

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique*

جامعة البليدة 1

**UNIVERSITE DE BLIDA 1**

كلية التكنولوجيا

*Faculté de Technologie*

قسم الهندسة المدنية

*Département de Génie Civil*

**MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : Géotechnique

**ETUDE DE CONFORTMENT DU GLISSEMENT SURVENU  
AU LIEU DIT " DOUNIA PARK " DELY BRAHIM , ALGER.**

**Soutenu par :**

**BELHADJ BILAL**

**NOURI FATIHA**

**Promoteur :**

**Dr. ABED YOUNES**

Blida, NOVEMBRE 2019

# Remerciements

## Remerciements

*Nous remercions tout d'abord dieu de nous avoir accordé la force, la patience et le courage d'achever ce travail.*

*Nous tenons à remercier très particulièrement notre promoteur **D'ABED Younes** pour son assistance, ses orientations et observations ainsi que son apport scientifique très précieux pour notre travail.*

*Le travail que nous avons élaboré est le fruit résultant des efforts et des cours que tous nos professeurs nous ont apporté tout au long de notre cursus scolaire.*

*Ainsi nous remercions l'ensemble de nos professeurs.*

*Nous remercions également les membres du jury pour leur intérêt à notre travail ainsi qu'à leurs observations et leurs questions qui seront très utiles à la mise en application de notre travail.*

*Avant de terminer, nous tenons à remercier avec cœur, nos parents. Ils ont su nous donner toutes les chances pour réussir. On les remercie pour leurs prières, leurs encouragements sans cesse ainsi que leur soutien moral et financier.*

## Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents,

Et à tous les membres de ma famille sans exception.

A tous les enseignants qui ont contribué à ma  
formation,

A tous mes amis et mes proches sans oublier mes  
collègues de la promotion 2019.

BELHADJ BILAL

## DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail

*-À Mes parents pour leur contribution, leur soutien et leur*

**PATIENCE,**

*-A mes frères et sœurs,*

*-A tous mes enseignants à l'université*

*qui ont participé à ma formation, A ma grande*

*famille et tous mes amies.*

*-A toute la promotion 2018/2019*

NOURI FATIHA

## ملخص

انزلاق التربة هو ظاهرة كارثية تؤثر على جزء كبير من تراب بلدنا بسبب التضاريس الصعبة في العديد من المناطق إن العمل الحالي هو مشروع نهاية الدراسة ماستر 2 الهندسة المدنية قسم جيوتقنية ويتعلق بدراسة الانهيار الأرضي الذي وقع في 2011 بولاية الجزائر إن موضوع هذا العمل هو القيام بدراسة جيوتقنية لهذه الظاهرة من منظور جيوتقني واقتراح حلين مناسبين لتحقيق الاستقرار في التربة.

كلمات البحث: انهيار، معامل الأمان، تعزيز، تصميم،

## Abstract

The landslide is a catastrophic phenomenon that affects a large part of our country due to the rugged terrain morphology in many areas.

The work of this project of end of study of Master2 in civil engineering geotechnical option concerns the landslide study which occurred in 2011, in the state of Algiers.

The aim of this work is to carry out a geotechnical study of the phenomenon and propose two variants of suitable solutions to stabilize the site.

**Key words :** sliding, safety coefficient, reinforcement, modeling

## Résumé

Le glissement de terrain est un phénomène catastrophique qui touche une grande partie de notre pays en raison de la morphologie accidentée des terrains dans des nombreuses régions.

Le travail de ce projet de fin d'étude de master2 en génie civil option géotechnique concerne l'étude de glissement de terrain survenu en 2011, dans la wilaya d'Alger .

Ce travail a pour objectif de réaliser une étude géotechnique du phénomène et proposer deux variantes de solutions convenables pour stabiliser le site

**Mots-clés :** glissement, coefficient de sécurité, confortement, modélisation

## Listes des acronymes et abréviations

A: La section de la pointe du pénétromètre dynamique ( $m^2$ )

A: Coefficient d'accélération de zone sismique ( % de g)

b: Largeur de la tranche

B: Largeur du mur (m)

B': Largeur réduite de la semelle (m)

C: Cohésion (KPa)

$\phi$ : angle de frottement

C': Cohésion effective (KPa)

$k_h$ : Coefficient d'accélération sismique horizontal

$k_v$ : Coefficient d'accélération sismique vertical

$c_c$ : Indice de compression

$c_g$ : Indice de gonflement

$C_s$ : Cohésion du sol

$C_c$ : Coefficient de courbure

$C_v$ : Coefficient de variation

$C_U$ : Cohésion non drainée (KPa)

e : Le refus (pénétration moyenne par coup)

e(x) : est l'équation des points d'application des forces inter-tranchent

F : forces de frottements

$F_A^y$ : La force due au poussé des terres (KN/ml)

$F_A^{cd}$ : La Force due à l'effet de la cohésion direct (KN/ml)

$F_A^{ci}$ : La force due à l'effet de la cohésion indirect(KN/ml)

$F_A^q$ : La force due aux surcharges routières (KN/ml)

$F_s$ : Facteur de sécurité

$F_0$ : facteur de correction

G:Moduledecisaillement[ $kN/m^2$ ]

H: La Hauteur du mur (m)

H: La hauteur de chute du mouton (m)

h : hauteur de la tranche,

Ic: Indice de consistance

I<sub>p</sub>: Indice de plasticité(%)

L: Largeur de nappe (m)

L<sub>1</sub>: Largeur de chevauchement des nappes (m)

M: La masse du mouton (Kg)

M<sup>t</sup>: Moment

N : Résultante des composantes normales

N<sub>n</sub>: Réaction normale d'une tranche (n)

N<sub>γ</sub>, N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> : Les facteurs de portance, et ne dépendent que de l'angle de frottement interne du sol

μ<sub>1</sub>, μ<sub>2</sub> : paramètres inconnus de perturbation

O : Centre de la surface de glissement

P: Le poids des tiges (Kg)

p : contrainte totale verticale.

P : fonction de perturbation.

P<sub>c</sub>: Pression de consolidation

K<sub>0</sub>: Coefficient de terres au repos

K<sub>x</sub>: Perméabilité horizontale [m/jour]

K<sub>y</sub>: Perméabilité verticale [m/jour]

q: La surcharge routière (KPa)

q<sub>adm</sub>: Contrainte admissible

q<sub>L</sub>: Contrainte limite

R: Rayon de la surface de glissement

R<sub>p</sub>: La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)

R<sub>H</sub>: Effort horizontal (KN/ml)

R<sub>V</sub>: Effort vertical (KN/ml)

R<sub>d min</sub> : la résistance de pointe minimale

S: Surface ( $m^2$ )

$S_r$ : Degré de saturation (%)

T : Résultante des composantes tangentielles

U : Pression interstitielle

UU : non consolidé non drainé

$U_x$ : déplacement horizontale (m)

$U_y$ : déplacement vertical [m]

V : Composante verticale de la force interne

W : Force due aux poids des terres

W: Poids propre (KN/ml)

W: Teneur en eau

$W_L$ : Limite de liquidité

$W_P$ : Limite de plasticité

Z: La profondeur (m)

$\alpha$  : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale

$\beta$ : L'angle du talus( $^\circ$ )

$\sigma_i$ : effort à la base de la tranche i.

$\theta(M_i)$  : fonction de perturbation définie au point  $M_i$  de calcul le long de la courbe

$\alpha_i$ : angle de facette de rupture avec l'horizontale

$\gamma$ : Poids volumique ( $KN/m^3$ )

$\gamma'$ : Poids volumique déjaugé ( $KN/m^3$ )

$\gamma_d$ : Poids volumique sec ( $KN/m^3$ )

$\gamma_h$ : Poids volumique humide ( $KN/m^3$ )

$\gamma_r$ : poids volumique du remblai ( $KN/m^3$ )

$\gamma_{sat}$ : Poids volumique saturé ( $KN/m^3$ )

$\delta$ : L'angle que fait la poussée avec l'axe horizontal( $^\circ$ )

$\psi_a$ : L'angle de dilatance( $^\circ$ )

$\theta$ : L'angle de l'inclinaison de la résultante R des efforts sur le mur par rapport à l'axe central vertical de la semelle ( $^\circ$ )

$\rho_d$ : Masse Volumique (Kg /m<sup>3</sup>)

$\sigma$ : Contrainte normale (KPa)

$\sigma'$  : Contrainte normale effective(KPa)

$\sigma_a$  : La contrainte due au poids des terres.(KPa)

$\sigma_g$ : La résistance à la traction du géogrille (KPa)

$\tau$  : Contrainte de cisaillement tangentielle

$\tau_{ult}$ : Résistance ultime au cisaillement du sol

$\phi$  : L'angle de frottement (°)

$\phi'$ : L'angle de frottement effective (°)

$\phi_u$ : L'angle de frottement non drainé(°)

$\lambda$  : L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical (°)

E : Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche

E:Moduled'Young[kN/m<sup>2</sup>]

EA:Rigiditénormale [kN/m]

EI:Rigiditédeflexion[kNm<sup>2</sup>/m]

CD: Consolidé drainé

UU :non consolidé non drainé

PDL: Pénétration dynamique lourds

RPA: Règlement parasismique Algérien

SC: Sondages carottés

MEF:Méthodedesélémentsfinis.

MC:ModèledeMohrCoulomb.

# SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

DEDICACES

RESUMES

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE.....1

## **CHAPITRE I : MOUVEMENTS DE TERRAIN**

I.1 :Introduction .....	4
I.2. Différentes formes d'instabilité d'une pente .....	4
I.3. Description des principaux mouvements de terrain .....	5
I.3.1. L'écroulement .....	5
I.3.2. Le fluage .....	5
I.3.3. La coulée boueuse .....	6
I.3.4. Le glissement .....	6
a- Les glissements circulaires ou rotationnels.....	7
b- Les glissements plans.....	8
I.3.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles.....	9
I.3.6. Talus en remblais sur sols compressibles.....	9
I.3.7.Digues et barrages en terre.....	10
I.4. Mécanisme d'un glissement de terrain.....	10
I.5. Classification des glissements de terrains.....	10
I.6. Causes des glissements de terrain.....	11
I.6.1. Les facteurs permanents.....	12
I.6.2. Les facteurs dynamiques et de déclenchement.....	12

I.7. Reconnaissance du site.....	13
I.8. Conséquences des glissements de terrain.....	14
I.9. Conclusion.....	15

**CHAPITRE II : METHODE D'ANALYSE DE LA STABILITE AU GLISSEMENT**

II.1. Introduction .....	17
II.2. Notion de facteur de sécurité .....	18
II.3. Le choix du type de méthode de calcul .....	19
II.4. Méthodes à l'équilibre limite .....	20
II.4.1. Introduction .....	20
II.4.2. Stabilité d'une pente infinie (glissement plan).....	21
II.4.3. La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire .....	23
II.4.3.1. Méthode des tranches de Fellenius (1927).....	25
II.4.3.2. Méthode de Bishop détaillé (1954).....	27
II.4.3.3. Méthode de Bishop Simplifiée.....	28
II.4.3.4. Méthode simplifiée de JANBU [1956] .....	29
II.4.3.5. Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965] .....	29
II.4.3.6. Méthode des perturbations .....	30
II.5. Méthode des éléments finis .....	32
II.6. Conclusion .....	33

**CHAPITRE III : LES TECHNIQUES DE RENFORCEMENT ET CONFORTEMENT**

III.1. Introduction .....	36
III.2. Méthodes de confortement des talus .....	36
III.2.1. Drainage .....	37
III.2.1.1. Types de drainage.....	37
a-Collecte et canalisation des eaux de surface .....	37
b-Tranchées drainantes .....	38
c- Drains subhorizontaux .....	39

d- Masques et éperons drainants .....	40
e- Drains verticaux, galeries drainantes .....	40
III.2.1.2. Domaine d'utilisation.....	41
III.2.2. Modification géométriques .....	42
III.2.2.1. Déchargements .....	42
III.2.2.2. Reprofilage .....	42
III.2.2.3. Substitution .....	43
III.2.2.4. Purge .....	43
III.2.3. Introduction d'éléments résistants .....	43
III.2.3.1. Les ouvrages de soutènements .....	44
III.2.3.2. Tirants d'ancrages .....	45
III.2.3.3. Renforcement par inclusions .....	46
1-Description.....	46
2-Principes de dimensionnement.....	47
III.2.3.4. Renforcement par géotextiles .....	49
III. 2.4.5. Durabilité et comportement à long terme.....	51
III.3. Conclusion .....	51

## **CHAPITRE IV : PRESENTATION DU PROJET**

IV.1. introduction .....	53
IV.2. présentation du projet.....	53
IV.3. Situation géographique de la région d'étude.....	53
IV.4.Cadre géologique.....	54
A.Géologie régionale.....	54
B. Géologie locale.....	55
IV.5. Cadre hydrogéologique.....	57
IV. 5.1. hydrogéologique régionale.....	57
IV.5.2. hydrogéologique locale .....	57
IV.6. Aperçu hydrologique.....	57

IV. 7. Aperçu climatologique.....	58
IV.8. Aperçu sismique.....	59
IV.9. Etats des lieux.....	60
IV.10. causes probables du glissement .....	64
IV.11. Conclusion.....	64

## **CHAPITRE V : SYNTHÈSE D'ÉTUDE GEOTECHNIQUE**

V.1. Introduction .....	66
V.2. travaux d'investigation réalisées sur le terrain et essais au laboratoire.....	66
V.3. Essais in-situ.....	66
V.3.1. Sondages carottés.....	66
V.3. 2 . les puits .....	67
V. 3.3 L'essai pressiométrique .....	68
V.3. 4. Essai piézométrique .....	72
V.3. 5 . Les essais de pénétration dynamique .....	73
V.4. Essais de laboratoire.....	75
V.4.1- Catégories d'essais de laboratoire .....	75
V.4.2-Résultats des essais au laboratoire.....	76
V.4.2.1. Essais identification .....	76
2.1. Le poids volumique ( $\gamma$ ).....	76
2.2.Teneur en eau naturelle (W).....	77
2.3. Degré de saturation (Sr) .....	77
V.4.2.2. Analyse granulométrique.....	79
2.1. Limites d'atterberg .....	81
V.4.2.3. Analyse chimique .....	83
V.4.2.4. Essais de résistance au cisaillement.....	85
V.4.2.5. Compressibilité à l'Odomètre .....	88
V.5. Etude de l'homogénéité des caractéristiques $\phi$ et C.....	88
V.6. conclusion .....	89

## **CHAPITRE VI : CALCUL DE LA STABILITE DU SITE ET PROPOSITION D'OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT**

VI.1. INTRODUCTION .....	91
VI.2. analyse de stabilite au glissement a l'aide du logiciel talren 4 .....	91
VI.2.1. présentation du logiciel TALREN v4 .....	91
VI.2.2. Les avantage de TALREN4.....	92
VI.2.3. Méthodes de calcul utilisé par TALREN version 4 .....	93
VI.3. Modélisation et calcul du facteur de sécurité.....	93
VI.3.1. Hypothèses de calcul .....	93
VI.3.2. Profil d'analyse.....	94
VI.3.3. Caractéristiques des sols .....	94
VI.4. Calcul du facteur de sécurité.....	95
VI.4.1. Par la méthode de BISHOP (1954).....	95
VI.4.2. Par la méthode de FELLENIUS (1927).....	95
VI.4.3. L'effet du séisme sur le facteur de sécurité.....	96
VI.5. Choix d'ouvrages de soutènement .....	98
IV.5.1. pieux renforcés par des tirants d'ancrage.....	98
VI.5.2. Les résultat pour la solution ( pieux + tirant ) .....	99
VI.6. Analyse de stabilité au glissement à l'aide du logiciel PLAXIS.....	102
VI.6.1. Présentation du logiciel.....	102
VI.6.2. Les modèle de comportements utilisés par PLAXIS.....	102
VI.6.3. Etape de modélisation.....	103
VI.6.4. Hypothèses de calcul.....	104
VI.6.5. Géométrie du modèle.....	105
VI.6.6. Modélisation du modèle.....	107
VI.7. Proposition des solutions pour l'étude de confortement.....	110
VI.7.1. Confortement par série des pieux.....	110
VI.7.1.1. Résultats de calcul avec PLAXIS.....	112
VI.7.1.2. Interprétations des résultats.....	115

VI.7.2. Confortement par des parois moulées.....	115
VI.7.2.1. Résultats de calcul avec PLAXIS.....	117
VI.7.2.2. Interprétations des résultats.....	120
VI.7.3. conclusion.....	120

## **CHAPITRE VII : ETUDE COMPARATIVE TECHNICO-FINANCIERE DES DEUX SOLUTIONS**

VII.1. Introduction.....	122
VII.2. Comparaison technique entre les deux solutions.....	122
VII.2.1.Soutènement par pieux.....	122
VII.2.2.Soutènement par paroi moulée.....	122
VII.3.Comparaison économique entre les deux solutions.....	123
VII.3.1. La première solution (soutènement par les pieux ).....	123
VII.3.2.La deuxième solution ( paroi moulée ).....	124
VII.4.Conclusion.....	124
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>125</b>
<b>References bibliographiques.....</b>	<b>126</b>

## INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrains ou de la roche déstabilisée sous l'effet de sollicitations naturelles ou anthropiques qui provoquent des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique extrêmement sensible, et parfois peut causer des pertes humaines.

Pour cela, il tenir compte faut de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements.

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

La région d'Alger repose sur des terrains marneux plais anciennes épais à couverture grésosableuse astienne très érodée, ces marnes plais anciennes couvrent une large surface du sahel d'Alger, qui présente une épaisseur allant jusqu'à 200m qui varie avec la pente et le contexte topographique. Ce sont des sols fins de très forte plasticité, et de faible résistance au cisaillement.

Notre projet de fin d'étude consiste à l'analyse et le confortement d'un glissement de terrain survenu en 2011 à parc dounya – Dely Brahim – Alger

Afin de mener bien cette étude, nous avons organisé ce mémoire en 7 chapitres comme suit :

### **Chapitre I : Mouvements de terrain**

Dans ce chapitre nous avons présenté une synthèse sur les différents types des mouvements de terrain et les causes déclenchant.

### **Chapitre II : Méthode d'analyse stabilité au glissement**

Dans ce chapitre nous avons exposé les principales méthodes de calcul de stabilité à savoir les méthodes d'équilibre limite et ainsi les méthodes des éléments finis.

### **Chapitre III : Les Techniques de renforcement et confortement**

Nous avons présenté les différentes méthodes de confortement et de renforcement qui peuvent être utilisées pour la stabilisation du talus.

## **Chapitre IV : Présentation du projet**

Dans ce chapitre nous avons présenté un cas pathologique: Il présente l'étude de reconnaissance préliminaire de notre site (situation géographique, géologie, hydrogéologie, etc...), la morphologie de la région ainsi que les différents désordres observés

## **Chapitre V : Synthèse d'étude géotechnique**

Ce chapitre comporte une généralité sur la reconnaissance géotechnique du site, on décrit les différentes études et campagnes expérimentales in-situ et de laboratoire réalisés, ainsi qu'une analyse et interprétation des résultats obtenus.

## **Chapitre VI : Calcul de la stabilité du site et proposition d'ouvrage de soutènement**

Ce chapitre présente le calcul de stabilité et les différents solutions de confortement du talus étudié.

## **Chapitre VII : étude comparative technico-financière des deux solutions**

Ce chapitre contient une étude comparative entre les deux solutions de confortement afin de choisir la bonne solution qui sera adoptée à notre site.

## Liste des tableaux

### Chapitre I

Tableau I.1: Classification des glissements de terrain.....	11
Tableau I.2: Quelques événements historiques.....	15

### Chapitre II

Tableau II.2 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité.....	19
Tableau II.1 : Données fournies et résultats livrés par le logiciel.....	33

### Chapitre IV

Tableau IV. 1 : Climatologiques du cumul mensuel des précipitations(ONM, 2010).....	58
Tableau IV. 2 : Le coefficient A d'accélération de zone en fonction de L'importance d'ouvrage (RPA99/VERSION 2003) .....	60

### Chapitre V

Tableau V. 1 : les résultats de l'essai pressiométrique(SP1) .....	70
Tableau V. 2 : les résultats de l'essai pressiométrique(SP2) .....	71
Tableau V. 3 : les résultats de l'essai pressiométrique(SP3).....	71
Tableau V.4 : Les niveaux piézométrique.....	73
Tableau V.5 : Les valeurs de résistance de pointe Rd(bars) .....	74
Tableau V. 6 : tableau récapitulatif les résultats des essais physique (teneur en eau, poids volumique et degré de saturation ) . Sondage 02 SC02 .....	77
Tableau V.7 : tableau récapitulatif les résultats des essais physique. SC10 .....	78
Tableau V. 8: tableau récapitulatif les résultats des essais physique. SC04 .....	79
Tableau V. 9: tableau récapitulatif des résultats d'analyse granulométrique SC2.....	79
Tableau V. 10: tableau récapitulatif des résultats d'analyse granulométrique SC10.....	80
Tableau V. 11: tableau récapitulatif des résultats d'analyse granulométrique SC4 .....	80

Tableau V. 12: tableau récapitulatif des résultats du Limites d'Atterberg (SC02 ) .....	82
Tableau V. 13: tableau récapitulatif des résultats du Limites d'Atterberg (SC10).....	82
Tableau V. 14: tableau récapitulatif des résultats du Limites d'Atterberg (SC04 ) .....	82
Tableau V.15: Les résultats de l'analyse chimique. (SC02).....	83
Tableau V. 16: Les résultats de l'analyse chimique. (SC04) .....	84
Tableau V. 17 : Classification des sols selon la teneur en carbonate de calcium $\text{CaCO}_3$ .....	84
Tableau V.18 : Les résultats de la teneur en carbonate de calcium $\text{CaCO}_3$ .....	85
Tableau V. 19: Résultats de la résistance au cisaillement des sols du notre site.....	86
Tableau V.20 : résultats d'essais de laboratoire ( les puits).....	87
Tableau V.21: Les paramètres mécaniques de terrain représenté sur tableau suivant .....	89

## **Chapitre VI**

Tableau VI.1 : Nomenclature des couches.....	94
Tableau VI.2 : Résultats des coefficients de sécurité calculés par Talren 4.....	98
Tableau VI.3 : Récapitulatif des résultats.....	99
Tableau IV.4 : coefficient de poisson.....	104
Tableau IV.5 : caractéristique de sole.....	105
Tableau VI.6 : Les données du pieu.....	111
Tableau VI.7 : les données de la paroi moulée.....	116

## **Chapitre VII**

Tableau VII.1 : le coût des pieux.....	123
Tableau VII.2 : le coût de parois.....	124
Tableau VII.3 : le montant total de chaque solution.....	124

## Liste des figures

### Chapitre I

Figure I.1 : Le mécanisme de l'éroulement.....	5
Figure I.2: Le phénomène de fluage.....	5
Figure I.3: Le mécanisme de coulée de boue.....	6
Figure I.4: Forme générale d'un glissement .....	7
Figure I.5: Les différents types de glissements de terrain.....	8
Figure I.6: Mécanismes de mouvement différents dans le développement aux talus.....	10

### Chapitre II

Figure II.1 : Pente infinie de surface de rupture plane.....	22
Figure II.2: Masse d'un talus découpé en tranches .....	23
Figure II.3 : Forces agissant sur une tranche.....	23
Figure II. 4: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de fellenius.....	25
FigureII.5: Hypothèse de Fellenius sur une tranche.....	26
Figure II. 6: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de bishop simplifié.....	27
Figure II.7 : Hypothèse de Bishop détaille sur une tranche.....	28
Figure II. 8 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer.....	30

### Chapitre III

Figure III.1 : Coupe type d'une tranchée drainante.....	38
Figure III.2 : Types d'éperons drainants.....	40
Figure III.3 : Galerie drainant .....	40
Figure III.4 : Pente modifiée par déchargement de la masse glissante.....	42
Figure III.5: Classification des ouvrages de soutènement d'après Le mode de reprise de la poussée .....	44
Figure III.6 : Stabilisation par ancrages précontraints .....	45

Figure. III.7 : Clouage des sols.....	46
Figure. III.8 :Technique clouage.....	48
Figure. III.9 : Mise en œuvre du géotextile.....	49

## **Chapitre IV**

Figure IV.1: Localisation du site étudié (Image satellitaire par Google Earth , 2015).....	54
Figure IV. 2: Le pliocène de la région d'Alger (Y.Djediat, 1996).....	55
Figure IV. 3: Carte géologique montrant les de glissement dans le sahel.....	56
Figure IV. 4: Carte des zones sismiques de l'Algérie selon RPA99/version 2003.....	59
Figure IV. 5 : Affaissement important de la chaussée et fissures de tractions sur L'accotement de la route.....	61
Figure IV. 6 : Arrachement des talus.....	61
Figure IV. 7 : Déplacement et déformation de la couche du remblai.....	62
Figure IV. 8 : Rupture des ouvrages de soutènement.....	62
Figure IV. 9 : Bourrelet du glissement avec la présence d'une marne altérée en surface.....	63
Figure IV. 10: Le diversement des eaux pluviales et d'assainissements dans le talus.....	63

## **Chapitre V**

Figure V.1 : Sondage au pressiomètre.....	68
Figure V. 2 : schéma de principe d'un piézomètre.....	72
Figure V. 3: Photo d'un laboratoire où les essais réalisés.....	75
Figure V. 4: Dispositif de l'essai de cisaillement.....	76
Figure V. 5 : Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle.....	77
Figure V. 6: Appareillage d'analyse granulométrique par tamisage.....	81
Figure V. 7: Appareil de CASAGRANDE.....	81
Figure V.8 : Essai de cisaillement direct - Schéma de la boîte de cisaillement.....	86

## Chapitre VI

Figure VI.1: Gestion des phases et situation du projet.....	92
Figure VI.2: tableau récapitulatif des couches de sol.....	92
Figure VI.3: exemple de tableau récapitulatif des renforcements.....	93
Figure VI.4: modélisation du site.....	94
Figure VI.5 : facteur de sécurité par la méthode de BISHOP.....	95
Figure VI.6: facteur de sécurité par la méthode de FELLENIUS.....	96
Figure VI.7: L'effet de séisme sur le facteur de sécurité Par la méthode de BISHOP.....	97
Figure VI.8: L'effet de séisme sur le facteur de sécurité Par la méthode de Fellenius.....	97
Figure VI.9 : les caractéristiques des pieux .....	98
Figure VI.10 : les caractéristiques des tirants d'ancrage pour les pieux.....	99
Figure VI.11: résultat trouver par la méthode de Fellenius sans séisme.....	100
Figure VI.12 : résultat trouver par la méthode de Fellenius avec séisme.....	100
Figure VI.13 : résultat trouver par la méthode de Bishop sans séisme.....	101
Figure VI.14 : résultat trouver par la méthode de Bishop avec séisme .....	101
Figure VI.15 : interface graphique du logiciel PLAXIS .....	102
Figure VI.16: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.....	103
Figure VI.17 : Domaine d'analyse.....	105
Figure VI.18 : les caractéristiques de remblai.....	106
Figure VI.19 : les caractéristiques de argile marneuse altéré.....	106
Figure VI.20 : les caractéristiques de argile marneuse compacte.....	107
Figure VI.21 : les déplacement totaux.....	108
Figure VI.22 : les déplacements horizontaux.....	108
Figure VI.23: coefficient de sécurité par la méthode MEF.....	109
Figure IV.24 : Modèle géométrique retenu.....	110
Figure IV.25 : Les données du pieu.....	111
Figure VI.26 : Récapitulation étapes de calcul de coefficient de sécurité.....	112
Figure VI.27 : Les déplacements totaux.....	112
Figure VI.28 : Coefficient de sécurité après le confortement.....	113

FigureVI.29: le diagramme de déplacement horizontal de pieu.....	113
Figure VI.30 : Diagramme des moments fléchissants.....	114
Figure VI.31 : Résultat de calcul de coefficient de sécurité avec séisme.....	114
Figure VI.32 : géométrie du modèle.....	115
Figure IV.33 : Les données du paroi.....	116
Figure VI.34 : Récapitulation étapes de calcul de coefficient de sécurité.....	117
Figure VI.35 : Les déplacements totaux.....	117
Figure VI.36 : Coefficient de sécurité après le confortement.....	118
FigureVI.37: le diagramme de déplacement horizontal de pieu.....	118
Figure VI.38 : Diagramme des moments fléchissants.....	119
Figure VI.39 : Résultat de calcul de coefficient de sécurité avec séisme.....	119

**I.1. Introduction**

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques localisés se traduisant par des mouvements gravitaires d'une partie du sol constituant les versants, et se déplaçant sous l'effet de son poids propre. Les mouvements sont alors complexes avec des composantes de déplacement en rotation et en translation le long d'une surface de rupture franche en profondeur. Ils s'accompagnent de développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures en surface.

Le présent chapitre propose de cerner la problématique de ce phénomène à travers sa définition détaillée, ses principales caractéristiques, classifications des différents types de mouvements ainsi que les causes qui sont à l'origine de leur déclenchement.

**I.2. Différentes formes d'instabilité d'une pente**

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de chargement variées. Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains, en deux groupes; ceux associés à la pente naturelle et ceux des talus artificiels [1].

**▪ Pentes naturelles**

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrain en plusieurs familles:

- l'éroulement ;
- le fluage et la solifluxion ;
- la coulée boueuse ;
- le glissement.

**▪ Talus artificiels**

Les talus artificiels sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages [1].

Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture, ils sont distingués ci-dessous.

- Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles;
- Talus en remblais sur sols compressible ;
- Dignes et barrages en terre.

### I.3. Description des principaux mouvements de terrain

#### I.3.1. L'écroulement

Il s'agit de la chute soudaine des masses rocheuses importantes, Il est spectaculaire et dangereux. Le traitement de ce phénomène relève de la mécanique des roches [6].

Le mécanisme initial peut s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense. Comme illustre la figure I.1. [7]



Figure I.1 : Le mécanisme de l'écroulement

#### I.3.2. Le fluage

Il s'agit du mouvement lent du sol sans modification des efforts appliqués [6]. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture contrairement aux glissements : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. La figure I.2 montre le mécanisme du phénomène de fluage [4].

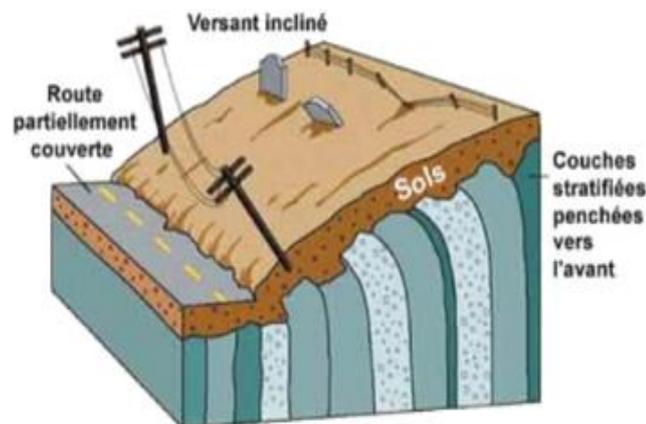
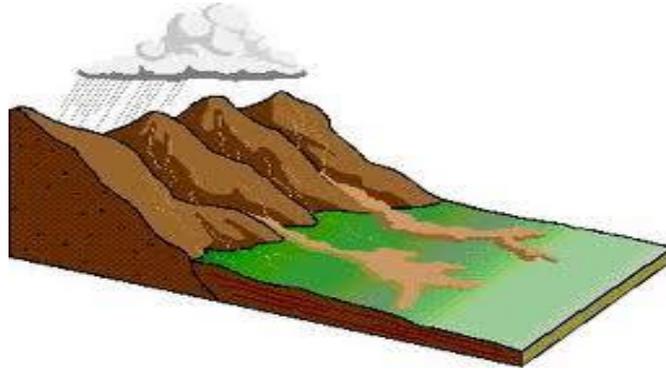


Figure I.2: Le phénomène de fluage

### I.3.3. La coulée boueuse

La coulée boueuse est due à des infiltrations d'eau (la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée), provoquant des mouvements des sols dans lesquels les matières glissées se comportent comme un liquide. Elle se produit généralement en montagne.



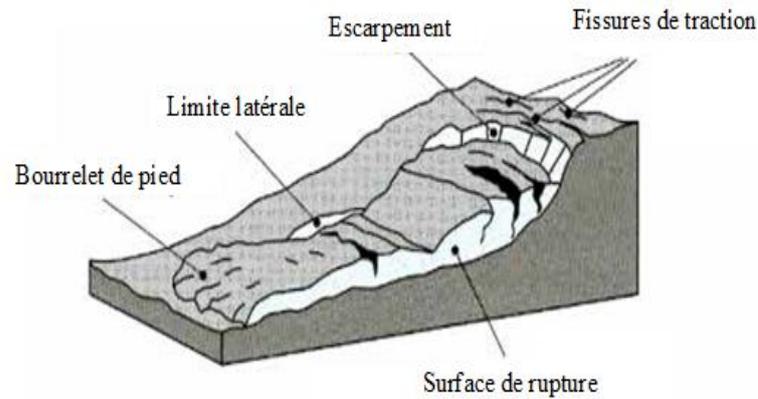
**Figure I.3:** Le mécanisme de coulée de boue

### I.3.4. Le glissement

Les glissements de terrains sont des déplacements lents d'une masse de terrains cohérents le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane [11]. L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

Un glissement se caractérise :

- dans sa partie amont, par des niches d'arrachement ou crevasses, principales et latérales, avec brusque rupture de pente (pente concave),
- dans sa partie aval, par un bourrelet de pied (ou frontal) à pente convexe. La poussée exercée par le bourrelet de pied se marque fréquemment par un tracé anormal des cours d'eau en aval,
- par une surface topographique bosselée (ondulations, dissémination de blocs de forte taille...).

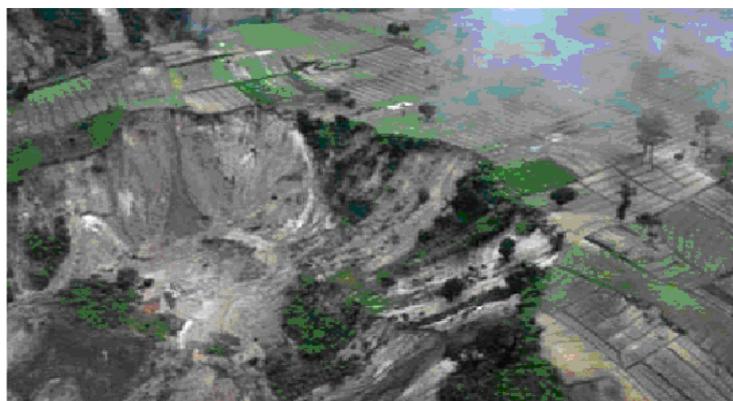


**Figure I.4:** Forme générale d'un glissement [6] .

Selon la géométrie de la surface de rupture, on peut distinguer 02 types principaux de glissements :

**a- Les glissements circulaire ou rotationnel**

Les glissements de type circulaire ou rotationnel sont plus ou moins profonds, où la rupture se fait suivant une surface courbe dont la forme exacte, en coupe verticale, n'est jamais connue, et que l'on tend à assimiler pour des considérations théoriques à un cercle ou à une cycloïde. Le mouvement se manifestent en général à trois niveaux, pieds, flanc et cercle profond , il est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées (fréquents dans les marnes et les argiles).



**Photo I.1:** Glissement de terrain (Guatemala)

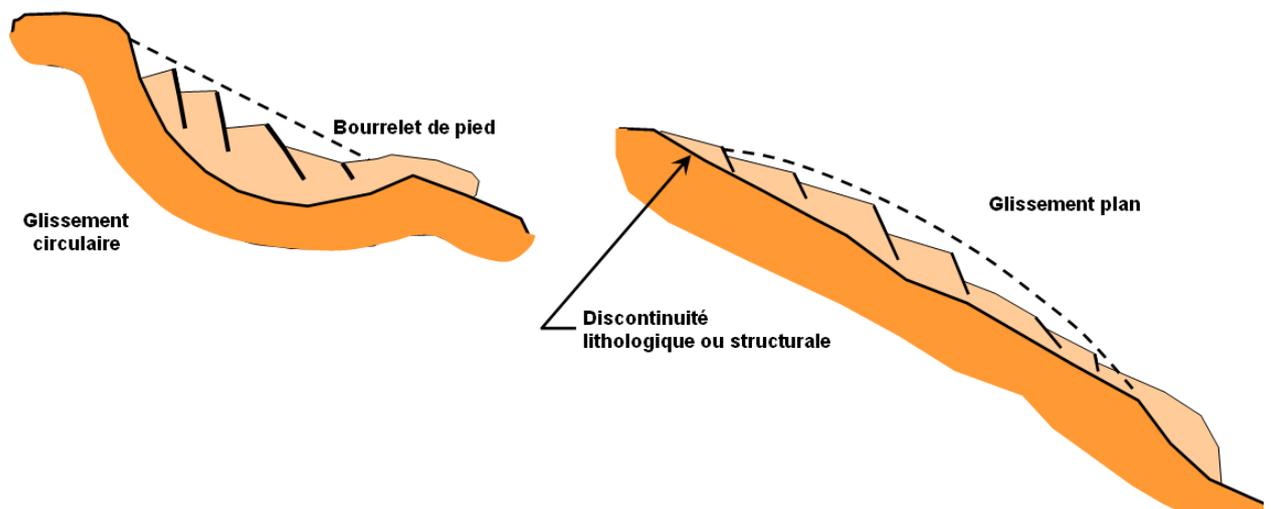
## b- Les glissements plans

Les glissements de type plan affectent de préférence la partie superficielle d'un versant et dont le déplacement des matériaux se fait à partir d'une surface plane, en pente (discontinuité lithologique, structurale...).



**Photo I.2:** Glissement plan sur la RD 28 sur la commune de Merlas (Isère)

Ces deux types de mouvements se combinent l'un à l'autre pour donner des glissements quelconques et variés, dont la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière.



**Figure I.5:** Les différents types de glissements de terrain (source : BRGM)

Des manifestations telles que fissuration des bâtiments, arbres couchés ou inclinés, déformation du réseau routier traversant le glissement sont aussi des critères d'identification de mouvements actifs. Selon le stade d'évolution du glissement, la désorganisation plus ou moins importante de la masse glissée et l'importance du couvert végétal peut rendre difficile la perception du glissement de terrain.

Lors d'un phénomène de glissement de terrain :

- **les volumes** de matériaux mis en jeu sont extrêmement variables ; ils dépendent de la surface et de la profondeur de la rupture. Ils peuvent être parfois considérables (jusqu'à plusieurs millions de m<sup>3</sup> de roches); on parle alors de glissement de versant.
- **La vitesse de déplacement** de la masse glissée est généralement lente (de quelques mm à quelques dm par an), mais peut cependant s'accélérer brutalement aux mauvaises conditions météorologiques (jusqu'à quelques mètre ou dizaines de mètre par jour) pour aller jusqu'à la rupture et surtout dégénérer en coulée au contact de l'eau (fortes pluies, fonte des neiges...).
- **L'extension** dépend de la vitesse d'évolution du mouvement. Elle est généralement faible pour les ruptures circulaires et quelconques, et peut être beaucoup plus forte pour des glissements plans, selon le contexte morphologique.

