.62 \text{ KN/m}^2$$

#### • Calcul du terme de cohésion $C N_c$ :

$$C N_c S_c = 18 * 13.28 = 239.04 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow C N_c = 239.04 \text{ KN/m}^2$$

#### • Calcul du terme de surcharge $q \cdot N_q$ :

$$q N_q S_q = (\gamma_{rem} \cdot h_{rem} \cdot N_q) + (\gamma_{sch} \cdot h_{sch} \cdot N_q)$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Remblai } (\varphi=15^\circ) \Rightarrow N_q=4 ; \quad h_{\text{rem}} = 2 \text{ m} \\ \text{Argil } (\varphi=18^\circ) \Rightarrow N_q=5,46 \quad h_{\text{sch}} = 3 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$N_q \cdot (\gamma_1 \cdot D + q_0) = (20 \cdot 2 \cdot 4) + (18 \cdot 3 \cdot 5.46) + 160 = 614.84 \Rightarrow q N_q = \mathbf{614.84 \text{ KN/m}^2}$$

Donc :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c = 145.62 + 614.84 + 239.04 = \mathbf{999.50 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_u = \mathbf{999.50 \text{ KN/m}^2}$$

• **Calcul de la contrainte admissible du sol  $Q_{adm}$ :**

La contrainte admissible est définie par la formule suivante :

$$Q_{adm} = \frac{1}{\gamma_q} (q_u - \sigma_v) + \sigma_v$$

$\sigma_v$ : contrainte verticale au niveau de la base de la fondation

$$\sigma_v = 20 \cdot 2 + 18 \cdot 3 = 94 \text{ KN/m}^2 \quad q_u : \text{contrainte ultime de}$$

rupture du sol ( $q_u = 999.50 \text{ KN/m}^2$ )

$\gamma_q$  : coefficient de sécurité     à l'ELU  $\gamma_q = 2$      ;     à l'ELS  $\gamma_q = 3$

• **Application numérique :**

$$\text{A l'ELU : } Q_{adm} = \frac{1}{2} (999.5 - 94) + 94 = 546.75 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \mathbf{Q_{adm(ELU)} = 546.75 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{A l'EL : } Q_{adm} = \frac{1}{3} (999.5 - 94) + 94 = 395.83 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \mathbf{Q_{adm(ELS)} = 395.83 \text{ KN/m}^2}$$

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

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum P_v}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = 130.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum P_v}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 11.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Alors } \sigma_{\text{ref}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 100.95 \text{ KN/m}^2$$

Alors,  $\sigma_{\text{ref}} = 100.95 \text{ KN/m}^2 < Q_{adm} = 395.83 \text{ KN/m}^2$ , cela explique que le sol peut supporter les charges transmises.

### VIII.2.3. Troisième type de confortement

#### ► 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  $F_s$  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 auto stable, et organiser la collecte et l'évacuation des eaux, par exemple par un drain placé en fond de fouille et un collecteur. Dans tous les cas, on veillera à disposer un tapis drainant.

#### a) Calcul de stabilité de la butée

##### • Calcul de l'effort ( $T$ ) que doit reprendre la butée

Pour le calcul du confortement par butée on adopte le poids des tranches  $W_i$ , et l'angle  $\theta$  donnés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.6:** paramètre des tranche

Nombre de tranche	$W_i(KN)$	$\theta_i(^{\circ})$	$W_i \cos\theta$	$W_i \sin \theta$
1	573.60	-16	551.376	158.23
2	1452.9	14	1409.81	351.48
3	600.44	45	424.56	424.56
$\Sigma$	2627.03		1889.74	934.51

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

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

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

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

$$F_s = (F_0 \cdot 30/100) + F_0 = 1.30$$

$$R = (1.30 - 1.00) \cdot 934.51$$

$$D'où : R = 280.35 \text{ KN}$$

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

$$Donc : T = R \cdot \cos \beta$$

$$D'où T = 276.09 \text{ KN}$$

#### b) Estimation du volume du remblai

##### • Calcul des efforts qui agissent sur la butée

On a : - TVO : caractéristique mécanique  $\gamma_{dt} = 22 \text{ KN/m}^3$

$$\varphi_1 = 35^\circ$$

- La hauteur du mur de soutènement :  $h_m = 5 \text{ m}$

- Béton :  $\gamma_B = 25 \text{ KN/m}^3$

- Terrain naturel : Remblais  $\gamma_{d1} = 18 \text{ KN/m}^3$

$$C = 18 \text{ KPA}$$

$$\varphi_1 = 15^\circ$$

- Argile  $\gamma_{d2} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$C_2 = 24 \text{ KPA}$$

$$\varphi_2 = 18^\circ$$

- **Calcul de  $F_1$**

$F_1$  : La force créée entre le mur de soutènement et les couches du sol, elle est donnée par :

$$F_1 = (W_1 + P_w + W_3) \cdot \tan \varphi + C \cdot B$$

Avec :  $P_w$ : Poids du mur de soutènement ;

$W_1$ : Poids des terres au dessus du talon ;

$W_3$ : Poids des terres au dessus du patin ;

$\tan \varphi$  : Coefficient de frottement sol-béton.

D'où :  $F_1 = (W_1 + 170 + 54) \cdot 0,4 + 24 \cdot 4$

$$F_1 = 0.4 \cdot W_1 + 185.6$$

- **Calcul de  $F_2$**

$F_2$ : La force créée entre la couche du TVO et la couche du sol argileux, elle est donnée par :

$$F_2 = W_2 \cdot \tan \varphi_2$$

$$F_2 = 0.32 \cdot W_2$$

- **Calcul de  $F_3$**

$F_3$  : Butée créée derrière le mur de soutènement, elle est donnée par :

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d2} \cdot K_p \cdot h^2 + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

Avec : Coefficient de poussée des terre à l'état passif.

$h$  : Hauteur de la butée. En le prend égale 2 m

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi_2}{1 - \sin \varphi_2} \quad [13]$$

$$K_p = 1.89$$

D'où :  $F_3 = 82.05 \text{ KN}$ .

## c) Vérification de la stabilité au glissement [18]

La condition à satisfaire est :  $1,5 \cdot T = \sum F_H$

$$\Rightarrow 1,5 \cdot T = 0,32 \cdot W_2 + 0,4 \cdot W_1 + 185,6 + 82,05$$

$$\Rightarrow 0,32 \cdot W_2 + 0,4 \cdot W_1 = 146,48$$

$$\text{Soit : } S_1 = \frac{W_1}{\gamma_{dt}} \quad \text{et} \quad S_2 = \frac{W_2}{\gamma_{dt}}$$

$$\Rightarrow 0,4 \cdot S_1 + 0,32 \cdot S_2 = 6,66 \text{ m}^2$$

$$\text{Pour : } S_1 = 8 \text{ m} \quad S_2 = 10,81 \text{ m}^2$$

Donc le volume du remblai pour un mètre linéaire est de :  $18,81 \text{ m}^3$ .

