

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du
Diplôme de Master en Génie Civil
Option : GEOTECHNIQUE

Thème

ANALYSE ET CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TALUS

Présenté et soutenu en Jeudi 27 Juin 2019 par :

HADBI Zakaria et DJELTI Mohamed

Devant le jury composé de :

Dr. Benachenhou kamila
Dr. BOURABAH Maghnia Asmahane
Dr. Benhachilif souad

Président
Encadreur
Examinatrice

ANNEE UNIVERSITAIRE 2018- 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

En présentant ce travail, il m'est agréablement d'exprimer, en premier lieu, ALLAH de nous avoir donné toute chose ; le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce Projet de Fin d'Etudes, particulièrement à :

- Dr. BOURABAH : (Maître de conférences à l'université de Tlemcen) ; Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.
- Tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant tout notre cursus universitaire, en particulier les enseignants de l'option GEOTECHNIQUE (Génie Civil) par les conseils et orientations qu'ils n'ont cessés de nous prodiguer dans le cadre de nos recherches.
- Notre respect aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'apprécier et d'accepter de juger notre travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de cette étude, qu'ils trouvent ici l'expression de notre sincère gratitude.

DEDICACES

Je dédie ce précieux travail en signe de respect et de reconnaissance à
Mes très chers parents qui m'ont donné le courage, et m'ont guidé durant
toute ma vie pour que je réussisse, je prie Dieu de les honorer et les rendre fiers
de moi et de mon travail.

Que Dieu les protège.

À mon frère et ma sœur.

À mes deux grandes mères.

À tous mes oncles et tantes.

À tous mes cousins et cousines.

À tous les membres de la famille HADBI

À tous mes amis et collègues qui m'ont aidé à réaliser ce travail, en particulier
ceux de la section GEOTECHNIQUE.

À mon ami et binôme DJELTI et à sa famille

À tous ceux qui me sont chers.

À tous les enseignants de l'université de Tlemcen, en particulier ceux de la
faculté de TECHNOLOGIE.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Z. HADBI

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

À ceux qui ont su planter en moi, tout ce qui est de plus beau en ce monde, et qui se sont consacrés à m'inculquer la bonne éducation pour avoir le plus grand des satisfactions et me voir muni des plus grandes distinctions.

À ma très chère mère que je ne saurai remercier assez pour les sacrifices
Qu'elle a consentis pour moi.

À mon très cher père qu'il a su se faire sentir dans les moments difficiles ainsi
Que chaque instant de bonheur qu'il m'a procuré

À mes sœurs, ma grande mère et toute ma famille

À tous mes amis (es)

À mon binôme HADBI Zakaria

Et à toute ma promotion du Département de Génie Civil-option
GEOTECHNIQUE sans exception.

À tous les enseignants du département de Génie Civil en particulier mon
encadreur Dr. BOURABAH M.A.

M.DJELTI

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES	10
LISTE DES TABLEAUX	14
LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES	16
Résumé (AR , FR , AN)	18
INTRODUCTION GENERALE	19
CHAPITRE 1 : GENERALITE SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAIN ET LEURS TYPES	
1.1 INTRODUCTION	22
1.2 DEFINITION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN.....	22
1.3 CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN.....	22
1.3.1 Ecoulement (L'éboulement)	22
1.3.2 Glissements.....	23
1.3.2.1 Glissement Plan	23
1.3.2.2 Le Glissement Circulaire Ou Rotationnel	24
1.3.2.3 Glissement quelconque (aléatoire).....	25
1.3.3 Le Fluage.....	26
1.3.4. Les coulées boueuses.....	26
1.4 PRINCIPALES CAUSES DES GLISSEMENTS.....	27
1.4.1 Les causes dues à l'intervention humaine.....	27
1.4.2 Les causes dues à des surcharges au sommet du talus	27
1.4.3. Les déblais ou l'excavation a la base du talus	28
1.4.4. Les conditions hydrauliques.....	28
1.4.5 La présence d'érosion.....	29
1.4.6 Les causes naturelles.....	29
• L'inclinaison de la pente.....	30
• Propriétés géologiques et géotechniques des sols (résistance au cisaillement).....	30
• Les séismes et volcans	30
• Les éruptions volcaniques	31
1.5 CONCLUSION	32

SOMMAIRE

CHAPITRE 2 : METHODES DE CONFORTEMENT DES GLISSEMENTS DE SOLS

2.1 INTRODUCTION	34
2.2 METHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS [5]	34
2.2.1 Terrassements	34
Remblai de pied	34
Allègement en tête.....	35
Reprofilage	35
Substitution totale ou partielle	36
2.2.2 Drainage.....	37
Collecte et canalisation des eaux de surface	37
Masques et éperons drainants	38
Les tranchées drainantes.....	38
Drains subhorizontaux.....	39
Drains verticaux, galeries drainantes.....	39
2.2.3. Confortements mécanique (éléments résistants).....	40
Ouvrages de soutènement :.....	40
Le clouage.....	42
Tirants d'ancrages.....	44
2.3 CONCLUSION	45

CHAPITRE 3 : METHODES DE CALCUL

3.1. INTRODUCTION	47
3.2. CALCUL DE STABILITE DES TALUS	47
3.3. DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE	47
3.4. METHODES DE CALCUL	48
3.4.1. Méthodes Basées Sur L'équilibre Limite (Méthode Des Tranches).....	48
3.4.1.1 Méthode De FELLENIUS (1936)	49
3.4.1.2 Méthode De BISHOP Simplifiée (1954)	51
3.4.1.3 Méthode Détaillée	51
3.4.1.4 Méthode De JANBU (1956)	52
3.4.2. La Méthode Numérique (MEF)	54
3.4.3. Méthode Des Abaques	54
3.4.3.1 L'abaque De HOEK.....	54

SOMMAIRE

3.5. CONCLUSION	55
CHAPITRE 4 : PRESENTATION ET CARACTERISATION DU SITE D'ETUDE	
4.1. INTRODUCTION	59
4.2. SITUATION DU TERRAIN AFFECTE PAR LE GLISSEMENT	59
4.3 GEOLOGIE ET GEOMORPHOLOGIE REGIONALE	60
4.3.1 Géologie Régionale	60
4.3.2 Géologie De Site	60
4.3.3 Description Et Analyse Géologique Du Site	61
4.3.4 Géomorphologie Régionales	62
4.3.5 Contexte Climatique.....	63
4.3.6 Sismicité De La Région D'étude	63
4.3.7 Description Des Désordres.....	64
4.4 ETUDE GEOTECHNIQUE	65
4.4.1 Reconnaissance In Situ	65
4.4.2. Sondages Carottes	67
4.4.3 Sondages Pressiométriques.....	70
4.4.4 Relevés Piézométriques.....	72
4.4.5 Essais Au Laboratoire.....	73
4.4.5.2 Mesure Des Teneurs En Eau	75
4.4.5.3 Mesure De Degré De Saturation	75
4.4.5.5 Limites D'Atterberg.....	76
4.4.5.6 Essais De Cisaillement Rectiligne UU À La Boite De CASAGRANDE	77
4.4.5.7 Essai De Compression Simple	78
4.4.5.8 Essais De Teneur En Carbonate De Calcium.....	79
4.4.6 Interprétation Des Résultats Des Essais De Laboratoire.....	81
4.5 STABILITE DU SITE	82
4.6. CONCLUSION	83
CHAPITRE 5 : ANALYSE DE LA STABILITE DU SITE D'ETUDE	
5.1. INTRODUCTION	85
5.2. ETUDE DE STABILITE DU TALUS.....	85
5.2.1. Calcul du coefficient de sécurité (Fs) par la méthode d'équilibre limite (FELLENIOUS et BISHOP).....	85
5.2.1.1. Calcul de Fs du talus sans la présence de nappe.....	87

SOMMAIRE

5.2.1.2. Calcul du F_s du talus avec la présence de nappe	90
5.2.2. Analyse de la stabilité du talus par la méthode numérique (MEF-PLAXIS 8.2)	95
5.2.2.1. Programme d'entrée des données (input)	96
5.2.2.2. Programme de calcul	97
5.2.2.3. Programme des résultats	97
5.2.2.4. Programme courbe (Curves)	97
5.2.2.5. Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis 8.2	97
5.2.3. Modélisation du talus de l'étude	100
5.2.4. Analyse numérique du talus étudié sans confortement	100
5.2.5. Analyse numérique du talus étudié avec confortement	105
5.2.5.1. Adoption d'un système de drainage (Solution 1)	105
5.2.5.2. Adoucissement de la pente du talus (Solution 2)	106
5.2.5.3. Introduction d'un système de rideaux de palplanches (Solution 3)	107
5.3 Conclusion	110
CONCLUSION GENERALE	112
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	113

LISTE DES FIGURES

N° FIGURE	TITRE	PAGE
Figure 1.1	<i>L'éboulement, chutes de blocs et de pierres (à bouyon ; Alpes -maritimes ,06-2001).</i>	22
Figure 1.2	<i>Schéma d'un glissement.</i>	23
Figure 1.3	<i>Glissement plan [3].</i>	24
Figure 1.4	<i>Glissement circulaire [3].</i>	24
Figure 1.5	<i>Glissement circulaire [3].</i>	25
Figure 1.6	<i>Glissement quelconque.</i>	26
Figure 1.7	<i>Le Fluage.</i>	26
Figure 1.8	<i>Coulée de boue (brésil).</i>	27
Figure1.9	<i>Surcharge de Remblai au sommet de talus.</i>	28
Figure1.10	<i>Les déblais ou les excavations à la base du talus (Rhône, France).</i>	28
Figure1.11	<i>Un glissement de terrain à cause Les conditions hydrauliques [3].</i>	29
Figure1.12	<i>Un glissement de terrain a causé la présence d'érosion (l'érosion de kindele a mont-nogafula-DEPE,kinshsa) .</i>	29
Figure 1.13	<i>Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol.</i>	30
Figure 1.14	<i>Un glissement de terrain à cause Les sollicitations sismiques.</i>	31
Figure 1.15	<i>Un glissement de terrain à cause Les éruptions volcaniques (canada).</i>	32
Figure 2.1	<i>La bute de pied.</i>	34
Figure 2.2	<i>Allègement en tête.</i>	35
Figure 2.3	<i>Reprofilage.</i>	35
Figure 2.4	<i>Substitution partielle des matériaux glissés.</i>	36
Figure 2.5	<i>Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay.</i>	37
Figure 2.6	<i>Drainage de surface.</i>	38
Figure 2.7	<i>Coupes des masques drainants.</i>	38
Figure 2.8	<i>Coupe d'une tranchée drainante.</i>	39
Figure 2.9	<i>Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haute-Garonne, France).</i>	39
Figure 2.10	<i>Type d'ouvrages rigides.</i>	41

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 2.11</i>	<i>Type d'ouvrages souples.</i>	42
<i>Figure 2.12</i>	<i>Schéma d'un pieu.</i>	43
<i>Figure 2.13</i>	<i>Schéma de groupe de pieux.</i>	44
<i>Figure 2.14</i>	<i>Différentes formes d'une barrette.</i>	44
<i>Figure 2.15</i>	<i>Exemples de murs fonctionnant par ancrage.</i>	45
<i>Figure 3.1</i>	<i>Description de la surface de rupture [14]</i>	47
<i>Figure 3.2</i>	<i>Description de découpage en tranches avec la surface de rupture [11]</i>	48
<i>Figure 3.3</i>	<i>Démonstration des forces agissant sur une tranche [11].</i>	49
<i>Figure 3.4</i>	<i>Les forces agissant sur une surface d'après FELLENIUS. [13]</i>	50
<i>Figure 3.5</i>	<i>Forces considérées dans la méthode de JANBU [47]</i>	52
<i>Figure 3.6</i>	<i>Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture [20].</i>	53
<i>Figure 3.7</i>	<i>Méthode de l'abaque de HOEK. [13]</i>	55
<i>Figure 4.1</i>	<i>Position géographique de la région d'étude [38].</i>	59
<i>Figure 4.2</i>	<i>Carte géologique d'Arzew présentant le cadre géologique de la région d'étude [38].</i>	61
<i>Figure 4.3</i>	<i>Présentations photographiques indiquant les faciès lithologiques qui caractérisent la région d'étude [38].</i>	62
<i>Figure 4.4</i>	<i>Sismicité sur la zone de l'étude [38].</i>	64
<i>Figure 4.5</i>	<i>Désordre du talus affecté par le glissement [38].</i>	65
<i>Figure 4.6</i>	<i>Schéma de position des sondages SP et SC pour la reconnaissance in situ du site [38].</i>	67
<i>Figure 4.7</i>	<i>Schéma d'un L'essai des sondages carotte [43].</i>	68
<i>Figure 4.8</i>	<i>Schéma de L'essai pressiométrique.</i>	70
<i>Figure 4.9</i>	<i>Analyse granulométrique par tamisage [35]</i>	74
<i>Figure 4.10</i>	<i>Analyses granulométriques par sédiment métrie [42]</i>	74
<i>Figure 4.11</i>	<i>Mesure de la teneur en eau.</i>	75
<i>Figure 4.12</i>	<i>Détermination des états de consistance d'un sol selon les limites d'ATTERBERG [35]</i>	76
<i>Figure 4.13</i>	<i>L'essai de cisaillement rectiligne a la boite de CASAGRANDE</i>	78
<i>Figure 4.14</i>	<i>Essai de compression simple [36]</i>	79
<i>Figure 4.15</i>	<i>Schéma du calcimètre BERNARD [37]</i>	80

LISTE DES FIGURES

Figure 4.16	Les formations principales de terrain	82
Figure 5.1	Les composantes verticales et horizontales d'interaction entre tranches.	86
Figure 5.2	Découpage du talus sec par utilisation de la méthode des tranches	87
Figure 5.3	Détermination de F_s par la méthode des tranches à l'état saturé du talus	91
Figure.5.4	Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (Mode de création géométrique).	96
Figure 5.5	Définition du module de déformation à 50% de la rupture [39]	98
Figure 5.6	Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb (Advanced parameters Mohr-Coulomb)	98
Figure 5.7	Géométrie du modèle du talus	101
Figure 5.8	Maillage du modèle du talus	102
Figure 5.9	Introduction des conditions hydrauliques dans le modèle du talus	102
Figure 5.10	Procédure de calcul du coefficient de poussée des terres au repos (K_0)	103
Figure 5.11	Valeur du coefficient de sécurité (F_s) déterminé par le code PLAXIS 8.2 du talus sans confortement	103
Figure 5.12	Déformé et déplacements en tête et en pied du talus sans confortement	104
Figure 5.13	Contraintes effectives dans le talus sans confortement	105
Figure 5.14	Représentation de la ligne de rupture est distribution des déplacements totaux sur le talus sans confortement	105
Figure 5. 15	Rabattement du niveau de la nappe (Solution 1)	106
Figure 5.16	Adoucissement de la pente du talus et conditions hydrauliques (Solution 2)	107
Figure 5.17	Déformé du talus après l'adoption d'un système de gradins (Solution 2)	108
Figure 5.18	Introduction d'un système de rideaux de palplanches (Solution 3)	109
Figure 5.19	Déformé du talus après introduction d'un système de rideaux de palplanches (Solution 3)	110

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 5.20</i>	<i>Distribution des déplacements totaux du talus après renforcement par un système de rideaux de palplanches (Solution 3)</i>	<i>110</i>
--------------------	---	------------

LISTE DES TABLEAUX

N° TABLEAU	TITRE	PAGE
Tableau 4.1	<i>Types de couches de sols constituant le site étudié.</i>	69
Tableau 4.2	<i>Caractéristiques mécaniques obtenues des essais pressiométriques pour les trois sondages.</i>	72
Tableau 4.3	<i>Niveaux d'eau obtenus des relevés piézométriques pour les sondages SC1, SC2 et SP2.</i>	73
Tableau 4.4	<i>Classification des sols selon la teneur en eau.</i>	75
Tableau 4.5	<i>Déterminations du degré de plasticité d'un sol par l'indice de plasticité. [45]</i>	77
Tableau 4.6	<i>La consistance de sol à partir de R_c [36]</i>	78
Tableau 4.7	<i>La quantité de calcaire dans le sol [37]</i>	79
Tableau 4.8	<i>Caractéristiques géotechniques des deux couches de marne formant le profil géotechnique du site d'études.</i>	81
Tableau 5.1	<i>Résultats du calcul manuel de F_s par la méthode de FELLENIUS à l'état sec du talus</i>	88
Tableau 5.2	<i>Résultats du calcul manuel de F_s par la méthode de BISHOP à l'état sec du talus</i>	90
Tableau 5.3	<i>Calcul itératif de F_s par la méthode de BISHOP à l'état sec</i>	90
Tableau 5.4	<i>Résultats du calcul manuel de F_s par la méthode de FELLENIUS à l'état saturé du talus</i>	93

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5.5	<i>Résultats du calcul manuel de F_s par la méthode de BISHOP à l'état saturé du talus</i>	94
Tableau 5.6	<i>Calcul itératif de F_s par la méthode de BISHOP à l'état saturé</i>	95
Tableau 5.7	<i>Coefficients de sécurité (F_s) déterminés par les méthodes de FELLENIUS et BISHOP à l'état sec et saturé du talus.</i>	95
Tableau 5.8	<i>Paramètres géotechniques des couches formant le profil du talus étudié</i>	101
Tableau 5.9	<i>Récapitulatif des résultats des paramètres déterminés après confortement du talus pour les solutions proposées</i>	106
Tableau 5.10	<i>Propriétés mécaniques du système de rideaux de palplanches adoptés comme 3^{ème} solution</i>	109
Tableau 5.11	<i>Critère de stabilité de l'ouvrage en rapport avec le coefficient de sécurité (F_s) [40].</i>	110

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

Symboles	Définition
F_s	Le coefficient de sécurité
W	Le poids d'une tranche (Kn)
φ	Angle de frottement interne effectif (°)
α	L'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale. (°)
b	La largeur des tranches (m)
C_i	Cohésion effective de sol (Kpa)
U	Pression interstitielle agissante sur l'arc. (Kpa)
V_n, X_n	Les efforts inter-tranches (kn) (horizontaux et verticaux)
X	La fonction de la hauteur du gradin
Y	La fonction de l'angle du talus
γ	Poids volumique de sol (Kn /m ³)
H_g	Hauteur du gradin (m)
Rec (%)	Refus cumulé
Pl (bar)	La pression limite p_l qui caractérise la résistance de rupture du sol
Pf(bar)	La pression de fluage p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique
E (bar)	Module de young
w (%)	La teneur en eau
S_r (%)	Degré de saturation
γ_d	Le poids volumique sec kN/m ³)
γ_h	Le poids volumique humide (kN/m ³)
γ_{sat}	Le poids volumique sature (kN/m ³)
w_p	Limite de plasticité
w_L	Limite de liquidité
w_s	Limite de retrait
I_p	Indice de plasticité
Rc (bars)	La résistance à la rupture en compression simple
Ic	Indicateur dérivé
C_{uu}, Φ_{uu}	Caractéristiques mécaniques de sol obtenue à partir d'un essai de cisaillement non consolidé non draine UU
Ψ	L'angle de dilatance
K (m/s)	La perméabilité de sol
K_0	coefficient de poussée de terre au repos.
EA	Rigidité normale (kN/m)
EI	Rigidité de flexion (kN.m ² /m)

LISTE DES PRINCIPALES NOTATIONS ET INDICES

D	Epaisseur équivalente (m)
ν	Coefficient de Poisson

ملخص

الحركات الأرضية التي تحصل غالباً في العديد من الدول تكون لها تأثير كبير ومميت في بعض الأحيان، وتصنف على أنها خسائر بشرية واقتصادية من الدرجة الأولى. وبالتالي تقام العديد من الدراسات حولها لإيجاد حلول وقائية مناسبة من خلال اكتشاف المناطق غير المستقرة لإيجاد أفضل حلول الحماية أو المعالجة. الهدف من هذا العمل هو دراسة الاستقرار و المعالجة للانزلاق المحتمل لمنحدر يقع بارزيو، ولاية وهران، وذلك باستخدام برنامج PLAXIS 8.2 والذي يعتمد على طريقة العناصر المحددة. أوضحت النتائج العددية إلى عدم استقرار المنحدر، الذي يتميز بانخفاض معامل السلامة حيث تم اقتراح ثلاثة حلول لتثبيت هذا المنحدر. أظهرت نتائج استخدام نظام من جدران الألواح، مرتبط بنظام تصريف المياه تحسناً كبيراً في معامل السلامة (Fs) ، بمقدار 1.63 ، مما يشير إلى وجود ثبات للمنحدر إضافة إلى انخفاض نسبي للحركات على أطراف المنحدر. **الكلمات الرئيسية:** انزلاق التربة - الاستقرار - تثبيت - طريقة العناصر المحددة - معامل السلامة - PLAXIS 8.2.

Résumé

Les mouvements de terrain se produisent souvent dans de nombreux pays, ont parfois un impact important et parfois fatal, et sont classés dans la catégorie des pertes humaines et économiques du premier ordre.

Pour cela de nombreuses études sont menées pour trouver des solutions préventives appropriées en détectant les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protection ou de traitement.

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité et le confortement d'un glissement de talus situé à la ville d'Arzew, wilaya d'Oran, en utilisant le code de calcul numérique PLAXIS 8.2, basé sur la méthode des éléments finis.

L'analyse des résultats obtenus indique une instabilité du talus, caractérisée par un coefficient de sécurité faible où trois mesures de confortement ont été proposées en vue de stabiliser ce massif.

Le confortement par l'adoption d'un système de rideaux de palplanches associé à un système de drainage a montré une amélioration notable du coefficient de sécurité (Fs), de l'ordre de 1,63, indiquant ainsi un talus stable avec des déplacements en tête et en pied du talus relativement réduits.

Mots clés : Glissement de terrain – Stabilité – Confortement – Méthode des éléments finis – Coefficient de sécurité – Plaxis 8.2.

Abstract

Land movements often occur in many countries, sometimes have a significant and sometimes fatal impact, and are classified as first order human and economic losses.

For this, many studies are conducted to find appropriate preventive solutions by detecting unstable areas to find the best protection or treatment solutions.

The objective of this study is to analysis the stability and the comfort of a slope slip located in the city of Arzew (Oran, west of Algeria), using the PLAXIS 8.2 numerical calculation code, based on the finite element method.

The analysis of obtained results indicates instability of the slope, characterized by a low safety factor where three reinforcement measures have been proposed to stabilize this massive ground.

The consolidation by the adoption of a sheet piling system associated with a drainage system has shown a significant improvement in the safety factor (Fs), of the order of 1.63, thus indicating a stable slope with displacements relatively reduced at the extremity of the slope.

Keywords: Landslide - Stability - Comfort - Finite Element Method - Safety Factor – Plaxis 8.2.

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terrains sont des phénomènes naturels d'origines différentes qui peuvent causer des dommages humains et économiques importants dans le monde.

Parmi ces mouvements, il existe les glissements de terrains qui sont les plus spectaculaires et les plus fréquents. Ils provoquent des déformations qui peuvent toucher tous les sols dans des conditions différentes et se développent donc dans la plupart des massifs de sols meubles. L'impact de ces phénomènes affectant les pentes naturelles ou artificielles (déblais et remblais) est considéré comme l'un des principaux risques sur lequel sont menées plusieurs études.

Le travail effectué dans cette étude consiste à établir une étude d'analyse et de confortement du glissement d'un talus du site « les Amandiers » situé à la ville d'Arzew, wilaya d'Oran.

À partir de ce problème posé, nous avons divisé notre travail en deux grandes parties ; La première partie est une étude bibliographique présentant un état de l'art sur les glissements de terrains, leurs types, causes, méthodes de calculs, ainsi que les méthodes de confortement. La deuxième partie consiste à la présentation du site d'étude et ses caractéristiques géologique et géotechnique ainsi qu'à l'analyse de la stabilité du talus.

Cette analyse a été effectuée par deux méthodes de calcul, une méthode d'équilibre limite, représentée par la méthode de FELLENIUS et BISHOP. Les résultats obtenus par cette méthode nous indiquent un coefficient de sécurité (F_s) faible notamment à l'état saturé, signifiant ainsi un talus instable.

La 2^{ème} méthode utilisée consiste en un calcul basé sur une simulation numérique, utilisant le code PLAXIS 8.2. Ce calcul numérique a conduit à un coefficient F_s de l'ordre de 0,88, qui confirme ainsi une instabilité de ce talus ou des mesures de confortement doivent être adoptées.

Pour cela, trois solutions de confortement ont été proposées dont la solution d'adoption d'un système de rideaux de palplanches associé à un système de drainage a montré une amélioration notable du coefficient de sécurité (F_s), de l'ordre de 1,63, indiquant ainsi un talus stable avec des déplacements en tête et en pied du talus relativement réduits.

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 01

GENERALITES SUR LES GLISSEMENTS DE
TERRAIN ET LEURS TYPES

1.1 INTRODUCTION

Les problèmes de stabilité des 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 matériels considérables.

Préalablement à l'étude des mécanismes, il convient tout d'abord dans ce chapitre de procéder à une classification des mouvements de terrain qui peuvent avoir des origines différentes et prendre des formes variées.

1.2 DEFINITION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Ce sont des déplacements plus ou moins brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet d'influence naturelles (fontes des neiges, pluviométrie, anormalement forte, érosions, séismes etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère etc.). Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures.

1.3 CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Les mouvements de qui affectent les versant sont extrêmement variés par leur morphologie, dimension, évolution cinématique et nature de matériaux.

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain.

1.3.1 Ecoulement (L'éboulement)

Les écoulements sont des mouvements de terrain qui concernent des masses rocheuses. Ils sont engendrés par le détachement rapide, en général le long de discontinuités préexistantes, d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers pied du versant (Figure 1.1).



Figure 1.01 l'éboulement, chutes de blocs et de pierres (à bouyon ; alpes - martimes ,06-2001).

1.3.2 Glissements

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. (Figure 1.2) Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnelles. Les vitesses de glissement du terrain restent variables mais peuvent atteindre décimètre par an. Lorsqu'il y a une rupture, les terrains peuvent glisser rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau [8].



Figure 1.2 Schéma d'un glissement.

Il existe des glissements de terrain de formes variées. Cette différence variété de forme est faite selon la forme de la surface de rupture et la nature des matériaux constituant le talus. En se basant sur la surface de rupture, distinguent trois principaux types de glissements [9] :

1.3.2.1 Glissement Plan

Le glissement plan, est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes) [10].

Les ruptures selon des plans de cisaillement rectiligne peuvent adopter différentes positions. Il peut y avoir glissement à flanc de talus ou au pied de talus. La ligne de rupture dans un glissement plan de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau une telle couche est appelée couche savon (figure 1.3).

