

République Algérienne Démocratique et Populaire  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure**  
**des Travaux Publics**  
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : .....

# Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme*  
*D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

## Thème

**Etude d'un glissement de terrain à  
la rue des jardins (ville d'Oran)**

*Proposé par :*

**M.CHERMOUTI**

**BET: LECTACT**

*Présenté par :*

**BEDOUHENE Med Amine**

**BENDJEDDOU Samir**

**Promotion 2012**

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*

## **Remerciements**

Nous exprimons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, de par leurs actes ou leurs conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet.

En particulier nous tenons à exprimer notre gratitude :

- ❖ A notre encadreur M. Chermouti pour nous avoir fournis une aide précieuse, nous avoir dirigé et accompagné pendant ce travail.
- ❖ A M. Taki Mohamed pour ces conseils et orientations.
- ❖ A M. Benabedelouaheb.
- ❖ Au BET LECACT qui nous a orienté durant ce travail.

Enfin, nous tenons à remercier, tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à la réalisation de ce projet de fin d'études.

## **Dédicace**

Je rends grâce à dieu et dédie particulièrement ce modeste travail :

- A mon père. Tu assuré avec loyauté tout mon cursus ;
- A ma mère, pour ton soutien maternel inconditionnel ;
- A mes frères et sœurs. Vous m'avez épaulé en tout temps ;
- A toute la promotion 2007-2012 de l'ENSTP ;
- A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation ;
- A tous mes parents et proches.

**Samir Bendjeddou**

## **Dédicace**

Avant tout, je remercie le dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

- A ma mère et mon père, que dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.
- A ceux que j'aime et que j'adore.

**Mohamed Amine Bedouhene**

## Table des matières

Introduction générale..... 1

### Partie I Synthèse bibliographique

#### Chapitre I Généralité sur les mouvements des terrain

I. Définition des mouvements de terrain ..... 4  
II. Typologie des mouvements de terrain ..... 4  
III. Les glissements de terrain ..... 5  
IV. Vitesses de déplacement des glissements ..... 6  
V. Différents types des glissements de terrain ..... 6  
VI. Facteurs déclenchant les glissements ..... 8  
VI.1. Géométrie des terrains ..... 8  
VI.2. Résistance au cisaillement des sols ou des roches ..... 8  
VI.3. Conditions hydrauliques ..... 8  
VI.4. Facteurs climatiques et anthropiques ..... 9  
VI.4.a. Pluie, neige, évapotranspiration..... 9  
VI.4.b. Constructions sur pente ..... 9  
VI.4.c. Déblai sur pente..... 10  
VI.4.d. Modification de l'utilisation des sols ..... 10  
VI.4.e. Séismes ..... 10

#### Chapitre II Reconnaissance géotechniques

I. Reconnaissance préliminaire..... 12  
I.1. Photo-interprétation ..... 12  
I.2. Etude des documents disponibles ..... 12  
I.3. Historique et visite du site ..... 12  
II. Essais in situ ..... 12  
II.1. Essais mécaniques sur le terrain en place..... 12  
II.1.a. Essai de pénétromètre dynamique..... 13  
II.1.b. Essai de pénétromètre statique ..... 13  
II.1.c. Essai de pénétration standard SPT..... 14  
II.1.d. Essai pressiométrique ..... 14  
II.2. Sondages ..... 15  
II.2.a. Sondages carottés..... 15  
II.2.b. Puits de reconnaissance ..... 16  
II.3. La géophysique..... 16  
II.3.a. Essais électriques ..... 16  
II.3.b. Essais sismiques ..... 17  
III. Essais en laboratoire..... 18  
III.1. Essais d'identification physique ..... 18  
III.1.a. Analyse granulométrique par tamisage..... 18  
III.1.b. Analyse granulométrique par sédimentométrie ..... 19  
III.1.c. Densité sèche et densité humide..... 19  
III.1.d. Limites d'Atterberg ..... 20  
III.2. Essais mécaniques ..... 20  
III.2.a. Essai de compressibilité à l'odomètre ..... 20  
III.2.b. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande..... 21

III.2.c. Essai au scissomètre de laboratoire.....	21
III.2.d. Essai de cisaillement à l'appareil triaxial .....	22
III.3. Analyse chimique .....	23
III.3.a. Essai au bleu de méthylène .....	23
<b>Chapitre III Résistance au cisaillement et stabilité des pentes</b>	
I. La résistance au cisaillement dans le sol .....	25
I.1. Notions sur le cisaillement dans le sol .....	25
I.2. Critère de rupture .....	26
I.2.a. Relation entre les contraintes.....	26
I.2.b. Les contraintes à la rupture et les paramètres de la résistance au cisaillement.....	27
I.2.b.i. Equations de rupture.....	27
I.2.b.ii. Enveloppes de rupture .....	28
I.3. Les facteurs influant sur les paramètres de la résistance au cisaillement .....	28
I.3.a. Dans les sols pulvérulents ( $c = 0$ ) .....	28
I.3.b. Dans les sols cohérents.....	29
II. Méthodes d'analyse de la stabilité:.....	30
II.1. Notion de coefficient de sécurité :.....	30
II.1.a. Calcul en rupture plane.....	30
II.1.b. Calcul en rupture circulaire.....	31
II.1.b.i. Méthode d'analyse globale .....	32
II.1.b.ii. Méthodes des tranches .....	32
II.1.b.ii.A. Méthode de Fellenius .....	32
II.1.b.ii.B. Méthode de Bishop.....	32
II.1.b.iii. Méthode de perturbation .....	33
II.1.b.iv. Méthodes numériques .....	33
<b>Chapitre IV Les méthodes de confortement des glissements de terrain</b>	
I. Choix d'une technique de confortement .....	35
II. Terrassements .....	36
II.1. Butée de pied .....	36
II.2. Allègement en tête.....	37
II.3. Reprofilage .....	37
II.4. Purge .....	37
II.5. Substitution totale est partielle .....	37
III. Dispositifs de drainage .....	38
III.1. Collecte et canalisation des eaux de surface .....	38
III.2. Tranchées drainantes .....	39
III.3. Drains subhorizontaux .....	39
III.4. Masques et éperons drainants.....	40
III.5. Drains verticaux.....	40
IV. Introduction d'éléments résistants .....	40
IV.1. Mur de soutènement en béton armée .....	41
IV.2. Tirants d'ancrages .....	41
IV.3. Le clouage .....	42
IV.4. Clouage par pieux ou micropieux .....	43
IV.5. La terre armée (renforcement par armature peu extensibles).....	43
IV.6. Mur en sol renforcés par des armatures souples et (extensibles).....	43
IV.6.a. Les murs en géotextiles .....	44
IV.6.b. Les murs en gabions grillagés.....	44

IV.7. Pneusol.....	45
IV.8. Rideaux de palplanches .....	45

**Partie II Etude de projet**

**Chapitre I Analyse du site**

I. Importance du projet .....	49
II. Présentation du site .....	49
II.1. Géographie du site .....	49
II.2. Architecture de site:.....	50
II.3. Climatologie du site.....	51
II.4. Géologie du site .....	52
II.5. Sismicité du site.....	54
III. La reconnaissance du site.....	55
III.1. Densités des sondages et essais.....	55
III.2. Programme de reconnaissance géotechnique réalisé sur site.....	55
III.2.a. Les essais in-situ.....	55
III.2.a.i. Sondage carottés .....	55
III.2.a.ii. Essais pressiométriques réalisés.....	56
III.2.a.iii. Niveau d'eau .....	57
III.3. Essais en laboratoire .....	57
III.3.a. Les essais physiques (d'identification).....	57
III.3.b. Essais mécaniques .....	58
III.3.b.i. Essais de résistance à la compression simple «Rc» .....	58
III.3.c. Essais chimiques.....	58
IV. Diagnostic de l'instabilité du site .....	59
IV.1. Historique du site .....	59
IV.2. État actuel du site .....	60
IV.3. Interprétation des photos.....	61
V. Conclusion .....	63

**Chapitre II Analyse du glissement par logiciels**

I. Analyse d'instabilité du glissement .....	65
I.1. 1 <sup>er</sup> cas : état juste avant le glissement .....	65
I.1.a. Analyse du glissement à l'aide du logiciel Talren 4.....	65
I.1.a.i. Présentation du logiciel .....	65
I.1.a.ii. Modélisation par logiciel .....	66
I.1.a.iii. Résultat de l'analyse .....	66
I.1.b. L'analyse du glissement à l'aide du logiciel Geo-slope .....	67
I.1.b.i. Présentation du logiciel.....	67
I.1.b.ii. Application au glissement étudié .....	68
I.1.c. Conclusion .....	69
I.2. 2 <sup>ème</sup> cas : L'état d'urgence.....	69
I.2.a. Modélisation et résultat par Talren 4 .....	69
I.2.b. Résultat par Geo-slope .....	71
I.2.c. Conclusion .....	71

**Chapitre III Etude de confortement**

I.1. Méthodes de confortement.....	73
I.1.a. Confortement du terrain avec mur de soutènement sur micropieux .....	73

## Table des matières

---

I.1.a.i. Résultats de la 1 <sup>ère</sup> variante .....	74
I.1.a.ii. Estimation des coûts de la 1 <sup>ère</sup> variante .....	75
I.1.b. Confortement par terrassement et un mur de soutènement au pied du talus.....	75
I.1.b.i. Résultats de la 2 <sup>ème</sup> variante.....	75
I.1.b.ii. Estimation des coûts de la 2 <sup>ème</sup> variante .....	77
I.1.c. Confortement par un mur de soutènement souple.....	77
I.1.c.i. Résultats de la 3 <sup>ème</sup> variante .....	78
I.1.c.ii. Estimation des coûts de la 3 <sup>ème</sup> variante.....	78
I.2. Analyse multicritère .....	79
I.3. L'accès au site.....	80
I.4. Le choix des micropieux .....	80
I.5. Vérification dans le cas accidentelle (séisme).....	81
I.6. Dimensionnement du mur .....	82
I.6.a. Pré-dimensionnement du mur.....	82
I.6.b. Ferrailage du mur.....	84
I.6.c. choix de ciment .....	84
I.7. Conclusion .....	84
Conclusion générale .....	85
<b>Bibliographie.....</b>	<b>86</b>
<b>Annexe</b>	

## Liste des figures

Figure 1 Les quatre grands types des mouvements de terrain.....	4
Figure 2 Principaux éléments de description d'un glissement de terrain .....	5
Figure 3 Types des glissements de terrain .....	7
Figure 4 Rupture au pied du talus.....	8
Figure 5 Rupture à flanc du talus .....	8
Figure 6 Rupture au-delà du pied de talus.....	8
Figure 7 Pénétromètre dynamique.....	13
Figure 8 Pénétromètre statique.....	13
Figure 9 Pénétration standard .....	14
Figure 10 Essai pressiométrique .....	15
Figure 11 Sondeuse carottier .....	15
Figure 12 Exécution d'un puits.....	16
Figure 13 La prospection électrique.....	17
Figure 14 Essai sismique.....	18
Figure 15 Appareillage de l'essai granulométrique .....	18
Figure 16 Appareillage de l'essai sédimentométrique.....	19
Figure 17 Appareillage de limite d'Atterberg.....	20
Figure 18 Appareillage pour l'essai œdométrique.....	21
Figure 19 Appareillage pour l'essai au cisaillement.....	21
Figure 20 Scissomètre de laboratoire .....	22
Figure 21 Appareil triaxial .....	23
Figure 22 Contraintes en équilibre appliquées à un plan de cisaillement.....	26
Figure 23 Cercle de Mohr.....	27
Figure 24 Enveloppes de rupture de Mohr et de Mohr-Coulomb .....	28
Figure 25 Résistance au cisaillement non drainé.....	29
Figure 26 Glissement plan : équilibre d'un bloc.....	31
Figure 27 Méthode des tranches .....	32
Figure 28 Butée de pied .....	37
Figure 29 La purge.....	38
Figure 30 Schéma d'un tranché drainant.....	39
Figure 31 Drains subhorizontaux .....	40
Figure 32 Mur en béton armé.....	41
Figure 33 Tirants d'ancrage.....	42
Figure 34 Clouage.....	42
Figure 35 Terre armée.....	43
Figure 36 Talus renforcé par le géotextile .....	44
Figure 37 Les murs en gabions grillagés.....	45
Figure 38 Pneu sol.....	45
Figure 39 Rideaux de palplanches.....	46
Figure 40 : position du site repérer par Google earth .....	50
Figure 41 L'architecture du site « SIDI EL HOUARI ».....	50
Figure 42 Climatologie à Oran.....	51
Figure 43 La précipitation du mois de janvier 2012.....	51
Figure 44 Géologie de la région .....	53

Figure 45 Sismicité de la région .....	54
Figure 46 Sondage carottés.....	56
Figure 47 Etat actuel du site .....	61
Figure 48 Etat du réseau d'assainissement.....	62
Figure 49 Fissuration et obturation du réseau .....	62
Figure 50 Etat d'ovoïde sous la chaussée .....	62
Figure 51 Mur en maçonnerie dans la rue des jardins.....	62
Figure 52 Etat de la chaussée après glissement.....	62
Figure 53 Etat de site avant glissement .....	62
Figure 54 vue latérale du glissement .....	63
Figure 55 Tête de glissement (escarpement).....	63
Figure 56 Modalisation de l'état du site juste avant le glissement par Talren 4 .....	66
Figure 57 Cercle de rupture par Talren 4.....	67
Figure 58 Résultats par Geo-Slope.....	69
Figure 59 Cercle de rupture par Talren 4 en état d'urgence .....	70
Figure 60 Résultat par Geo-Slope .....	71
Figure 61 Modélisation de la 1 <sup>ère</sup> variante par Talren 4.....	74
Figure 62 Modélisation de la 2 <sup>ème</sup> variante par Talren 4.....	76
Figure 63 Modélisation de la 3 <sup>ème</sup> variante par Talren 4.....	78
Figure 64 Accès au site.....	80
Figure 65:Cercle de rupture dans le cas de séisme.....	81
Figure 66 Vue transversale.....	82
Figure 67 Disposition des micropieux .....	82
Figure 68 Vue de face.....	83
Figure 69 Vue en trois dimensions.....	83
Figure 70 Ferrailage du voile .....	84
Figure 71 Résultat de la 1 <sup>ère</sup> variante selon Fellenius .....	94
Figure 72 Résultat de 1 <sup>ère</sup> variante selon la méthode de perturbation .....	94
Figure 73 Résultat de la 2 <sup>ème</sup> variante selon Fellenius .....	95
Figure 74 Résultat de la 2 <sup>ème</sup> variante selon la méthode de perturbation .....	95
Figure 75 Résultat de la 3 <sup>ème</sup> variante selon Fellenius .....	96

## Liste des tables

Tableau 1	Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements .....	5
Tableau 2	Inclinaison limite d'une pente infinie en fonction du type d'écoulement .....	9
Tableau 3	Grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain .....	36
Tableau 4	Caractéristiques des différentes couches .....	59
Tableau 5	Les caractéristiques des couches juste avant le glissement .....	66
Tableau 6	Résultats par Talren 4.....	67
Tableau 7	Résultats par Geo-slope .....	68
Tableau 8	Caractéristiques des couches après le glissement .....	70
Tableau 9	Résultats par Talren 4 en état d'urgence .....	70
Tableau 10	Résultats des différents coefficients de sécurité par Geo-slope.....	71
Tableau 11	Caractéristiques des couches .....	74
Tableau 12	Estimation des coûts de la première variante.....	75
Tableau 13	caractéristiques des couches .....	76
Tableau 14	Estimation des coûts de la deuxième variante.....	77
Tableau 15	Estimation des coûts de la troisième variante .....	78
Tableau 16	l'analyse rapide des variantes .....	79

## **Introduction générale**

L'exercice de la profession d'ingénieur en travaux publics nécessite des connaissances très variées allant de la géologie appliquée, essentielle pour la compréhension des sites, à la technologie d'exécution des travaux, en passant par les méthodes de calcul de la mécanique des sols et des roches, les méthodes d'essai en place et en laboratoire et les méthodes de mesure du comportement des sols, des roches et des ouvrages.

En effet, la géotechnique prend en charge les mouvements de terrain qui constituent à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeures des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Notre travail consiste à l'étude de confortement du glissement de terrain situé à la rue des jardins dans la ville d'Oran, où il présente une particularité pour le traiter, car il y a des contraintes sur le site à étudier vu que le glissement se trouve dans une zone urbaine.

Notons que ce site est conforté par un mur en maçonnerie qui a subi un effondrement. Ainsi, pour l'élaboration de cette étude, nous avons organisé notre mémoire en deux parties.

Dans un premier temps, nous allons aborder des notions théoriques concernant les mouvements de terrain, la résistance au cisaillement, les différents essais de reconnaissance de sol et les différents modes de confortement.

Dans un deuxième temps, nous allons étudier notre projet, en présentant et analysant le glissement en vigueur afin de localiser les différentes surfaces d'une rupture éventuelle, en utilisant deux logiciels à savoir Geo-slope et Talren 4.

En fin, et afin d'accomplir cette étude, nous abordons le chapitre le plus sensible de notre projet qui concerne les solutions de confortements envisagés, en tenant compte d'une part de l'efficacité de l'ouvrage adopté, et d'autre part, la faisabilité des travaux sur site.

# **Partie I**

## **Synthèse bibliographique**

# Chapitre I

## Généralité sur les mouvements des terrains

*Résumé* \_\_\_\_\_

L'objet de ce chapitre est de fournir un petit aperçu concernant le travail mené dans cette partie de bibliographie, qui met l'accent sur les principales notions théoriques qui concerne les glissements de terrain.

---

## I. Définition des mouvements de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement gravitaire de masse de terrain déstabilisée sous l'effet naturel ou anthropique.

## II. Typologie des mouvements de terrain

Plusieurs classifications ont été proposées selon différents critères: morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc.

On peut distinguer quatre familles principales :

- *Les glissements*, caractérisés par la formation d'une surface de rupture le long de laquelle se produisent les déplacements ;
- *Les mouvements sans surface de rupture (fluage, fauchage)* ;
- *Les éboulements en terrain rocheux*, engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuité préexistante, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers le pied du versant ;
- *Les coulées boueuses et laves torrentielles*, assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes.

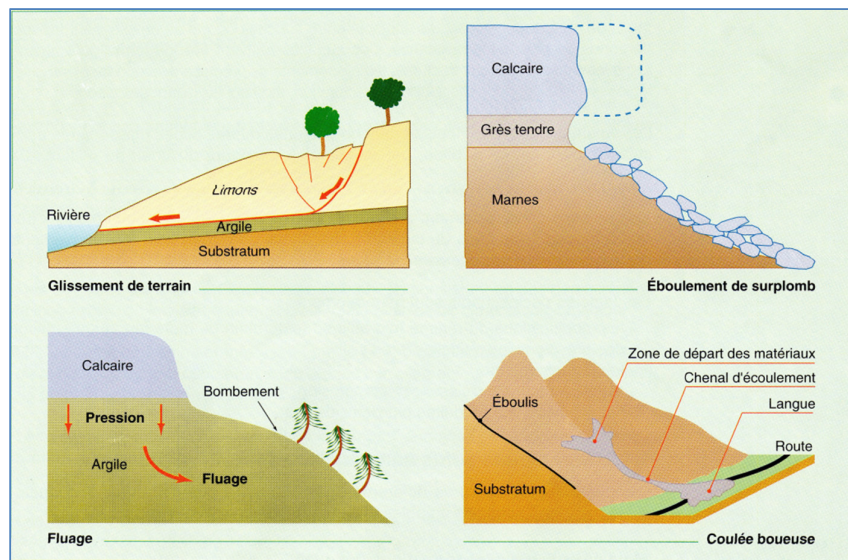


Figure 1 Les quatre grands types des mouvements de terrain

[Source Guide technique LCPC P.9]

Le tableau 1 présente les différentes familles de mouvements et leurs caractérisations en termes de nature de matériaux, de vitesses de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant.

Tableau 1 Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements [Source Guide technique LCPC P.12]

Terrains		Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchant
Glissement	Sols massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m <sup>3</sup> à plus de dix millions de m <sup>3</sup>	Eau, terrassement
Fluage	Formation meubles	Très lente	De quelques m <sup>3</sup> à plus de dix millions de m <sup>3</sup>	Chargement, évolution du matériau
Écroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m <sup>3</sup> à plus de dix mille de m <sup>3</sup>	Eau, gel dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs de centaines de milliers de m <sup>3</sup>	Très forte pluies, ruptures de digues

### III. Les glissements de terrain

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils se produisent lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de la rupture.

Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure 2.

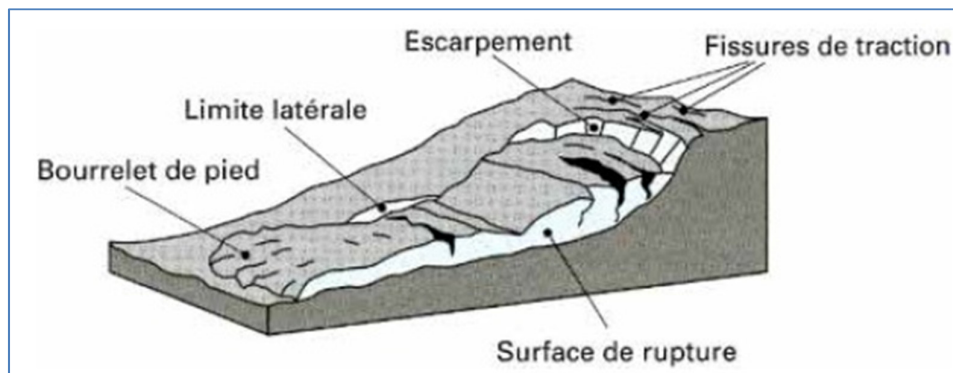


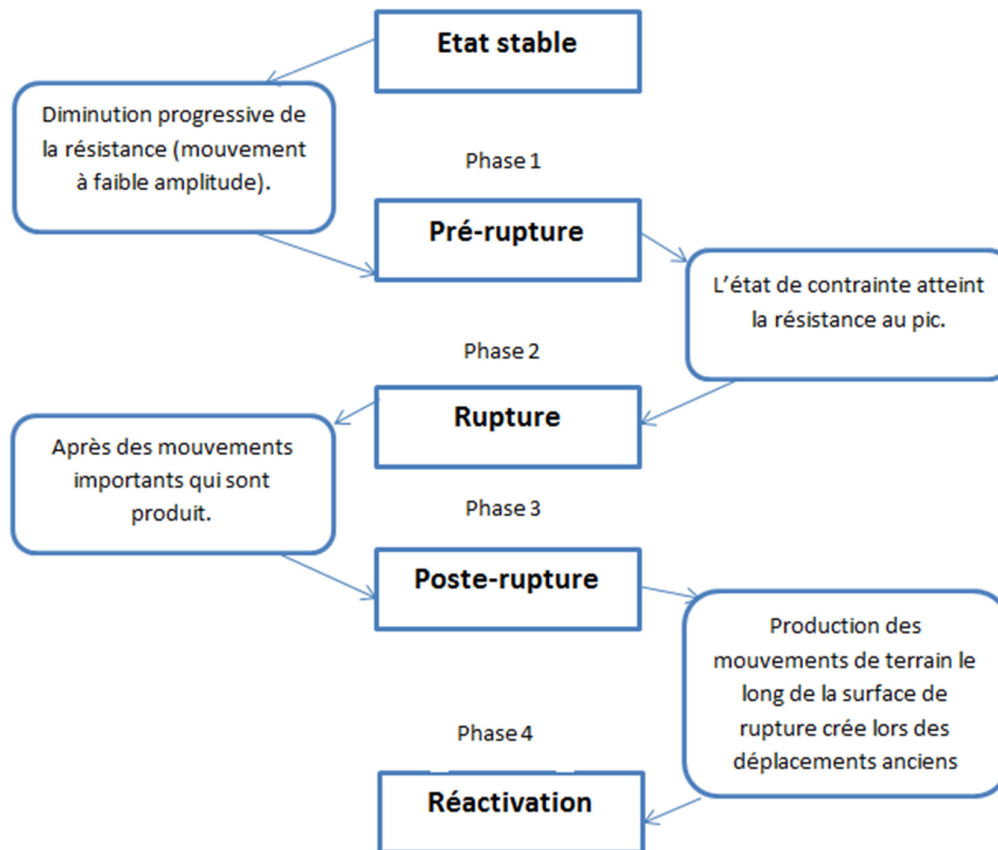
Figure 2 Principaux éléments de description d'un glissement de terrain

[Source Technique d'ingénieur Doc C254 P.3]

- les dimensions en plan d'un glissement vont de décamètre à quelques kilomètres ;
- la profondeur de la surface de rupture est comprise, dans la plupart des cas, entre 5 et 10 m, mais elle peut atteindre quelques dizaines de mètres ;
- les volumes en mouvement dans les glissements les plus considérables plusieurs dizaines de millions de mètres cube.