Soit :  $L$  la distance entre le mur de soutènement et le début du remblai de coté amont du glissement.

$$\text{Pour : } L = 10 \text{ m}$$

Le volume du remblai sera :  $180,81 \text{ m}^3$

$$\text{Donc : } W_1 = 176 \text{ t} \quad W_2 = 397,78 \text{ t}$$

- Vérification de la stabilité au glissement pour le nouveau volume La

condition à satisfaire est :  $f \cdot T = \sum F_H$

$$\Rightarrow f \cdot T = 0,32 \cdot W_2 + 0,4 \cdot W_1 + 185,6 + 82,05$$

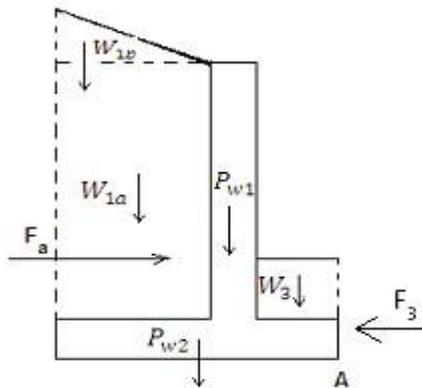
$$\Rightarrow f = \frac{0,32 \cdot 397,78 + 0,4 \cdot 176 + 267,65}{276,09}$$

$$\Rightarrow f = 1,74$$

$f > 1,5$  Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

**d) Vérification de la stabilité du mur de soutènement [18]**

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



**• IV.3.2.1. Vérification de la stabilité au glissement**

La condition à vérifier est :  $1,5 \cdot \sum F_H < \text{tg}\varphi \cdot \sum F_V + C \cdot B$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi_t) - 1}{[1 + (\frac{\sin(\varphi_t) \cdot \sin(\varphi_t - \delta)}{\cos(\delta)})^2]^{1/2}}$$

$$F_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{dt} \cdot K_a \cdot (h_m + 0,3)^2$$

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

$h_m$  : Hauteur du mur de soutènement.

D'où :  $K_a=0.30$

$$F_a = 0,5 * 2,2 * 0,29 * (5,3)^2 = 8,96 \text{ t}$$

Donc :  $\sum F_H = F_a - F_3 = 89,6 - 82,05 = 7,55 \text{ t}$

$$\sum F_V = W_1 + W_3 + P_w = 1760 + +6,6 = 32,67 \text{ t}$$

$C \cdot B = 1,8 \cdot 3,8 = 6,84 \text{ t}$

D'où :  $1,5 \cdot F_H < \text{tg}\varphi$ .

Donc : la stabilité au glissement est vérifiée.

- **Vérification de la stabilité au renversement**

On calcul les moments par  $\frac{M_{sta}}{M_{ren}} > 2$  rapport au point A

La condition à vérifier est :

- **Moment stabilisant**

$$M_{sta} = 2,96. W_{1b} + 2,55. W_{1a} + 0,5. W_3 + 1,15. P_{w1} + 1,9. P_{w2} + 0,33. F_3$$

$$M_{sta} = 2,96 * 54 + 2,55 * 136 + 0,5 * 50,4 + 1,15 * 60 + 1,9 * 100 + 0,33 * 82,05$$

$$D'où : M_{sta} = 7648,91 \text{KN. m}$$

- **Moment renversant**

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

$$M_{ren} = \left( \frac{5}{3} + 0,3 \right) . 896$$

$$D'où : M_{ren} = 176,81 \text{ KN. m}$$

$$\frac{M_{sta}}{M_{ren}} = \frac{7648,91}{1709,03} = 4,47 > 2$$

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

La figure suivante représente l'emplacement de la butée et le mur de soutènement

## VII.6 Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une analyse générale de confortement, basé sur trois techniques les plus utilisées et le plus simple. Donc bien maîtrisée par les entreprises locales.

cette étude a permis aussi de comparer sur un modèle géométrique et les résultats de calcul du coefficient de sécurité par différentes méthodes.

Il est à noter que le choix d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité, mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres, en particulier la facilité d'exécution et le coût de réalisation.

### IX.1. Introduction

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

### IX.2. Les éléments à calculer

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

- les pieux
- mur en gabions
  - ✓ Le terrassement
  - ✓ mur en gabions
  - ✓ Le TVO.
- Pour la butée de pied :
  - ✓ Le TVO.
  - ✓ Le terrassement
  - ✓ Le compactage
  - ✓ Le mur de soutènement

### IX.3. Calcul de la quantité des matériaux pour la butée de

- **pied le poids du TVO :**

$$V_{TVO} = 3380 \text{ m}^3$$

$$P_{TVO} = 7436 \text{ t}$$

- **Le poids des terres à terrasser**

$$V_{Ter} = 3120 \text{ m}^3$$

$$P_{Ter} = 5616 \text{ t}$$

### IX.4. Calcul de la quantité du béton dans le mur de soutènement

$$V_{\text{béton}} = 845 \text{ m}^3$$

Avec :  $V_{TVO}$  : Le volume du TVO

$P_{TVO}$  : Le poids du TVO

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

$P_{Ter}$  : Le poids des terres à terrasser

$V_{Ter}$  : Le volume des terres à terrasser

**IX I.4. Calcul de la quantité des matériaux pour le mur en Gabions**

- le poids du TVO :

$$V_{Tvo} = 1950 \text{ m}^3$$

$$P_{Tvo} = 4290 \text{ t}$$

- Le poids des terres à terrasser

$$V_{Ter} = 1950 \text{ m}^3$$

$$P_{Ter} = 3510 \text{ t}$$

- Le volume du Gabions

dimension (L x L x H) = (2 x 1 x 1)

$$V_G = 1625 * 2 = 3250 \text{ m}^3$$

**IX.5. Calcul des prix****IX.5.1. Les prix unitaires**

**Tableau IX.1.** Les prix unitaires.

Eléments	Les prix
Béton armé	38000 DA/ m <sup>3</sup>
TVO	530 DA / t
Terrassement	500 DA/ t
Pieux forés	60000 DA/ml
Compactage	2400 DA/ m <sup>3</sup>
gabions	5000 DA/m <sup>3</sup>

**IX.5.2. Calcul des prix globaux des éléments****IX.5.2.1. Les pieux forés : (85 pieux)**

Le prix d'un pieu est : 60000 . 14 = 840000 DA

Le prix global des pieux est : 840000 \* 85 = 71400000 DA.