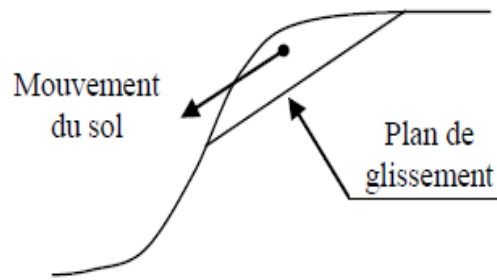


Figure 1.3 Glissement plan [3].

1.3.2.2 Le Glissement Circulaire Ou Rotationnel

La surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement 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 et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées (Figure1.4).

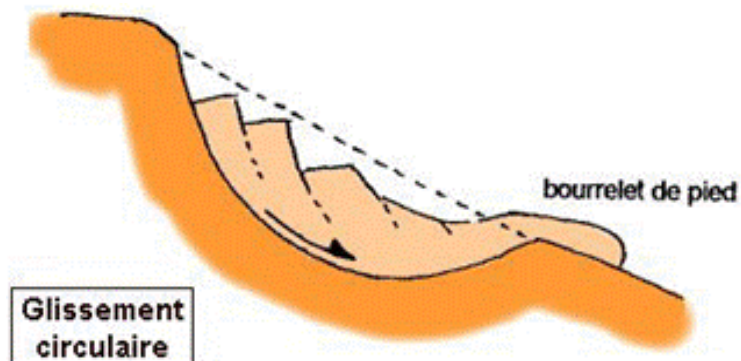


Figure 1.4 Glissement circulaire [3].

Les ruptures selon des plans de cisailment circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus, (figure 1.5). Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.[10]

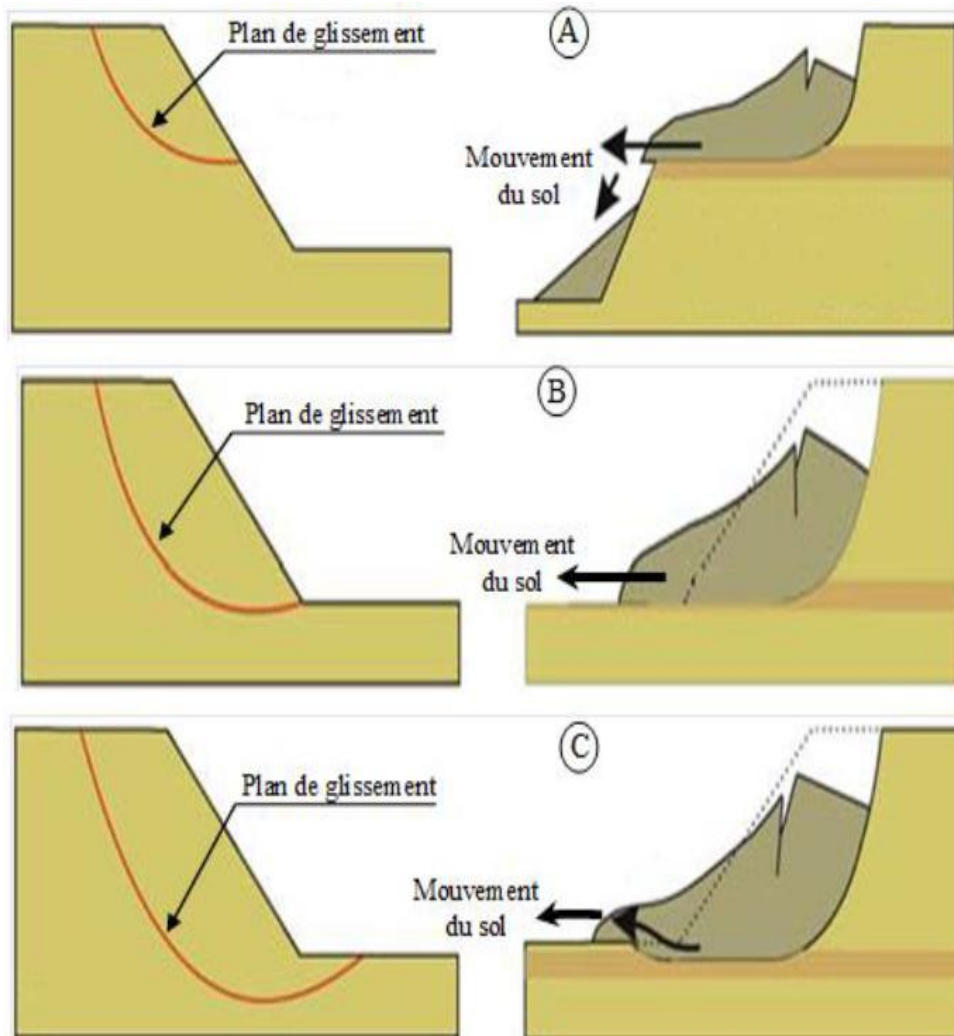


Figure 01.5 Glissement circulaire [3].

1.3.2.3 Glissement quelconque (aléatoire)

Ce type de glissement (figure 1.6) est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents [26].

Les ruptures selon un plan de cisailment aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisailment rejoint une couche de faible résistance [10].

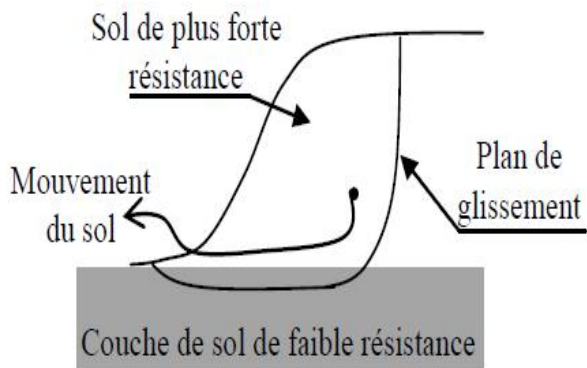


Schéma de glissement quelconque.

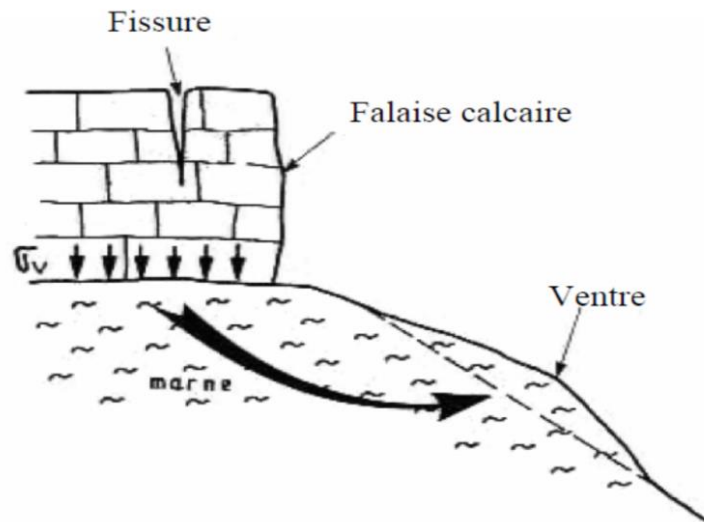


Glissement quelconque (Australie).

Figure 1-6 Glissement quelconque.

1.3.3 Le Fluage

Par opposition aux mouvements de précédents celui-ci est lent, de faible amplitude et se développe dans une zone dont les dimensions sont mal définies (Figure 1.7). [32]

*Figure 1-7 Le Fluage*

1.3.4. Les coulées boueuses

Appelées aussi glissements de terrains liquides. Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente.

Ils se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide (figure 1.8).[32]



Figure 1-8Coulée de boue (BRESIL).

1.4 PRINCIPALES CAUSES DES GLISSEMENTS

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, tels que les facteurs naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans la forme de la pente en raison des terrassements, changements dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau, etc.) :

1.4.1 Les causes dues à l'intervention humaine

L'homme en rapport avec ces différentes activités est souvent le principal agent de Désordres et les causes dues à déstabilisation des sols en particulier et de la nature en général. (Construction d'infrastructure, arrosage et irrigation, etc.)

1.4.2 Les causes dues à des surcharges au sommet du talus

Le poids d'un remblai temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, rebuts, neige, etc. Modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention. De plus, un remblai augmente généralement la pente du talus, ce qui diminue le coefficient de sécurité. (Figure1.9)

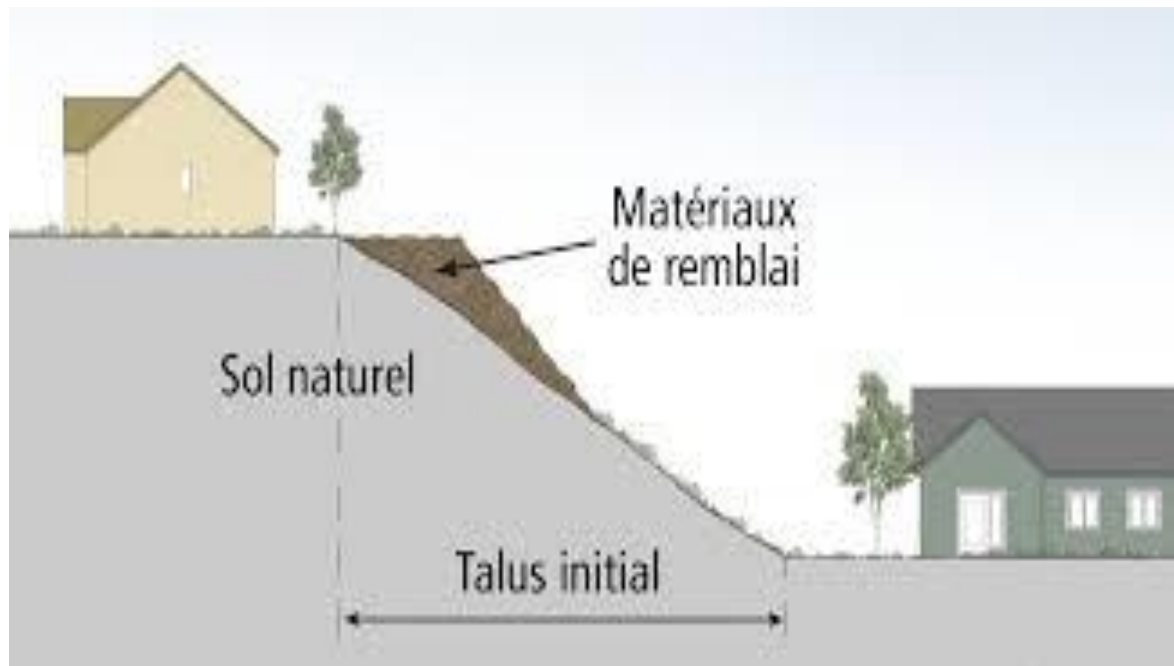


Figure 1.9 Surcharge de Remblai au sommet de talus.

1.4.3. Les déblais ou l'excavation à la base du talus

Le déblai ou l'excavation à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. (Figure1.11)



Figure 1.10 Les déblais ou les excavations à la base du talus (Rhône, France).

1.4.4. Les conditions hydrauliques

L'eau qui pénètre dans les sols engendre des pressions interstitielles supérieures à la résistance au cisaillement qui permet le développement des forces motrices conduisant au

mouvement et au glissement (lent ou brutal) de ces sols, celle –ci dépendant directement de la composition des matériaux constituant le versant sur une période prolongée. En montagne, cela n’arrive que lorsque les températures se situent au –dessus de zéro degré puisque, dans le cas contraire, les précipitations sont stockées sous forme de neige ou de glace (Figure1.12).

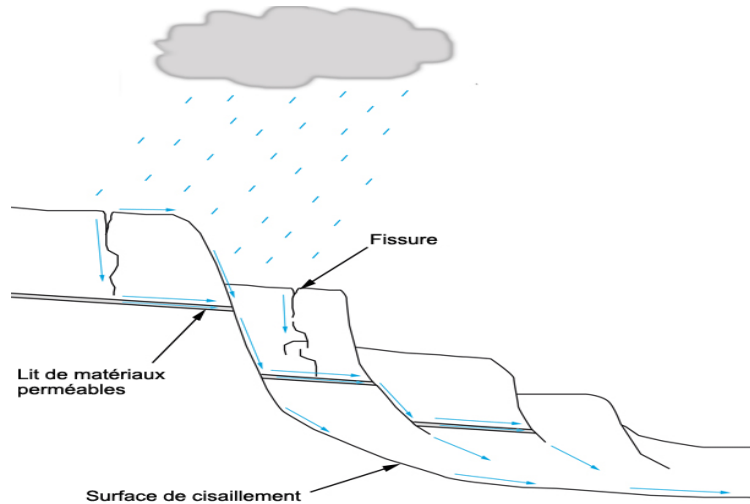


Figure 1.11 Un glissement de terrain causé par les conditions hydrauliques [3].

1.4.5 La présence d'érosion

Les processus d'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes. L'infiltration s'en trouve renforcée et la teneur en eau des horizons profonds augmente. de tels phénomènes réduisent la force de frottement et la cohésion (Figure1.13) [32]



Figure 1.12 Un glissement de terrain causé par la présence d'érosion (l'érosion de kindele a MONT-NOGAFULA-DEPE, KINSHSA).

1.4.6 Les causes naturelles

La nature présente également plusieurs causes d'instabilités, voire géologiques, minéralogiques, hydrologiques, etc. parmi ces causes naturelles :

- L'inclinaison de la pente

Le glissement des remblais a été favorisé par leur situation en pente. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau dans le massif. [27]

Tant que les forces stabilisatrices FS (force de frottement et de cohésion) sont plus fortes que la force motrice FM (gravité), la stabilité du versant est assurée, (figure 1.9). Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche. Se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol, et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de coulée de boue [28].

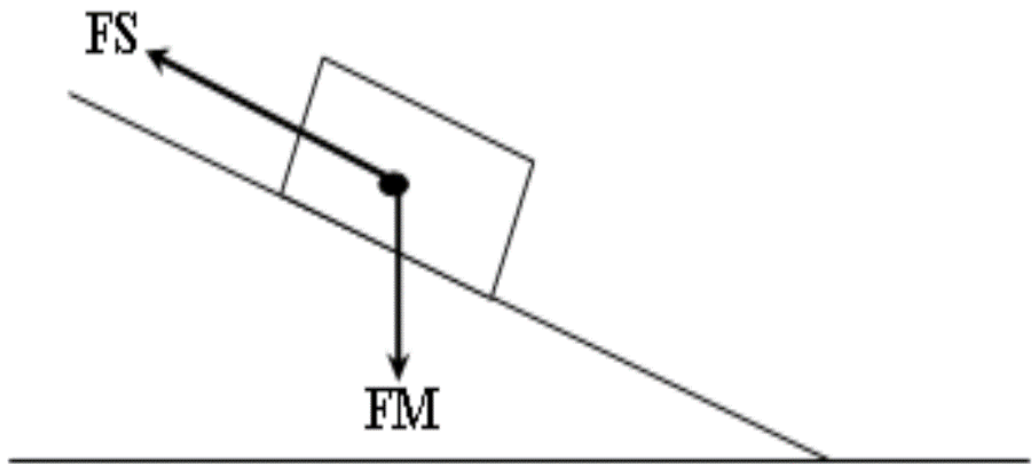


Figure 01.13 Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol.

- Propriétés géologiques et géotechniques des sols (résistance au cisaillement)

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement, cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré qui dépend également des diverses sollicitations appliquées au massif. [28]

- Les séismes et volcans

- Les sollicitations sismiques : sont souvent la cause de glissements de terrains les plus dévastateurs. Deux phénomènes rentrent en jeu dans ce cas (figure 1.10) :

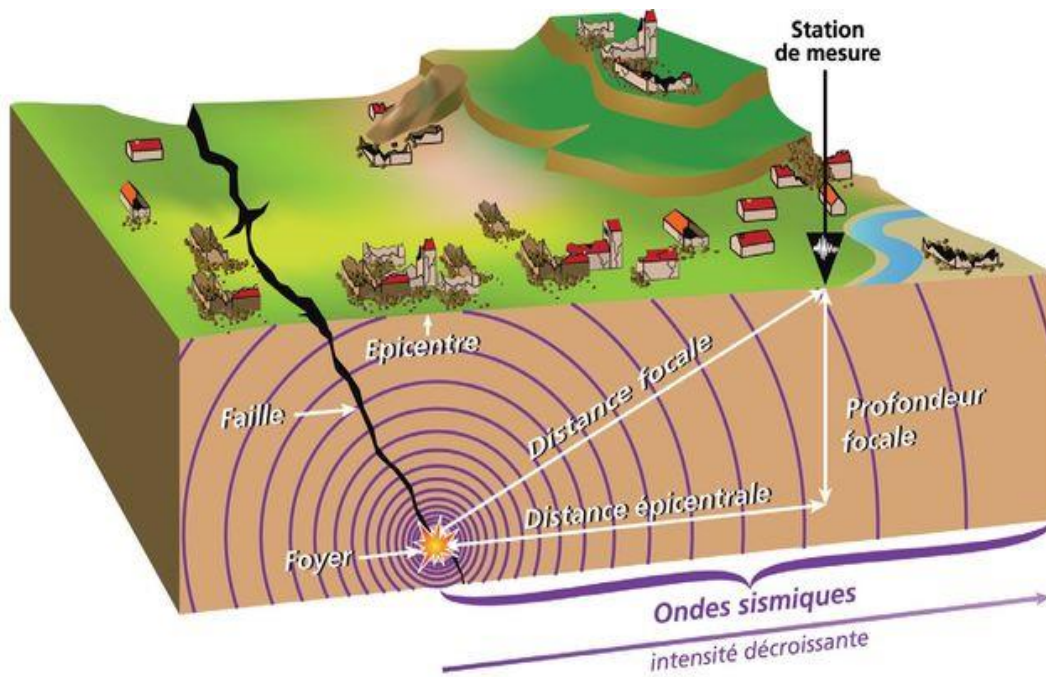


Figure 1.14 un glissement de terrain à cause Les sollicitations sismiques.

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes.
- La force déstabilisatrice due au séisme lui-même. [28]

Au Costa Rica ; Burgos et Hyman en 1995 ont recensé à partir d'images du satellite Landsat TM, plus de 1600 glissements de terrains dans la région de Limon, suite au Tremblement de terre d'avril 1991. [29]

- Les éruptions volcaniques

Provoquent des glissements et des éboulements à court terme dus aux vibrations lors des éruptions et des glissements à long terme dus à la déforestation et aux modifications structurelles engendrés par les laves volcaniques dégagées (figure 1.11). L'éruption du volcan Saint Helens en 1980 aux États-Unis, a provoqué un glissement qui a dévasté 230 km² de terrain, engendrant 60 victimes. [10]

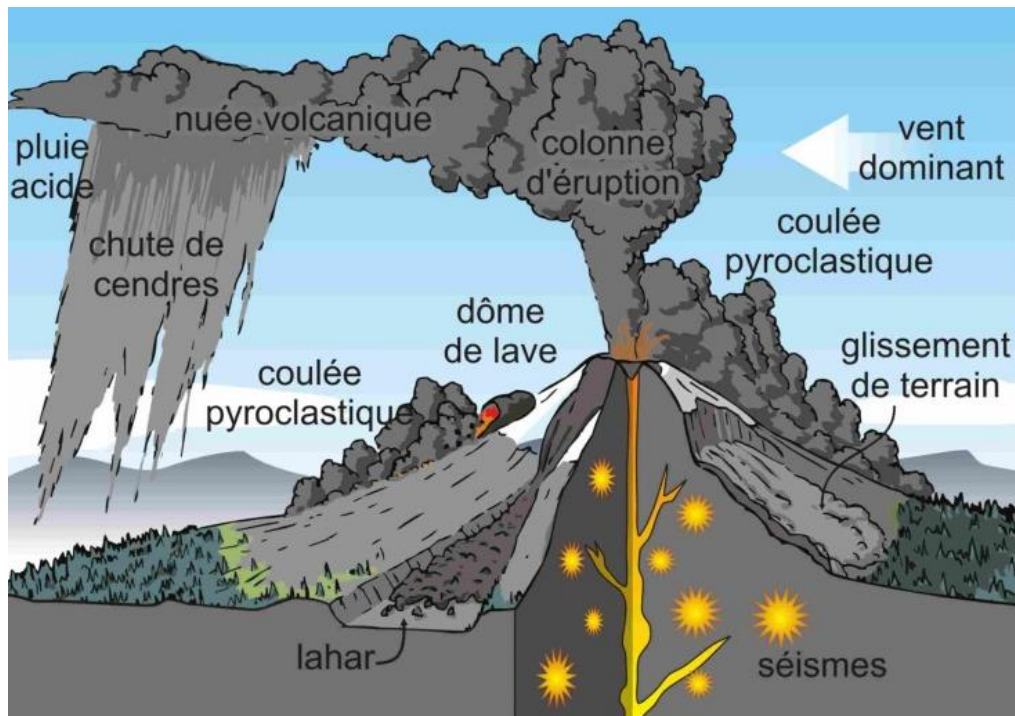


Figure 1.15 un glissement de terrain à cause Les éruptions volcaniques (CANADA).

1.5 CONCLUSION

Ce chapitre met en évidence les principaux mouvements de terrain et leurs classifications (écroulement, glissement, les coulées boueuses, etc.) ; leurs comportements ainsi que les conséquences qui ont conduits à des dommages matériels ou humains.

Dans la plupart des glissements de terrain, un certain nombre de causes agissent simultanément, et dire lequel est le facteur final reste difficile à connaître car souvent un facteur final devient une autre cause de plus qui provoque le mouvement du sol à la rupture.

CHAPITRE 02

METHODES DE CONFORTEMENT DES
GLISSEMENTS DE SOLS

2.1 INTRODUCTION

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Le choix de ces méthodes varie avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et varie aussi avec le coût économique.

Dans ce chapitre, trois principales méthodes de confortement sont décrites qui sont basées sur différentes techniques (terrassements, drainage, éléments résistants).

2.2 METHODES DE CONFORTEMENT DES TALUS [5]

2.2.1 Terrassements

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

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

Remblai de pied

Le chargement en pied (figure 2.1) d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre –balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit assurer la stabilité au renversement, au glissement de l'ouvrage et la stabilité globale du site.

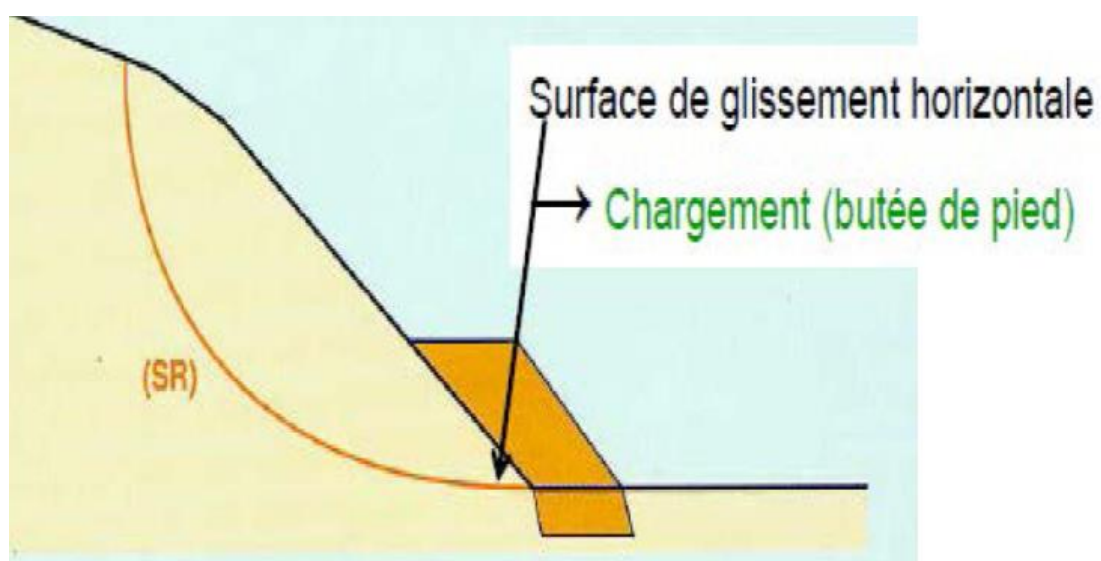


Figure 2.1 la bute de pied.

Allègement en tête

L'allègement en tête (figure.2.2) de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

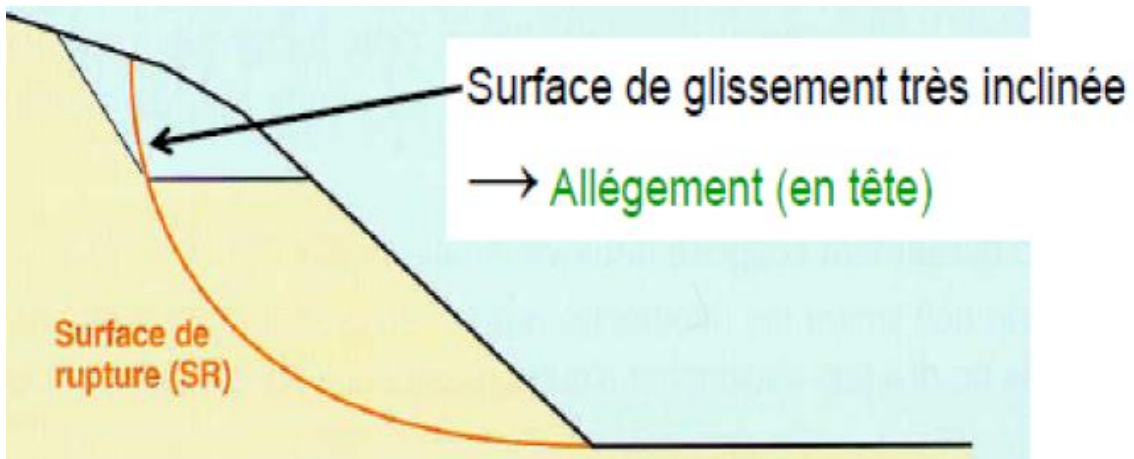


Figure 2.2 Allègement en tête.

Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par re-talutage du terrain naturel. (Figure 2.3). Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête ou il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

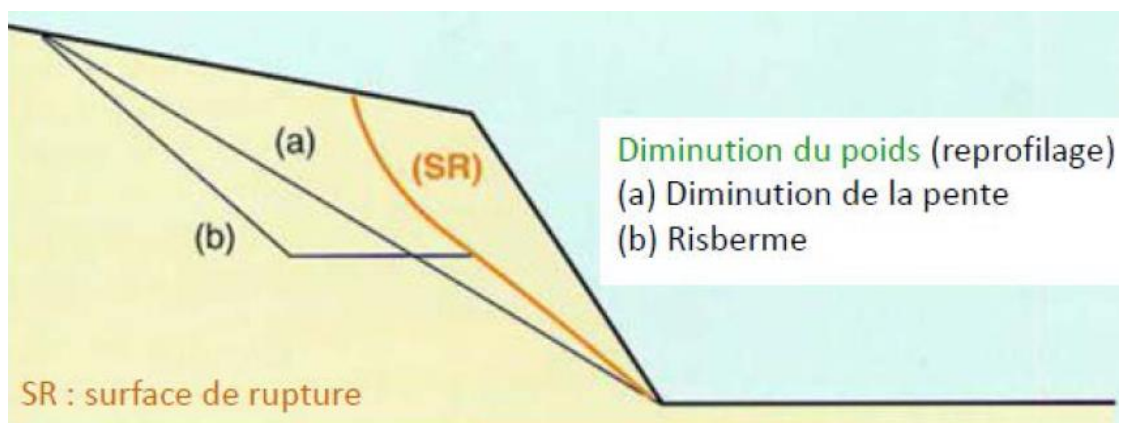


Figure 2.3 Reprofilage.