## IV. Vitesses de déplacement des glissements

Une pente naturelle connaît plusieurs périodes dans son évolution, Vaunat et al. (1994) proposent de considérer quatre phases, qui se résument dans l'organigramme suivant (Gilles Sève & Pierre Pouget, 1988):



## V. Différents types des glissements de terrain

Les sols pulvérulents ayant une structure à grain unique, la résistance au cisaillement y est assurée par le frottement et l'enchevêtrement. Chaque particule doit

donc être en équilibre pour que le talus soit complètement stable, la rupture est en surface (le cisaillement des couches superficielles).

Au contraire dans les sols cohérents, la cohésion fait que les ruptures ne surviennent pas en surface, par cisaillement des couches superficielles, comme dans les sols pulvérulents. Elles se produisent plutôt par glissement selon des plans de cisaillement dont l'emplacement, la configuration, la forme et la position dans le dépôt ne sont pas connus. Ces glissements de terrain peuvent suivre des plans de cisaillement *rectilignes*, *circulaires* ou *aléatoires*.

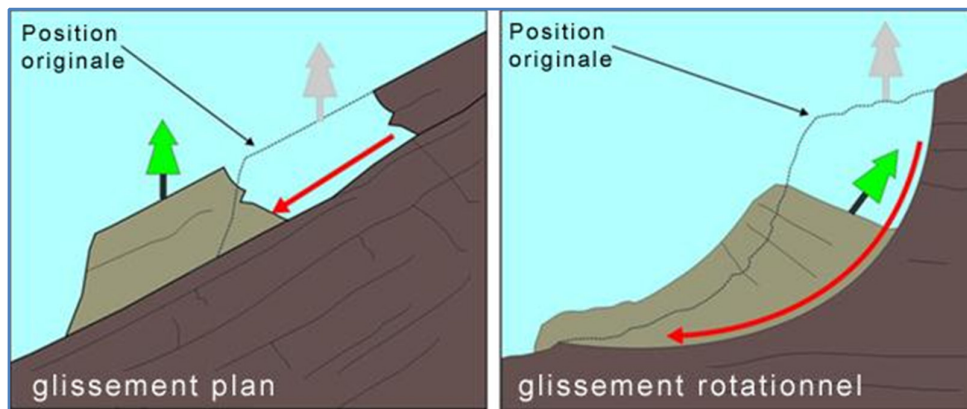


Figure 3 Types des glissements de terrain

[Source Google Image]

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

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à *flanc du talus*, *au pied du talus* et *au-delà du pied du talus*. Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.

## VI. Facteurs déclenchant les glissements

Quelle que soit l'inclinaison du terrain, toutes les pentes ont la tendance de se déplacer vers le bas à cause de plusieurs paramètres qui sont généralement :

### VI.1. Géométrie des terrains

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau au sein du massif.

### VI.2. Résistance au cisaillement des sols ou des roches

Celle-ci dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est en fonction des diverses sollicitations appliquées au massif.

### VI.3. Conditions hydrauliques

Etant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), d'où la compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions

Certains éléments sont de première importance. Il s'agit :

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présente des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements ;

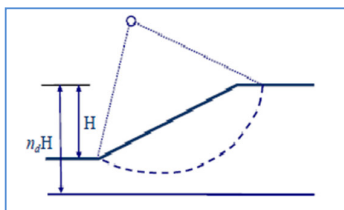


Figure 4 Rupture au pied du talus

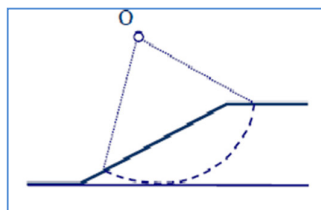


Figure 5 Rupture à flanc du talus

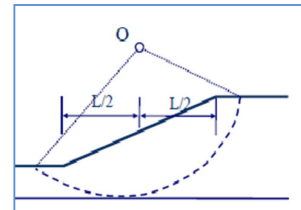


Figure 6 Rupture au-delà du pied de talus

[Source GCI 315-Mécanique des sols II P.15 Univ. Sherbrooke].

- De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptibles d'exister et il est alors intéressant de les drainer. D'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement ;
- De l'évolution de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

Le tableau 2 illustre l'influence de type d'écoulement sur la stabilité d'une pente constituée d'un matériau homogène et isotrope, et supposer infini. Il donne l'inclinaison  $\beta$ , sur l'horizontale de la pente infinie en limite de la stabilité ( $F = 1$ ).

**Tableau 2 Inclinaison limite d'une pente infinie en fonction du type d'écoulement [Source Guide technique LCPC P.14]**

Type de l'écoulement	Angle $\beta$ limite théorique	Sable ( $\varphi'=35^\circ$ )	Argile ( $\varphi'=22^\circ$ )	Argile ( $\varphi'=14^\circ$ )
Parallèle à la pente	$\beta = \tan^{-1} (0,5 \tan \varphi')$	$\beta = 19,3^\circ$	$\beta = 11,4^\circ$	$\beta = 7,1^\circ$
Horizontale	$\beta = \varphi'/2$	$\beta = 17,5^\circ$	$\beta = 11^\circ$	$\beta = 7^\circ$
Verticale descendant	$\beta = \varphi'$	$\beta = 35^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 14^\circ$

#### **VI.4. Facteurs climatiques et anthropiques**

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement des modifications en : géométrie, chargements et déchargements.

##### **VI.4.a. Pluie, neige, évapotranspiration**

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

##### **VI.4.b. Constructions sur pente**

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble : pente et remblai.

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

#### VI.4.c. Déblai sur pente

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

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont.

#### VI.4.d. Modification de l'utilisation des sols

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

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

#### VI.4.e. Séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissement de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes ;
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

# Chapitre II

## Reconnaissance géotechniques

*Résumé* \_\_\_\_\_

L'objet de ce chapitre est de fournir un aperçu général sur les essais d'un programme de reconnaissance menés dans une étude géotechnique.

---

La conception et la construction des ouvrages doivent tenir compte d'une variété infinie de formations de sols et de massifs rocheux. Ces formations sont souvent constituées de matériaux dont le comportement, en termes de déformation potentielle ou de rupture, peut être difficile à prédire.

La spécialité géotechnique permet le diagnostic des conditions d'un site donné et proposent des solutions pour y adapter l'ouvrage projeté.

## **I. Reconnaissance préliminaire**

### ***I.1. Photo-interprétation***

Il s'agit deux techniques voisines et complémentaires. La photo-interprétation représente une discipline très élaborée et très efficace pour l'interprétation des photos aériennes, surtout dans le cas des projets importants et, en particulier, lorsque le phénomène étudié s'étend sur une grande superficie.

### ***I.2. Etude des documents disponibles***

Ce document (carte géologique ou topographique) fournit une bonne approche globale. Il doit cependant être utilisé avec prudence car il résulte d'une interprétation des affleurements, en liaison avec une géométrie et une stratigraphie probables, mais masqués par la végétation ou par les terrains de couverture superficielle.

### ***I.3. Historique et visite du site***

Consulter les dossiers d'archives de la région pour avoir une idée sur la topographie, sur les affleurements et les constructions existantes. Aussi La visite de site permet d'avoir une vue réelle du terrain et de relever les renseignements et remarques souvent très importantes. Elles permettent aussi de connaître les conditions régnautes au voisinage du site.

## **II. Essais in situ**

### ***II.1. Essais mécaniques sur le terrain en place***

Ces essais mesurent la résistance d'un sol à la sollicitation d'un outil (pénétration, rotation, expansion, latéral), en partant du fait que cette résistance varie faiblement dans une couche homogène, on considère que toute variation importante de cette résistance correspond à un changement de couche.

### II.1.a. Essai de pénétromètre 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 pieu ;
- de déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches de sol ;
- d'effectuer des contrôles de compactage ;
- d'estimer une caractéristique de portance, *la résistance dynamique de pointe*.

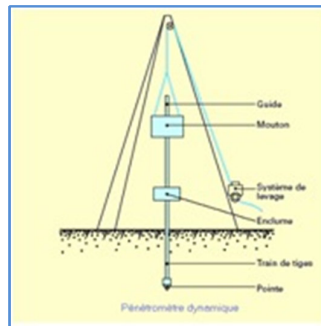


Figure 7 Pénétromètre dynamique [Source Google Image]

### II.1.b. Essai de pénétromètre statique

Il permet d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité. Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts opposés par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée *résistance de pointe statique notée  $q_c$* .

Le pénétromètre statique est utilisé pour prévenir tout risque de tassement différentiel, contrôle du compactage de couches de remblais.

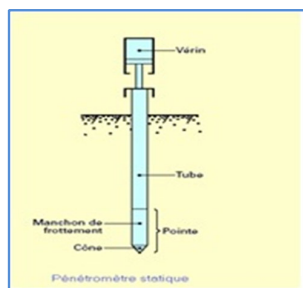


Figure 8 Pénétromètre statique [Source Google Image]

### II.1.c. Essai de pénétration standard SPT

L'essai de pénétration standard SPT doit être réservé aux sols pulvérulents. Cet essai consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu, à l'aide d'un mouton de masse  $M$  tombant d'une hauteur fixe  $H$ , et de mesurer le nombre de coups  $N$  nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 30 cm.

Après avoir laissé le carottier équipé du mouton s'enfoncer sous le poids propre, l'essai est conduit en deux phases :

- Battage pour un enfoncement de 150 mm de profondeur. Si le nombre de coups nécessaire dépasse 50, l'enfoncement correspondant à  $N = 50$  est retenu comme refus ;
- Battage pour un enfoncement de 300 mm de profondeur. Si le nombre de coups nécessaire dépasse 100, le test doit être arrêté et l'enfoncement effectif doit être mesuré et considéré comme un refus.

L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance par les essais classiques.

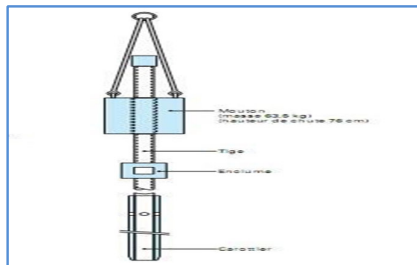


Figure 9 Pénétration standard [Source Google Image]

### II.1.d. Essai pressiométrique

Cet appareil est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique dilatable radialement, reliée à un système extérieur de gonflage et dotée de capteurs pour la mesure des variations du volume et de la pression appliquée et d'un système d'acquisition de mesures.

L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée. Cet essai présente

l'avantage de donner directement une évaluation, sans recourir à des corrélations empiriques, des propriétés mécaniques de rupture mais aussi de la déformation des sols fins dans les 3 dimensions (modules de cisaillement et pression limite, etc.).

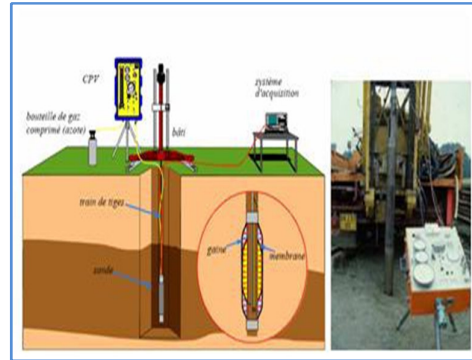


Figure 10 Essai pressiométrique [Source PFE 2011 ENSTP]

L'avantage de l'essai pressiométrique est qu'il semble être le seul essai in-situ capable de donner des relations de comportement des sols jusqu'à la rupture et dans lequel les conditions aux limites spatiales sont relativement bien définies.

À l'aide du pressiomètre on peut estimer les tassements dans le sol, la capacité portante des fondations des ouvrages d'art.

## **II.2. Sondages**

### **II.2.a. Sondages carottés**

Ceux-ci correspondent à l'exécution des trous généralement verticaux, de faible diamètre (de 5cm à 1m) par apport à la profondeur (10 à 30 m par exemple).

Les prélèvements d'échantillons intacts s'effectuent, soit par rotation dans les terrains cohérents résistants, soit par battage de carottiers spéciaux dans les terrains sensibles (argiles molles, sables fins).



Figure 11 Sondeuse carottier [Source Google Image]

### II.2.b. Puits de reconnaissance

Il est souvent très demandé l'exécution d'un ou deux puits, sur quelques mètres de profondeur, à la main, à la pelle mécanique ou par tout moyen mécanique adéquat. Ces puits permettent de reconnaître visuellement le sol et obtenir des échantillons, remaniés ou non, tant qu'on se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Ces reconnaissances très utiles peuvent donner une sécurité trompeuse, lorsque elles ne sont pas descendues à une profondeur suffisante, soit parce qu'on trouve de l'eau, ou les moyens utilisés ne permettent pas de dépasser 4 ou 5 mètres. On ne doit pas, alors, se contenter des indications qu'elles fournissent, mais nécessairement recourir à d'autres moyens d'investigations.



Figure 12 Exécution d'un puits [Source Google Image]

### **II.3. La géophysique**

Ce sont des essais qui permettent de repérer les couches de sols, en donnant essentiellement leurs formes et leurs épaisseurs et éventuellement quelques indications sur leurs consistances (couche molle, couche dure) mais sans indication sur la nature même du sol, grâce à des mesures de caractéristiques de type électriques ou sismiques.

#### II.3.a. Essais électriques

Ces essais consistent à envoyer dans le sol un courant électrique continu et à mesurer l'intensité et la tension entre plusieurs points de mesure. On peut alors faire des calculs de résistivité qui permettent de différencier les couches de sols et d'évaluer leurs épaisseurs et de les comparer entre elles par rapport de leurs résistivités ; en plus la présence d'eau ayant une forte influence sur la circulation des courants électriques, ces essais peuvent fournir des indications sur l'eau dans les couches de sols.

Le principe de l'essai consiste à mesurer la résistivité du sol entre deux points A et B, plus la distance  $ab$  est grande plus les couches inférieures sont sollicitées.

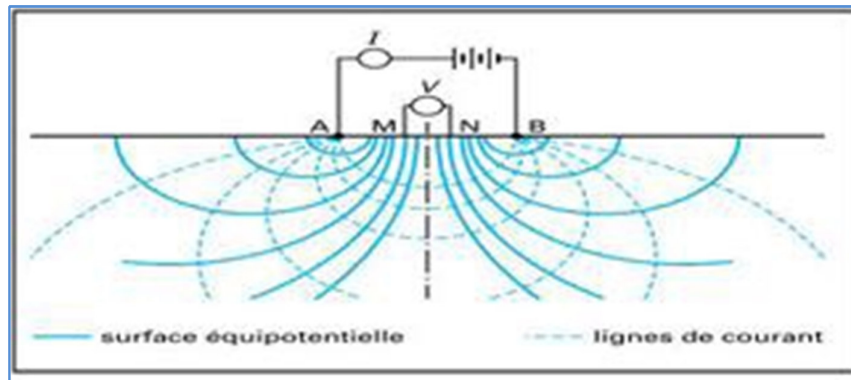


Figure 13 La prospection électrique [Source PFE 2011 ENSTP]

### II.3.b. Essais sismiques

Les essais consistent à donner un choc à la surface du sol (par un marteau dans le cas le plus simple dit micro-sismique), chocs qui va générer l'apparition et la propagation d'ondes de mêmes type que les ondes sismiques, donc on mesure les caractéristiques de circulation de ces ondes dans les sols (vitesse et effets de réfraction et réflexion) et on obtient ainsi des informations sur la géométrie et la résistance des couches de sols.

Un inconvénient important de ces essais est l'impossibilité de les réaliser correctement en milieu urbain du fait de l'existence dans les sols urbains de 'bruits' qui peuvent perturber et fausser les mesures.

Il y a enfin dans cette catégorie d'essais de micro-gravimétrie, en mesurant la variation de la pesanteur (g) qui permet de détecter des accidents géologiques du type «fort rejet de faille» ou «cavités souterraines» tels que karsts ou carrières/mines abandonnées.

Les avantages importants des essais géophysiques sont leurs faibles coûts dus à la simplicité des essais et la légèreté du matériel et leurs faibles délais de réalisation.

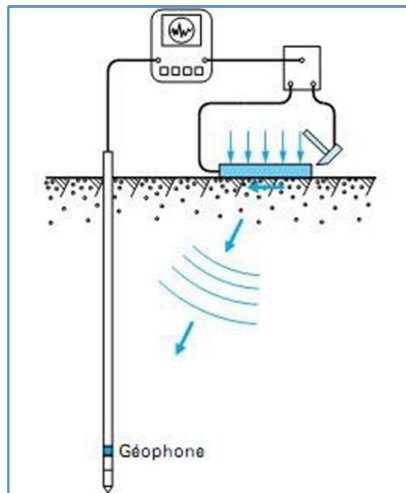


Figure 14 Essai sismique [Source PFE 2011 ENSTP]

### III. Essais en laboratoire

#### III.1. Essais d'identification physique

##### III.1.a. Analyse granulométrique par tamisage

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. C'est un essai de classification qui nous renseigne sur la distribution des différents grains du sol.

L'analyse granulométrique se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à 80  $\mu\text{m}$  en utilisant une série de tamis.

La granularité est exprimée par une courbe granulométrique qui donne la répartition de la dimension moyenne des grains, exprimée sous forme de pourcentage du poids total du matériau. Elle est tracée en diagramme semi-logarithmique.



Figure 15 Appareillage de l'essai granulométrique [Source PFE 2011 ENSTP]

### III.1.b. Analyse granulométrique par sédimentométrie

L'essai a pour but de déterminer la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol, cet essai s'applique aux éléments d'un sol naturel passant à travers le tamis à maille carré de 0,08 mm d'ouverture.

L'analyse granulométrique par sédimentométrie c'est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage d'un sol et qui peut être nécessaire à sa description et sa classification.

La méthode utilise le fait que dans un milieu liquide au repos, la vitesse de décantation des particules fines est fonction de leur dimension. La loi de Stokes donne la relation entre le diamètre des particules et leur vitesse de sédimentation. Par convention, cette loi est appliquée aux particules de sol pour déterminer leurs diamètres équivalents.

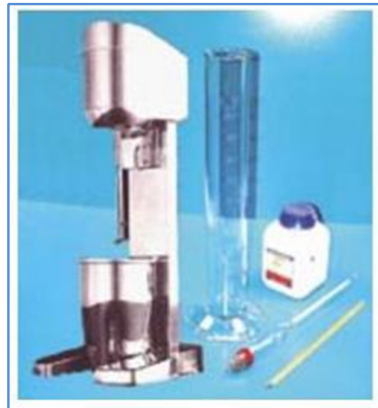


Figure 16 Appareillage de l'essai sédimentométrique [Source PFE 2011 ENSTP]

### III.1.c. Densité sèche et densité humide

Cet essai a pour but de déterminer la densité sèche (ou humide) des matériaux extraits d'un trou qu'on a creusé dans un sol in situ. Il faut procéder à la connaissance du poids et du volume des trous afin de déterminer la densité du matériau à étudier puis on mesure la compacité du matériau 'C' en se servant d'un densitomètre à membrane.

Le densitomètre à membrane est un appareil de chantier léger, maniable et robuste pour effectuer des mesures jusqu'à 3 litres. La mesure de la masse spécifique des sols en place est obtenue en creusant in situ un trou dans le matériau, en mesurant le volume de ce trou au moyen du densitomètre à membrane, auquel est rapportée la masse du matériau recueilli.

### III.1.d. Limites d'Atterberg

Le but de l'essai est de déterminer expérimentalement la limite de liquidité (WL) et de la limite de plasticité (WP).

Ces limites nous donnent une idée approximative des propriétés du matériau étudié, elles permettent de le classer grâce à l'abaque de plasticité de Casagrande, ces limites sont surtout importantes pour les matériaux destinés à être utilisés aux remblais.



Figure 17 Appareillage de limite d'Atterberg [Source PFE 2011 ENSTP]

## III.2. Essais mécaniques

### III.2.a. Essai de compressibilité à l'odomètre

L'essai de compressibilité à l'odomètre est une application directe de la théorie de consolidation.

Il permet d'évaluer l'amplitude des tassements ainsi que leur évolution dans le temps.

Il a donc pour but d'étudier la consolidation d'un échantillon de sol intact ou remanié, placé dans une enveloppe rigide, on exerce à sa partie supérieure une pression variable et l'on mesure les affaissements.

L'odomètre permet d'établir 2 courbes :

- La courbe de compressibilité qui donne le tassement total de l'échantillon en fonction de la contrainte appliquée ;

- La courbe de consolidation qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps lorsqu'une contrainte constante est appliquée. On détermine ainsi le coefficient de consolidation  $C_c$ .



Figure 18 Appareillage pour l'essai œdométrique [Source PFE 2011 ENSTP]

### III.2.b. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande

L'essai de cisaillement direct permet la détermination des paramètres de résistance du sol, soit l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et la cohésion ( $c$ ), qui sont souvent représentés par la courbe intrinsèque ou droite de Coulomb, ces caractéristiques permettent de calculer les contraintes admissibles et d'étudier la stabilité de sol.



Figure 19 Appareillage pour l'essai au cisaillement [Source PFE 2011 ENSTP]

Cette expérience consiste à soumettre une éprouvette du matériau à étudier à une traction et à mesurer l'allongement correspondant. Cet essai s'effectue sur un appareil appelé *boîte de Casagrande*.

### III.2.c. Essai au scissomètre de laboratoire

Le but de l'essai au scissomètre est de mesurer la résistance au cisaillement non drainé ( $C_u$ ) du sol. Par la suite, on remanie le sol et on détermine la résistance au cisaillement non drainé à l'état remanié ( $C_{ur}$ ). Ces deux valeurs permettent de calculer la

$$S_t = \frac{C_u}{C_{ur}}$$

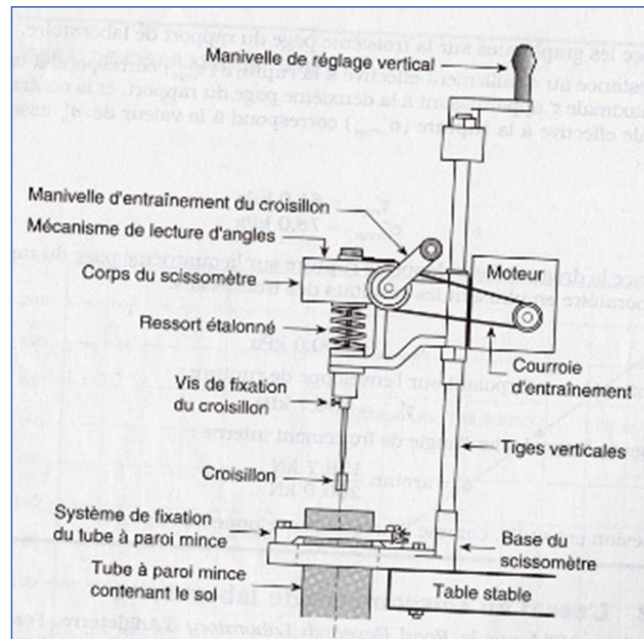


Figure 20 Scissomètre de laboratoire (Robitaille & Tremblay, 1997)

### III.2.d. Essai de cisaillement à l'appareil triaxial

L'essai est utilisé pour déterminer en laboratoire la résistance au cisaillement des sols. Cet essai comporte deux étapes :

- Une première étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir duquel on veut exécuter le cisaillement ;
- Une seconde étape, de cisaillement proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

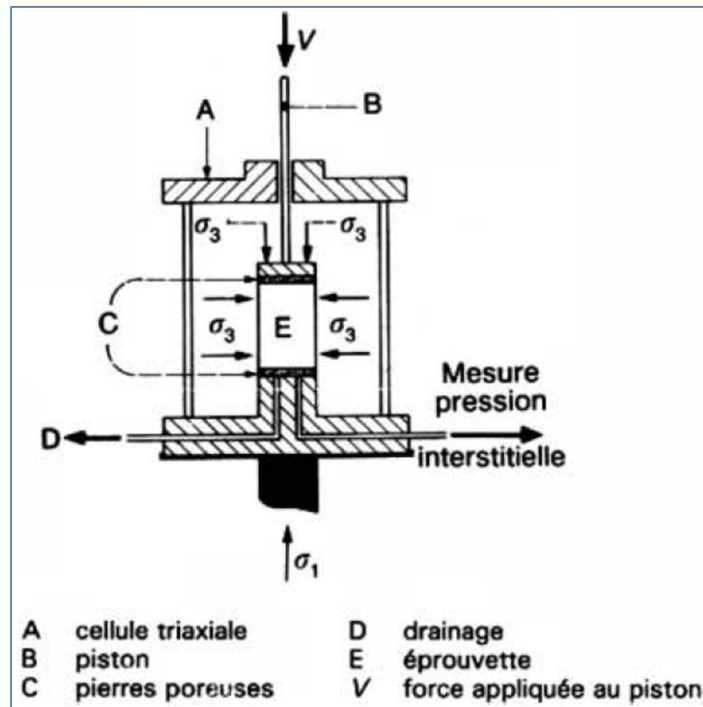


Figure 21 Appareil triaxial

### III.3. Analyse chimique

#### III.3.a. Essai au bleu de méthylène

Il s'agit de mesurer la capacité des éléments fins d'un sable à adsorber du bleu de méthylène.