**IX.5.2.2 La butée de pieds**

Le prix du TVO est : 2273700 DA

Le prix du terrassement : 2808000 DA

Le prix de compactage : 8112000 DA

Le prix de mur de soutènement : 33630000 DA

**IX.5.3. pour le mur en Gabions**

Le prix du TVO est : 2273700 DA

Le prix du terrassement : 1755000 DA

Le prix du mur en Gabions : 17750000 DA

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

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

Eléments		Prix global
le mur en Gabions		<b>17750000</b>
Butée de pied Gabions	Terrassement	1755000 DA
	<i>TVO</i>	2273700 DA
Le mur de soutènement		33630000 DA
Butée de pied soutènement	Terrassement	2808000 DA
	<i>TVO</i>	2273700 DA
	Compactage	8112000 DA
<b>Total (le mur de soutènement et la butée de pied)</b>		<b>39523700 DA</b>
<b>Pieux forés</b>		<b>71400000 DA</b>
<b>Total mur en Gabions</b>		<b>21778700 DA</b>

**IX.6. Conclusion**

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

### Conclusion générale

Le travail effectué au cours de cette étude est divisé en deux parties, la première partie est une synthèse bibliographique et la deuxième partie est une application au glissement de terrain située au site (mémorial de congrès de la Soummam) commune de Ouzellaguen wilaya de Bejaia :

- par les risques qu'ils font encourir aux personnes ou aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques.
- par la difficulté technique d'y porter remède.

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

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

Les techniques de stabilisation relèvent de trois principales actions :

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

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

D'après la comparaison économique entre les pieux et la butée de pied et le mur en gabion on constate que le confortement du glissement par le mur en gabion est une technique fiable et avantageuse d'un point de vue économique, et en plus c'est un procédé facile à maîtriser en œuvre et rapide.

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.
- ✓ Étude de stabilité par différentes méthodes.
- ✓ Choix de solution en tenant compte des contraintes de site, économiques, de délai, etc.
- ✓ Dimensionnement du projet de solution.