Substitution totale ou partielle

La substitution totale (figure 2.4) 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.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles (Figure 2.4) sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus.

Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

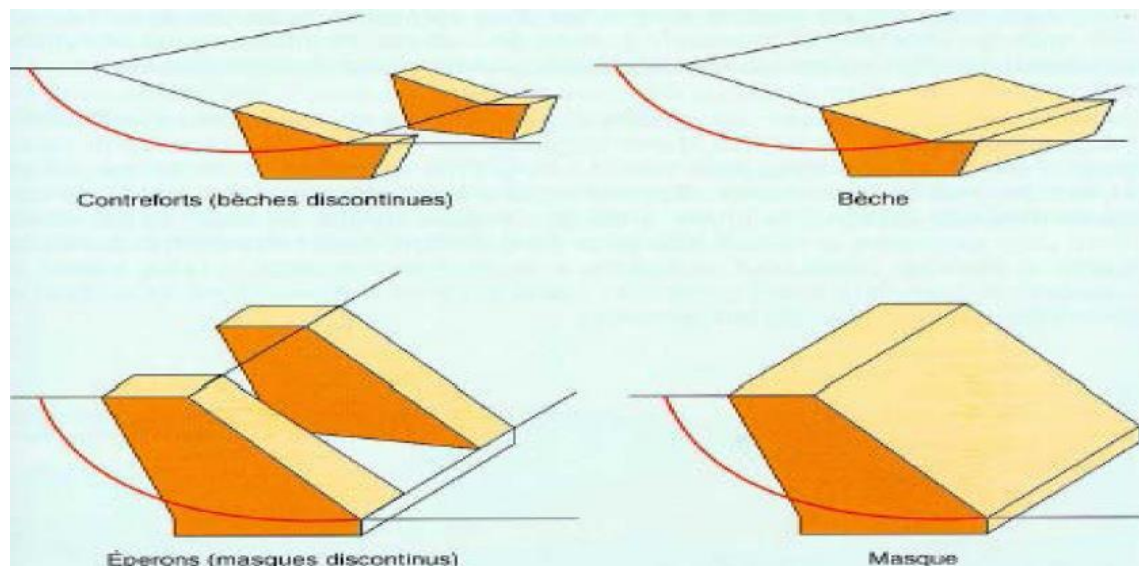


Figure 2.4 Substitution partielle des matériaux glissés.

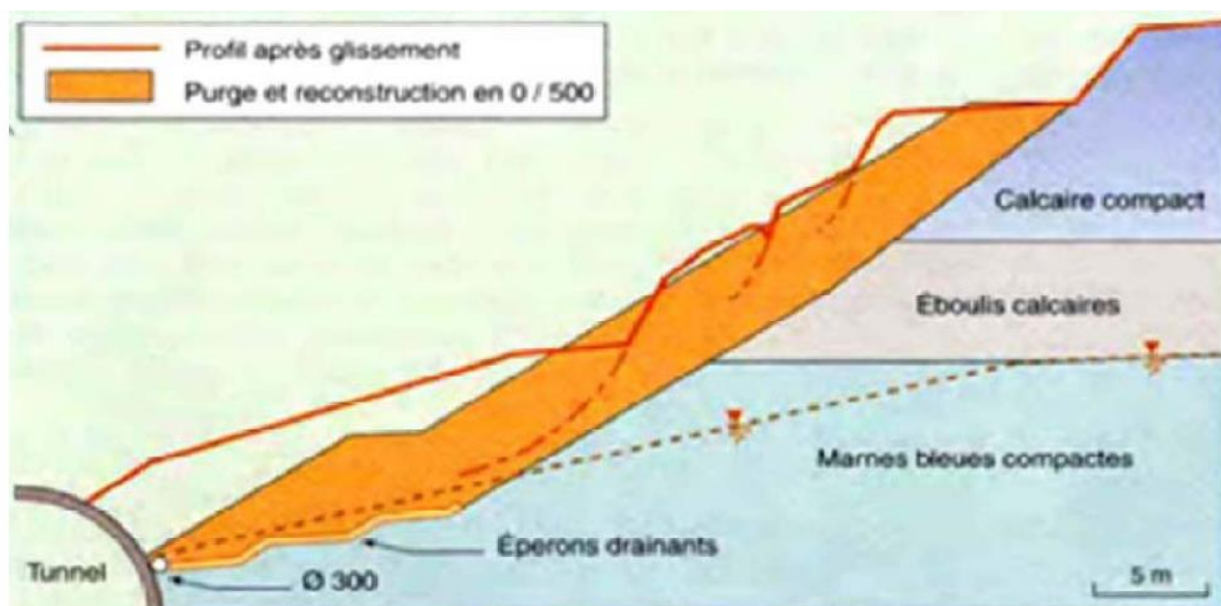


Figure 2.5 Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay.

2.2.2 Drainage

La lutte contre l'eau est l'une des actions les plus efficaces pour prévenir, stabiliser ou ralentir un glissement de terrain. La connaissance du mode d'alimentation de la nappe est indispensable pour intervenir efficacement. Le succès d'un drainage repose aussi sur son entretien pour éviter un risque de colmatage par des dépôts sulfatés, calcaires ou ferrugineux, des arrivées de fines, etc.

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.

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'étanchéité des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements. (Figure 2.6)

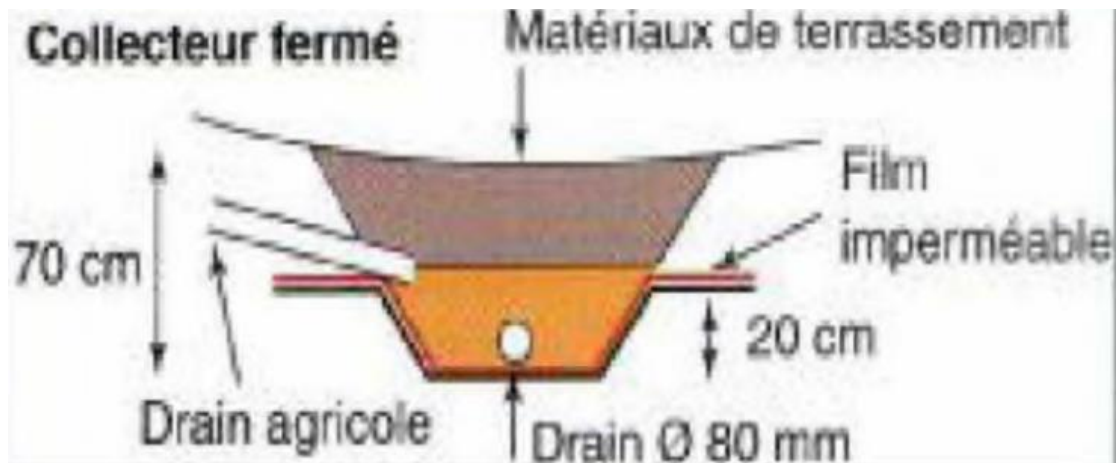


Figure 2.6 Drainage de surface.

Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus (Figure 2.7) ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques de frottement apportent également un gain de stabilité.

Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus. S'il est difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

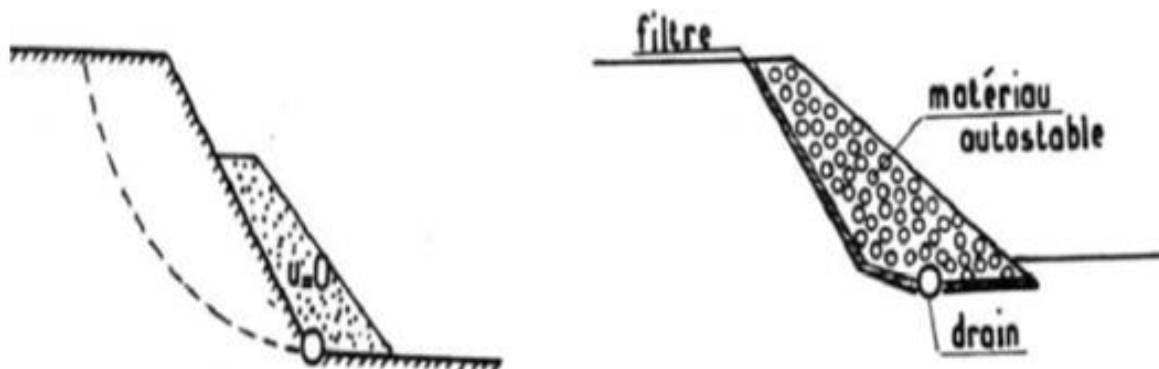


Figure 2.7 Coupes des masques drainants.

Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, (figure 2.8) 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.) (Figure 2.8). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement

des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

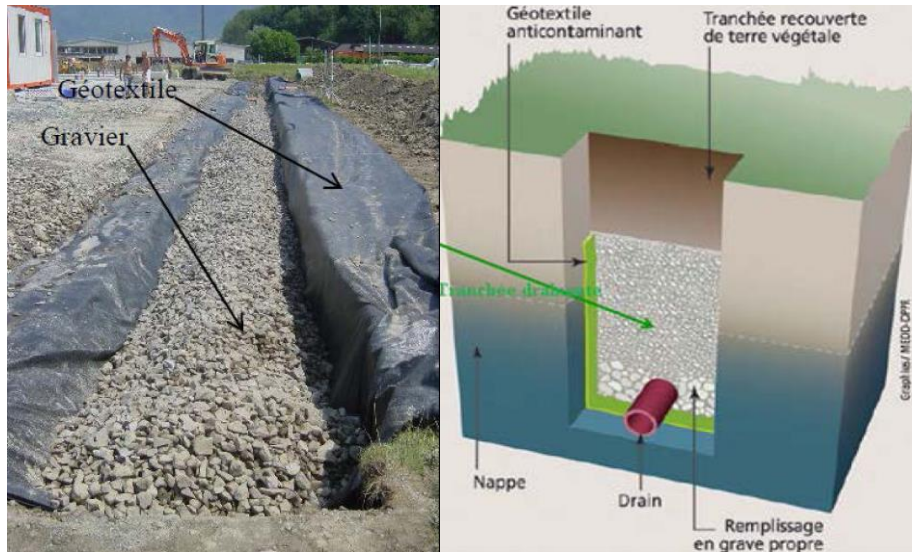


Figure 2.8 Coupe d'une tranchée drainante.

Drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). la méthode est souvent inefficace dans des formations argileuse (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.

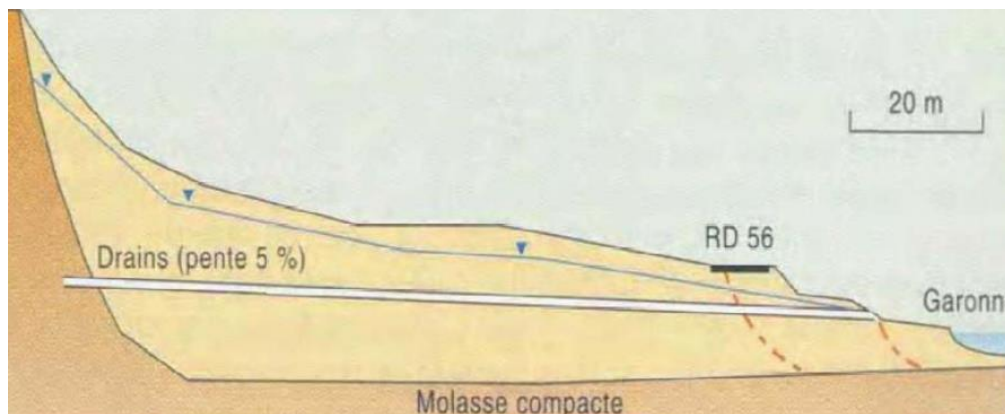


Figure 2.9 Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haute-Garonne, France).

Drains verticaux, galeries drainantes

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On

préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

2.2.3. Confortements mécanique (éléments résistants)

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations, donc on peut également introduire des éléments résistants pour éviter les déplacements, dont une conséquence serait de réduire la Contrainte de cisaillement dans le versant susceptible à se glisser.

Il existe plusieurs mécanismes, dont on cite

- Ouvrages de soutènement.
- Tirants d'ancrages.
- Le clouage (barres, micro pieux).

Ouvrages de soutènement :

Les ouvrages de soutènement se sont des écrans reposant sur une fondation, conçus pour soutenir un massif de sol et lui assurer la stabilité. On distingue le mur en déblai, qui soutient un sol excavé, d'un mur en remblai, soutenant un sol artificiel construit par couches compactées.

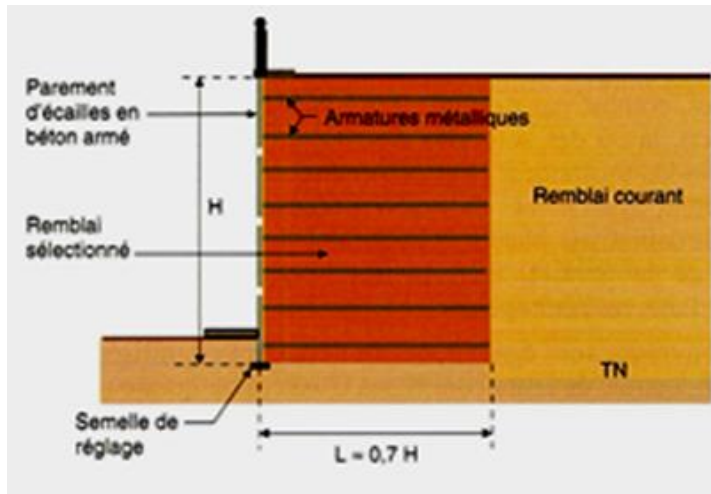
Le dimensionnement d'un mur de soutènement nécessite une évaluation des pressions des terres sur le mur, ainsi que l'analyse de la résistance du système sol/mur vis-à-vis des différents modes d'instabilité. [19]

Il existe plusieurs classifications des murs, qui dépendent de la morphologie, le mode de fonctionnement et de la durée, On désigne deux catégories pour cela :

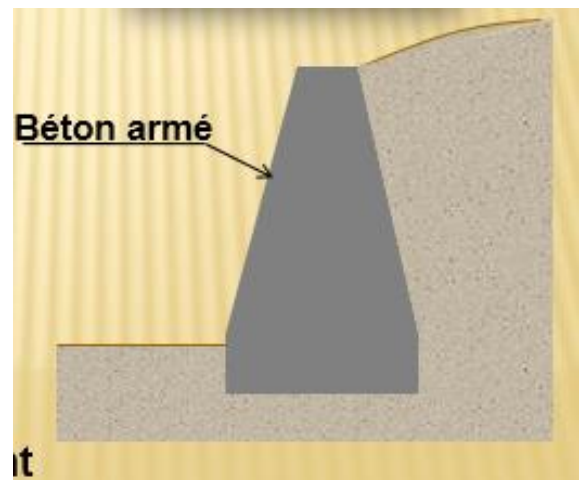
- Les ouvrages rigides

Ce sont des écrans soutiennent un volume de sol si la surface de contact sol/mur reste plane après chargement c.-à-d. indéformable, on cite d'exemple dans cette catégorie, les murs-poids en (béton, terre armée, gabions, etc..), (Figure 2.10), (figure 2.11) ou La pousse est reprise par le poids de ces ouvrages. (Figure 2.12)

Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacements du sol.



(a) Mur en terre armée.



(b) Mur poids en béton armé.

Figure 2.10 Type d'ouvrages rigides.

- Les ouvrages souples

Ces ouvrages sont appelés aussi par les ouvrages flexibles si la surface de contact sol/mur est déformable, on cite d'exemple dans cette catégorie les rideaux de palplanches, les parois moulées, etc. (figure 2.13)

Les rideaux de palplanches (figure 2.13. (a)) sont le plus souvent des profils en acier formant des panneaux jointifs pouvant couvrir une largeur importante du terrain à soutenir [19]

Les parois moulées (figure 2.14. (b)) sont des écrans de soutènement souple forme de la juxtaposition des panneaux verticaux, plans ou courbes, généralement en béton (armé ou non armé), avec une hauteur de quelques dizaines de mètres.



(a) Rideaux de palplanches ancrés par des tirants d'ancrage.



(b) paroi moulée en pieux sécants ancrés par des tirants d'ancrage.

Figure 2.11 Type d'ouvrages souples.

Le clouage

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs (poids de la masse qui glisse) vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif. la démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité du massif. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, micropieu, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

Deux types de clouage existent, le clouage passif ou la présence seule du clou assure le transfert des efforts et clouage actif ou le clou est préalablement mis en tension. la mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, on cite d'exemple dans cette catégorie quelque éléments qui utilise dans la stabilisation d'un versant glisse : [19]

- Les pieux

Les pieux (Figure 2.15) sont des colonnes élancées encastrées dans le sol sur une grande profondeur, ayant pour fonction de transmettre les charges d'un ouvrage au sol en profondeur, sont généralement disposés en groupe et liés par une semelle (figure 2.16). Plusieurs types de pieux existent dont on cite :

- Les pieux forés : Ils sont réalisés par le creusement d'un trou dans lequel on introduit une cage d'armature que l'on remplit ensuite de béton. S'il y a risque d'éboulement, on utilisera les pieux forés tubes à il est possible d'utiliser de la bentonite pour maintenir les parois du forage. Pour augmenter ainsi la cohésion du sol en place.
- Les pieux fonçés : ce sont des pieux en béton armé préfabriqués, ou des pieux métalliques qui sont installés dans le sol par fonçage, avec un vérin s'appuyant sur un massif de réaction.
- Les micropieux : ce sont des pieux forés de diamètre inférieur à 250 mm utilisés dans le renforcement du sol et la reprise en sous-œuvre.

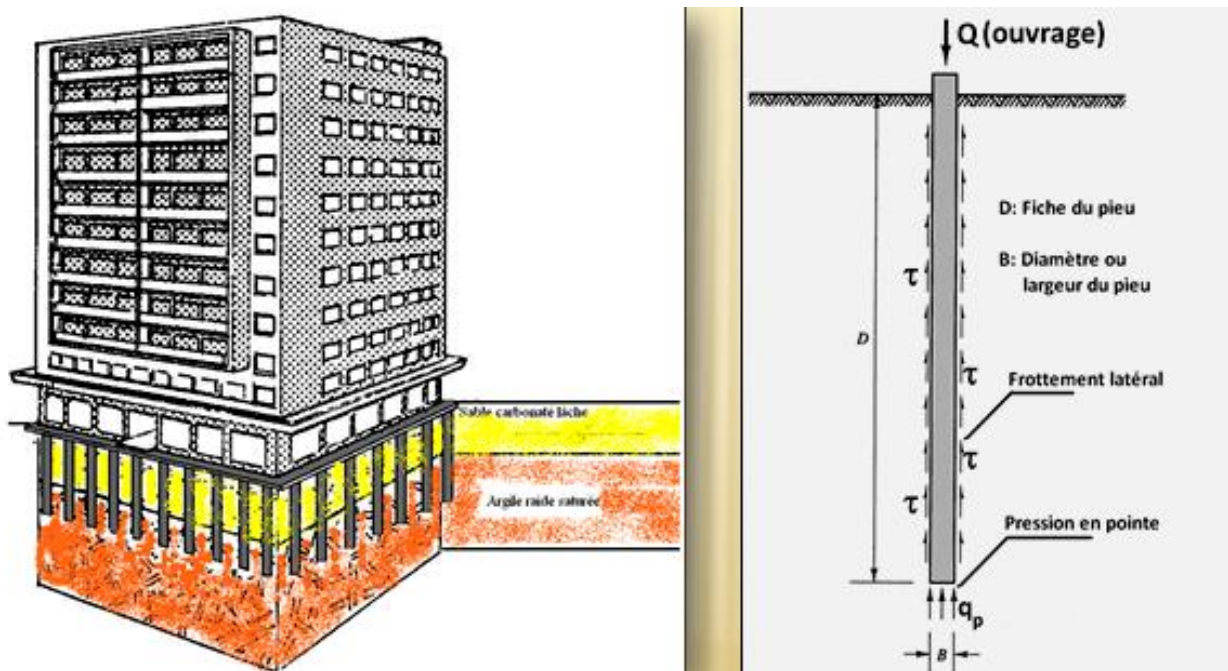


Figure 2.12 Schéma d'un pieu.

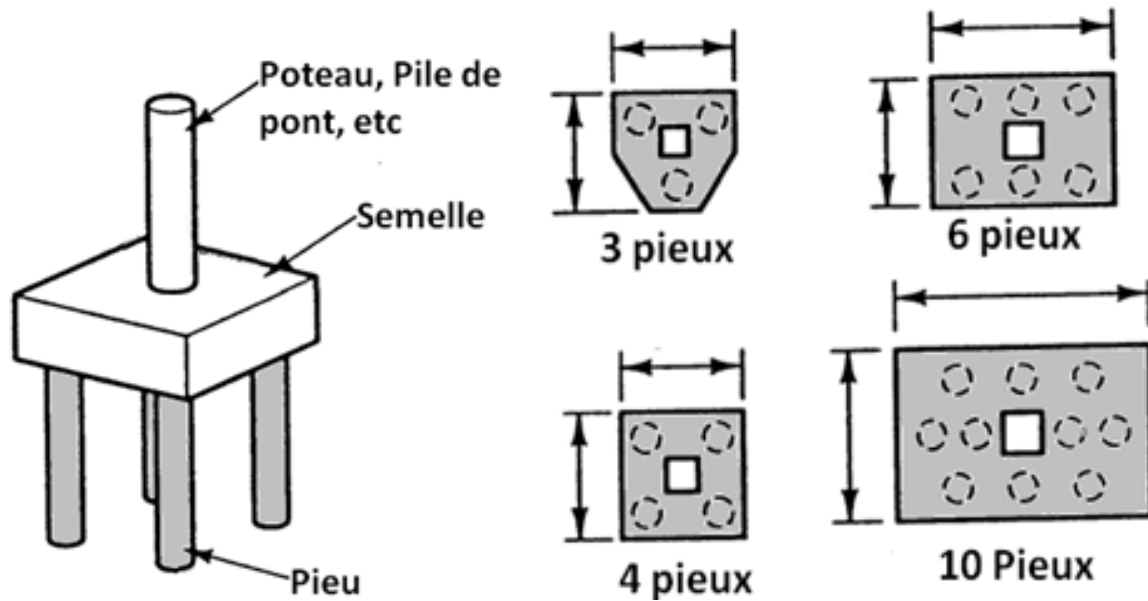


Figure.2.13 Schéma de groupe de pieux.

- les barrettes

La barrette (Figure 2.17) est un mur de soutènement en paroi moulée, se comportant en tant que fondation continue enfouie en profondeur, recevant une charge périphérique répartie selon sa longueur. C'est le cas par exemple d'un bâtiment comportant des sous-sols soutenus par des murs en paroi moulée, et des voiles périphériques reposant sur ces murs. Ces derniers remplissent la double fonction de soutènement définitif et de fondation profonde.

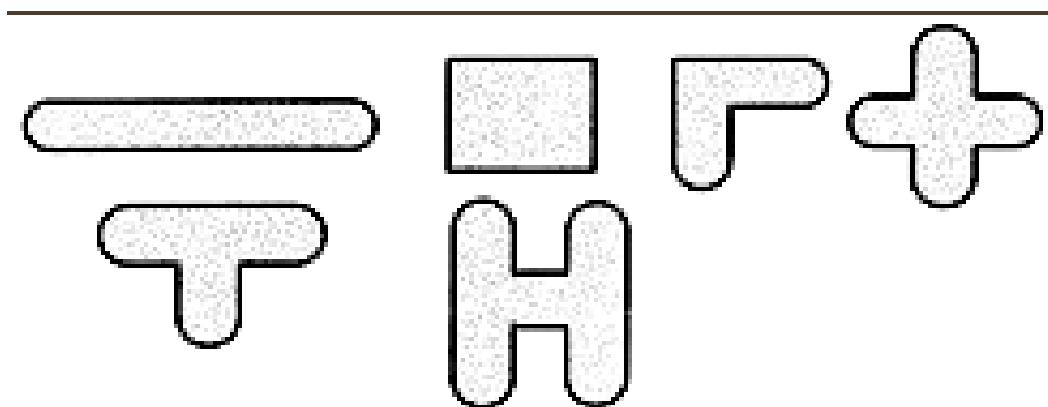


Figure.2.14 Différentes forme d'une barrette.

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 reparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

Le mur est ancré dans le sol par des tirants d'ancrage permettant la reprise des forces de poussées. Comme le montre la figure 2.18, on distingue le cas où la plaque d'ancrage travaille en butée, de celui où elle travaille en frottement. [19]

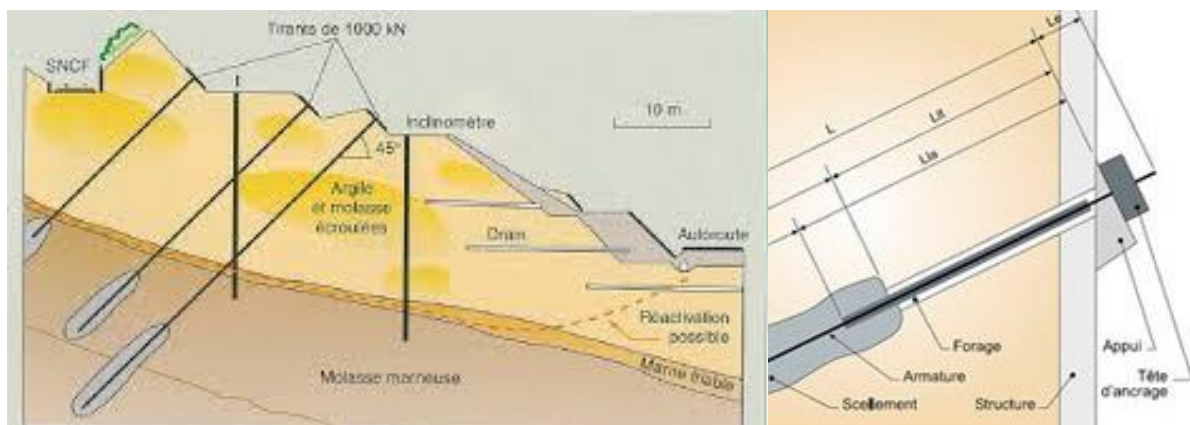


Figure 2.15 exemples de murs fonctionnant par ancrage.