### **I.3.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles**

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rationnels circulaires. On distingue:

- Les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- Les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;
- Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité [3].

### **I.3.6. Talus en remblais sur sols compressibles**

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux [1].

### I.3.7. Digue et barrages en terre

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

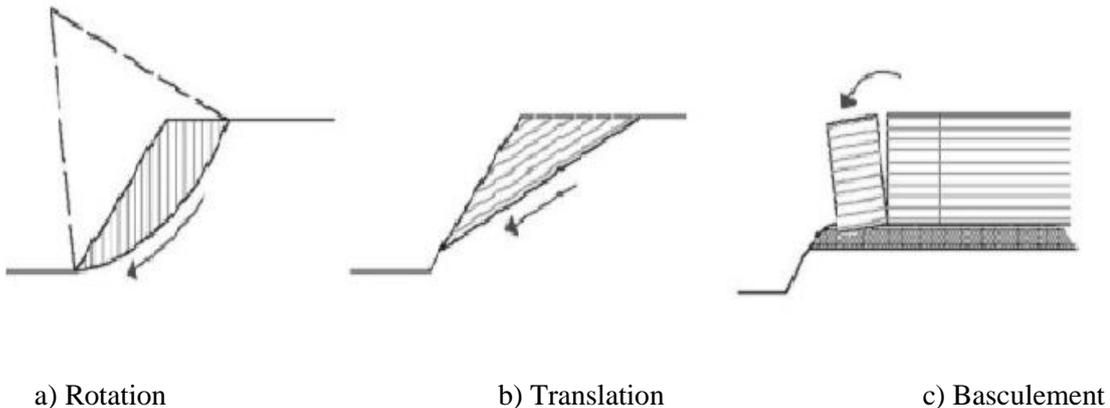
Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité  $F_s$  le long des cercles glissement supposés:

- pendant la construction et peu après la construction ;
- lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente) ;
- lors d'une vidange rapide [3].

### I.4. Mécanisme d'un glissement de terrain

Souvent on ne peut pas identifier le mécanisme d'un glissement de terrain seulement par une exploration géotechnique, au lieu de cela il doit être vérifié par des mesures géotechniques. Sans connaissance du développement du mouvement on ne peut pas faire un calcul de stabilité. Il y'a trois mécanismes différents [9]. (Voir figure 1.6)

- 1- Mouvements rotatifs ;
- 2- Mouvements de translation ;
- 3- Mouvements basculants.



**Figure I.6:** Mécanismes de mouvement différents dans le développement aux talus [9]

### I.5. Classification des glissements de terrains

Les glissements de terrain sont souvent classés en considérant leur magnitude. Cette magnitude ou intensité peut être exprimée de manière quantitative et qualitative. La classification d'un glissement de terrain se fait selon plusieurs paramètres, nous citons dans ce qui suit les deux

paramètres les plus importants qui sont la surface du mouvement ainsi que sa vitesse moyenne [4].

**Tableau I.1:** Classification des glissements de terrain

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)		Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)	
Glissement	Surface de glissement	Glissement	Vitesse de glissement
Superficiel	0 – 2 m	Substabilité, très lent	0 – 2 cm/an
Semi-profond	2 – 10 m	Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Profond	10 – 30 m	Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an
Très profond	>30 m		

**I.6. Causes des glissements de terrain**

Au cœur du processus de formation d'un mouvement de terrain, le passage de l'état de stabilité de la masse de sol à l'état d'instabilité relève de causes nombreuses et variées. Certaines causes sont externes, comme par exemple l'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière, par les secousses d'un tremblement de terre, par la surcharge d'une construction, etc. D'autres causes sont considérées comme internes, telles que l'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies, l'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol, le développement de l'altération de la roche , etc . [10].

Les principaux facteurs qui sont à l'origine du mouvement et de son évolution sont les suivants:

✓ **Les facteurs permanents**

- La morphologie ;
- La nature lithologique ; -La pente et le dénivelé ; -La couverture végétale.

✓ **Les facteurs dynamiques et déclenchant**

- Le climat ; -L'action anthropique ;
- Le séisme.

**I.6.1. Les facteurs permanents****A. La géologie et géomorphologie**

La lithologie constitue le matériau originel du sol et présente une sensibilité à l'altération différenciée selon sa composition minéralogique, sa structure primaire (schistosité, stratification, taille des grains, etc.) et secondaire (fissuration par des diaclases ou des failles). La lithologie peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue .

**B. La pente**

Elle est le résultat d'une longue histoire morphologique, sa connaissance est nécessaire pour comprendre le sens de la dynamique actuelle. Le rôle de la pente dans la genèse des mouvements de terrains s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la structure et la présence d'eau. La raideur de cette pente joue donc un rôle capital dans la distribution géographique des mouvements de terrains. La topographie exerce une influence très grande sur l'intensité des ruissellements et de l'érosion [10].

**C. La couverture végétale**

D'un côté les racines des arbres peuvent contribuer à la stabilité des pentes par l'absorption d'une part de l'eau souterraine, d'un autre côté les racines ont une énorme force d'écartement qui provoque un élargissement des fissures. Les mesures géotechniques mentionnées sous les points particuliers ont le but d'enregistrer et de quantifier les causes de la déstabilisation les plus possibles.

**I.6.2. Les facteurs dynamiques et de déclenchement****A. Le climat**

Les mouvements de terrain sont intimement liés à une pluviométrie particulièrement importante. Il est difficile de connaître avec précision le seuil pluviométrique à partir duquel les risques de mouvements sont les plus grands. Une averse brutale de forte intensité mais de durée réduite, exerce le plus souvent un effet érosif par ruissellement, alors qu'une averse de plus longue durée sur un horizon superficiel moyennement perméable provoque un fluage de couches superficielles. Ces mouvements sont déclenchés fréquemment, notamment par des surplus de la pluviométrie. Le facteur climat est souvent assimilé aux variations de la température, le vent, l'eau de surface et souterraines, la pluie, la neige, etc.

**B. L'action anthropique**

L'homme, par ses nombreuses interventions lors de travaux d'aménagement, intervient surtout dans la modification morphologique du massif rocheux et des conditions hydrauliques initiales . L'action anthropique peut être distinguée :

- Par l'activité humaine : surexploitation ;
- Par l'urbanisation.

**C. Le séisme**

Les séismes sont souvent à l'origine du déclenchement des glissements de terrains. Ils peuvent intervenir en modifiant temporairement le champ gravitaire appliqué au versant. Les vibrations entraînent l'apparition d'une force proportionnelle en module du poids du volume du sol considéré et dont la direction varie selon le type de vibration. Dans tous les cas, la répartition des contraintes se trouve temporairement modifiée et les contraintes de cisaillement augmentent.

**I.7. Reconnaissance du site**

Les éléments de la reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité comportent, l'étude géologique et géomorphologique, l'analyse de l'hydrogéologie, la reconnaissance géotechnique et la cinématique du mouvement de terrain en pente.

**I.7.1. Géologie et géomorphologie**

L'analyse géologique consiste à définir la structure géologique du site, la nature du substratum, l'épaisseur des formations superficielles, la présence de failles, etc. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable.

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants :

1. Levés morphologique et géologique du terrain :affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
2. Photo-interprétation : géologie, géomorphologie, etc. ;
3. Géophysique: fournissant la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction) ;
4. Sondages : destructifs ou carottés et diagraphies [7].

### **I.7.2. Hydrogéologie**

L'analyse de l'hydrogéologie du terrain a pour objectif d'étudier entre autres les pressions de l'eau interstitielle, la présence des nappes et leur alimentation. Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

### **I.7.3. Reconnaissance géotechnique**

La reconnaissance géotechnique a pour objectif de déterminer expérimentalement, par le biais des essais de laboratoire ou in-situ, les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et plus précisément celles de la résistance au cisaillement, à savoir l'angle de frottement et la cohésion. Actuellement les méthodes d'équilibre limite qu'on utilise dans le calcul du facteur de sécurité au glissement requièrent des paramètres mécaniques et physiques tel que ;  $C, \varphi, \gamma$  et  $E$ , mesurables au laboratoire [6]. .

### **I.7.4. L'étude cinématique**

Cette étude consiste en un suivi expérimental du mouvement de terrain en pente par le biais d'inclinomètre et des mesures topographiques en différentes périodes. Afin d'évaluer l'amplitude du mouvement et son évolution dans le temps (la vitesse du mouvement), et délimiter le volume en mouvement ainsi de contrôler l'efficacité d'une stabilisation.

## **I.8. Conséquences des glissements de terrain**

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui évoluent dans le temps et l'espace.

Ce sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles, généralement argileux. Ils se produisent dans des circonstances variées, affectent les ouvrages naturels ou construits par l'homme. De part ces conséquences, ils sont sources de risque pour la vie humaine, les ouvrages et constructions ainsi que l'environnement et la nature. Chaque année on enregistre de nombreux accidents graves trouvant leur origine dans les mouvements de terrain.

Tableau I.2: Quelques événements historiques [2]

Date	Localisation	Conséquences
1756	Chine	100 000 victimes (glissement due à un séisme)
9/10/1963	Val Serpentine Italie	Inondation de 6 villages avec 2000 morts et de 6 milliards litres de dégâts.
28/06/1987	Val Pola Italie	30 à 40 millions m <sup>3</sup> , glissementZandila dans un larc, créant une vague de 27 victimes dans le village d'Aquilone.
29/03/1993	Equateur	20 millions de m <sup>3</sup> de matériaux causant plusieurs dizaines de morts et entraînent la création d'un lac détruisant ainsi des voies de communications et une centrale thermodynamique.
1999	Venezuela	Des centaines de coulées boueuses tuent plus de 20 000 personnes.
31/03/2003	Chima, Bolivie	Plusieurs centaines de disparus et 400 maisons en se vélies.

### I.9. Conclusion

Les glissements de terrain sont des phénomènes liés au déplacement dangereux d'une masse de terre stable dans son état initial. Les causes qui y sont à l'origine peuvent être de nature différente : morphologie, lithologie (types de sol), climat, anthropique (action de l'homme), séisme,..etc.

En relation à leurs conséquences considérables, les glissements de terrain sont considérés comme une source de risque qui mérite une prise en charge consciente et sérieuse. Le point de départ d'une étude de confortement d'un glissement repose sur la reconnaissance géotechnique dont les principales étapes ont été citées.

## II.1. Introduction :

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

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

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur;
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires, anisotropes, discontinus;
- sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée; l'eau est la cause déclenchant de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord la problématique liée à la notion de coefficient de sécurité ainsi qu'au choix de la méthode de calcul. Ensuite, nous aborderons les différentes méthodes de calcul de la stabilité à savoir les méthodes d'équilibre limite et nous montrerons comment déterminer le coefficient de sécurité par la méthode des éléments finis.

## II.2. Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité,  $F_s$ , est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Où :

$\tau_{max}$  : résistance au cisaillement du sol ;

$\tau$  : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{max}$  à la contrainte de cisaillement  $\tau$  s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{local} = \tau_{max} / \tau$$

Si  $F > 1$ , il n'y a pas rupture ; si  $F = 1$ , il y a rupture locale. La définition de ce coefficient de sécurité global se heurte à deux difficultés : on ne sait pas évaluer, sauf cas particuliers simples ou appel à modélisation complexe, la répartition des contraintes le long de la surface de rupture et, si l'on possède une telle évaluation, on constate en général que le coefficient de sécurité n'est pas constant le long de la surface de rupture. La résistance au cisaillement ( $\tau_{max}$ ) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale  $\sigma'$  selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$\tau_{max} = c' + \sigma' \tan \phi'$ . Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales  $\sigma'$ . Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement  $\tau$  consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduites :

$$\tau = c' / F + \sigma' \tan \phi' / F$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire), c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. On verra que, généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas est recherché.

Tableau II.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex : $H / H_{\max}$

### II.3. Le choix du type de méthode de calcul :

Les méthodes de calcul en rupture sont les plus utilisées en stabilité des pentes et dans la littérature. Les méthodes sont regroupées dans deux grandes familles :

- Les méthodes des tranches.
- Les méthodes globales.

Ces deux méthodes, se basent sur l'analyse et les calculs locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle. Les méthodes globales considèrent le massif comme une seule masse, et s'intéressent à l'équilibre du bloc. Par contre les méthodes des tranches décomposent le massif en plusieurs tranches, étudient l'équilibre de chaque tranche verticale et somment finalement l'ensemble des tranches.

Le calcul consiste à évaluer le rapport entre l'effort nécessaire pour assurer la stabilité et celui que peut fournir le sol. Ce rapport s'appelle le coefficient de sécurité.

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles,

le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis (VAUNAT *et al.* [1994]):

- Pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes;
- Rupture, où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique ;
- Post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- Réaction, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique;

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après.

## II.4. Méthodes à l'équilibre limite :

### II.4.1. Introduction :

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géomatériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture:  $\tau = c' + \sigma' \tan \phi$

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

#### II.4.2. Stabilité d'une pente infinie (glissement plan)

C'est le cas où on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. D'autre part, cette méthode est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées que nous verrons dans la suite de ce chapitre.

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B' dans la figure II.1.

Les équations d'équilibre sont déterminées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure II.1, Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc s'équilibrent exactement les unes aux autres et peuvent être ignorées dans l'équilibre des équations. Le résumé des forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement  $\tau$ , et la force normale  $\sigma$ , sur le plan:

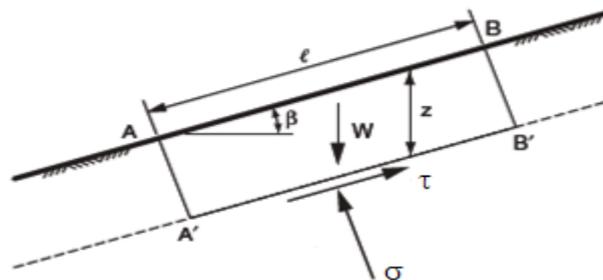


Figure II.1 : Pente infinie de surface de rupture plane.

$$\tau = W \sin\beta. \text{ Et } \sigma = W \cos\beta \quad (\text{II.1})$$

$$\sigma = W \cos\beta \quad (\text{II.2})$$

Où  $\beta$  est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et  $W$  est le poids du bloc. Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale, le poids est exprimé en :

$$W = \gamma Z L \cos\beta \quad (\text{II.3})$$

Où  $\gamma$  est le poids volumique du sol,  $L$  la distance entre les deux extrémités du bloc, mesuré parallèlement à la pente, et  $Z$  la profondeur verticale au plan de cisaillement.

En substituant (I.3) dans (II.1) et (I.2) donne :

$$\tau = \gamma z L \cos\beta \sin\beta \quad (\text{II.4})$$

$$\sigma = \gamma z L \cos^2\beta \quad (\text{II.5})$$

En substituant les expressions (II.4) et (II.5) dans l'équation (I.4) pour obtenir la formule du coefficient de sécurité, on trouve :

$$F_s = \frac{C + \gamma Z L \cos^2\beta \tan\phi}{\gamma Z L \cos\beta \sin\beta} \quad (\text{II.6})$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{C' + (\gamma Z L \cos^2\beta - u) \tan\phi'}{\gamma Z L \cos\beta \sin\beta} \quad (\text{II.7})$$

Pour un sol purement pulvérulent ( $c, c'=0$ ), le coefficient de sécurité se réduit à :

$$F_s = \frac{\tan\phi'}{\tan\beta} \quad (\text{II.8})$$

L'équilibre limite est atteint pour  $F_s = 1$  ; soit  $\beta = \phi$ . Ceci exprime bien que l'angle de talus naturel d'un sol pulvérulent est égal à l'angle de frottement interne du sol.

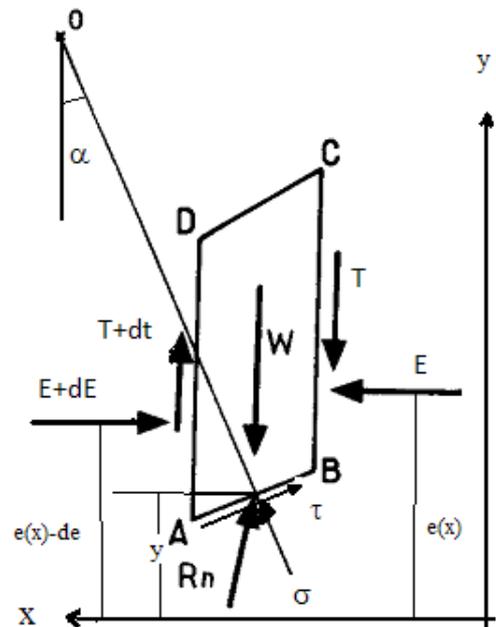
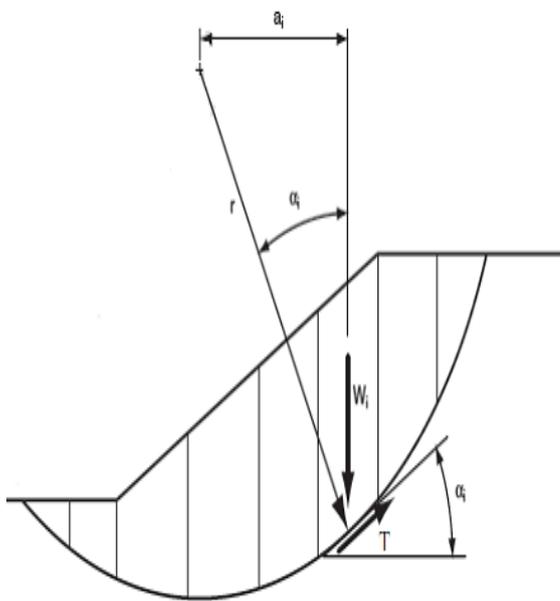
**II.4.3. La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire**

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante .

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

Chaque tranche est soumise à son poids propre, aux surcharges en surface, et aux forces inter-tranches de contact, comme illustre la figure II.3,  $e(x)$  est l'équation des points d'application des forces inter-tranchent.

La base de la tranche appartient à la ligne de rupture  $y(x)$  est soumise à une contrainte normale  $\sigma$  et une contrainte tangentielle  $\tau$  .L'angle  $\alpha$  est la dérivé de la fonction  $y(x)$ , que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.



**Figure II.2:** Masse d'un talus découpé en tranches

**Figure II.3 :** Forces agissant sur une tranche

Les forces agissantes sur une tranche individuelle sont illustrées dans la figure (II.3)

**W** - Poids de la tranche

**E** - Force d'inter tranche normale horizontale des côtés de la tranche

**T** - Force d'inter tranché verticale de cisaillement entre les tranches

$\sigma$  - Force normale sur le fond de la tranche

$\tau$  - Force de cisaillement sur le fond de la tranche

L'équilibre des forces horizontales et verticales et des moments, par rapport à la base de la tranche donne respectivement :

- **Projection sur ox :**

$$\Sigma F_x=0 : -dE-\tau AB\cos\alpha + \sigma AB\sin\alpha =0 \quad (\text{II.9})$$

- **Projection sur oy:**

$$\Sigma F_y=0 : dt-w + \sigma AB\cos\alpha + \tau AB\sin\alpha =0 \quad (\text{II.10})$$

- **la somme des moments par rapport la base de tranche pt M :**

$$\Sigma M_o=0 : -T \cdot E \frac{de}{AB} + (e-y) \frac{de}{AB} =0 \quad (\text{II.11})$$

La combinaison des équations (II.9) et (II.10), permet d'écrire :

$$\sigma = \cos^2\alpha \left( \text{tg}\alpha \frac{dE}{AB\cos\alpha} + \frac{dt}{AB\cos\alpha} + w \right) \quad (\text{II.12})$$

$$\tau = \cos^2\alpha \left( -\frac{dE}{AB\cos\alpha} + \text{tg}\alpha \frac{dE}{AB\cos\alpha} + w \text{tg}\alpha \right) \quad (\text{II.13})$$

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est:

$$\tau = c + \sigma \text{tg}\varphi \quad (\text{II.14})$$

Dans ce type de problème, il y a cinq inconnues à déterminer,  $E(x)$ ,  $T(x)$ ,  $\sigma(x)$ ,  $\tau(x)$ ,  $e(x)$ . Mais nous ne pouvons former que quatre équations, (II.8, II.11, II.12, II.13), dans ce cas, il est nécessaire d'ajouter une hypothèse. C'est d'ailleurs le point de divergence des différentes méthodes des tranches.

Les points communs entre ces hypothèses sont les suivant :

- La surface de rupture est circulaire ;
- La rupture s'effectue simultanément en tous les points de la surfaces de glissement ;
- Le traitement de problème est fait en plan (2 D), et les forces d'inertie sont négligées (pas de transition entre l'équilibre et l'équilibre limite).

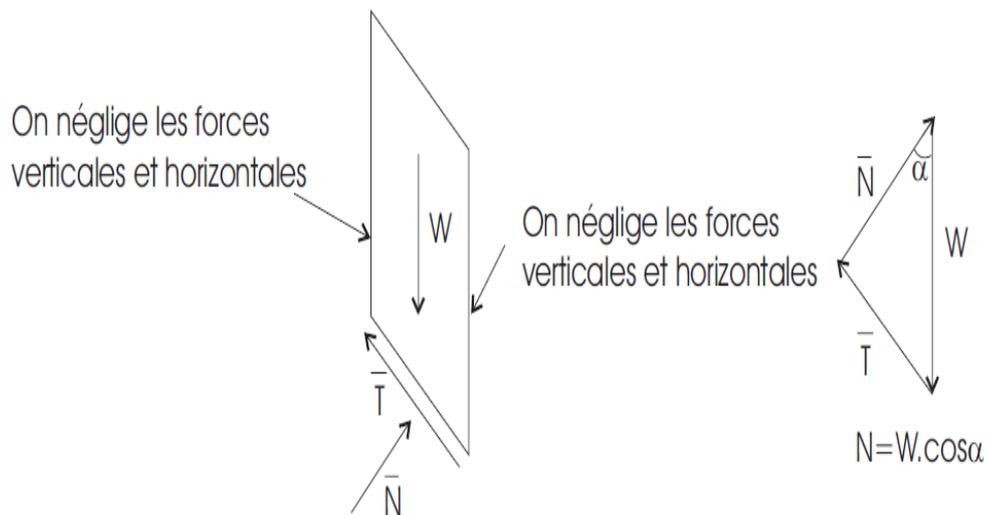
Les méthodes des tranches les plus connues sont :

- Fellenius (1927)
- Taylor (1948)
- Caquot (1954)
- Janbu (1954)
- Biarez (1955)
- Bishop (1955)
- Morgenstern de price (1965)
- Méthode de perturbations (1972)

**II.4.3.1. Méthode des tranches de Fellenius (1927)**

Le principe de cette méthode considère que l'équilibre d'une tranche verticale de sol est écrit en supposant les efforts inter tranches nuls.

La valeur du coefficient de sécurité est le rapport de ces deux moments et l'on obtient l'expression suivante :



**Figure II. 4:** Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius

$$\frac{dt}{AB\cos\alpha} = \frac{dE}{AB\cos\alpha} = 0. \text{ Ainsi, les équations (II.12) et (II.13), se réduisent en :}$$

$$\sigma = w\cos^2\alpha \tag{II.15}$$

$$\tau = w\cos\alpha \sin\alpha \tag{II.16}$$

En substituant les expressions (II.15) et (II.16) dans l'équation (II.3) pour obtenir la formule du coefficient de sécurité comme suit :

$$F_s = \frac{c + w \cos^2 \alpha \tan \varphi}{w \cos \alpha \sin \alpha} \quad (II.17)$$

Le facteur de sécurité globale de la zone de glissement égale à la somme des moments résistant sur la somme des moments moteurs de toutes les tranches existant, comme montre l'équation (II.18).

$$F_s = \frac{\sum \left( \frac{c \cdot b}{\cos \alpha} + w \cos \alpha \tan \varphi \right)}{\sum w \sin \alpha} \quad (II.18)$$

Le facteur de sécurité globale en effet de la pression interstitielle

$$F_s = \frac{\sum \left[ c_i \frac{b}{\cos \alpha} + \left( W \cdot \cos \alpha \frac{u \cdot b}{\cos \alpha} \right) \tan \varphi_i \right]}{\sum W \sin \alpha} \quad (II.19)$$

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de  $F_s$  sont :

**b** largeur de tranche

**W** poids de tranche tel que  $w = \gamma \cdot S$  ( $S = b \cdot h$ )

**$\alpha$**  L'angle de l'inclinaison

$$u = \gamma_w + h_w$$

$$W = \gamma \cdot h \cdot b$$

HW : Hauteur de l'eau comprise entre le milieu de la tranche et la surface libre de la nappe.

b : Largeur de la tranche.

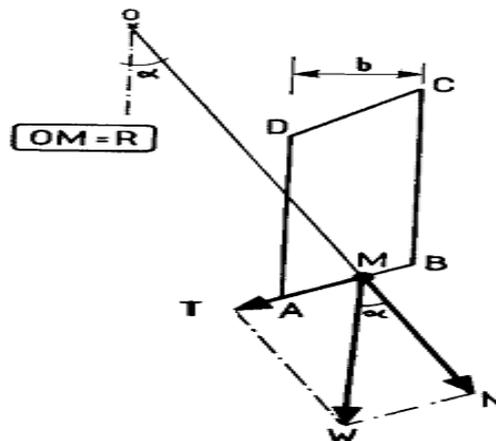


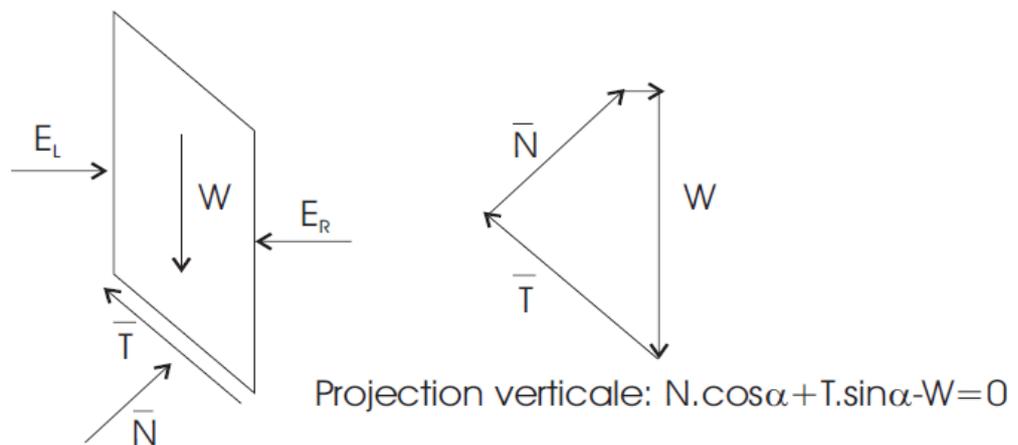
Figure II.5: Hypothèse de Fellenius sur une tranche

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

**II.4.3.2. Méthode de Bishop détaillé (1954)**

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure II.7).



**Figure II. 6:** Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

Dans la méthode de Bishop, l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- ✓ L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche ;
- ✓ L'équilibre global des moments.

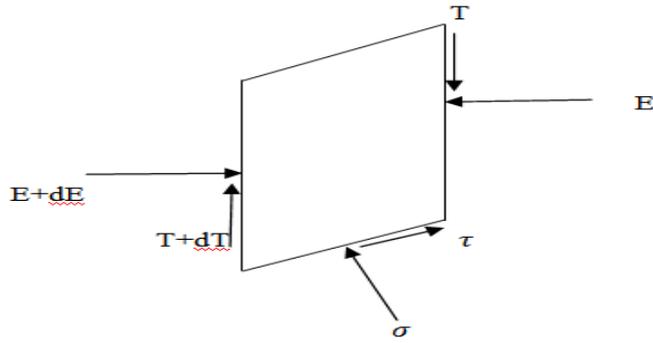


Figure II.7 : Hypothèse de Bishop détaillée sur une tranche

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W + (T - T + dt) = \sigma \cos \alpha + \tau \sin \alpha \quad (\text{II.20})$$

D'où l'équation (2.13) et (2.16)

$$W + (T - T + dt) = \sigma \cos \alpha + \frac{c}{F_s} \frac{b}{\cos \alpha} \sin \alpha + \sigma \frac{\text{tg} \varphi}{F_s} \sin \alpha \quad (\text{II.21})$$

D'où la valeur de  $\sigma$  égale :

$$\sigma = \frac{W + (T - T + dt) - c \text{tg} \alpha \frac{b}{F_s}}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\text{tg} \varphi}{F_s}} \quad (\text{II.22})$$

Pour une surface de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum \left( \frac{c}{\cos \alpha} + \sigma \text{tg} \varphi \right)}{\sum w \sin \alpha} \quad (\text{II.23})$$

On porte dans l'expression de  $F_s$  la valeur de  $\sigma$  précédemment calculée :

$$F_s = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[ \frac{c' b + (w + (T - T + dt) - u b) \text{tg} \varphi'}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\text{tg} \varphi'}{F_s}} \right] \quad (\text{II.24})$$

Pour déterminer  $F_s$  il faut procéder par itérations successives, puisque  $F_s$  figure aux deux membres de l'équation.

### II.4.3.3. Méthode de Bishop Simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que  $T - T + dt = 0$ , quelle que soit la tranche considérée, l'équation (2.18) se simplifie en :

$$F_s = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[ \frac{c' + (w - u) \tan \phi'}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s}} \right] \quad (\text{II.25})$$

Dans cette méthode, les forces inter-tranches verticales sont nulles.

Tous les termes sont connus et  $F_s$  est calculé par itérations successives, la première itération est faite en adoptant la valeur  $F_{s0}$  obtenu par la méthode de Fellenius .

Il existe beaucoup de méthodes du calcul dans la méthode générale des tranches, on peut citer (la méthode de Janbu, la méthode de Spencer, la méthode de Morgenstern et Price, la méthode de Sarma).

#### II.4.3.4. Méthode simplifiée de JANBU [1956] :

Hypothèses:

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

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments .

$$Ff = \frac{\sum [c' + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad (\text{II.26})$$

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

$$Ff = \frac{\sum [c' + (N - ul) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum W \tan \alpha} \quad (\text{II.27})$$

Ce coefficient de sécurité  $Ff$  est corrigé par un facteur  $f_0$  dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol:  $Ff = f_0.Ff$

#### II.4.3.5. Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965] :

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé (figure II.8).
- elle suppose aussi que la force normale  $N$  agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

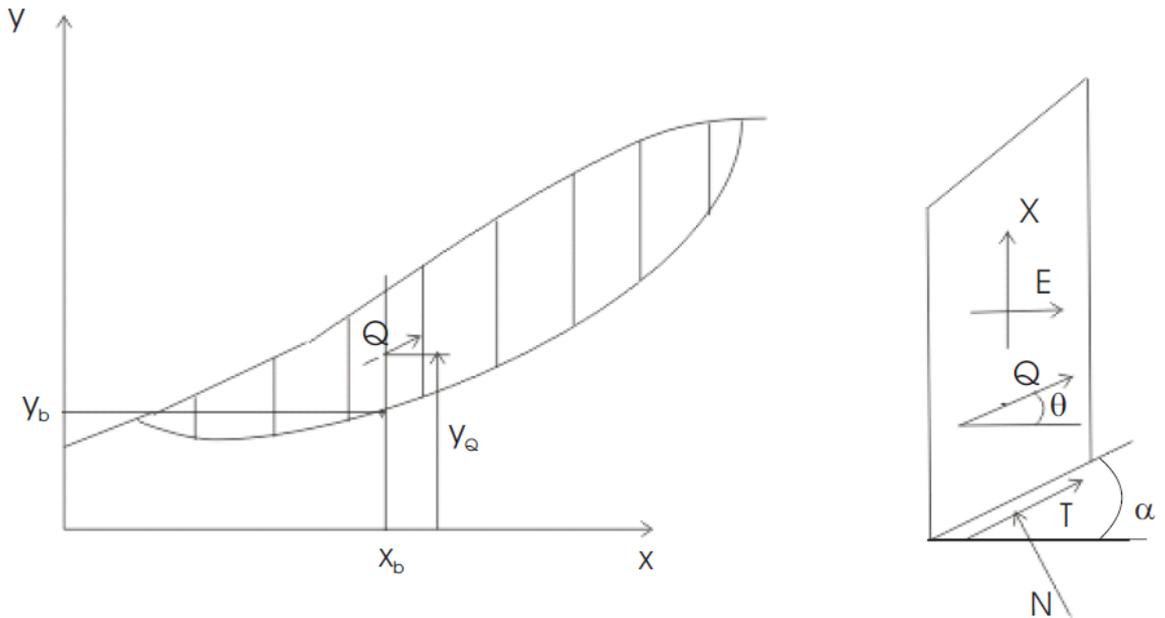


Figure II. 8 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer

Pour SPENCER [1967] l'inclinaison  $\theta$  est constante et pour MORGENSTERN et PRICE [1965] le rapport  $X / E = \lambda f(x)$ , où  $f(x)$  est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement,  $\lambda$  étant le facteur d'échelle.

Dans ce travail, nous ne donnons pas les détails de toutes ces méthodes classiques, qui par ailleurs ont été développées depuis longtemps par beaucoup de chercheurs. Pour beaucoup plus de détails, nous suggérons les références ANDERSON et RICHARDS [1987], et DUNCAN et WRIGHT [2005].

**II.4.3.6. Méthode des perturbations :**

Avant d'expliciter cette méthode, on présente d'abord la méthode de Bell qui est exprimé par la formule suivante :

$$\frac{\sigma_i}{l_i} = \lambda_i \frac{W_i \cos \alpha_i}{l_i} + \lambda_2 \sin 2\pi \left( \frac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n} \right)$$

Lorsque  $x_i$  varie de  $x_0$  à  $x_n$ ,  $\frac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n}$  varie de 0 à 1 et donc le deuxième terme tend vers 0 quand  $x_i$  tend vers  $x_n$  ou vers  $x_0$ .

- Pour la méthode des perturbations, 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

$$\sigma_i = \sigma_{i0} p$$

$\sigma_i$  : valeur de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche  $i$ .

$\sigma_{i0}$  : valeur approchée de perturbation.

$P$  : fonction de perturbation.

Telle que :  $p = \mu_1 + \mu_2 \theta(M_i)$

$\mu_1, \mu_2$  : paramètres inconnus de perturbation

$\theta(M_i)$  : fonction de perturbation définie au point  $M_i$  de calcul le long de la courbe.

La méthode sera d'autant plus performante que la perturbation sera faible ( $\mu_1$  proche de 1 et  $\mu_2$  proche de 0). Cela se traduit par une estimation aussi parfaite que possible du terme à perturber  $\sigma_{i0}$ .

Choix de  $\sigma_{i0}$  :

Le choix consiste à formuler  $\sigma_{i0}$  à partir de la méthode de Fellinius ; considérons une tranche de sol verticale sans effort intertranches (hypothèse de Fellinius) son poids est  $W_i$ . La composante normale de ce poids sur la facette inclinée à  $\alpha$  en  $M$  :

$$W_i \cos \alpha_i$$

Soit:

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

Choix de  $\theta(M_i)$  :

Des calculs ont été faits à partir des répartitions des contraintes, concluaient à donner  $\theta(M_i)$  la valeur de  $\tan \alpha_i$  au point considéré.

Donc :

$$\sigma_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_1 + \mu_2 \tan \alpha_i)$$

$\alpha_i$ : angle de facette de rupture avec l'horizontale (en valeur algébrique)

$W_i$ : poids de la tranche  $i$ .

$\sigma_i$ : effort à la base de la tranche  $i$ .

### II.5. Méthode des éléments finis

Dans le paragraphe précédent, nous avons passé en revue les différentes méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de la stabilité des pentes. Toutes ces méthodes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, nous assistons à une utilisation intensive de méthodes d'analyses numériques donnant accès aux contraintes et déformations au sein du sol. Pour y parvenir, il est nécessaire de connaître la loi de comportement pour le sol considéré; ensuite, le volume de sol est divisé en éléments géométriques simples, chaque élément étant soumis à l'action des éléments voisins. Le calcul consistera à déterminer des champs de contraintes et de déplacements compatibles avec les équations de la mécanique et la loi de comportement adoptée.

La phase de modélisation du glissement peut intervenir avec pour finalité de pré-dimensionner des solutions de confortement (lorsque l'ampleur du glissement le permet). Le but est alors de transposer les reconnaissances menées par points et permettre une représentation interprétative en 3 dimensions du terrain. Dans cette phase, des hypothèses et interprétations sont nécessaires. Ces modèles sont souvent complexes, faisant grandement appel à l'expérience du géotechnicien.

Les calculs sont alors menés sur les profils de terrain jugés représentatifs. La méthode de calcul usuelle est celle dite des tranches **Fellenius** ou **Bishop** qui consiste à diviser le talus en tranches verticales dont l'équilibre individuel est étudié. Chaque tranche est soumise à des efforts (pesanteur, poussées des tranches supérieures, butées des tranches inférieures, réactions inter granulaires des sols, poussées hydrauliques...). De tels calculs sont faits sur ordinateurs. Le logiciel le plus répandu **TALREN** permet de faire varier les différents paramètres.

Tableau II.2 : Données fournies et résultats livrés par le logiciel.

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par le logiciel
-Cohésion.	-Le facteur de sécurité.
-Angle de frottement.	-Les cercles de ruptures.
-Densité humide.	-Les sollicitations sur les tranches.
-Géométrie du talus.	-La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus.
-La grille des centres de ruptures.	-La pression interstitielle le long du talus.
-La zone vulnérable du talus.	
-Le niveau de la nappe phréatique.	

**II.6. Conclusion :**

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture (ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance.

Le choix de l'une ou l'autre méthode dépendra donc de la disponibilité des caractéristiques mécaniques et de la bonne appréciation qu'il est possible de faire de la position de la ligne de rupture critique.

Evaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors des comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité. L'étude géotechnique

### III.1. Introduction :

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher.

Deux types de solutions sont possibles :

— implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;

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

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

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

### III.2. Méthodes de confortement des talus :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en quatre groupes:

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution);
- Organes résistants en pied;
- Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile);
- Traitement chimique ou biologique (en cas des sables lâches).

### III.2.1. 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. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en oeuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

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

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

#### III.2.1.1. Types de drainage :

##### a) Collecte et canalisation des eaux de surface :

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

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géomembranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements [8].

### b) Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure IV.1, 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 [4].