## ***Référence bibliographiques***

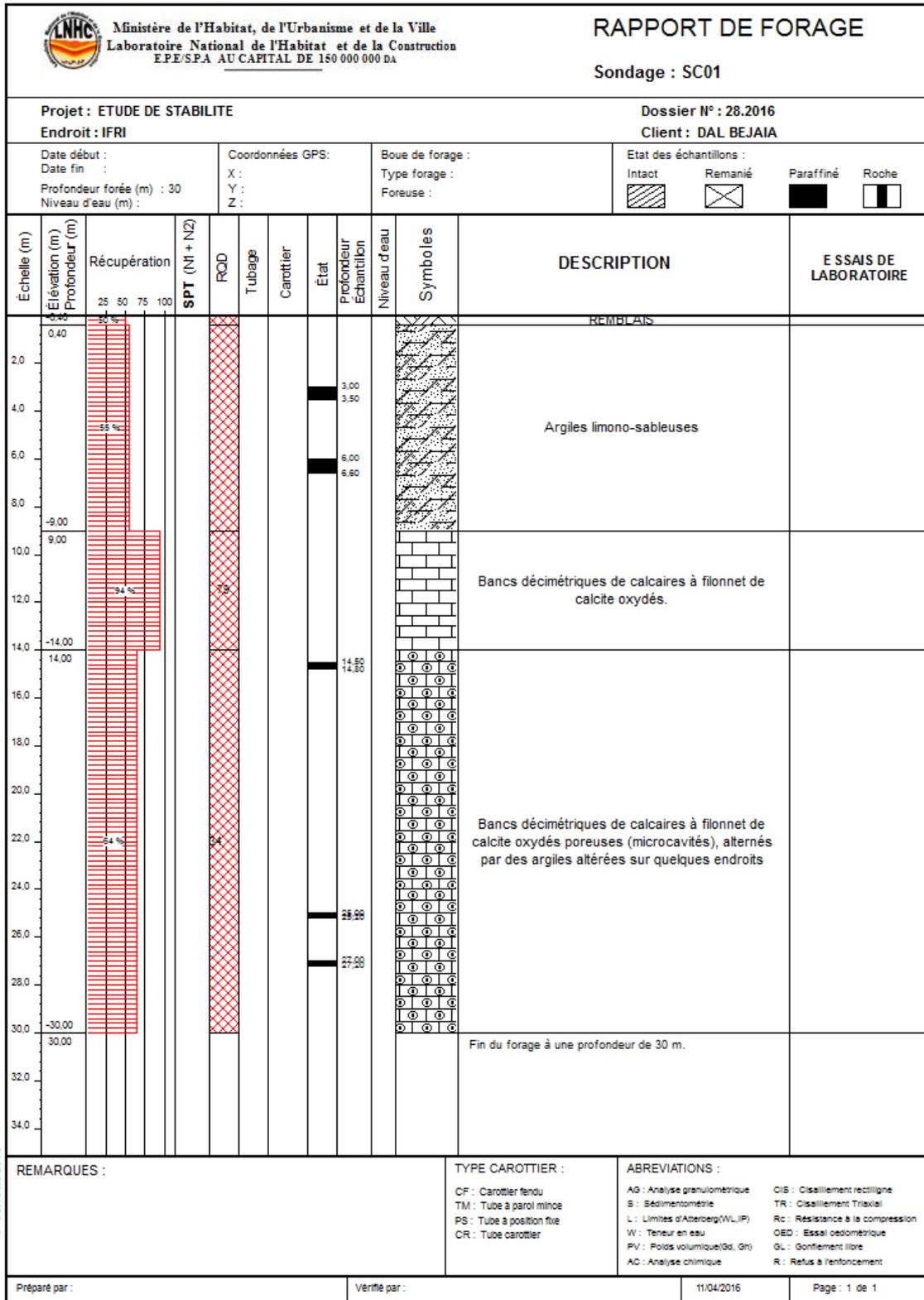
---

- [1] : Bendadouche.H, Lazizi.S. (Glissement de terrain et confortements).Editions Pages Bleues Internationales, (2013).
- [2] : Philipponnat.G « Fondations et ouvrages en terre », Edition Eyrolles, (1998).
- [3] V. Merriam-Soukatchoff, J.P.Piguet : Eléments de géotechnique. ( 2003)
- [4] J.L.Durville, G.Sève : Stabilité des pentes (Glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur.
- [5] : Sanglerat.G et Costet.J « Cours pratique de mécanique des sols (Calcul des ouvrages) », tome II. Edition Eyrolles, (1983)
- [6] V. Merriam-Soukatchoff, J.P.Piguet : Eléments de géotechnique. (2003)
- [7] J.L.Durville, G.Sève : stabilité des pentes (glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur.
- [8] : Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers;(2009)
- [9] : Hamadou.N «Risque liés aux mouvements de terrain dans leTell constantinois : cas du glissement de Douar Souadek (Zighoud Youcef) ». «Mémoire de Magister ».Université de Betana, (2011).