2.3 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons cité les différentes méthodes de confortement et leurs applications suivant le type et la cause de glissement du versant, le risque et la faisabilité de la solution. Ces méthodes peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments de soutènements.

CHAPITRE 03

METHODES DE CALCUL

3.1. INTRODUCTION

L'objectif d'un calcul de stabilité d'un talus est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur. Ce chapitre met en évidence les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus, dont les méthodes de calcul les plus courantes qui sont basées sur la notion d'équilibre limite, et les méthodes numériques, basées sur le concept des éléments finis.

3.2. CALCUL DE STABILITE DES TALUS

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste de massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture [figure 3.1]. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe. [13 ; 14]

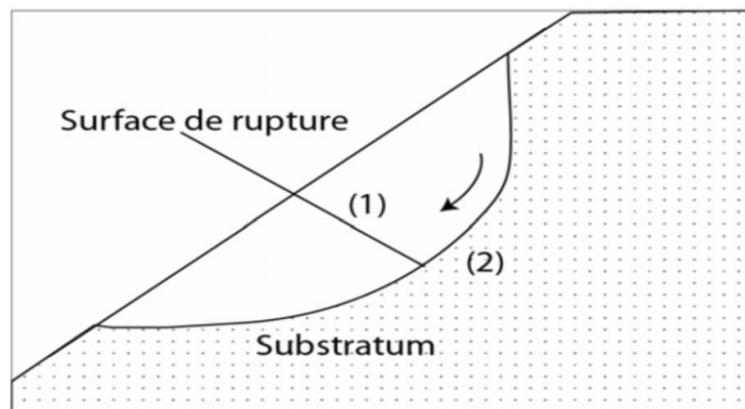


Figure 3.1 Description de la surface de rupture. [14]

3.3. DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE

Le calcul de stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistant au glissement aux forces provoquant le glissement. [15 ; 13]

$$F_s = \frac{\text{moments des forces résistance au mvt}}{\text{moments des forces provoquant le mvt}} \quad (1)$$

Théoriquement [15 ; 13] : $F_s > 1$, le talus est stable.

$F_s < 1$, le talus ne peut que glisser.

$F_s = 1$, le talus est en état d'équilibre limite.

Mais dans la pratique, le coefficient F_s est compris entre 1,15 et 1,30 jusqu'à 1,50 en tenant compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurait. [15 ; 13]

3.4. METHODES DE CALCUL

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes numériques.
- Les méthodes des abaques.

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

1. On étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement ou La ligne de rupture est la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ...). [16 ; 14]
2. Décomposer le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses Simplificatrices ; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, Méthode de BISHOP, JANBU...). [14 ; 17]

3.4.1. Méthodes Basées Sur L'équilibre Limite (Méthode Des Tranches)

Les méthodes dites de calcul à l'équilibre limite reposent sur une hypothèse de mécanisme de rupture à priori suivant des surfaces de glissement, et l'analyse de la stabilité de la partie du massif délimitée par ces surfaces de rupture. [17]

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres de talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. [13]

Les figures suivantes [3.2] et [3.3] illustrent le principe de la méthode des tranches :

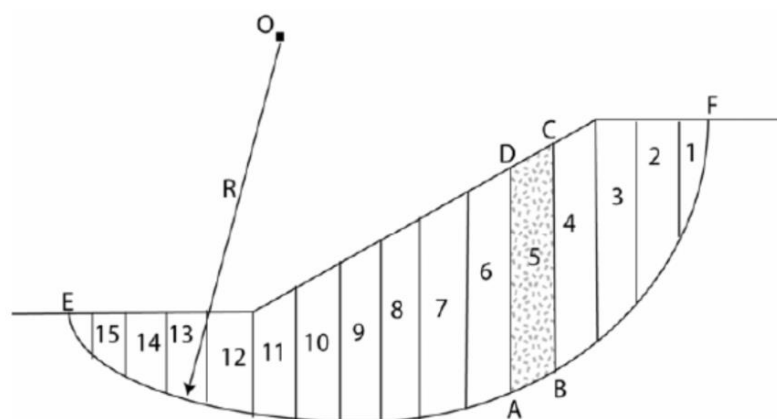


Figure 3.2. Description de découpage en tranches avec la surface de rupture. [11]

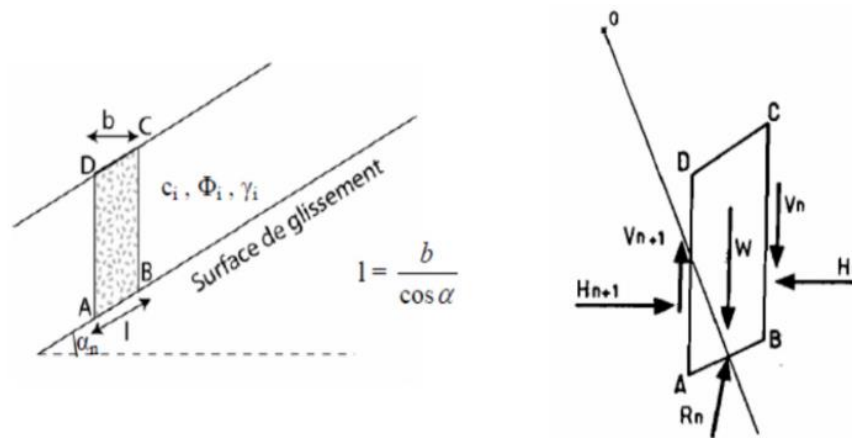


Figure 3.3 Démonstration des forces agissant sur une tranche [11].

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume du sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids propre $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts Verticaux V_n et V_{n+1} .

- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance au cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et une composante tangentielle.

D'un point de vue conceptuel, l'inconvénient principal de ces méthodes est qu'elles peuvent conduire à des solutions qui sont supérieures aux charges limites réelles sur les ouvrages (Coussy et Salençon, 1979). [18]

3.4.1.1 Méthode De FELLENIUS (1936)

On considère dans cette méthode Appelée aussi méthode suédoise ou méthode ordinaire, que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire.
- les efforts inter-tranches (horizontaux et verticaux) sont négligés.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.
- L'équilibre étudié est l'équilibre des moments. [19]

Par rapport au centre O, on peut définir :

- le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.

-le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n . [13]

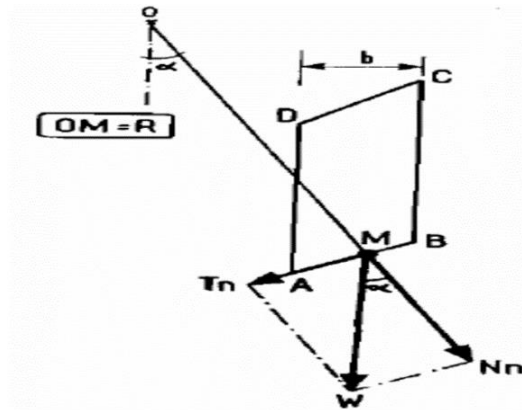


Figure 3.4. Les forces agissant sur une surface d'après FELLENIUS. [13]

-D'après la loi de Coulomb, on définit les forces suivantes (Figure 4.4)

$$R_n = C_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \phi_n$$

Avec

$$N_n = W_n \cdot \cos \alpha_n$$

Donc

$$R_n = C_n \cdot AB + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \tan \phi_n$$

Et on a:

$$AB = l_n = b_n / \cos \alpha_n$$

La Somme des moments résistants maximaux S'écrit :

$$\sum_1^m (C_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_i) \quad (2)$$

Où :

m est le nombre de tranches

C_i, ϕ_i : caractéristiques mécaniques dans la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

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

Par ailleurs :

$$T_n = W_n \sin \alpha_n \quad (3)$$

En remplaçant (2) et (3) dans l'équation (1), on obtient l'expression du facteur de Sécurité suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^m (C_i \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_n)}{\sum_1^m W_n \sin \alpha_n} \quad (4)$$

Les paramètres intervenant dans le calcul du F_s sont donc :

b : la largeur des tranches.

α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W .

3.4.4.2. Méthode De BISHOP Simplifiée (1954)

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- l'équilibre étudié est l'équilibre des moments.
- Les efforts inter-tranches horizontaux sont nuls. [20]

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^m (C_i b_i + W_i \tan \phi_i)}{m_\alpha \sum_1^m W_i \sin \alpha_i}$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi_i}{F_s} \right)$$

Pour déterminer F_s il faut procéder par des itérations successives, la première itération est faite en adoptant comme valeur F_{so} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius. C'est donc une méthode indirecte (ou itérative) et elle vérifie uniquement l'équilibre des moments, tout comme la méthode de FELLENIUS (ne vérifie pas l'équilibre des forces). [13]

3.4.4.3 Méthode Détaillée

Les composantes V_i , V_{i+1} et H_i , H_{i+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur ab , donc influence la réaction R_n . BISHOP a publié en 1955 une méthode appelée méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité en tenant compte de ces sollicitations. Le coefficient de sécurité (F_s) est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \left(\frac{1}{\sum_{i=1}^{i=n} W \sin \alpha_i} \right) \sum_{i=1}^{i=n} \frac{(W_i - u_n b) \tan \phi_i + c_i b_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \phi_i}{F_s}}$$

U : pression interstitielle agissante sur l'arc.

C : cohésion effective.

φ : angle de frottement interne effectif.

Pour déterminer FS, il faut :

1. Procéder par itérations successives car Fs figure aux deux membres de l'équation.
2. Définir (Vn, Vn+1) pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admettre que le long des plan verticaux les contraintes sont proportionnelles a la distance verticale de leur application à la surface libre (c'est à dire proportionnelle au poids des terres). Compte tenu de l'équation réagissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement.il sera alors possible de définir (Vn, Vn+1) toutefois, ce calcul est très lourd et bien entendue ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur. [21, 22]

D'autres méthodes sont basées sur des hypothèses différentes, tel que les méthodes de :

- JANBU (ligne d'action des forces inter-tranchent située au 1/3 de la hauteur des tranches).
- SPENCER (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter-tranches constant).
- MORGENSTERN et PRICE (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter-tranches = $\lambda \cdot f(x)$).
- SARMA (introduction d'un paramètre supplémentaire : accélération verticale).
- Perturbations (méthode proposée par RAULIN du LCPC).

3.4.4.4 Méthode De JANBU (1956)

La méthode de JANBU détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces. Cette méthode considère les forces normales inter-tranche (E), mais néglige les forces de cisaillement (T). La force normale (P) est déterminée comme dans la méthode de BISHOP simplifiée. [20]

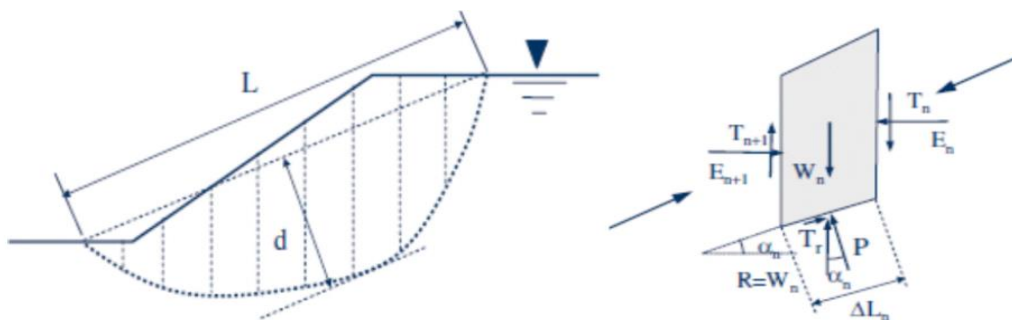


Figure 3.5 Forces considérées dans la méthode de JANBU [41].

Pour cette méthode, JANBU calcule d'abord un facteur de sécurité non corrigé Fs0 qui est déterminé comme suit :

$$F_{s0} = \frac{\sum_{n=1}^m \left(b_n \frac{\text{tg}\varphi_i \left[c_i + \left(\frac{W_n}{b_n} - u \right) \right]}{n\alpha} \right)}{\sum_{n=1}^m W_n \text{tg}\alpha_n}$$

Avec : $n\alpha = \cos^2 (1 + \tan\alpha \cdot (\tan\phi_i / F_s0))$.

(W_n/b_n) est la contrainte verticale totale.

b_n est la largeur de la tranche n .

α_n : l'inclinaison de la surface de glissement au milieu de la tranche n .

u : pression de l'eau interstitielle.

On peut remarquer que la méthode de JANBU, satisfait l'équilibre des forces et considère les forces normales inter-tranche (E). C'est une méthode indirecte (itérative, puisque F_s0 est des deux côtés de l'équation). Elle est utilisée généralement pour une surface de cisaillement composée (surface de glissement générale).

JANBU a introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité original, pour pallier aux effets des forces de cisaillement inter-tranche. Avec cette modification, la méthode de Janbu donne des valeurs du coefficient de sécurité F_s plus importants, comme : $F_s = f_0 \cdot F_s0$. Le facteur de correction dépend du rapport entre profondeur et longueur de la surface de rupture (d/L). (figure 3.6) Le coefficient de sécurité avec ce facteur de correction, peut augmenter de 5 à 12%, donnant une marge inférieure dans le cas du frottement seul. [20]

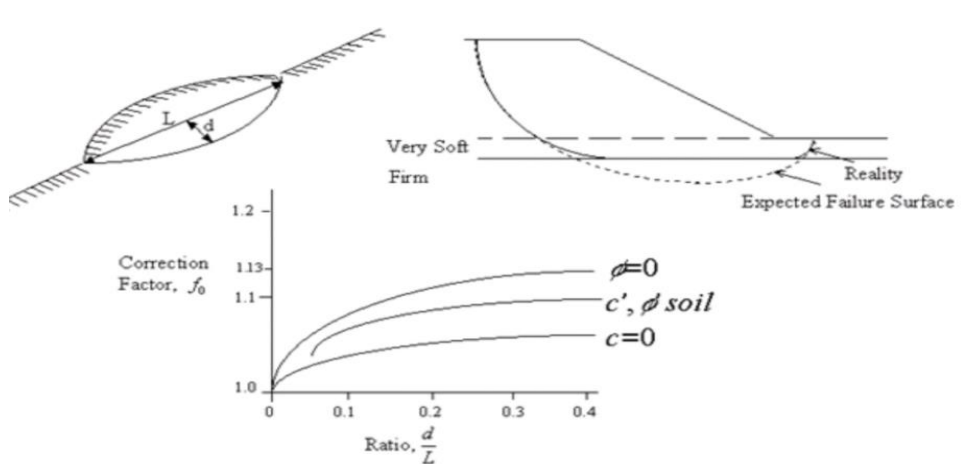


Figure 3.6 Variation du facteur de correction en fonction de la profondeur et la longueur de la surface de rupture [20].

Il ya toute une série de procédures d'équilibre limite qui a été élaborée pour analyser la stabilité statique des talus. Les pentes homogènes sont habituellement analysées par les méthodes présentées précédemment (BISHOP simplifiée 1954 ; JANBU 1956), qui assument les surfaces de rupture circulaires. Quand les conditions du sol ne sont pas homogènes, les surfaces de rupture sont susceptibles d'être non circulaires. Dans ces cas, il est préférable d'utiliser des méthodes comme MORGENSTERN-PRICE (1965), SPENCER (1967). [20 ; 24]

Il y a aussi la méthode de SARMA (1973, 1979), où il a développé une approche différente pour déterminer le coefficient de sécurité d'un talus et qui vérifie toutes les conditions d'équilibre limite.

3.4.2. La Méthode Numérique (MEF)

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul numérique qui ayant un profond caractère plus physique qu'abstrait, elle a été inventée plutôt par les ingénieurs que par les mathématiciens.

Cette méthode a été appliquée pour la première fois dans des problèmes liés à l'analyse des contraintes et depuis elle a été étendue dans d'autres problèmes liés au milieu continu.

La MEF représente une modalité d'obtenir une solution numérique correspondant à un problème spécifique. Cette méthode n'offre pas une formule pour une certaine solution et ne résout pas une classe de problèmes. La MEF est une méthode approximative à moins qu'un certain problème puisse être extrêmement simple conduisant ainsi à une formule exacte toujours valable. [25]

3.4.3. Méthode Des Abaques

Le principe de cette méthode consiste en l'estimation de facteur de sécurité en fonction de plusieurs paramètres : la hauteur de gradin (H_g) et l'angle d'inclinaison (α) qui représentent les paramètres de talus ; le poids volumique (γ), la cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) qui représentent les paramètres de matériau à étudier. [13]

Plusieurs auteurs ont proposé leurs propres abaques, on distingue : l'abaque de HOEK, de FELLENIUS, de BISHOP-MORGENSTERM (1960) et de MORGENSTERM (1963).

3.4.3.1 L'abaque De HOEK

Cette méthode établie par HOEK, est utilisée pour calculer le coefficient de sécurité F_s , il suffit de connaître la fonction de l'angle du talus (X) et la fonction de la hauteur du gradin (Y). Le point d'intersection de ces dernières nous permet de déterminer le coefficient de sécurité correspondant. [13]

Les fonctions X et Y sont définies par les formules suivantes :

$$X = \alpha - (1.2 \phi)$$

$$Y = \frac{\gamma H_g}{C}$$

Où :

α = angle du talus ($^\circ$).

ϕ = angle de frottement interne ($^\circ$).

γ = poids volumique de la roche (kN/m^3).

H_g = hauteur du gradin (m).

C = cohésion de la roche (kN).

L'abaque de HOEK permet aussi de déterminer les fonctions réciproques de facteur de sécurité, c'est-à-dire de déterminer la hauteur critique des gradins et l'angle d'inclinaison critique de talus en fonction d'un facteur de sécurité critique. [13]

La figure (3.7) illustre l'abaque de HOEK et les fonctions X et Y utilisées pour déterminer le facteur de sécurité (F_s) :

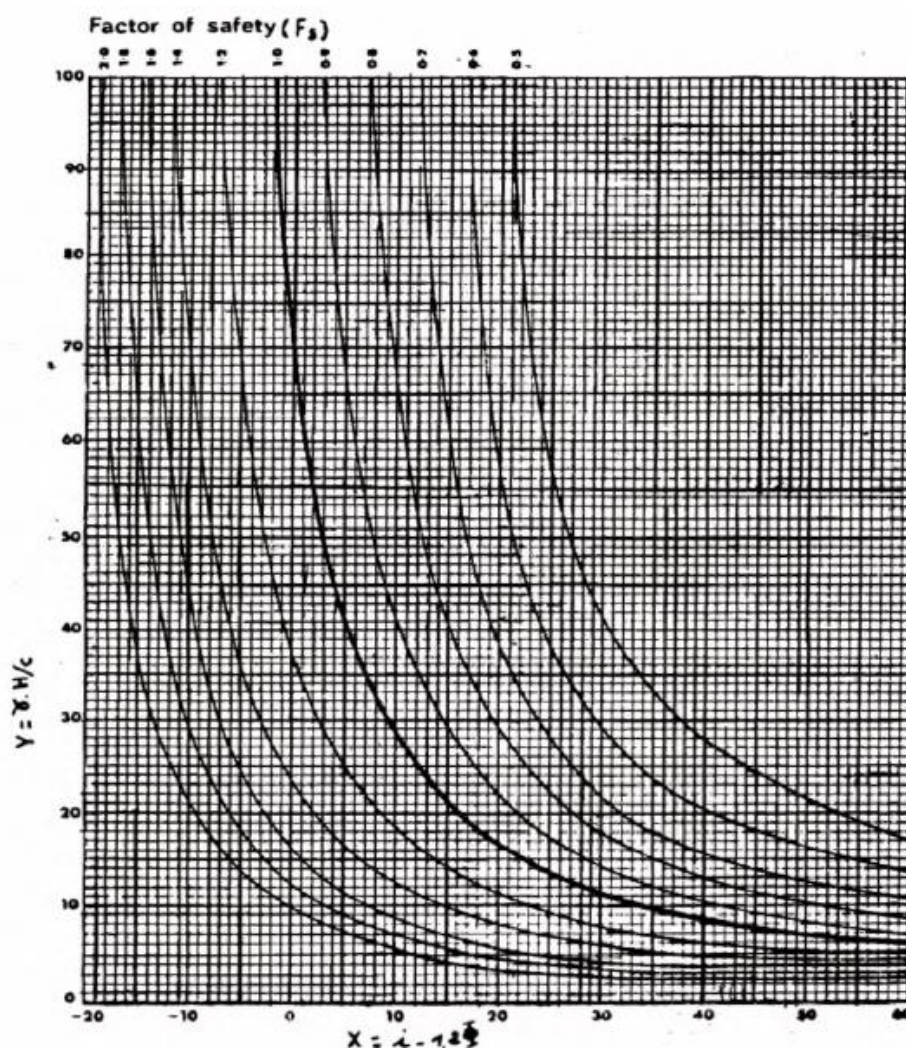


figure 3.7 Methode de l'abaque de HOEK [13].

3.5. CONCLUSION

Il existe différentes méthodes de calcul de stabilité avec leurs différentes hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'un talus.

Pour un calcul du coefficient de sécurité par les méthodes d'équilibres limites en se basant sur un ensemble fixe des conditions et des paramètres matériels ; ces méthodes demeurent applicables actuellement étant donné qu'elles renseignent sur le plan de glissement le plus probable et par conséquent permet à l'ingénieur de mieux appréhender le problème sur plusieurs aspects dans la reconnaissance géotechnique.

La méthode de FELLENIUS donne des résultats faibles par rapport à la méthode de Bishop simplifiée. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10%. Pour la méthode de FELLENIUS on néglige les efforts inter tranche mais pour bishop on considère la somme $(Z_n - Z_{n+1}) = 0$; par contre dans la méthode de JANBU on utilise que des forces normales interne-tranche.

La méthode de HOKE basée sur les abaques utilise les données géométriques du talus pour connaître le coefficient de sécurité (F_s).

PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE 04

PRESENTATION ET
CARACTERISATION DU SITE D'ETUDE

4.1. INTRODUCTION

Dans le cadre des études de glissement de talus, nous présentons dans ce chapitre l'ensemble des travaux de reconnaissance géologique et géotechnique établis sur le glissement de talus survenu sur le site dit « Les amandiers » situé à Arzew ville, wilaya d'Oran

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques 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 reconnaissance « in situ » et des essais au laboratoire qui interviennent comme moyens indispensables permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leurs homogénéités et d'estimer leurs caractéristiques physique et mécanique.

4.2. SITUATION DU TERRAIN AFFECTE PAR LE GLISSEMENT

Le talus affecté se trouve en bordure Est du lotissement des habitations individuelles qui s'étendent en côté Ouest vers la cité Ahmed Zahana.

Le talus touché par le glissement surplombe en côté Ouest la voie de desserte du quartier les amandiers venant du centre et allant jusqu'au niveau du giratoire qui donne sur les huit Logements CNL en ruine situés en pied du glissement. On note ainsi le passage d'Oued Mohgan en côté Est du giratoire (Figure 4.1).

Le talus objet du glissement, constituait à l'origine, une partition du versant Ouest du grand thalweg de l'Oued Mohgan qui déversait en mer. Le site du glissement est repéré à la côte +55m d'altitude sur la carte géologique de la zone d'Arzew



Figure 4.1 Position géographique de la région d'étude [43].

Le glissement en question s'étend sur une surface moyenne de l'ordre de : 12500m², (longueur = 240,0m, largeur = 53,0m ; hauteur = 18,80m) Le talus présente une pente de l'ordre de : 22%.

4.3 GEOLOGIE ET GEOMORPHOLOGIE REGIONALE

4.3.1 Géologie Régionale

Du point de vue géologique, la région d'étude s'intègre dans les massifs littoraux oranais, plus précisément dans le massif d'Arzew qui rassemble les Djebels Orouse, Borosse et les montagnes grises.

Cette région constitue l'extrémité orientale d'une unité géologique dite le Sahel d'Oran.

Elle est caractérisée par :

1-L'existence de hors formés de terrains secondaires et qui se sont mis en place au centre d'un bassin néogène subsident.

2-Des rejeux tectoniques plio-quadernaires, les « horsts » correspondent actuellement aux reliefs côtiers escarpés (sahel) tandis que les plateaux sont constitués de formations néogènes entraînées par ces surrections. Faisant partie du domaine tellien (pays des nappes) qui désigne le rameau algérien de la chaîne alpine en Méditerranée occidentale.

La région d'étude était une zone tectoniquement instable. Selon les travaux géologiques effectués dans le domaine tellien et l'ensemble de la chaîne alpine (qui englobe le domaine bétique, en Espagne ; le domaine Tello-rifain, au Maghreb et le domaine Sicilo-Calabre, en Italie), cette instabilité est liée au glissement des terrains et leur transport suivant une polarité Nord-Sud, sur des distances considérables (de quelques kilomètres à quelques dizaines de kilomètres).

4.3.2 Géologie De Site

Plus précisément, la région concernée par la présente étude se trouve dans la ville d'Arzew, sur un plateau d'environ 50m d'altitude. Elle est limitée au Nord par Djebel Dar Amara, au sud, par Oued Mahgoun et à l'Est par la mer méditerranéenne.

Cette région est caractérisée par la présence d'un complexe sédimentaire secondaire, allant du Jurassique supérieur au Crétacé inférieur (Cj sur la carte), formé de schistes, de calcschiste et de calcaires marmorisés ; et de dépôts meubles d'âge Miocène (m sur la carte) ou Quaternaire à actuel (q sur la carte) représentés par des marnes, des alluvions, des éboulis et par des remblais (figure 4.2).

REGION D'ETUDE



Figure 4.2 Carte géologique d'Arzew présentant le cadre géologique de la région d'étude [38].

4.3.3 Description Et Analyse Géologique Du Site

Sur le plan lithostratigraphique, l'analyse du site nous a révélé l'existence des faciès

Suivants (de bas en haut) (figure 4.3) :

- Une formation mésozoïque formée de schistes et de calcschistes de couleur verdâtre, jaunâtre ou violacée, sous forme de couches inclinées (30°) vers le l'Est.
- Une formation d'âge Miocène composée de marnes verdâtres plastiques, au sommet et de marnes grises compactes, à la base.
- Une formation quaternaire matérialisée par des argiles rougeâtres concrétionnées et par un encroûtement grésocalcaire d'épaisseur centimétrique.
- Une formation anthropique représentée par un remblai local et d'épaisseur variable, objet de la présente étude.



Figure 4.3 Présentations photographiques indiquant les facies lithologiques qui caractérisent la région d'étude [38].

4.3.4 Géomorphologie Régionales

Sur le plan géomorphologique, la région d'étude se situe sur le versant méridional du Djebel Dar Amara qui correspond à un bassin versant important et très étalés pour recueillir les eaux pluviales durant les périodes hivernales. L'écoulement des eaux pluviales était canalisé par plusieurs cours d'eau (Oued Safi, Oued Chemar, Chaabet Merina, ChaabetDjeneneRekiya, Chaabet Dar Amara et ChaabetSettah) qui se déversent sur Oued El Mohgoun.