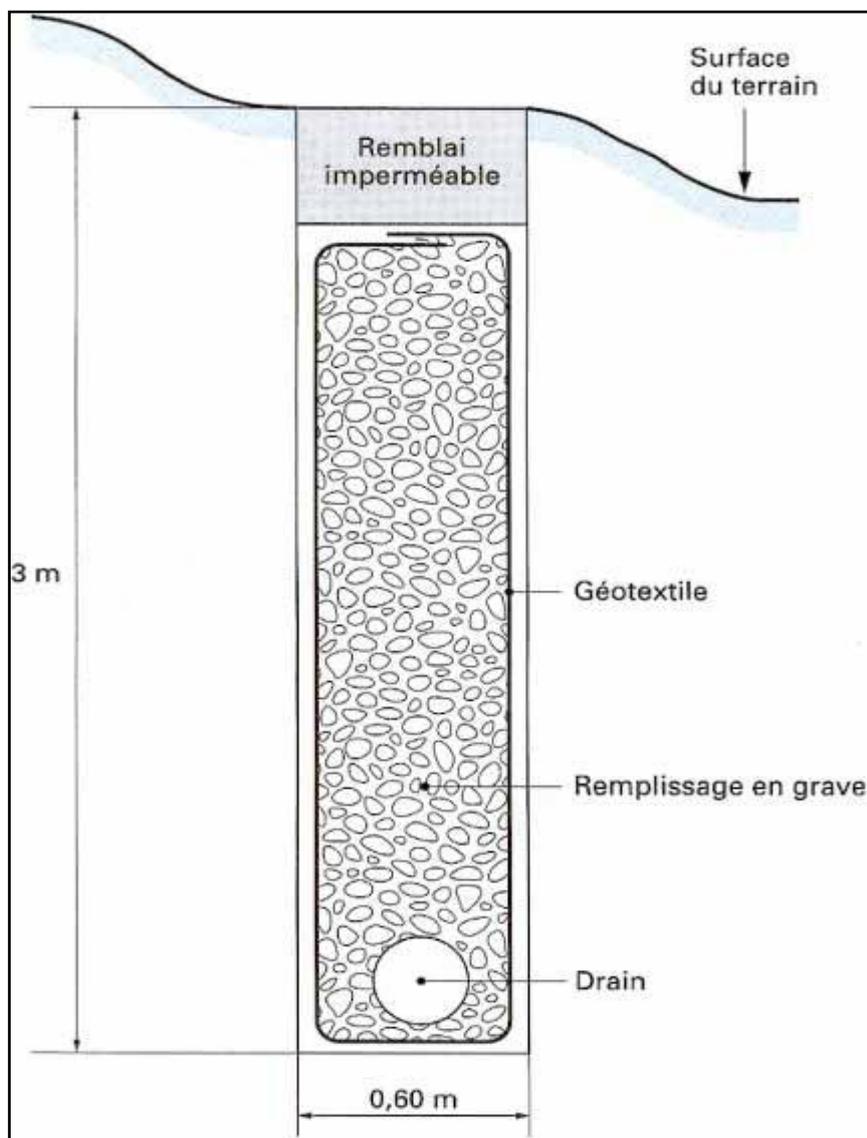


Figure III.1 : Coupe type d'une tranchée drainante

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;
- à la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;
- à la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

### c) Drains subhorizontaux :

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

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépinés. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains ;
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.) ;
- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure [4].

#### d) Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées [5].

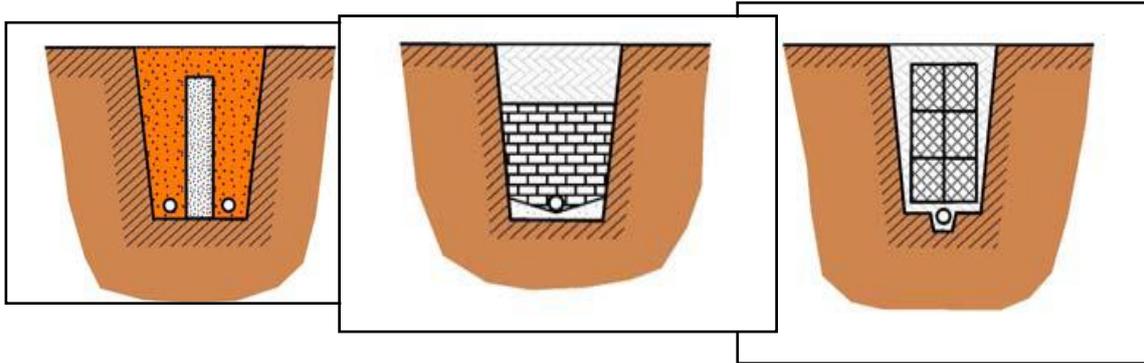


Figure III.2 : Types d'éperons drainants

#### e) Drains verticaux, galeries drainantes :

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

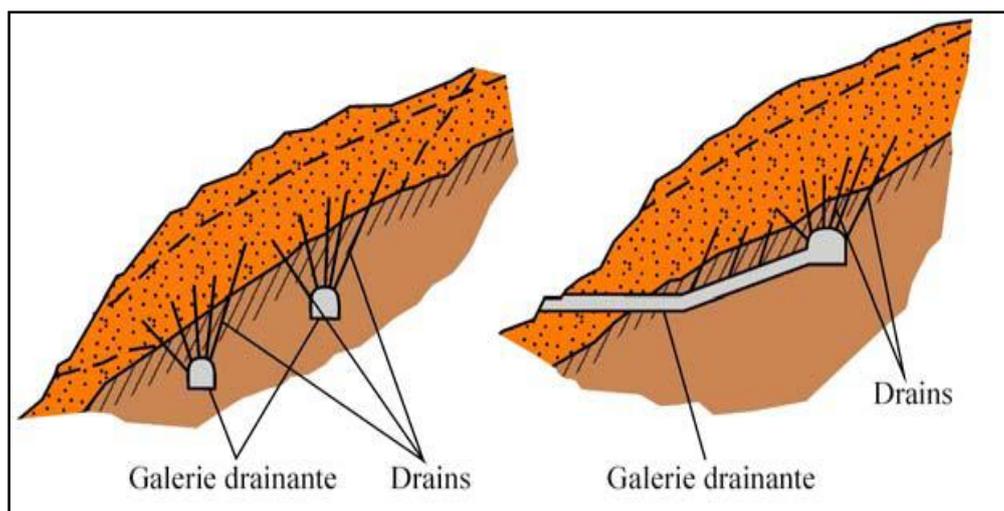


Figure III.3 : Galerie drainante

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

Le creusement de galeries drainantes est une solution onéreuse mais efficace. Par exemple, le glissement du Bilan (Isère) qui menaçait la retenue EDF de Grand 'maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1 300 m au total) [8].

### **III.2.1.2. Domaine d'utilisation :**

Les drains subhorizontaux sont principalement utilisés:

- Dans les interventions de confortement des glissements rotationnels. Ils sont alors placés à la hauteur des zones d'arrachement.
- Dans tous les cas où l'inclinaison du versant est élevée.

Les drains subhorizontaux sont couramment associés à des puits verticaux de grand diamètre ou à des galeries drainantes. Ils sont alors disposés en éventail sur un ou plusieurs niveaux, ou parallèlement entre eux.

Les éperons drainants sont utilisés dans les interventions de confortement des pentes en mouvement qui nécessitent, à cause de la profondeur du plan de glissement, des caractéristiques lithologiques ou de l'inclinaison du terrain,

l'association d'une action résistante par rapport aux poussées des terrains en mouvement à l'action drainante elle-même.

Les galeries drainantes sont couramment associées aux drains subhorizontaux et aux puits. Elles sont utilisées dans les interventions de confortement et de stabilisation des pentes en mouvement, dans le cas de conditions hydrogéologiques particulières (présence de zones de failles ou d'intense fracturation, contact entre le substratum rocheux et les dépôts de couverture, etc.). Afin de garantir la stabilité des ouvrages importants, ces situations requièrent toutes un abaissement du niveau de la nappe.

Les tranchées drainantes sont utilisées pour le drainage des eaux d'infiltration et de la nappe. L'abaissement du niveau piézométrique et la réduction des pressions d'eau dans le terrain permettent d'obtenir une augmentation de la cohésion, améliorant ainsi les conditions de stabilité du versant.

Les tranchées drainantes, de même que les éperons et les parois drainantes sont utilisées dans les interventions de confortement des glissements rotationnels et/ou des glissements peu profonds.

### III.2.2. Modification géométriques :

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain.

Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème; parmi ces méthodes on cite.

#### III.2.2.1. Déchargements :

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.

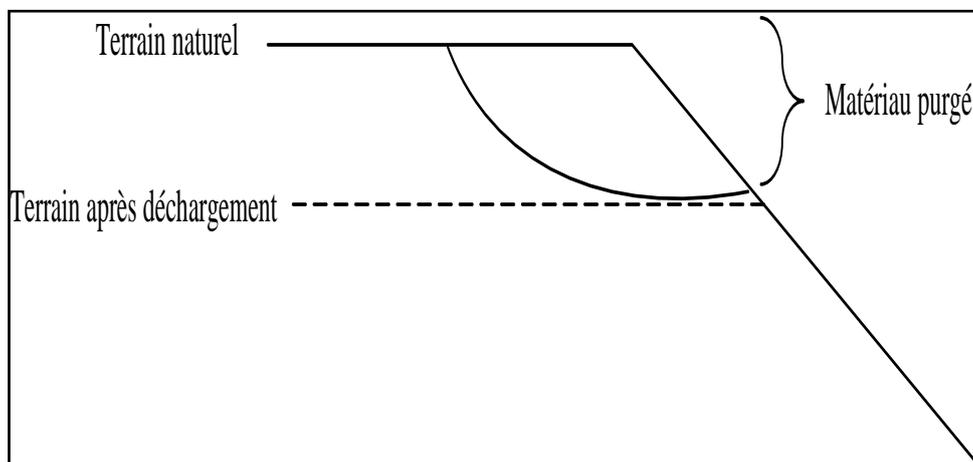


Figure III.4 : Pente modifiée par déchargement de la masse glissante

#### III.2.2.2. Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants [5]

### III.2.2.3. Substitution :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

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

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution [8].

### III.2.2.4. Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable [3].

### III.2.3. Introduction d'éléments résistants :

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- murs de soutènement ;
- tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- clouages par des barres, des micropieux ;
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce

type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

### III.2.3.1. Les ouvrages de soutènements :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

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

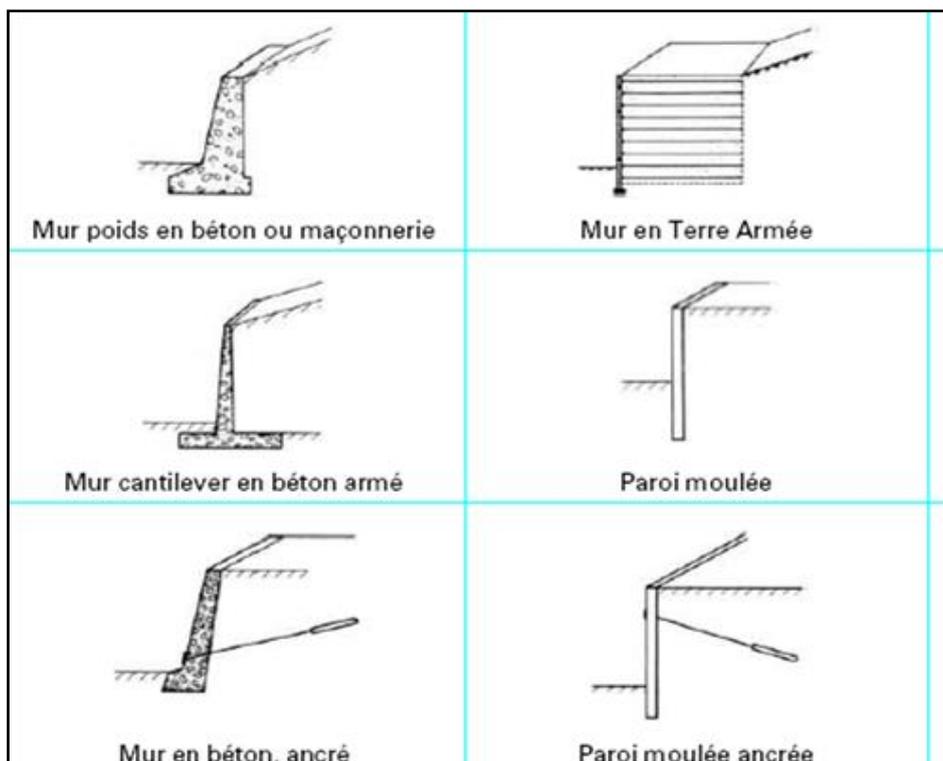


Figure III.5: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

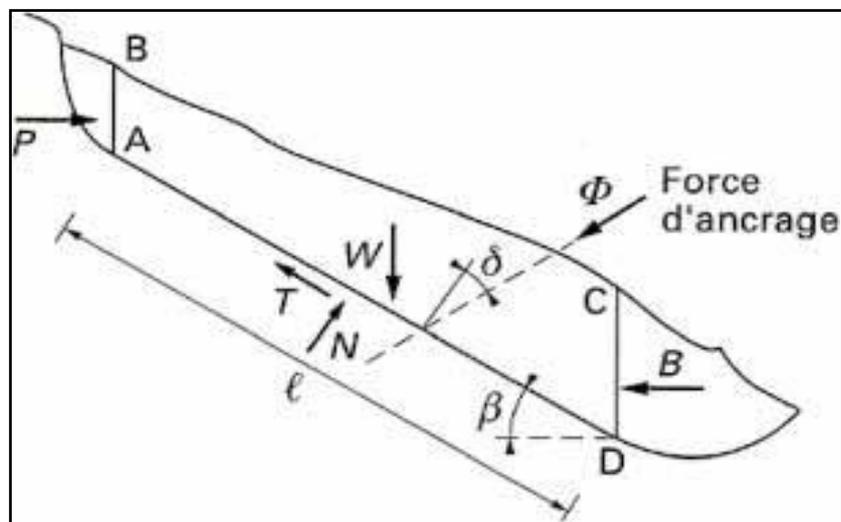
Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides [5].

### III.2.3.2. Tirants d'ancrages :

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

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants [12].



**Figure III.6 :** Stabilisation par ancrages précontraints :

Dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

### III.2.3.3. Renforcement par inclusions :

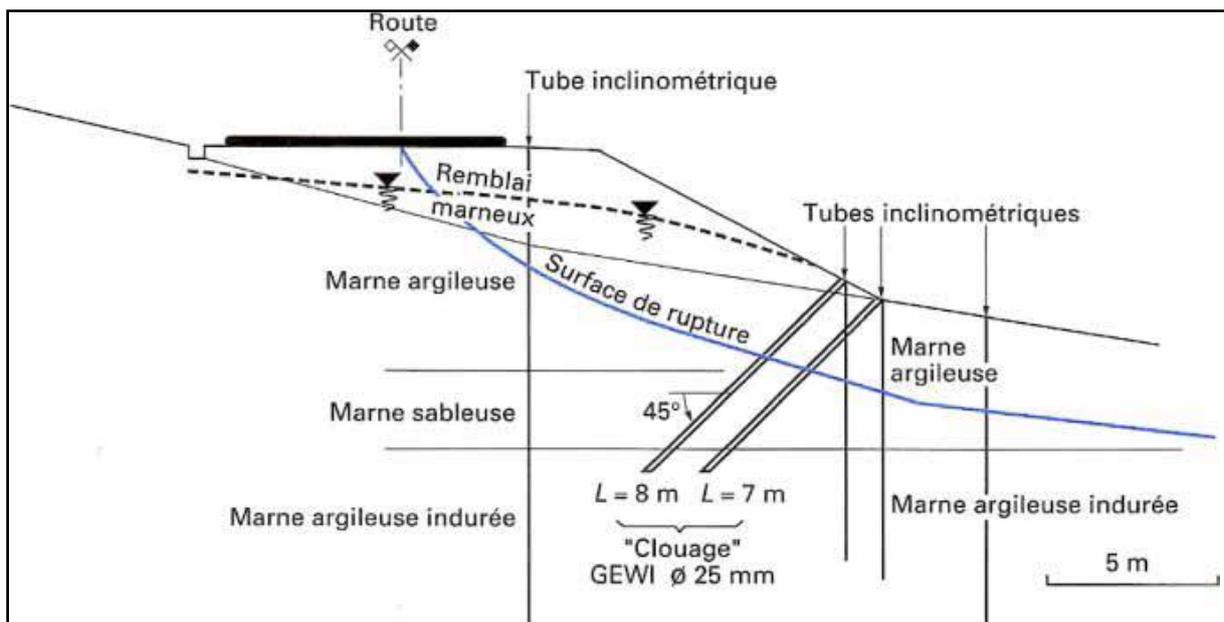
#### 1) Description

Les procédés examinés précédemment sont utilisés pour réaliser des soutènements en remblai, l'ouvrage étant monté progressivement depuis sa base.

Lorsqu'il est prévu de terrasser en déblai, une technique consiste à réaliser une paroi clouée en terrassant par passes horizontales de haut en bas. A chaque passe, des inclusions (clous) sont disposées à intervalle régulier dans le massif de sol à soutenir (Fig. III..7), la surface étant protégée par une peau mince généralement constituée de béton projeté.

Un renforcement par clouage comporte donc :

- un parement,
- des inclusions appelées couramment clous,
- éventuellement des ouvrages associés



**Figure. III.7 :** Clouage des sols

Les ouvrages associés peuvent être des dispositifs de drainage tels que drains subhorizontaux, barbacanes, etc., mais également des micropieux disposés sous le parement afin d'empêcher les déformations verticales de ce dernier ou des tirants précontraints situés en tête dont la fonction est de réduire les déformations horizontales.

Selon la nature des clous, il est possible de distinguer deux grandes familles : les profilés métalliques vibrofonçés et les clous forés.

Les clous constitués de profilés métalliques (cornières) sont mis en place par battage ou plus souvent par vibrofonçage. Pour un ouvrage à parement vertical, la longueur moyenne des clous est de 0.5 à 0.7 fois la hauteur  $H$  du mur et la densité des clous est élevée (1 à 2 clous au mètre carré). Cette technologie, appelée paroi hurpinoise, est réservée à des ouvrages provisoires.

Les clous forés sont réalisés avec des techniques équivalentes à celles des micropieux pour un ouvrage à parement vertical, la longueur moyenne des clous est de 0.8 à 1.2  $H$ , mais la densité des clous est plus faible (1 clou pour 2.5 à 6 mètre carrés de parement).

Cette technologie peut être utilisée pour des ouvrages provisoires ou définitifs.

Pour certaines applications particulières comme le renforcement de pentes instables, le clouage peut être réalisé par des pieux à forte inertie (figIII.7).

Le comportement et la justification des ouvrages cloués essentiellement de l'inertie des clous et de leur inclinaison par rapport aux surfaces de rupture potentielle.

Les clous souples (cornière, clous forés armés par une barre d'acier) ne peuvent être sollicités qu'en traction, alors que les clous présentent une inertie notable (clous armés par un tube métallique, pieux) peuvent être sollicités en traction et en flexion.

## 2) Principes de dimensionnement

Le dimensionnement des ouvrages cloués est réglementé par le projet de norme Pr P 94-240. Cette norme fournit tous les éléments nécessaires à la justification de l'ouvrage aux états limites.

L'étude de la stabilité d'un massif cloué doit porter sur les points suivants:

La stabilité globale de l'ouvrage selon des surfaces de rupture potentielles passant dans le massif ou à l'extérieur de ce dernier;

- la résistance intrinsèque des clous ;
- la résistance du parement et de la liaison parement-clous;
- le risque d'instabilité locale pendant les phases de construction;
- les déformations prévisibles de l'ouvrage qui sont estimées sous états limites de service.

Les calculs se font aux états limites ultimes, à l'exception du dernier point cité.

Seule la stabilité globale de l'ouvrage est développée dans ce paragraphe.

Si la rigidité des clous est suffisamment faible pour que ceux-ci soient considérés comme souples, les calculs de la stabilité générale sont relativement simples; comme, de plus, cette situation est de loin la plus fréquente.



Figure. III.8 : Photo d'un versant stabilisé par clouage

#### a - Caractéristiques mécaniques et géométriques des clous:

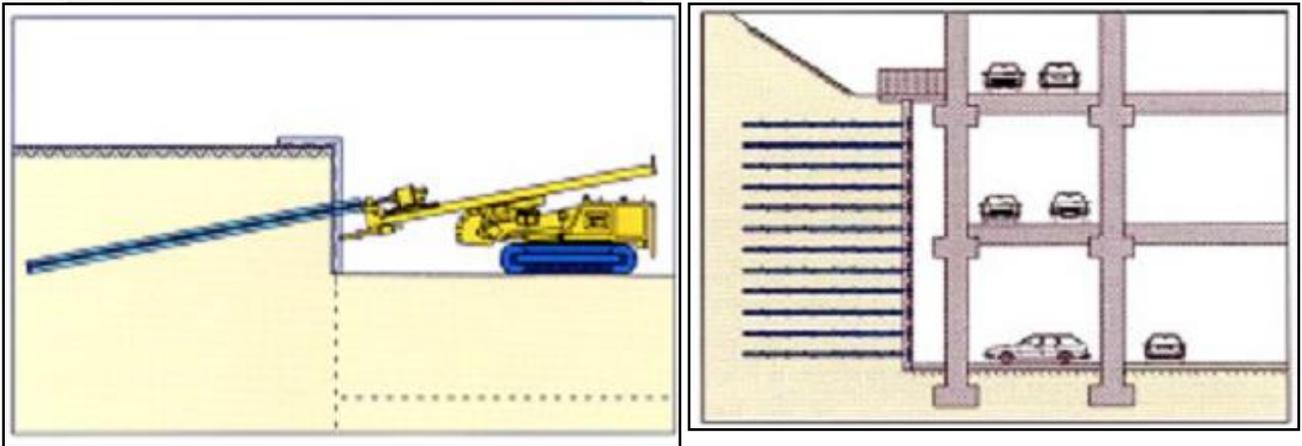
- Il est nécessaire de faire approvisionner des aciers de longueur à la commande afin d'éviter l'utilisation de connecteurs de rabotage coûteux d'une part et nécessitant d'augmenter le diamètre de forage d'autre part.

- L'emploi de barres de fortes capacités à la traction permet de réduire proportionnellement la longueur forée.

#### b – Différents types d'armatures d'ancrages:

On distingue plusieurs types d'armatures :

- les barres pleines (type HA, ou équivalent) généralement en diamètre  $\varnothing$  28 à 50 mm et mises en œuvre dans des forages réalisés préalablement en diamètre  $\varnothing$  75 à 150 mm ;
- les clous auto-forants, l'armature étant constituée par une barre creuse utilisée comme tige de forage, munis de taillants permettant des forages en diamètre  $\varnothing$  75 à 135 mm.



**Figure. III.9 :** Technique clouage

#### III.2.3.4. Renforcement par géotextiles :

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique.

Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses.

La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles.

##### a) Définition des géotextiles :

Les géotextiles appartiennent à la famille des Géosynthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel.

Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les géotextiles possèdent plusieurs caractéristiques permettant de les utiliser pour :

- La séparation : Il évite le mélange de deux sols ou matériaux de remblai de nature différente.
- La filtration : Il maintient le sol et permet le passage de fluides à travers ou dans son plan.

- Le drainage : Il collecte et transporte les eaux pluviales, souterraines et/ou d'autres fluides dans son plan.
- La protection : Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.
- Le renforcement : Il a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

### 1) Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection :

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

### 2) La mise en œuvre du Géotextile:

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

Le géotextile se pose en fond de bassin directement sur la terre, avec un recouvrement de 40 à 50 cm entre les lés. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 cm à 30 cm de profondeur) en tête de talus (voir figure III.9).

Le géotextile de protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration.

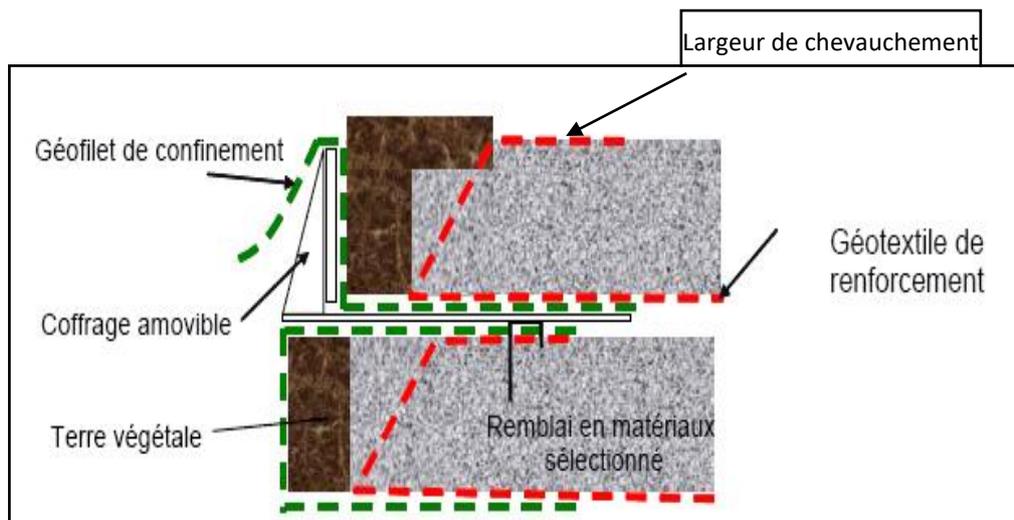


Figure. III.10 : Mise en œuvre du géotextile.

### III. 2.4.5. Durabilité et comportement à long terme :

Les ouvrages en sol renforcé sont classés en trois catégories: ouvrages provisoires, temporaires et permanents, suivant leur durée de service. Les limites entre ces catégories varient suivant le règlement et le type de renforcement. À titre d'exemple, pour le clouage des sols, la durée de service d'un ouvrage provisoire est inférieure à 18 mois, celle d'un ouvrage temporaire est inférieure à 30 ans, tandis que les ouvrages permanents sont calculés pour 100 ans.

### III.3. Conclusion :

La réalisation d'ouvrages de confortement consistant à :

- ajouter une résistance dans le terrain par inclusions soit verticales (pieux, barrettes ...) soit horizontales (clouage, tirantage ...)
- reconstituer une butée en pied du glissement permettant de 'reprenre' les efforts générés par la masse glissée (murs, rideaux de palplanches, paroi moulée, paroi tirantée, pieux jointifs ...).

Ce principe est limité à des glissements n'excédant pas 12 à 15 m de profondeur. En solution variante, cette butée de pied peut être constituée de matériaux améliorant le drainage (enrochements, remblais drainants armés de géotextiles ...).

Ces solutions de confortement sont elles aussi analysées puis pré dimensionnées à partir du modèle géotechnique établi et au moyen de logiciels de calculs de stabilité (plaxis notamment). Ces modèles permettent aussi d'estimer les évolutions les plus prévisibles.

**IV.1. introduction :**

Dans ce CHAPITRE est important de présenter et d'analyser les différentes données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) de notre zone, pour connaître les causes de ce glissement, pour Le passage de l'état de stabilité de terrain en pente à des causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

**IV.2.présentation du projet :**

Le site objet de notre étude qui se trouve entre Ouled Fayet, Dely Brahim et elAchour dans la wilaya d'Alger se sont produits dans l'enceinte du parc DOUNIA, mettant en péril le bloc de l'environnement « DAR DOUNIA » et même la bâtisse du concessionnaire GMS Algérie, se trouvant en contre bas de la zone de glissement.

Ces glissements, aggravés surtout par les dernières intempéries, peuvent provoquer des conséquences graves voire dévastatrices pour les constructions su citées, au cas où des meures de confortements et de protections ne sont pas exécutés dans l'immédiat.

Ou il a été enregistré différentes formes d'instabilité dû a des glissement de terrain qui menace les constructions et les ouvrages dans cette région et plus particulièresles habitant « parc Dounya ».

Cette région est caractérisée par des pentes qui peuvent aller de 10° à 40°, ce qui contribue fortement au développementd e mouvement de terrain.

**IV.3.Situation géographique de la région d'étude :**

Le Parc des grands vents e st située a l'ouest de la wilaya d'Alger (Figure 1),

cette dernière est délimité par :

- Autoroute (Route natio nale n°01), au Nord.
- Reste du terrain et habitations, à l'Est.
- Reste du terrain (terrain vague), à l'Ouest.
- Chemin de Wilaya et reste du terrain, au Sud.



**Figure IV.1:** Localisation du site étudié (Image satellitaire par Google Earth, 2015).

#### IV.4. Cadre géologique :

##### A. Géologie régionale :

La zone d'étude se situe au sud Ouest du massif ancien (cristallophyllien) de Bouzaréah, elle appartient au domaine du sahel d'Alger, où les formations géologiques sont essentiellement d'âge Pliocène ; on y distingue (figure 2) :

- La marne grise **Plaisancienne**, servant de substratum à toutes les autres formations. Ce faciès occupe la base de l'étage dont il peut représenter la plus grande épaisseur.
- La molasse **Astienne** débutant par des marnes-sableuses de couleur jaunâtre, où les fossiles sont abondants ; surmontées par des calcaires gréseux où s'intercalent des lits sableux à argileux ; et des grès-sableux.

La molasse est surmontée par son produit d'altération constitué de limons brunâtres à rougeâtres, sable argileux ou argile limoneuse rougeâtre du **Villafranchien**.

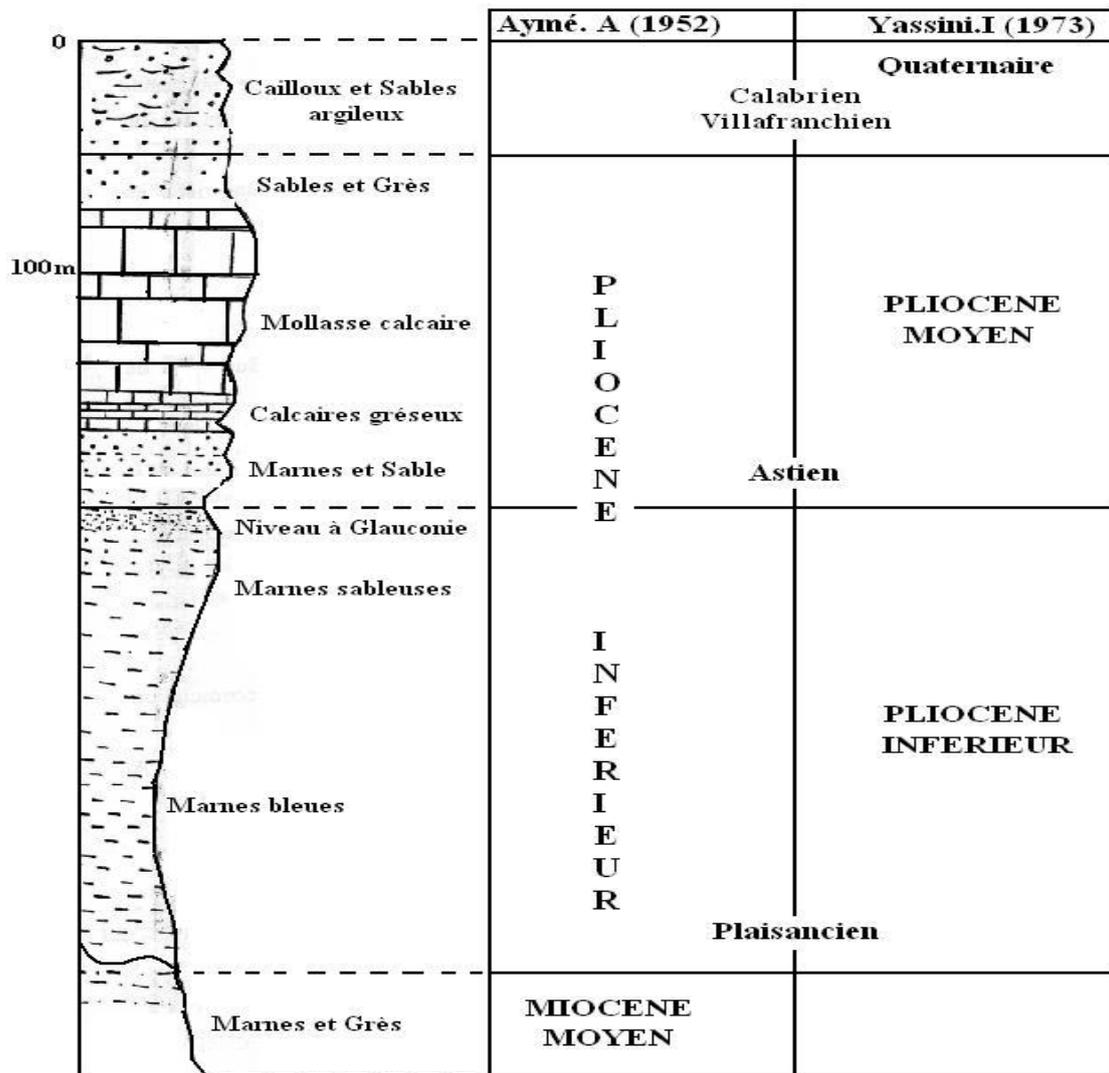


Figure IV. 2: Le pliocène de la région d’Alger (Y.Djediati, 1996).

**B. Géologie locale :**

Selon Glangeand et Al (1952) ; la région est constituée en grande partie par des formations marneuses plaisanciennes qui sont sensibles à l’eau (figure 3).

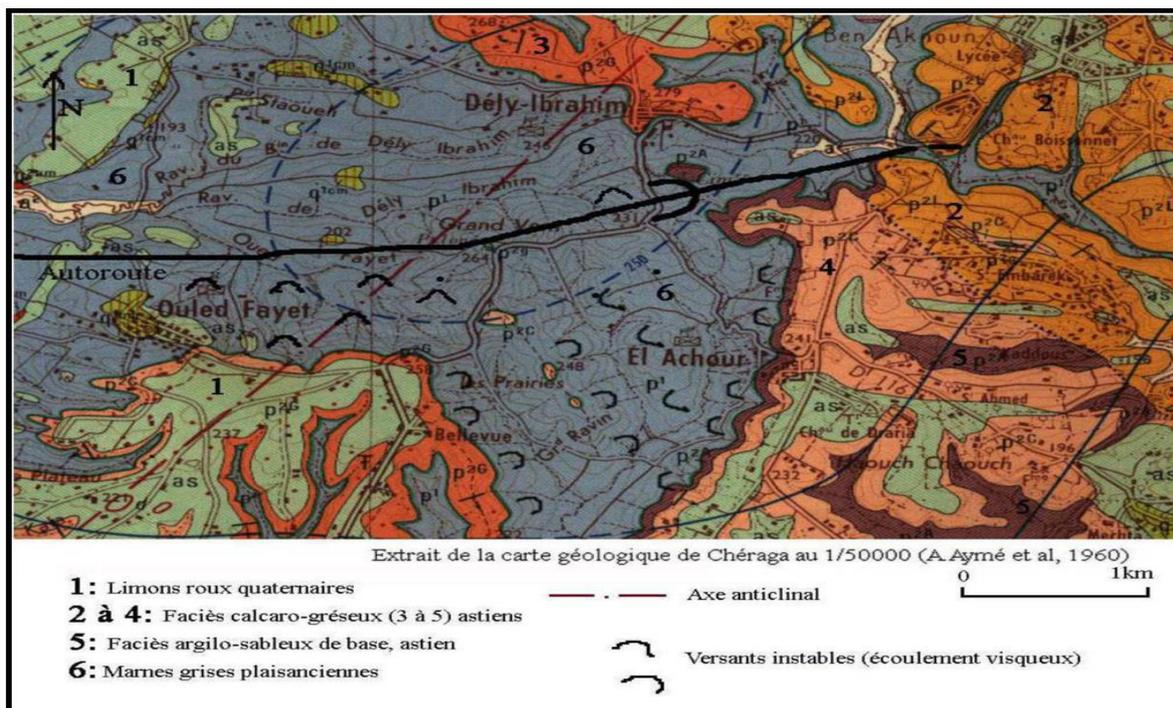
Suivant leur degré d’altération, les marnes plaisanciennes ont des comportements tout à fait différents vis-à-vis de la stabilité de pentes et de leur résistance à la rupture.

Les marnes altérés présentent un aspect terreux à la cassure, une grande porosité liée à leur remaniement et perdent toute cohésion en présence d’eau .

Les glissements de terrains se produisent dans les niveaux plaisanciens franchement marneux altérés, lorsque les pentes égalent ou dépassent 10 %, ils sont du type fluage et sont reconnaissables à leur morphologie.

Dans les zones où elles affleurent, les formations plaisanciennes sont massives. Elles ont une puissance de plus de 200 mètres. Ailleurs, elles sont recouvertes par des dépôts récents. Ces argiles marneuses sont parfois sableuses, elles sont de couleurs gris bleu. En profondeur, (à partir d'environ 10 m), la marne est saine. Elle se présente comme une roche compacte indurée, surmontée par une zone décomprimée, fissurée et légèrement altérée. zone intermédiaire peut atteindre les 8.0 mètres.

Près de la surface, la marne est très altérée grisjaune-gris verdâtre et souvent bariolée à cassure franchement terreuse. L'épaisseur de cette couche varie suivant l'intensité de l'altération et l'importance de la déclivité des versants. Avec les fortes pentes, les marnes altérées ne peuvent pas se développer. Très souvent, les marnes sont recouvertes par de la terre végétale ou du remblai.



**FigureIV. 3:** Carte géologique montrant les zones de glissement dans le sahel  
(R. BOUGDAL, 2007)

## IV.5. Cadre hydrogéologique :

### IV.5.1. hydrogéologique régionale

La région d'étude renferme deux réservoirs aquifères :

- L'aquifère Astien :

La formation molasse astienne est la plus importante formation dans la région d'Alger, dont le mur est les marnes plaisanciennes, s'étend sous la majeure partie du bassin.

Les principales caractéristiques de cet aquifère sont :

- Une grande surface d'affleurement et de large épaisseur qui varie de 100 à 130m
- Une forte perméabilité ;
- Une recharge assez régulière assurée par la forte pluviométrie.

- L'aquifère Alluvial quaternaire :

Il est formé principalement par des alluvions récentes, qui passent latéralement aux sables rouges, constitués par le produit d'altération astiens, un certain nombre de puits traditionnels captent ces formations. (H. Askri et al. 1982).

### IV.5.2. hydrogéologique locale :

Les relevés de niveau d'eau ont été réalisés lors des pluies torrentielles du mois de mai 2011, ce qui explique la saturation des formations superficielles, à savoir la couche de remblai.

Les traces d'oxydations retrouvées sur les échantillons nous laissent supposer des circulations d'eau sporadique dans ce type de formation, en générale compacte.

Les lectures piézométriques effectués dans la zone de projet au courant de l'année 2011

par le LNHC, ont révélé des niveaux d'eau variant entre 0.30 m et 3.70 m,

## IV.6. Aperçu hydrologique :

Les cours d'eau, nés dans l'atlas, transverses la plaine du nord au sud, et franchissement l'obstacle du sahel par des cluses (vallées) ces cluses au nombre de Cinq, assurent le drainage de la plaine, et qui sont d'ouest en est : (H. Askri et al, 1982).

- Oued nador
- Oued mazafran
- Oued El-harrache

- Oued El-Hamiz
- Oued Rghaia

La perturbation des précipitations sur la région d'Alger a engendré un régime hydrographique irrégulier. Durant l'été, les lits d'oued sont à sec, par contre, la période pluvieuse favorise un écoulement et un transport de sédiments, les crues de ces oueds provoquent parfois des inondations.

Il est à noter aussi que le réseau hydrographique est plus dense au niveau des marnes (plus sensible à l'eau), (H. Aski et al, 1982)

**IV.7.Aperçu climatologique:**

D'après l'Office National Météorologique (ONM), les statistiques climatologiques du cumul mensuel des précipitations pour la station météorologique de Bouzareah période 2001-2010, sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 1** : Climatologiques du cumul mensuel des précipitations(ONM, 2010).