- [10] Taftaf.R, Slimani.F , Thème «Analyse et confortement du glissement de terrain de la RN 75 sis à Tala Hamza Wilaya de Bejaia» ». «Mémoire de Master 2 ».Université de Bejaia, (2013).
- [11] : Ahmed. A «Etude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN12 Mémoire d'ingénieur, Ecole nationale Polytechnique, El-Harrach, (2012).
- [12] R. M. FAURE,. « Stabilité des pentes et glissement de terrains ». (1984)
- [13] : [www.sigra.com.au](http://www.sigra.com.au).
- [14] [www. Memento de maire .fr](http://www.Memento.de.maire.fr)
- [15] : Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers;(2009).
- [16] F. Schlosser. « Eléments de mécanique des sols ». (2003)
- [17] D.T.R.BC2.33.2 : « Méthodes de calcul des fondations profondes »
- [18] Notes de Cours de Mr Boumezrane : mécanique des sols II, mastre1 géotechnique
- [19] frank roger fondation superficielle (2000)
- [20] Fascicule 62 « Méthodes de calcul des fondation profondes ».

# **ANNEXES**

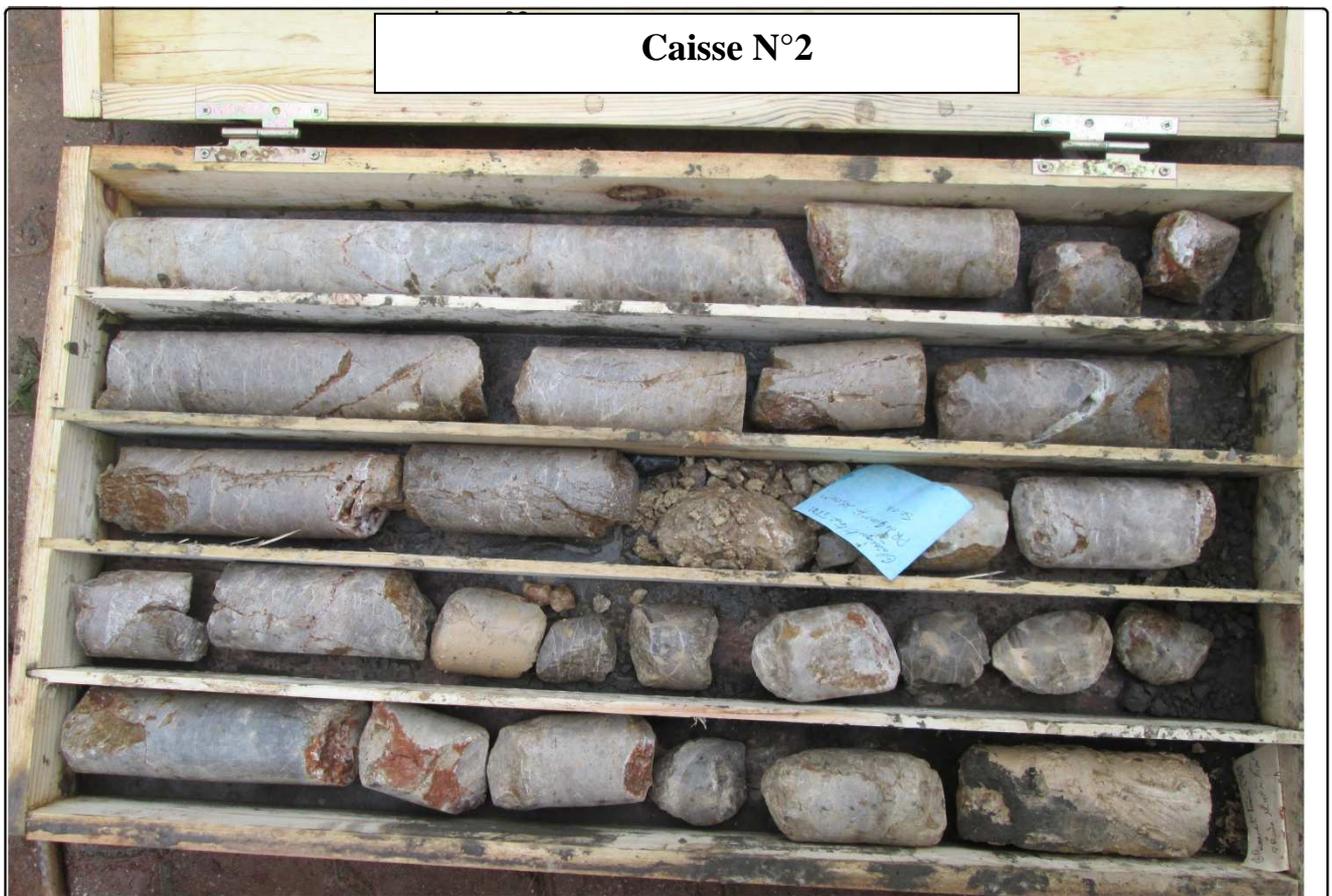
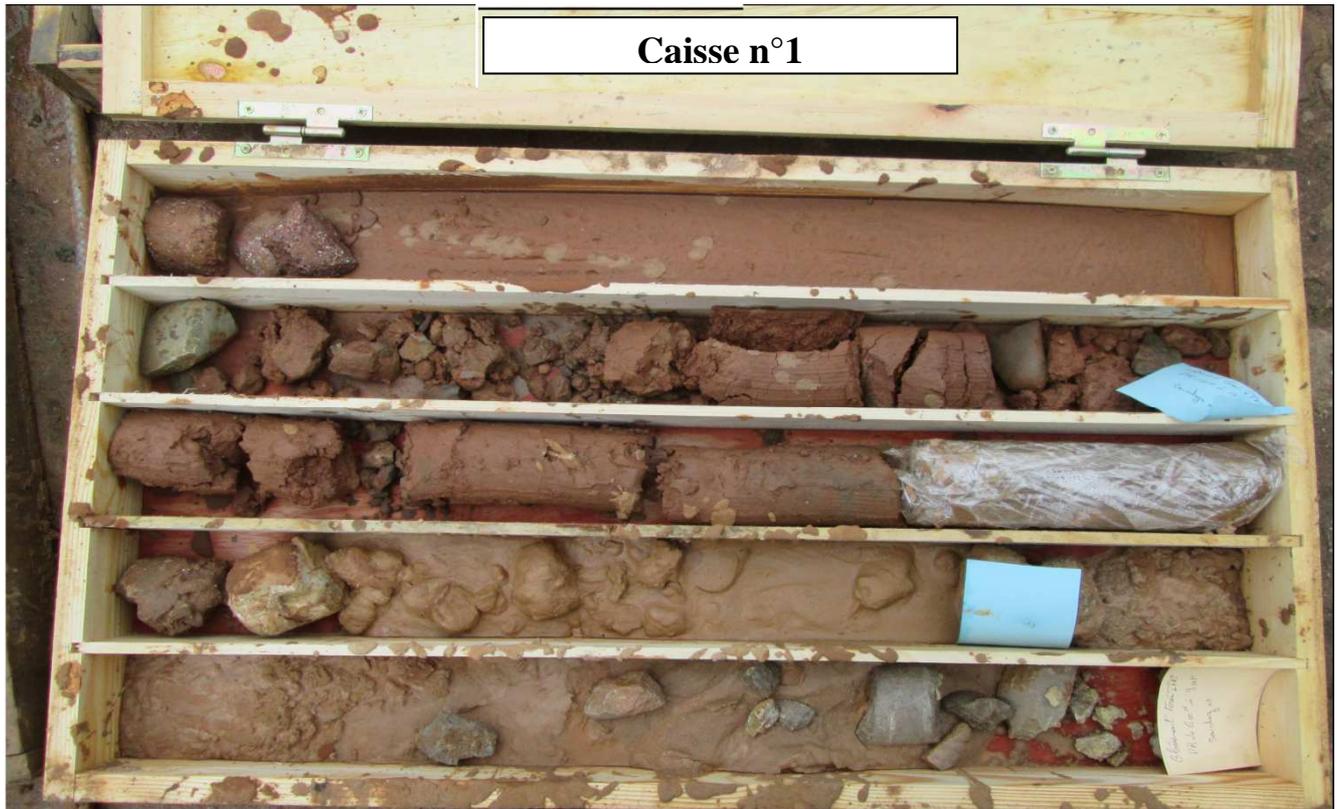
- 1- LOGS DES DEUX SONDAGES  
CAROTTES**
- 2- PHOTOS DES ECHANTILLONS**
- 3- ESSAIS AU PENETROMETRE**
- 4- IMPLANTATION DES ESSAIS**