Au niveau du quartier des Amandiers, l'écoulement des eaux a été modifié par la présence de constructions (bâtiments et voiries). De ce fait, les eaux pluviales ont été convergées vers le Milieu du talus de la cité, en sapant les remblais déversés au bord du talus et provenant des Déblais excédentaires des bâtiments existants. Le glissement des remblais a été favorisé par :

- 1) Leur situation en pente (sur un talus).
- 2) par Leur nature argileuse et leur état meuble qui présentent des caractéristiques physiques favorables à son mouvement.
- 3) Une grande partie de l'eau des pluies s'infiltré au lieu de ruisseler ou l'action de l'eau dans les remblais engendre des pressions interstitielles supérieures à la résistance au cisaillement

(les remblais deviennent saturés d'eau), permettant le développement des forces motrices nécessaires au mouvement et au glissement (lent ou brutal) de ces remblais.

4.3.5 Contexte Climatique

La région d'Arzew jouit d'un climat méditerranéen caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides. La saison fraîche concentre la majorité des pluies qui sont souvent assez intenses. La saison sèche, qui s'étend généralement de juin à septembre, favorise la décohésion et la fissuration des sols superficiels, mais elle peut subir exceptionnellement des averses orageuses de forte intensité. Les pluies dans cette région ont souvent un caractère torrentiel et tombent en moyenne d'une cinquantaine de jours par an, d'Octobre à Avril-Mai. La période hivernale se caractérise aussi par une température clémente. La saison sèche s'étend de Juin à Septembre, Juillet et Aout étant presque absolument secs et chauds. La température moyenne du mois le plus chaud est de 33°C, alors que celle du mois le plus froid est de 8°C.

Cette région est balayée également par des vents qui selon leur origine et la saison adoucissent ou exacerbent le climat. Ce sont surtout des vents du Nord-Est.

4.3.6 Sismicité De La Région D'étude

Du point de vue sismicité du site, d'après les renseignements recueillis, on peut dire que la région dans son ensemble a été soumise à une activité sismique modérée. L'évaluation des données sismiques pour les régions d'Arzew durant les 200 dernières années est recensée de la manière succincte comme suit :

- Le premier tremblement de terre de 1790, dans la région d'Oran, est considéré dans l'histoire comme l'un des séismes destructeurs jamais enregistrés en Algérie.
- De 1911 à 1965, environ 50 tremblements de terre, présentant des intensités à l'épicentre Mercalli modifié IC ou supérieures, ont été enregistrés dans un rayon de 40 kilomètres autour du site. Certains d'entre eux ont présenté des intensités suffisantes pour engendrer des dégâts structuraux.
- Un tremblement de terre a été enregistré le 12 Décembre 1954, une magnitude inférieure à 5,3 sur l'échelle de Richter a été relevée, l'épicentre étant situé dans la région de Gdyl (ex St Cloud), à quelques kilomètres au Sud-Ouest de la zone du Projet à faible profondeur.
- Le 09-01-2008 dans le village et Boufatis et les régions avoisinantes (à quelques dizaines de kilomètres Sud de la zone du projet) a été enregistré une secousse tellurique d'une magnitude de 5.3 degrés sur l'échelle ouverte de Richter, suivie de trois répliques d'une magnitude de 3.8, 3.4 et 3 degrés, respectivement.
- Le 03- Janvier- 2013 un séisme d'une magnitude de 3.6 degrés sur l'échelle de Richter a été enregistré dans la région de Boutlelis.

- Le Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique (CRAAG) a situé son épïcentre à 32 kilomètres au Sud-est de la ville d'Oran. Depuis plusieurs années Oran n'a pas connu un séisme de telle puissance. Selon le CRAAG, le tremblement de terre fait partie de l'activité sismique normale du Nord de l'Algérie. Notons également que l'Algérie, en particulier le domaine tellien où se localise le site du projet, se trouve à la jonction des plaques tectoniques africaine et euro-asiatique (figure 4.4)

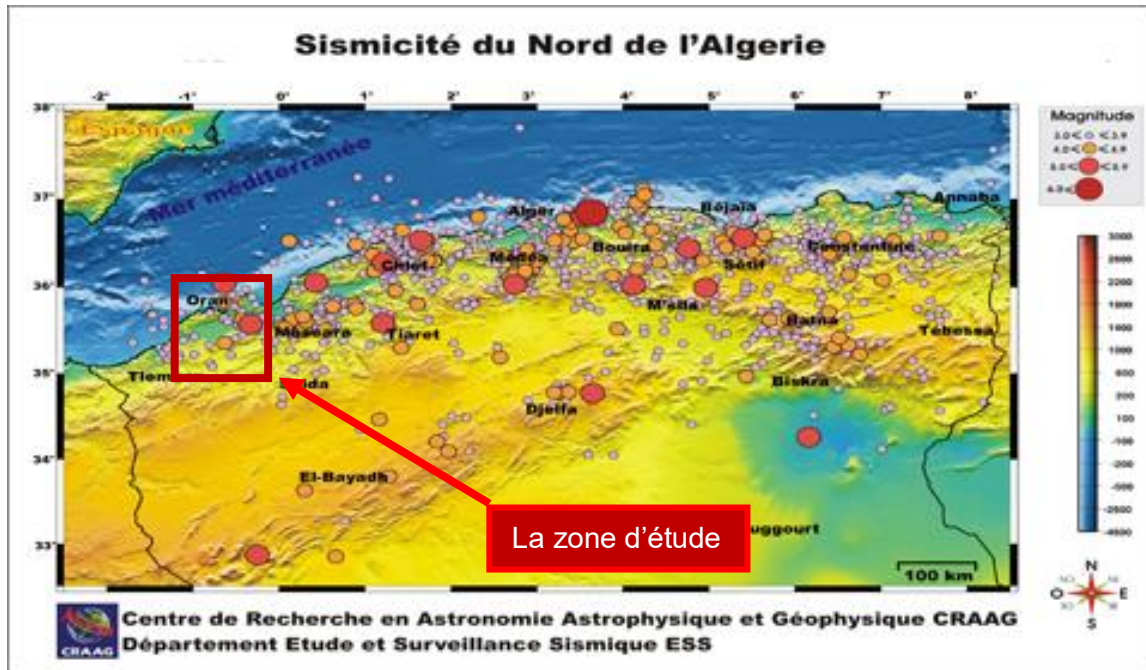


Figure 4.4 Sismicité sur la zone de l'étude [38].

4.3.7 Description Des Désordres

En matière de glissement et à l'issue des observations visuelles faites sur les lieux du désordre il a été observé l'effet d'un mouvement d'entraînement des masses des terres se trouvant sur le talus collinaire qui s'est enclenché à partir du niveau haut, voire du bord de la dernière voie de desserte du lotissement des habitations en direction du pied du talus où se trouvent les huit logements CNL actuellement désaffectés. (Figure 4.5)



Figure 4.5 Désordre du talus affecté par le glissement [38].

D'après les informations recueillies en date des 21 et 28-Mars-2009 auprès des occupants des logements CNL pour leur évacuation éventuelle par l'APC, le premier mouvement s'est produit en fin mars 2008. Il a été constaté aussi des petits écoulements d'eau qui sortaient en plusieurs endroits des fissures des bourrelets et mottes de terres compressées par les mouvements du sol et qui s'accumulaient sous forme de petites flaques dans les convexités du terrain.

Par ailleurs, durant la date du 21-novembre-2012, et sur les lieux du glissement, les fuites d'eau continuelles

Provenant le plus de deux conduites d'eau potables défectueuses ainsi que les déversements en charge des eaux des fortes pluies à ce niveau durant les périodes d'intempéries ont fortement contribué à l'origine des premiers mouvements du sol constatés en Février/Mars 2008. Ces mouvements ont entraîné par la suite, la cassure de la conduite des eaux usées (500mm de diamètre) dont les eaux se déversent depuis ce temps sur les masses de terres situées en niveau du talus.

Ce qui a entraîné encore au sein de la masse mouvante un autre affaissement singulier de forme circonferentielle dont le rabattement est en perpétuelle progression, (voire de l'ordre de -2 mètres en 2010 et d'environ -6,0mètres en date du 21-Novembre-.2012) où des surfaces convexes créées favorisent l'accumulation des eaux qui se déversent sur le talus, provenant des eaux usées de la conduite cassée et les eaux des pluies.

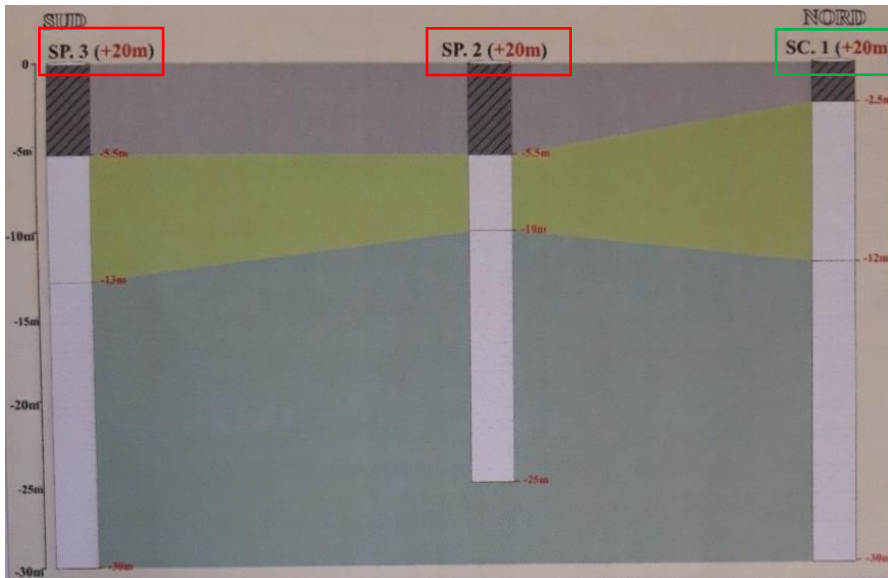
4.4 ETUDE GEOTECHNIQUE

4.4.1 Reconnaissance In Situ

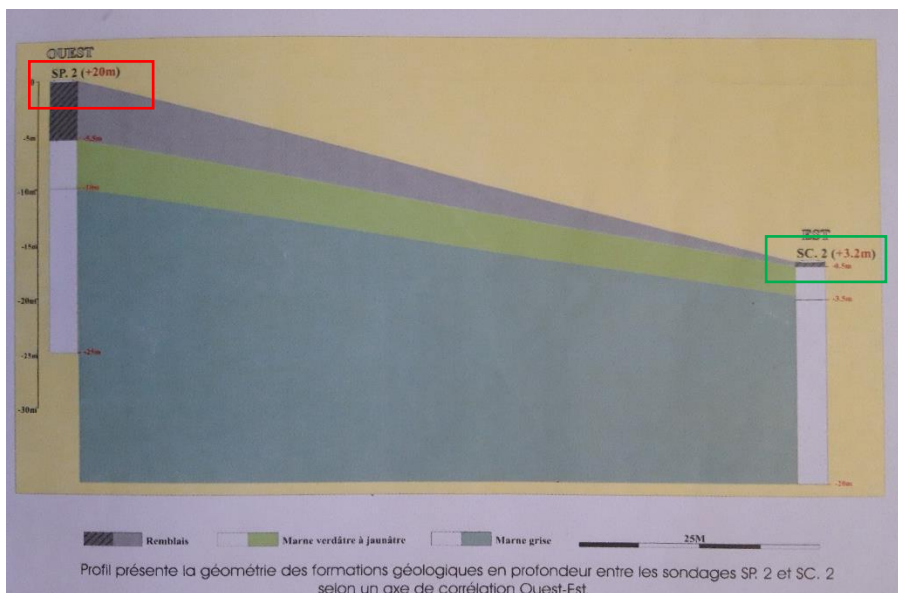
Dans cette étude, la campagne de reconnaissance in situ comporte (Figure 4.6) :

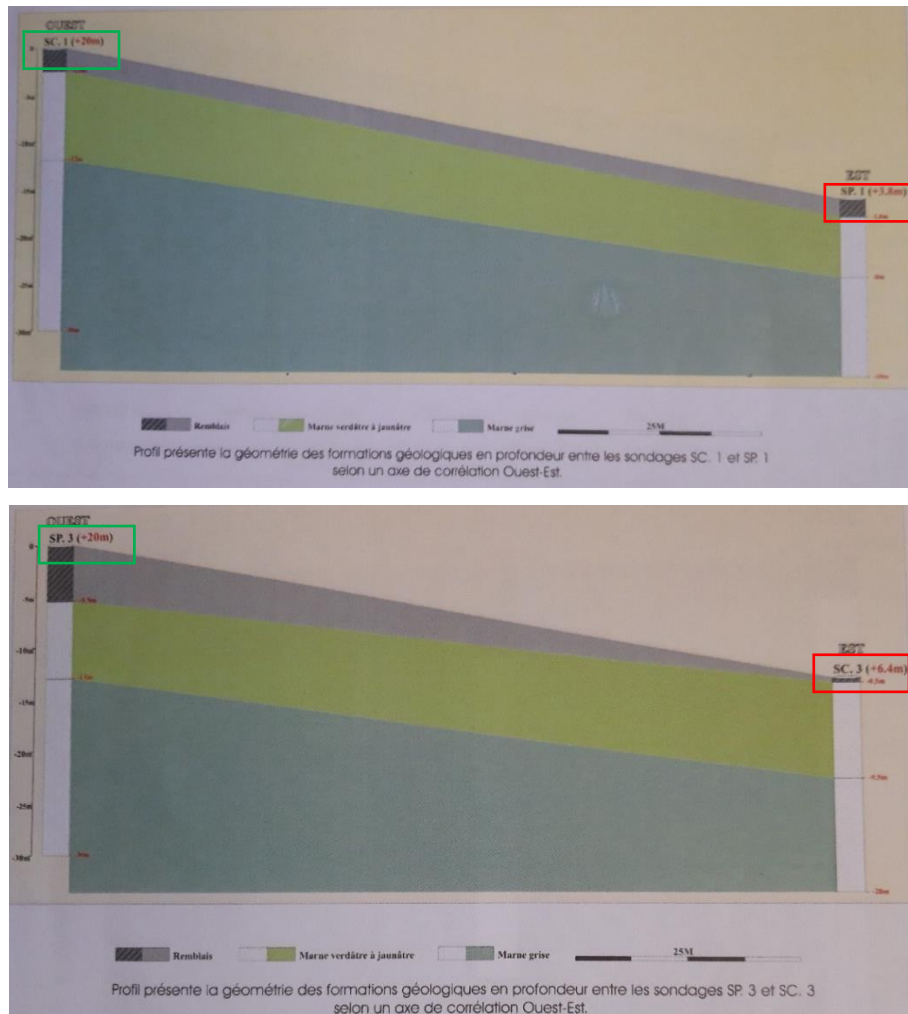
- Trois (03) sondages carottés notés SC1 SC2 et SC3 de profondeur respective de 30, 20 et 15.

- Trois (03) sondages pressiométriques notés SP1 SP2 et SP3 de profondeur respective de 18, 25 et 20 mètres



- Des relevés piézométriques dans les trous des sondages SC1, SC2, SC3 et SP2





SC : Sondage Carotter

SP : Sondage Pressiométrique

Figure 4.6. Schéma des coupes de sondages SP et SC pour la reconnaissance in situ du site [38].

4.4.2. Sondages Carottes

Les sondages carottés permettent de déterminer précisément les natures et les limites mécaniques des différentes couches géologiques rencontrées ainsi que d'effectuer des prélèvements d'échantillons non remaniés. (Figure 4.7) Cette opération est réalisée par la mise en station d'un outil de forage, la réalisation du carottage sur une profondeur prédéfinie, mise en caisse des carottes de roche, étiquetage, conservation et caractérisation. Un échantillon non remanié se prélève au sein de chaque sondage afin de réaliser des essais en laboratoire. [43]

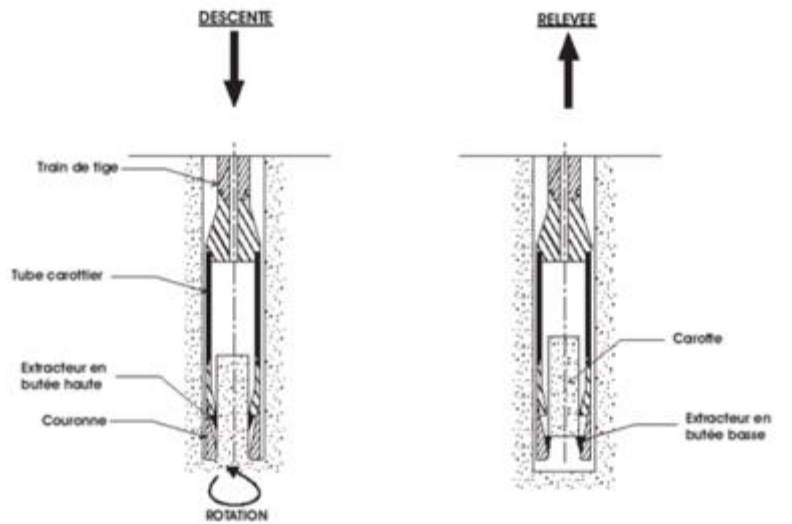


Figure 4.7 Schéma d'un L'essai des sondages carotte [43].

Le principe des sondages carottés est de venir découper un cylindre de terrain le plus intact possible afin de réaliser des observations et des essais représentatifs des formations en place. Le découpage des terrains peut être fait par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif) [44].

Pour cette étude, les sondages carottés ont été implantés sur le site du glissement ou des échantillons intacts et remaniés ont été prélevés pour les essais de laboratoire. Cette opération a montré que le sous-sol du site est constitué de trois principales couches tel que représente sur le tableau 4.1 ci-dessous.

Sondage	Profondeur(m)	Type de sol	Rec (%)
SC1	0 – 2	Remblai hétérogène	62
	2 – 12	Marne jaune- verdâtre finement sableuse	88
	12 - 14	Marne gris- verdâtre, compacte	80
	14 - 30	Marne grisâtre compacte	84

Sondage	Profondeur(m)	Type de sol	Rec (%)
SC2	0 - 1	Remblai hétérogène	100
	1 - 3	Marne jaune- verdâtre compacte, devenant gris- verdâtre vers la base	94
	3 - 13	Marne grisâtre compacte	90
	13 - 20	Marne grisâtre a quelques passages de marne sableuse	71

Sondage	Profondeur(m)	Type de sol	Rec (%)
SC3	0 - 1	Remblai hétérogène	100
	1 - 9	Marne jaune- verdâtre devenant gris-verdâtre vers la base a veines oxidees par endroits	77
	9 – 15	Marne grisâtre compacte	80

Tableau 4.1 Types de couches de sols constituant le site étudié [38].

4.4.3 Sondages Pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage. (Figure 4.7). Il permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécaniques du sol [5]

- Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite p_l qui caractérise la résistance de rupture du sol.
- La pression de fluage p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique

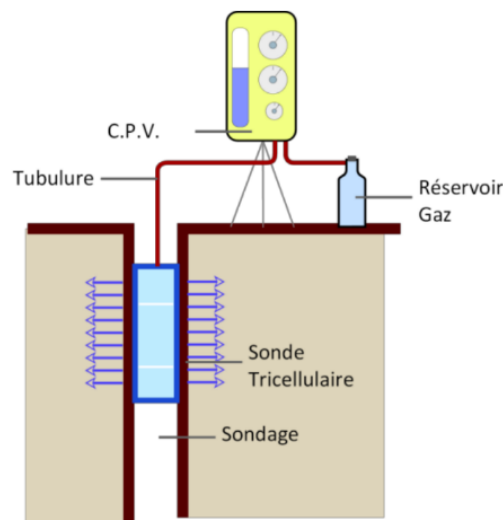


Figure 4.8 Schéma de L'essai pressiométrique.

L'essai pressiométrique de type Ménard (norme NF P 94-110) présente de nombreux avantages. En effet, cet essai est praticable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois le critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage.

Cet essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

Les essais pressiométriques réalisés pour cette étude sont situés au niveau des trous de forage des trois sondages SP1, SP2 et SP3 à raison de 08 essais au niveau de SP1 ;12 essais en SP2 et 10 essais en SP3.

L'ensemble des essais ont été réalisés par intervalles de 2,0 mètres et à partir de la

Profondeur de 2,0 mètres du niveau de la surface du sol. Le tableau 4.2 résumé l'ensemble des caractéristiques mécaniques obtenues en fin de ces essais.

Sondage	Profondeur (m)	Nature du sol	PI (bar)	Pf (bar)	Module E (bar)	Observations
SP1	2	Marne jaune verdâtre	12,90	6,9	137	Néant
	4	Marne jaune verdâtre	16,2	12,30	94	
	6	Marne jaune verdâtre	29,2	14,60	561	
	8	Marne grisâtre	64,6	28,7	558	
	10	Marne grisâtre	34,2	34,2	1087	
	12	Marne grisâtre	35,3	30,4	2093	
	14	Marne grisâtre	30,5	30,5	530	
	16	Marne grisâtre	39,3	24,6	237	
SP2	7,5	Marne jaune verdâtre	13,4	7,7	232	Néant
	9	Marne jaune verdâtre	17	7,5	162	
	11	Marne gris verdâtre	17	8,5	197	
	13	Marne gris verdâtre	9,3	19	523	
	15	Marne grisâtre	29,6	21,9	283	
	17	Marne grisâtre	30,5	11,6	328	
	19	Marne grisâtre	23,5	12	475	
	21	Marne grisâtre	34,2	16,3	566	
	23	Marne grisâtre	24,8	15,5	520	
	25	Marne grisâtre	27,8	20,9	272	

SP3	8	Marne jaune verdâtre	15,8	6,1	258	Néant
	10	Marne jaune verdâtre	19,9	12,6	606	
	12	Marne jaune verdâtre	23,8	11,4	215	
	14	Marne gris verdâtre	28	8,3	426	
	16	Marne gris verdâtre	45,1	18,9	524	
	18	Marne gris verdâtre	33,1	8,10	480	
	20	Marne grisâtre	35,5	15,7	480	
	22	Marne grisâtre	31,4	12,2	547	
	24	Marne grisâtre	33,7	28,8	3722	
	26	Marne grisâtre	37,2	37,2	7014	
	28	Marne grisâtre	35,5	30,6	2430	
	30	Argile gypseuse	34,7	34,7	1633	

Tableau 4.2 Caractéristiques mécaniques obtenues des essais pressiométriques pour les trois sondages [38].

Ces essais ont montré des valeurs faibles de pressions limites sur les huit premiers mètres puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

4.4.4 Relevés Piézométriques

Les trois piézomètres placés dans les sondages SC1, SC2 et SP2 ont mis à l'évidence une présence d'eau avec les niveaux relevés ci-après (Tableau 4.3)

Sondage	Relevé
SC1	-3,0
SC2	-3,50

SP2	-6,0
-----	------

Tableau 4.3. Niveaux d'eau obtenus des relevés piézométriques pour les sondages SC1, SC2 et SP2 [38].

Les niveaux d'eau observés en SC1, SC2 et SP2, révèlent une présence d'eau au juste bas des couches de remblai provenant très probablement des eaux déversées en amont (eaux usées surtout) en circulation sur le toit de la marne jaune verdâtre.

4.4.5 Essais Au Laboratoire

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et des analyses chimiques pour la connaissance des paramètres physiques et géo mécaniques sommaires à savoir :

- Analyses granulométriques
- Mesure des teneurs en eau et degré de saturation.
- Mesure des densités sèche et humide du sol
- Mesure des limites d'Atterberg.
- Essais de cisaillement rectiligne UU a la boîte de CASAGRANDE
- Essais de résistance a la compression simple (Rc) non saturée
- Essais de teneur en carbonate de calcium

4.4.5.1 Analyses Granulométriques

L'analyse granulométrique par tamisage est un essai qui consiste à étudier la granulométrie du granulat, c'est-à-dire la distribution des grains suivant leurs dimensions en déterminant par pesée l'importance relative des classes de grains de dimension bien définies par pourcentage. Elle se fait par tamisages ; en passant par une série de tamis de maille carrée de plus en plus petit pour la fraction de granulat (figure4.9).



Figure 4.9 Analyse granulométrique par tamisage [42].

L'opération consiste à éliminer par lavage à l'eau des fillers puis à procéder à un tamisage après séchage à l'étuve. À partir de la masse on détermine les différents pourcentages des refus. Les résultats sont exprimés sous forme d'un graphique appelé courbe granulométrique. Cette courbe est l'un des indicateurs permettant de caractériser la distribution granulométrique du matériau.

L'analyse granulométrique par sédimentométrie permet de déterminer la distribution en poids des particules fines (de diamètre inférieur à 80 μ m) d'un sol en fonction de leurs dimensions. Cette analyse par sédimentométrie complète l'analyse par tamisage.

La séparation par décantation consiste à déterminer les diamètres équivalents des particules sphériques en fonction de leur vitesse de chute dans un environnement visqueux afin d'obtenir le tracé d'une courbe granulométrique pour des particules inférieures à 0,08mm (Figure 4.10) [42].

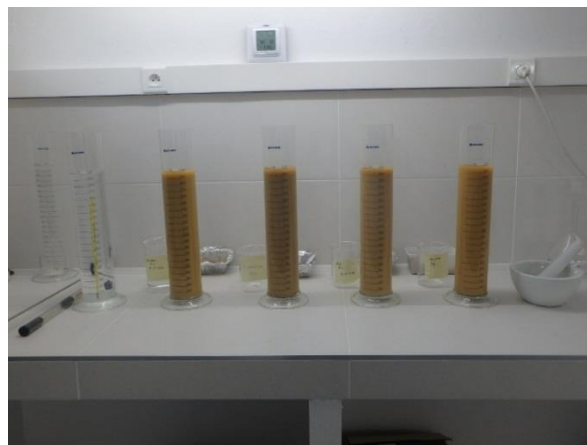


Figure 4.10 Analyses granulométriques par sédimentométrie [42].

4.4.5.2 Mesure Des Teneurs En Eau

La teneur en eau d'un matériau et le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids de même matériau sec. (Figure 4.11)

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s}$$

Selon le pourcentage de teneur en eau obtenu, on pourra connaître l'état d'humidité du sol (Tableau 4.4)

w (%)	État
01 - 25	Légèrement Humide
25 – 50	Humide
50 – 75	Mouillé
75 – 90	Détrempé
≤ 100	Saturé

Tableau 4.4 Classification des sols selon la teneur en eau.



Figure 4.11 Mesure de la teneur en eau.