<b>Cumuls moyens mensuels des précipitations ( mm )</b>	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
	<b>85</b>	<b>59,1</b>	<b>62,8</b>	<b>45,6</b>	<b>54,8</b>	<b>3,4</b>
	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
	<b>5</b>	<b>15,7</b>	<b>38,7</b>	<b>63,9</b>	<b>157,9</b>	<b>112,1</b>

#### IV.8. Aperçu sismique :

Le Nord d'Algérie est connu par ses activités sismiques, le paramètre sismique est un facteur déterminant dans le calcul des structures à long terme, de ce fait, la sismicité de la zone de projet doit être déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003.

Selon RPA 99/version 2003 le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante qui sont données dans la figure ci-dessous :

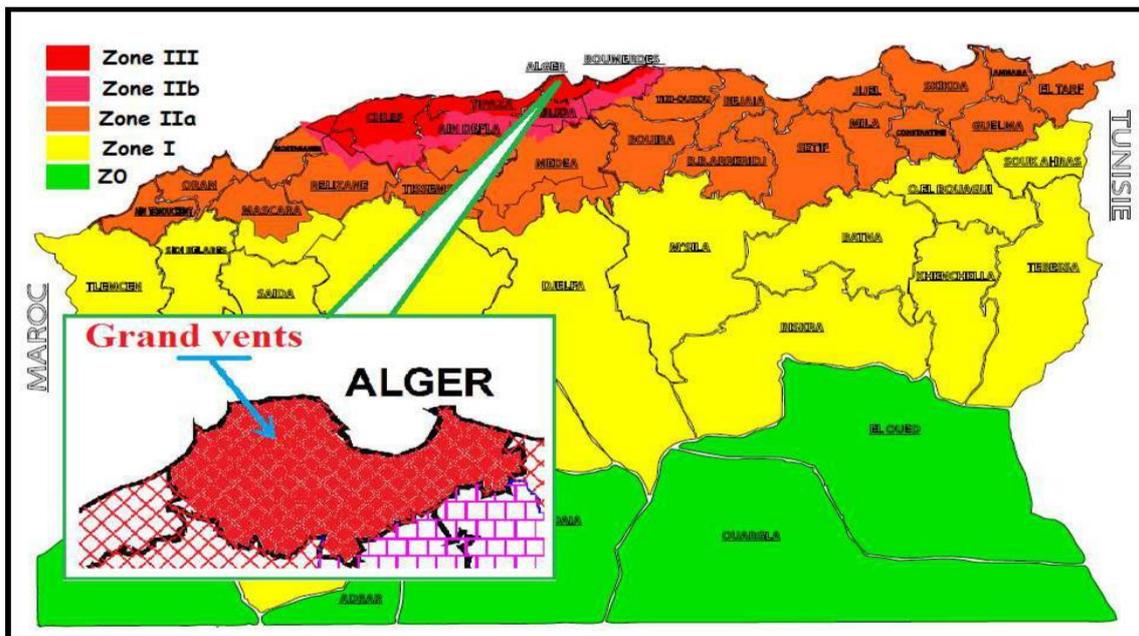


Figure IV. 4: Carte des zones sismiques de l'Algérie selon RPA99/version 2003.

L'ouvrage doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

- Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance.
- Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

**Tableau IV. 2 :** Le coefficient **A** d'accélération de zone en fonction de l'importance de l'ouvrage (RPA 99/version 2003).

<b>ZONE</b>				
<b>Groupe</b>	<b>I</b>	<b>IIa</b>	<b>IIb</b>	<b>III</b>
<b>1A</b>	0,15	0,25	0,30	<b>0,40</b>
<b>1B</b>	<b>0,12</b>	<b>0,20</b>	0,25	<b>0,30</b>
<b>2</b>	0,10	0,15	0,20	<b>0,25</b>
<b>3</b>	<b>0,07</b>	<b>0,10</b>	<b>0,14</b>	<b>0,18</b>

Les ouvrages à projeter sont considérés d'ouvrages courants (Groupe 2), et d'après la carte de zonage sismique insérée ci-dessus, la région d'Alger appartient à la **Zone III**, le coefficient d'accélération à prendre en compte est :

$$A=0.25 \text{ g}$$

Avec :  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  (accélération de la pesanteur)

#### **IV.9. Etats des lieux :**

Lors de notre visite des lieux on a constaté différentes formes d'instabilité dont l'ampleur varie d'un endroit à un autre :

**La figure IV.5** montre les différentes instabilités telles que l'affaissement de la chaussée ainsi que la présence des fissures de traction sur l'accotement de la route.



**Figure IV. 5 :** Affaissement important de la chaussée et fissures de tractions sur l'accotement de la route.

Les figures ( 6-7 ) montrent la déformation du talus qui se traduit par un grand escarpement.



**Figure IV. 6 :** Arrachement des talus.



Figure IV. 7 : Déplacement et déformation de la couche du remblai

La figure ( 8 ) nous montre la rupture des ouvrages de soutènement pré existant



Figure IV. 8 : Rupture des ouvrages de soutènement

Un bourrelet est visible a l'oeil nu avec une présence d'une marne altérée friable (Figure 9 )



**Figure IV. 9 :** Bourrelet du glissement avec la présence d'une marne altérer en surface.

La figure (10) nous montrent que la cause principale d'instabilité est due a la présence des eaux de ruissellement et/ou usée qui augmente la saturation du terrain.



**Figure IV. 10:** Le diversement des eaux pluviales et d'assainissements dans le talus.

**IV.10. causes probables du glissement :**

Les structures de glissements observées dans la zone de projet, sont étroitement liées aux facteurs suivants :

- ↪ Géologiques et géotechniques : présence de la marne qui est très vulnérable à l'eau et sujette aux glissements de terrain; ainsi, son étude de stabilité doit être soigneusement élaborée, avec une attention particulière ;
- ↪ Géomorphologique : un terrain vallonné ; la pente est plus ou moins importante (facteur en faveur du glissement) ;
- ↪ Conditions climatiques : pluviométrie importante lors des dernières intempéries ;
- ↪ Assainissement : aucune mesure de drainage n'a été effectuée sur le site, les eaux de pluie, et même les eaux usées se déversent sauvagement sur les talus marneux, en provoquant leur saturation comme illustré ci-après :

**IV.11. Conclusion :**

Ce chapitre compose tous les informations concerne la présentation de notre projet (glissement de terrain) ; situation géographique , climat.....etc., et s'avoir sa formation géologique, sismicité, ainsi que les facteurs qui ont une influence sur l'instabilité de talus.

Le Parc Dounya repose sur une formation marneuse compacte d'âge Plaisancien en profondeur, surmonté par des marnes altérées, cette région est caractérisée par une forte sismicité et une forte pluviométrie, ce qui cause des instabilités de terrain et des dommages pour les constructions.

### V.1. Introduction :

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques disponibles tels que les cartes géographiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes...etc. Mais ces données restent insuffisantes car elles nous renseignent seulement sur les affleurements de surface, donc il faut compléter ces données par des campagnes de reconnaissances « in situ » et au laboratoire qui interviennent comme moyens indispensables permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéité et d'estimer leur caractéristiques mécaniques.

### V.2. Travaux d'investigation réalisés sur le terrain et essais au laboratoire :

La campagne de reconnaissance géotechnique a été menée par le Laboratoire Nationale de l'habitat et de Construction (LNHC) et SAETI a consisté en la réalisation des essais géotechnique ci-après (voir plan d'implantation annexé au rapport :

- ▶ Huit (08) essais de pénétration dynamique poussées jusqu'au refus;
- ▶ Trois (03) sondages pressiométriques de 12 à 14 m de profondeur ;
- ▶ Onze (11) sondages carottés allant de 10 m à 20 m de profondeur, dont sept (07), sont équipés de piézomètres ;
- ▶ Des essais de laboratoire.
- ▶ Cinq (05) puits de reconnaissance géotechnique

A l'aide des logs des sondages réalisés au niveau de la zone étudiée , on a établi une coupe géotechnique.

La coupe a été établie par les trois sondages (Sc2 , Sc10 et Sc4) avec une pente de  $19.22^\circ$  (Voir plan d'implantation des essais in situ en annexe). Les résultats de cette coupe géotechnique ont été utilisés pour l'analyse de la stabilité du terrain.

### V.3. Essais in-situ :

#### V.3.1. Sondages carottés :

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons Permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies auparavant, est d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification mécanique du sol , Il permet aussi d'étudier la résistance au cisaillement du sol .

La description visuelle de la carotte nous a permis le descriptif lithologique De « 03 » sondages réalisés au niveau de la zone étudiée

- Sondage SC02

00,00 – 3,00 m : Remblai

3,00 – 6,7 m : Argile marneuse très altérée

6,7 – 20,00m : Argile marneuse compacte .

- Sondage CS 10 :

00,00 – 2,00 m : Remblai

2,00 – 6,00m : Argile marneuse altérée.

6,00 – 16m : Argile marneuse compacte

- Sondage CS 04

00,00 – 3m : Remblai

3,00 – 9 m : Argile marneuse altérée

9,00 – 15 m : Argile marneuse compacte

### **V.3.2 . les puits :**

Cinq puits allant jusqu'à 4m profondeur ont été réalisés dans le but de connaître la nature géologique des formations constituant le sol et de prélever des échantillons pour des essais de laboratoire.

- Puit N01 :

00,00 – 1m : remblai

1 – 4m : Argile marneuse friable compacte altéré

- Pui N02 :

0,0 – 3,5m : remblai

3,5 – 5m : Argile marneuse compacte beige à grisâtre altéré

- Puit N03 :  
0 – 1m : remblai  
1 – 3,5m : Argile marneuse beige à grisâtre altéréé  
3,5 – 4m : Argile marneuse compacte grisâtre
- Puit N04 :  
0,0 – 0,5 : remblai  
0,5 – 2,5 : Argile marneuse beige à grisâtre altéréé  
2,5 – 4m : Argile marneuse compacte grisâtre
- Puit N05 :  
0,0 – 0,5 : remblai  
0,5 – 3m : Argile marneuse beige à grisâtre altéréé  
3 – 4m : Argile marneuse compacte grisâtre

### V.3.3. L'essai pressiométrique :

Pour notre cas on a fait trois (3) sondages pressiométriques de 14 mètres de profondeur réalisés sur le site .



**Figure V.1 :** Sondage au pressiomètre

➤ **Objectifs de L'essai pressiométrique :**

L'essai pressiométrique à trois (3) objectifs :

- Déterminer la contrainte de rupture du sol en fonction de la pression limite
- Calculer les tassements
- Connaître les différentes couches de terrain traversées à partir des cutting (refoulement des particules du sol) du forage

Cet essai est fortement conseillé dans les sols mous, cohérents (formation argileuse, tourbe...). Il est plus précis que l'essai pénétrométrique mais coûte trois à cinq fois plus chères.

Les résultats ses présentes par deux facteurs principaux, la pression limite (PL) et le module de déformation pressiométrique (E).

- **Module de déformation pressiométrique E :**

$$E = (1 + \nu) 2V (\Delta P / \Delta V)$$

$\nu$  : Coefficient de poisson fixé à 0.33

$V$  : Volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe dans la zone pseudo – élastique ( $V = V_0 + V_r$ ).

$V_0$  : est le volume au repos de la sonde qui en pratique égal à 535 cm<sup>3</sup>.

$V_r$  : le volume d'eau injecté au point d'inflexion de la zone pseudo -élastique (volume correspondant au milieu de cette zone

$\Delta P / \Delta V$  : Pente de la partie linéaire de la courbe dans la zone pseudo-élastique.

- **Pression limite PL :**

C'est la pression correspondant à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique.

Par convention, la pression limite PI est la pression qui correspondant au doublement du volume de départ de la sonde ( $V_0$ ). Il peut être pris égal à  $V_0 + 2V_r$ .

La courbe pressiométrique comprend typiquement trois phases :

-La phase initiale qui est la phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol.

Elle est également appelée la phase de recompaction.

A la fin de cette zone, la pression mesurée ( $P_0$ ) est égale à la pression initiale horizontale au niveau du sol.

– la deuxième phase est la phase pseudo-élastique.

- La troisième phase est la phase des grands déplacements ou phase dite plastique. La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette phase, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée.

Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie quasi-linéaire de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique ( $E$ ) et la pression de fluage ( $PF$ ).

Les résultats des essais pressiométriques sont présents dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau V. 1** : les résultats de l'essai pressiométrique 1 (SP1) :

Prof (m)	E (bars)	PL (bars)	E / PL
5	98,37	7,46	13,18
6	317,37	13,44	23,61
7	341,30	19,98	17,08
8	520,82	16,07	32,41
9	258,35	7,74	33,39
10	726,15	35,56	20,42
11	621,90	35,06	17,74
12	590,95	34,78	16,99
13	424,99	27,65	15,37
14	726,15	35,99	20,18

Tableau V. 2 : les résultats de l'essai pressiométrique 2 (SP2) :

Prof (m)	E (bars)	PL (bars)	E / PL
1	100 ,18	0,3	331,43
2	152,57	5,35	28,54
3	158,10	7,76	20,37
4	440,87	22,56	19,54
5	667,08	36,34	18,36
6	688,30	36,80	18,70
7	707,62	36,71	19,28
8	639,27	36,59	17,47
9	1085,43	23,60	46
10	572,28	36,07	15,87
11	477,48	35,5	13,45
12	671,44	36,34	18,48

Tableau V. 3 : les résultats de l'essai pressiométrique3 SP3

Prof (m)	E (bars)	PL (bars)	E / PL
4	163 ,79	11,12	14,72
5	314,35	26,12	12,03
6	238,73	20,25	11,79
7	1870,17	20,49	91,29
8	293,50	24,59	11,94
9	279,07	24,70	11,30
10	239,6	24,65	9,70

11	240,12	24,81	9,68
12	229,28	24,88	9,22

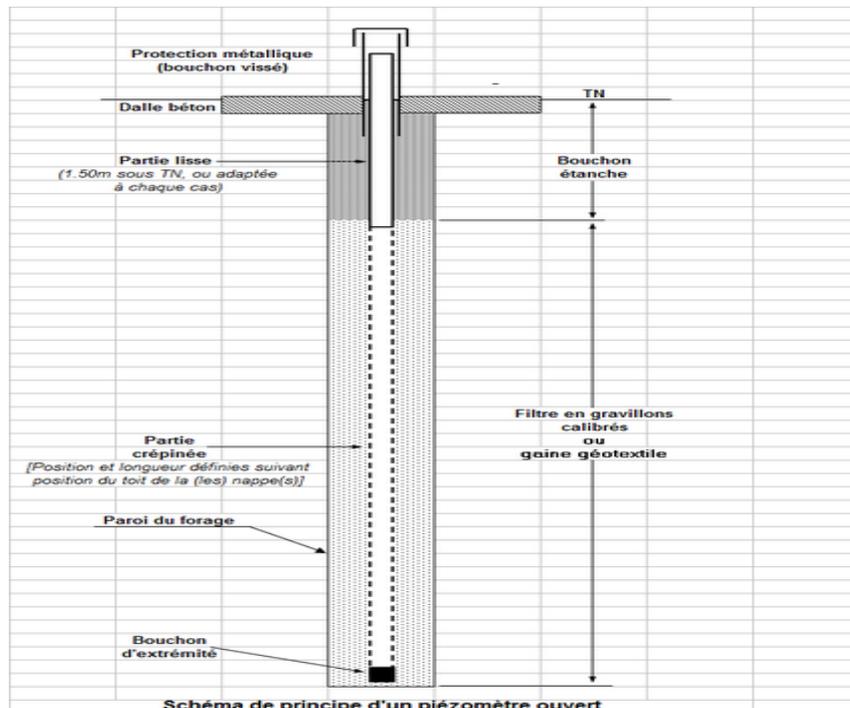
**V.3.4. Essai piézométrique :**

La mesure consiste à déterminer le niveau d'eau dans le sol grâce à un tube piézométrique posé spécifiquement à cette fin, et mis à la pression atmosphérique.

➤ **L'opération consiste :**

- À placer dans un forage un tube crépine dans un horizon saturé.
- À mesurer, après stabilisation, la distance entre le toit de l'eau dans le tube et la surface du sol.
- À mesurer la pression hydrostatique en un point du tube.

Le niveau, la cote ou la surface piézométrique est l'altitude ou la profondeur (par rapport à la surface du sol) de la limite entre la nappe phréatique et la zone vadose (la zone non saturée) dans une formation aquifère. Ce niveau est mesuré à l'aide d'un piézomètre



**Figure V. 2 :** schéma de principe d'un piézomètre

Des mesures aux piézomètres pour prélever le niveau d'eau ont été effectués le 25 Mai 2011, et ce après les pluies torrentielles qui sont abattues durant les jours de 19 , 20 et 21 du mois de mai 2011. Les niveaux d'eaux sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**TableauV.4:** Les niveaux piézométrique

N de sondage	Date de la mesure	Profondeur de la mesure d'eau par rapport au niveau du terrain naturel(m)
<b>SC02</b>	25 / 05 / 2011	10
<b>SC10</b>	25 / 05 / 2011	0,3
<b>SC04</b>	25 / 05 / 2011	0,5

Les résultats montrent que les formations sont saturées d'eau avec un niveau piézométrique de 0.3 m à 0.5 m, sauf que le sondage N° 02 on a obtenu de niveau de 10 m ce qui peut s'expliquer probablement par l'altération de la marne ce qui la rend friable et favorise la présence de fissures qui rend le milieu perméable.

### V.3.5 . Les essais de pénétration dynamique :

L'essai de pénétration dynamique consiste à déterminer la résistance dynamique en pointe d'un sol in situ, de vérifier l'homogénéité verticale (succession de couches de terrain), et horizontale (fuseaux de superposition de courbes) et de détecter le niveau d'un substratum.

Le principe de l'essai est basé sur l'enfoncement d'une pointe conique dans le sol. Cette pointe est enfoncée par battage par l'intermédiaire d'un train de tiges et on mesure le nombre de coups pour un enfoncement de 20 cm.

La résistance à la pénétration est donnée à partir de la formule de battage (des Hollandais) suivante :

$$R_d = M^2 \cdot g \cdot H/e(M + M'). A$$

Avec :

$R_d$  : Résistance dynamique de pointe.

$A = 20 \text{ cm}^2$  : section droite de la pointe.

$H = 75$  cm : hauteur de chute.

$e$  = pénétration moyenne par coup.

$g$  : accélération de la pesanteur.

$M = 64$  kg : masse du mouton (masse frappante).

$M' = 8,5$ kg : somme des masses du train des tiges, de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

Les essais réalisés sur l'ensemble de la surface du projet, nous ont permis de visualiser la résistance de pointe à la pénétration dynamique en fonction de la profondeur.

Ces essais au pénétromètre dynamique lourd, nous ont permis de déterminer la résistance du sol. Les résultats sont hétérogènes et présentent des résistances moyennes.

**Tableau V.5** : Les valeurs de résistance de pointe  $R_d$ (bars) sont synthétisées sur le tableau suivant :

Prof (m)	Essai1	Essai2	Essai3	Essai4	Essai5	Essai6	Essai7	Essai8
1,5	20	38	25	20	60	20	10	18
3	20	48	78	22	90	40	15	30
4,5	54	80	125	30	88	98	33	33
6	57	120	112	75	160	60	120	125
7,5	55	270		82	260	110	160	160
9	108	160		130	95	190	230	208
10,5	205	460		190	200	220	270	250
12	95			290	390			
13,5	80			500	500			
15	500							

**Observation :**

**Essai 1 :** sans refus

**Essai 2 :** refus se trouve à 10,8 m , avec  $R_p=500$  bars

**Essai 3 :** refus se trouve à 6,8 m , avec  $R_p=100$  bars

**Essai 4 :** refus se trouve à 13 m , avec  $R_p=500$  bars

**Essai 5 :** refus se trouve à 13,4 m , avec  $R_p= 500$ bars

**Essai 6 :** sans refus

**Essai 7 :** sans refus

**Essai 8 :** sans refus

**V.4. Essais de laboratoire :****V.4.1. Catégories d'essais de laboratoire :**

Outre l'investigation expérimentale in-situ, permettre à réaliser une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé.



**Figure V.3:** Photo d'un laboratoire où les essais réalisés.

Les essais de laboratoires peuvent être subdivisés en deux (02) grandes catégories :

### **Les essais d'identification :**

Ceux sont essentiellement la « teneur en eau », les « limites d'Atterberg », la « granulométrie » (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

### **Les essais de résistances :**

Ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficiels ou profondes, des ouvrages de soutènements, ...etc. parmi ces essais réalisés pour cette projet, est l'essai de cisaillement direct (figure V.4).



**Figure V. 4:** Dispositif de l'essai de cisaillement

### **V.4.2.Résultats des essais au laboratoire :**

A partir des sondages carottés des échantillons seront prélevés pour des essais de laboratoire, dans le but d'étudier les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

#### **V.4.2.1.Essais identification :**

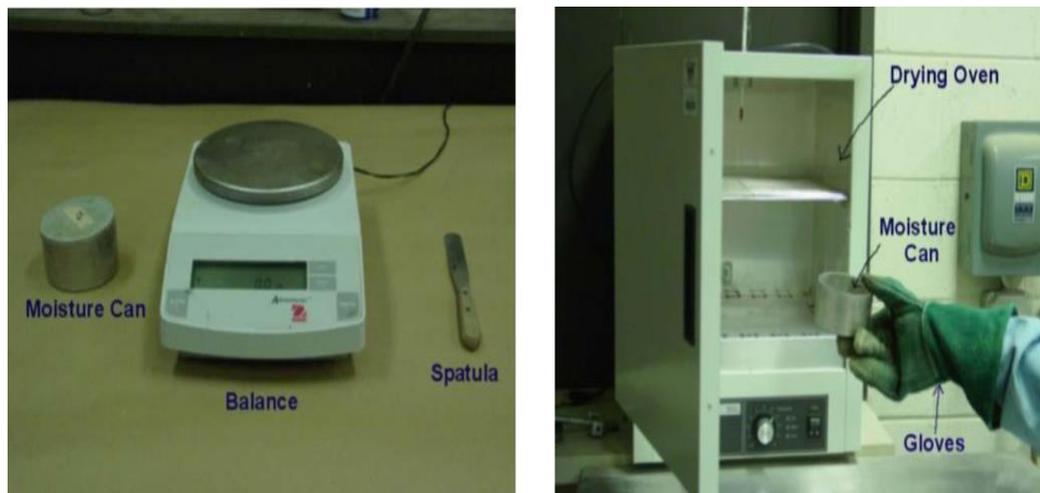
Poids volumique-Teneur en eau naturelle et degré de saturation L'ensemble des résultats des essais en laboratoire est donné ci -après :

#### **2.1. Le poids volumique ( $\gamma$ )**

- Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol. volume de cette même quantité .on l'exprime en  $\text{KN/m}^3$ , La valeur du poids volumique d'un sol selon l'état d'humidité ;
- La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau.

## 2.2. Teneur en eau naturelle (W)

C'est le rapport de poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. ces deux quantités sont obtenus en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec, après étuvage à  $105^{\circ}\text{C}$ . (Figure V.5), le teneur en eau exprimée en pourcentage(%).



**Figure V. 5:** Appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle

## 2.3. Degré de saturation (Sr) :

C'est le rapport entre le volume de l'eau dans un échantillon et le volume de vide qui existe dans ce même échantillon, exprimée en (%).

Les résultats présentés dans le tableau récapitulatif suivant :

**Tableau V. 6 :** tableau récapitulatif les résultats des essais physique (teneur en eau, poids volumique et degré de saturation ) . Sondage 02 SC02 :

Prof (m)	W (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	Sr (%)
3,6 – 4	21	2,08	1,72	100
4,4 – 4,7	22	2,05	1,69	98
4,7 – 5,1	21	2,06	1,72	96
6,7 – 7,3	20	2,03	1,77	100

7,7 – 8,3	20	2,12	1,79	100
10,5 – 11	15	2,23	1,94	100
11,4 – 11,8	15	2,25	1,96	100
12,4 – 12,7	13	2,25	1,99	100
13,2 – 13,8	15	2,27	1,97	100
15 – 15,4	18	2,15	1,82	100
17 – 17,7	16	2,22	1,91	100
18,4 – 19	15	2,24	1,95	100
19,3 – 19,6	14	2,23	1,95	100

**Tableau V.7 :** tableau récapitulatif les résultats des essais physique. SC10 :

<b>Prof (m)</b>	<b>W (%)</b>	<b><math>\gamma_h</math> (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>\gamma_d</math>(t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Sr(%)</b>
2 – 2,5	23	2	1,62	93
2,7 – 3	21	2,05	1,69	95
5,6 – 5,8	18	2,10	1,78	92
6,5 – 6,9	18	2,16	1,84	100
7,5 – 7,8	14	2,2	1,93	93
8,5 – 8,8	15	2,14	1,86	91
11,3 – 11,9	13	2,27	2,01	100
12,6 - 13	14	2,26	1,98	100

**Tableau V. 8:** tableau récapitulatif les résultats des essais physique. SC04 :

Prof (m)	W (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	Sr (%)
5 – 5,8	27	1,91	1,5	91
6 – 6,8	25	2	1,6	98
7,4 – 7,8	19	2,05	1,72	90
8,5 – 8,9	16	2,17	1,86	95
10,5 - 11	15	2,21	1,92	99

D'après les degrés de saturation obtenus, on peut conclure que le sol du site est totalement saturé.

#### V.4.2.2. Analyse granulométrique

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau.

Elle comprend deux opérations :

- Tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 mm.

Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 mm.

Les résultats présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau V. 9:** tableau récapitulatif des résultats d'analyse granulométrique SC2

Prof(m)	% < 2mm	% < 80 $\mu$ m	% < 2 $\mu$ m	Interprétation des résultats suivant la classification
3,6 – 4	100	100	24	Sol fin
4,7 – 5,1	100	98	32	Sol fin
7,7 – 8,3	100	100	30	Sol fin
12,4 – 12,7	100	99	19	Sol fin

**Tableau V. 10:** tableau récapitulatif des résultats d'analyse granulométrique SC10

<b>Prof(m)</b>	<b>% &lt; 2mm</b>	<b>% &lt; 80µm</b>	<b>% &lt; 2µm</b>	<b>Interprétation des résultats suivant la classification</b>
2 – 2,5	100	97	36	Sol fin
5,6 – 5,8	100	95	34	Sol fin
8,5 – 8,8	100	97	36	Sol fin
11,3 – 11,9	100	98	38	Sol fin

**Tableau V. 11:** tableau récapitulatif des résultats d'analyse granulométrique SC4 :

<b>Prof (m)</b>	<b>% &lt; 2mm</b>	<b>% &lt; 80µm</b>	<b>% &lt; 2µm</b>	<b>Interprétation des résultats suivant la classification</b>
5 – 5,8	100	99	36	Sol fin
6 – 6,8	100	100	40	Sol fin
7,4 – 7,8	100	99	30	Sol fin
8,5 – 8,9	100	99	10	Sol fin
10,5 - 11	100	100	20	Sol fin

Les échantillons analysés sont des sols fins (plus de 50% d'éléments sont inférieure à 0.08 mm). Pour les sols fins, la classification se fait en reportant les valeurs de IP et WL sur le diagramme de CASAGRANDE



**Figure V. 6:** Appareillage d'analyse granulométrique par tamisage.

### 2.1. Limites d'atterberg :

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Par définition .les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondéral correspondantes à des états particuliers d'un sol .elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.



**Figure V. 7:** Appareil de CASAGRANDE.

Les résultats présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau V. 12:** tableau récapitulatif des résultats du Limites d'Atterberg (SC02) :

<b>Prof (m)</b>	<b>WL (%)</b>	<b>WP (%)</b>	<b>Ip (%)</b>
3,6 – 4	57	28	29
4,7 – 5,1	53	27	26
7,7 – 8,3	56	28	28
12,4 – 12,7	52	26	26

**Tableau V. 13:** tableau récapitulatif des résultats du Limites d'Atterberg (SC10) :

<b>Prof (m)</b>	<b>WL (%)</b>	<b>Wp (%)</b>	<b>Ip (%)</b>
2 – 2,5	54	27	27
5,6 – 5,8	54	27	27
8,5 – 8,8	54	27	27
11,3 – 11,9	54	26	28

**Tableau V. 14:** tableau récapitulatif des résultats du Limites d'Atterberg (SC04) :

<b>Prof (m)</b>	<b>WL (%)</b>	<b>Wp (%)</b>	<b>Ip (%)</b>
5 – 5,8	54	27	27
6 – 6,8	56	28	28
7,4 – 7,8	52	26	26
8,5 – 8,9	52	26	26
10,5 - 11	54	27	27

D'après la classification du système **LCPC**, le sol est classé comme "**argile très plastique**" de symbole **At**,

#### V.4.2.3. Analyse chimique :

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un échantillon de sol extrait du notre site, dont les résultats présentés dans le tableau ci-dessous :

Cet essai pour les sondages SC02 et SC04

Les résultats exexprimés en % et en poids

**Tableau V.15:** Les résultats de l'analyse chimique. (SC02) :

<b>Prof (m )</b>	<b>10,5 - 11</b>
Silice SiO <sub>2</sub>	45,09
Alumine AL <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	11,87
Hématite Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7,20
Chaux cao	14
Sulfate SO <sub>4</sub>	0,88
Chlorure CL	0,021
Carbonates CaCo <sub>3</sub>	20,80
Matieres organiques	0,73
insolubles	59,35
Perte au feu à 1000°c	18,19

**Tableau V. 16:** Les résultats de l'analyse chimique. (SC04) :

<b>Prof ( m )</b>	<b>6 – 6,8</b>
Silice SiO <sub>2</sub>	46,82
Alumine AL <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12,80
Hématite Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7,60
Chaux cao	12,32
Sulfate SO <sub>4</sub>	0,38
Chlorure CL	0,024
Carbonates CaCo <sub>3</sub>	16,64
Matières organiques	0,73
insolubles	63,95
Perte au feu à 1000°c	17,87

D'après la composition chimique dans tous les échantillons , donnée par le tableau notamment la teneur moyenne en sulfates, nous pouvons conclure que le sol du site est faiblement agressif

**Tableau V. 17 :** Classification des sols selon la teneur en carbonate de calcium CaCO<sub>3</sub>:

<b>Marne</b>	<b>Argile</b>	<b>Argile marneux</b>	<b>Calcaire marneux</b>	<b>calcaire</b>
30 – 70%	0 – 10%	10 – 30%	70 – 90%	90 – 100%

**Tableau V.18** : Les résultats de la teneur en carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$ 

<b>SC04</b> 6 – 6,8m	<b>SC02</b> 10,5 – 11m
16,64	20,80
Argile marneuse	Argile marneuse
Altéréé	compacte

Les deux échantillons prélevés sont des argiles marneuses, la teneur en carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$  augmente en fonction de profondeur.

#### V.4.2.4 Essais de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement des sols constitue l'aspect le plus important de la géotechnique ; du fait de son influence directe sur la capacité portante des fondations superficielles et profondes, la stabilité au glissement et la conception des murs de soutènement. On doit concevoir les structures et les pentes de façon à éviter qu'une rupture ne se produise lorsqu'elles sont soumises aux charges maximales. C'est le cas des méthodes, dites "à l'équilibre limite" qui exigent la connaissance de la résistance (ou ultime) du sol.

Au laboratoire la résistance au cisaillement du sol est souvent déterminée par l'essai de cisaillement direct. Dans cet essai l'échantillon est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte donnée (figure V.8) schéma de la boîte de cisaillement). La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse de déplacement constante.

L'échantillon est cisailé suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une contrainte normale et une contrainte tangentielle déterminées.

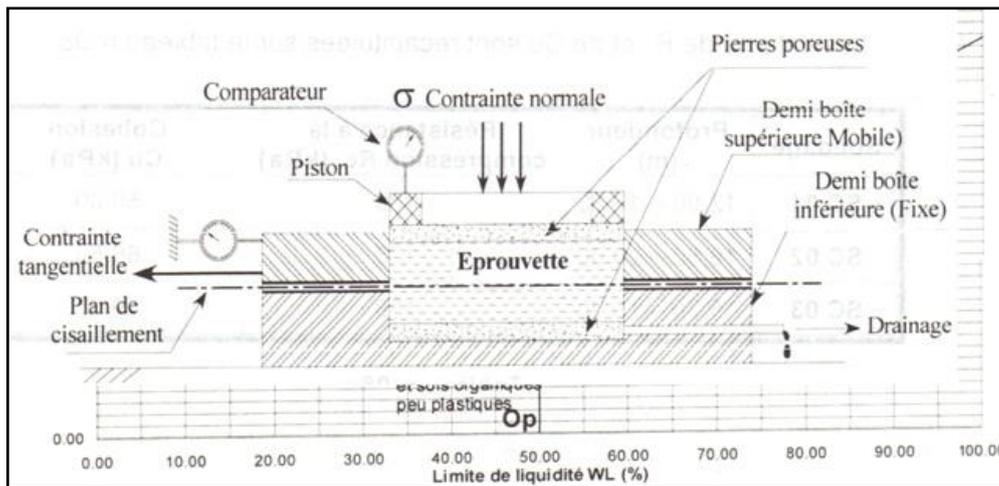


Figure V.8 : Essai de cisaillement direct - Schéma de la boîte de cisaillement

Le but de l'essai de cisaillement est de déterminer les valeurs de la cohésion C et de l'angle de frottement .

Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé trois (08) essais de cisaillement direct, quatre (04) essais de type non consolidé non drainé ( UU ) , et quatre (04) essais de type consolidé drainé (CD) .

Les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau V. 19: Résultats de la résistance au cisaillement des sols du notre site.

sondage	Prof (m )	Type d'essai	Cohésion (bars)	Angle de frottement (°)
SC02	3,6 – 4	UU	1	15
	4,4 – 4,7	UU	1,17	22
	6,7 – 7,3	CD	0,32	15
	7,7 – 8,3	UU	0,83	13
SC10	2 – 2,5	CD	1,09	11
	2,7 - 3	CD	0,32	16
SC04	5 – 5,8	UU	0,78	14
	7,4 – 7,8	CD	0,38	15

Tableau V.20 : résultats d'essais de laboratoire ( les puits ) :

		Puit N1	Puit N2	Puit N3	Puit N4	Puit N5
<b>Prof (m)</b>		0 - 1	0 – 3,5	0 - 1	0,5 – 2,5	0,5 – 2,5
<b><math>\gamma_d</math> (t/m<sup>3</sup>)</b>		1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
<b>W (%)</b>		14	14	14	14	14
<b><math>\gamma_h</math> (t/m<sup>3</sup>)</b>		1,65	1,65	1,65	1,65	1,65
<b>granulométrie</b>	<b>2mm</b>	93	100	100	100	100
	<b>0,08mm</b>	57	98	95	97	98
<b>sédimentométrie</b>	<b>20<math>\mu</math>m</b>	34	86	80	76	76
	<b>2<math>\mu</math>m</b>	14	44	37	38	30
<b>Limites d'Atterberg</b>	<b>WL(%)</b>	37	52	53	52	53
	<b>IP</b>	18	26	26	26	26
<b>Cisaillement rectiligne ou triaxial</b>	<b>Type d'essai</b>	UU	UU	UU	UU	UU
	<b>C (bar)</b>	0,22	0,32	0,26	0,31	0,39
	<b>Angle de frottement</b>	9	8	11	9	9

**V.4.2.5. Compressibilité à l'Odomètre :**

Cinq essais de compressibilité à l'oedomètre ont été réalisés, les résultats obtenus sont les suivants :

Sondage N	Prof (m)	Pc (bar)	CC	Cg
SC02	4,7 – 5,1	1,12	23,59	5,51
	10,5 - 11	2,08	8,71	2,69
SC04	6 – 6,8	1,69	21,44	10,53
SC10	5,6 – 5,8	2,22	15,41	5,30
	8,5 – 8,8	2,49	12,96	5,21

**V.5. Etude de l'homogénéité des caractéristiques  $\phi$  et C :****➤ L'angle de frottement :**

A partir de trois sondages (SC04 , SC10 et SC02)

Couche de remblai :

$$\phi_{\text{moy}} = \frac{\sum \phi_i}{n} = \frac{9+9+11+8+9}{5} = 9,2^\circ$$

**▪ L'écart type :**

$$SD = \sqrt{\frac{(9-9,2)^2 + (9-9,2)^2 + (11-9,2)^2 + (8-9,2)^2 + (9-9,2)^2}{5}} = 1,095$$

**▪ Le coefficient de variation :**

$$C_v = \frac{SD}{\phi_{\text{moy}}} = \frac{1,095}{9,2} = 0,119 ; 11,9 \% > 10 \%$$

Le sol n'est pas homogène par rapport à  $\phi$  donc le sol est caractérisé par la plus petite valeur .

$$\Phi = 8^\circ.$$

➤ **La cohésion C :**

$$C_{moy} = \frac{\sum C_i}{n} = \frac{39+31+26+32+22}{5} = 30 \text{KPa}$$

▪ **L'écart type :**

$$SD = \sqrt{\frac{(39-30)^2 + (31-30)^2 + (26-30)^2 + (32-30)^2 + (22-30)^2}{5}} = 5,76$$

▪ **Le coefficient de variation :**

$$C_v = \frac{SD}{C_{moy}} = \frac{5,76}{30} = 0.192 ; 19,2 \% > 10 \%$$

Le sol n'est pas homogène par rapport à la cohésion donc le sol est caractérisé par la plus petite valeur .

Donc : **C = 22 kpa**

**Tableau V.21:** Les paramètres mécaniques de terrain représenté sur tableau suivant :

<b>couche</b>	<b>Angle de frottement</b>	<b>Cohésion (kpa)</b>
<b>remblai</b>	8	22
<b>Argile marneuse altérée</b>	11	32
<b>Argile marneuse compacté</b>	14	126,4

**V.6. conclusion :**

La reconnaissance géotechnique exécutée a été basée sur la réalisation des essais in situ (sondages et pressiométriques...) suivi par les essais d'identification et de résistance mécanique effectués sur les échantillons récupérés. Cette reconnaissance nous a permis d'identifier les caractéristiques des formations composant le sol du site étudié. Il s'avère qu'il est composé de trois couches :

- 1<sup>er</sup> couche : remblai
- 2<sup>eme</sup> couche : argile marneuse altérée
- 3<sup>eme</sup> couche : argile marneuse compacte

### **VI.1. INTRODUCTION**

Dans ce chapitre nous allons étudier le risque de glissement et mettre les solutions qu'il nous fait sur notre site.

Concernant l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons deux logiciels de calcul, le premier est basé sur la méthode d'analyse limite appelé « Talren 4 », et le second logiciel est basé sur la méthode des éléments finis appelé « PLAXIS » Pour le calcul de la méthode de confortement

### **VI.2. Analyse de stabilité au glissement à l'aide du logiciel Talren 4**

#### **VI.2.1. présentation du logiciel TALREN v4**

Le TALREN v4 est un programme qui permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente, selon plusieurs méthodes classiques et numériques sur des surfaces de ruptures circulaire et non-circulaire et déterminer la surface de la rupture potentielle et aussi de calculer le coefficient de sécurité minimums ( $F_s \leq 1$ ), ce programme travail avec des coefficients de pondération selon la norme adoptée.