Les argiles contenues dans un sable ont la propriété de fixer le bleu de méthylène proportionnellement à leur surface spécifique.

Donc l'essai consiste à apprécier l'argilosité du sol et s'il est sensible à l'eau.

# Chapitre III

## Résistance au cisaillement et stabilité des pentes

### *Résumé*

---

L'objectif de ce chapitre est de connaître les différents aspects de la mobilisation de la résistance au cisaillement pour différents types de sols et dans différentes conditions; connaître les procédures et méthodes pour appliquer les concepts de la résistance au cisaillement à l'étude de la stabilité des talus.

---

## **I. La résistance au cisaillement dans le sol**

### ***I.1. Notions sur le cisaillement dans le sol***

Les sols sont constitués de particules indépendantes les unes des autres. Cependant, lorsqu'une force est appliquée dans le but de les déplacer, les particules du sol s'y opposent. Cette résistance, engendrée par l'arrangement des particules, porte le nom de *résistance au cisaillement*. On la définit indirectement comme étant égale à la force qui doit être appliquée le long d'un plan de cisaillement ou de rupture pour entraîner le déplacement des particules. La résistance au cisaillement est produite par le frottement, l'enchevêtrement et la cohésion des particules. Cette résistance dépend de la dimension, de la forme, de la surface spécifique et des caractéristiques de la surface des particules, mais aussi des efforts exercés (l'intensité et la manière dont ils sont appliqués).

Lorsque cette force devient plus grande que la résistance au cisaillement, les particules se déplacent les unes par rapport aux autres le long d'un plan de cisaillement. On dit alors qu'il y a *rupture*.

La résistance au cisaillement est une propriété mécanique, elle nous permet de distinguer deux classes de sols, les sols pulvérulents et les sols cohérents.

#### ***Les sols pulvérulents***

Regroupent le gravier, le sable et le silt, et leur résistance au cisaillement est assurée par le frottement et l'enchevêtrement des particules.

Le *frottement* résulte de la rugosité superficielle des grains, qui entrent en contact les unes avec les autres. *L'enchevêtrement* est surtout causé par les arêtes plus ou moins angulaires de certaines particules qui, en s'emboîtant dans les interstices entre les autres particules, créent une résistance au mouvement.

#### ***Les sols cohérents***

Sont constitués de particules d'argiles en forme de feuillet, et leur résistance au cisaillement provient du frottement et de l'enchevêtrement des particules, ainsi que de la cohésion entre les particules.

La cohésion, aussi appelée forces de cohésion, désigne l'ensemble des forces d'attraction qui unissent les particules d'argiles.

#### ***Définition***

*La résistance au cisaillement d'un sol est la résistance interne par unité de surface qu'un sol peut offrir pour résister à une rupture ou à un*

*cisaillement le long d'un plan.* [Cours de mécanique des sols II GCI 315 université de Sherbrooke].

## I.2. Critère de rupture

### I.2.a. Relation entre les contraintes

Si nous considérons un plan à travers un échantillon ou une masse de sol, nous avons une contrainte normale  $\sigma_N$  et une contrainte de cisaillement  $\tau$ . Les contraintes sont fonction de l'orientation du plan, Si on considère que :

- Aire du plan de cisaillement = 1 ;
- Aire du plan horizontal =  $\cos \alpha$  ;
- Aire du plan vertical =  $\sin \alpha$ .

On peut alors déterminer les forces qui engendrent les contraintes (figure 22) agissant sur l'élément du sol.

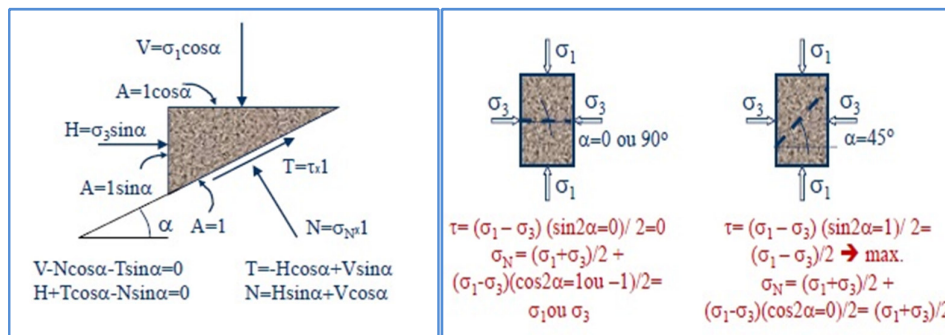


Figure 22 Contraintes en équilibre appliquées à un plan de cisaillement

[Source GCI 730 Résistance au cisaillement P.6 Univ. Sherbrooke]

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha / 2 \text{ -----(1)}$$

$$\sigma_N = (\sigma_1 + \sigma_3) / 2 + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha / 2 \text{ -----(2)}$$

Les équations 1 et 2 peuvent être représentées facilement par un cercle qu'on appelle *cercle de Mohr*.

Dans un repère  $(\tau, \sigma)$  c'est un cercle qui a son centre sur l'axe de  $\sigma$  et qui intersecte cet axe à  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ .

Les contraintes  $\sigma_\alpha$  et  $\tau_\alpha$  de n'importe quel point sur le cercle de Mohr sont les contraintes : normale,  $\sigma_N$ , et de cisaillement,  $\tau$ , agissant sur un plan incliné d'un angle  $\alpha$  avec le plan principal majeur.

Aussi,  $\alpha$  est l'angle entre l'axe horizontal du graphique et une ligne AP rejoignant le point A ( $\sigma_\alpha, \tau_\alpha$ ) et le pôle P ( $\sigma_3, 0$ ). Parce que symétrique, on ne trace que la partie supérieure du cercle de Mohr.

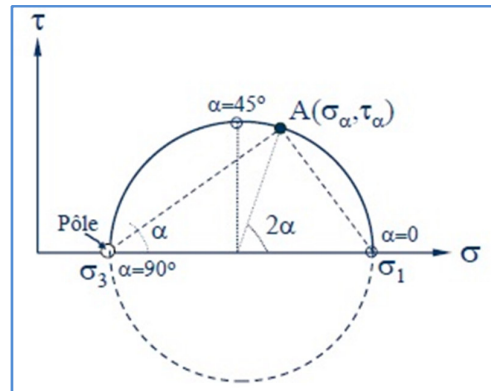


Figure 23 Cercle de Mohr

[Source GCI 730 Résistance au cisaillement P.7 Univ. Sherbrooke]

## I.2.b. Les contraintes à la rupture et les paramètres de la résistance au cisaillement

La rupture d'un matériau se produit à cause d'une combinaison critique entre la contrainte normale  $\sigma_N$  et la contrainte de cisaillement  $\tau$ .

### I.2.b.i. Equations de rupture

Au XVIII<sup>e</sup> siècle, le physicien Charles coulomb remarqua que la résistance au cisaillement à la rupture  $\tau_{rup}$  était directement proportionnelle à la contrainte de normale  $\sigma_{Nrup}$ . Il nota aussi que les sols cohérents manifestaient une certaine résistance au cisaillement due à leur cohésion, d'où vient l'équation de Coulomb :

$$\tau_{rup} = c + \sigma_{Nrup} \tan \varphi$$

Pour les sols pulvérulents  $c=0 \Rightarrow \tau_{rup} = \sigma_{Nrup} \tan \varphi$

On peut exprimer  $\varphi$  en fonction de  $\alpha$ ,  $c$ ,  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  :

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} + 45^\circ$$

$$\sin \varphi = \frac{\frac{\sigma_{1rup} - \sigma_{3rup}}{2}}{\frac{c}{\tan \varphi} + \frac{\sigma_{1rup} + \sigma_{3rup}}{2}}$$

$$\text{Pour les sols pulvérulents } c = 0 \Rightarrow \sin \varphi = \frac{\sigma_{1rup} - \sigma_{3rup}}{\sigma_{1rup} + \sigma_{3rup}}$$

### I.2.b.ii. Enveloppes de rupture

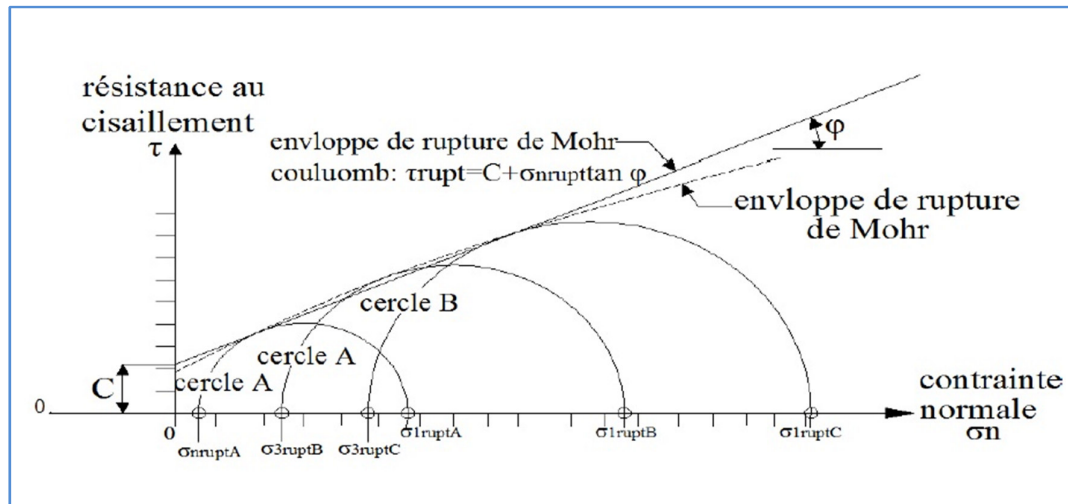


Figure 24 Enveloppes de rupture de Mohr et de Mohr-Coulomb

[Source Mécanique des sols : Théorie et pratique Vincent, Denis Chapitre 12 P.390]

L'enveloppe de rupture c'est la limite linéaire où se trouve la gamme des contraintes  $\sigma_{Nrup}$  et  $\tau_{rup}$  agissant sur le plan de rupture (figure 24).

On appelle *enveloppe de rupture de Mohr* l'enveloppe de rupture qu'on trace à l'aide des contraintes principales à la rupture et des cercles de Mohr qu'elles soutendent (figure 24). Dans la plupart des cas cette enveloppe n'est pas vraiment linéaire. Cependant, comme l'équation de Coulomb demeure l'outil le plus facile à employer pour calculer les paramètres de résistance au cisaillement, on préfère remplacer l'enveloppe de rupture de Mohr par une droite constituant une approximation acceptable en géotechnique. Cette nouvelle enveloppe s'appelle *enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb*.

*N.B* : Aucun cercle de Mohr ne peut traverser l'enveloppe de rupture.

### I.3. Les facteurs influant sur les paramètres de la résistance au cisaillement

#### I.3.a. Dans les sols pulvérulents ( $c = 0$ )

La valeur de l'angle de frottement  $\phi$  dépend principalement de la compacité du sol, de sa granulométrie et de la forme de ces particules. La compacité du sol constitue le facteur d'influence le plus important dans les sols pulvérulents : lorsqu'elle augmente, l'indice des vides diminue et l'angle de frottement  $\phi$  augmente. Par ailleurs, si on compare deux sols de même type et de compacité similaire, deux sables par exemple, celui qui présente une granulométrie étalée aura un angle  $\phi$  supérieur à celui

dont la granulométrie est serrée. Enfin, plus les particules d'un sol sont angulaires, plus l'angle de frottement  $\phi$  est important ; inversement des particules arrondies.

La forte perméabilité des sols grenus permet un drainage quasi instantané, donc dans les calculs, les contraintes à considérer sont les contraintes effectives ( $\sigma' = \sigma - u$ ) car ce sont qui gouvernent le comportement du squelette solide du sol. Donc, on exprime presque toujours l'équation de Coulomb en contraintes effectives :  $\tau'_{rup} = \sigma'_{Nrup} \tan \phi'$ .

### I.3.b. Dans les sols cohérents

Les sols cohérents étant peu perméables, les paramètres de la résistance au cisaillement y sont surtout influencés par les conditions de drainage et la teneur en eau. On distingue deux comportements :

**Comportement non drainé :** L'eau demeure emprisonnée dans les vides des sols. Si de surcroît, le sol est saturé, ce qui est souvent le cas des argiles, aucune consolidation n'est possible après l'augmentation des contraintes. En effet, l'eau étant incompressible, elle empêche les particules de se rapprocher quand elle occupe tous les vides du sol. Dans telle conditions, lorsque les contraintes augmentent, la résistance au cisaillement ne change pas ; seules les pressions interstitielles augmentent. Quelles que soient les contraintes principales agissant à la rupture, la résistance au cisaillement intrinsèque du sol devient constante (figure 25).

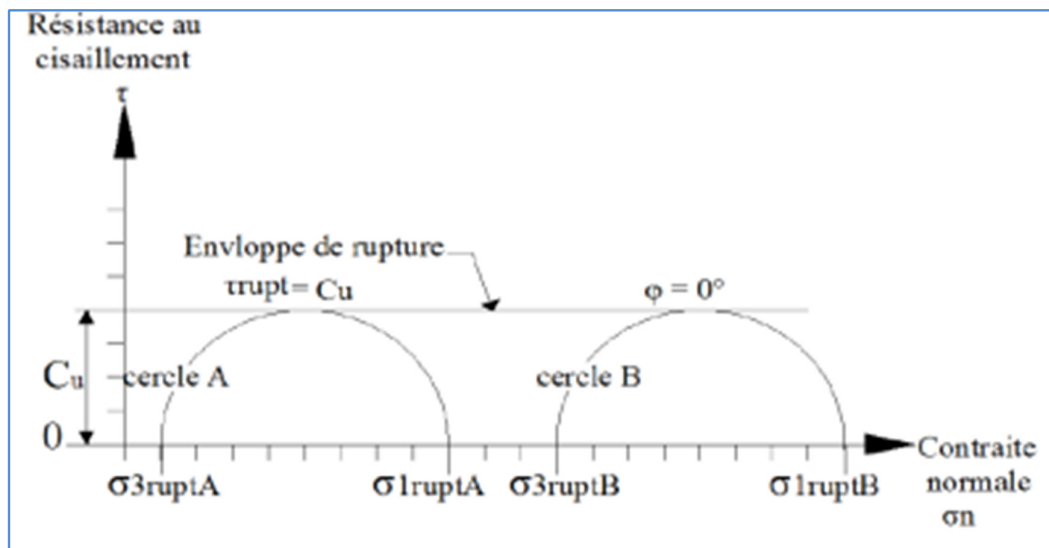


Figure 25 Résistance au cisaillement non drainé

[Source Mécanique des sols : Théorie et pratique Vincent, Denis Chapitre 12 P.392]

**Comportement drainé :** Lorsque le sol est en cours de consolidation, son volume diminue ; ainsi, les particules se rapprochent et la résistance au cisaillement augmente. Donc, on exprimera la cohésion et l'angle de frottement  $\varphi$  en contraintes effectives  $\tau'_{rup} = c' + \sigma'_{Nrup} \tan \varphi'$ .

La teneur en eau du sol agit elle aussi de façon importante sur la valeur des paramètres de la résistance au cisaillement. Une hausse de la teneur en eau dans un sol argileux éloignait les particules les unes des autres, diminuant ainsi les forces de cohésion.

L'augmentation de la teneur en eau peut être causée par l'infiltration des eaux provenant de la fonte des neiges au printemps ou par des pluies abondantes et soutenues. Les sols argileux à teneur en eau élevée ont une consistance molle et une résistance au cisaillement faible. Par contre, les argiles faiblement humides présentent une consistance relativement raide et une résistance au cisaillement assez élevée. (Robitaille & Tremblay, 1997)

## II. Méthodes d'analyse de la stabilité:

### II.1. Notion de coefficient de sécurité :

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. Ce coefficient peut être écrit de la façon suivante :

$$F = \frac{\text{f o r c é s i r s t a n t } \tau_{m a x}}{\text{f o r c e s m o t i c i e s}}$$

Dont  $\tau_{max}$  désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point, définit par :  $\tau_{m a x} = c' + \sigma'_{m a x} \tan \varphi'$

$\tau$  : représente la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

Si  $F > 1$ , il n'y a pas rupture ; si  $F = 1$ , il y a rupture locale.

#### II.1.a. Calcul en rupture plane

Dans le cas de certains versants naturels, une couche ou une interface « guide » le glissement : 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 26 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.

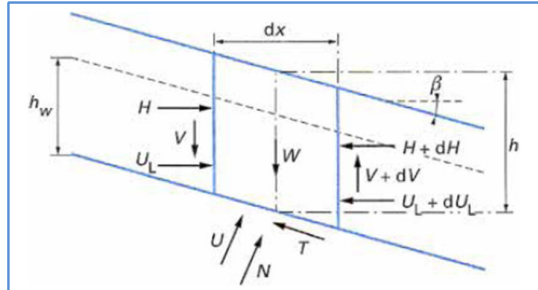


Figure 26 Glissement plan : équilibre d'un bloc [Source Technique d'ingénieur Doc 254 P.6]

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  $F = T_{max} / T$ .

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :  $T_{max} = c + (\sigma - u) \tan \phi$

On obtient l'expression suivante pour F :  $F = \frac{2c}{\gamma h \sin \alpha \cos \beta} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan \phi}{\gamma h \sin \alpha \cos \beta}$

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

- Pour un matériau *purement frottant* :

- En absence d'eau :  $F = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$

- Lorsque la nappe affleure en surface ( $h_w = h$ ) :  $F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$

- Pour un matériau présente un comportement *purement cohérent* :

$$F = \frac{2c}{\gamma h \sin \alpha \cos \beta}$$

### II.1.b. Calcul en rupture circulaire

Dans le cas des ruptures circulaires, le coefficient de sécurité F est défini comme étant le rapport des moments des forces résistantes par rapport aux moments des forces motrices.

### II.1.b.i. Méthode d'analyse globale

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor, de Caquot ou de Biarez).

### II.1.b.ii. Méthodes des tranches

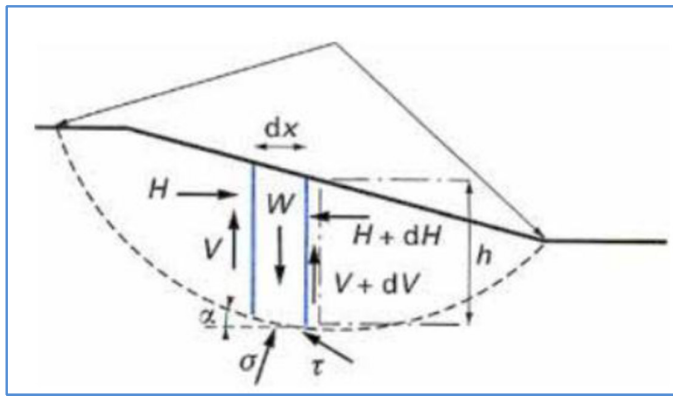


Figure 27 Méthode des tranches [Source Technique d'ingénieur Doc 254 P.7]

#### II.1.b.ii.A. Méthode de Fellenius

Fellenius a fait l'hypothèse simplificatrice que les forces externes (horizontales et verticales) intertranches s'équilibrent. Par définition le coefficient de sécurité est égal à la somme des moments résistants maximaux correspondant à toutes les tranches, divisée par la somme des moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches. Il a pour expression

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

C Cohésion,

W Poids propre de la tranche,

$\varphi$  Angle de frottement interne.

#### II.1.b.ii.B. Méthode de Bishop

Quelle que soit la tranche considérée, seules les composantes horizontales des forces externes intertranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{Bishop} = \frac{(\sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n w_i \tan \varphi_i) / \sum_{i=1}^n m_{\alpha_i}}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

$$\text{Avec : } m_{\alpha} = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F} \right)$$

La valeur de F est calculée par itération successive. La première itération est faite en adoptant, comme valeur de coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenius.

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

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

En plus, Il y a plusieurs méthodes qui diffèrent par leur hypothèses de calcul comme (Jambu, Spencer, Morgenstern et Price, Jaulin et al ).

### ***II.1.b.iii. Méthode de perturbation***

L'idée est de partir d'une valeur approchée de l'effort normal  $\sigma_{i0}$  que l'on perturbe en la multipliant par un terme P.

On peut écrire formellement  $\sigma_i = \sigma_{i0} P$ .

Le choix consiste à formuler  $\sigma_{i0}$  à partir de la méthode de Fellenius ; considérons une tranche de sol verticale sans effort inter tranches (hypothèse de Fellenius), son poids est  $w_i$ . La composante normale de ce poids sur la facette inclinée à  $\alpha$  en un point :

$$\sigma_{i0} = W_i \cos \alpha_i.$$

### ***II.1.b.iv. Méthodes numériques***

On peut distinguer deux principales méthodes :

Méthode *des éléments finis* qui permet de déterminer les efforts au sein d'un massif, développer des zones à l'état de rupture et donner le coefficient de sécurité moyen le long d'une surface arbitraire par sommation de la forme.

Méthodes aux *différences finis* qui consiste à résoudre numériquement les équations d'équilibre et de comportement pour l'ensemble de l'ouvrage en sol renforcé. L'intérêt de la méthode est de limiter par la connaissance relativement réduite de la loi de comportement réelle du sol et de l'état initial des contraintes dans le sol.

# Chapitre IV

## Les méthodes de confortement des glissements de terrain

*Résumé* \_\_\_\_\_

L'objet de ce chapitre est de fournir des idées sur les différentes actions menées pour le confortement des glissements.

---

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

- L'investissement consenti ;
- L'accessibilité du site ;
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux ;
- La cinématique du glissement ;
- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase des travaux ;
- La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation ;
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises Algériennes ;
- Les délais de la réalisation qui dépend de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux.

## **I. Choix d'une technique de confortement**

Le choix d'une technique de confortement résulte de la prise en compte de :

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

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects, par exemple, l'analyse du site quand va élaborer dans la partie 2 de ce rapport, nous permet d'évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telle que la géométrie, l'hydraulique et les caractéristiques mécanique du terrain. Enfin, on va classer les actions de confortement du terrain par ordre d'efficacités.

Parmi ces actions, on trouve des techniques de terrassements, de drainages et de renforcements, qui ont respectivement un effet sur la stabilité par la modification géométrique, la variation de la pression interstitielle et l'accroissement de la résistance au cisaillement. Le tableau 3 présente la grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain.