4.4.5.3 Mesure De Degré De Saturation

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau. Ce degré est obtenu par la relation suivante :

$$S_r (\%) = \frac{V_w}{V_v}$$

- Pour le sol saturé : $S_r=100\%$

- Pour le sol sec : $S_r=0\%$

4.4.5.4 Poids Volumiques

- Poids volumique du sol humide γ (γ_h)

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimé par :

$$\gamma = \frac{W_t}{V_t} = \frac{(W_s+W_a+W_w)}{(V_t+V_a+V_w)}$$

- Poids volumique du sol sec (γ_d) :

C'est rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans Une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée comme suit :

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_t}$$

4.4.5.5 Limites D'Atterberg

Elles sont utilisées pour la détermination des états de consistance d'un sol. Cette consistance varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide. Ces essais définissent conventionnellement les limites entre ces états.

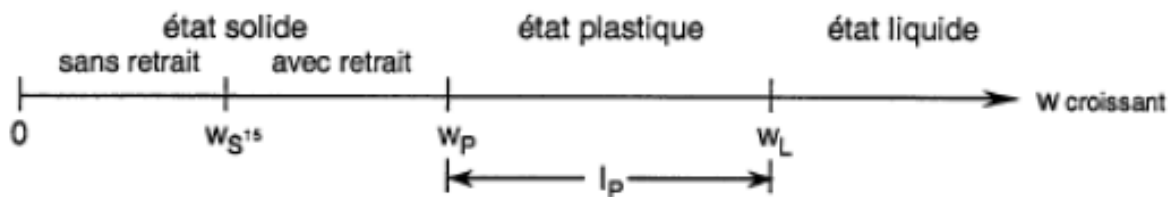


Figure 4.12 Détermination des états de consistance d'un sol selon les limites d'Atterberg [35].

- Limite de plasticité w_p

La limite de plasticité (w_p) caractérise la transition entre l'état solide et l'état Plastique.

- Limite de liquidité w_L

La limite de liquidité (w_L) caractérise la transition entre l'état plastique et l'état Liquide.

- Limite de retrait w_s

La limite de retrait est la valeur minimale eau au-dessous duquel une diminution de cette valeur ne produit pas une réduction de volume du terrain en question [45].

- Indice de plasticité I_p

Il est donné par la formule suivante :

$$IP = WL - WP$$

Cet indice est d'autant plus élevé que le sol contient de l'argile (Tableau 4.5)

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

Tableau 4.5 Déterminations du degré de plasticité d'un sol par l'indice de plasticité [45].

Indice de liquidité

Il est donné par la formule suivante :

$$LL = (w - w_p) / (I_p)$$

Indice de consistance IC

Il s'agit d'un indicateur dérivé :

$$Ic = (w_L - w) / I_p$$

Avec w : la teneur en eau.

4.4.5.6 Essais De Cisaillement Rectiligne UU À La Boite De CASAGRANDE

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

Cet essai consiste à mettre un échantillon de sol dans l'appareil constitué de deux demi boites (figure.4.12) pouvant se déplacer de manière relative pour créer un effort de cisaillement dans leur plan de séparation. L'échantillon est soumis à une force verticale N (effort de compression) par l'intermédiaire de la demi boite supérieur, et un effort de tension T horizontal pour une certaine valeur de N appliquée sur l'échantillon, on fait varier l'effort T (à une vitesse contrôlée) jusqu'à l'obtention de la rupture.

La connaissance de N et T permet de déterminer une pointe de la courbe intrinsèque, En effet, si A est la surface de la boite, les composantes de la contraintes sont :

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

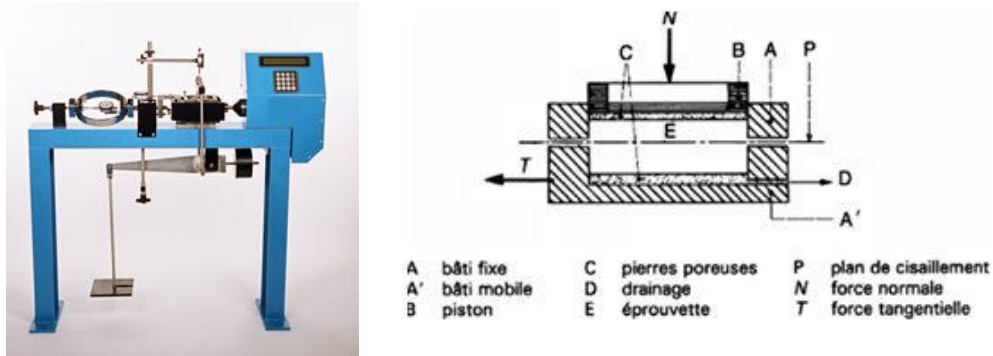


Figure 4.13 L'essai de cisaillement rectiligne a la boite de casagrande.

4.4.5.7 Essai De Compression Simple

L'essai permet de mesurer la résistance à la rupture en compression simple (R_c) du sol.

L'éprouvette généralement cylindrique, d'élancement $2(H=2D)$ est placée entre les deux plateaux d'une presse et soumise à des charges croissantes jusqu'à la rupture (figure 4.12). La vitesse d'écrasement doit être suffisamment rapide (1,5 à 2 mm/mn) pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai. La relation $R_c = 4P / \pi \cdot D^2$ donne en fonction de la charge appliquée P a la rupture, la valeur de la résistance à la compression simple R_c .

La cohésion non drainée des argiles saturées s'en déduit immédiatement et présente un angle de frottement interne nul.

$$C_t = R_c / 2 \quad \text{en bars}$$

Terzaghi donne a partir de R_c une échelle de consistance du sol résumé sur le tableau 4.6 suivant [36] :

La consistance	R_c (bars)
Très molle	$R_c < 0.25 < \text{bar}$
Molle	$0.25 < R_c < 0.50 \text{ bar}$
Mi-consistante	$0.50 < R_c < 1 \text{ bar}$
Consistante	$1 < R_c < 2 \text{ bars}$
Très consistante	$2 < R_c < 4 \text{ bars}$
Extrêmement consistante	$R_c > 4 \text{ bars}$

Tableau 4.6 la consistance de sol a partir de R_c [36].



Figure 4.14 Essai de compression simple [36].

4.4.5.8 Essais De Teneur En Carbonate De Calcium

Cet essai détermine le volume de dioxyde de carbone dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès pour un échantillon préparé pour l'essai. (Figure 4.13)

Echantillon de sol finement broyé (le sol broyé doit passer en totalité à travers les mailles d'un tamis de 0.2 mm soit 200 μm). Ou à l'agate Suivant la teneur présumée en carbonate de calcium, la prise d'essai doit s'approcher des valeurs résumées au tableau 4.7 suivant : [37]

Type de sol	Quantité (g)
Sol très calcaire	0.3 - 0.5 g
Sol calcaire	0.5 - 1.0 g
Sol moyen	1.0 - 3.0 g
Sol pauvre en calcaire	3.0 - 5.0 g

Tableau 4.7 la quantité de calcaire dans le sol [37].

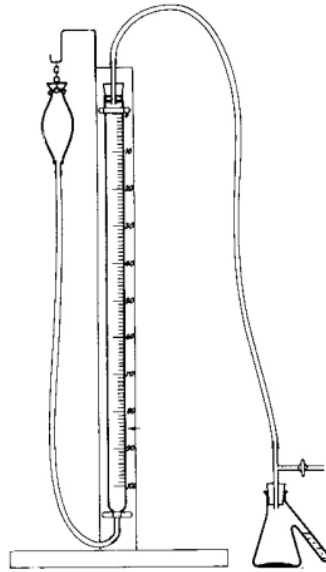


Figure 4.15 Schéma du Calcimètre BERNARD [37].

Les essais géotechniques de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons des deux couches principales constituant le sous-sol de la zone de glissement à savoir la couche supérieure de marne jaune verdâtre d'épaisseur 4,0 à 9,0 mètres sous laquelle se trouve une marne grisâtre plus compacte d'épaisseur importante, allant à plus de 30,0 mètres.

Le remblai superficiel d'épaisseur variable n'a pas été soumis aux essais.

L'analyse de ces essais géotechniques se résume dans le tableau 4.8 suivant :

	Marne jaune verdâtre	Marne grise
Teneur en eau w (%)	26 à 30	19 à 30
Densité Sèche γ_d (t/m^3)	1,35 à 1,60	75 à 100
Densité Humide γ_h (t/m^3)	1,80 à 1,96	1,88 à 2,07
Degré De Saturation S_r (%)	92 à 97	75 à 100
Teneur en carbonate de calcium $CaCO_3$ (%)	14 à 48	6 à 22
Limites d'Atterberg (%)	$70 < w_l < 89$	$52 < w_l < 71$
	$18 < I_p < 49$	$21 < I_p < 35$
Résistance à la compression simple RC (bars)	1,1 à 3	Dispersée à différents profondeurs

Essais de cisaillement rectiligne UU	6 ° < angle de frottement < 19°	12 ° < angle de frottement < 29°
	0,23 bar < c < 1,56 bar	0,05 bar < c < 1,30 bar
Analyse granulométrique (%)	Les courbes granulométriques sont pratiquement sableuses et renseignent sur un sol très fin argilo-limono-sableux dont plus 80 % des éléments sont inférieurs à 80 µm	Les courbes granulométriques sont pratiquement sableuses et renseignent sur un sol très fin argilo-limono-sableux dont plus 80 % des éléments sont inférieurs à 80 µm

Tableau 4.8 Caractéristiques géotechniques des deux couches de marne Formant le profil géotechnique du site d'études [38].

4.4.6 Interprétation Des Résultats Des Essais De Laboratoire

Les coupes de sondages carottées montrent que le sous-sol du site est constitué par les formations principales suivantes (Figure 4.14)

- Couche de Marne jaune verdâtre :
 - Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol d'après le tableau de Casagrande en d'une marne très plastique.
 - Ces sols ont donné des densités faiblement à moyennement dense.
 - Les valeurs de teneur en eau et degré de la saturation indiquent que les matériaux en place sont mouillés, presque saturé.
 - Les analyses granulométriques indiquent des sols très fins argilo-limono-sableux car plus de 80% des éléments passent au tamis de 80µm.
 - Les valeurs de teneurs en carbonate obtenues classent le sol comme une marne à une argile marneuse.
 - Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont indiqué des sols cohérents.

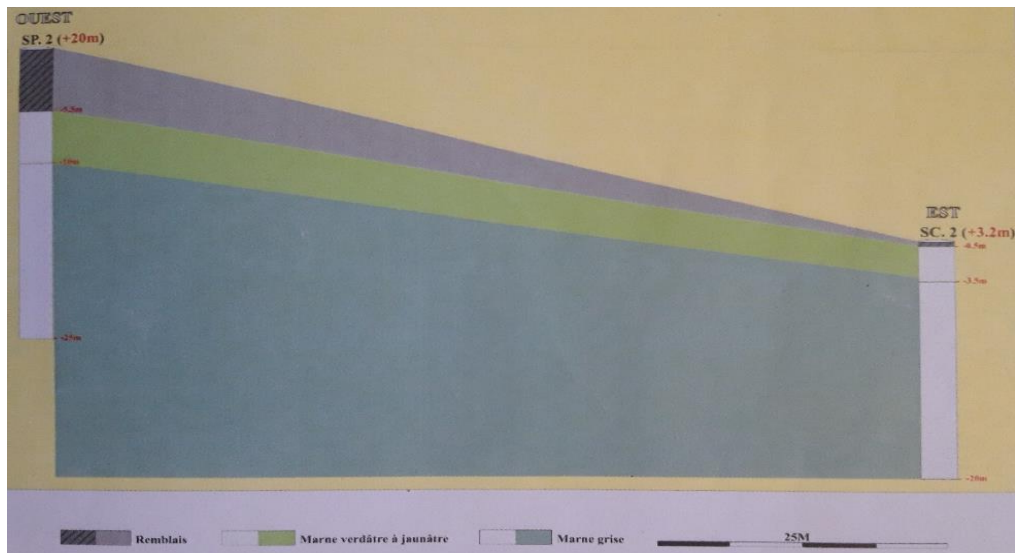


Figure 4.16 Les formations principales de terrain [38].

- Couche de Marne grise
 - Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol d'après le tableau de casagrande en une couche de plasticité très élevée.
 - Ces sols ont donné des densités de marne de bonne densité
 - Les valeurs de teneur en eau et degré de la saturation montrent que les matériaux en place de cette marne sont très mouillés et presque saturés.
 - Les analyses granulométriques indiquent des sols très fins argilo-limono-sableux car plus de 80% des éléments passent au tamis 80µm.
 - Les valeurs de teneur en carbonate obtenues classent le sol comme une argile marneuse
 - Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont indiqué des sols cohérents.

4.5 STABILITE DU SITE

L'examen du talus touché par le glissement ainsi que les résultats fournis par les investigations et essais réalisés en place et en laboratoire ont confirmé l'existence d'un grand remblai de terres excédentaires issues des terrassements des 4000 logements (1984/1988) qui ont été déposés sur le talus de nature marneux et doté d'une pente élevée (22%).

Les épaisseurs des remblais déchargés sur le talus naturel sont assez importantes, surtout en partie haute du talus, voire jusqu'à 5,50 mètres et sont étalées en abondance sur toute la surface affectée du talus.

- En effet, l'état foisonné des remblais entreposés a permis à ces derniers d'emmagasiner les Eaux des pluies et des fuites des réseaux d'eau potable et usées qui ont investi potentiellement le talus, constatées à partir de l'année 2007.

L'état foisonné de remblais a induit deux facteurs instabilités :

-l'effet de la charge supplémentaire importante exercée par le remblai saturé sur la couche de marne originelle du talus en pente.

- la saturation par contamination du toit de la marne superficielle du talus.

À partir des essais géotechniques réalisés, Les sols du site sont constitués par des argiles marneuses à marnes argileuses.

4.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté la situation du site d'étude (description, géologie, climat, etc.) et leurs caractéristiques géologique et géotechnique. Le site étudié présente un climat méditerranéen, avec une activité sismique modérée sur la région.

La campagne de reconnaissance géologique et géotechnique indique que le talus du site est composé de trois couches (remblai- marne verdâtre –marne grisâtre).

Le remblai de terres excédentaires est issu des terrassements des 4000 logements qui ont été déposés sur le talus originel de nature marneux et doté d'une pente élevée (22%). Il est constitué de matériaux d'argile et limons avec de petites concrétions carbonatées. À partir des essais géotechniques réalisés, Les sols du site sont constitués par des argiles marneuses à marnes argileuses.

Le glissement du talus du site touche exactement en côte ouest sur la voie de desserte du quartier les amandiers venant du centre jusqu'au leur pied, la raison de ce problème peut être attribuée à des écoulements d'eaux des pluies et fuites des réseaux qui ont emmagasiné le remblai.

Pour cela, une analyse de stabilité de ce talus paraît indispensable avec des mesures de confortement en vue de minimiser le risque d'instabilité de ce massif.

CHAPITRE 05

ANALYSE DE LA STABILITE DU SITE
D'ETUDE

5.1. INTRODUCTION

L'étude de stabilité d'un talus consiste à chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur. Dans cette partie de notre étude, deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus ont été établies. La première méthode est basée sur un calcul manuel par la méthode d'équilibre limite (FELLENIOUS et BISHOP) en deux états du talus (sec et saturé) et la deuxième méthode est basée sur le calcul numérique par éléments finis en utilisant le logiciel de calcul numérique PLAXIS 8.2.

Trois types de solutions ont été proposés suite à cela en vue de conforter ce mode d'instabilité du talus.

5.2. ETUDE DE STABILITE DU TALUS

Parmi les nombreuses méthodes existantes, nous avons utilisé deux dans notre cas d'étude : La première est basée sur une méthode manuelle dans laquelle on utilisera la méthode d'équilibre limite de FELLENIOUS et BISHOP pour déterminer le coefficient de sécurité (F_s) à l'état sec et saturé du site instable ; et par l'autre méthode où on utilisera un logiciel de calcul numérique nommé PLAXIS 8.2 qui se base sur la méthode des éléments finis.

5.2.1. Calcul du coefficient de sécurité (F_s) par la méthode d'équilibre limite (FELLENIOUS et BISHOP)

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

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

Le coefficient de sécurité (F_s) est défini par la formule suivante :

$$F_s = \frac{\text{Efforts Résistants}}{\text{Efforts Moteurs}}$$

En projetant les différentes forces agissant sur une tranche « n », on arrivera à un système d'équations où FELLENIOUS a fait l'hypothèse qui simplifie considérablement les calculs ; de sorte que la seule force agissante sur la tranche « n » est le poids « W », qu'il a décomposé en deux forces (horizontale « T » et verticale « N »), de sorte que la formule du coefficient de sécurité (F_s) deviendra :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left(c_i \frac{b}{\cos \alpha} + \left(w \cos \alpha - \frac{u b}{\cos \alpha} \right) \tan \phi_i \right)}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha}$$

Dans le cas d'un massif de sol sec, la formule ci-dessus devient :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i \frac{b}{\cos \alpha} + w \cos \alpha \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha}$$

L'utilisation de la méthode de BISHOP est introduite vu que les composantes verticale et horizontale des forces d'interaction entre tranches ($X_n, V_n, X_{n+1}, V_{n+1}$) interviennent dans les efforts appliqués sur AB. (Figure 5.1).

Ainsi cette méthode appelée par la méthode détaillée qui considère que X_n n'est pas nécessairement nul et il l'élimine par un artifice de calcul [5], tel que :

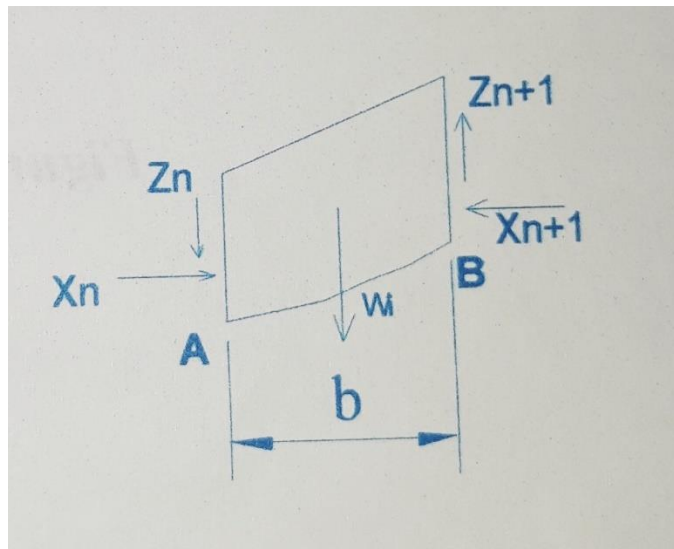


Figure 5.1 les composantes verticales et horizontales d'interaction entre tranches [5].

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - \mu_n \cdot b] \tan \varphi + C_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

La méthode simplifiée de BISHOP est venue avec l'hypothèse supplémentaire $V_n - V_{n+1} = 0$, l'équation précédente devient :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - \mu_n \cdot b) \tan \varphi_i + \hat{C}_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

Cette expression fournit une expression explicite de F_s dont la valeur s'obtient par itération. La valeur initiale F_i est obtenue généralement par la méthode de FELLENIUS.

C (kPa)	20	20	23	23	5	5	5
W (kN/m)	127,44	308,16	570,7125	707,8625	1024,208	1064,288	1012,343
W sin α	85,274	189,7222	310,8323	332,3213	400,1898	311,1676	193,1641
W cos α	94,70638	242,8334	478,6398	625,0055	942,788	1017,783	993,7429
W tan φ cos α	44,16231	113,2351	50,30707	65,69072	200,3958	216,3365	211,2266
C*b/cos α	116,8009	109,897	150,834	148,2194	39,54352	38,06318	37,08129

METHODE DE FELLENIUS – ETAT SEC							
N° Tranche	8	9	10	11	12	13	SOMME
b (m)	5,31	5,57	3,68	5,09	4,56	1,22	/
α (°)	6	2	1	-5	-8	-10	/
Cos α	0,994522	0,999391	0,999848	0,996195	0,990268	0,984808	/
Sin α	0,104528	0,034899	0,017452	-0,08716	-0,13917	-0,17365	/
φ (°)	12	12	12	6	6	25	/
Tan φ	0,212557	0,212557	0,212557	0,105104	0,105104	0,466308	/
C (kPa)	5	5	5	23	23	20	/
W (kN/m)	656,96	575,83	299,075	287,2525	119,87	6,48	/
W. sin α	68,67102	20,09618	5,219578	-25,0357	-16,6827	-1,12524	1873,814
W. cos α	653,3611	575,4792	299,0294	286,1594	118,7034	6,381554	/
W. tan φ . Cos α	138,8762	122,3219	63,56067	30,07657	12,47623	2,975768	1271,641
C.b/cos α	26,69624	27,86698	18,4028	117,5172	105,9107	24,77641	961,6096
Fs	1,192						

Tableau 5.1 Résultats du calcul manuel de Fs par la méthode de FELLENIUS à l'état sec du talus

Le calcul du coefficient de sécurité (Fs) par la méthode de FELLENIUS nous a conduits à la valeur suivante :

$$F_{s \text{ sec}} = \frac{\sum_{i=1}^{13} (c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i))}{\sum_{i=1}^{13} W_i \sin \alpha_i} = \mathbf{1,192}$$

METHODE DE BISHOP – ETAT SEC							
N° Tranche	1	2	3	4	5	6	7
b (m)	4,34	4,33	5,5	5,69	7,28	7,28	7,28
α (°)	42	38	33	28	23	17	11
Cos α	0,743144825	0,788010754	0,838670568	0,882947593	0,920504853	0,956304756	0,981627183
Sin α	0,669130606	0,615661475	0,544639035	0,469471563	0,390731128	0,292371705	0,190808995
φ (°)	25	25	6	6	12	12	12
Tan φ	0,466307658	0,466307658	0,105104235	0,105104235	0,212556562	0,212556562	0,212556562
C (kPa)	20	20	23	23	5	5	5
W (kN/m)	127,44	308,16	570,7125	707,8625	1024,2075	1064,2875	1012,3425
W. sin α	85,27400447	189,7222402	310,8323053	332,3213141	400,1897523	311,1675507	193,1640554
W. cos α	94,70637656	242,8333938	478,6397765	625,0054905	942,7879747	1017,783198	993,742917
W. tan φ	59,42624796	143,6973679	59,98430087	74,39934674	217,7020246	226,2212916	215,180041
C.b	86,8	86,6	126,5	130,87	36,4	36,4	36,4
W.sin α .cos α	63,37093517	149,5031655	260,685906	293,4223044	368,3766093	297,5710086	189,6150876
w.sin α^2 .tan φ	26,60726	54,46691	17,79324	16,39788	33,23675	19,33767	7,834291

❖ Méthode de BISHOP (Etat Sec)

METHODE DE BISHOP – ETAT SEC							
N° Tranche	8	9	10	11	12	13	SOMME
b (m)	5,31	5,57	3,68	5,09	4,56	1,22	/
α (°)	6	2	1	-5	-8	-10	/
Cos α	0,994522	0,999391	0,999848	0,996195	0,990268	0,984808	/
Sin α	0,104528	0,034899	0,017452	-0,08716	-0,13917	-0,17365	/
φ (°)	12	12	12	6	6	25	/
Tan φ	0,212557	0,212557	0,212557	0,105104	0,105104	0,466308	/
C (kPa)	5	5	5	23	23	20	/
W (kN/m)	656,96	575,83	299,075	287,2525	119,87	6,48	/
W. sin α	68,67102	20,09618	5,219578	-25,0357	-16,6827	-1,12524	1873,814

W. cos α	653,3611	575,4792	299,0294	286,1594	118,7034	6,381554	/
W. tan φ	139,6412	122,3964	63,57035	30,19145	12,59884	3,021674	1368,031
C.b	26,55	27,85	18,4	117,07	104,88	24,4	859,12
W.sin α .cos α	68,29483	20,08394	5,218783	-24,9404	-16,5203	-1,10815	1673,574
w.sin α^2 .tan φ	1,525747	0,149076	0,019363	0,229338	0,244029	0,091115	177,9327
Fs	1,222						

Tableau 5.2 Résultats du calcul manuel de Fs par la méthode de BISHOP à l'état sec du talus.

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - \mu_n \cdot b) \tan \hat{\varphi}_i + \hat{C}_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \hat{\varphi}_i}{F_s}}$$

La valeur initiale du Fs obtenue par la méthode de FELLENIUS est de **1,192**, ce qui nous a conduits par la suite du calcul itératif à la valeur de Fs de **1,224** (Tableau 5.3) :

METHODE DE BISHOP	
F	Fs
1,221783	1,224179
1,224179	1,224434
1,224434	1,224455
1,224455	1,224456

Tableau 5.3 Calcul itératif de Fs par la méthode de BISHOP à l'état sec.

5.2.1.2. Calcul du Fs du talus avec la présence de nappe

L'effet de présence de la nappe de 6 m au-dessous de la surface haut de talus et 0,5 m au pied de talus a été pris en considération en introduisant les pressions interstitielles «u» dans les deux expressions suivantes de FELLENIUS et BISHOP :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (c \cdot l_i + (\sum W_i \cos \theta_i - u_i) \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_1^n W_i \sin \theta_i} \quad \text{pour FELLENIUS}$$

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - u_n b) \tan \phi_n + c_n b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi_n}{F_s}} \quad \text{pour BISHOP}$$

Où

$u_n = \gamma_w \cdot Z_i$ (kPa)

Z_i est la profondeur entre la limite du cercle de glissement et le niveau de la nappe d'eau comme illustré dans la figure 5.3.