Dans ce logiciel nous pouvons distingués trois modes d'exécution déférents :

- Le mode d'exécution habituel lorsque nous avons moins d'information 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.

Toutes les données du problème dans ce programme sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité

### VI.2.2. Les avantages de TALREN4

- Gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier ;
- Tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements ;
- Assistants et bases de données (coefficient de pondération /sécurité partiels, choix de qs).

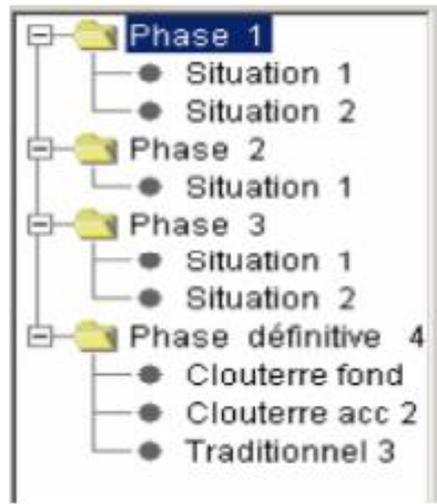


Figure VI.1: Gestion des phases et situation du projet.

Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol...

Exporter...

Nom	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	c(kPa)	$\Delta c$ (kPa/m)	qs clous(kPa)	qs tirants(kPa)	$\alpha$	p(kPa)	KsB(kPa)
Couche 1	20	30.0	0.0	0.0	0			0	0.1
Couche 2	21	35.0	20.0	0.0	130			800	7500
Couche 3	23	0.0	1000.0	0.0	0			0	0.1

OK Aide

Figure VI.2: tableau récapitulatif des couches de sol

Nom	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	c(kPa)	$\Delta c$ (kPa/m)	qs clous(kPa)	qs tirants(kPa)	$\alpha$	p(kPa)	KsB(kPa)
Couche 1	20	30.0	0.0	0.0	0			0	0.1
Couche 2	21	35.0	20.0	0.0	130			800	7500
Couche 3	23	0.0	1000.0	0.0	0			0	0.1

Figure VI.3: exemple de tableau récapitulatif des renforcements

### VI.2.3. Méthodes de calcul utilisé par TALREN version 4 :

TALREN 4 s'appuie sur des méthodes analytiques éprouvées :

- Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou perturbations ;
- Prise en compte des sollicitations hydriques.
- Prise en compte des sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ;
- Chaque inclusion (renforcement) peut travailler en : traction, compression, cisaillement, flexion ;
- Combinaison de différents critères de rupture pour les inclusions et le sol afin d'évaluer l'effort maximal qui peut être mobilisé dans le renforcement (principe du travail maximal).

### VI.3. Modélisation et calcul du facteur de sécurité :

Pour calculer le facteur de sécurité en utilisant talren4 on doit d'abord définir le profil de calcul, les caractéristiques du sol et enfin les intégrer dans le logiciel .

#### VI.3.1. Hypothèses de calcul :

-Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande pente.

-Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont les données recueillies des essais de laboratoire .

## Chapitre VI Calcul de la stabilité du site et proposition d'ouvrage de soutènement

-Le sol a été considéré dans son état à court terme (en contraintes totales).

-L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismique selon le règlement RPA .

### VI.3.2. Profil d'analyse :

Le profil est représenté dans la figure suivante :

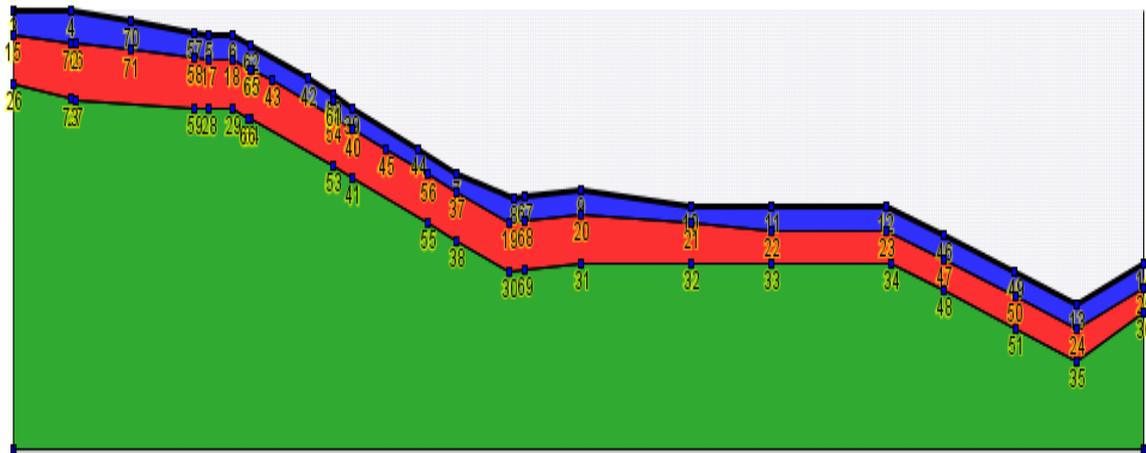


Figure VI.4: modélisation du site

Tableau VI.1 : Nomenclature des couches

Les couches	couleur
Remblai	bleu
Argile marneuse altérée	rouge
Argile marneuse compacte	vert

### VI.3.3. Caractéristiques des sols :

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

Les couches	couleur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C(KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Remblai	bleu	16,5	22	8
Argile marneuse altérée	rouge	20,47	32	11
Argile marneuse compacte	vert	20,08	126,4	14

### VI.4. Calcul du facteur de sécurité :

L'analyse du problème sera effectuée par deux méthodes BISHOP(1954) et FELLENIUS(1927).

#### VI.4.1. Par la méthode de BISHOP (1954) :

Le calcul du facteur de sécurité à partir de la méthode de BISHOP

« Le facteur de sécurité = 1.35 », Le résultat est exprimé dans la figure suivante :

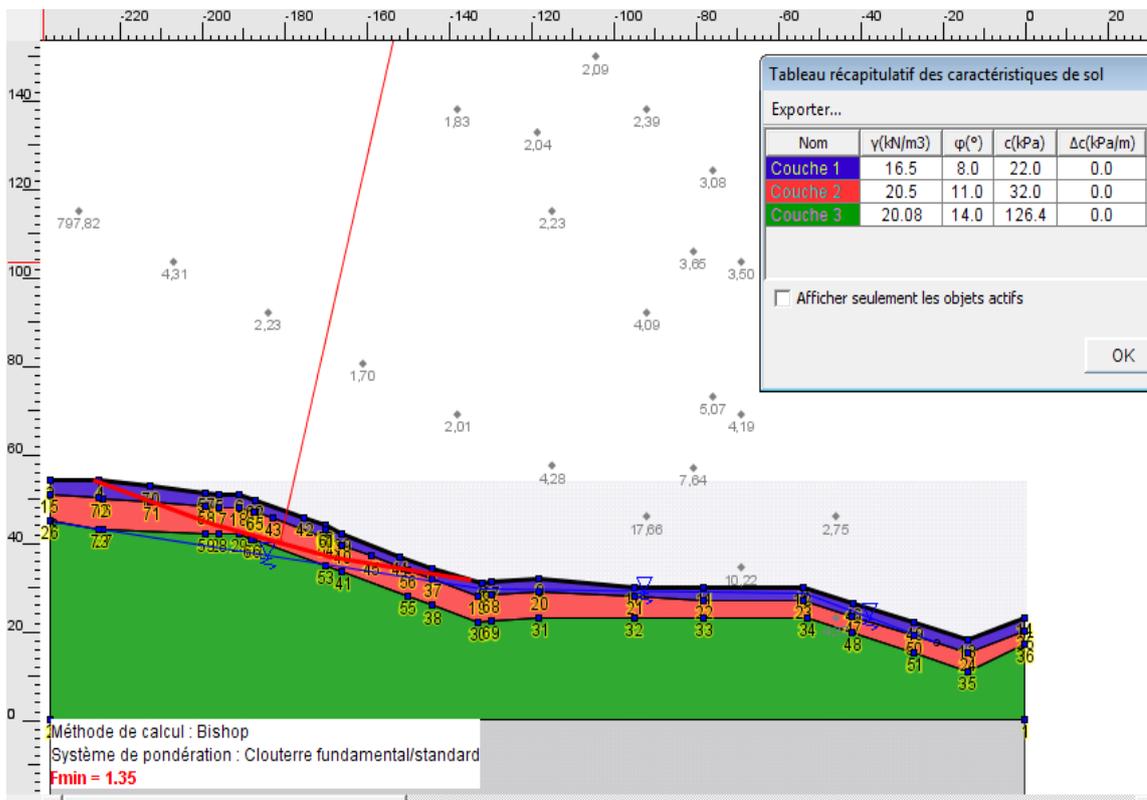
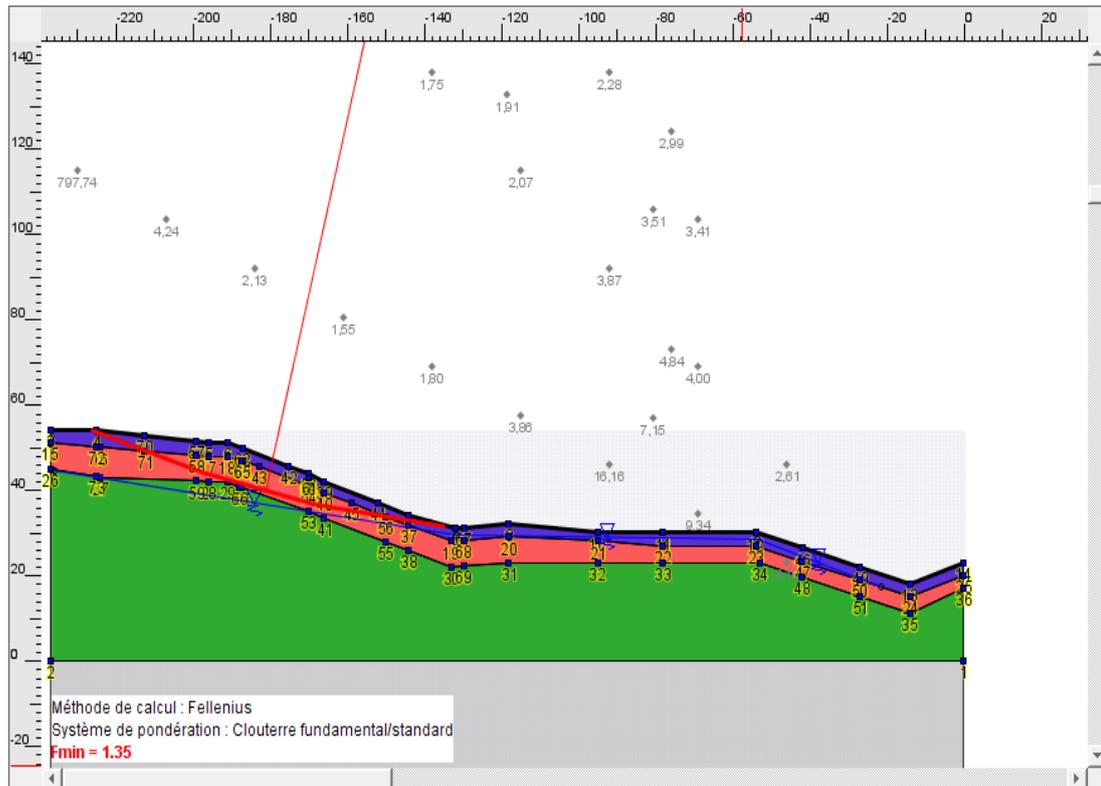


Figure VI.5 : facteur de sécurité par la méthode de BISHOP

#### VI.4.2. Par la méthode de FELLENIUS (1927) :

Pour cette méthode nous trouverons le même risque élevé de glissement comme la méthode de BISHOP « le facteur de sécurité=1.35»

Le résultat est dans la figure suivante :



**Figure VI.6:** facteur de sécurité par la méthode de FELLENIUS

### VI.4.3. L'effet du séisme sur le facteur de sécurité

La zone sismique est dans la classe III, de groupe d'usage 2 .

La modélisation de l'effort sismique ce fait par insertion du coefficient d'accélération sismique A qui est pris égale à **0.250g** .

Plus exacte il faut introduire le coefficient d'accélération sismique horizontale et verticale, d'après le RPA 99 – 2003 :

$$K_h = 0.5A \text{ (\%)}, K_v = 0.3K_h \text{ (\%)}$$

$$K_h = 0.125 \text{ (\%)}, K_v = 0.038 \text{ (\%)}$$

Les résultats des modalisations sont dans les figures suivantes :

## Chapitre VI Calcul de la stabilité du site et proposition d'ouvrage de soutènement

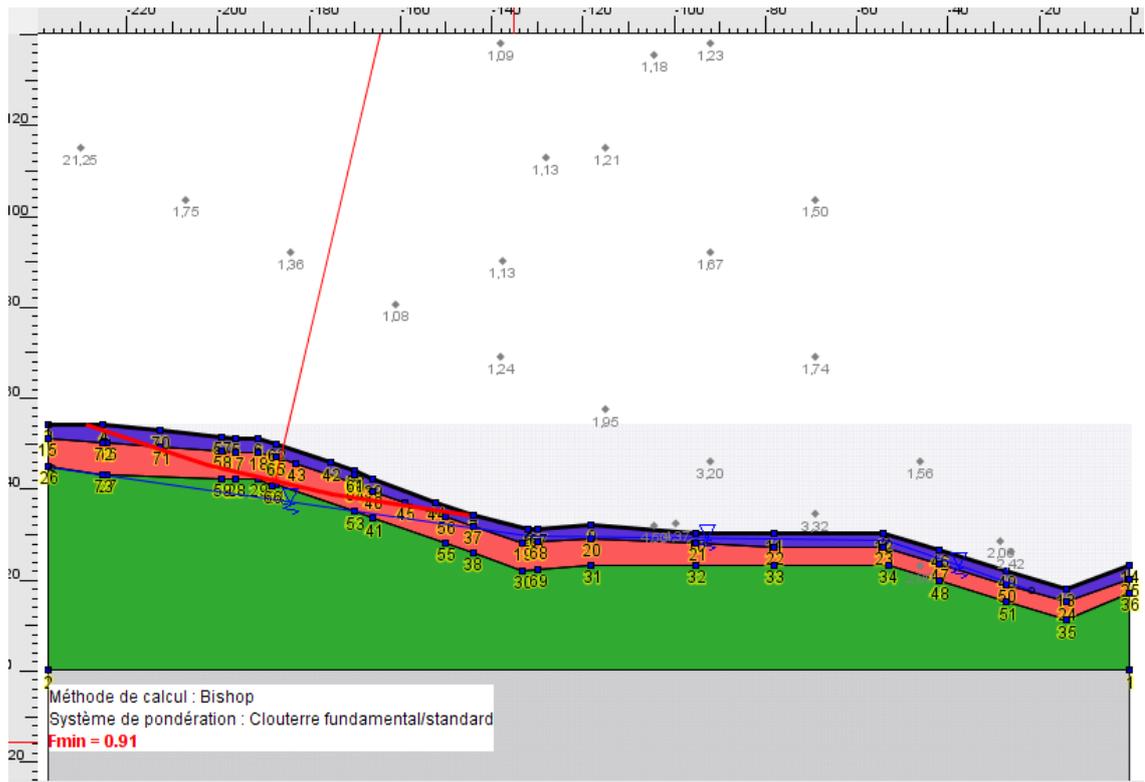


Figure VI.7: L'effet de séisme sur le facteur de sécurité Par la méthode de BISHOP

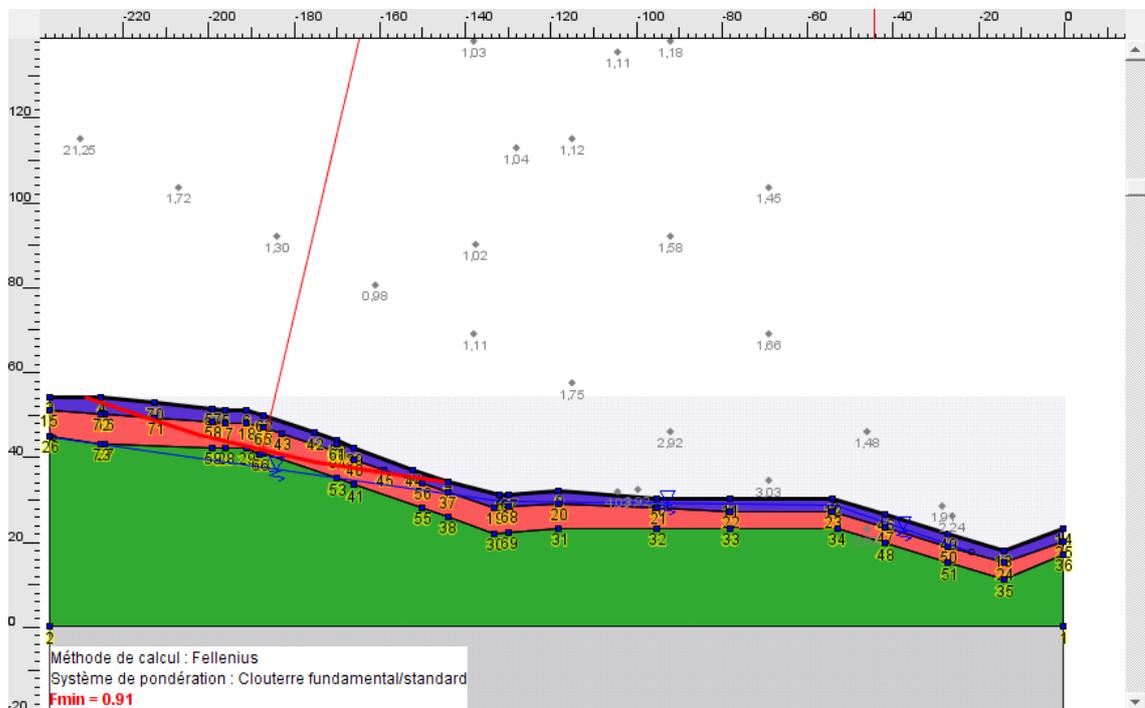


Figure VI.8: L'effet de séisme sur le facteur de sécurité Par la méthode de Fellenius

Le tableau suivant montre l'influence de l'action sismique sur la stabilité du talus :

Tableau VI.2 : Résultats des coefficients de sécurité calculés par Talren 4

Méthode de calcul		Le coefficient de sécurité
Bishop	Sans sollicitation sismique	1,35
	Avec sollicitation sismique	0,91
Fellenius	Sans sollicitation sismique	1,35
	Avec sollicitation sismique	0,91

Dans la situation permanent et dans les méthodes (Fellenius et Bishop) les factures de sécurité sont 1,35 inférieur à 1.5, donc il ya un risque de glissement

Et dans la situation provisional ont a trouvé 0,91 inférieur à 1 le risque de glissement est présent aussi.

### VI.5. Choix d'ouvrages de soutènement

#### IV.5.1. pieux renforcés par des tirants d'ancrage :

C'est la solution qui semble être la meilleure pour le confortement de la zone. Le choix de ce type de pieux est justifié par la présence des couches de sols peu stables (éboulis de pentes), de circulation d'eau sou terraine .

Figure VI.9 : les caractéristiques des pieux

**Figure VI.10 :** les caractéristiques des tirants d'ancrage pour les pieux

### VI.5.2. Les résultat pour la solution ( pieux + tirant ) :

**Tableau VI.3 :** Récapitulatif des résultats

Méthode de calcul		Le coefficient de sécurité
Bishop	Sans sollicitation sismique	1,66
	Avec sollicitation sismique	1,09
Fellenius	Sans sollicitation sismique	1,53
	Avec sollicitation sismique	1,03

Les résultats des facteurs de sécurité après confortement prouve que la stabilité du terrain est assurée

## A- Avec la méthode de Fellenius :

### ❖ Sans séisme :

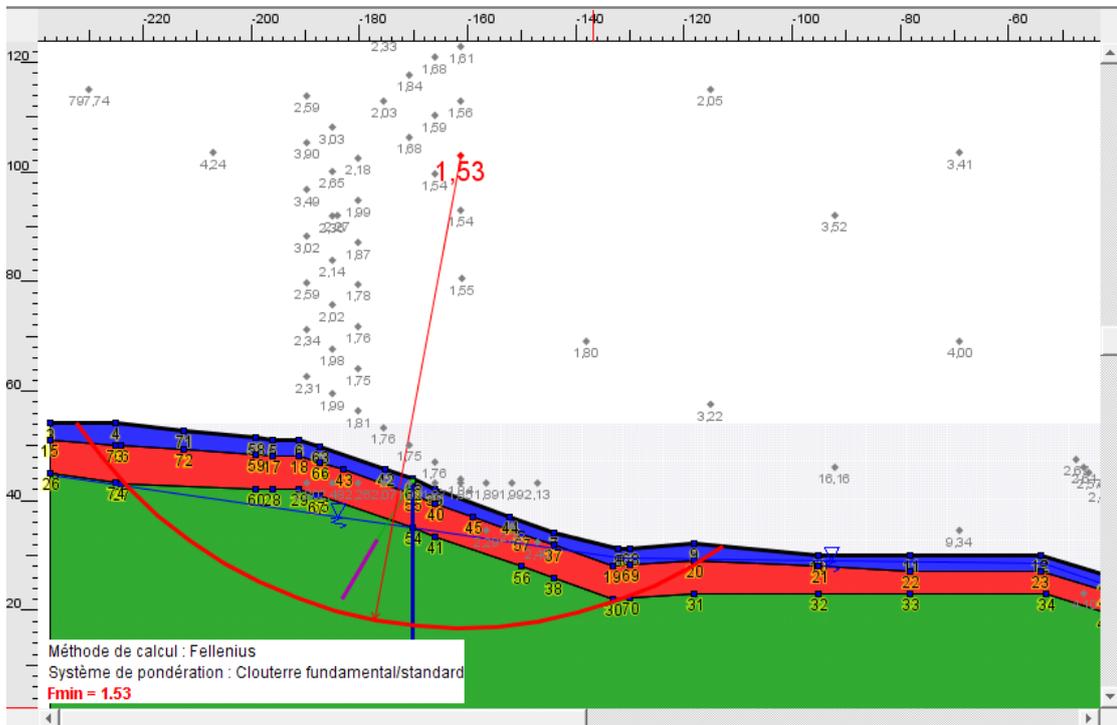


Figure VI.11: résultat trouver par la méthode de Fellenius sans séisme

### ❖ Avec séisme :

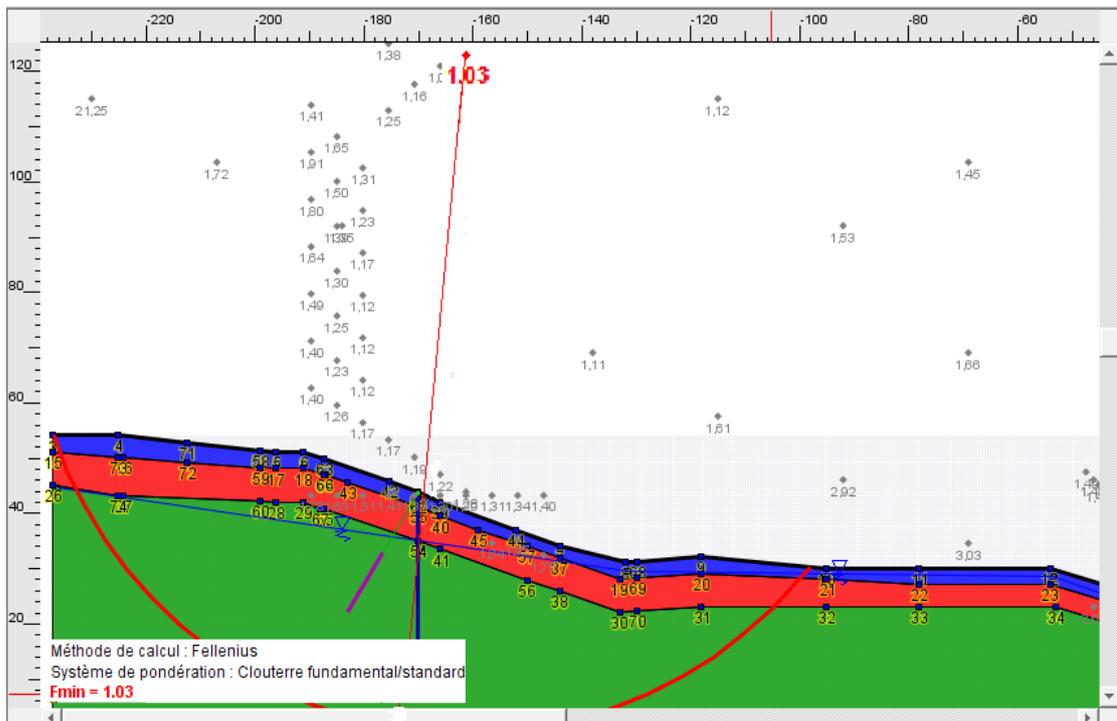


Figure VI.12 : résultat trouver par la méthode de Fellenius avec séisme

**B -Avec la méthode de Bishop :**

❖ Sans séisme :

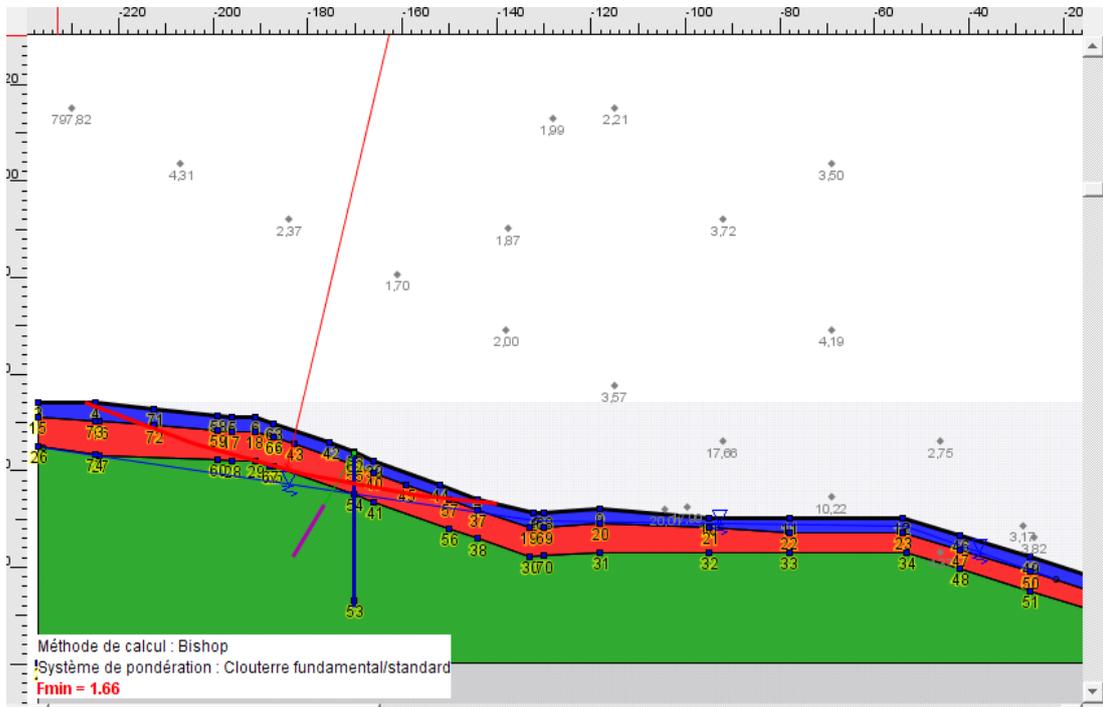


Figure VI.13 : résultat trouver par la méthode de Bishop sans séisme.

❖ Avec séisme :

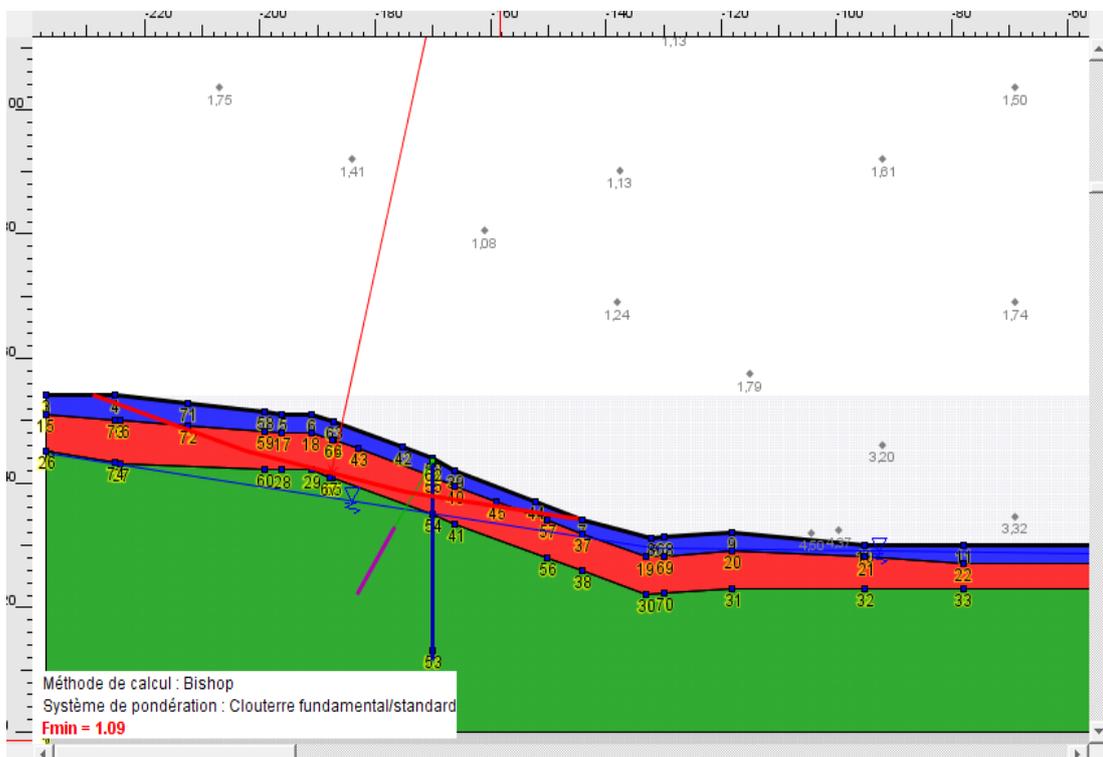


Figure VI.14 : résultat trouver par la méthode de Bishop avec séisme

### VI.6. Analyse de stabilité au glissement à l'aide du logiciel PLAXIS

#### VI.6.1. Présentation du logiciel

. PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux et en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle de référence. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier

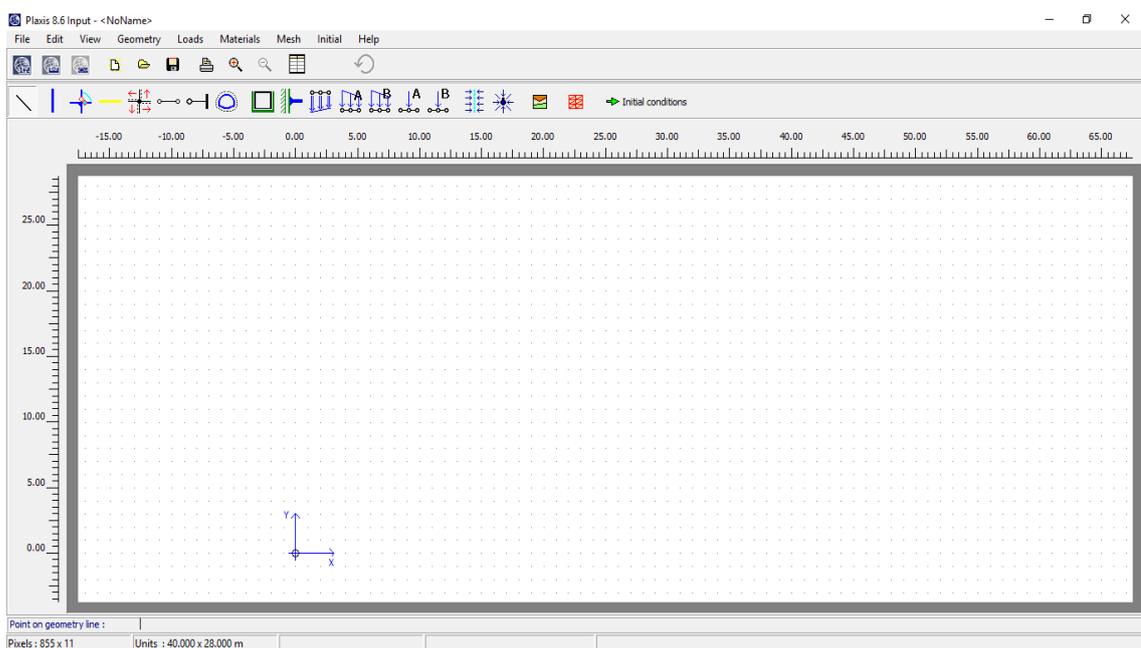


Figure VI.15 : interface graphique du logiciel PLAXIS (Version 8.6)

#### VI.6.2. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS

Plaxis nous permet de traiter les problèmes géotechniques réels rapidement et les paramètres des sols qu'on doit utiliser dans le modèle étaient déterminés par une étude géotechnique.

Les différents modèles utilisés par PLAXIS sont :

##### ❖ Le modèle de Mohr Coulomb (MC)

Le modèle de Mohr Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

- Le module de Young (E) ;
- le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), la cohésion (c) ;
- l'angle de frottement ( $\phi$ ), l'angle de dilatance ( $\psi$ ).

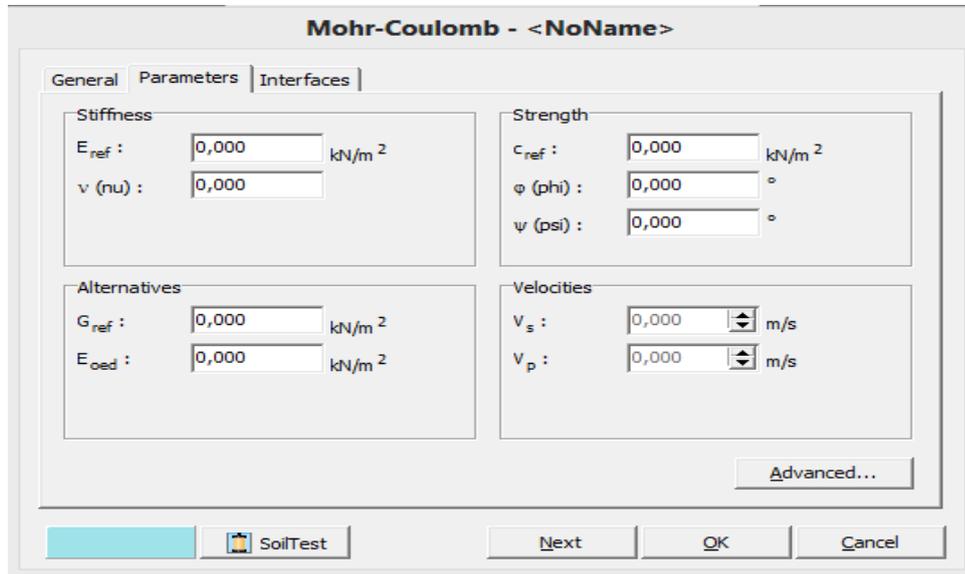


Figure VI.16: Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

### ❖ Le modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke ( $\sigma = E \cdot \epsilon$ ) relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont :

- les paramètres de rigidité élastique ;
- le module de Young (E) et le coefficient de Poisson  $\nu$ .

### VI.6.3. Etape de modélisation

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

#### a) Le programme d'entrée de données input :

L'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.

#### b) Le programme calculation :

Permet de définir les différentes phases de calcul du model.

### c) Le programme output :

Nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (déformation de maillage).

### d) Le programme curves :

Nous permet d'avoir les interfaces courbes

## VI.6.4. Hypothèses de calcul

Les hypothèses prises pour l'analyse du glissement avec **PLAXIS** sont la suivante :

- Les paramètres communs de PLAXIS et Talren sont les mêmes ;
- Le comportement du sol obéit à la loi de MOHR –COULOMB ;
- Les calculs se font dans le cas statique et sisme ;
- On prend les valeurs référentielles proposés par PLAXIS pour les données géotechniques manquantes ;

On notera les nouveaux paramètres d'entrée demandés par le logiciel PLAXIS et qui n'ont pas été introduits par Talren :

- Le coefficient de poisson  $\nu$ , on opte les valeurs suivantes :

**Tableau IV.4 :** coefficient de poisson

Type de sol	$\nu$
Remblai marne	0,35

- L'angle de dilatance  $\psi=0$  (l'angle de frottement étant inférieur à  $30^\circ$ )

Le module d'élasticité E est déterminé par la corrélation suivante :

$$E = E_M (1 + \nu)$$

Où

E : module de Young ;

$E_M$ : module pressiométrique ;

## Chapitre VI Calcul de la stabilité du site et proposition d'ouvrage de soutènement

AN :

La couche de remblai :  $E_M = 12637,5 \text{ KPa}$

$E = 12637,5(1+0,33) = 16807,87 \text{ KPa}$

La couche de argile marneuse altérée :  $E_M = 46080,8 \text{ KPa}$

$E = 46080,8(1+0,33) = 61287,46 \text{ KPa}$

La couche argile marneuse compacte :  $E_M = 53371,3 \text{ KPa}$

$E = 53371,3(1+0,33) = 70983,83 \text{ KPa}$

Tableau IV.5 : caractéristique de sole

Les couches	$\gamma_{\text{unsat}}$ ( $\text{KN/m}^3$ )	$E_{\text{ref}}$ (KPa)	C (KPa)	$\varphi$ (°)
Remblai	16,5	16807,87	22	8
Argile marneuse altérée	20,47	61287,46	32	11
Argile marneuse compacte	20,08	70983,83	126,4	14

### VI.6.5. Géométrie du modèle

Le profil à analyser est représenté sur la figure VI.20

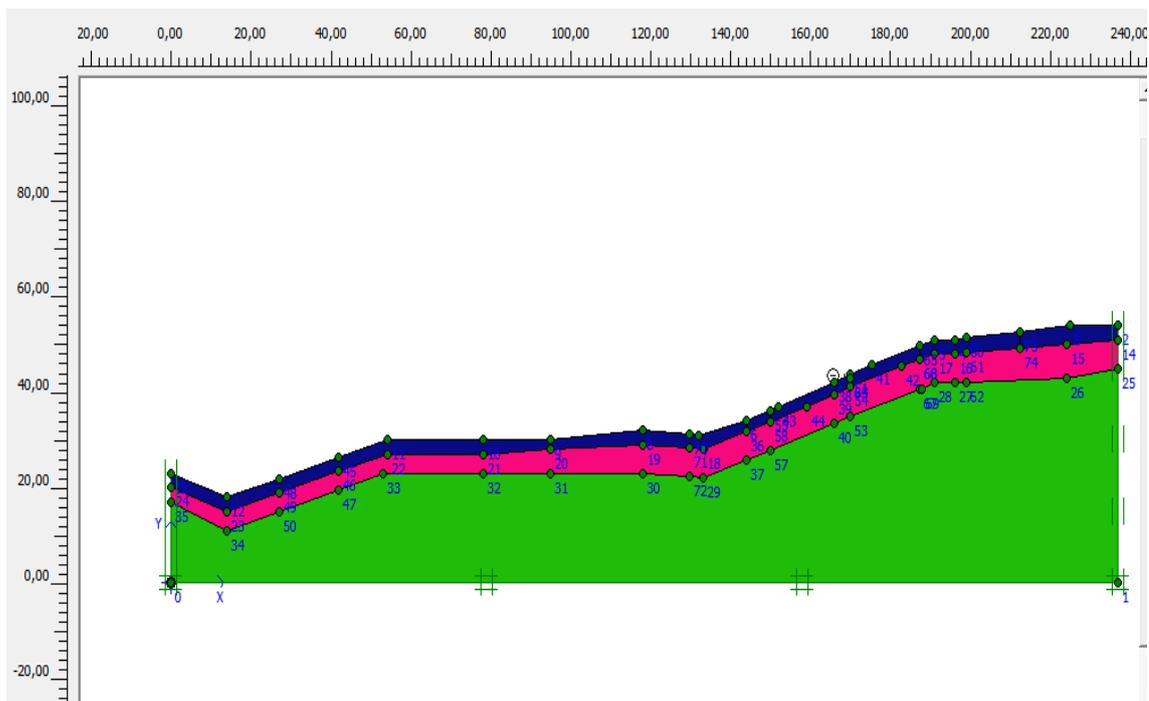


Figure VI.17 : Domaine d'analyse

Mohr-Coulomb - remblai

General Parameters Interfaces

Stiffness

$E_{ref}$  : 1,681E+04 kN/m<sup>2</sup>

$\nu$  (nu) : 0,350

Strength

$c_{ref}$  : 22,000 kN/m<sup>2</sup>

$\phi$  (phi) : 8,000 °

$\psi$  (psi) : 0,000 °

Alternatives

$G_{ref}$  : 6225,137 kN/m<sup>2</sup>

$E_{oed}$  : 2,698E+04 kN/m<sup>2</sup>

Velocities

$V_s$  : 60,810 m/s

$V_p$  : 126,600 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure VI.18 : les caractéristiques de remblai

Mohr-Coulomb - argile marneuse altérée

General Parameters Interfaces

Stiffness

$E_{ref}$  : 6,129E+04 kN/m<sup>2</sup>

$\nu$  (nu) : 0,350

Strength

$c_{ref}$  : 32,000 kN/m<sup>2</sup>

$\phi$  (phi) : 11,000 °

$\psi$  (psi) : 0,000 °

Alternatives

$G_{ref}$  : 2,270E+04 kN/m<sup>2</sup>

$E_{oed}$  : 9,836E+04 kN/m<sup>2</sup>

Velocities

$V_s$  : 104,200 m/s

$V_p$  : 216,800 m/s

Advanced...