**Tableau 3 Grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain [Source Guide technique Stabilisation des glissements de terrain, LCPC P.24]**

Effet sur la stabilité de la variation de pression interstitielle	Effet sur la stabilité de la modification de la géométrie	Effet sur la stabilité de l'accroissement de la résistance au cisaillement	Solutions envisageables
+	+	+	Terrassement, Drainage Renforcement
+	+	-	Terrassement (mais substitution inefficace), drainage
+	-	-	Drainage
+	-	+	Terrassement pour substitution, drainage, renforcement
-	+	+	Terrassement, renforcement
-	+	-	Terrassement
-	-	+	Terrassement pour substitution, renforcement
-	-	-	Application des techniques de surveillance ou de protection

## II. Terrassements

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

- les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête, remblai en pied) ;
- les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masque, éperons) ;

### II.1. Butée de pied

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

Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qu'on va la dimensionner. La stabilité au grand glissement suppose que :

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

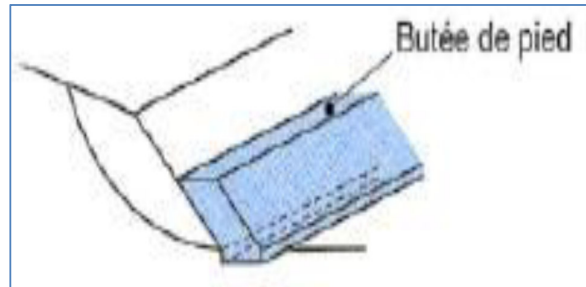


Figure 28 Butée de pied

## ***II.2. Allègement en tête***

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

## ***II.3. Reprofilage***

Le reprofilage consiste en un adoucissement de la pente moyenne, ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, il est de pratique courante.

## ***II.4. Purge***

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

## ***II.5. Substitution totale est 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 est important 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.

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.

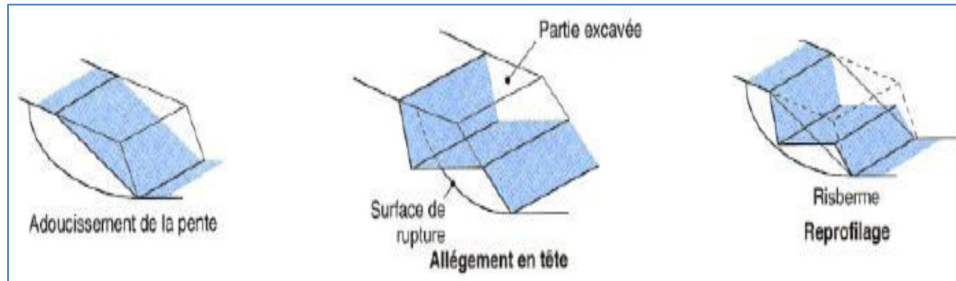


Figure 29 La purge

### III. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

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

Parmi les dispositifs de drainage on trouve :

#### **III.1. Collecte et canalisation des eaux de surface**

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi, les ouvrages de collecte des eaux et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans des nombreux cas de glissements.

### III.2. Tranchées drainantes

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

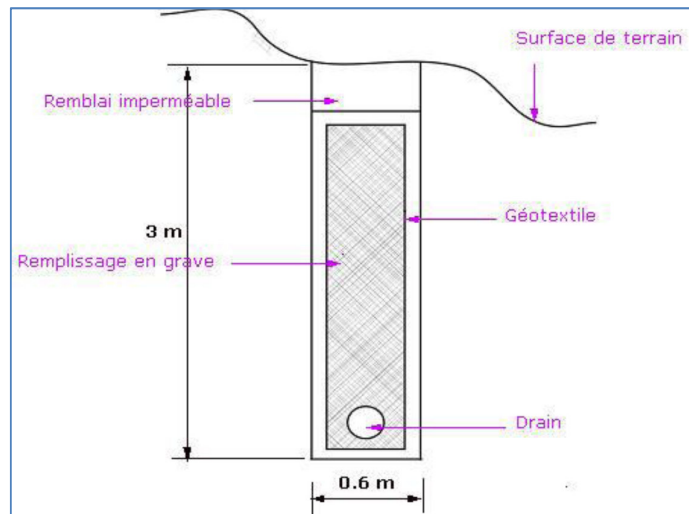


Figure 30 Schéma d'un tranché drainant

### III.3. Drains subhorizontaux

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

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 m de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Cependant, les formations très peu perméables s'y prêtent mal car le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Dans des éboulis argileux à blocs, les forages peuvent être difficiles à réaliser et, en particulier, leur position n'est pas maîtrisable.

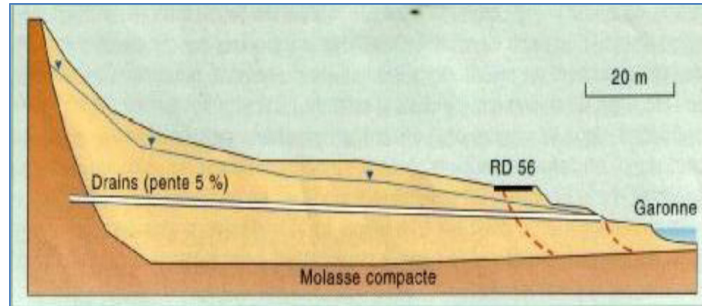


Figure 31 Drains subhorizontaux

### **III.4. Masques et éperons drainants**

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

### **III.5. 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. [PFE 2010 ENSTP]

## **IV. Introduction d'éléments résistants**

Ce principe de renforcement des sols repose sur l'introduction dans le sol des inclusions, destinées à améliorer les caractéristiques mécaniques du sol.

Les renforcements par des éléments résistants sont classés en deux catégories :

- **Les renforcements rigides** : dans ce cas il s'agit d'un traitement homogène du sol qui se traduit par une augmentation de la densité, de la rigidité et de la cohésion. Ce genre de renforcement peut travailler suivant les types, en traction, en compression et en flexion. Il résulte une amélioration du taux de travail possible au niveau des fondations et une diminution des tassements.

- **Les renforcements souples:** il s'agit d'ajouter au sol des éléments de matière souple destinés pour permettre à l'ouvrage de résister à des sollicitations qu'il n'était pas en mesure de les supporter auparavant, ces renforcements travaillent généralement, en traction comme les produits géosynthétiques (les géotextiles, les géogrilles, etc.).

Dans la suite de ce paragraphe voici quelque exemple sur des techniques de renforcements :

#### **IV.1. Mur de soutènement en béton armé**

Les terres sont retenues par un voile vertical dont l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai. Cette semelle supporte le poids des terres dont le rôle stabilisateur est évident. La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle, il se développe là des moments fléchissant notables.

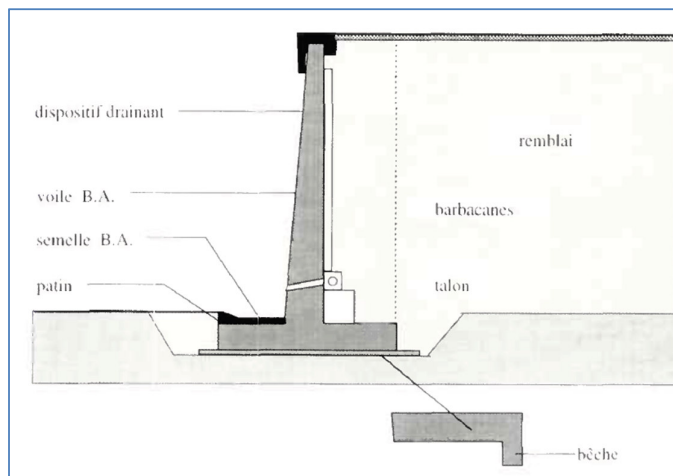


Figure 32 Mur en béton armé

[Source Les ouvrages de soutènement Guide de conception général SETRA P.16]

#### **IV.2. Tirants d'ancrages**

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

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

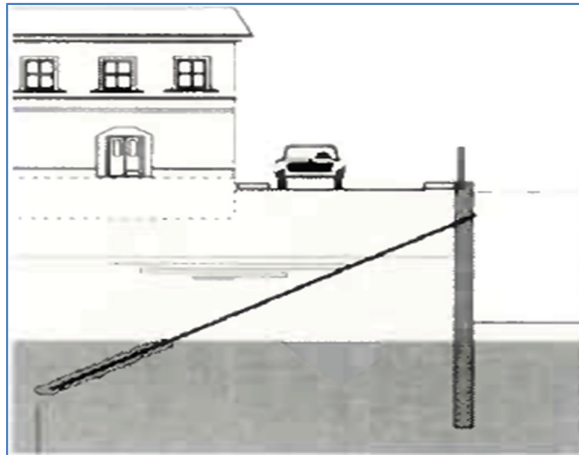


Figure 33 Tirants d'ancrage

[Source Les ouvrage de soutènement Guide de conception général SETRA P.50]

### **IV.3. Le clouage**

C'est une technique qui consiste à renforcer des sols in situ par des barres passives. Ces barres peuvent être battues ou scellées dans des trous de forages. Elle est principalement développée dans deux domaines :

- Soutènement des excavations ;
- Stabilisation des pentes.

Ces inclusions métalliques peuvent travailler aussi bien en traction, en flexion ou en cisaillement, suivant le type d'ouvrage.

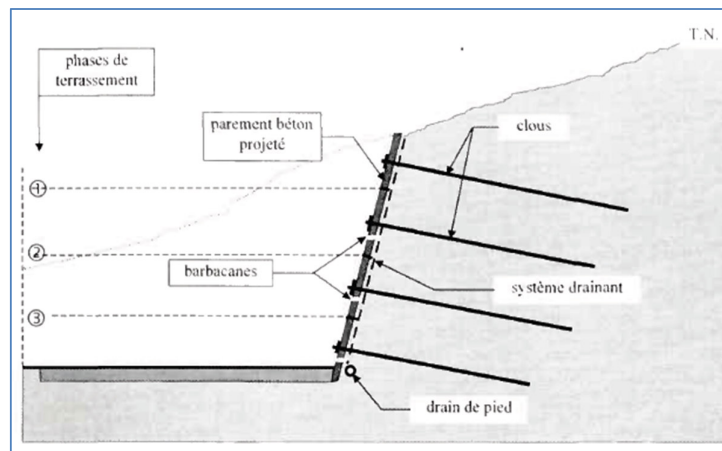


Figure 34 Clouage

[Source Les ouvrage de soutènement Guide de conception général SETRA P.33]

#### **IV.4. Clouage par pieux ou micropieux**

On peut utiliser des fils de pieux pour renforcer les sols en place, ces derniers travaillent en cisaillement et permettent le blocage des cercles de glissement qui se propagent dans le sol, ces pieux doivent avoir un espacement minimum de 2 mètres pour permettre leur exécution. En revanche, le procédé de micropieux sert à rigidifier le sol de façon à enserrer un certain volume de sol entre un nombre suffisant de micropieux, et s'ils sont liaisonnés entre eux ils vont travailler comme un squelette structural au sein du sol.

#### **IV.5. La terre armée (renforcement par armature peu extensibles)**

La simplicité des éléments mis en œuvre dans l'invention de la terre armée assure le succès, comme la montre la figure 35. *Henri Vidal* a su développer cette technique mondialement reconnue qui est la terre armée. Par le biais du frottement entre la terre et les armatures, la terre transmet aux armatures les efforts de traction qui se développent dans la masse qu'elle ne peut supporter, les armatures sont alors destinées à reprendre de pareils efforts qui leurs sont transmis. Les armatures tendues confèrent à la terre une certaine cohésion le long de leur direction et améliorent ainsi les propriétés mécaniques globales de la terre.

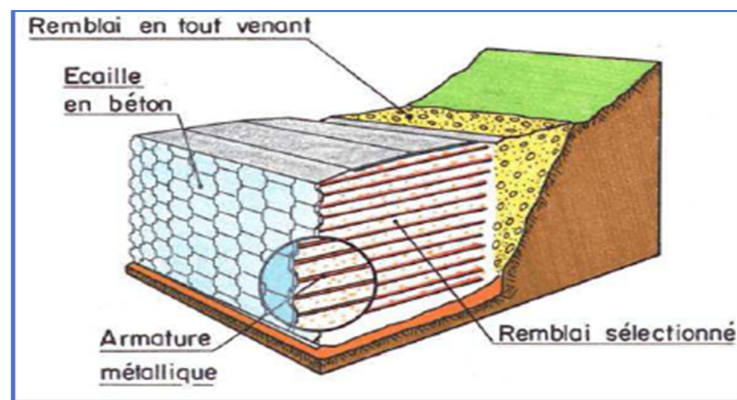


Figure 35 Terre armée

[Source Doc Henri Vidal (1925-2007)]

#### **IV.6. Mur en sol renforcés par des armatures souples et (extensibles)**

Les deux principales technique entrant dans cette catégorie sont les murs en géotextiles et les murs en gabions grillagés renforcée.

Ces techniques se distinguent de la terre armée par le fait que l'allongement des armatures sous les efforts de traction auxquels elles sont soumises devient notable. Par ailleurs, bien que cela ne soit pas déterminant dans le dimensionnement, les armatures sont généralement constituées de nappes continues.

#### IV.6.a. Les murs en géotextiles

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai.

- Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissées, géogrilles ou des non tissées. Ces produits sont désignés par le terme générique de géosynthétiques. Les armatures sont caractérisées par leur résistance à la traction et par leur raideur (rapport entre traction appliquée et allongement).
- Le parement est destiné à assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets.
- Le massif de terre en remblai est mis en œuvre par couches compactées. Avec les géotextiles, il est possible d'utiliser en remblai une gamme de matériaux beaucoup plus large que pour la terre armée, par exemple des sols fins à forte teneur en eau ou des cendres, résidus de l'incinération de déchets. (Philipponnat & Hubert, 1979)



Figure 36 Talus renforcé par le géotextile

[Source Traitement du glissement de TIFRA, Bejaïa]

#### IV.6.b. Les murs en gabions grillagés

Comportent également des armatures, un parement et un massif en remblai.

- Les armatures formées de treillis en acier galvanisé et parfois plastifié, sont caractérisées par leur résistance à la traction et leur capacité d'allongement ;

- Le parement de gabion grillagés joue déjà un rôle de mur -poids ;
- Le massif de remblais en matériaux granulaires est mis en œuvre par couches compactées entre chaque nappe d'armatures.

Ce procédé se distingue par excellent frottement entre remblais et armature, dû, d'une part, à la conception de l'armature et, d'autre part à l'utilisation d'un matériau de remblai soigneusement sélectionné.

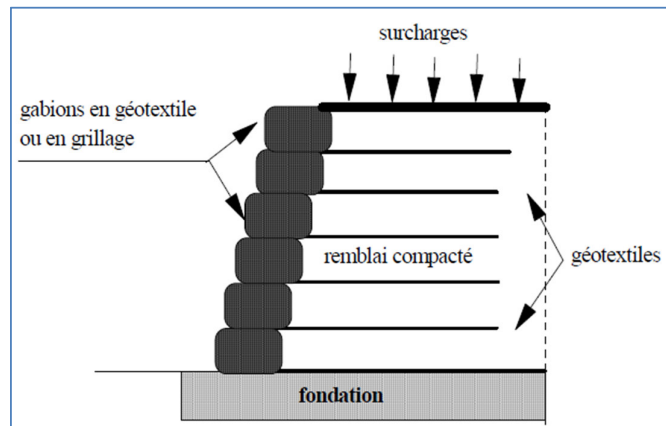


Figure 37 Les murs en gabions grillagés

[Source AFITEX Mur de soutènement et talus renforcés par des inclusions souples R.ARAB P.26]

#### **IV.7. Pneusol**

Le Pneu sol est formé de l'association de deux éléments : des pneus et du sol. Le mot "pneus" désigne tous les éléments des pneus usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus en entier, associés linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot "sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou déchets divers.



Figure 38 Pneu sol

[Source chantier expérimental pneusol à Bousmail]

#### **IV.8. Rideaux de palplanches**

Les palplanches sont des éléments métalliques en forme de parois, sont de plus en plus fréquemment utilisés dans les ouvrages, soit à titre définitif ou provisoire. La

stabilité du rideau est assurée uniquement par les réactions du sol sur la partie enterrée que l'on appelle la fiche, c'est le cas de la plupart des batardeaux.

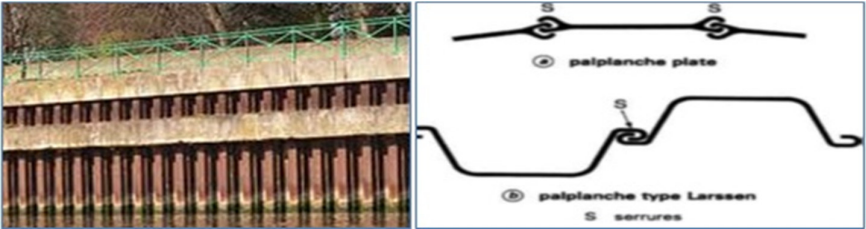


Figure 39 Rideaux de palplanches

[Source Google image]

# **Partie II**

## **Etude de projet**

# Chapitre I

## Analyse du site

*Résumé* \_\_\_\_\_

L'objet de ce chapitre est d'analyser notre site, en mettant l'accent sur les principaux travaux menés dans ce mémoire, pour bien définir ce glissement et connaître la principale cause de cette instabilité.

---

Suite à un glissement de terrain au niveau de la rue des jardins dans le quartier Sidi el Houari à Oran, on a jugé utile d'étudier le confortement de ce glissement dans cette zone urbaine, pour rétablir la circulation et assurer la stabilité des bâtisses dans des délais raisonnables.

## **I. Importance du projet**

Dans notre projet, le volume des terres déplacé n'est pas important, mais il relève d'une grande importance vu sa situation dans la zone urbaine car la solution recherchée pour le confortement du glissement doit prendre en considération des problèmes liés au site comme :

- La sécurité des habitants ;
- La stabilité des structures dans la zone du glissement ;
- L'accès au site ;
- Problème de la reconnaissance géotechnique dans la zone urbaine ;
- Le risque de désordre en phase des travaux ;
- Délais de la réalisation qui dépend de l'urgence des travaux.

## **II. Présentation du site**

### **II.1. Géographie du site**

La wilaya d'Oran se situe au nord-ouest d'Algérie ayant pour superficie 2 114 km<sup>2</sup>. La ville d'Oran est la deuxième ville d'Algérie sur le plan de la population et de l'économie après la capitale.

Sidi El Houari est le quartier historique par excellence qu'on appelle aussi « *les bas quartiers* ». Il est en effet considéré comme « *le vieux Oran* »

Le site concerné par la présente étude se trouve au niveau de la rue des jardins reliant la place du 1<sup>er</sup> novembre au quartier Imam El Houari à la ville d'Oran. Figure 40 extraite de « *Google Earth* » présente le site d'étude.

Les coordonnées de navigation (système UTM fuseaux horaire 30S) du glissement sont les suivantes : X= 712527 E      Y= 3953639 N      Alt= 69m.



Figure 40 : position du site repérer par Google earth

## **II.2. Architecture de site:**

Ce site original d'Oran qui a connu une implantation humaine dès la préhistoire, est le versant oriental du Murdjadjo attesté par les nombreuses grottes. Ce sont les conditions offertes par le site : l'abri maritime, possibilité de défense, la présence de multiples sources d'eau qui permirent aux andalous de créer la petite cité Ouahran,

La richesse de Sidi El Houari s'explique tout particulièrement à travers son historique «la concentration des sites historiques classés et non classés comme la Casbah, Saint Louis et Vieux-Port» et ces habitations et édifices du style néo mauresque et colonial, où l'on sent la compétition artistique Espagnole, Turque et Française.

Donc ce dernier est un mélange de plusieurs architectures et civilisations qui deviennent un patrimoine culturel à conserver et à protéger.



Figure 41 L'architecture du site « SIDI EL HOUARI » [Source La ville d'Oran et le quartier de Sidi El Houari R.Moussaoui, Direction de la culture à la wilaya d'Oran P.100]

### II.3. Climatologie du site

Oran bénéficie d'un climat méditerranéen classique marqué par une sécheresse estivale et des hivers doux. Pendant les mois d'été, les précipitations deviennent rares voire inexistantes, et le ciel est lumineux et dégagé. L'anticyclone subtropical recouvre la région oranaise pendant près de quatre mois. En revanche, la région est bien arrosée pendant l'hiver. Les faibles précipitations (420 mm de pluie) et leur fréquence (72,9 jours par an) sont aussi des caractéristiques de ce climat.

La figure 42 présente la moyenne mensuelle des données climatologique observées sur un grand nombre d'année à la wilaya d'Oran.

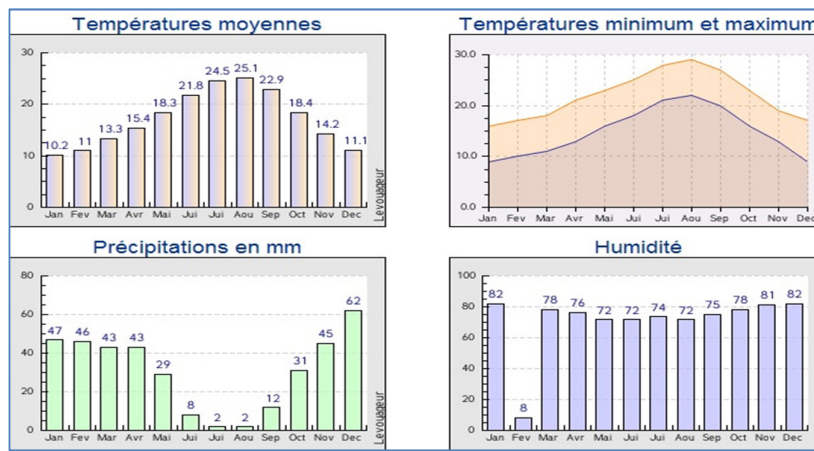


Figure 42 Climatologie à Oran

La pluviométrie du mois où c'est déclenché le glissement est illustré sur le graphe suivant :

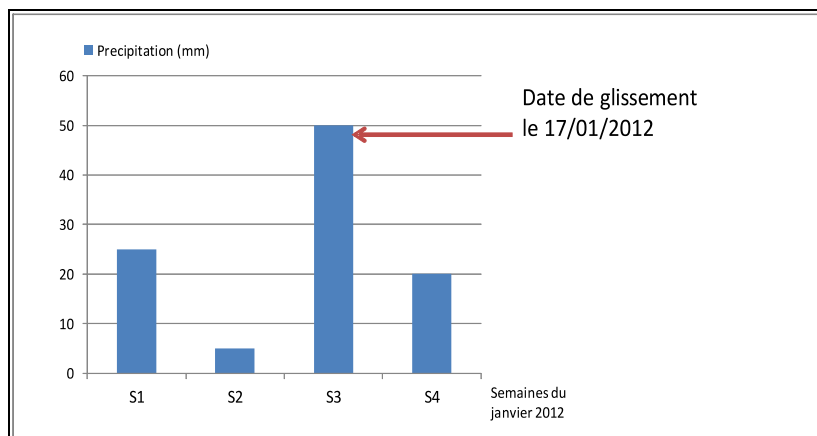


Figure 43 La précipitation du mois de janvier 2012

## **II.4. Géologie du site**

La ville est essentiellement construite sur un plateau calcaire, le Murdjajo ainsi que ses abords sont fait d'une couche marno-diatomitique recouverte d'un complexe carboné.

Selon la carte géologique d'Oran (l'échelle 1/50000), le site du glissement est du gré fin à spat angidés avec marne jaunes et silex ménélites. (Figure n°44, grâce à Google Earth on a repéré le site).

D'après le rapport du bureau d'étude (LECACT), le site est formé des dépôts d'origine anthropique se trouvent au-dessus des formations naturelles attribuées stratigraphiquement au Mio-Pliocène. Il s'agit, de haut vers le bas, la succession suivante :

- Les grès jaunâtres moyennement consolidés à la base et devenant sablonneux au sommet ;
- Des grès beiges blanchâtres, durs et d'épaisseur centimétriques ;
- Des marnes verdâtres ;
- Des grés marneux compacts.