$U = u_n l_i$ (kN/m)

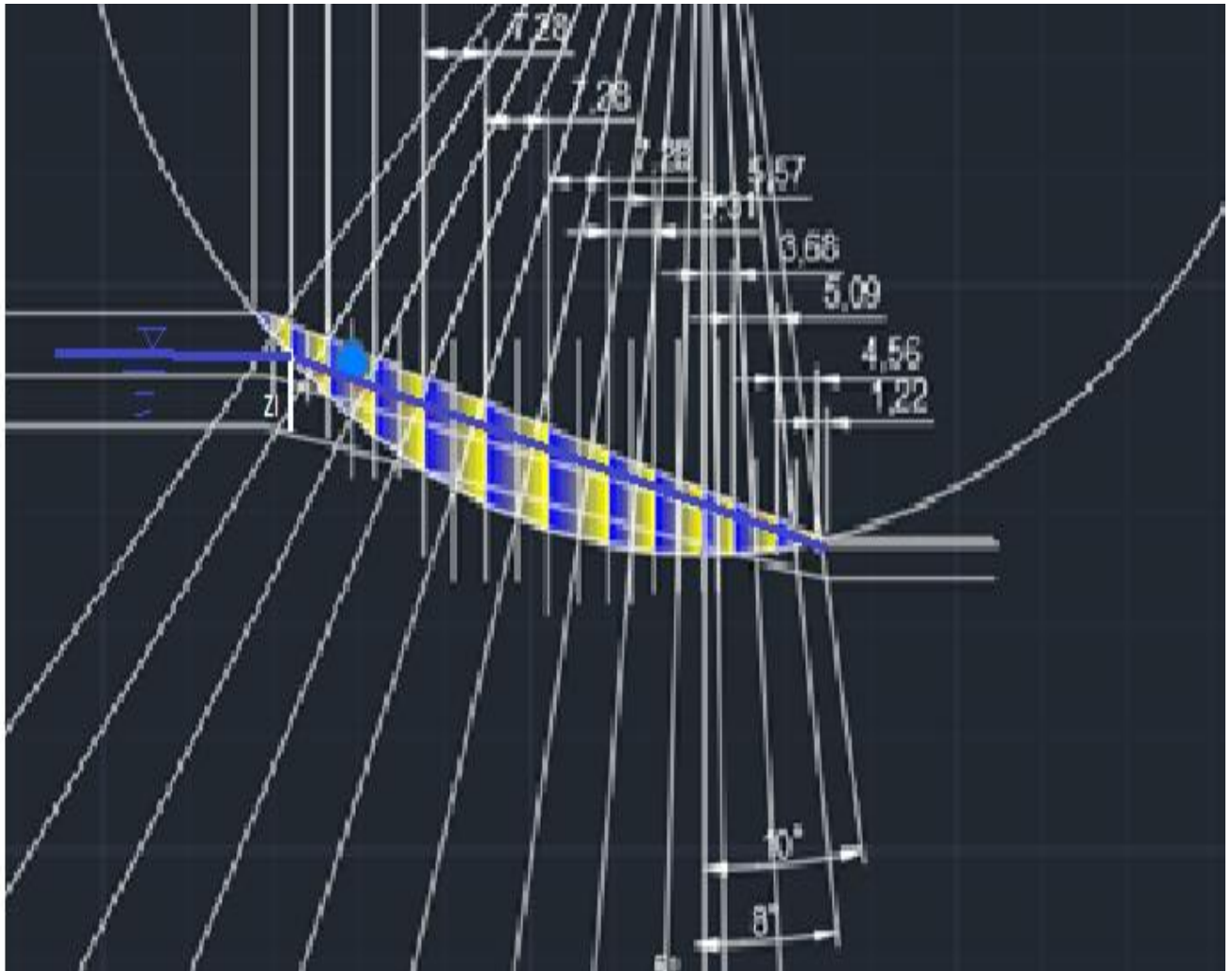


Figure 5.3 Détermination de F_s par la méthode des tranches à l'état saturé du talus.

En tenant compte des pressions interstitielles « u », On calcule le poids w et l'angle α de chaque tranche, les différents résultats sont résumés dans les deux tableaux 5.4 et 5.5 pour les deux méthodes :

❖ Méthode de FELLENIUS (Etat Saturé) :

METHODE DE FELLENIUS – ETAT SATURÉ							
N° Tranche	1	2	3	4	5	6	7
b (m)	4,34	4,33	5,5	5,69	7,28	7,28	7,28
α (°)	42	38	33	28	23	17	11
Cos α	0,743145	0,788011	0,838671	0,882948	0,920505	0,956305	0,981627
Sin α	0,669131	0,615661	0,544639	0,469472	0,390731	0,292372	0,190809
φ (°)	25	25	6	6	12	12	12
Tan φ	0,466308	0,466308	0,105104	0,105104	0,212557	0,212557	0,212557
C (kPa)	20	20	23	23	5	5	5
W (kN/m)	127,44	317,79	627,4617	811,6057	1205,708	1273,509	1222,658
W sin α	85,274	195,6511	341,7401	381,0258	471,1078	372,3381	233,2941
W cos α	94,70638	250,4219	526,2337	716,6053	1109,86	1217,863	1200,194
W tan φ cos α	44,16231	116,7737	55,30939	75,31825	235,9081	258,8648	255,1091
C.b/cos α	116,8009	109,897	150,834	148,2194	39,54352	38,06318	37,08129
U	0	35,71	192,8	310,61	490,33	529,07	510,98
U. tan φ	0	16,65185	20,2641	32,64643	104,2229	112,4573	108,6122

METHODE DE FELLENIUS – ETAT SATURÉ							
N° Tranche	8	9	10	11	12	13	SOMME
b (m)	5,31	5,57	3,68	5,09	4,56	1,22	/
α (°)	6	2	1	-5	-8	-10	/
Cos α	0,994522	0,999391	0,999848	0,996195	0,990268	0,984808	/
Sin α	0,104528	0,034899	0,017452	-0,08716	-0,13917	-0,17365	/
φ (°)	12	12	12	6	6	25	/
Tan φ	0,212557	0,212557	0,212557	0,105104	0,105104	0,466308	/
C (kPa)	5	5	5	23	23	20	/
W (kN/m)	796,8837	699,0287	362,0394	344,4641	137,9164	6,48	/
W sin α	83,29703	24,39575	6,318459	-30,022	-19,1943	-1,12524	2144,101
W cos α	792,5183	698,6029	361,9843	343,1533	136,5742	6,381554	/
W tan φ cos α	168,455	148,4926	76,94213	36,06687	14,35453	2,975768	1488,732
C.b/cos α	26,69624	27,86698	18,4028	117,5172	105,9107	24,77641	961,6096
U	334,23	287,02	150,53	149,95	45,58	0	3036,81

U. Tan φ	71,04278	61,00798	31,99614	15,76038	4,790651	0	579,4526
Fs	0,872						

Tableau 5.4 Résultats du calcul manuel de Fs par la méthode de FELLENIUS à l'état saturé du talus

Avec :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (c l_i + (\sum W_i \cos \theta_i - u_i) \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_1^n W_i \sin \theta_i} = 0,872$$

❖ Méthode de BISHOP (Etat Saturé)

METHODE DE BISHOP- ETAT SATURÉ							
N° Tranche	1	2	3	4	5	6	7
b (m)	4,34	4,33	5,5	5,69	7,28	7,28	7,28
α (°)	42	38	33	28	23	17	11
Cos α	0,743145	0,788011	0,838671	0,882948	0,920505	0,956305	0,981627
Sin α	0,669131	0,615661	0,544639	0,469472	0,390731	0,292372	0,190809
φ (°)	25	25	6	6	12	12	12
Tan φ	0,466308	0,466308	0,105104	0,105104	0,212557	0,212557	0,212557
C (kPa)	20	20	23	23	5	5	5
W (kN/m)	127,44	317,79	627,4617	811,6057	1205,708	1273,509	1222,658
W. sin α	85,274	189,7222	310,8323	332,3213	400,1898	311,1676	193,1641
W. cos α	94,70638	242,8334	478,6398	625,0055	942,788	1017,783	993,7429
W. tan φ	59,42625	148,1879	65,94888	85,3032	256,2812	270,6927	259,8839
C.b	86,8	86,6	126,5	130,87	36,4	36,4	36,4
W.sin α .cos α	63,37094	154,1751	286,6074	336,4258	433,657	356,0687	229,0078
Wsin α^2 .tan φ	26,60726	56,16901	19,56253	18,80113	39,12666	23,13914	9,461872
U	0	6,5	29,4	48,2	62	69,5	68,9
U.b.tan φ	0	3,031	3,090065	5,066024	13,17851	14,77268	14,64515

METHODE DE BISHOP– ETAT SATURÉ							
N° Tranche	8	9	10	11	12	13	SOMME
b (m)	5,31	5,57	3,68	5,09	4,56	1,22	/
α (°)	6	2	1	-5	-8	-10	/
Cos α	0,994522	0,999391	0,999848	0,996195	0,990268	0,984808	/
Sin α	0,104528	0,034899	0,017452	-0,08716	-0,13917	-0,17365	/
φ (°)	12	12	12	6	6	25	/
Tan φ	0,212557	0,212557	0,212557	0,105104	0,105104	0,466308	/
C (kPa)	5	5	5	23	23	20	/
W (kN/m)	796,8837	699,0287	362,0394	344,4641	137,9164	6,48	/
W. sin α	68,67102	20,09618	5,219578	-25,0357	-16,6827	-1,12524	1873,814
W. cos α	653,3611	575,4792	299,0294	286,1594	118,7034	6,381554	/
W. tan φ	169,3829	148,5831	76,95385	36,20464	14,4956	3,021674	1594,366
C.b	26,55	27,85	18,4	117,07	104,88	24,4	859,12
W.sin α .cos α	82,84072	24,38089	6,317496	-29,9078	-19,0075	-1,10815	1922,828
Wsin α^2 .tan φ	1,850711	0,180971	0,023439	0,275015	0,280767	0,091115	195,5696
U	62,6	51,5	40,9	29,2	9,9	0	/
U.b.tan φ	13,30604	10,94666	8,693563	3,069044	1,040532	0	90,83927
Fs	1,100						

Tableau 5.5 Résultats du calcul manuel de F_s par la méthode de BISHOP à l'état saturé du talus.

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - \mu_n \cdot b) \tan \varphi_i + \hat{C}_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

La valeur initiale du F_s obtenu par la méthode de FELLENIUS est 0,872

$$\text{Donc : } F_s = \frac{1594,37 - 90,84 + 859,12}{1922,83 + \left(\frac{195,57}{0,872}\right)} = 1,1$$

Par itération on trouve (Tableau 5.6) : $F_s=0,782$

METHODE DE BISHOP	
F	Fs
1,100463	0,808884
0,808884	0,784945
0,784945	0,782787
0,782787	0,78228

Tableau 5.6 Calcul itératif de Fs par la méthode de BISHOP à l'état saturé.

Le tableau 5.7 suivant représente un récapitulatif des coefficients de sécurité (Fs) déterminés par les deux méthodes (FELLENIUS et BISHOP) à l'état sec et saturé du talus étudié.

Etat sec		Etat saturé	
FELLENIUS	BISHOP	FELLENIUS	BISHOP
1,19	1,22	0,872	0,782

Tableau 5.7 Coefficients de sécurité (Fs) déterminés par les méthodes de FELLENIUS et BISHOP à l'état sec et saturé du talus.

L'analyse des résultats de Fs déterminé sur le talus étudié à l'état sec et saturé permet de juger sur la présence néfaste de la nappe d'eau dans ce talus qui a conduit à une diminution moyenne de Fs de l'ordre de **30%**.

5.2.2. Analyse de la stabilité du talus par la méthode numérique (MEF-PLAXIS 8.2)

Le code de calcul numérique en éléments finis (PLAXIS) est conçu par des géotechniciens numériciens où il présente un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique dans le domaine de la géotechnique. Les développements de PLAXIS ont commencé en 1987 à l'université de Delft de la technologie à la HOLLANDE.

Son utilisation initiale était dans l'analyse des remblais pour les sols mous des terres de la HOLLANDE. En 1993, une compagnie nommée PLAXIS B.V a été créée pour assurer les activités de cette université pour garantir la continuité et le développement. En 1998 la première version de PLAXIS a été publiée par Windows qui permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.).

Ce code de calcul numérique est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Il permet d'utiliser 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.

Ce code PLAXIS 8.2 permet de déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds de ce maillage ainsi que les contraintes et les états de rupture du sol. Son interface d'utilisation se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

5.2.2.1. Programme d'entrée des données (input)

Pour réaliser une analyse par la méthode des éléments finis avec le code PLAXIS 8.2, 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).

La génération du maillage ainsi que les conditions initiales est faite dans un menu spécifique du programme input (Figure 5.4).

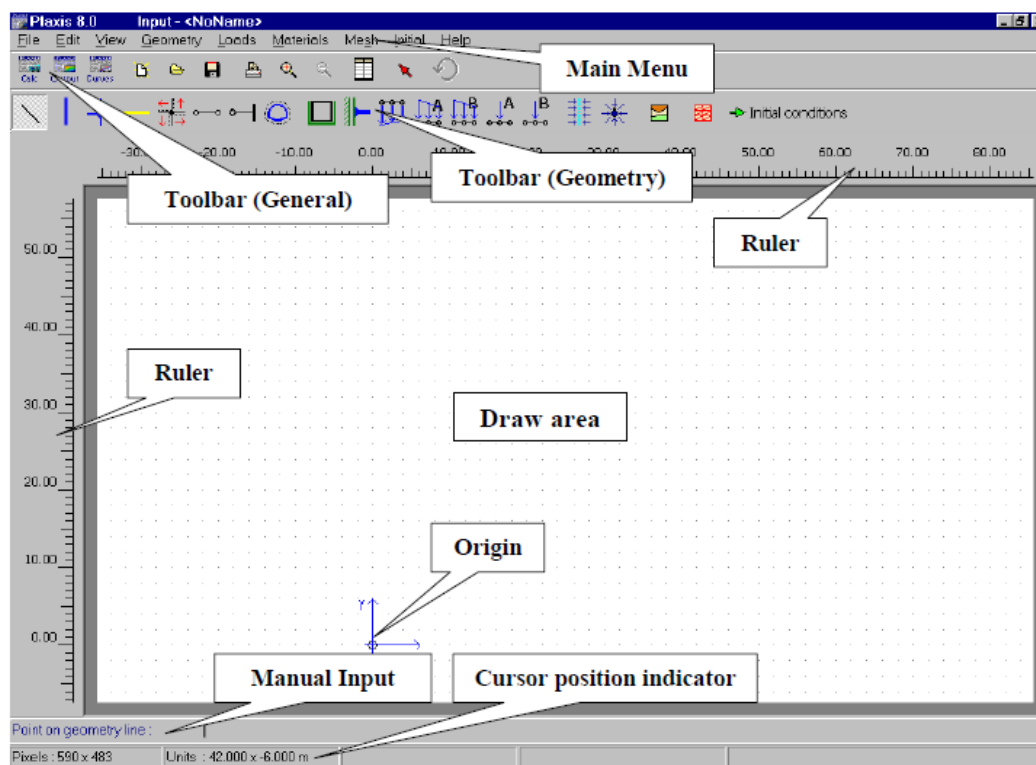


Figure 5.4 Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (Mode de création géométrique).

L'utilisateur doit créer un modèle géométrique à deux dimensions composées de points, de lignes et d'autres composants.

La génération d'un maillage approprié, des propriétés et des conditions aux limites élément par élément est réalisée automatiquement par le générateur de maillage de PLAXIS à partir du modèle géométrique précédemment entré.

L'utilisateur peut aussi retoucher le maillage d'éléments finis pour améliorer ses performances. La dernière partie de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives initiales pour définir l'état initial.

Lorsqu'un modèle géométrique est créé dans le programme Input, il est conseillé de Sélectionner les différents éléments selon l'ordre donné dans la seconde barre d'outils (de la gauche vers la droite) où il faudra dessiner les contours géométriques, puis ajouter les couches de sols, les éléments de structure, les couches à construire, définir les conditions aux limites, et enfin les chargements. La barre d'outils suit cette logique. Elle est un véritable guide à travers le programme Input.

5.2.2.2. Programme de calcul

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement qui seront appliqués. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases ; le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charges, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation (Consolidation Analysis), le calcul d'un facteur de sécurité (Phi-C Reduction) sont des exemples de phases de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incréments de charge).

5.2.2.3. Programme des résultats

Les principaux résultats d'un calcul en éléments finis avec le code PLAXIS 8.2 sont les déplacements aux nœuds et les contraintes en leurs points correspondants. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.

5.2.2.4. Programme courbe (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charge déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations et temps-déplacements.

5.2.2.5. Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis 8.2

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Parmi ces modèles, on peut citer :

❖ Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il est caractérisé par deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E et le coefficient de Poisson, ν .

Ce modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol où il est utilisé principalement pour modéliser des structures rigides massives placées dans le sol [34].

❖ Modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il est défini par cinq paramètres mécaniques [34]:

1. Le module d'Young (E)

Le choix du module de déformation longitudinal (E) est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Ce module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant où il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations).

Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Figure 5.5).

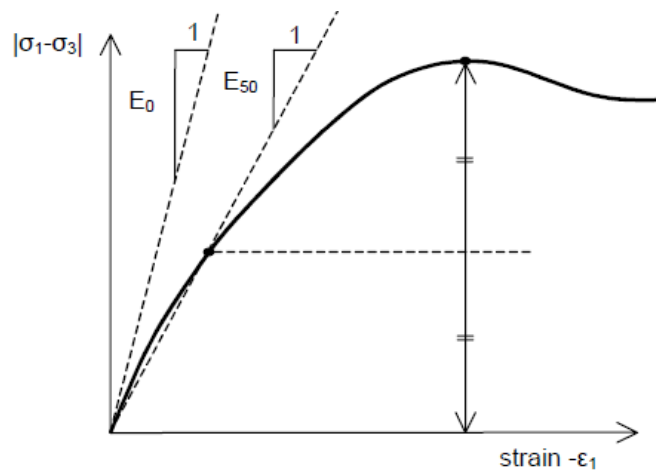


Figure 5.5 Définition du module de déformation à 50% de la rupture [39].

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Ainsi, pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés tel que montré sur la Figure 5.6.

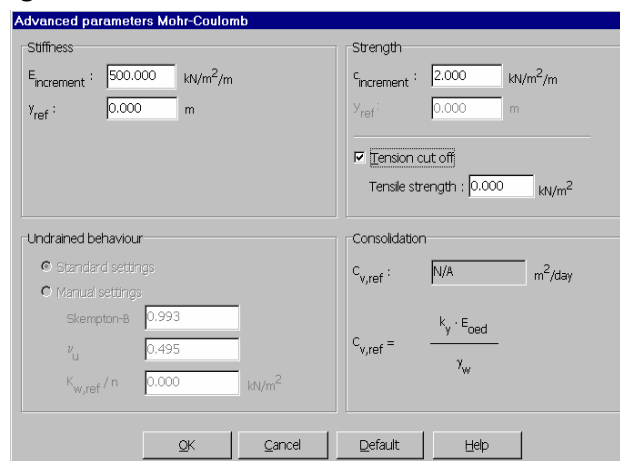


Figure 5.6 Fenêtre des paramètres avancés de Mohr-Coulomb (Advanced parameters Mohr-Coulomb).

2. Le coefficient de Poisson

Il est conseillé une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure k_0 ou chargement gravitaires). Pour certains

problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0.5 [39].

3. L'angle de frottement interne

Le code Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Cet angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 45° peuvent considérablement allonger les temps de calculs [39].

4. La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible Cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en état non drainé, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur ; ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe du pénétromètre.

Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante.

5. L'angle de dilataance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilataance qui est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\begin{aligned} \Psi &= \Phi - 40^\circ && \text{pour } \Phi > 40^\circ \\ \Psi &= 0^\circ && \text{pour } \Phi < 40^\circ \end{aligned}$$

Les cas particuliers tel que les sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique), la valeur correspond à $\Psi = 0$ un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilataance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent aussi le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes [39].

❖ Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model)

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

❖ Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

❖ Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement des sols mous comme les argiles normalement consolidées ou la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

❖ Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model)

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps.

5.2.3. Modélisation du talus de l'étude

L'analyse du talus de notre étude est réalisée dans le cadre des déformations planes. Les calculs se font en contraintes totales et à court terme, c'est-à-dire avec les paramètres de cisaillement totaux du sol (cohésion c_{uu} et angle de frottement interne Φ_{uu}) et sans drainage. Le maillage se compose d'éléments triangulaires.

Les conditions aux limites consistent à imposer, le long des frontières latérales du modèle et sur sa base les conditions suivantes

- Déplacements horizontaux sur les bords latéraux nuls
- Déplacements sur la base inférieure du modèle nuls
- Les actions considérées sont le poids du massif

On se base dans les calculs effectués par ce code numérique PLAXIS 8.2 à déterminer les valeurs du coefficient de sécurité au glissement du talus, par l'approche pseudo-statique et par la méthode "Phi-c réduction".

Le calcul du modèle de référence considéré est défini en deux phases :

- Une analyse plastique. avec le critère de Mohr-Coulomb, en conditions non drainées.
- Un calcul du coefficient sécurité (F_s) par la méthode de "phi-c réduction".

5.2.4. Analyse numérique du talus étudié sans confortement

Le talus sujet de cette étude numérique est constitué de trois couches superposées, modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 66m de largeur et 32,6m de hauteur tel que représenté sur la figure 5.7.

Les caractéristiques géotechniques des couches formant ce talus sont regroupées dans le tableau 5.8 suivant :

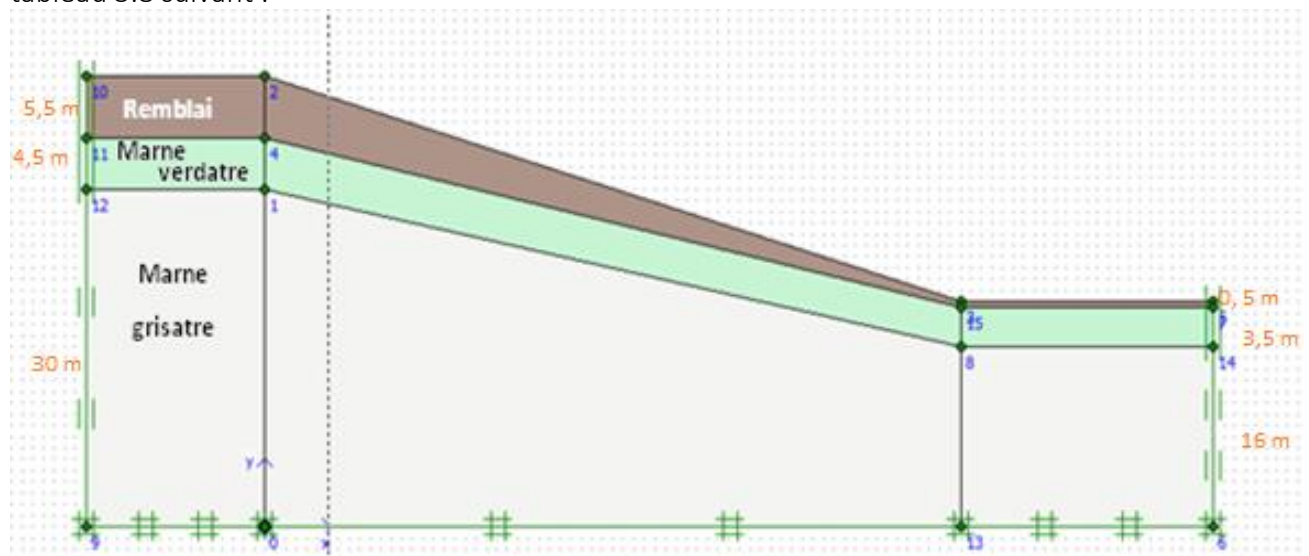


Figure 5.7 Géométrie du modèle du talus.

Nature	γ_h (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kPa)	Φ (°)	Ψ (°)	E (kPa)	ν	k (m/s)
Remblai	20	21	20	25	0	9400	0.29	1.1×10^{-10}
Marne verdâtre	18.80	19.03	23	6	0	23400	0.3	$4,3 \times 10^{-11}$
Marne grisâtre	19.75	20.32	5	12	0	44900	0.3	2.2×10^{-11}

Tableau 5.8. Paramètres géotechniques des couches formant le profil du talus étudié

Pour le calcul de E et k on 'à utiliser les formules suivantes : $E = \frac{\sigma_f - \sigma_i (1+e_i)}{e_f - e_i}$ $K = \frac{C_v \cdot \gamma_w}{E}$

Avec $C_v = 10^{-7}$ pour les argiles sableuses

Le maillage adopté dans le modèle est composé d'éléments triangulaires à 15 nœuds (Figure 5.8).

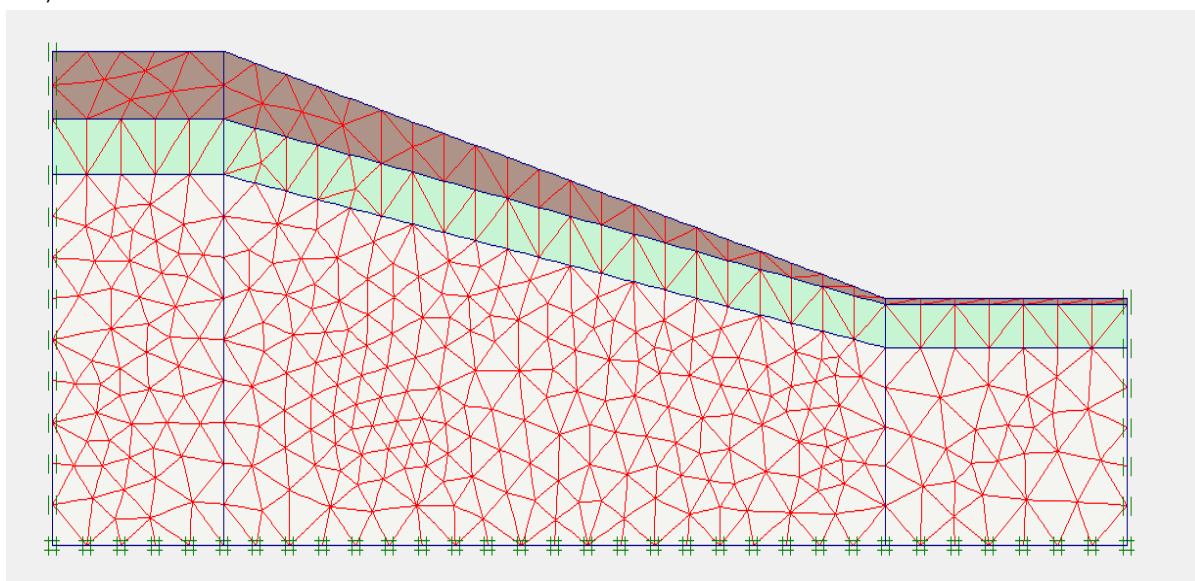


Figure 5.8. Maillage du modèle du talus.

L'effet de présence de la nappe est introduit dans ce calcul numérique par des conditions hydrauliques caractérisées par une nappe statique située à 6m au dessous de la tête du talus et à 0,5m au dessous du pieds du talus (Figure 5.9).

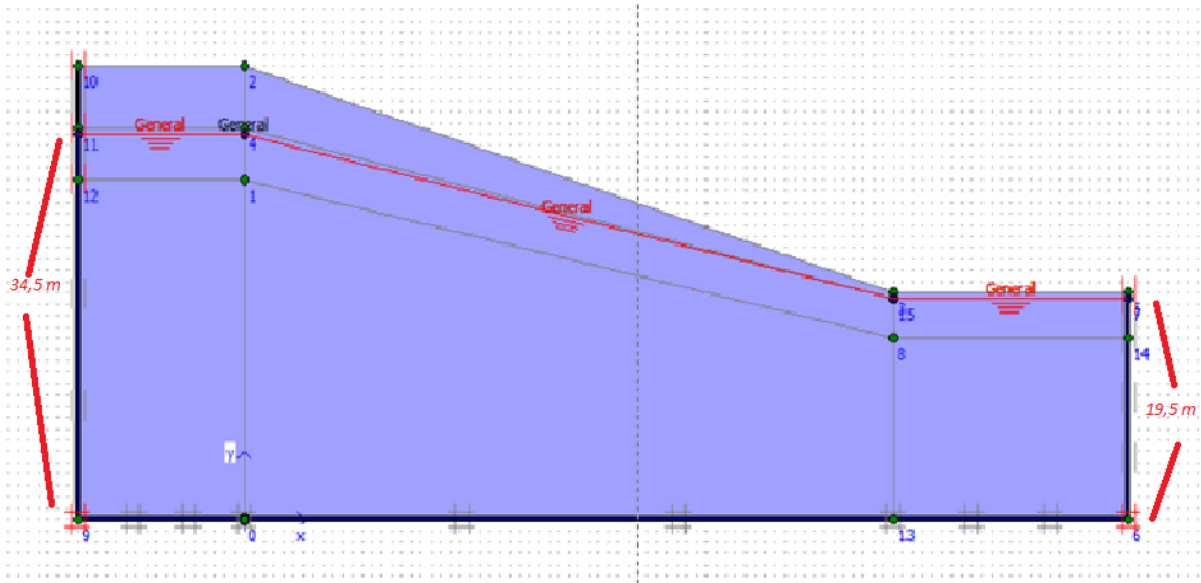


Figure 5.9 Introduction des conditions hydrauliques dans le modèle du talus.