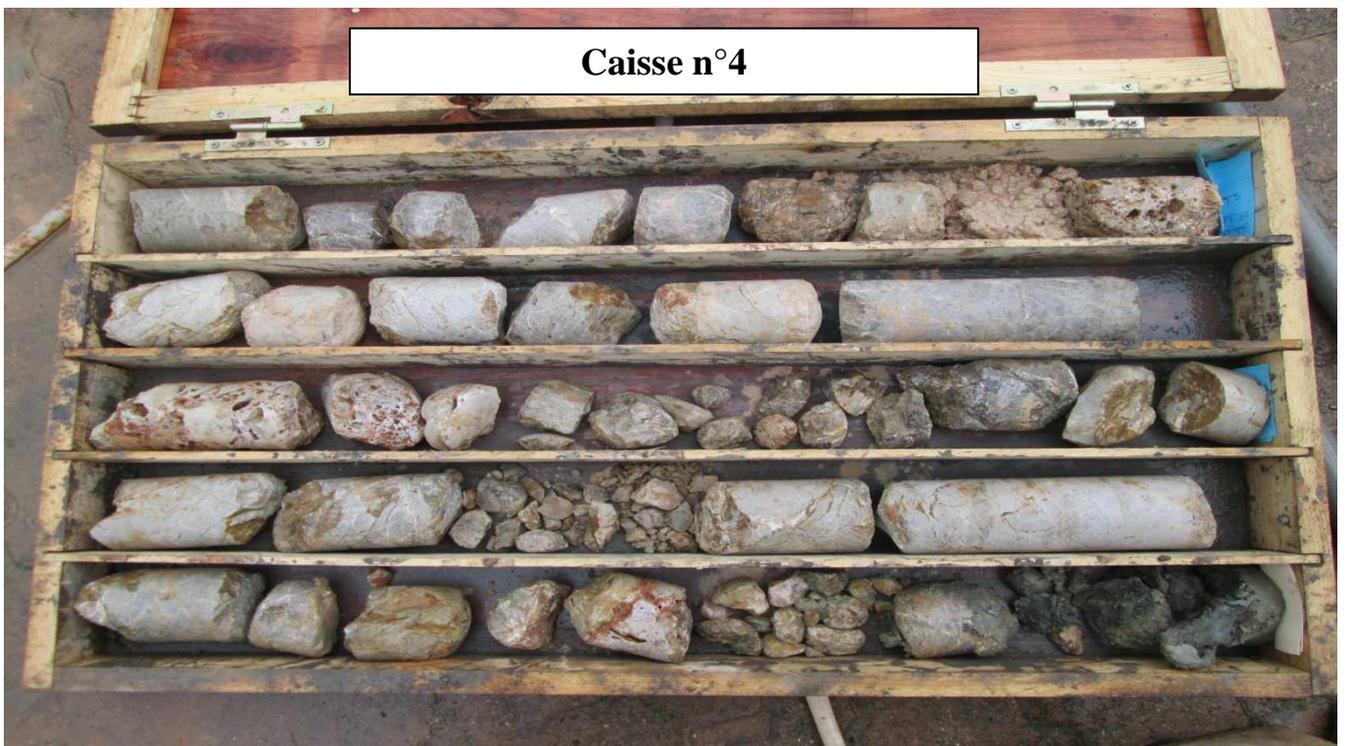
**LOGS DES DU SONDAGE CAROTTE N°01**



© SolTests 2013

PHOTOS DES ECHANTILLONS DU SC N°01

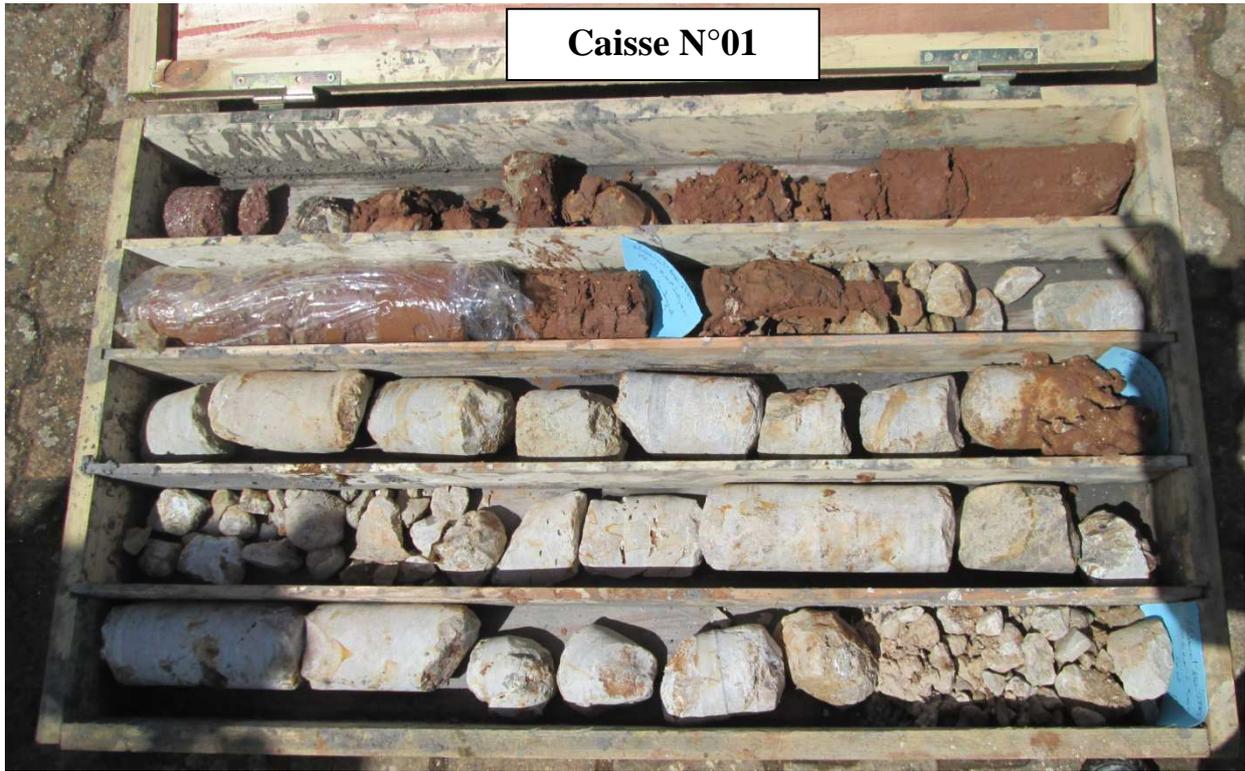




## LOGS DES DU SONDAGE CAROTTE N°02

Échelle (m)		Elevation (m)		Profondeur (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		ROD		Tubage		Carottier		État		Profondeur Échantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		ESSAIS DE LABORATOIRE	
		25		50		75		100																			
		-1.20		1.20																				Remblais			
		-3.50		3.50																				Argiles limono-sableuses			
		-15.00		15.00																				Eboulis de pente (formations calcaires)			
		-30.00		30.00																				Bancs centimétriques à désimétriques de calcaire à filon de calcite fracturés			
																								Fin du forage à une profondeur de 30 m.			
REMARQUES :										TYPE CAROTTIER :					ABREVIATIONS :												
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier					AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement												
Préparé par :										Vérfié par :					19/04/2016		Page : 1 de 1										

**PHOTOS DES ECHANTILLONS DU SC N°02**













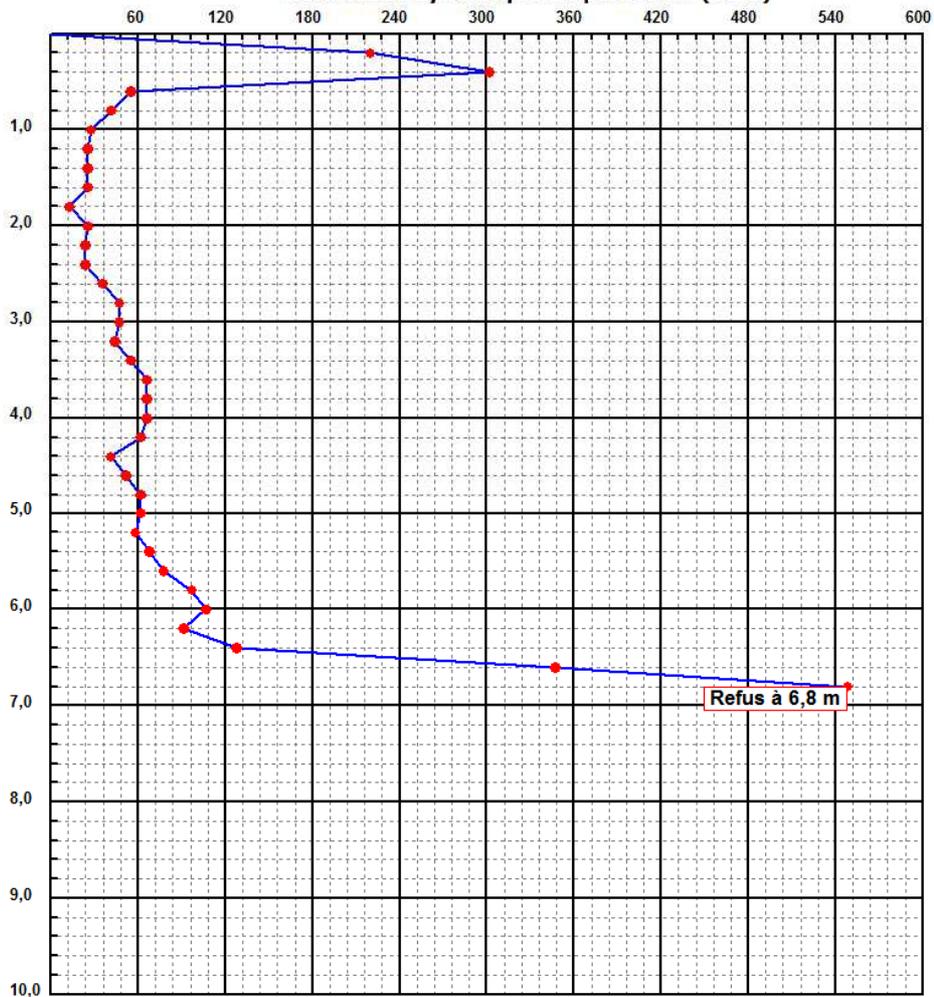
Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville  
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction  
 E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 150 000 000 DA  
**LNHC**

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : ETUDE DE STABILITE IFRI  
 N°DOSSIER : 28 2016  
 LIEU : IFRI OUZELLAGUEN  
 CLIENT : D-A-L Bejaia  
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P03  
 Localisation :  
 Coordonnées GPS :  
 X : Z :  
 Y :

Résistance dynamique de pointe Rd (bars)



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg  
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg  
 Hauteur de chute (H) : 75 cm  
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm<sup>2</sup>

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

Formule de Battage :  