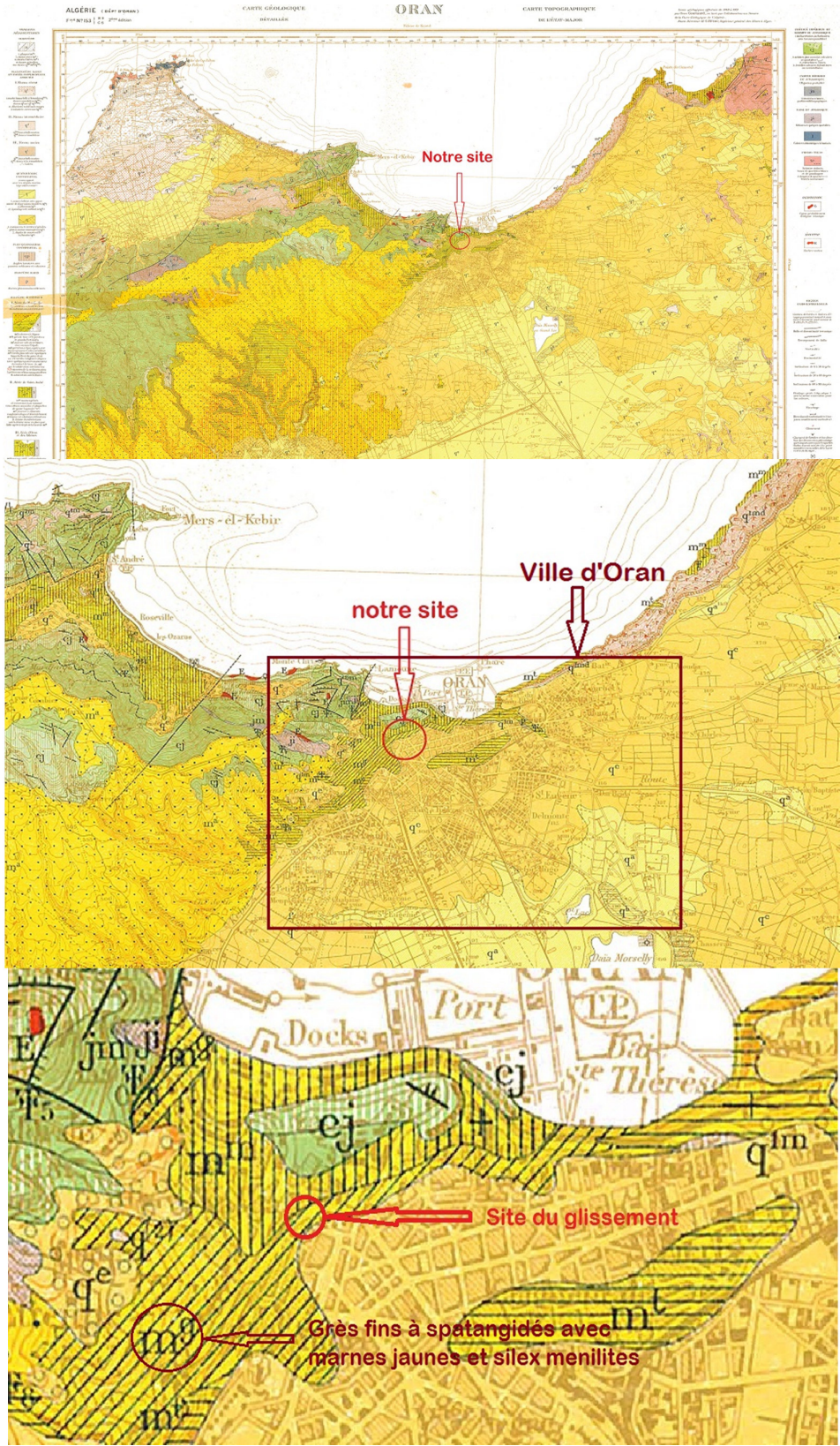


Figure 44 Géologie de la région [Source carte géologique de la wilaya d'Oran]



### **III. La reconnaissance du site**

#### ***III.1. Densités des sondages et essais***

Il n'existe pas de règle simple quant à l'espacement à adopter entre les sondages, celui-ci est dicté par l'hétérogénéité du site et par le projet lui-même.

Pour une meilleure précision, les essais doivent être faits en nombre suffisant afin d'obtenir une valeur statistique représentative de chaque couche (homogène), en particulier, lorsque des essais de laboratoire sont prévus, chaque couche prélevable doit faire l'objet d'un ou plusieurs prélèvements d'échantillons non remaniés selon son épaisseur.

La pose de piézomètres, en nombre suffisant, à l'intérieur des trous de sondage est un point à ne pas négliger. [Cours MDS ENSTP]

*NOTA* : Pour un glissement on réalise 3 à 5 sondages carottés suivant un profil (selon l'étendue du glissement).

#### ***III.2. Programme de reconnaissance géotechnique réalisé sur site***

Le programme de reconnaissance géotechnique établi par le bureau d'étude LECTACT et menée par le L.T.P.O sur le terrain d'étude de la bande de chaussée effondrée a comporté les investigations suivantes :

##### **III.2.a. Les essais in-situ**

###### ***III.2.a.i. Sondage carottés***

Deux sondages carottés ont été réalisés avec essais pressiométrique SP1 et SP2 comme suit : le premier au juste limitrophe de la partie affectée et le second en contrebas du talus ont permis, à partir des récupérations obtenues de mettre en évidence les formations géologiques existantes en place de haut en bas des terrains décrits ci-après. (*NB* : l'endroit de l'implantation des sondages est représenté dans le levé topo au niveau d'annexe).

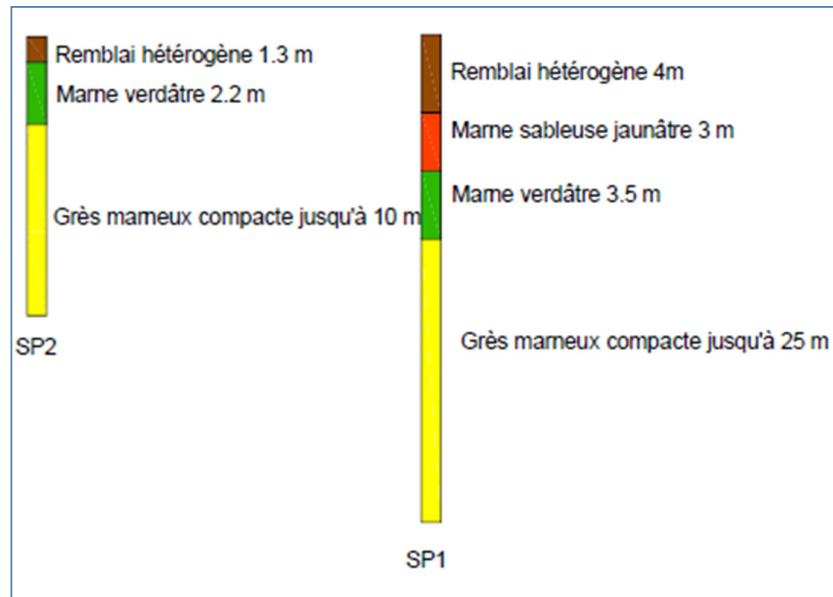


Figure 46 Sondage carottés

### III.2.a.ii. Essais pressiométriques réalisés

Les essais pressiométriques ont été exécutés au droit des deux sondages carottés pour permettre de déterminer trois caractéristiques fondamentales, à savoir : La pression limite PL, le module pressiométrique E et la pression du fluage PF. Par ailleurs le rapport E/PL permet d'apprécier l'état de consolidation du sol considéré (résultats voir l'annexe).

Les valeurs de la pression limite PL et du module pressiométrique E obtenues, notamment à partir de 2 et 3m de profondeur, concordent parfaitement avec les résultats de l'opération de carottage notamment à partir de 5et 8m de profondeur respectivement pour SP2 et SP1.

Les valeurs du rapport E/PL traduisent en général une sur consolidation des sols en place ( $E/PI > 16$ ). on signale cependant qu'à certain niveau notamment en surface les valeurs faibles et moyennes obtenues du rapport ( $3 < E/PI < 9$ ) et ( $9 < E/PI < 16$ ) correspondent, à des matériaux altérés/remaniés et normalement consolidés, et qui correspondent parfaitement avec les valeurs des pressions limites et les modules pressiométrique qui leurs sont associées.

### ***III.2.a.iii. Niveau d'eau***

On signale que lors de la visite du site et d'après le rapport des sondages que cette région est caractérisée par des écoulements souterrains, provenant des fuites de canalisation diverse.

Selon les relevés piézométriques effectués le 10 mars 2012 au droit des deux sondages, une présence d'eau a été décelée à 23,25 m pour SP1 et 3,65 m pour SP2. donc, la nappe phréatique n'influe pas sur les remblais et n'a pas de même une grande influence sur le comportement du sol support.

### ***III.3. Essais en laboratoire***

#### **III.3.a. Les essais physiques (d'identification)**

Les échantillons prélevés à partir des deux sondages effectués à des profondeurs bien Déterminées montrent que le sol a une teneur en eau variant entre 20% et 42%, accompagné d'un degré de saturation proche de 100% ce qui affirme la saturation du sol, une densité sèche varie entre 1,26t /m<sup>3</sup> et 1,74t/m<sup>3</sup> et une densité humide comprise entre 1,80 t /m<sup>3</sup> et 2,10 t /m<sup>3</sup>.

En ce qui concerne les limites d'Atterberg, les indices de plasticités sur les échantillons remaniés de nature marneuse sont entre 19,24% et 71,47% pour des limites de liquidité WL entre 44,75% et 109,7%, il convient de signaler que lorsque (IP>30% et WL>60%), des problèmes de gonflement sont à craindre.

En fin pour l'analyse granulo-sédimentométrique sur les mêmes échantillons analysés précédemment, traduisent la nature argilo limoneuse à limono argileuse des sols en place, avec la présence de sable fin à différentes profondeurs, ces échantillons renferment entre 65% et 92% d'éléments fins (<80microns), avec une fraction argileuse correspondante (élément<2microns) allant de 7 à 9%, on notera cependant que cette fraction argileuse n'est pas mesurable sur la majorité des échantillons testés (présence de floculation).selon la classification LCPC, les matériaux analysées sont des sols fins appartenant à la catégorie des argiles très plastiques en général( de type : At.).

### III.3.b. Essais mécaniques

Vu le diamètre faible du carottier utilisé ( $D = 66 \text{ mm}$ ), pour permettre la réalisation des essais pressiométriques et la durée de temps de certains essais, peu d'essais mécaniques ont pu être réalisés en laboratoire.

#### *III.3.b.i. Essais de résistance à la compression simple «Rc»*

Les valeurs de Rc des matériaux marneux consistants à très consistants ( $1 \text{ bar} < R_c < 4 \text{ bar}$ ) et, par endroit extrêmement consistant ( $R_c > 4 \text{ bar}$ ) à l'état sec. Cependant, en tenant compte de la sensibilité des marnes à l'eau (plasticité élevée, fort potentiel de gonflement), les résultats recueillis doivent être exploités d'une manière rationnelle et la valeur de Rc revue à la baisse, pour un éventuelle calcul de stabilité.

Par contre, pour les échantillons de grès marneux, les valeurs de Rc reflètent bien la nature dure et compacte de cette formation rencontrée au-delà de 10,20 m de profondeur pour SP1. (Résultats voir l'annexe).

### III.3.c. Essais chimiques

Selon la norme NFP 18-011 (juin 1992), les échantillons de sol analysée présentent un degré d'agressivité nul vis-à-vis du béton. Par contre l'échantillon d'eau présente un degré d'agressivité fort vis-à-vis du béton et une action nocive vis-à-vis des armatures.

*NB* : résultats en annexe de l'analyse chimique complète du sol et de l'eau.

**Nota** : Vue l'insuffisance du programme de reconnaissance géotechnique et afin de bien déterminer les caractéristiques mécaniques du sol, on a pu les estimer en se basant sur la bibliographie.

Le tableau 4 résume les différentes caractéristiques du sol.

Tableau 4 Caractéristiques des différentes couches

Couches	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C' (KN/m <sup>2</sup> )	$\varphi'$ (°)
Remblai hétérogène	18	18	30
Marne sableuse jaunâtre	18	10	35
Marne Verdâtre	20	20	20
Grès marneux compacte	20	500	19

## IV. Diagnostic de l'instabilité du site

### IV.1. Historique du site

Durant ces dernières années la ville d'Oran à savoir Sidi El Houari a subit des phénomènes d'instabilité comme des glissements, effondrements, éboulements, affaissements et des inondations ; affectant la stabilité du sol ainsi la sécurité des habitants.

Les majeurs problèmes résident dans la nature du terrain, l'âge des bâtisses et le style d'urbanisation qui impose ces propres lois (effet domino).

D'après certains spécialistes la ville repose entre deux fleuves le Ravin blanc et Oued Ruina. Les mouvements souterrains de ces deux fleuves causent des dégâts irréversibles et importants aux habitations (le rapport de la wilaya d'Oran du 15 décembre 2008).

Il n'y a pas longtemps, la rue des Jardin où se trouve notre projet a été témoin de plusieurs désordres.

En 2006, un affaissement suivi d'une réalisation d'un mur de soutènement en béton armé.

En juin 2011, écroulement d'un immeuble de deux étages dans une fraction de seconde. En effet le plancher et le toit sont tombés en ruine.

Le 17 janvier 2012, un glissement de terrain a créé la panique à Sidi El Houari. Des pluies torrentielles se sont abattues sur la wilaya d'Oran la nuit du lundi au mardi, causant un glissement de 30 m de long et d'environ 5 m de hauteur, dégradations totales des conduites des réseaux d'alimentation en eau potable (AEP), effondrement d'un mur en maçonnerie et le blocage de la circulation routière et piétonnière.

Après ces dégâts, les habitants de la rue des jardins sont sortis de leur silence et ont demandé une enquête sur cette incidence qui, à leurs yeux, est le résultat de :

Travaux effectués à l'endroit même où s'est produit le glissement (bitumage mal fait ayant entraîné, selon eux, l'infiltration des eaux des pluies) ;

De plus, ils accusent aussi les poids lourds de l'entreprise *Tramnour* qui, par leurs passages réguliers, participent à la dégradation des structures souterraines.

D'autre part, certains experts justifient ces dégâts par la nature difficile des sols et le phénomène de glissement.

Il est à noter que cette zone avant le glissement avait vu des travaux des terrassements de la tranchée effectués le long du mur pour l'installation d'un câble électrique de haute tension en haut du talus (période entre 2004 et 2011) et la destruction des bâtiments au pied du talus à cause du vieillissement.

### ***IV.2. État actuel du site***

Le site est caractérisé par une morphologie en falaise à profil pratiquement subverti cal, de hauteur qui varie généralement de 15 à 20 m, et à composante géologique hétérogène, les désordres constatés sont l'effondrement de l'ancien mur de soutènement en maçonnerie d'une épaisseur de 0,50 m sur une hauteur de 5,80 m qui servait à soutenir les remblais et le corps de chaussée de la rue des jardins. On a constaté le départ de la totalité des remblais sur la demi chaussée droite donnant sur le talus, laissant apparaître l'ovoïde des eaux et les réseaux souterrains existants, donc ces désordres se résument en un glissement sous la base du mur.



Figure 47 Etat actuel du site [Source photo prise lors de la visite du site]

Il est à noter que les bâtiments sur la zone de glissement ne présentent aucun signe apparent de dégradation ou de fissure, au niveau de la structure génie civil, en revanche au niveau du sol de fondation la situation apparait un peu inquiétante.

Du fait de cette situation actuelle, il ressort que la zone est complètement instable et mérite d'être confortée et stabilisée.

### ***IV.3. Interprétation des photos***

Dans le cadre de l'analyse du glissement, nous allons interpréter quelques photos obtenues lors de la visite du site, afin d'estimer l'origine de ce problème. Ce dernier dépend d'un certain nombre de facteurs, dont les principaux sont particulièrement :

- La morphologie du site (talus vertical) d'environ 12 m de hauteur. (Figure 54) ;
- Etat vétuste du mur en maçonnerie et le manque d'entretien. (Figure 51) ;
- Le mur en maçonnerie ne possède pas une bonne fondation (il prend l'épaisseur de sa base comme une fondation) ;
- Les fuites d'eau du réseau d'assainissement et l'infiltration des eaux de pluie à travers des fissures le long de la rue provoquant l'altération de l'assise du mur par imbibition (Figure 50);
- Le réseau d'assainissement est très dégradé et ne reflète pas les normes assurant sa fonctionnalité. (Figure 48 et 49)

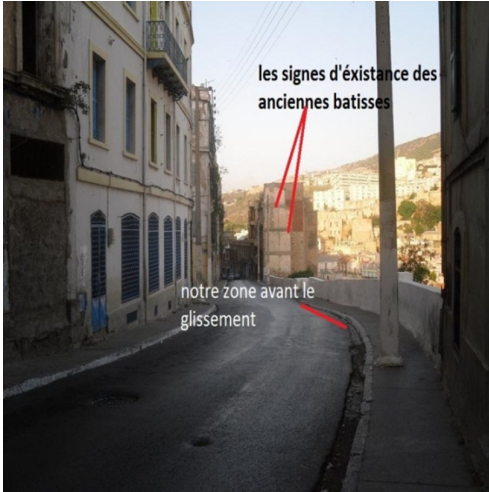


Figure 53 Etat de site avant glissement



Figure 52 Etat de la chaussée après glissement



Figure 51 Mur en maçonnerie dans la rue des jardins



Figure 50 Etat d'ovoïde sous la chaussée



Figure 48 Etat du réseau d'assainissement



Figure 49 Fissuration et obstruction du réseau



Figure 54 vue latérale du glissement



Figure 55 Tête de glissement (escarpement)

## V. Conclusion

Suite aux analyses visuelles, topographiques et aux résultats de la reconnaissance géotechnique du site, nous avons conclu :

La nature du glissement est de type circulaire ce qui confirme l'apparition de l'escarpement en tête. (Figure 55).

S'il y aurait un glissement potentiel, le cercle de rupture se situerait au-dessus de la marne compacte (environ 11 m de profondeur par rapport à la chaussée et environ 3 m de profondeur par rapport au pied du talus).

Nous pouvons estimer que la cause du glissement est due, particulièrement, à la réunion de deux paramètres à savoir la géométrie du site et l'infiltration des eaux (manque d'étanchéité)

En plus du problème de glissement, la récupération de la liaison routière est indispensable.

# Chapitre II

## Analyse du glissement par logiciels

*Résumé* \_\_\_\_\_

Afin de matérialiser la ligne de rupture de ce glissement, on passe par un calcul sur logiciel.

---

## **I. Analyse d'instabilité du glissement**

Il est remarquable que l'utilisation d'un logiciel pour analyser un glissement est devenue de plus en plus indispensable, c'est pourquoi on trouve de nos jours plusieurs logiciels qui se différencient par leurs méthodes de résolution, leurs paramètres de modélisations et leurs approches.

Néanmoins, leur but est unique et correspond à la détermination de la ligne de rupture éventuelle en calculant un coefficient de sécurité.

En ce qui concerne notre projet, nous avons analysé le glissement en nous appuyant sur deux logiciels ; à savoir le Geo-slope et Talren 4.

Cette analyse est faite en distinguant deux cas :

### ***I.1. 1<sup>er</sup> cas : état juste avant le glissement***

Dans ce cas on va analyser l'état du terrain juste avant le glissement en estimant facultativement les caractéristiques mécaniques des couches existantes au moment du glissement.

#### **I.1.a. Analyse du glissement à l'aide du logiciel Talren 4**

##### ***I.1.a.i. Présentation du logiciel***

Le *Talren 4* est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle. Le programme Talren 4 permet de calculer le coefficient de sécurité. Le cercle critique sera celui possédant le coefficient de sécurité le plus faible, ce programme possède aussi des coefficients de pondération selon la norme adoptée. Ainsi, ce logiciel selon le cas, nous pouvons distinguer trois modes d'exécutions différents :






- Le mode d'exécution habituel lorsque nous avons moins d'informations sur le glissement potentiel ;
- Le mode d'exécution avec un point de passage imposé du glissement potentiel ;
- Le mode d'exécution dont le cercle de glissement potentiel doit passer tangentiellement à une couche.

*I.1.a.ii. Modélisation par logiciel*



Figure 56 Modalisation de l'état du site juste avant le glissement par Talren 4

Tableau 5 Les caractéristiques des couches juste avant le glissement

Les couches	Couleur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C' (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)
Remblai hétérogène		19	10	30
Marne sableuse jaunâtre		19	8	35
Marne verdâtre		20	15	20
Grés Marneux compacte		20	500	19
Mur en maçonnerie		24	2000	30

*I.1.a.iii. Résultat de l'analyse*

Le tableau 6 présente les résultats des différentes méthodes :

Tableau 6 Résultats par Talren 4

Méthode de calcul	Le coefficient de sécurité
Bishop	0.96
Fellenius	0.87
Perturbation	0.93

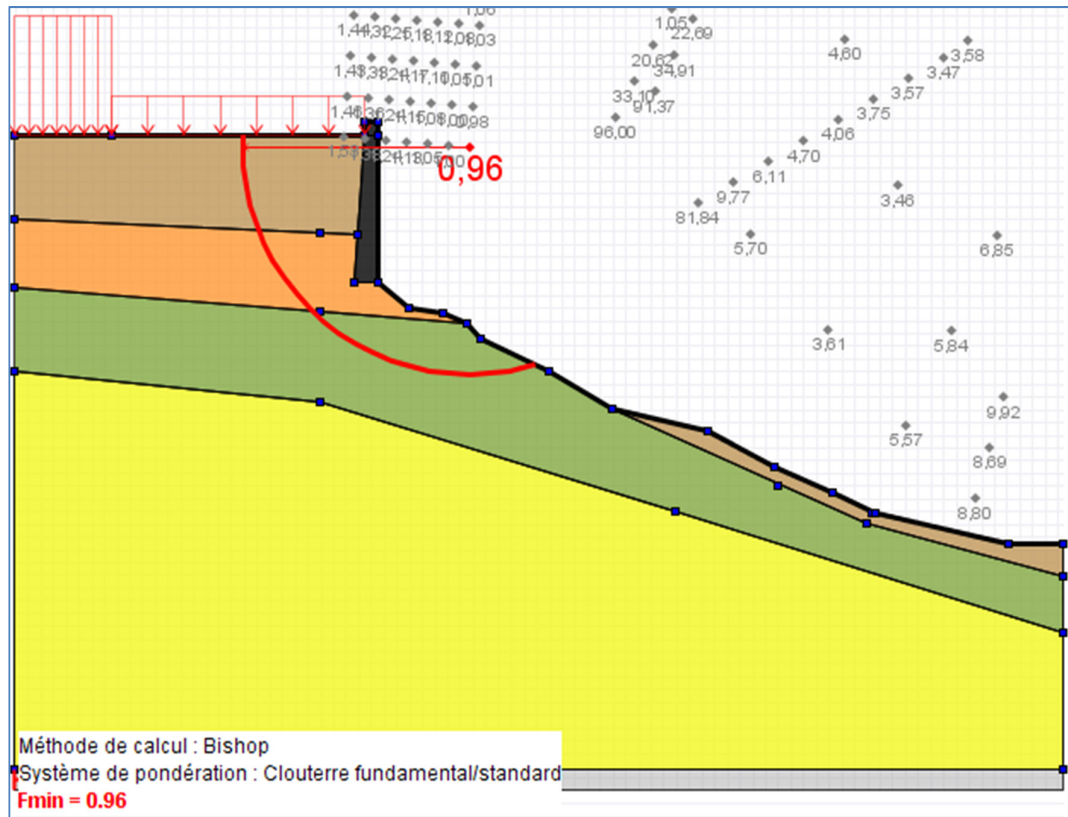


Figure 57 Cercle de rupture par Talren 4

## I.1.b. L'analyse du glissement à l'aide du logiciel Geo-slope

### I.1.b.i. Présentation du logiciel

Geo-slope est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle. Il fait appel à la méthode des tranches en donnant un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiées en considérant un comportement rigide-plastique du sol. Le programme Geo-Slope permet de calculer le coefficient de sécurité en effectuant un quadrillage dans lequel se trouve l'ensemble de centres des cercles. Pour chaque centre, il trace des cercles de rayons décroissants. Le cercle critique sera celui possédant le coefficient de sécurité le plus faible. Ce logiciel

nous semble intéressant par sa simplicité d'utilisation. En effet, il contient une méthodologie facile à comprendre et à suivre.