SoilTest Next OK Cancel

Figure VI.19 : les caractéristiques de argile marneuse altérée

Mohr-Coulomb - argile marneuse compacte

General Parameters Interfaces

Stiffness

$E_{ref}$  : 7,098E+04 kN/m<sup>2</sup>

$\nu$  (nu) : 0,350

Strength

$c_{ref}$  : 126,400 kN/m<sup>2</sup>

$\phi$  (phi) : 14,000 °

$\psi$  (psi) : 0,000 °

Alternatives

$G_{ref}$  : 2,629E+04 kN/m<sup>2</sup>

$E_{oed}$  : 1,139E+05 kN/m<sup>2</sup>

Velocities

$V_s$  : 113,300 m/s

$V_p$  : 235,800 m/s

Advanced...

SoilTest

Next OK Cancel

Figure VI.20 : les caractéristiques de argile marneuse compacte

### VI.6.6. Modélisation du modèle

Pour les calculs par la méthode des éléments finis (PLAXIS 2D), l'approche qu'on a utilisée est la méthode "PHI/C réduction" qui consiste à réduire graduellement les paramètres de résistance au cisaillement (C et  $\phi$ ), au niveau de la surface correspondant où la résistance au cisaillement est la plus faible et calculer le coefficient de sécurité correspondant .

Après la modélisation du problème et le calcul, les différentes simulations ont abouti aux résultats suivants :

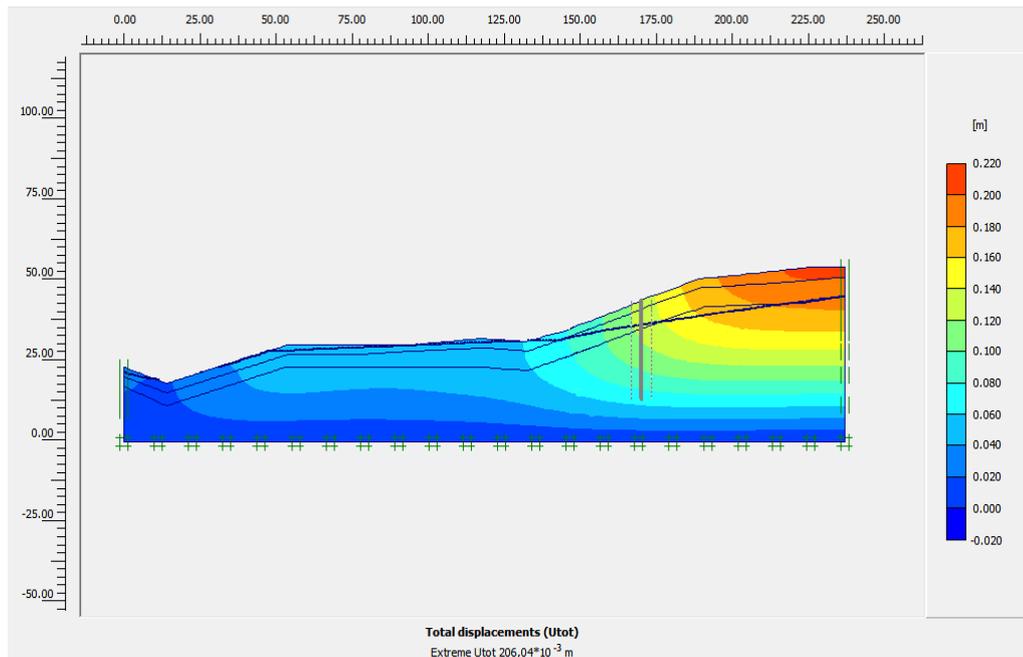


Figure VI.21 : les déplacements totaux

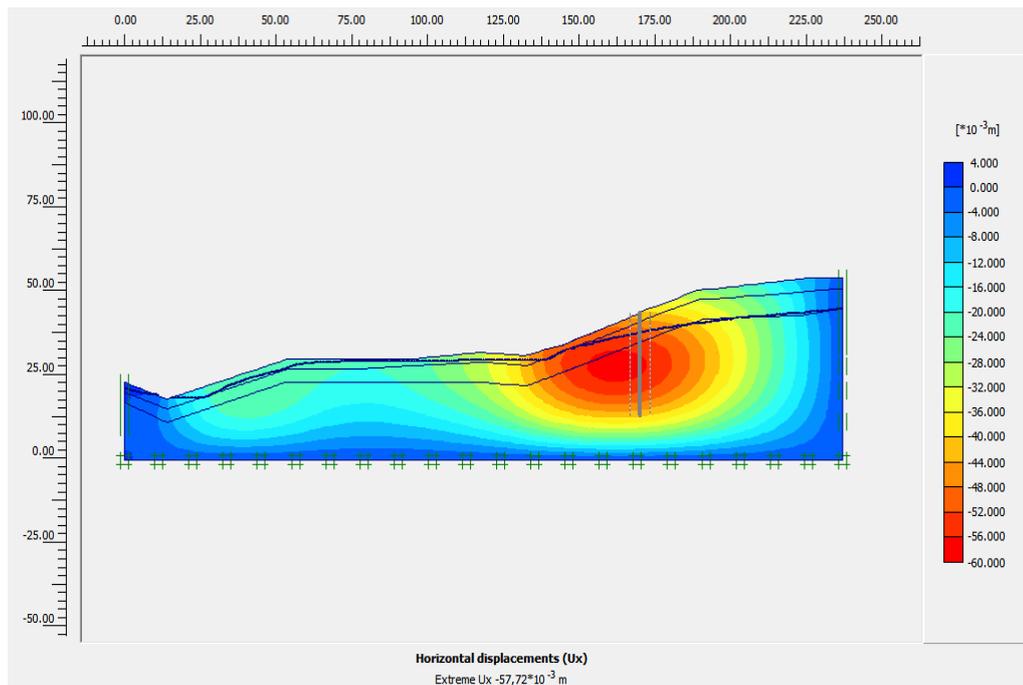


Figure VI.22 : les déplacements horizontaux

Calculation information				
Multipliers				
Step Info				
Step	407 of 1664	Extrapolation factor	0,500	
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000	
Multipliers				
	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	0,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	-0,002	Σ-Msf:	1,425
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000

**Figure VI.23:** coefficient de sécurité par la méthode MEF

Le facteur  $F_s$  ainsi calculé par PLAXIS est égal à 1,42, ce qui atteste et confirme le résultat trouvé par Talren 4 ( $F_s=1,35$ ), donc il ya risque d'instabilité

- Les deux méthodes de vérification de glissement que ce soit : la méthode d'équilibre limite ou la méthode des éléments finis donne un Coefficient de sécurité  $F_s$  inférieur à 1.5, alors que le terrain est instable et doit être renforcé.
- La différence remarquée sur les résultats de simulation avec les deux programmes due à la méthode de calcul, la première est la méthode d'équilibre limite qui considère le sol un matériau rigide plastique, la deuxième considère le sol un matériau élastique.
- La modélisation par PLAXIS est plus précise à cause de son avantage de discrétiser le domaine d'analyse par un maillage et la richesse des données interviennent dans son calcul.

### VI.7. Proposition des solutions pour l'étude de confortement

Les résultats obtenus précédents montrent que le terrain est instable. Cette partie est la plus importante dans notre projet parce que notre but final est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement.

Suite aux résultats obtenus par cette étude, on propose un confortement selon deux solutions possibles : la première (une série de pieux) ; et la deuxième (une paroi moulée)

Le coefficient de sécurité  $F_s$ , qui nous indiquera l'état de stabilité des terrains, a été calculé à l'aide du logiciel PLAXIS.

#### VI.7.1. Confortement par série des pieux

Sur la même coupe étudiée précédents, on propose l'installation d'une série des pieux circulaires de 1.6 m de diamètre et de 30 m de profondeur espacé de 2m. Voir la géométrie:

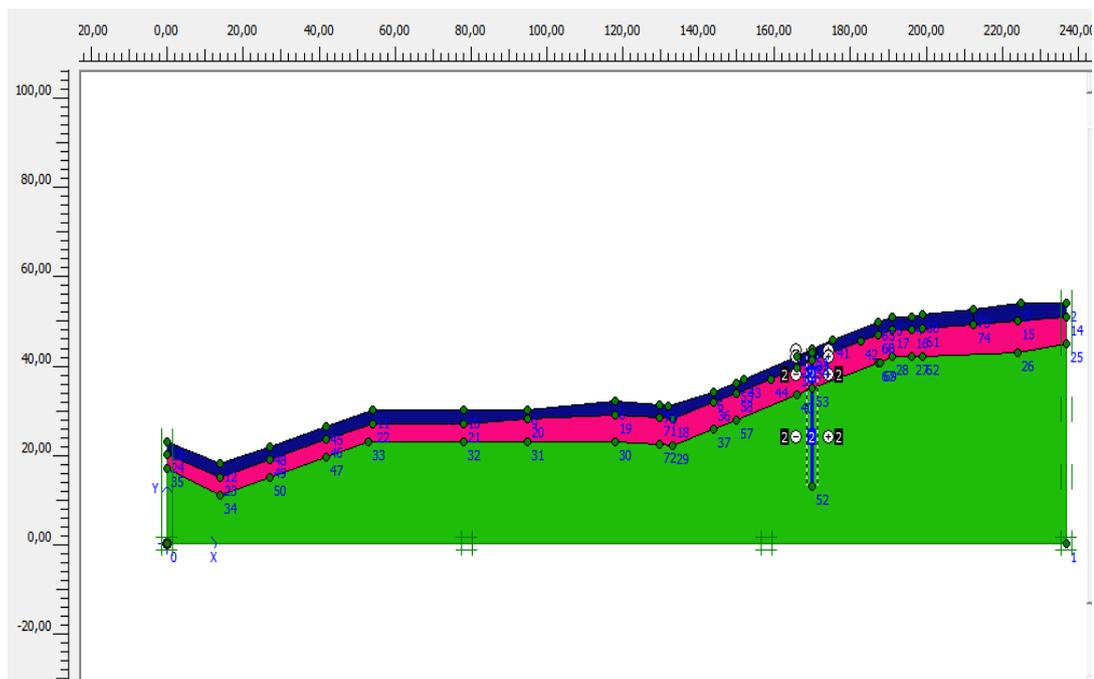


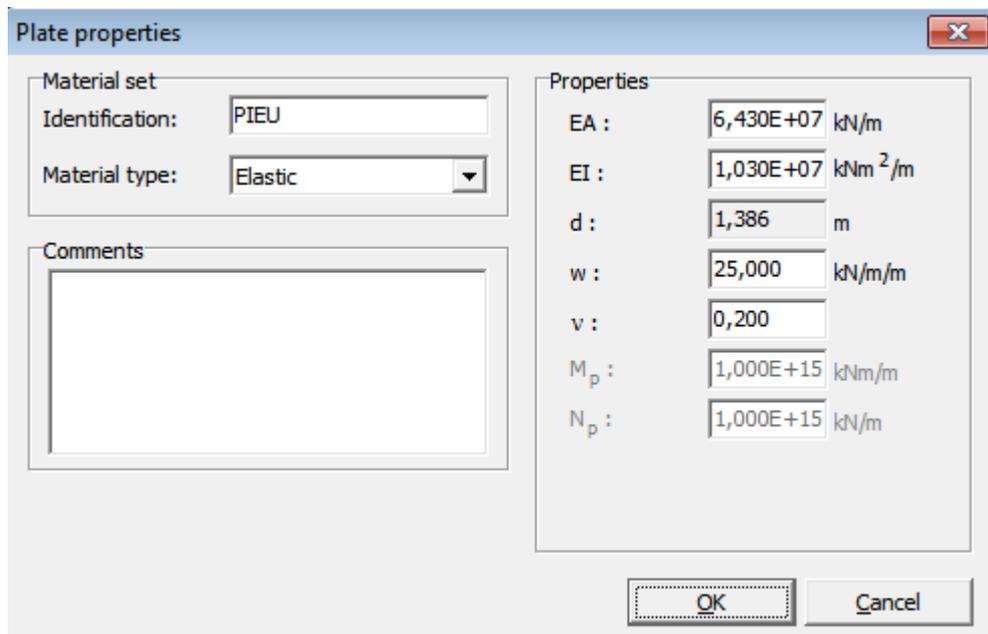
Figure IV.24 : Modèle géométrique retenu.

**Tableau VI.6 : Les données du pieu**

Paramètre	La valeur
<b>EA</b> : rigidité axiale (normale) du model équivalent.	$6,43 \cdot 10^7$ KN/m
<b>EI</b> : rigidité flexionnelle du model équivalents.	$1,2 \cdot 10^6$ KN.m
<b>A</b> : Section équivalente	$A = \pi \cdot R^2 = 2,01$ m <sup>2</sup>
<b>I</b> : (inertie équivalente).	$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64}$
<b>W</b> =e b (poids du model équivalent).	25 KN/m <sup>2</sup>
<b>v</b> : Module de poisson du béton.	0,2

On a choisi un élément de 15 nœuds pour la précision de calcul

La distribution du maillage : moyenne.



**Figure IV.25 : Les données du pieu**

## VI.7.1.1. Résultats de calcul avec PLAXIS

Les principaux résultats de simulation par PLAXIS sont schématisés comme la suite

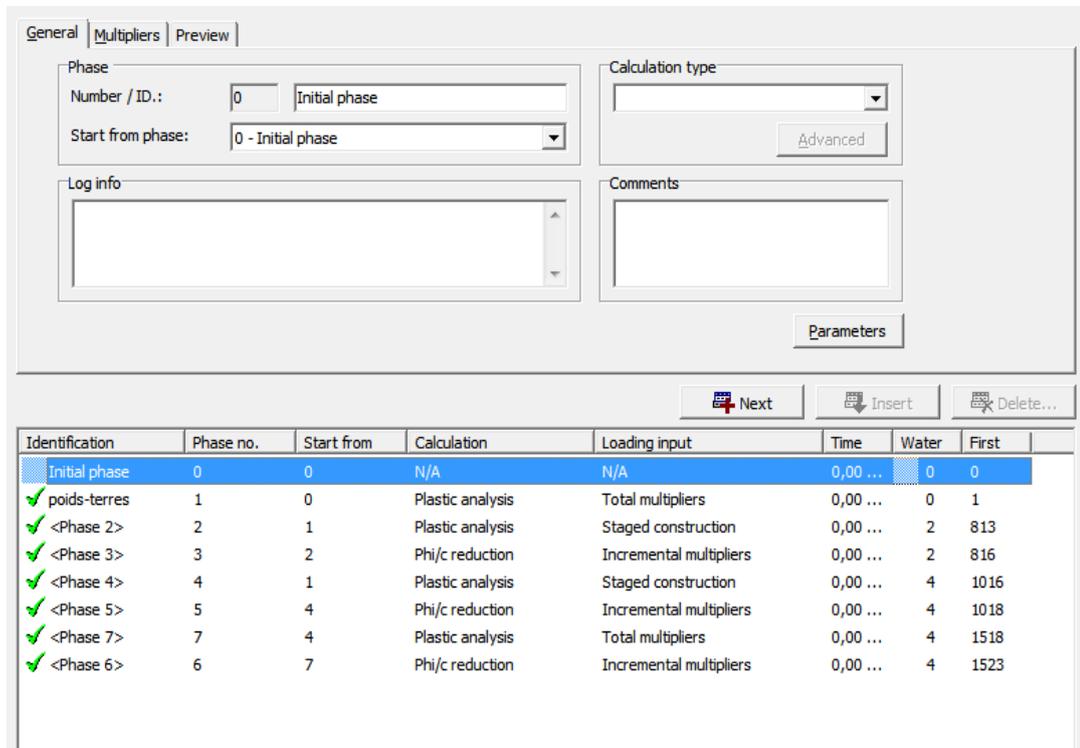


Figure VI.26 : Récapitulation étapes de calcul de coefficient de sécurité

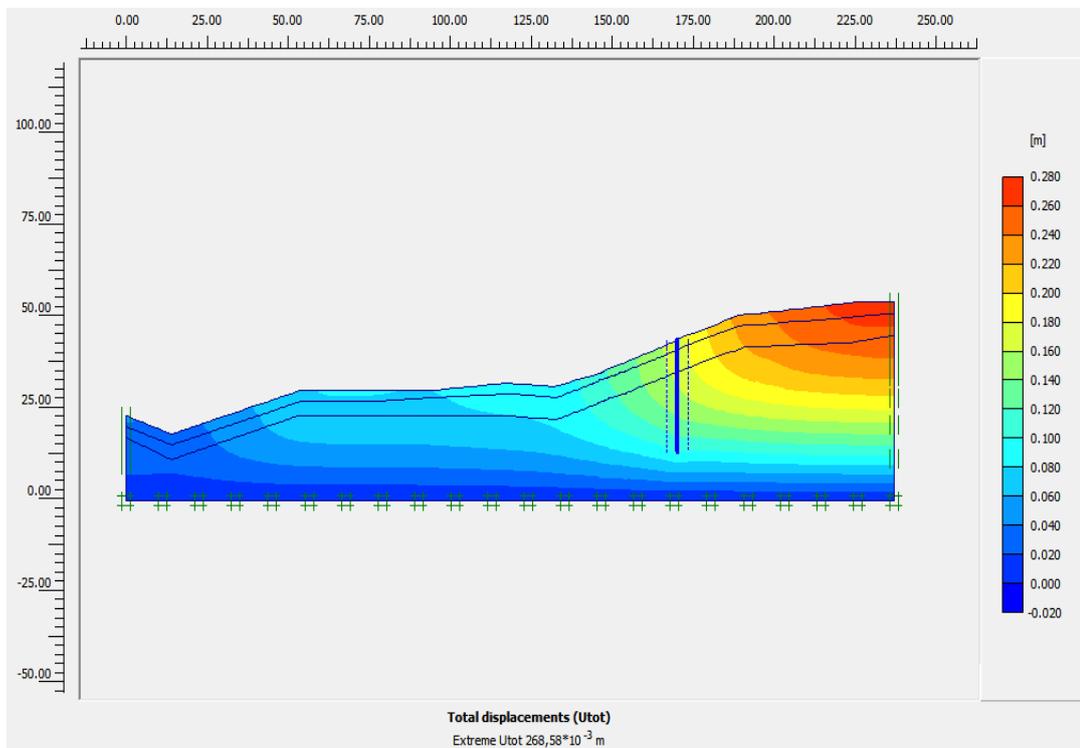


Figure VI.27 : Les déplacements totaux



Figure VI.28 : Coefficient de sécurité après le confortement

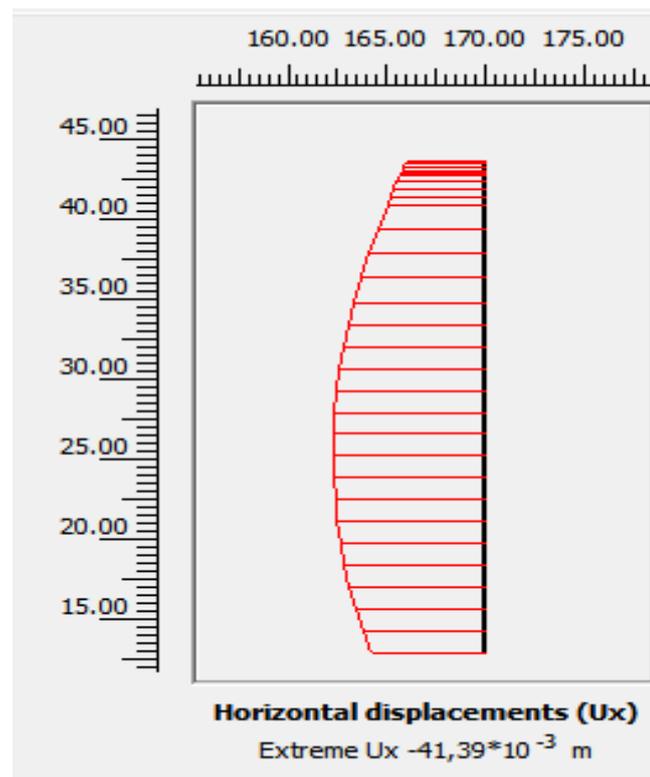
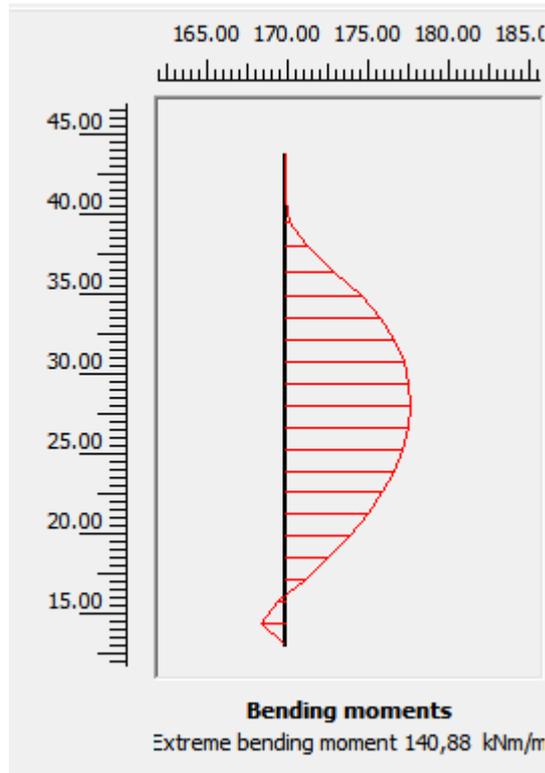


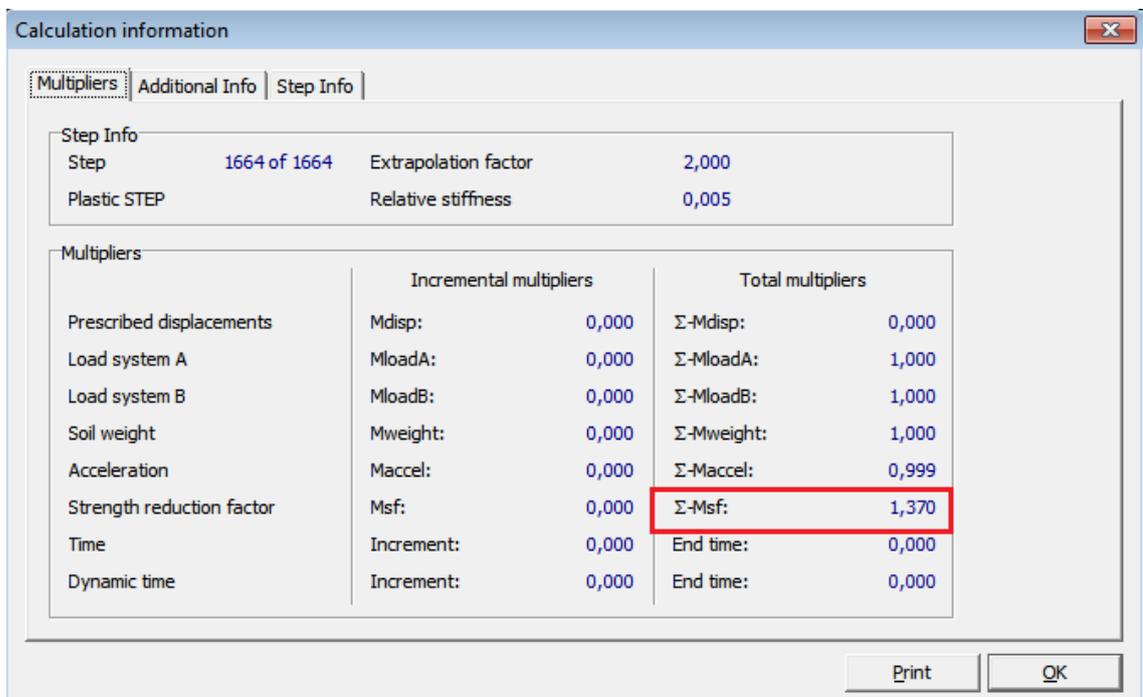
Figure VI.29: le diagramme de déplacement horizontal de pieu



**Figure VI.30 :** Diagramme des moments fléchissants

➤ **Avec séisme**

**Coefficient de sécurité**



**Figure VI.31 :** Résultat de calcul de coefficient de sécurité avec séisme.

### VI.7.1.2. Interprétations des résultats

- La modélisation par PLAXIS est plus précise, à cause de son avantage de maillage du tout le domaine d'analyse et la richesse des données interviennent dans son calcul. Ainsi son avantage de considérer l'interaction sol/structure dans le calcul.
- Un déplacement horizontal égal 4,13 cm
- Le moment max est de 140,88 KNm/m
- Le facteur de sécurité obtenu par PLAXIS égal à  $F_s = 1,987$  supérieur à 1.5 donc la stabilité du terrain est assurée
- Le facteur de sécurité obtenu avec séisme égal à  $F_s = 1,37$  supérieur à 1.3 donc la stabilité du terrain est assurée .

### VI.7.2. Confortement par des parois moulées

On propose d'étudier d'un système de confortement rigide en béton armé, comme une paroi moulée.

Sur la même coupe étudiée précédent, on propose l'installation de la paroi moulée en béton armé ayant un poids volumique de 25 kN/m<sup>3</sup>.

La paroi moulée est de 1m d'épaisseur et de 30 m de profondeur, voir la géométrie du modèle dans la Figure VI.34 .

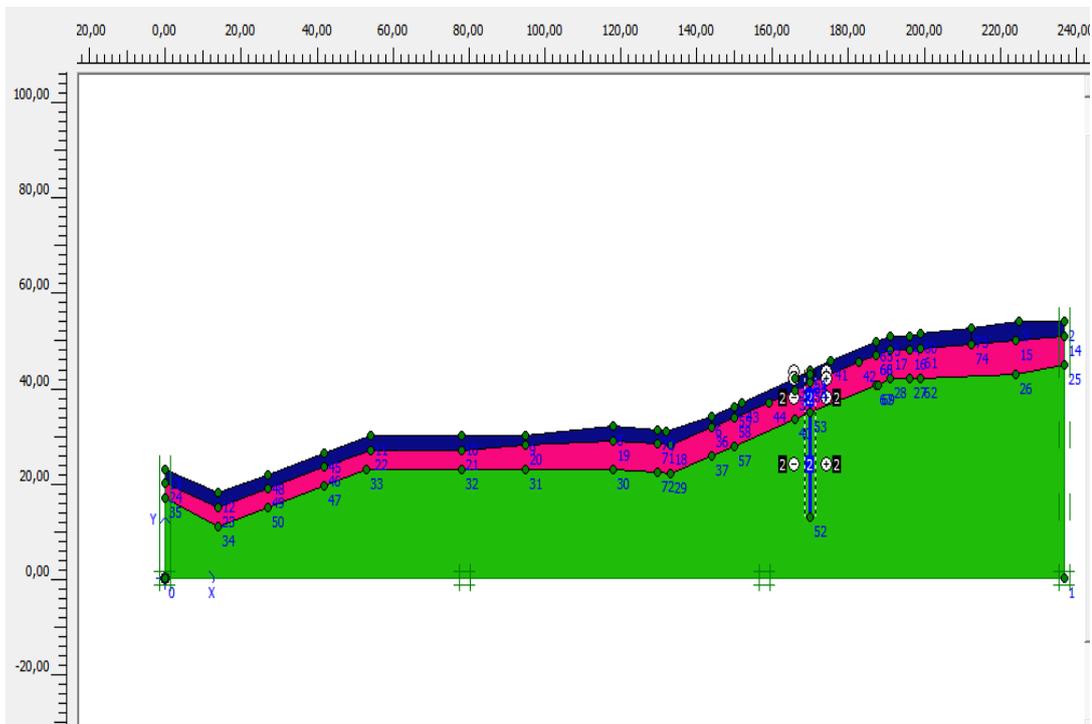
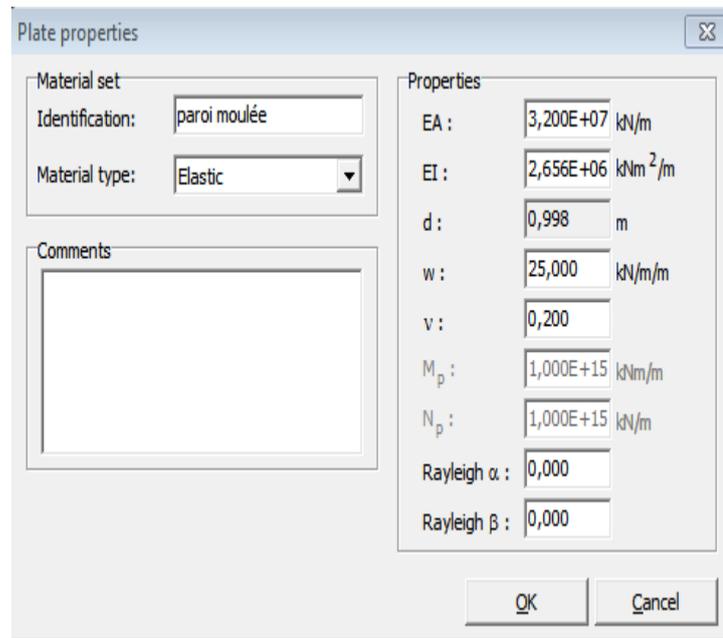


Figure VI.32 : géométrie du modèle

**Tableau VI.7** : les données de la paroi moulée

Paramètre	La valeur
<b>EA</b> : rigidité axiale (normale) du model équivalent.	$3,2 \cdot 10^7$ KN/m
<b>EI</b> : rigidité flexionnelle du model équivalents.	$2,656 \cdot 10^6$ KN.m
<b>A</b> : Section équivalente	$A = 1,0 \text{ m}^2$
<b>I</b> : (inertie équivalente).	$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$
<b>W=e b</b> (poids du model équivalent).	$25 \text{ KN/m}^2$
<b>v</b> : Module de poisson du béton.	0,2



**Figure IV.33** : Les données du paroi

## VI.7.2.1. Résultats de calcul avec PLAXIS

Les principaux résultats de simulation par PLAXIS sont schématisés comme la suite

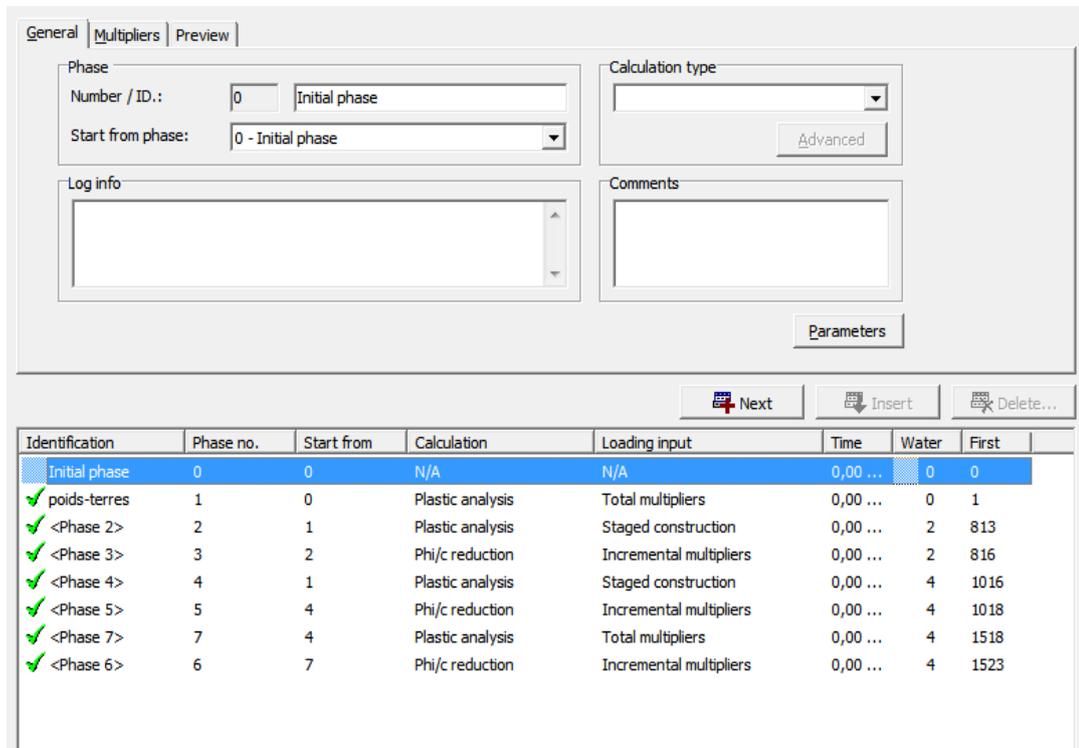


Figure VI.34 : Récapitulation étapes de calcul de coefficient de sécurité

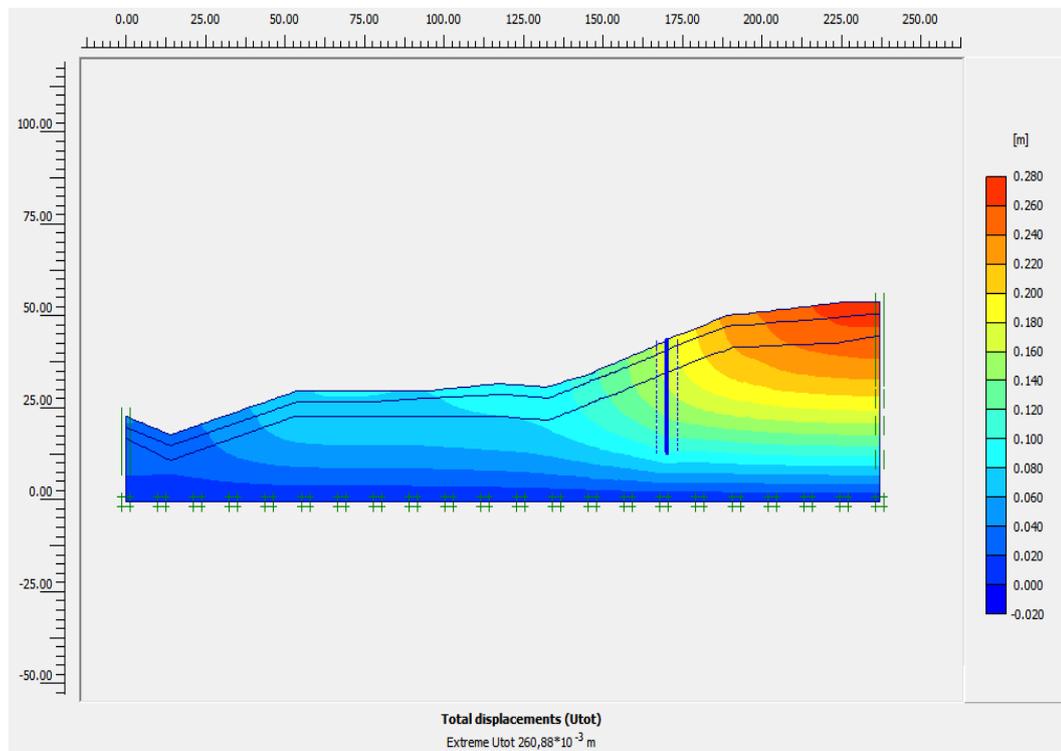
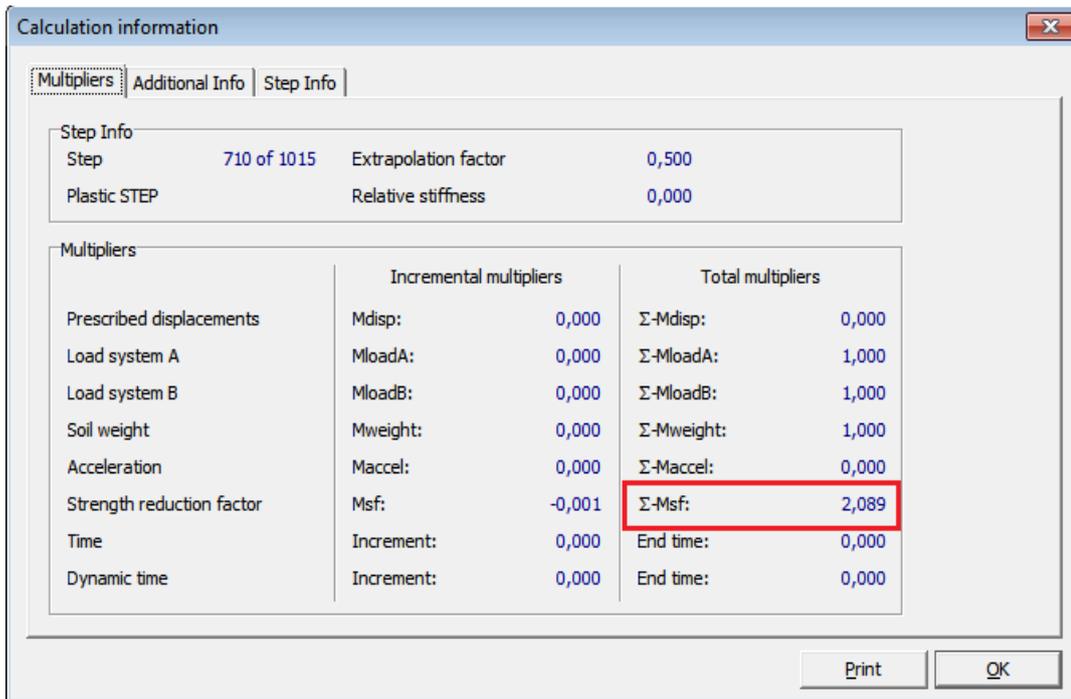
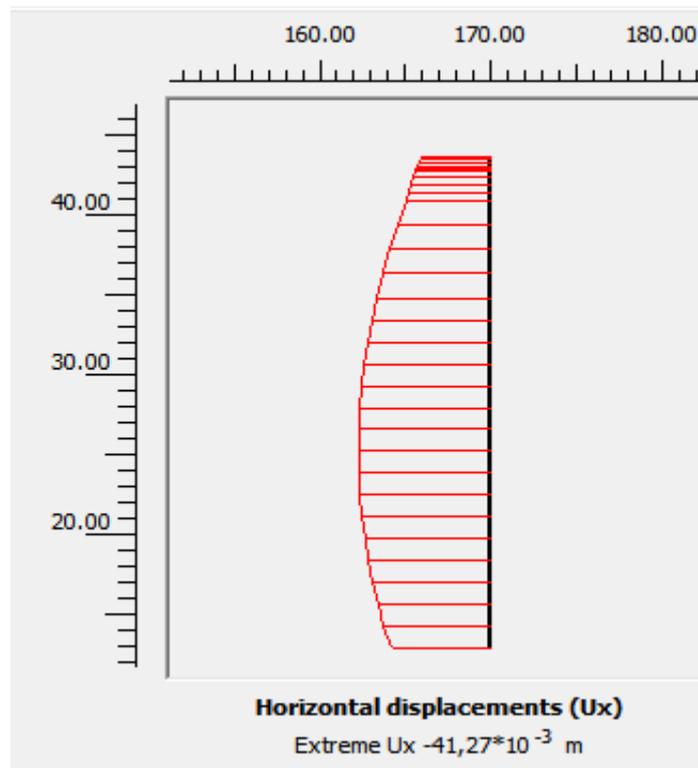