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

© SofTests 2013





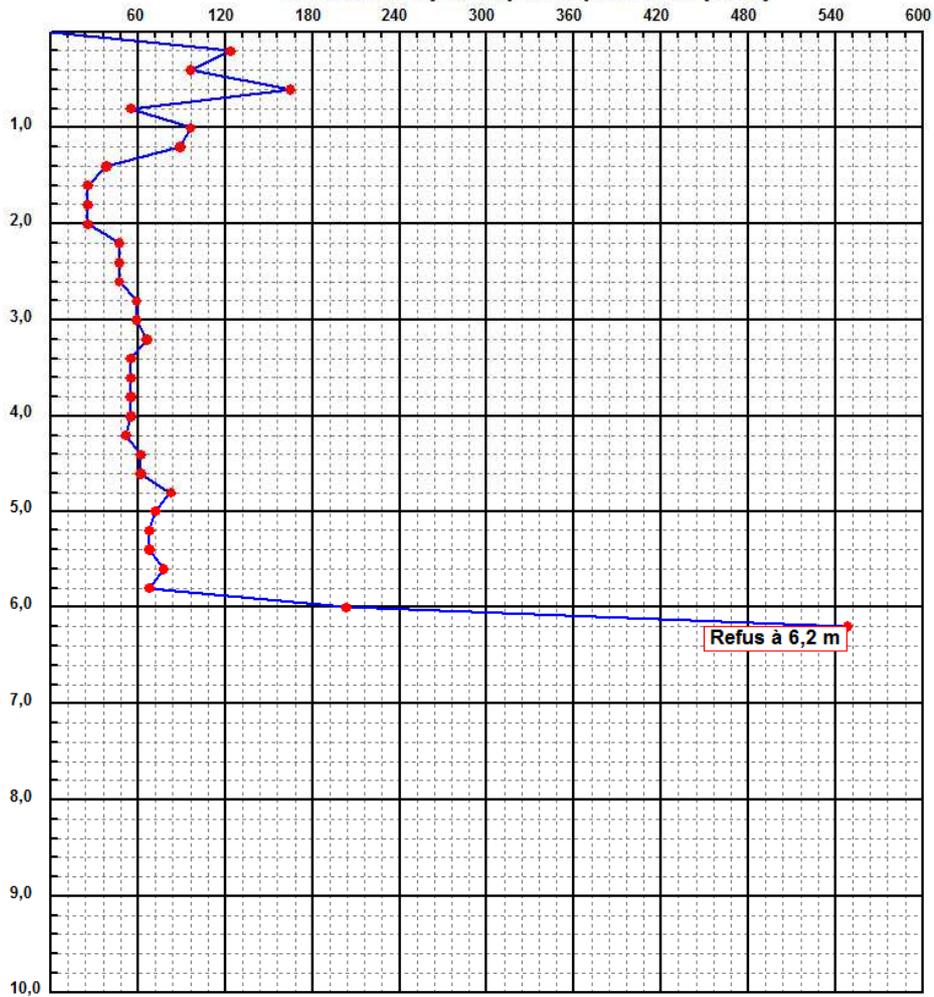
Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville  
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction  
 E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 150 000 000 DA  
**LNHC**

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : ETUDE DE STABILITE IFRI  
 N°DOSSIER : 28 2016  
 LIEU : IFRI OUZELLAGUEN  
 CLIENT : D-A-L Bejaia  
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P05  
 Localisation :  
 Coordonnées GPS :  
 X : Z :  
 Y :

Résistance dynamique de pointe Rd (bars)



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg  
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg  
 Hauteur de chute (H) : 75 cm  
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm<sup>2</sup>

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

Formule de Battage :

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

© SofTests 2013

















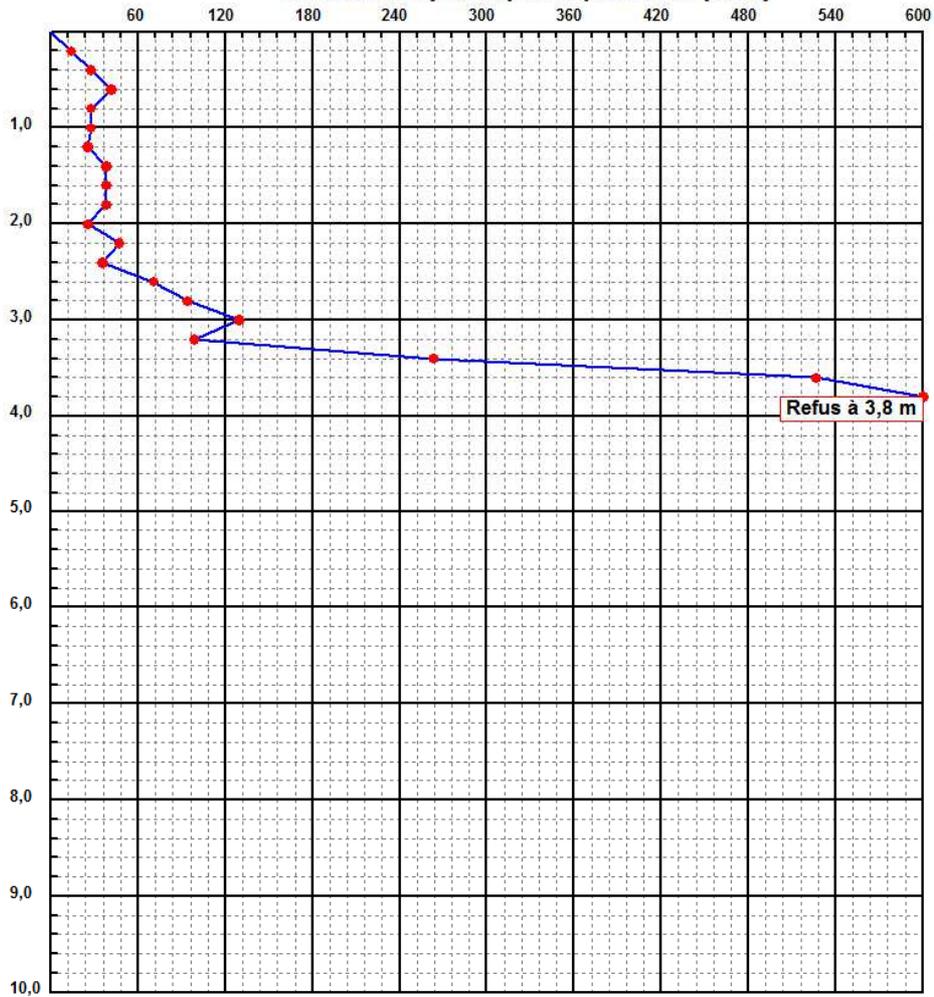
Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville  
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction  
 E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 150 000 000 DA  
**LNHC**

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : ETUDE DE STABILITE IFRI  
 N°DOSSIER : 28 2016  
 LIEU : IFRI OUZELLAGUEN  
 CLIENT : D-A-L Bejaia  
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P13  
 Localisation :  
 Coordonnées GPS :  
 X : Z :  
 Y :

**Résistance dynamique de pointe Rd (bars)**



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg  
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg  
 Hauteur de chute (H) : 75 cm  
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm<sup>2</sup>

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

Formule de Battage :  