### *I.1.b.ii. Application au glissement étudié*

Les paramètres d'entrés sont : Les paramètres géotechniques de chaque couche  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>),  $C'$  (KN/m<sup>2</sup>),  $\phi'$  (°).

- Les coordonnées  $x, y$  de la modélisation de la coupe géotechnique ;
- Les coordonnées de la nappe  $x_i, y_i$  en mètre.

Après une analyse effectuée à l'aide de Geo-slope, le cercle critique du glissement potentiel signale selon la méthode utilisée les coefficients de sécurité suivants :

**Tableau 7 Résultats par Geo-slope**

Méthode	Coefficient de sécurité $F_s$
Ordinaire	0.974
Bishop	0.98
Jambu	1.06
Morgenstern-Price	1.01

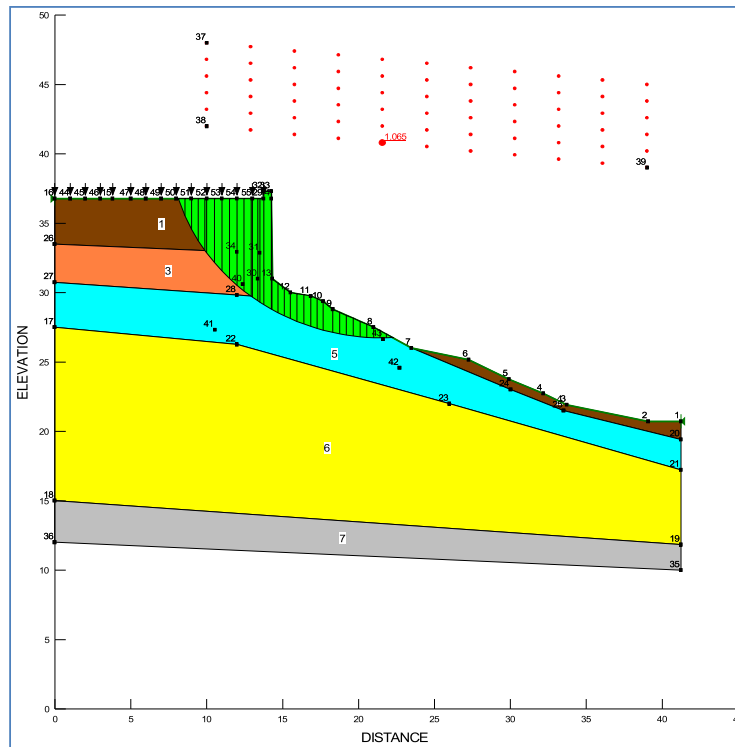


Figure 58 Résultats par Geo-Slope

### I.1.c. Conclusion

En s'appuyant sur les résultats obtenus précédemment, on conclut que le terrain au moment du glissement a été dans un état d'instabilité ( $F=0.98$  selon Bishop), et le cercle du glissement est passé sous le mur en maçonnerie, qui a subi une poussée active importante. Cela confirme notre diagnostic visuel dicté dans la partie II chapitre I paragraphe IV.2.





### I.2. 2<sup>ème</sup> cas : L'état d'urgence

Dans ce cas, on va analyser le terrain après le glissement (l'état actuel) pour voir si il y aura d'éventuelles instabilités pour enfin répondre à la question : *Serait-il nécessaire d'agir en urgence ?*

#### I.2.a. Modélisation et résultat par Talren 4

Les caractéristiques du sol obtenues lors du programme de reconnaissance du site, qui sont présentées dans le tableau 8.

Tableau 8 Caractéristiques des couches après le glissement

Les couches	Couleur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C' (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)
Remblai hétérogène		18	18	30
Marne sableuse jaunâtre		18	10	35
Marne verdâtre		20	20	20
Grés Marneux compacte		20	500	19

En introduisant ces caractéristiques au niveau du logiciel Talren 4 et Geo-slope, on obtient les résultats suivants :

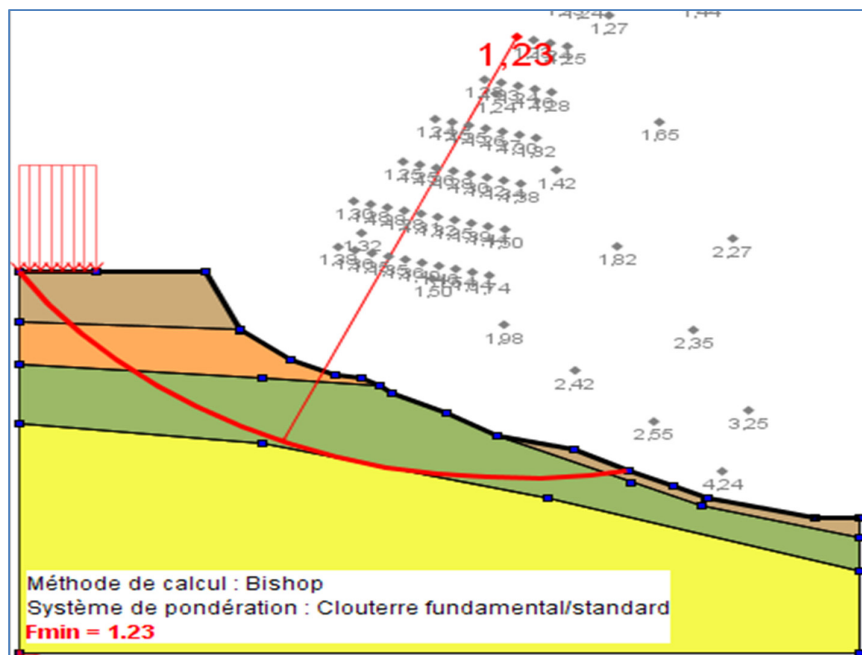


Figure 59 Cercle de rupture par Talren 4 en état d'urgence

Tableau 9 Résultats par Talren 4 en état d'urgence

Méthode	Coefficient de sécurité Fs
Bishop	1.23
Fellenius	1.13
Perturbation	1.21

### I.2.b. Résultat par Geo-slope

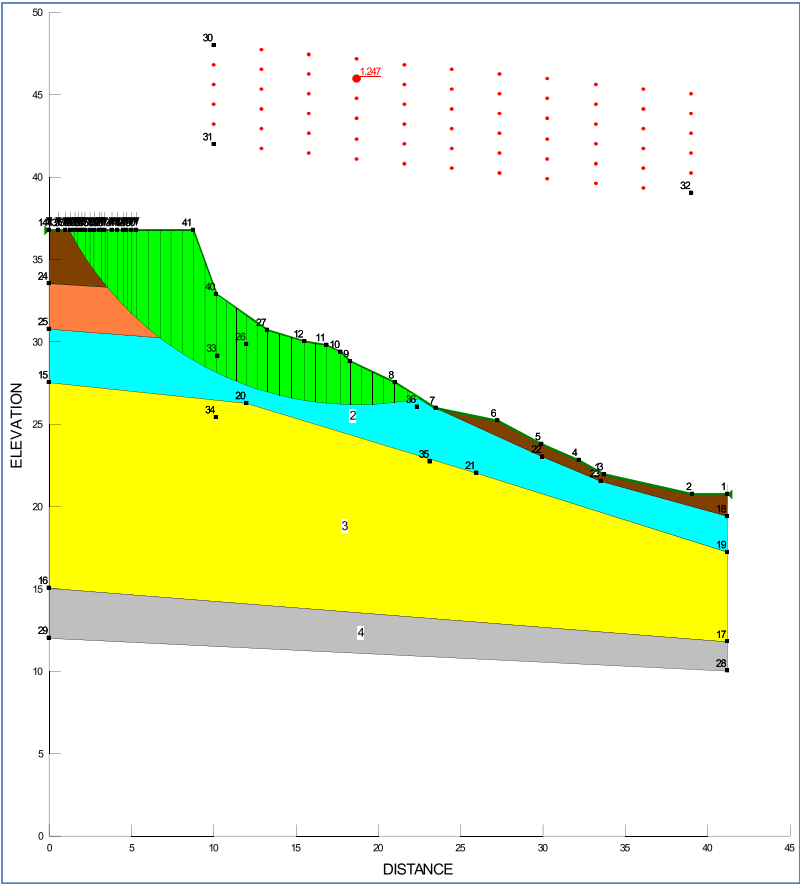


Figure 60 Résultat par Geo-Slope

Tableau 10 Résultats des différents coefficients de sécurité par Geo-slope

Méthode	Coefficient de sécurité $F_s$
Ordinaire	1.109
Bishop	1.29
Jambu	1.118
Morgenstern-Price	1.256

### I.2.c. Conclusion

D’après l’analyse, on remarque que le terrain est dans une stabilité précaire ( $F_s$  proche de 1.20). Or, le problème de récupération de la circulation routière est à prendre en considération.

# Chapitre III

## Etude de confortement

*Résumé* \_\_\_\_\_

Suite au travail mené jusqu' ici, le but de ce chapitre est de chercher la solution idéale pour notre projet.

---

## **I.1. Méthodes de confortement**

Après l'analyse de l'instabilité du site et avant de suggérer la solution qui convient à notre projet, il faut résoudre le problème des écoulements des eaux par :

- Le changement du réseau d'assainissement selon les normes actuelles (reconstruction d'ovoïde en béton armé,...) ;
- La Mise en place des collecteurs et un système de canalisation des eaux en surface.
- Le bitumage de la chaussée doit être parfait, afin d'éviter l'infiltration des eaux.

En ce qui concerne l'étude de confortement du terrain, nous avons opté pour trois variantes, qui se résument en :

1. Le confortement par un mur de soutènement en béton armé avec des micropieux à l'endroit de l'ancien mur de soutènement ;
2. Le terrassement du talus avec un mur de soutènement en béton armé au pied du talus
3. Le confortement par un mur de soutènement souple. (renforcement souple par des atalus en géotextile).

Le choix entre ces trois variantes est lié à la faisabilité car les travaux au niveau du site présentent des contraintes écartant certaines solutions envisageables.

### **I.1.a. Confortement du terrain avec mur de soutènement sur micropieux**

Suite à l'étude d'instabilité du terrain qui montre l'existence d'un glissement potentiel dont la surface de rupture touche les couches qui se trouvent au-dessus de la marne compacte, où la profondeur est approximativement à 11 m de la chaussée. C'est la raison pour laquelle nous avons choisi une solution de confortement qui fait appel à des fondations profondes.

La solution consiste à récupérer la route par un remblai sélectionné, qui a les caractéristiques suivantes :  $C=15$  Kpa,  $\phi=30^\circ$  contenant un système de drainage adéquat, en soutenant la route par un mur de soutènement en béton armé de 8 mètres de hauteur avec des micropieux de 30 cm d'épaisseur et de 5 m de profondeur, ancrés




d'environ 1.50 m dans le bon sol et espacés entre eux de 0.9 m. Ces micropieux vont travailler comme un squelette structurel au sein du sol grâce à leur disposition.

Le système de drainage adopté comporte des barbacanes (tuyau en P.V.C de diamètre minimale de 10 cm) au niveau du mur de soutènement et des buses perforées (en haut) avant le mur de soutènement, posé sur le talon avec une pente de 5 %.

### I.1.a.i. Résultats de la 1<sup>ère</sup> variante

La modélisation du confortement par Talren 4 se fait en ajoutant au sol les caractéristiques représentées dans le tableau 11. Les résultats acquis sont les suivants (figure 61) :

Tableau 11 Caractéristiques des couches

Les couches	Couleur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)
Mur de soutènement en béton armée		25	20000	30
Micropieux		25	30000	30
Remblai sélectionné		21	15	30

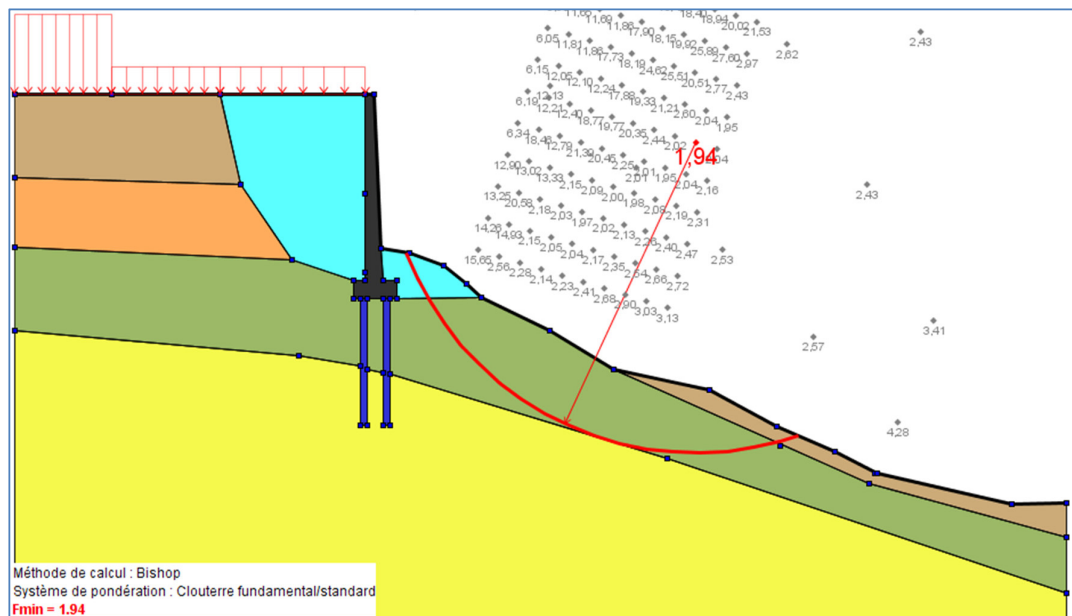


Figure 61 Modélisation de la 1<sup>ère</sup> variante par Talren 4

En se basant sur les résultats obtenus, la solution envisagée a bien récupéré la route avec un gain en coefficient de sécurité  $\frac{\Delta F}{F}$  d'environ 58 % selon les méthodes de Bishop et de perturbation, et 62 % selon la méthode de Fellenius, avec un déplacement du cercle de glissement derrière le mur.

### *I.1.a.ii. Estimation des coûts de la 1<sup>ère</sup> variante*

Les prix unitaire obtenus d'un devis récupéré au niveau du bureau d'étude LECTACT nous ont permis d'estimer le coût de cette variante, qui se résume dans le tableau 12.

**Tableau 12 Estimation des coûts de la première variante**

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Prix totale DA
<b>Mur de soutènement</b>	m <sup>3</sup>	161.7	25 000	4 042 500
<b>Les micropieux</b>	ml	287.75	40 000	13 200 000
<b>Remblais</b>	m3	91	1 800	163 800
<b>Coût total</b>				<b>17 406 300</b>




### **I.1.b. Confortement par terrassement et un mur de soutènement au pied du talus**

La géométrie du talus est un facteur important qui influe sur la stabilité du terrain, c'est la raison pour laquelle on a proposé cette solution qui repose sur la modification géométrique du talus, en renforçant le terrain au pied par un mur de soutènement en béton armé de 7.50 m de hauteur avec des micropieux de 30 cm d'épaisseur et de 3 m de profondeur, puis en terrassant le talus par un remblai de chargement (soit TVO  $c=15\text{Kpa}$ ,  $\phi=30^\circ$ ) sur une profondeur de 4 à 5 m pour récupérer la route, et ainsi obtenir une pente favorable de 1/4 afin d'améliorer le coefficient de sécurité. En ce qui concerne l'aménagement du terrain on a opté pour un escalier de marge de 50 cm sur 100 cm sur le nouveau talus pour respecter l'aspect architectural du quartier.

### *I.1.b.i. Résultats de la 2<sup>ème</sup> variante*

Après la modélisation de cette variante, en introduisant les caractéristiques exprimées dans le tableau 13, le résultat est le suivant (figure 62) :

Tableau 13 caractéristiques des couches

Les couches	Couleur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C' (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)
Mur de soutènement en béton armée		24	20000	30
Micropieux		25	30000	30
Remblai de terrassement(TVO)		21	15	30

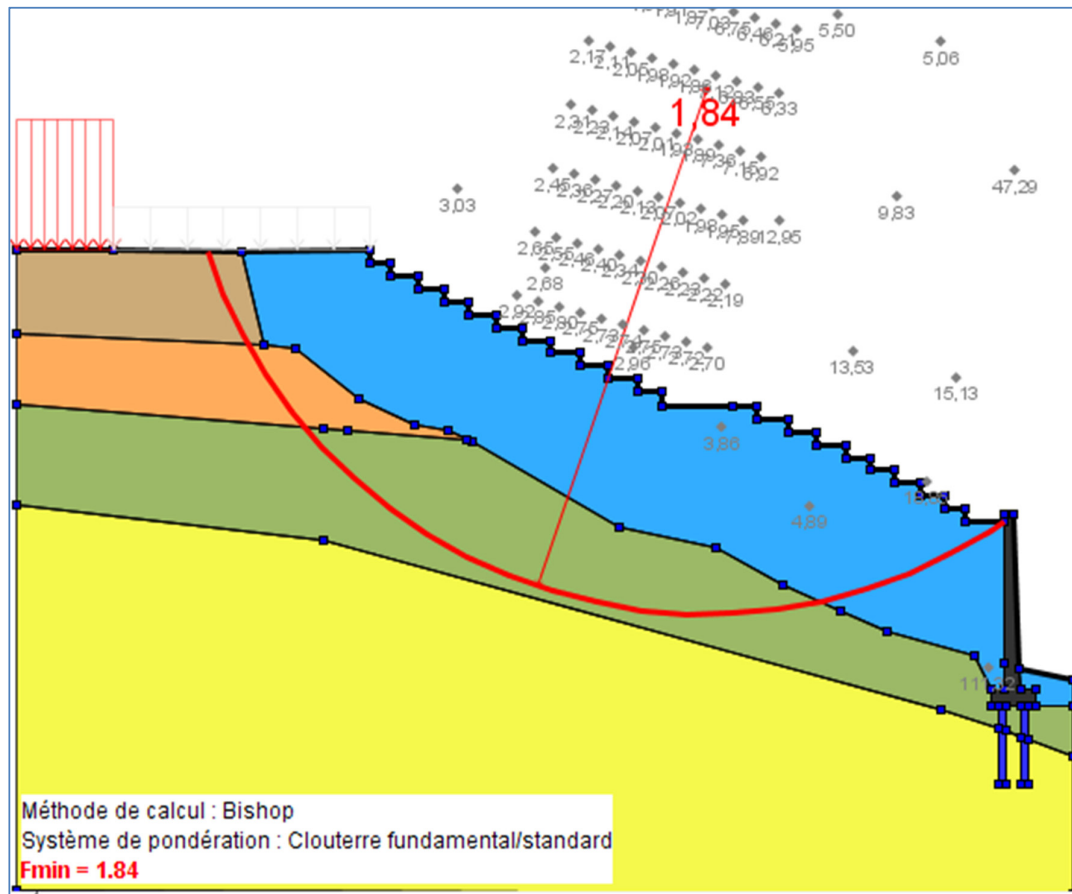


Figure 62 Modélisation de la 2<sup>ème</sup> variante par Talren 4

Avec cette solution on a assuré la circulation routière en obtenant des gains de coefficient de sécurité d'environ 49 % ,42 % et 47 % respectivement pour les méthodes de Bishop, Perturbation et Fellenius. Mais en s'appuyant sur la forme de la surface de rupture éventuelle, cette solution ne sécurisera pas complètement la route.

*I.1.b.ii. Estimation des coûts de la 2<sup>ème</sup> variante*

Tableau 14 Estimation des coûts de la deuxième variante

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Prix totale DA
Les remblais	m <sup>3</sup>	4710	1 500	7 065 000
Mur de soutènement	m <sup>3</sup>	135.15	25 000	3 378 750
Les 66 micropieux	ml	198	40 000	7 920 000
<b>Coût total</b>				<b>18 363 750</b>

**I.1.c. Confortement par un mur de soutènement souple**

Vu les avantages de l'utilisation du géotextile sur le plan gain de temps dans les délais de réalisation et la possibilité d'esthétique, on est amené à suggérer cette solution comme troisième variante de notre projet.

On propose cette solution comme étant un mur de soutènement souple pour le soutien du talus. En mettant en place des atalus végétalisés de 6 m de hauteur, et dans le sens horizontal, des nappes de géotextiles de résistance à la traction de 120 – 220 KN/ml, disponibles dans le marché Algérien. Ces dernières sont séparées par un remblai technique frottant (de caractéristiques mécaniques  $\varphi' = 35^\circ$  et  $c' = 6$  Kpa) compacté jusqu' à 95% de OPM selon les règles de GTR.

La diminution de l'espacement et l'augmentation de la longueur des nappes influent positivement sur la réduction de la poussée et l'amélioration de la stabilité du terrain. L'espacement entre les nappes de géotextiles est pris selon les recommandations d'utilisation des geosynthétiques (entre 0.2 m et 0.8 m). L'espacement augmente du bas vers le haut à cause de l'effet de la traction croissante vers le bas, quant à la longueur des nappes, elle est d'environ 12 m, où on est limité par la géométrie du terrain afin de bien poser ces nappes pour améliorer le renforcement remblai technique avec géotextile.

### I.1.c.i. Résultats de la 3<sup>ème</sup> variante

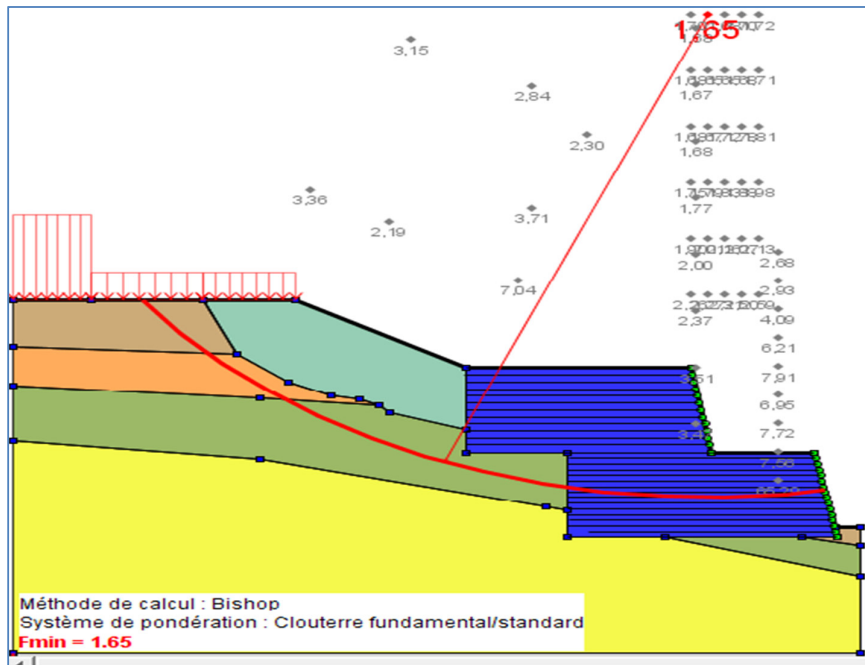


Figure 63 Modélisation de la 3<sup>ème</sup> variante par Talren 4

Le renforcement souple nous a permis de récupérer la circulation routière et piétonnière, tout en sécurisant le talus avec un gain de sécurité de 34 % selon Bishop et de 38 % d'après Fellenius, mais cette solution apparait insuffisante vis-à-vis de la stabilité du terrain, car le cercle de rupture éventuelle présente le risque du départ de la totalité des remblais qui constituent le talus.

### I.1.c.ii. Estimation des coûts de la 3<sup>ème</sup> variante

Tableau 15 Estimation des coûts de la troisième variante

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Prix totale DA
Remblai technique	m <sup>3</sup>	4320	2 000	8 640 000
Nappes de GTX	Ml	3696	200	739 200
Remblai de terrassement	m <sup>3</sup>	1260	1 800	2 268 000
<b>Coût total</b>				<b>11 647 200</b>

## ***I.2. Analyse multicritère***

Le choix de la solution la plus adaptée résulte le plus souvent d'une démarche itérative dont les objectifs sont la sécurité, le coût, l'esthétique et la réalisation.

Dans un premier temps, la sécurité du site apparaît très favorable pour la première variante, en comparant avec la deuxième et la troisième. En effet, on a récupéré la route avec un gain appréciable en coefficient de sécurité dépassant les 50 % pour la première variante. En revanche, la sécurité de la deuxième et la troisième variante ne présentent pas un gain considérable vue la vulnérabilité du site (gain inférieur à 50 %).