Figure VI.35 : Les déplacements totaux



**Figure VI.36 :** Coefficient de sécurité après le confortement



**Figure VI.37:** le diagramme de déplacement horizontal de pieu

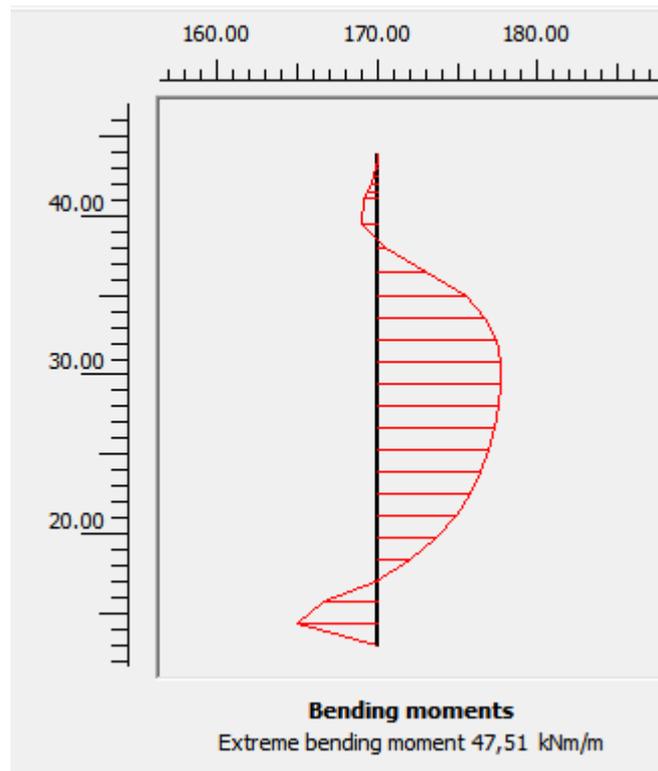


Figure VI.38 : Diagramme des moments fléchissants

➤ Avec séisme

Coefficient de sécurité

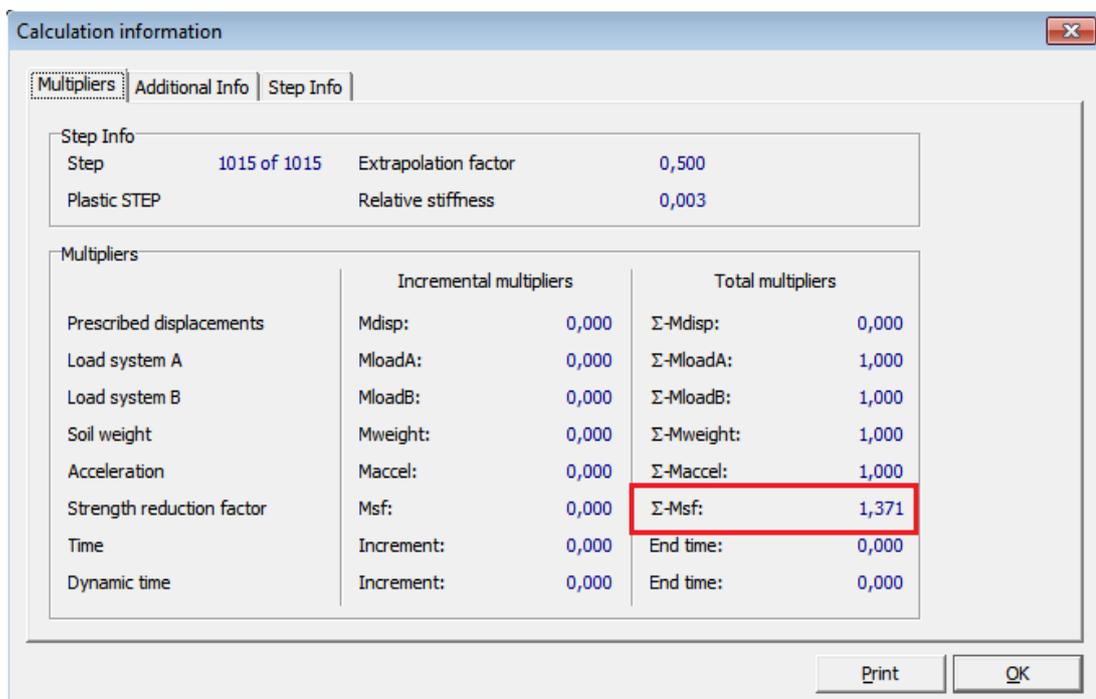


Figure VI.39 : Résultat de calcul de coefficient de sécurité avec séisme.

### **VI.7.2.2. Interprétations des résultats**

- Un déplacement horizontal égal 4,127cm
- Le moment max est de 47,51 KNm/m
- Le facteur de sécurité obtenu par PLAXIS égal à  $F_s = 2,089$  supérieur à 1.5 donc la stabilité du terrain est assurée
- Le facteur de sécurité obtenu avec séisme égal à  $F_s = 1,371$  supérieur à 1.3 donc la stabilité du terrain est assurée .

### **VI.7.3. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons proposé deux solutions la première est une série de pieux en béton armé , la seconde solution est une paroi moulée.

Les deux solutions ont mener à une nette amélioration du coefficient de sécurité au glissement qui dépasse la valeur de 1.5 adoptée dans la présente étude.

Les deux variantes de solutions sont réalisables.

Dans le chapitre suivant on va citer les différents aspects pour le choix final selon les avantages et les inconvénients.

### **VII.1. Introduction**

Dans ce chapitre nous avons fait une étude comparative entre les deux solutions de confortement afin de choisir la bonne solution qui sera adoptée a notre site, la solution choisie doit être la meilleure financièrement et techniquement .

### **VII.2. Comparaison technique entre les deux solutions**

#### **VII.2.1.Soutènement par pieux**

##### **Avantage**

- Une très courte durée de la réalisation
- Elle garde la topographie naturelle du site.
- Elle ne comporte pas de grands travaux de terrassement.

##### **Inconvénients**

- Risque de remaniement du sol autour du pieu .
- Exécution complexe et difficile (la nécessité du matériel spécial).

#### **VII.2.2.Soutènement par paroi moulée**

##### **Avantage**

- la paroi moulée est très rigide .
- Les parois moulées peuvent atteindre des profondeurs plus grands .
- la durabilité de la paroi est importante

##### **Inconvénients**

- Le cout de réalisation est très élevé environ de 252.000.000 DA
- Pas adapté pour les géométries complexes.
- Une grande quantité de matériaux est employée

**VII.3.Comparaison économique entre les deux solutions**

L'étude économique est une étape très essentielle dans l'étude d'un projet, car elle permet d'évaluer le cout et le budget nécessaires à la réalisation

**VII.3.1. La première solution (soutènement par les pieux )**

- Le prix du pieu est de 60.000 DA pour 1m.
- Le coût d'un pieu = la longueur du pieu \* le prix de 1m
- Le coût d'un file du pieu = (prix d'un pieu \* nombre des pieux).

**Tableau VII.1** : le coût des pieux

Les pieux	Longueur(m)	Espacement horizontal (m)	Prix unitaire ( DA )	Prix d'un pieu	Nombre des pieux	Prix total ( DA )
Pieu	<b>30</b>	<b>2</b>	<b>60.000</b>	<b>1.800.000</b>	<b>60</b>	<b>108.000.000</b>

Le montant total de la première solution ( pieux ) est donc :**108.000.000 DA**

**cent-huit millions DA**

**VII.3.2.La deuxième solution ( paroi moulée )**

- Le prix de la paroi moulée est de 70.000 DA pour 1m<sup>3</sup>.
- Le coût d'une paroi = volume de béton \* le prix de 1m<sup>3</sup>

**Tableau VII.2 : le coût de parois**

Les parois	Longueur (m)	Largeur (m)	Volume de la paroi (m <sup>3</sup> )	Prix unitaire DA	Prix paroi DA
paroi	<b>30</b>	<b>120</b>	<b>3600</b>	<b>70.000</b>	<b>252.000.000</b>

Le montant total de la deuxième solution (paroi moulée ) est donc : **252.000.000 DA**

**Deux cent cinquante-deux million DA**

**Tableau VII.3 : le montant total de chaque solution**

Les solutions	Le montant total de la solution en DA
Pieux	<b>108.000.000</b>
Paroi moulée	<b>252.000.000</b>

#### **VII.4.Conclusion**

Parmi les deux solutions de stabilisation qu'on a proposé, nous avons remarqué que les deux méthodes donnent un bon coefficient de sécurité  $F_s$  mais une différence dans le cout de réalisation.

De ce fait, notre choix de la méthode de stabilisations'oriente, plutôt, vers un confortement par série des pieux. Ce choix est motivé d'une part, par le gain considérable dans le coefficient de sécurité ,d'autre part par le coût de réalisation du projet qui reste logique.

### CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire a pour but d'étudier la stabilité d'un glissement de terrain qui se trouve au niveau grands vents- parc dounya – Dely Brahim Alger .

La détermination des causes des glissements est très importante pour arriver à stabiliser le site de glissement et proposer les solutions adéquates. La synthèse géotechnique présentée montre que les couches superficielles représentées par les marnes plaisanciennes altérées, surmontées par une faible couche de remblai ont des caractéristiques mécaniques médiocres. Elles sont gonflantes, donc très sensibles à l'eau .

L'analyse de ce glissement de terrain est faite par deux méthodes, la première est la méthode analytique établi par le logiciel Talren4, la seconde est la méthode numérique des éléments finis en utilisant le code PLAXIS.

A l'état vierge (sans confortement), le calcul à l'aide du logiciel Talren révèle que :  $F_s = 1,35$  et le calcul à l'aide du logiciel PLAXIS révèle que :  $F_s = 1,42$

Ce qui confirme l'instabilité du site étudié et justifie l'état réel.

Pour la stabilisation du site , On a proposé les deux variantes de confortement suivantes :

- La mise en place d'une série de pieux en béton armé
- La mise en place d'une paroi moulée

Les deux systèmes de confortement donnent un coefficient de sécurité appréciable

- Pour la 1<sup>ère</sup> solution (série de pieux) :les calculs ont donné du coefficient de sécurité  $F_s=1,98$  à l'état statique et  $F_s =1,37$  à l'état sismique.

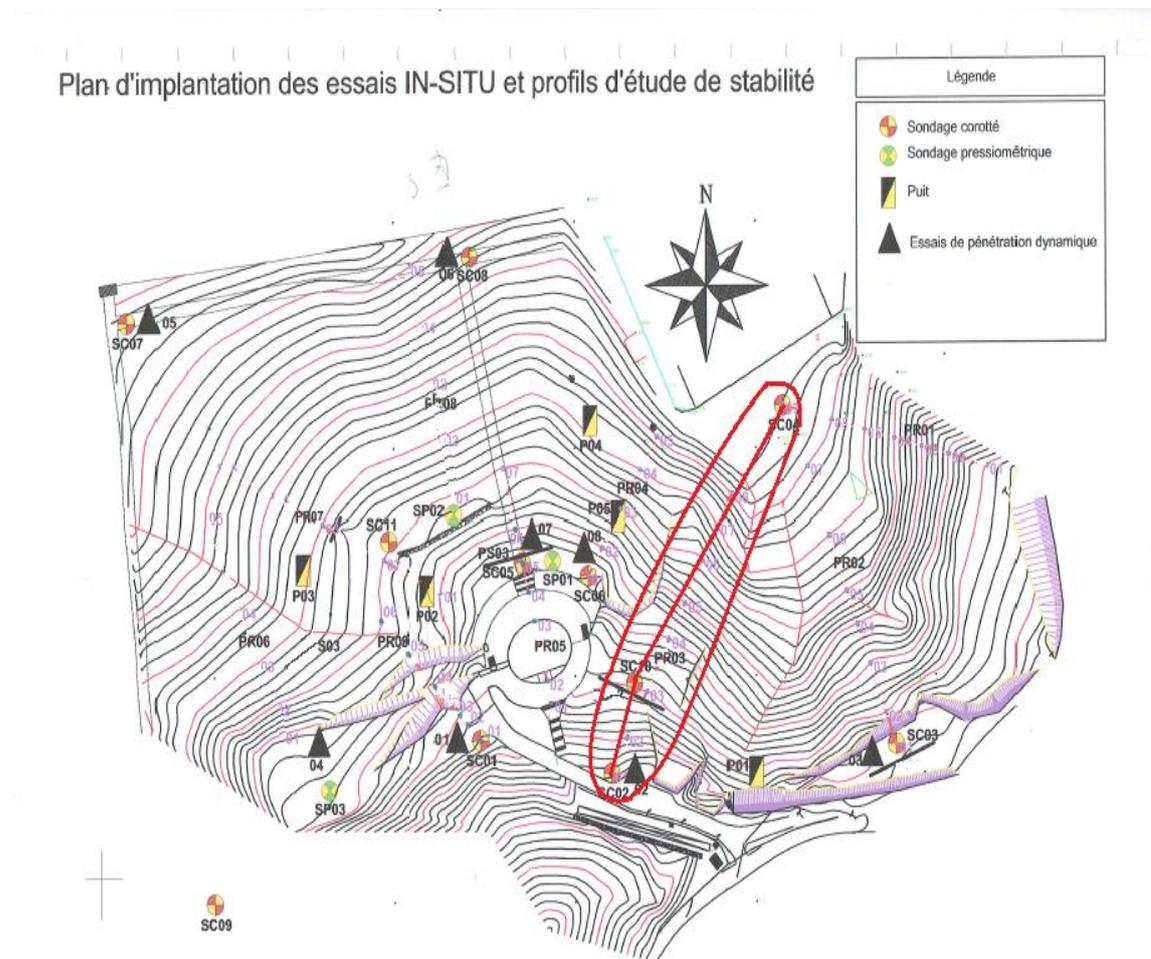
-Pour la 2<sup>ème</sup> solution (paroi moulée) : les calculs ont donné du coefficient de sécurité  $F_s=2,08$  à l'état statique et  $F_s = 1,37$  à l'état sismique .

Pour le choix définitif du type de confortement, nous avons complété notre étude par une analyse technico-économique entre les deux solutions proposées afin d'estimer le cout de chaque 'une des deux solutions, notre choix s'est porté sur la première solution : série de pieux parce que il s'avère qu'elle est la meilleur solution du coté financier et technique.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

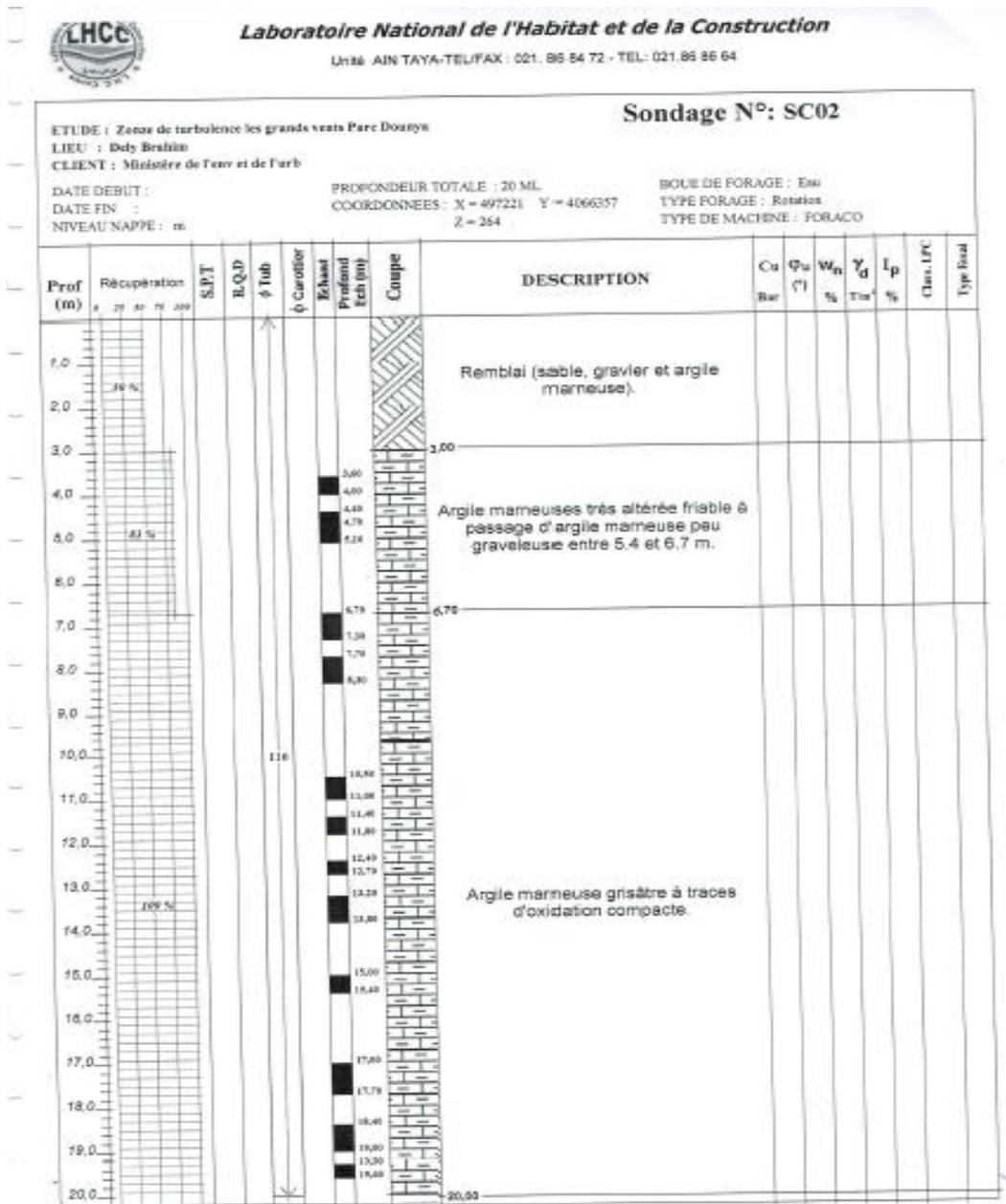
1. BENKIAR.T et ETMEKIRIDI. K (2009). *Glissement de terrain au pôle urbain de Médéa*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Licence en Génie Civil, option. Géotechnique, Université Dr.Yahia Fares de Médéa.
2. DJIDJELI N et HAFFAF M (2008). *Etude de stabilisation d'un glissement de terrain au niveau de la rocade sud d'Alger à l'aide des techniques géo synthétiques*. Mémoire pour obtenir le diplôme d'ingénieur d'état en Travaux Publics ,Ecole Nationale des Travaux Publics.
3. LAGHOUAG.S et BOUKHARIA(2008). *Etude d'un Glissement de Terrain sur le CW8reliant la ville de Médéa à l'Université*. Mémoire pour obtenir le diplôme d'ingénieur d'état en Travaux Publics ,Ecole Nationale des Travaux Publics.
4. BENKECHKACHE .I(2012). *Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain cas de CONSTANTINE*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Magistère en architecture et d'urbanisme, option : ville et risques urbains,UniversitéMentouri de Constantine.
5. LATRAOUI.M et MOHAMED ELHADJ.T(2011). *L'étude et traitement de glissement de terrain extension de capacité sur la RN01 PK 82+700 MEDEA*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master génie civil, option : Géotechnique, Université Saad Dahleb de Blida.
6. BOUAFIA.A (2009).*Conception et calcul des ouvrages géotechniques*. Edition pages bleus, Alger, pp (219-253) et 386 p.
7. TAOUNZA.S et BEZARI.I(2012). *Etude du glissement de terrain survenu sur la RN 64, au PK 43+950, EL OUMARIA, MEDÉA*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en Génie Civil, option : Géotechnique, Université Saad Dahleb - Blida.
8. BERKACHE.K et MOSSAB.S (2013). *Etude de confortement d'un glissement de terrain survenu sur la RN 05, au PK35+800, BOUDOUAOU, BOUMERDES*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en génie civil, option : Géotechnique, Université SaadDahleb - Blida.
9. FECKER.P.G(2004). *Instrument de mesure géotechnique*. Chapitre 7 Mesures géotechniques aux pentes et talus, pp : 1-5, GIF.
10. SLIMI.A. (2008). *Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie)*. Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne.
11. SEBASTIEN.G(2005). *Définition et typologie des mouvements de terrain*. Risque info N°16, pp : 4-5.
12. CHEDDAD.S (2009). *Apport de l'étude hydrogéologique dans l'étude et le traitement des glissements de terrains cas de site de Bougaa, Algérie Nord Orientale*. Mémoire pour obtenir le diplôme de Magister en Géologie, option: Ressource en eau et environnement, UniversitéMentouri de Constantine.

ANNEXES 1 : Carte d'implantation des essais in-situ



# ANNEXES

## ANNEXES 2 : Coupe des sondages carottés et des puits



# ANNEXES



## Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité: AIN TAYA-TELFAX : 021. 88 84 72 - TEL: 021.88 88 84

ETUDE : Zone de turbalence les grands vents Parc Douzaya LIEU : Dely Brahin CLIENT : Ministère de l'environnement et de l'urbanisme										<b>Sondage N°: SC04</b>					
DATE DEBUT :		PROFONDEUR TOTALE : 15 ML			BOUE DE FORAGE : Eau										
DATE FIN :		COORDONNEES : X = 497315 Y = 4066519			TYPE FORAGE : Rotation										
NIVEAU NAPPE : m		Z = 223			TYPE DE MACHINE : FORACO										
Prof (m)	Récupération	S.P.T	R.Q.D	Ø Tub	Ø Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	$\phi_u$ (°)	$W_n$ %	$\gamma_d$ T/m <sup>3</sup>	$I_p$ %	Clas. IFC	Type basal
1,0	96 %							Remblai (argile limoneuse rougeâtre graveleuse).							
2,0															
3,0															
4,0															
5,0															
6,0	89 %					5,90		Argile marneuse grisâtre peu graveleuse.							
7,0						5,80									
8,0						5,90									
9,0						7,40		Argile marneuse grisâtre friable altérée.							
10,0						7,30									
11,0						8,30									
12,0	78 %					8,20									
13,0						18,50		Argile marneuse grisâtre friable à compacte.							
14,0						13,00									
15,0						13,48									
16,0						13,00									
17,0						12,78									
18,0						13,00									
19,0						13,48									
20,0						14,00									
						14,60									
						14,60									
						18,00									

# ANNEXES

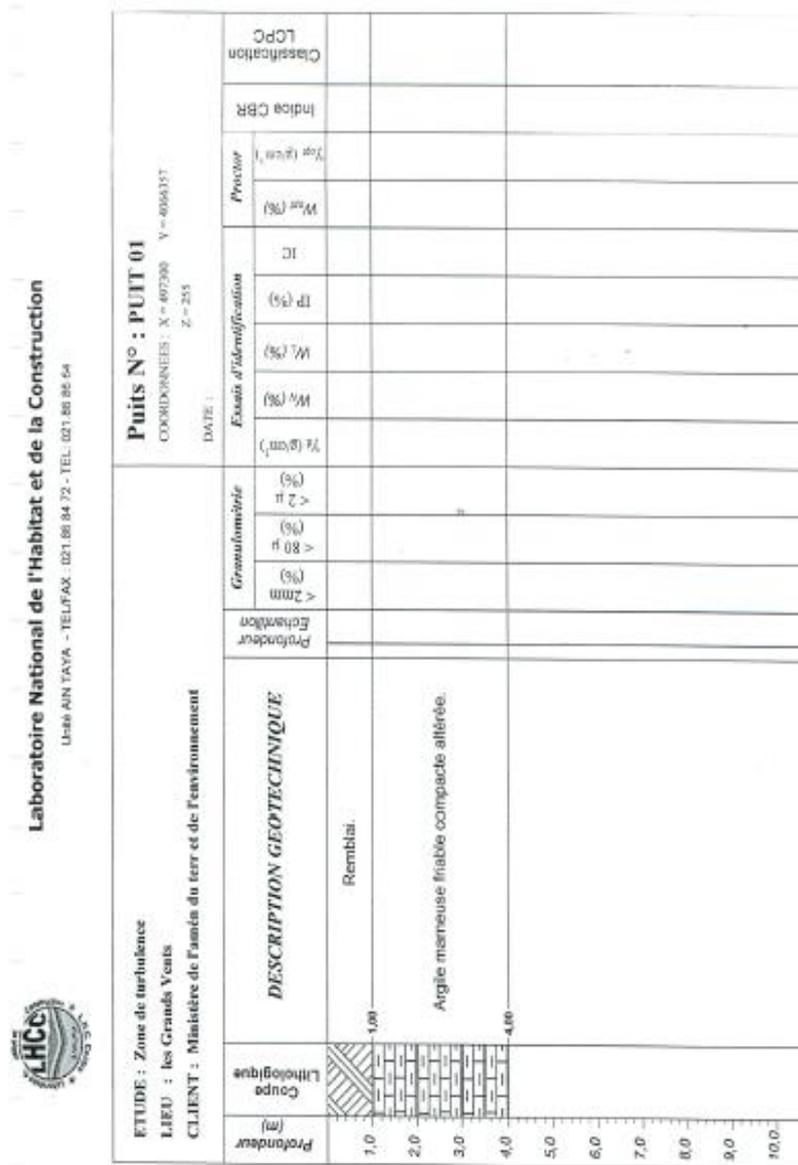


## Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité AIN TAYA-TEL/FAX : 021. 86 64 72 - TEL: 021.86 66 64

Sondage N°: SC10															
ETUDE : Zone de turbulence les grands vents Parc Douzou LIEU : Dely Brahim CLIENT : Ministère de l'environnement et de l'urbanisme															
DATE DEBUT : PROFONDEUR TOTALE : 16 ML. BOUE DE FORAGE : Eau DATE FIN : COORDONNEES : X = 487233 Y = 4066397 TYPE FORAGE : Rotation NIVEAU NAPPE : m Z = 255 TYPE DE MACHINE : FORACO															
Prof (m)	Récupération	S.P.T	R.Q.D	Ø Tub	Ø Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Ce Bar	Φu (%)	Wn (%)	Yd (%)	Ip (%)	Class. IFC	Type local
1.0								Remblai.							
2.0						2.00									
3.0	67%					2.50 2.75 3.00		Argile marneuse altérée très oxydée grisâtre.							
4.0															
5.0															
6.0						5.50 6.00									
7.0						6.50 6.70									
8.0						7.50 7.80		Argile marneuse peu compacte friable très oxydée grisâtre.							
9.0						8.50 8.80									
10.0	60%					9.70 10.00 10.45									
11.0															
12.0						11.30									
13.0						11.90									
14.0						12.60 13.00		Argile marneuse compacte friable grisâtre.							
15.0						13.70 14.00 14.50									
16.0	80%					15.00									
17.0															
18.0															
19.0															
20.0															

PUITS :





**Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction**

Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 021 85 84 72 - TEL. QUV. 85 85 64

ETUDE : Zone de turbulences LIEU : les Grands Vents CLIENT : Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement		Puits N° : PUIT 03 COORDONNÉES : X = 497008 Y = 496647 Z = 234 DATE :														
Profondeur (m)	Coupe Lithologique	DESCRIPTION GÉOTECHNIQUE			Granulométrie			Essais d'identification				Proctor		Indice CBR	Classification LCPC	
		Profondur Echelon	< 2mm (%)	< 80 µ (%)	< 2 µ (%)	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	W <sub>L</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	IP (%)	IC	W <sub>opt</sub> (%)	γ <sub>opt</sub> (g/cm <sup>3</sup> )				
1,0		1,00														
2,0																
3,0																
4,0		1,00 4,00														
5,0																
6,0																
7,0																
8,0																
9,0																
10,0																



**Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction**

Unité AN TAYA - TEL/FAX : 021.86.04.72 - TEL : 021.86.05.64

ETUDE : Zone de turbulence		<b>Puits N° : PUIT 04</b>												
LIEU : les Grands Vents		COORDONNÉES : X = 67309 Y = 166612												
CLIENT : Ministère de l'aménagement du territoire et de l'équipement		DATE : Z = 24												
Profondeur (m)	Coupe Lithologique	Description Géotechnique				Essais d'identification				Proctor		Indice CBR	Classification LCPC	
		Profondeur	Profondeur	Profondeur	Profondeur	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> ) (%)	W <sub>p</sub> (%)	W <sub>L</sub> (%)	IP (%)	IC	W <sub>opt</sub> (%)			γ <sub>opt</sub> (g/cm <sup>3</sup> )
0.00														
0.50		Remblai												
2.00		Argile marneuse beige à grisâtre allérée.												
4.00		Argile marneuse compacte grisâtre.												
1.0														
2.0														
3.0														
4.0														
5.0														
6.0														
7.0														
8.0														
9.0														
10.0														



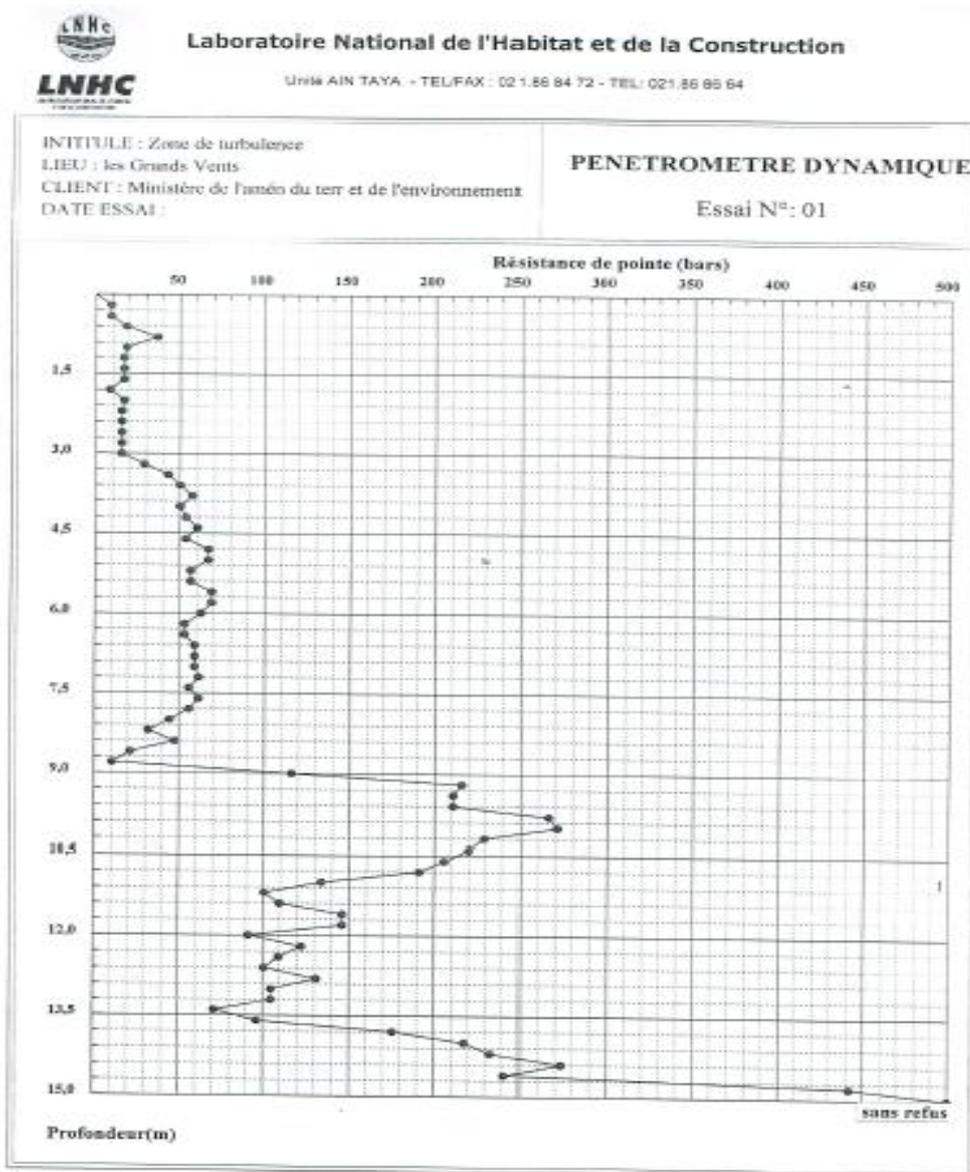
**Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction**

Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 021.88.84.72 - TEL : 021.86.06.64

ETUDE : Zone de turbulences LIEU : les Grands Vents CLIENT : Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement		<b>Puits N° : PUIT 05</b> COORDONNÉES : X = 48724 Y = 406670 Z = 241 DATE :												
Profondeur (m)	Coupe Lithologique	Granulométrie				Essais d'identification				Proctor		Indice CBR	Classification LCPC	
		Proportion	< 2mm (%)	< 80µ (%)	< 2µ (%)	Yd (g/cm³)	Wp (%)	Ip (%)	Ic	W <sub>max</sub> (%)	Y <sub>opt</sub> (g/cm³)			
0.00	Remblai.													
3.00	Argile marneuse beige à grisâtre altérée.													
4.00	Argile marneuse compactée grisâtre.													
1.0														
2.0														
3.0														
4.0														
5.0														
6.0														
7.0														
8.0														
9.0														
10.0														

# ANNEXES

## ANNEXES 3 : Résultats d'essais de pénétration dynamique



# ANNEXES



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 021.86.84.72 - TEL: 021.86.86.84

INTITULE : Zone de turbulence

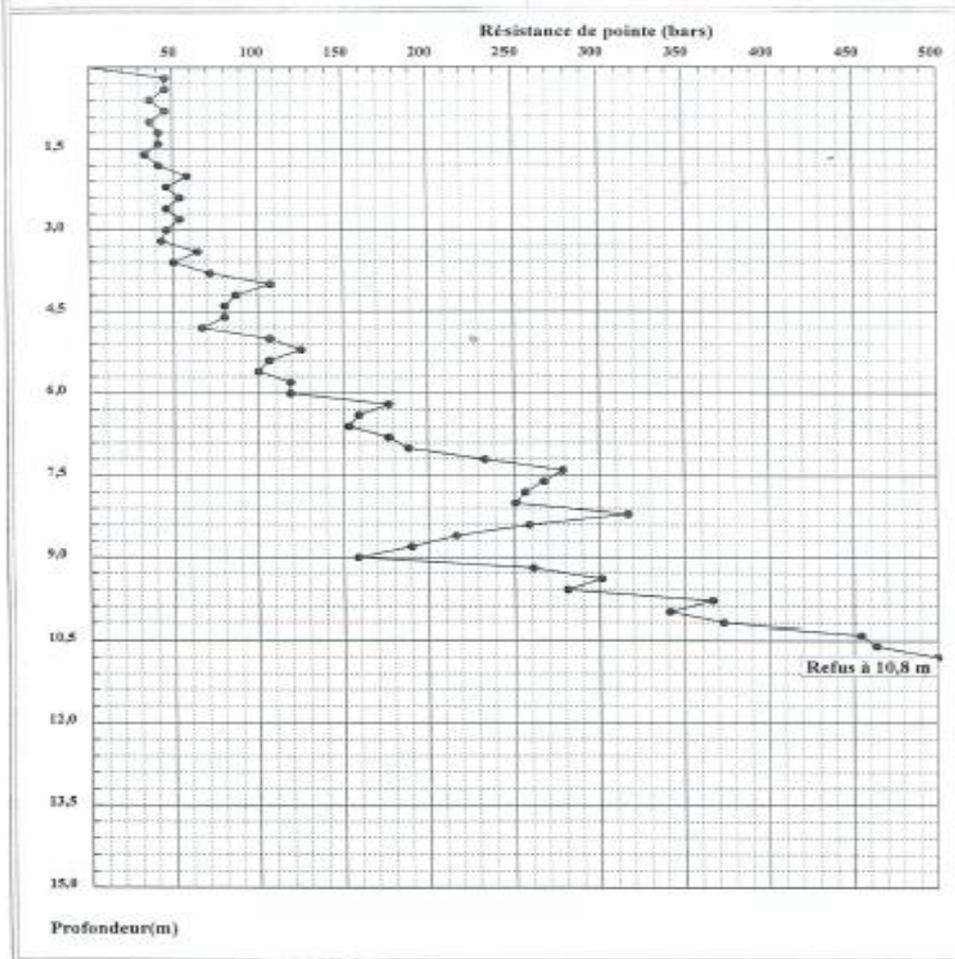
LIEU : les Grands Vents

CLIENT : Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement

DATE ESSAI :

**PENETROMETRE DYNAMIQUE**

Essai N°: 02



Programme «Géotec»