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

© SofTests 2013







## **PLANS D'IMPLANTATION DES ESSAIS IN-SITU**



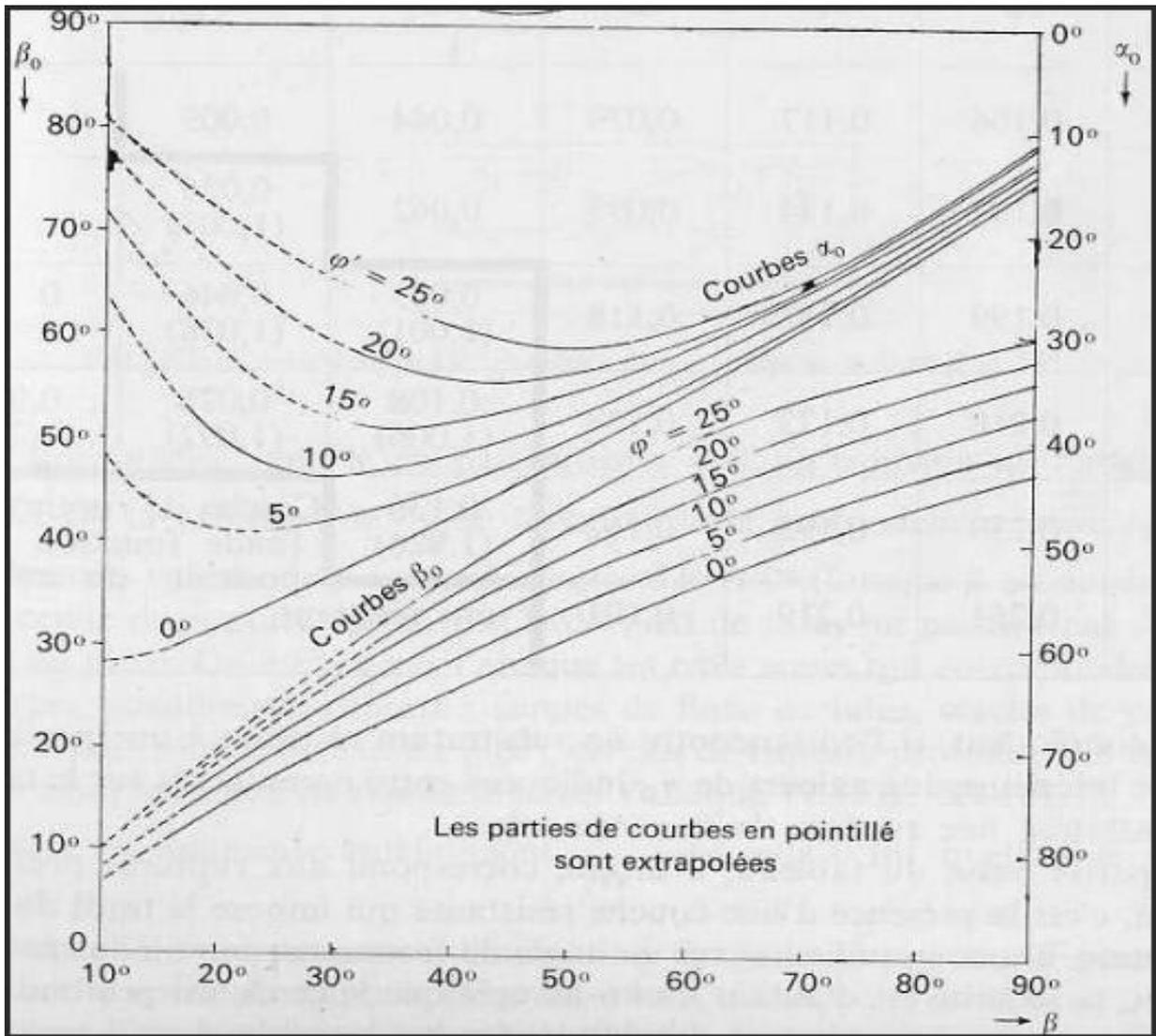


Plan d'implantation des points de sondage carotté et des essais au pénétromètre dynamique

▲ : PDL<sub>i</sub>: Essai au Pénétrromètre Dynamique lourds.

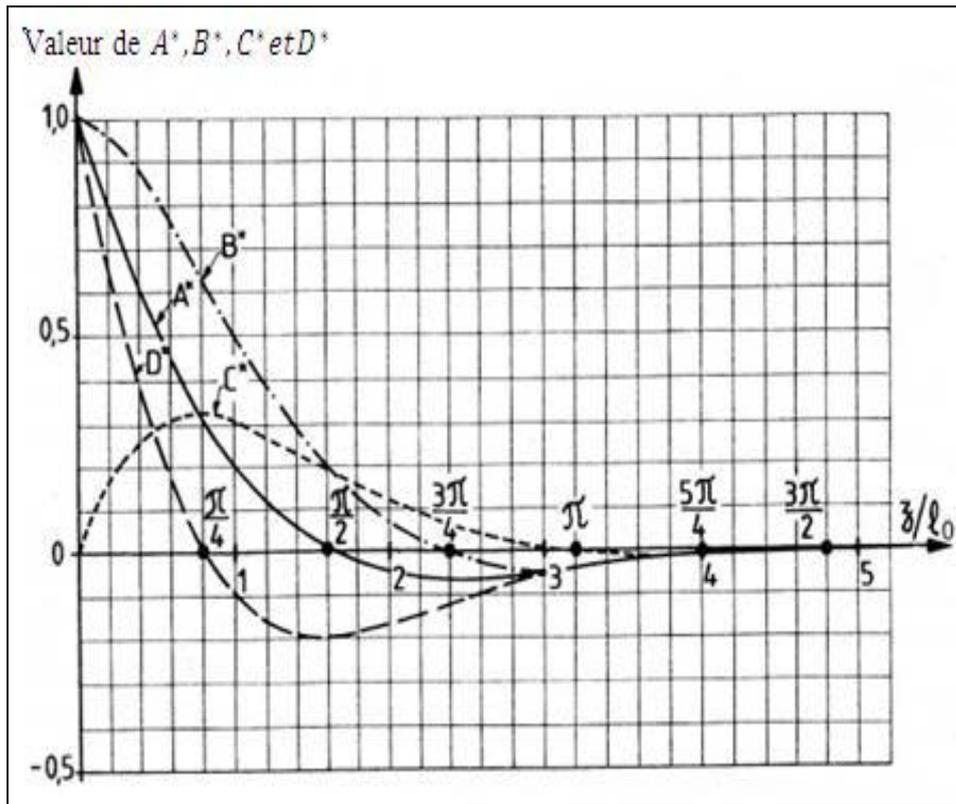
⊗ : Sondage carotté

# L'abaque de Biarez(1965)



ANNEXE N°08

Courbe des valeurs des fonctions  $A^*$ ,  $B^*$ ,  $C^*$ ,  $D^*$



ANNEXE N°09