Dans un second temps, le coût est acceptable pour les trois variantes avec un avantage économique pour la troisième.

Par la suite, après avoir effectué l'analyse, il s'est avéré que la deuxième variante apparaît bien par rapport aux autres variantes sur le plan esthétique.

Dans un dernier temps, la réalisation de ces trois variantes trouve ses difficultés dans l'accès au site. Par contre, en ce qui concerne le délai de réalisation, la troisième variante est plus rapide dans la mise en œuvre par rapport à la première et la deuxième.

L'analyse des trois variantes est résumée dans le tableau 16.

**Tableau 16 l'analyse rapide des variantes**

Les critères	Variante n°1	Variante n°2	Variante n°3
Gain de sécurité	++	+	+
Coût	+-	+-	+
L'esthétique	+-	++	+
Réalisation	+-	+-	+
Décision	A retenir	A éliminer	A éliminer

++ : Très favorable, + : favorable, +- : acceptable, - : défavorable.

L'analyse multicritère nous a conduits à retenir la première variante comme solution pour notre projet, et vu que ce dernier est situé dans une zone urbaine alors on s'est basé beaucoup plus sur le critère de sécurité, car cette solution nous a permis

d'obtenir un cercle de rupture éloigné de la route et un gain de sécurité qui dépasse les 50 %.

En plus, le maître de l'ouvrage (wilaya d'Oran) souhaite que la solution ne pose pas de problème pour l'aménagement du terrain (espace gagné pour l'implantation des bâtiments).

### ***I.3. L'accès au site***

Pour la réalisation de ces solutions, nous avons proposé deux accès ; le premier est du côté aval du terrain en démolissant le mur de clôture qui appartient au domaine public (annexe de l'APC) en créant un tracé d'une pente maximale de 15 %. Par contre, le deuxième accès est du côté amont du terrain, en décapant la route existante pour créer une pente de 15 à 20 % afin de faciliter l'accès.

La figure ci-dessous montre l'accès au site :



Figure 64 Accès au site

### ***I.4. Le choix des micropieux***

On a eu recours aux micropieux comme solution à la place des pieux à cause de plusieurs restrictions :

- L'accès difficile au site ;

- La restriction de bruit et la vibration induite par la réalisation de grands pieux, en raison de la sensibilité du voisinage de l'ouvrage ;
- La Restriction de la largeur de la semelle de fondation afin de faciliter la réalisation ;
- La rigidité importante du sol qui écarte l'utilisation de gros pieux ;
- Les ouvrages en zones sismique qui nécessitent une fondation relativement flexible avec une grande capacité portante.

### ***1.5. Vérification dans le cas accidentelle (séisme)***

D'après le règlement parasismique des ouvrages d'arts (99) révisée en 2003, nous avons adopté le coefficient d'accélération sismique  $A = 0,20$  où  $A_v = 0,3 * A_h = 0,03$  et  $A_h = 0,5 * A = 0,10$ .

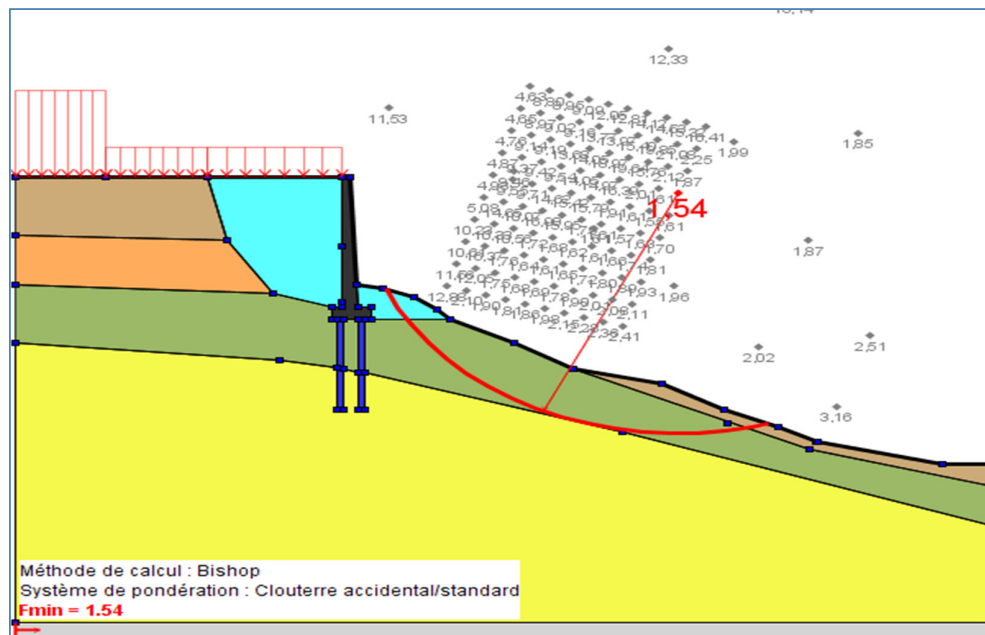


Figure 65: Cercle de rupture dans le cas de séisme

Le résultat montre que notre solution va permettre de conforter notre terrain contre le glissement au cas d'un éventuel séisme. On obtient un coefficient de sécurité égale à 1.54.

## I.6. Dimensionnement du mur

### I.6.a. Pré-dimensionnement du mur

Hauteur du mur :  $H=8$  m.

Largeur de la semelle :  $B=1.7$  m.

Largeur du patin :  $A=0.5$  m.

Section d'encastrement du voile sur la semelle :

$S=0.7$  m.

Largeur du talon :  $P=0.5$  m.

Epaisseur de la semelle :  $E=0.7$  m.

Couronnement du voile :  $C=0.35$  m.

Longueur des pieux :  $L_p=5$  m.

Diamètre des pieux :  $\phi_p=0.3$  m.

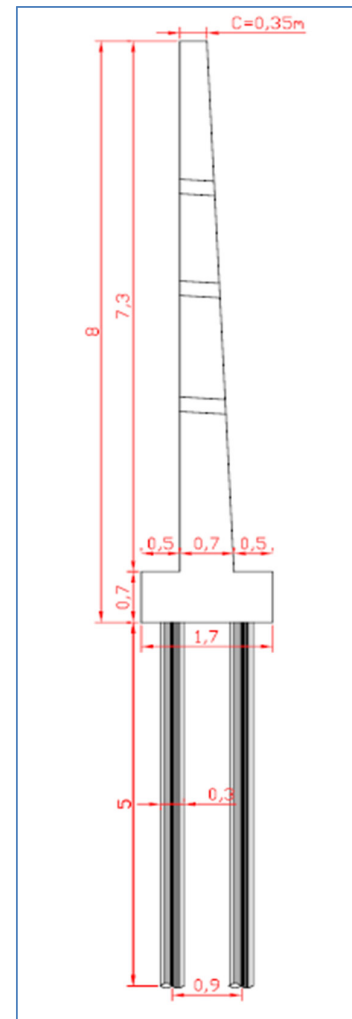


Figure 66 Vue transversale

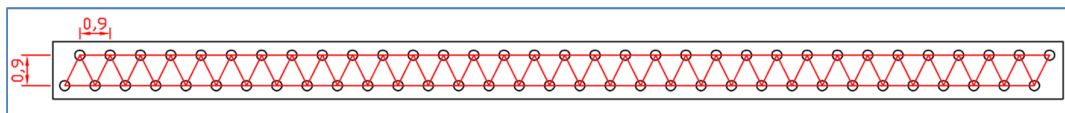


Figure 67 Disposition des micropieux

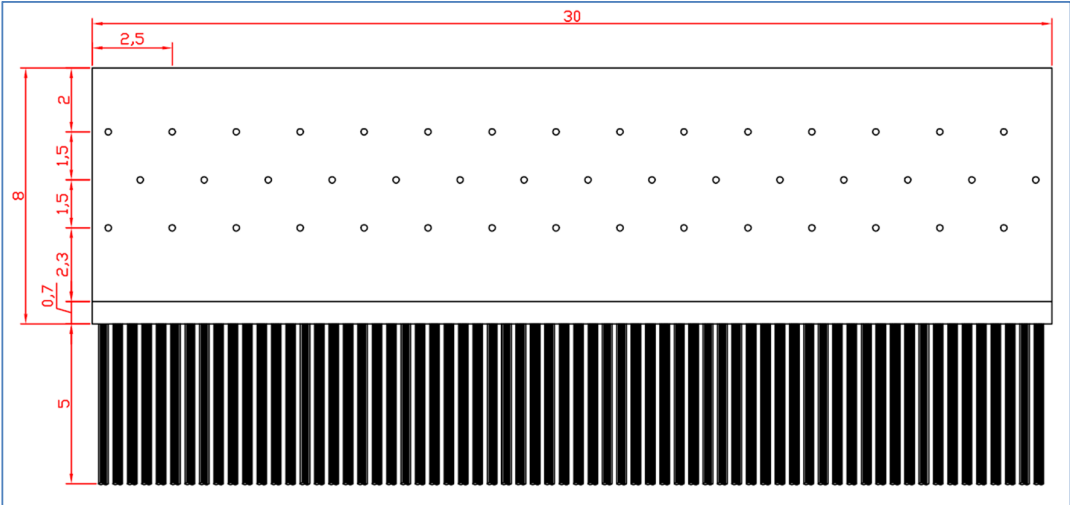


Figure 68 Vue de face

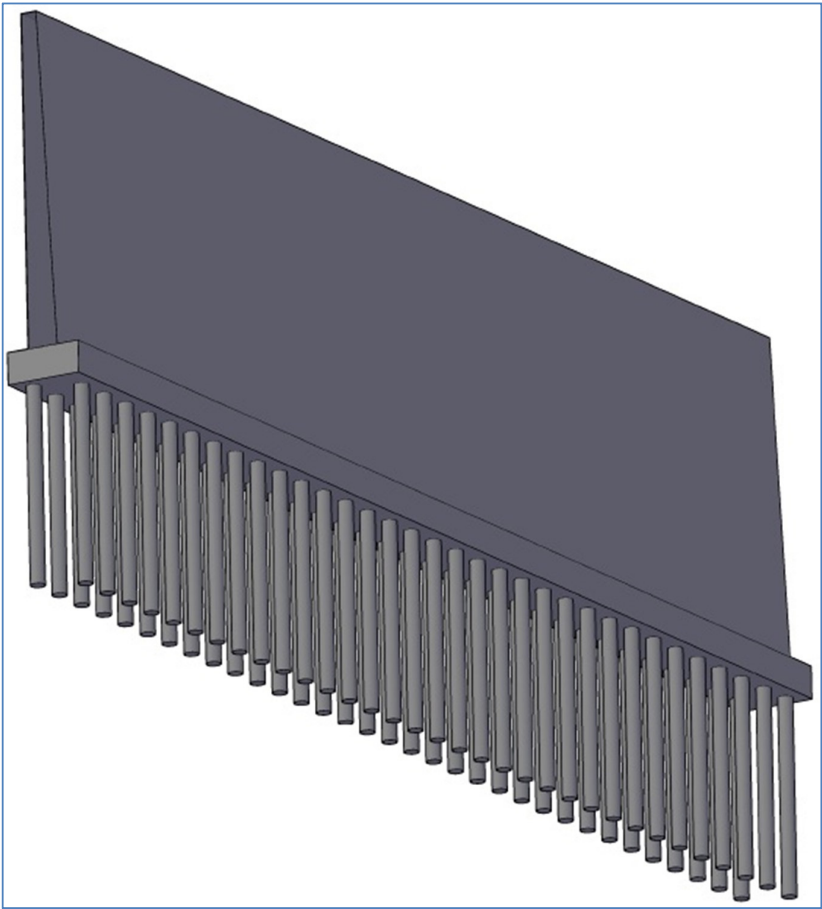


Figure 69 Vue en trois dimensions

### I.6.b. Ferrailage du mur

Après un calcul manuel des efforts qui agissent sur le mur, on a obtenu le ferrailage suivant : ferrailage vertical  $A_s = 61,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 9 HA32=66,9  $\text{cm}^2/\text{ml}$  ; et pour le ferrailage horizontal  $A_s = 21,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 8 HA20 =22  $\text{cm}^2/\text{ml}$ . Pour la semelle  $A_s = 9,8 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 6 HA16.

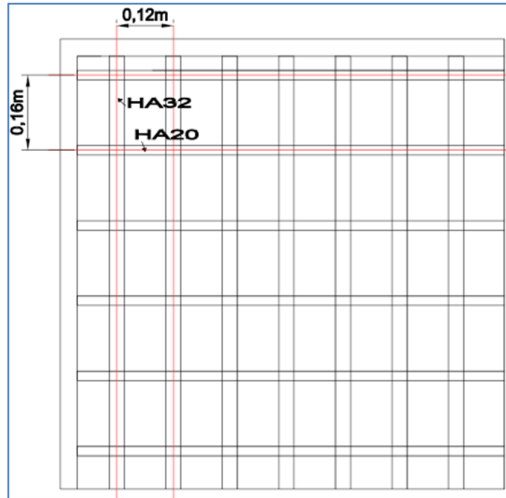


Figure 70 Ferrailage du voile

### I.6.c. choix de ciment

En se basant sur les résultats d'analyse chimique, on remarque que les eaux usées ou de surfaces trouvées sur site contiennent un taux de sulfate d'environ 3000 mg/l. Selon la norme NA 442/2000, l'eau a une moyenne à forte agressivité chimique sur le béton. Cette agressivité se traduit par une attaque sulfatique qui provoque généralement un gonflement et une fissuration des matériaux, pour cela, on adopte un ciment portland artificiel (C.P.A) avec une teneur en aluminat tricalcique ( $C3A < 5\%$ ) plus une protection supplémentaire : Enduit, peinture de revêtement, imprégnation.

## I.7. Conclusion

Suite à l'étude de confortement, où on a suggéré trois variantes qui sont liées à la faisabilité des travaux au niveau du site, on peut conclure que la première variante a les critères nécessaires pour être la meilleure solution à notre étude en terme de sécurité (60 % du gain) et, du point de vue, espace gagné, mais par rapport au patrimoine architectural, c'est difficile de récupérer un mur en maçonnerie réalisé pierre par pierre.

## Conclusion générale

Le présent travail de fin d'études nous a permis d'améliorer nos connaissances dans le domaine de la géotechnique et de confronter des problèmes techniques de terrain. Le travail est basé sur une synthèse bibliographique qui nous a conduit à consolider les connaissances acquises durant le cursus d'ingénieur et acquérir de nouvelles en consultant les recherches récentes dans le domaine des renforcements et confortements des sols.

En ce qui concerne l'étude présentée dans ce mémoire, elle avait pour objet d'adopter un confortement du glissement de terrain de la rue des jardins à Oran.

En premier lieu, nous avons analysé le glissement pour définir les surfaces de ruptures potentielles. Cette analyse est menée à l'aide de deux logiciels qui ont permis d'approcher la surface du glissement potentiel atteignant environ 11 m par rapport à la surface de la chaussée.

En nous basant dans un second lieu sur cette analyse, nous avons défini trois modes de confortements différents :

- Un mur de soutènement en béton armé sur micropieux ;
- Terrassement du talus avec un mur de soutènement en béton armé sur micropieux ;
- Renforcement par un mur de soutènement souple (remblai en géotextiles).

Afin de choisir le confortement approprié, notre choix s'est basé sur le côté de sécurité de la zone urbaine, c'est la raison pour laquelle, nous avons adopté le confortement du mur de soutènement qui repose sur des micropieux ancrés dans le bon sol, étant accompagné d'un système de drainage adéquat.

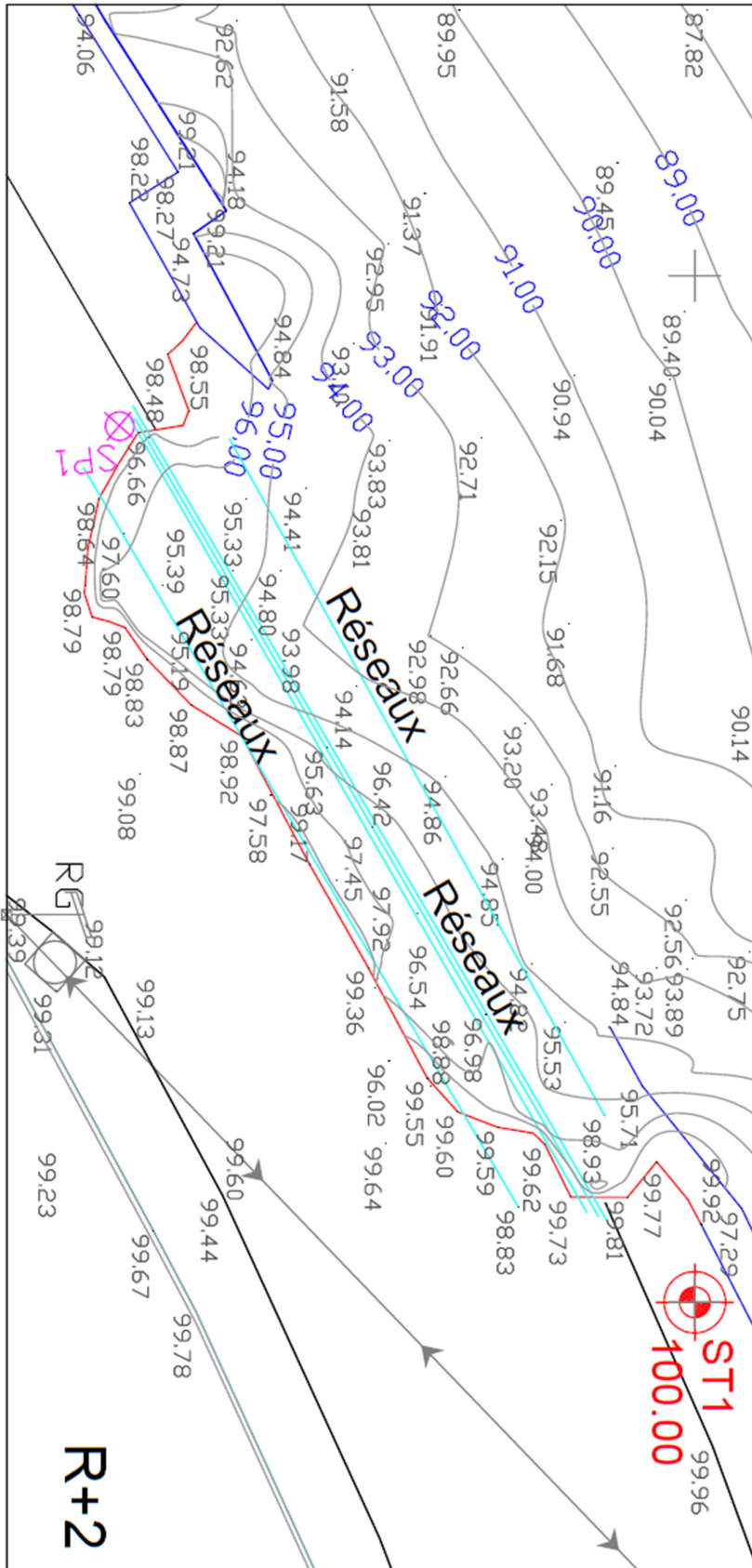
Enfin, nous pouvons dire que lors de l'étude de la stabilité d'un glissement, ce qui compte, c'est la cause du glissement afin de pouvoir lutter efficacement contre celle-ci. Mais il est important de connaître l'environnement et la géologie du site, le comportement du sol et les variations des niveaux des eaux, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir orienter les idées et proposer des hypothèses et des modèles de calcul adéquats.

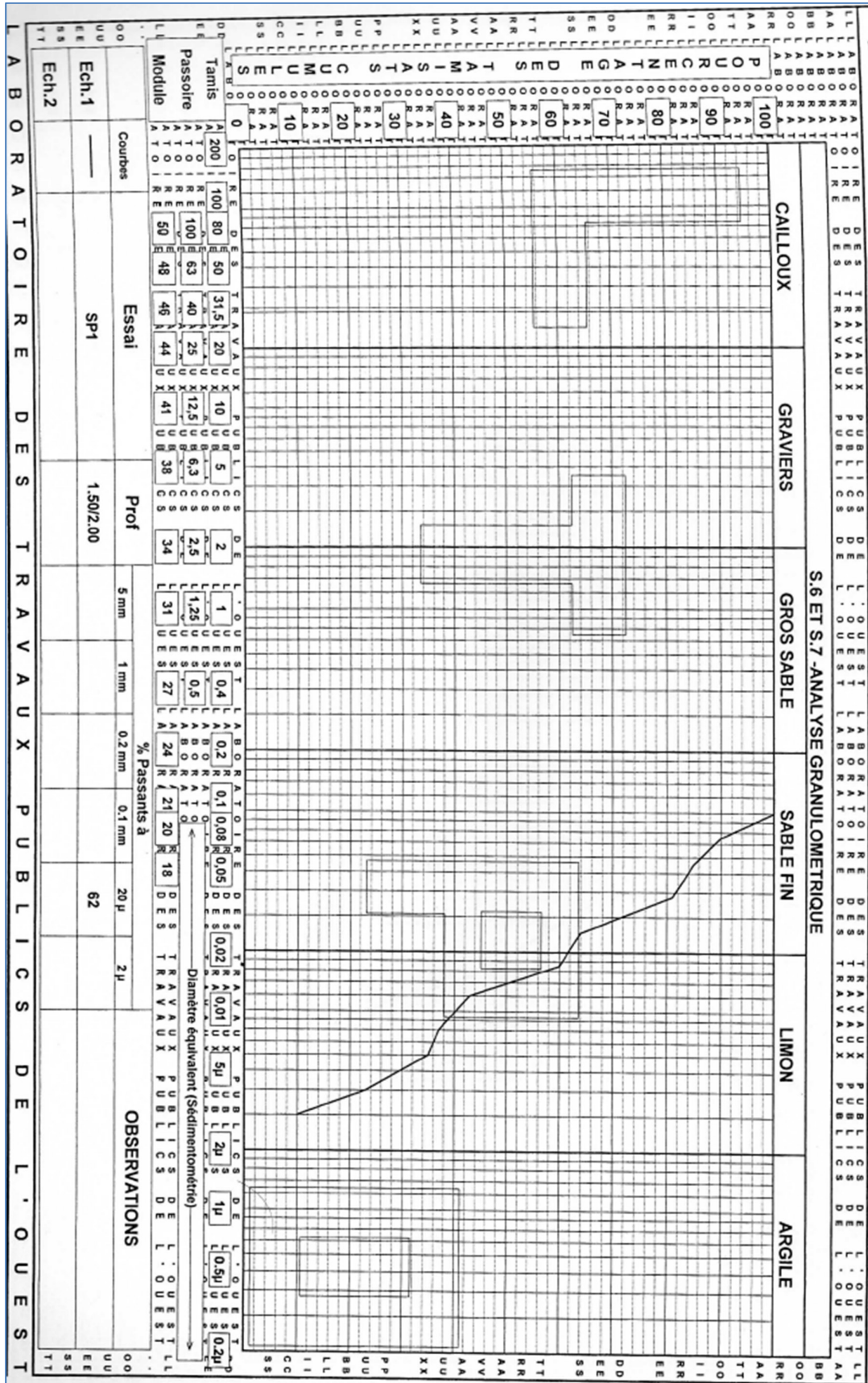
## **Bibliographie**

- Dr Y.Berriche, Dr Benabdelouaheb, & Mme Badaoui. (2010-2011). *Cours MDS*. Alger: ENSTP.
- Durville, J.-L., & Gilles, S. (2000, 04 18). Stabilité des pentes : Glissement en terrain meuble. 16. France, France, France: Technique de l'ingénieur (Doc. C 254).
- Gilles Sève, & Pierre Pouget. (1988). *Stabilisation des glissements de terrain : Guide technique*. Paris: LCPC (Laboratoire national des ponts et chaussées).
- J. Costet, & G. Sanglerat. (1983). *Cours pratique de mécanique des sols : 2. Calcul des ouvrages*. Paris: Dunod.
- Martin, P. (2008). *Géotechnique appliquée aux BTP*. Paris: Eyrolles.
- Philipponnat, G., & Hubert, B. (1979). *Fondation et ouvrage en terre*. Paris: Eyrolles.
- Robitaille, & Tremblay. (1997). *Mécanique des sols : théorie et pratique*. Canada: Modulo.