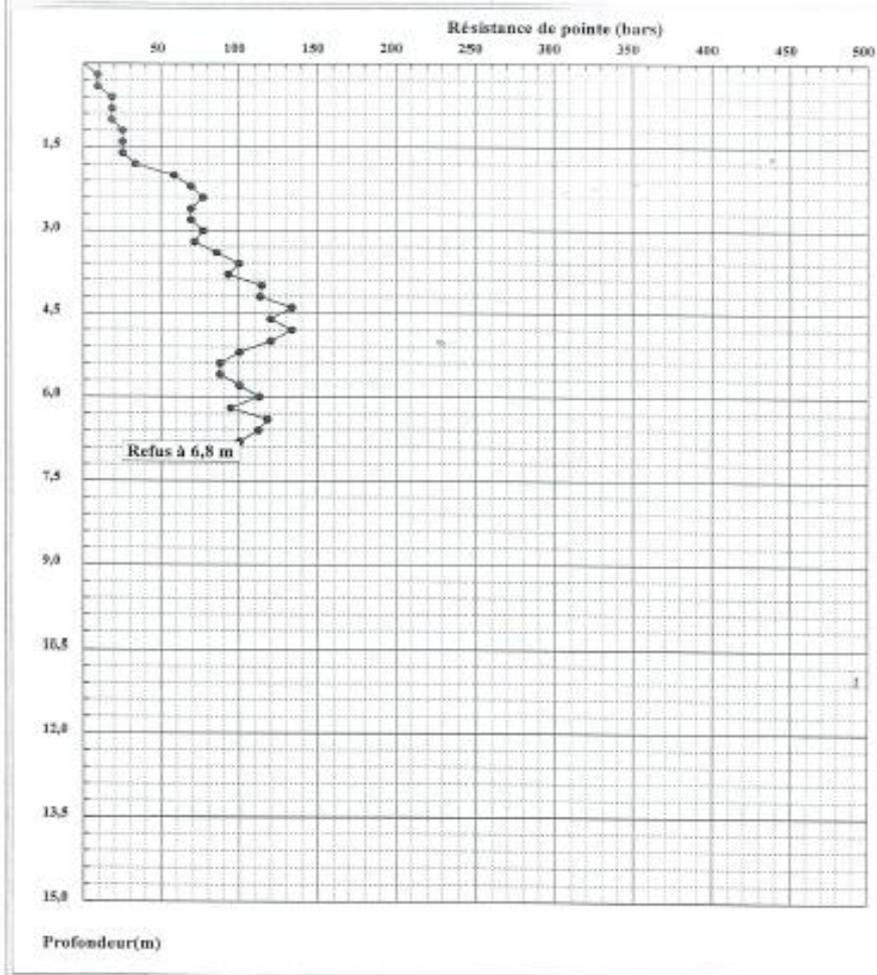
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

UNITÉ AIN TAYA - TEL/FAX : 021.86.64.72 - TEL: 021.86.66.64

INTITULE : Zone de turbulence  
 LIEU : les Grands Vents  
 CLIENT : Ministère de l'amén du terr et de l'environnement  
 DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 03



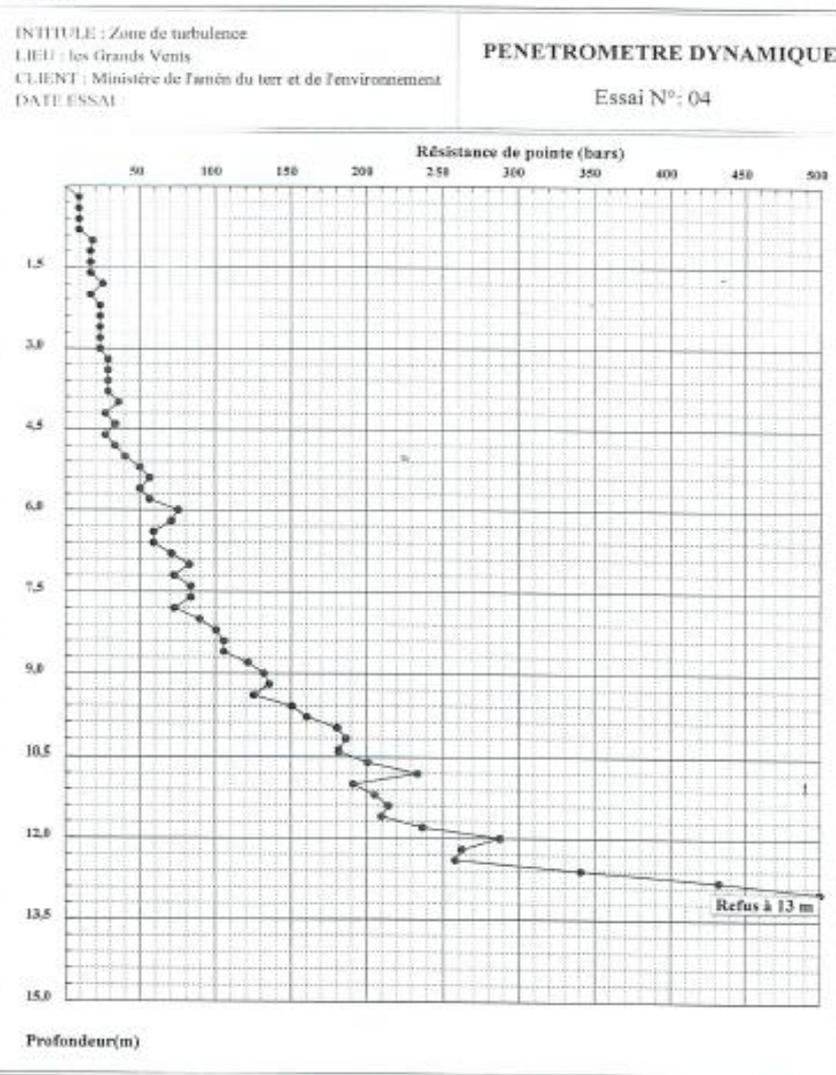
Programme «Solstat»

# ANNEXES



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 021 85 84 72 - TEL: 021 05 86 64





Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

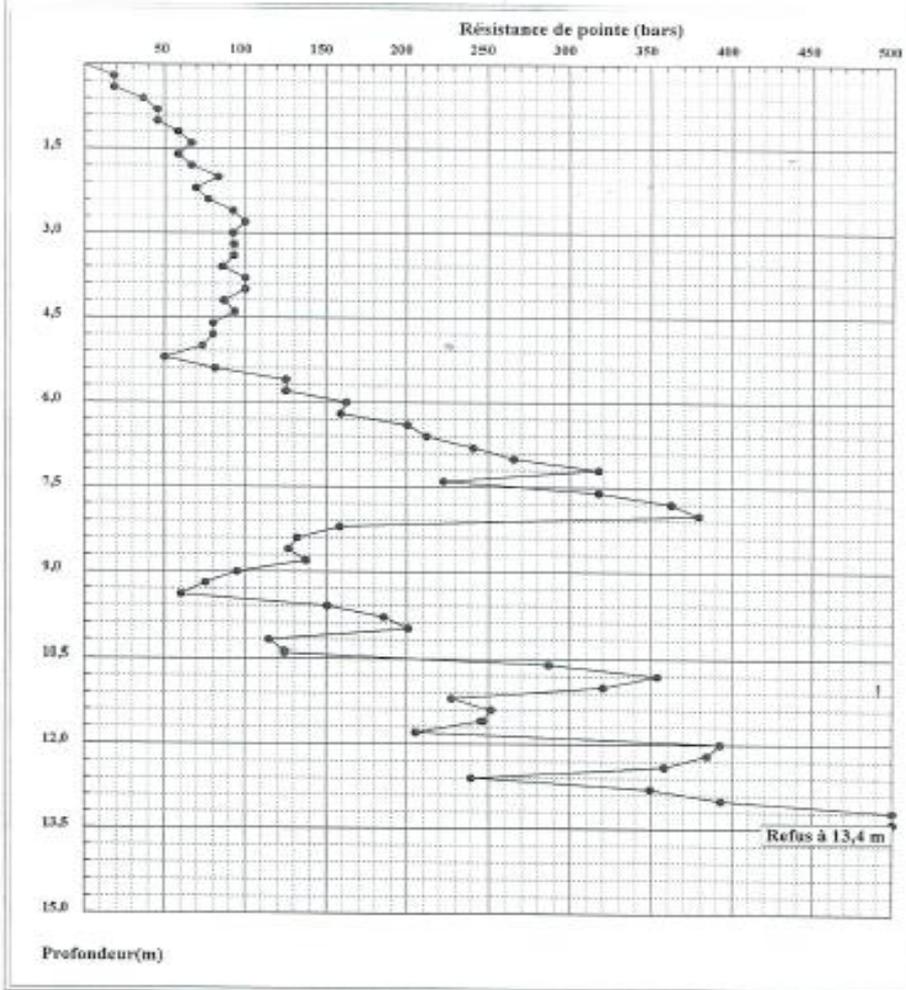


Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 021.86.64.72 - TEL: 021.86.66.64

INTITULE : Zone de turbulence  
 LIEU : les Grands Vents  
 CLIENT : Ministère de l'amén du terr et de l'environnement  
 DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 05



Programme «Sobest»

# ANNEXES



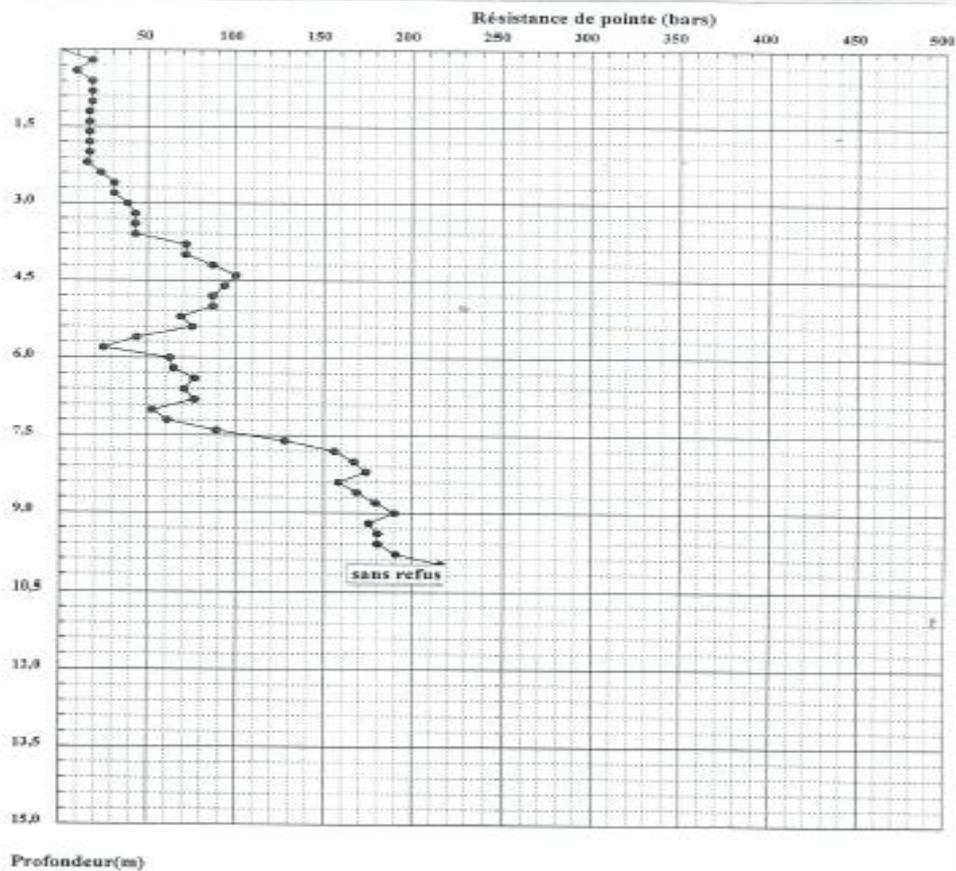
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 02 1.85 84 72 - TEL: 021.85 85 64

INTITULE : Zone de turbulence  
LIEU : les Grands Vents  
CLIENT : Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement  
DATE ESSAI :

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 06



Programme «deltawin»



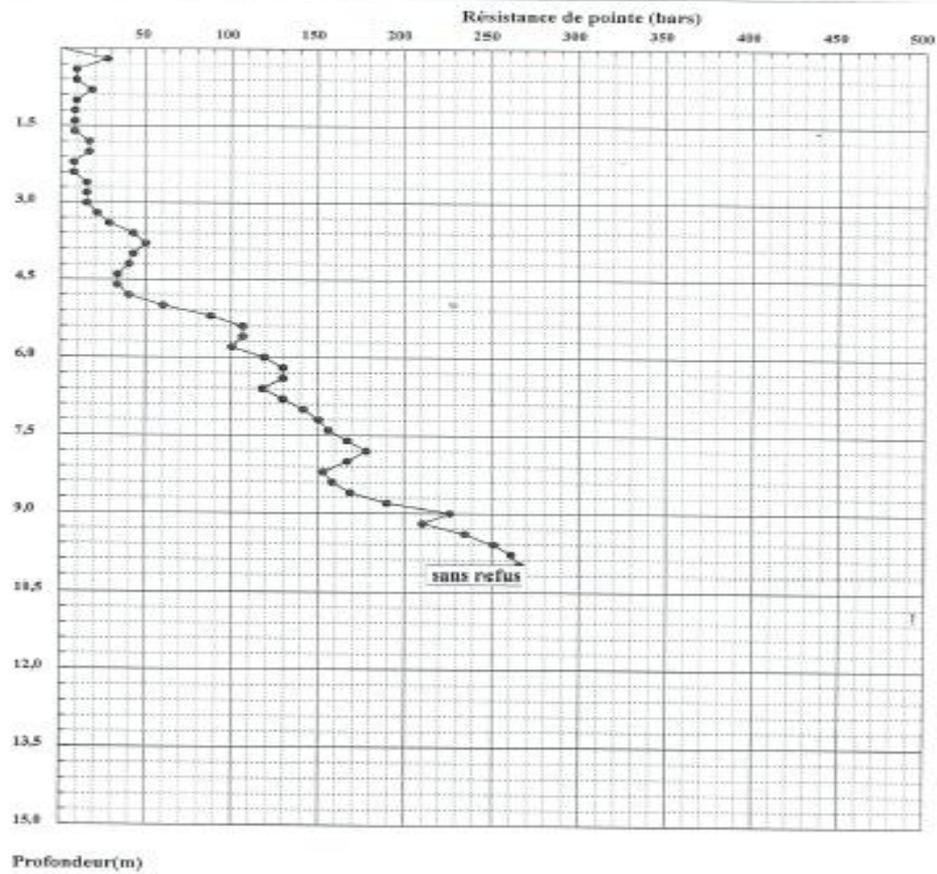
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 021.85.54.72 - TEL: 021.85.55.54

INTITULE : Zone de turbulence  
LIEU : les Grands Vents  
CLIENT : Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement  
DATE ESSAI :

**PENETROMETRE DYNAMIQUE**

Essai N°: 07





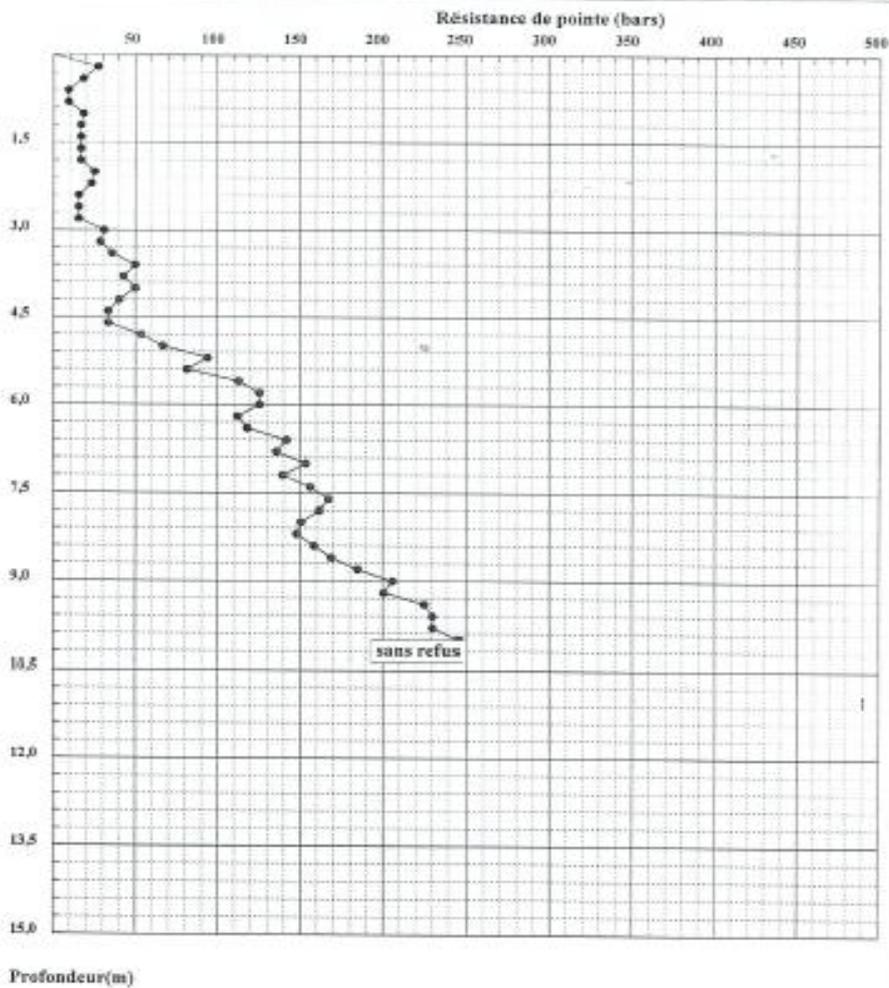
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 021.86.84.72 - TEL: 021.86.86.64

INTITULE : Zone de turbulence  
LIEU : les Grands Vents  
CLIENT : Ministère de l'amén du terr et de l'environnement  
DATE ESSAI :

**PENETROMETRE DYNAMIQUE**

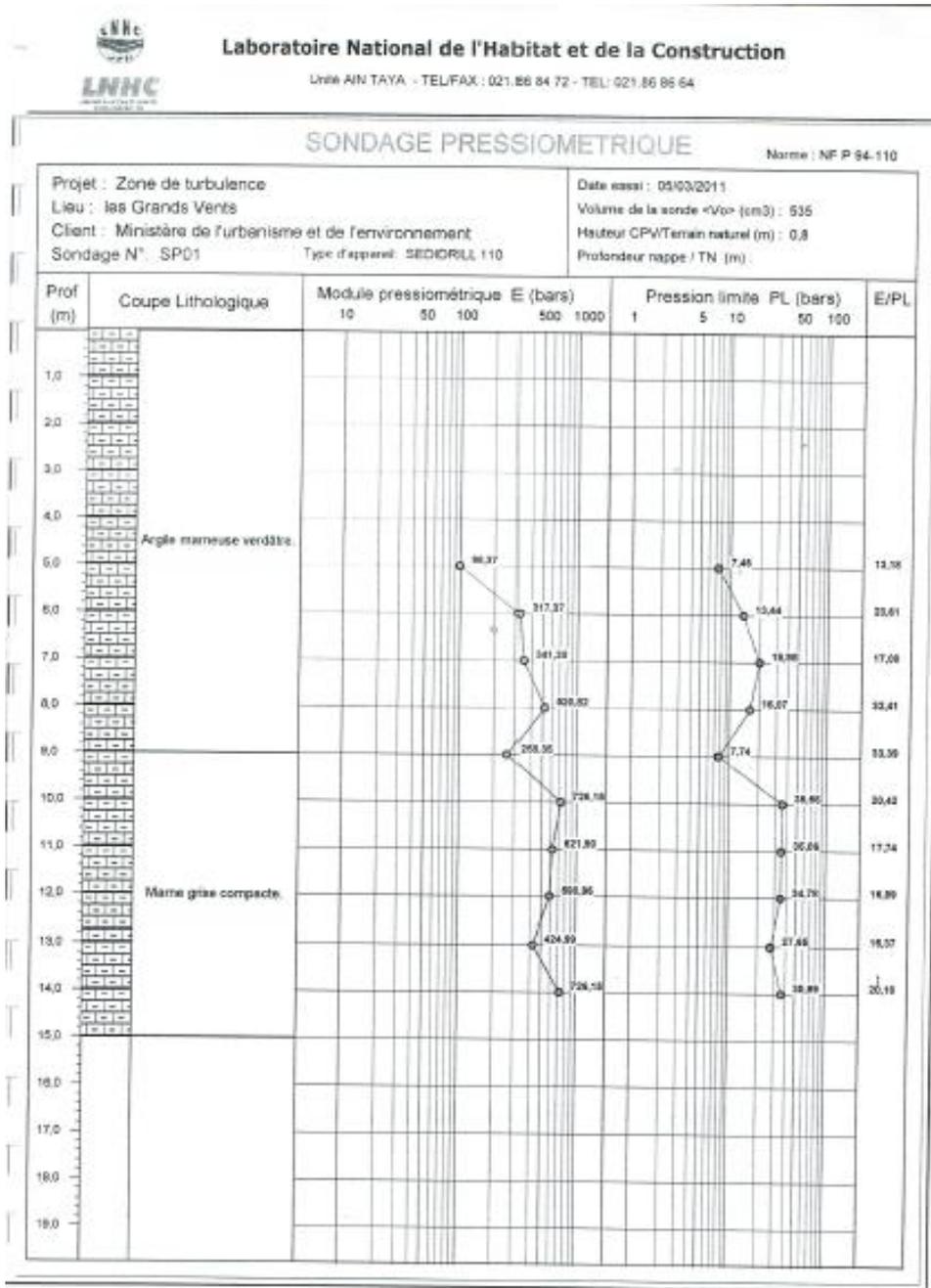
Essai N°: 08



Programme «Soltest»

# ANNEXES

## ANNEXES 4 : Coupe des sondages pressiométriques



# ANNEXES



## Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 021.86.84.72 - TEL : 021.86.86.64

### SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Zone de turbulence Lieu : les Grands Vents Client : Ministère de l'urbanisme et de l'environnement Sondage N° : SP02 Type d'appareil : SEDIRILL 110	Date essai : 06/04/2011 Volume de la sonde «Vo» (cm <sup>3</sup> ) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0,8 Profondeur nappe / TN (m) :
--	---

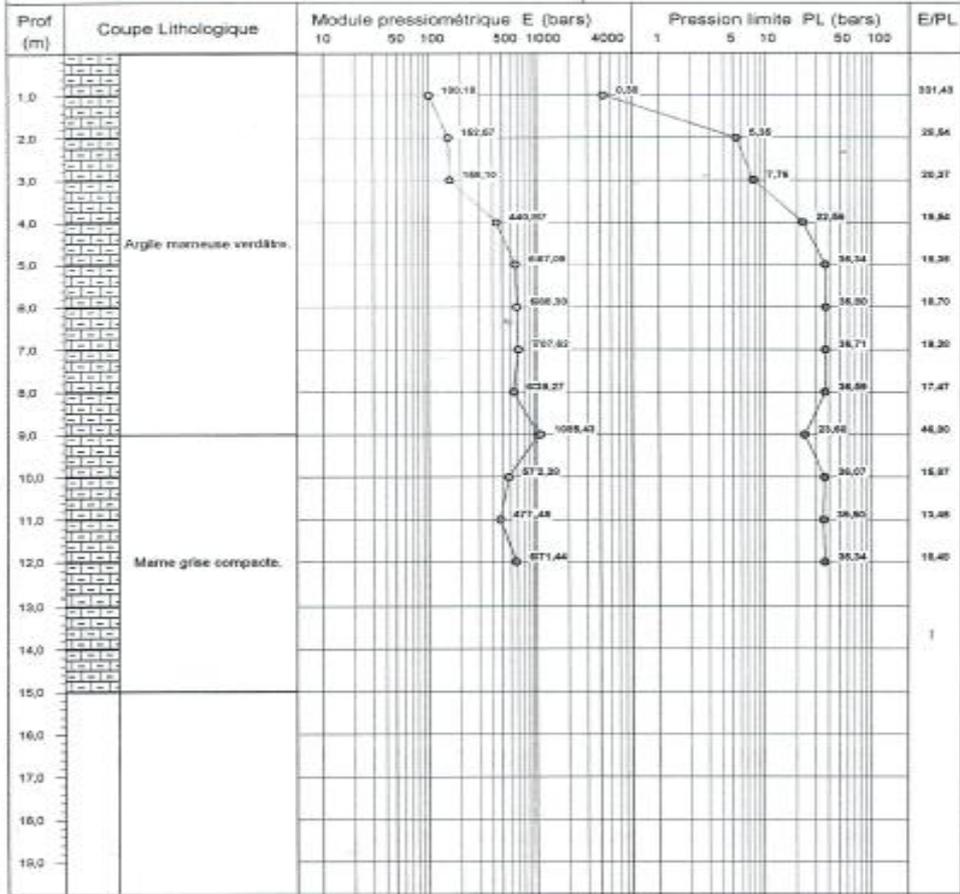


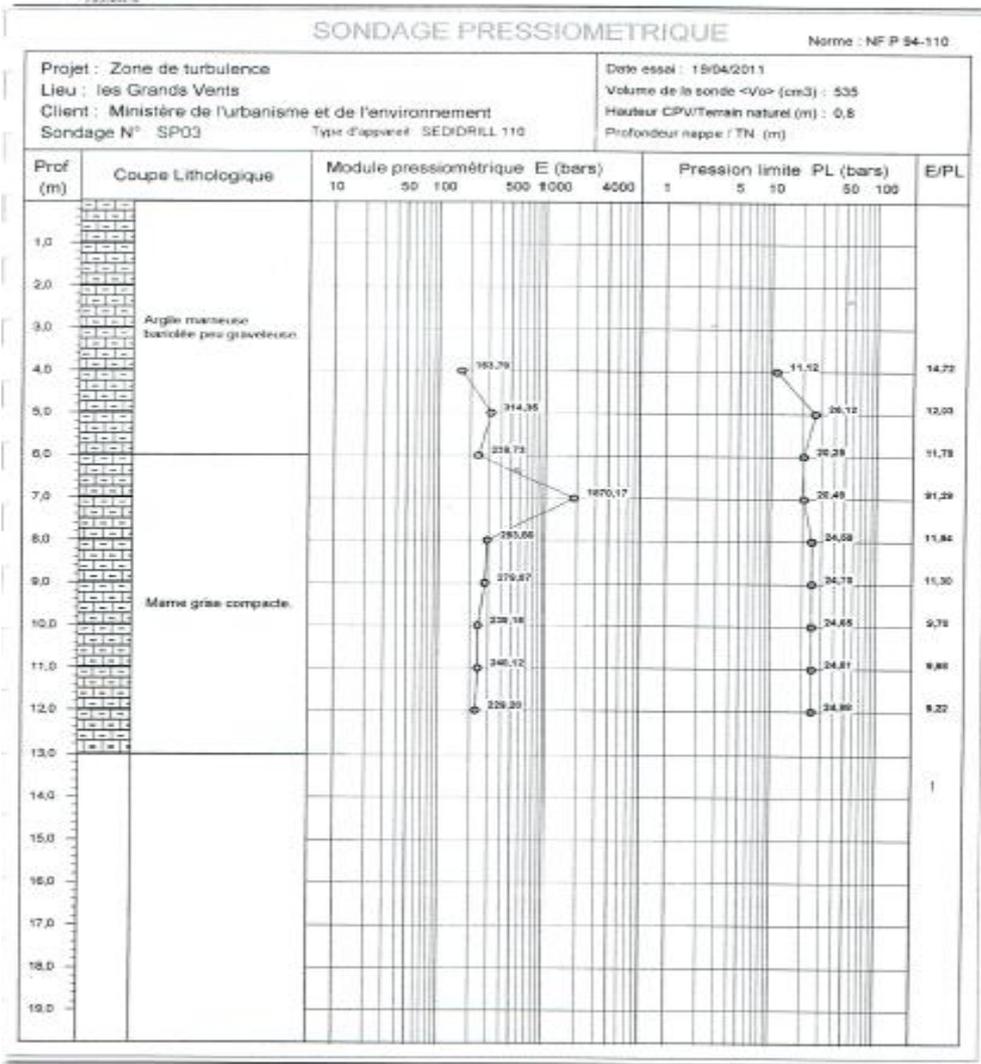
Figure 1 - Résultats

# ANNEXES



## Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité AIN TAYA - TEL/FAX : 021.86.84.72 - TEL: 021.86.85.84



# ANNEXES

## ANNEXES 5 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais au laboratoire

**SC -02 :**

Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction du Centre /Groupe L.N.H.C Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre «LHCC»							
<b>Unité : Oued Smar</b>	<b>Structure Labo-Sol</b>						
TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE							
Dossier : 21 IL-2011	Intitulé du projet	Zone de turbulence parc dounya					
sondage / Puits		Sc-02	Sc-02	Sc-02	Sc-02	Sc-02	Sc-02
profondeur (m)		4.4-4.7	6.7-7.3	13.2-13.8	15-15.4	17-17.7	18.4-19
densité sèche	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	1.69	1.77	1.97	1.82	1.91	1.95
teneur en eau pondérale	W (%)	22	20	15	18	16	15
degré de saturation	Sr (%)	98	100	100	100	100	100
densité humide	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	2.05	2.03	2.27	2.15	2.22	2.24
P r o p r t é r i e	Granulométrie	5 mm					
		2 mm					
		0.08 mm					
Sédimentométrie	20 $\mu$ m						
	2 $\mu$ m						
Limites d'Atterberg	W <sub>L</sub> (%)						
	I <sub>p</sub>						
	LR (%)						
indice de consistance	IC						
équivalent de sable	E.S						
poids spécifique	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )						
Résultats oedométriques	P <sub>c</sub> (Bar)						
	C <sub>t</sub>						
	C <sub>g</sub>						
perméabilité	K (cm/s)						
courbe de consolidation	E (bar)						
	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)						
gonflement Libre	P <sub>g</sub> (Bar)	§					†
références Proctor	$\gamma_{s,max}$ (t/m <sup>3</sup> )						
	W <sub>opt</sub> (%)						
indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I <sub>cas</sub> (%)						
résistance à la compression	R.C.S (Bar)						
Essai rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	UU	Triax CD				
	C (bar)	1.17	0.32				
	$\phi$ (°)	22°	15°				

**LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE**

# ANNEXES

SC-02 :

Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction du Centre /Groupe L.N.H.C		Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre «LHCC»						
<b>Unité : Oued Smar</b>		<b>Structure Labo-Sol</b>						
TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE								
N° Dossier : 21 IL-2011		Intitulé du projet		Zone de turbulence parc dounya				
Profondeur / Puits		Sc-02	Sc-02	Sc-02	Sc-02	Sc-02	Sc-02	
Profondeur (m)		3.6-4.0	4.7-5.1	7.7-8.3	10.5-11.0	11.4-11.8	12.4-12.7	
Essais (%)	Densité sèche	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1.72	1.71	1.79	1.94	1.98	1.99
	Teneur en eau pondérale	W (%)	21	21	20	15	15	13
	Degré de saturation	Sr (%)	100	96	100	100	100	100
	Densité humide	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	2.08	2.06	2.12	2.23	2.25	2.25
	Granulométrie	5 mm	100	100	100	-	-	100
		2 mm	100	100	100	-	-	100
		0.08 mm	100	98	100	-	-	99
	Sédimentométrie	20 $\mu$ m	78	81	83	-	-	75
		2 $\mu$ m	24	32	30	-	-	19
	Limites d'Atterberg	W <sub>L</sub> (%)	57	53	56	-	-	52
		w	29	26	28	-	-	26
	LR (%)			15		18		
	Indice de consistance	IC						
	Equivalent de sable	E.S						
	Poids spécifique	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )		2.54		2.62		
	Résultats oedométriques	P <sub>c</sub> (Bar)		1.12		2.08		
		C <sub>t</sub>		23.59		8.71		
		C <sub>g</sub>		5.51		2.69		
	Perméabilité	K (cm/s)						
	Courbe de consolidation	E (bar)						
C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)			3.17 10 <sup>-64</sup>					
Gonflement Libre	P <sub>g</sub> (Bar)							
Références Proctor	$\gamma_{dmax}$ (t/m <sup>3</sup> )							
	W <sub>opt</sub> (%)							
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I <sub>CBR</sub> (%)							
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)							
Essai de cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	TriaUU		TriaUU				
	C (bar)	1.0		0.83				
	$\varphi$ (°)	15°		13°				

**LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE**

# ANNEXES

SC-04 :



Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction /Groupe L.N.H.C  
Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre «LHCC»

Unité : Qued Smar

Structure Labo -Sol

**TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE**

N° Dossier : 21 IL-2011		Intitulé du projet	Zone de turbulence parc dounya				
Sondage / Puits			Sc-04	Sc-04	Sc-04	Sc-04	Sc-04
Profondeur (m)			5.0-5.8	6.0-6.8	7.4-7.8	8.5-8.9	10.5-11.0
Densité sèche		$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	1.50	1.60	1.72	1.86	1.92
Teneur en eau pondérale		W (%)	27	25	19	16	15
Degré de saturation		Sr (%)	91	98	90	95	99
Densité humide		$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	1.91	2.00	2.05	2.17	2.21
Passants (%)	Granulométrie	5 mm	100	100	100	100	100
		2 mm	100	100	100	100	100
		0.08 mm	99	100	99	99	100
	Sédimentométrie	20 $\mu$ m	86	86	85	50	72
		2 $\mu$ m	36	40	30	10	20
Limites d'Atterberg		W <sub>L</sub> (%)	54	56	52	52	54
		I <sub>p</sub>	27	28	28	26	27
		LR (%)		16			
Indice de consistance		IC					
Équivalent de sable		E.S					
Poids spécifique		$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )					
		P <sub>c</sub> (Bar)		1.69			
Résultats oedométriques		C <sub>t</sub>		21.44			
		C <sub>g</sub>		10.53			
Perméabilité		K (cm/s)		8.52 10 <sup>-7</sup>			
Courbe de consolidation		E (bar)					
		C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)		5.87 10 <sup>-5</sup>			
Gonflement Libre		P <sub>g</sub> (Bar)					
Références Proctor		$\gamma_{s\ max}$ (t/m <sup>3</sup> )					
		W <sub>opt</sub> (%)					
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM		I <sub>car</sub> (%)					
Résistance à la compression		R.C.S (Bar)					
Cisaillement rectiligne ou Triaxial		Type d'essai	UU		CD		
		C (bar)	0.78		0.36		
		$\phi$ (°)	14°		15°		

**LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE**

# ANNEXES

SC-10 :

Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction du Centre /Groupe L.N.H.C  
Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre «LHCC»

---

**Unité : Oued Smar** **Structure Labo-Sol**

---

**TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE**

Dossier : 21 IL-2011		Intitulé du projet		Zone de turbulence parc dounya					
		Sc-10	Sc-10	Sc-10	Sc-10	Sc-10	Sc-10	Sc-10	
Profondeur / Puits		2.0-2.5	2.7-3.0	5.6-5.8	6.5-6.9	7.5-7.8	8.5-8.8		
Profondeur (m)		2.0-2.5	2.7-3.0	5.6-5.8	6.5-6.9	7.5-7.8	8.5-8.8		
Densité sèche		$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1.62	1.69	1.78	1.84	1.93	1.86	
Teneur en eau pondérale		W (%)	23	21	18	18	14	15	
Degré de saturation		Sr (%)	93	95	92	100	93	91	
Densité humide		$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	2.00	2.05	2.10	2.16	2.2	2.14	
Granulométrie	5 mm	100		100				100	
	2 mm	100		100				100	
	0.08 mm	97		95				97	
Sédimentométrie	20 $\mu$ m	61		64				72	
	2 $\mu$ m	36		34				36	
Limites d'Atterberg		W <sub>L</sub> (%)	54		54			54	
		I <sub>p</sub>	27		27			27	
Indice de consistance		IC							
Equivalent de sable		E.S							
Poids spécifique		$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )			2.56			2.56	
Résultats oedométriques		P <sub>c</sub> (Bar)			2.22			2.49	
		C <sub>t</sub>			15.41			12.96	
		C <sub>g</sub>			5.30			5.21	
Perméabilité		K (cm/s)			1.13 10 <sup>-04</sup>				
Courbe de consolidation		E (bar)							
		C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)			5.7310 <sup>-04</sup>				
Enflèvement Libre		P <sub>g</sub> (Bar)							
Références Proctor		$\gamma_{s,max}$ (t/m <sup>3</sup> )							
		W <sub>opt</sub> (%)							
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM		I <sub>CBR</sub> (%)							
Résistance à la compression		R.C.S (Bar)							
Essai rectiligne ou Triaxial		Type d'essai	CD	CD					
		C (bar)	1.09	0.32					
		$\phi$ (°)	11°	16°					

**LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE**

# ANNEXES

## PUITS :


 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction du Centre /Groupe L.N.H.C  
 Laboratoire de l'Habitat et de la Construction du Centre «LHCC»

---

Unité : Oued Smar
Structure Labo-Sol

---

**TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE**

---

Dossier : 21 IL-2011    Intitulé du projet		Zone de turbulence parc dounya						
		Puits01	Puits02	Puits03	Puits04	Puits05	Tuf	
Sondage / Puits		0.0-1.0	0.0-3.5	0.0-1.0	0.5-2.5	0.5-2.5	Ech01	
Profondeur (m)								
Densité sèche		$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	2.02
Teneur en eau pondérale		W (%)	14	14	14	14	14	8
Degré de saturation		Sr (%)						
Densité humide		$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	
Granulométrie	5 mm		93	100	100	100	100	53
	2 mm		90	100	99	99	99	39
	0.08 mm		57	98	95	97	98	10
	20 $\mu$ m		34	86	80	76	76	
	2 $\mu$ m		14	44	37	38	30	
	Sédimentométrie							
Limites d'Atterberg		W <sub>L</sub> (%)	37	52	53	52	53	30
		I <sub>p</sub>	18	26	26	26	26	12
		LR (%)						
Indice de consistance		IC						
Equivalent de sable		E.S						
Poids spécifique		$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )						
		Pc (Bar)						
Résultats oedométriques		Ct						
		Cg						
Perméabilité		K (cm/s)						
Courbe de consolidation		E (bar)						
		C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)						
Gonflement Libre		Pg (Bar)						
Références Proctor		$\gamma_{rmax}$ (t/m <sup>3</sup> )						
		W <sub>opt</sub> (%)						
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM		I <sub>CBR</sub> (%)						
Résistance à la compression		R.C.S (Bar)						
Cisaillement rectiligne ou Triaxial		Type d'essai	UU	UU	UU	UU	UU	UU
		C (bar)	0.22	0.32	0.26	0.31	0.39	0.55
		$\phi$ (°)	9°	8°	11°	9°	9°	8°

**LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE**

# **ANNEXES**

**ANNEXES 1** : Carte d'implantation des essais in-situ

**ANNEXES 2** : Coupe des sondages carottés et des puits

**ANNEXES 3** : Résultats d'essais de pénétration dynamique

**ANNEXES 4** : Coupe des sondages pressiométriques

**ANNEXES 5** : Tableau récapitulatif des résultats d'essais au laboratoire