## **Webographie**

- [www.wikipedia.com](http://www.wikipedia.com)
- [www.tencate.com](http://www.tencate.com)
- [www.afitex.com](http://www.afitex.com)
- [www.geosyntheticssociety.org](http://www.geosyntheticssociety.org)
- [www.terrasol.fr](http://www.terrasol.fr)
- [www.ingdz.com](http://www.ingdz.com)
- [www.civilmania.com](http://www.civilmania.com)
- [www.learnerstv.com](http://www.learnerstv.com)
- [www.btplive.com](http://www.btplive.com)
- [www.meteo.dz](http://www.meteo.dz)





**DOSSIER : EGO 12 55****PROJET** : Compagne d'investigation géotechnique « glissement de terrain » rue des jardins.

Essais	Sondage	<b>SP.1</b>					
	Prof. (E.P)	1.50/2.00 (1.60/1.80)	3.60/4.50 (3.60/3.80)	8.00/9.00 (8.00/8.20)	10.00/11.00 (10.00/10.35)	11.20/11.60	
P H Y S I Q U E S	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )						
	$\gamma_h$ (T/m <sup>3</sup> )	1.88	1.80	2.03	2.05		
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )	1.43	1.26	1.65	1.66		
	W (%)	31.2	42.5	22.8	23.3		
	Ws (%)	32.9	42.4	23.6	23.2		
	Sr (%)	95	100	97	100		
	WL (%)	71.65	109.7	44.75	48.05		
	WP (%)	30.24	38.30	25.51	27.91		
	IP (%)	41.41	71.47	19.24	20.15		
	VBS						
	E.S (%)						
	CaCO <sub>3</sub> (%)	12	10	44	48		
	Passant à	5 mm	100%	100%	100%	100%	
		1 mm	100%	100%	100%	98%	
		0.2mm	100%	100%	90%	85%	
0.1 mm		100%	100%	80%	70%		
20 $\mu$		62%	48%	38%	42%		
2 $\mu$							
M E C A N I Q U E S	Pc (bars)						
	Ct						
	Cg						
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )						
	W init (%)						
	W fin. (%)						
	K (cm <sup>3</sup> /s)						
	Rc. (bars)	1.77	1.73	1.64	12.42	17.69	
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )	1.45	1.29	1.63	1.54	1.61	
	W (%)	31.7	40.0	22.4	21.3		
	C (bars)						
	$\phi$ (degré)						
	W ini. (%)						
W fin. (%)							

**DOSSIER** : EGO 12 55**PROJET** : Compagne d'investigation géotechnique « glissement de terrain » rue des jardins.

Essais	Sondage		<b>SP.1</b>				
	Prof. (E.P)	13.00/13.30	16.05/16.40	(17.70/17.90)	18.20/18.60	19.10/19.40	
P H Y S I Q U E S	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )						
	$\gamma_h$ (T/m <sup>3</sup> )			2.04			
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )			1.67			
	W (%)			22.2			
	Ws (%)			22.8			
	Sr (%)			97			
	WL (%)						
	WP (%)						
	IP (%)						
	VBS						
	E.S (%)						
	CaCO <sub>3</sub> (%)						
	Passant à	5 mm					
		1 mm					
		0.2mm					
0.1 mm							
20 $\mu$							
2 $\mu$							
M E C A N I Q U E S	Pc (bars)						
	Ct						
	Cg						
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )						
	W init (%)						
	W fin. (%)						
	K (cm <sup>3</sup> /s)						
	Rc. (bars)	25.22	33.46	1.71	59.8	22.9	
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )	1.64	2.01	1.63	2.03	1.98	
	W (%)			19.5			
	C (bars)						
	$\phi$ (degré)						
	W ini. (%)						
W fin. (%)							

**DOSSIER** : EGO 12 55**PROJET** : Compagne d'investigation géotechnique « glissement de terrain » rue des jardins.

Essais	Sondage	<b>SP.2</b>							
	Prof. (E.P)	1.50/2.00 (1.60/1.80)	(2.50/2.80)	3.25/4.25 (3.35/3.65)	(4.70/5.00)	(5.70/6.00)	7.00/8.00 (7.50/7.70)	(8.40/8.70)	
P H Y S I Q U E S	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )								
	$\gamma_h$ (T/m <sup>3</sup> )	1.95	1.96	2.01	2.06	2.09	2.06	2.10	
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )	1.56	1.55	1.59	1.68	1.74	1.67	1.74	
	W (%)	24.8	26.2	26.1	22.8	20.0	23.2	20.9	
	Ws (%)	27.1	27.5	25.8	22.5	20.0	22.8	20.4	
	Sr (%)	92	95	100	100	100	100	100	
	WL (%)	78.33		76.51			55.45		
	WP (%)	31.64		30.79			28.12		
	IP (%)	46.69		45.72			27.32		
	VBS								
	E.S (%)								
	CaCO <sub>3</sub> (%)	20		20			26		
	Passant à	5 mm	100%		100%			100%	
		1 mm	100%		100%			98%	
0.2mm		100%		100%			85%		
0.1 mm		100%		100%			78%		
20 $\mu$		70%		54%			61%		
2 $\mu$		9%					7%		
M E C A N I Q U E S	P <sub>v</sub> (bars)						*		
	C <sub>v</sub>								
	C <sub>g</sub>								
	$\gamma_d$ (T/m <sup>3</sup> )								
	W <sub>init</sub> (%)								
	W <sub>ln.</sub> (%)								
	K <sub>v</sub> (cm <sup>3</sup> /s)								
	R <sub>v</sub> (bars)	1.53	1.59	1.56	1.59	7.63	2.38	5.99	
	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	1.45	1.49	1.56	1.60	1.72	1.57	1.74	
	V <sub>v</sub> (%)	23.3	25.4	23.7	20.5	18.8	22.6	19.6	
	C <sub>v</sub> (bars)								
	$\phi$ (degré)								
	V <sub>hi.</sub> (%)								
V <sub>ln.</sub> (%)									

## Essais chimiques :

**SOL: SP.1 (Profondeur: 4.00m / 5.00m).**

CARACTÉRISTIQUES	SYMBOLES	TENEURS	UNITÉS
SILICE	SiO <sub>2</sub>	87.22	%
CHAUX	CaO	1.03	%
MAGNÉSIE	MgO	-	%
ALUMINE	AL <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.07	%
OXYDE DE FER	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.52	%
SULFATES	SO <sub>4</sub>	0.00	%
CARBONATES	CaCO <sub>3</sub>	1.82	%
ANHYDRIDE CARBONIQUE	CO <sub>2</sub>	0.80	%

**SOL: SP.1 (Profondeur: 8.00m / 9.00m).**

CARACTÉRISTIQUES	SYMBOLES	TENEURS	UNITÉS
SILICE	SiO <sub>2</sub>	36.66	%
CHAUX	CaO	33.88	%
MAGNÉSIE	MgO	-	%
ALUMINE	AL <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.29	%
OXYDE DE FER	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.07	%
SULFATES	SO <sub>4</sub>	0.00	%
CARBONATES	CaCO <sub>3</sub>	44.54	%
ANHYDRIDE CARBONIQUE	CO <sub>2</sub>	19.60	%

**EAU: SP.2 (Profondeur: -1.65m).**

CATIONS	mg/l	Méq/l	ANION	mg/l	méq/l
Calcium (Ca)	<b>577.15</b>	<b>28.80</b>	Chlorures (CL)	<b>3106.25</b>	<b>87.50</b>
Magnésium (Mg)	<b>462.92</b>	<b>38.07</b>	Sulfates (SO <sub>4</sub> )	<b>3006.20</b>	<b>57.93</b>
Sodium (Na)	-	-	Carbonates (CO <sub>3</sub> )	<b>Néant</b>	<b>Néant</b>
Potassium (K)	-	-	Bicarbonate (CO <sub>3</sub> H)	<b>561.38</b>	<b>9.20</b>
Balance cations	<b>1040.07</b>	<b>66.87</b>	Balance Anions	<b>6448.54</b>	<b>154.63</b>
Conductivité à 25° c (mmhos)			<b>12.24</b>		
Résidu sec à 105° c (mg/l)			<b>7580</b>		
P.H			<b>6.69</b>		
Matières en suspension (mg/l)			<b>0.24</b>		
Matières organiques milieu acide (mg/l)			<b>0.18</b>		
Anhydride carbonique libre (mg/l)			<b>9.26</b>		
Nitrate (NO <sub>3</sub> ) (mg/l)			<b>-</b>		

**• Autres déterminations:**

Titres hydrotimétriques	TH (°F)	<b>334.50</b>
Titres calciques	Tca (°F)	<b>144.00</b>
Titre alcalimétrique simple	TA (°F)	<b>Néant</b>
Titre alcalimétrique complet	TAC (°F)	<b>46.00</b>

## Essais pressiométrique réalisés :

N° SONDAGE	Profondeur (m)	Formation testée	PI (bar)	Pf (bar)	E (bar)	E/PI
SP.1	3.00	Sable jaunâtre et à grains fins.	12.3	4.7	112	9.1
	5.00	Marne sableuse jaunâtre.	7.3	3.3	33	4.6
	6.00	"	7.5	5.1	40	5.3
	7.00	Fragments de grès beige blanchâtre.	3.2	3.2	40	12.5
	8.00	Grès marneux verdâtre moyennement consolidé et à grains fins.	25.1	25.1	1095	43.7
	9.00		27.5	13.7	1883	68.3
	10.00		34.8	34.8	1304	37.4
	11.00	Marne sableuse compacte à passées de grès marneux moyennement consolidés.	38.4	38.4	2400	62.5
	12.00	Grès marneux moyennement consolidé, verdâtre et intercalé de minces niveaux marneux verdâtres.	37.8	37.8	3096	81.9
	13.00		38.0	38.0	1938	51.0
	14.00		38.6	22.1	5614	145.4
	15.00		38.3	38.3	26842	700.5
	16.00	Grès jaunâtre, verdâtre et plus ou moins marneux vers la base, à grains fins et moyennement consolidé.	38.1	38.1	48538	1274.5
	18.00		38.3	38.3	15974	417.2
20.00	38.6		22.6	4073	105.5	
22.00	38.9		38.9	8246	212.0	
24.00	39.0		39.0	4042	103.6	
SP.2	2.00	Marne verdâtre renfermant des cristaux de gypse vers le sommet et devenant sableuse à paillettes de biotite vers la base.	4.1	1.9	16.0	4.0
	3.00		7.9	3.6	88	11.1
	4.00	Marne grise compacte, notamment vers la base et devenant sableuse vers le sommet.	10.2	5.9	70	7.4
	5.00		27.1	21.5	596	22.5
	6.00		32.7	25.1	614	19.2
8.00	31.2		25.1	206	21.3	

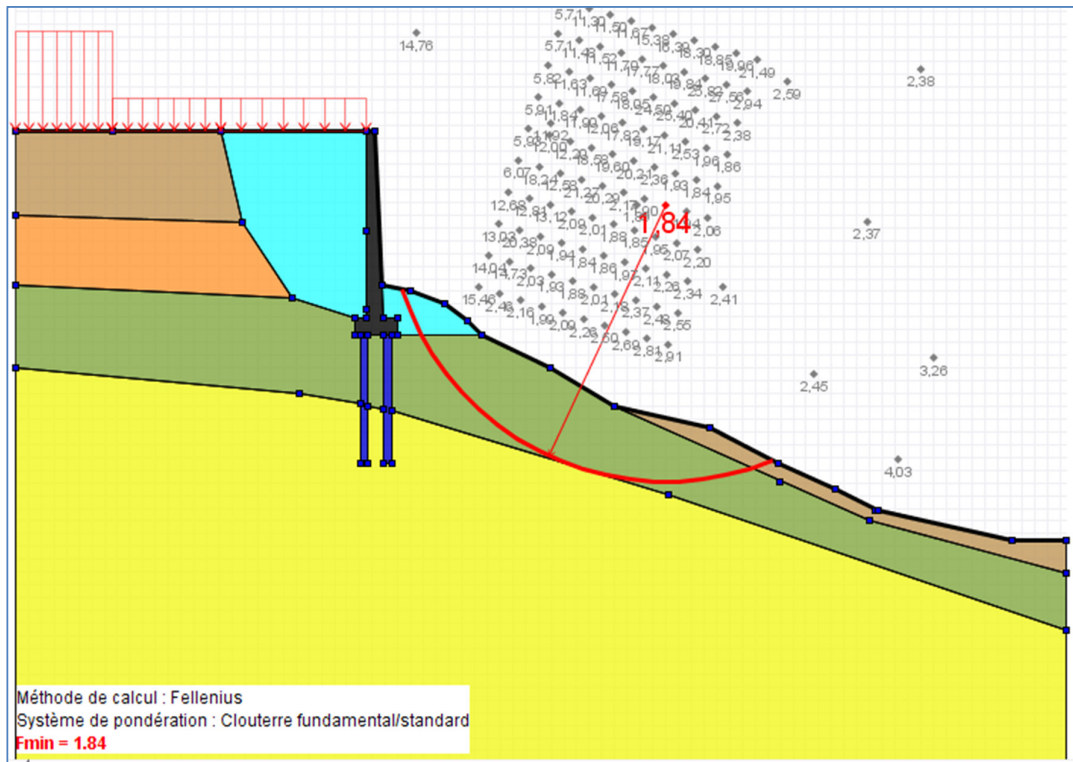


Figure 71 Résultat de la 1<sup>ère</sup> variante selon Fellenius

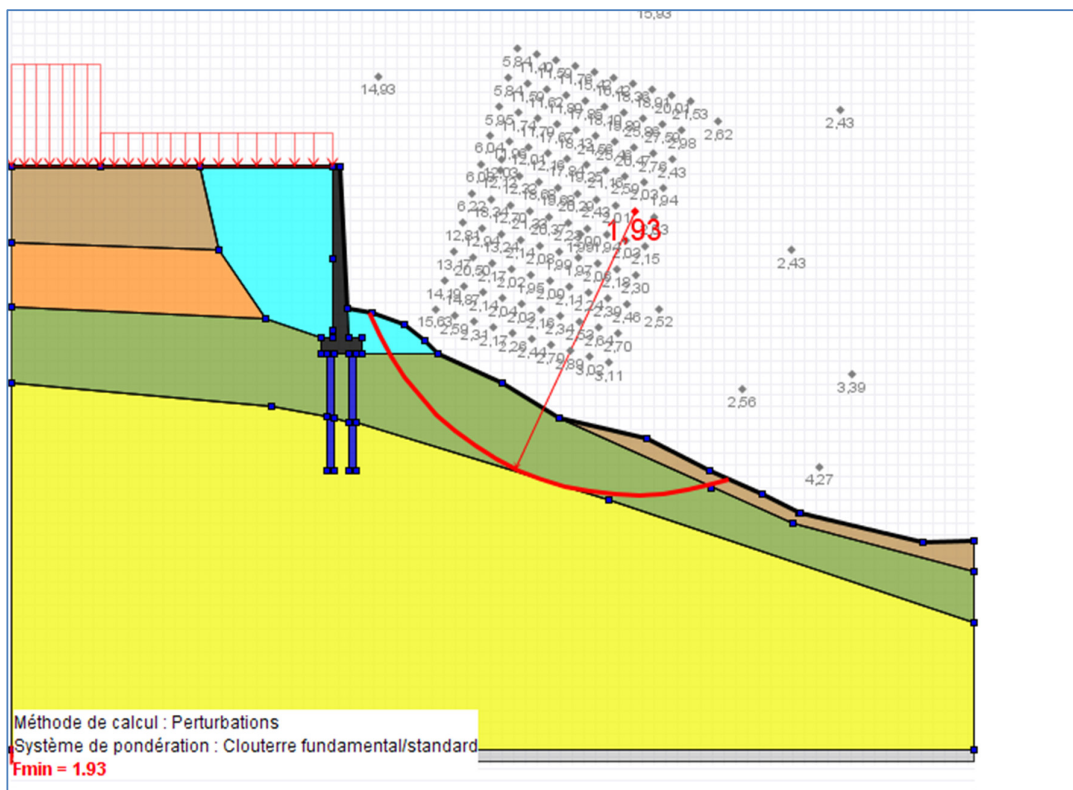


Figure 72 Résultat de 1<sup>ère</sup> variante selon la méthode de perturbation

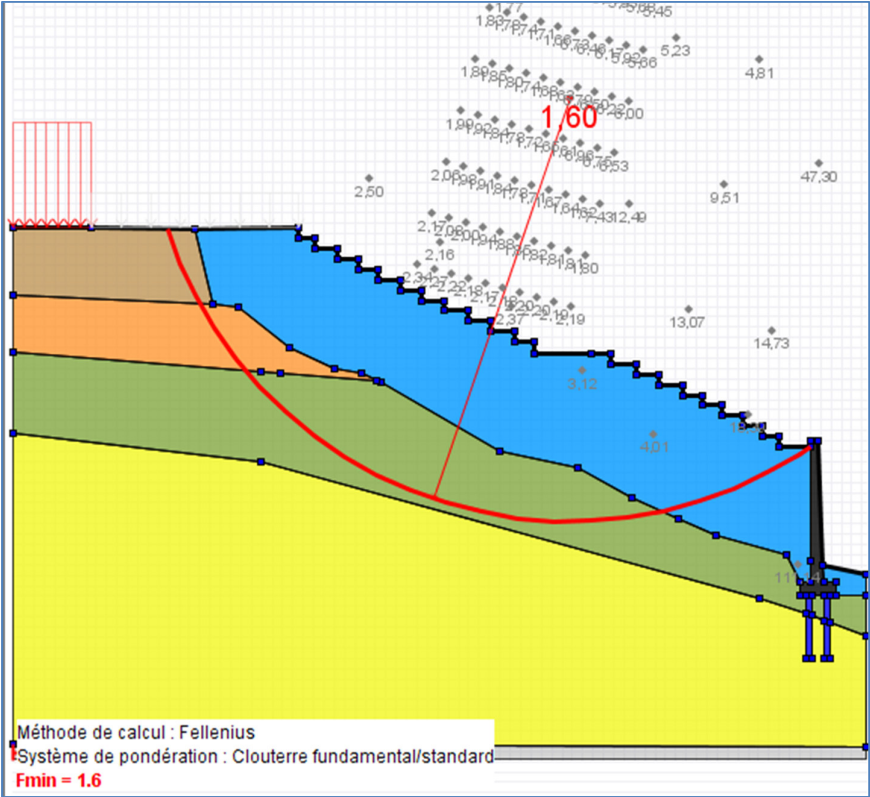


Figure 73 Résultat de la 2<sup>ème</sup> variante selon Fellenius

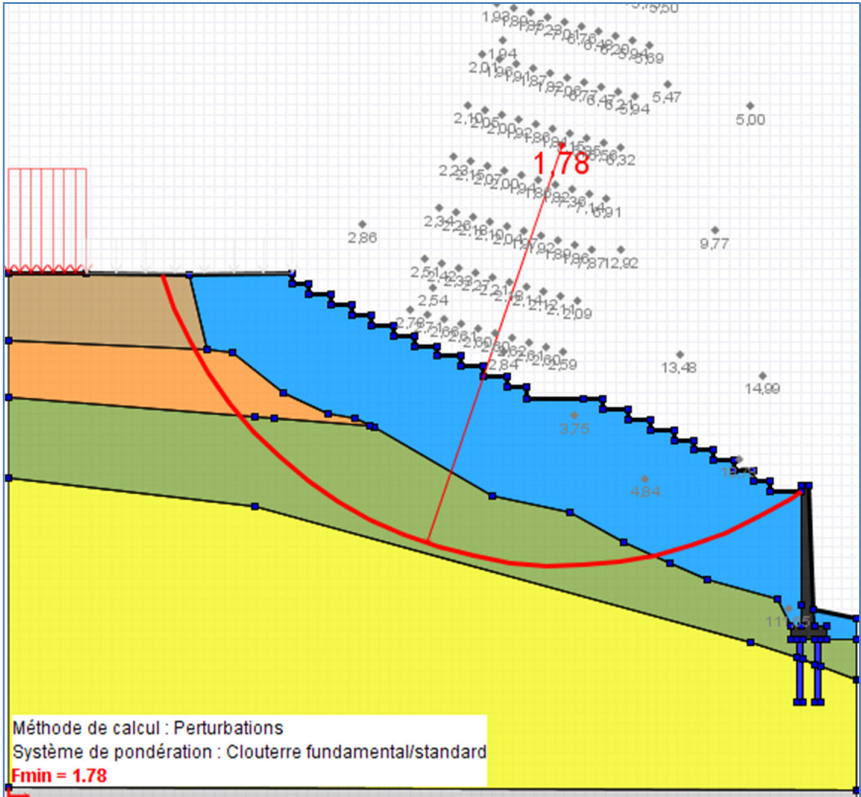


Figure 74 Résultat de la 2<sup>ème</sup> variante selon la méthode de perturbation

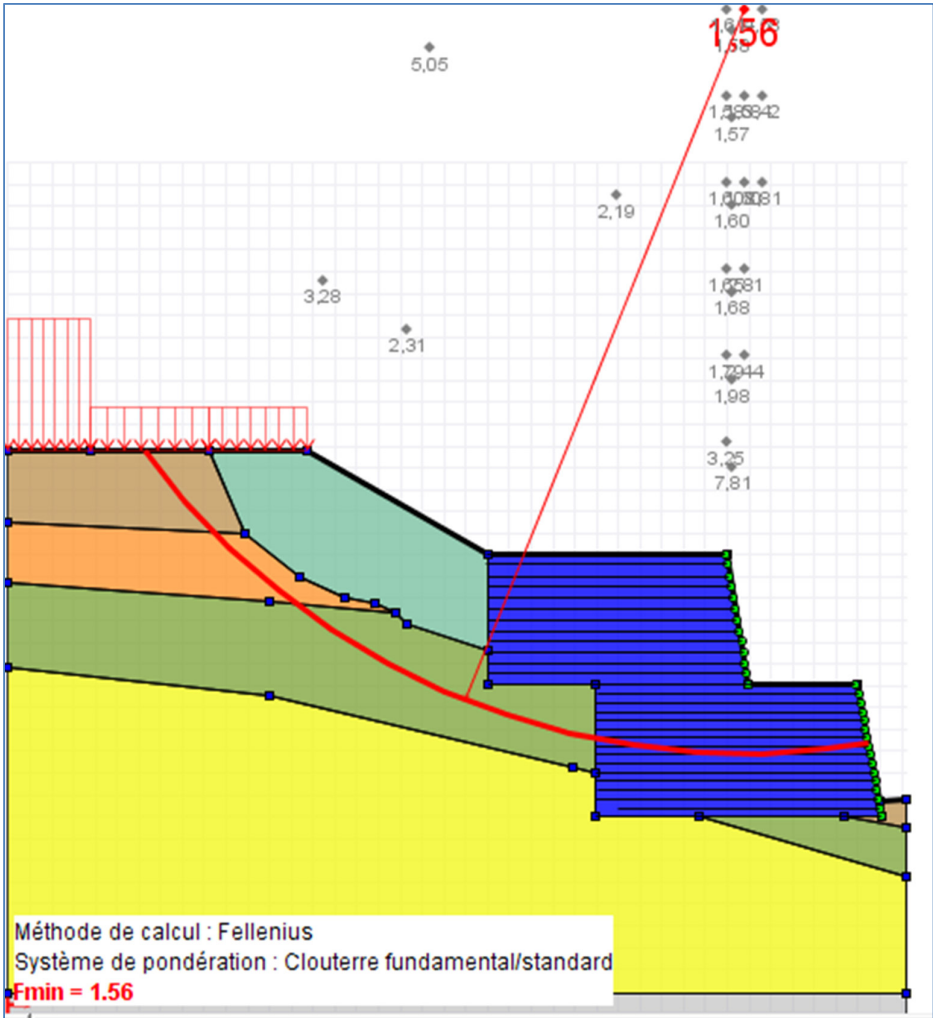


Figure 75 Résultat de la 3<sup>ème</sup> variante selon Fellenius

# Coupe transversale