La procédure de calcul du coefficient de poussée des terres K_0 est établie par la formule de JACKY pour chaque couche (Figure 5.10), tel que :

$$K_0 = 1 - \sin\Phi \quad \text{pour un sol à surface horizontale}$$

$$K_0 = (1 - \sin\Phi) (1 + \sin\beta) \quad \text{pour un sol à surface inclinée}$$

Φ : angle de frottement interne du sol

β : inclinaison de la surface du sol

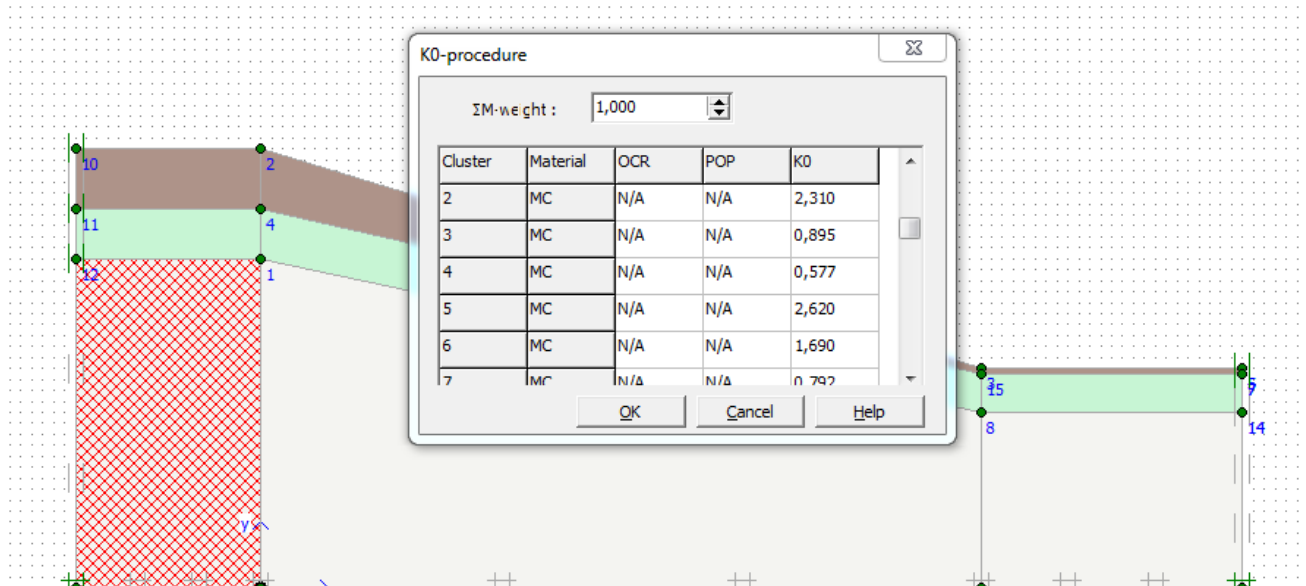


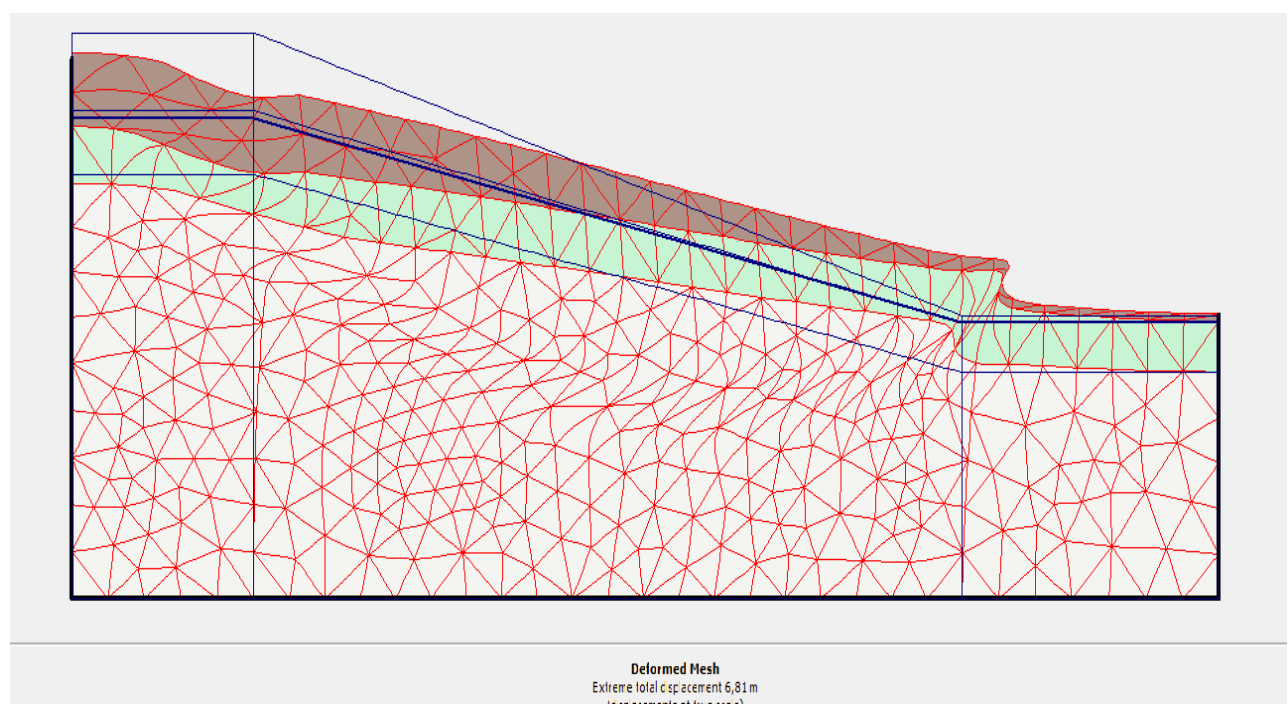
Figure 5.10. Procédure de calcul du coefficient de poussée des terres au repos (K_0).

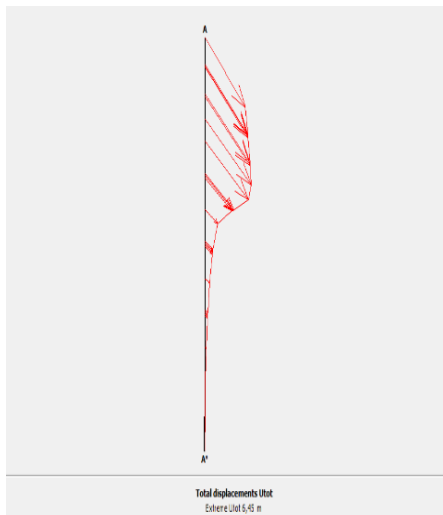
L'analyse des résultats obtenus suite à ce calcul numérique, a montré :

1. Un coefficient de sécurité (F_s) faible, de l'ordre de 0,88 (Figure 5.11) ;
2. Un affaissement bien apparent en tête du talus et qui est suivi par un bourrelet marqué en pied de celui-ci tel que représenté sur la figure 5.12. Les déplacements déterminés en tête du talus et en pied confirment bien cette constatation (Figure 5.12), où le déplacement en tête est de l'ordre de 6,46m et celui d'en pied est de 4,03m ;
3. Des contraintes moyennes effectives relativement faibles en surface du talus (Figure 5.13) ;
4. La surface de rupture critique représentée présente un cercle de rupture de pied (Figure 5.14), qui indique aussi des déplacements importants en tête du talus.

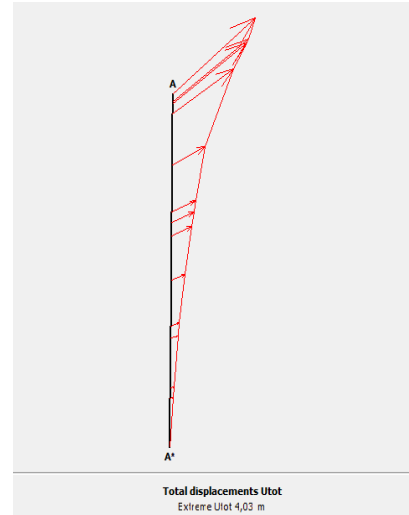
Incremental multipliers		Total multipliers	
Mdisp:	N/A	Σ -Mdisp:	1,0000
MloadA:	N/A	Σ -MloadA:	1,0000
MloadB:	N/A	Σ -MloadB:	1,0000
Mweight:	N/A	Σ -Mweight:	1,0000
Maccel:	N/A	Σ -Maccel:	0,0000
Msf:	0,1000	Σ -Msf:	0,8831

Figure 5.11 Valeur du coefficient de sécurité (F_s) déterminé par le code PLAXIS 8.2 du talus sans confortement.





Déplacements totaux en tête du talus



Déplacements totaux en pied du talus

Figure 5.12 Déformé et déplacements en tête et en pied du talus sans confortement.

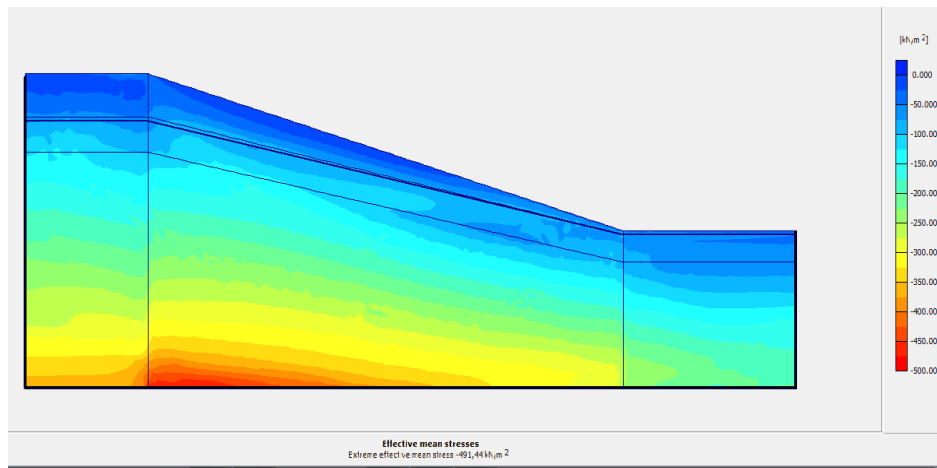


Figure 5.13 Contraintes effectives dans le talus sans confortement.

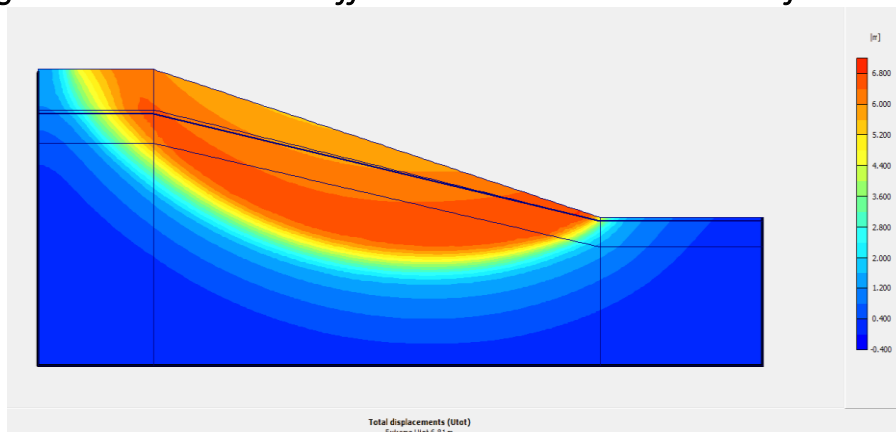


Figure 5.14 Représentation de la ligne de rupture est distribution des déplacements totaux sur le talus sans confortement.

Sur la base de ces résultats trouvés, il a été jugé utile d'apporter des solutions de confortement sur ce talus en vue d'améliorer ces paramètres de stabilité en particulier le coefficient de sécurité (F_s).

5.2.5. Analyse numérique du talus étudié avec confortement

Trois propositions de solutions sont étudiées dans cette partie, en vue de conforter cette instabilité du talus :

- Solution 1 : Adoption d'un système de drainage ;
- Solution 2 : Adoucissement de la pente du talus ;
- Solution 3 : Introduction d'un système de rideaux de palplanches.

La détermination du coefficient de sécurité (F_s), les déplacements et les contraintes moyennes effectives en tête et en pied du talus pour chacune des solutions proposées sont présentés dans le tableau 5.9.

	F_s	Déplacement point-A (cm)	Déplacement point-B (cm)	Contrainte effective-A (kPa)	Contrainte effective-B (kPa)
SOLUTION 1	1.08	97.06	98.88	677.36	283.77
SOLUTION 2	1.25	95.67	41.45	562.86	284.91
SOLUTION 3	1.63	15.24	20.09	580.52	469.34

Tableau 5.9 Récapitulatif des résultats des paramètres déterminés après confortement du talus pour les solutions proposées

5.2.5.1. Adoption d'un système de drainage (Solution 1)

La 1^{ère} solution proposée consiste en un rabattement du niveau de la nappe d'eau en vue de diminuer l'effet de distribution des pressions interstitielles dans le massif du talus.

La figure 5.15 indique le niveau de rabattement de la nappe qui est à 32m par rapport à la surface du talus.

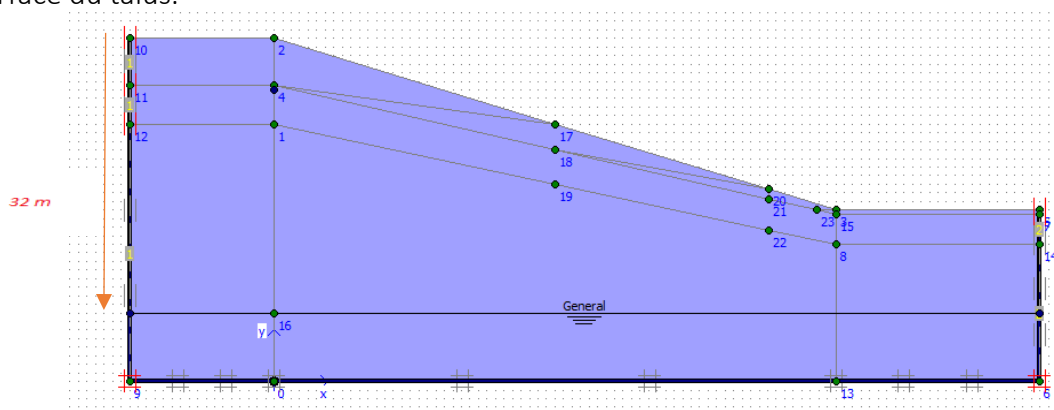


Figure 5.15 Rabattement du niveau de la nappe (Solution 1).

On peut constater sur la base des résultats obtenus, une amélioration notable du coefficient de sécurité (F_s), qui est de l'ordre de 23% par rapport à celle du talus sans confortement. Cette amélioration du coefficient F_s est suivie d'une diminution de l'ampleur des déplacements en tête et en pied du talus mais qui demeure non satisfaisante.

5.2.5.2. Adoucissement de la pente du talus (Solution 2)

En complément avec le système de drainage adopté dans la 1^{ère} solution, l'emplacement de gradins sur le talus en vue d'un adoucissement de la pente du talus nous a paru nécessaire. La figure 5.16 indique la géométrie ainsi que les conditions hydrauliques caractérisant cette 2^{ème} solution proposée.

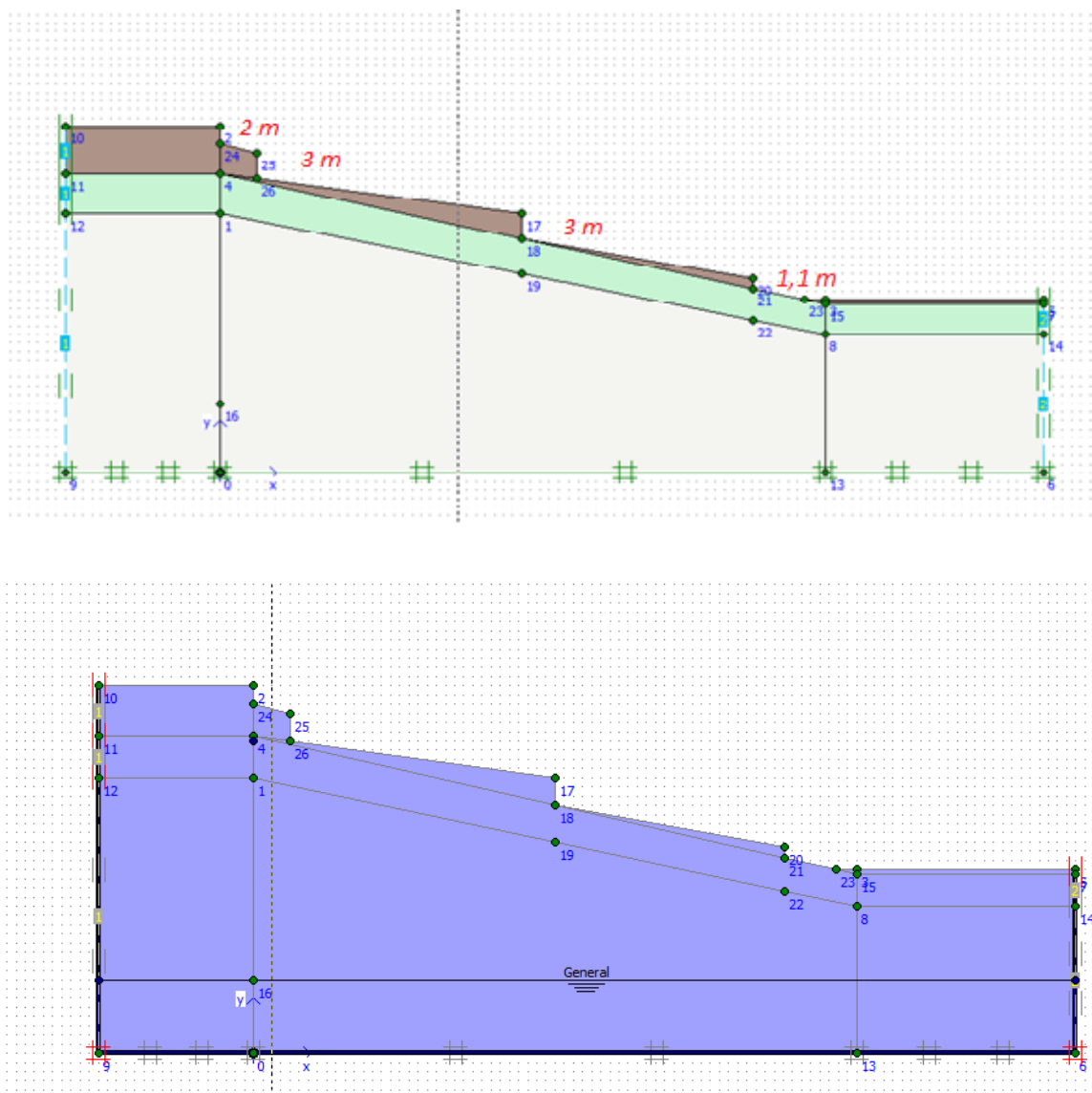


Figure 5.16 Adoucissement de la pente du talus et conditions hydrauliques (Solution 2).

Après simulation numérique (Tableau 5.9), on constate une augmentation du coefficient de sécurité (F_s) de l'ordre de 1,25 par rapport à la 1^{ère} solution. Cette modification apportée sur la géométrie du talus n'a pas influencé le déplacement en tête du talus, qui n'a pas été très variant par rapport à la 1^{ère} solution.

À la différence du déplacement en pied du talus qui a diminué de plus de 50% par rapport à la 1^{ère} solution (Figure 5.17).

L'ampleur de variation des contraintes moyennes effectives n'a pas aussi été influencée par cette modification de la géométrie du talus (Tableau 5.9).

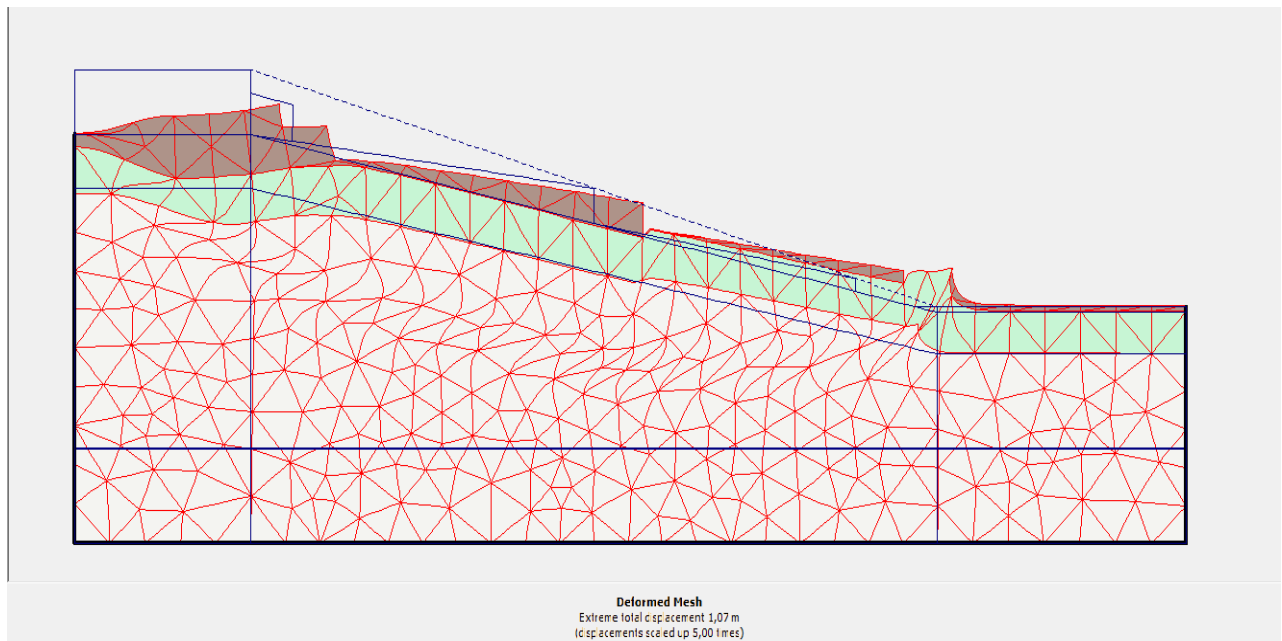


Figure 5.17 Déformé du talus après l'adoption d'un système de gradins (Solution 2).

5.2.5.3. Introduction d'un système de rideaux de palplanches (Solution 3)

Pour réduire l'ampleur des déplacements dans le talus, un système de rideaux de palplanches a été proposé comme une 3^{ème} solution complémentaire avec celle des deux autres solutions précédentes.

Ce système de palplanches est composé d'un ensemble de rideaux de palplanches ancrés avec des géogrilles qui sont placés en tête, en pied et aux endroits des gradins du talus tel que représenté sur la figure 5.18.

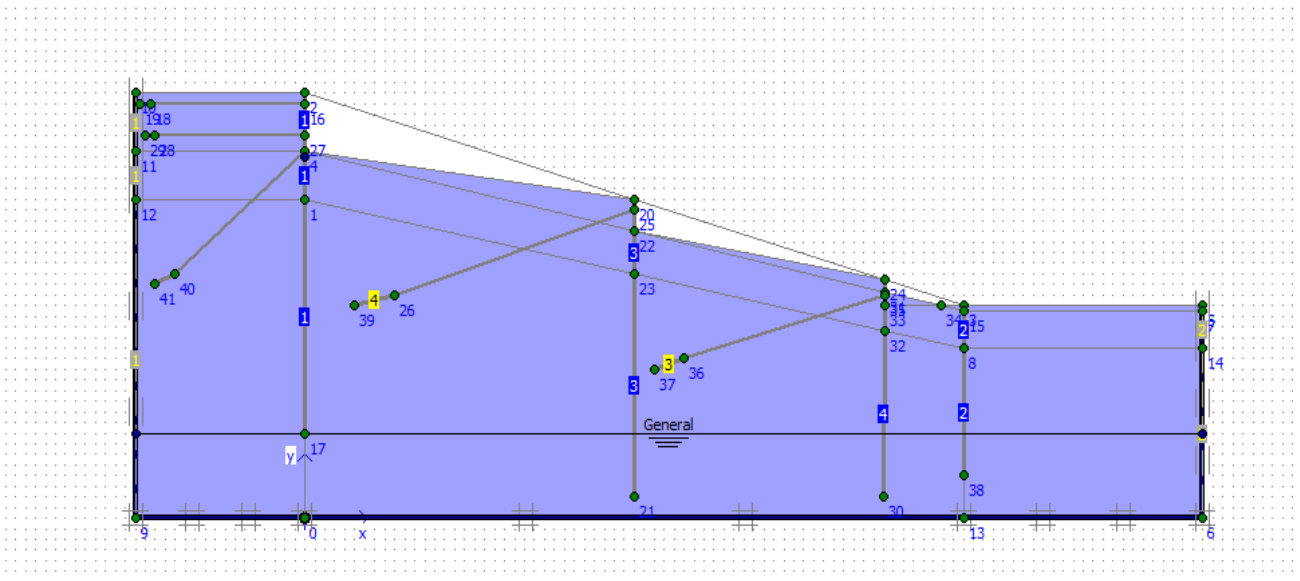


Figure 5.18 Introduction d'un système de rideaux de palplanches (Solution 3).

Les paramètres mécaniques caractérisant ce système de rideaux de palplanches sont représentés sur le tableau 5.10 ci-dessous.

Paramètres	Nom	Palplanche	Ancrage	Géogridde
Type de comportement	Material type	Elastique	Elastique	Elastique
Rigidité normale (kN/m)	EA	$1,2 \cdot 10^7$	$2 \cdot 10^9$	$8 \cdot 10^5$
Rigidité de flexion (kN.m ² /m)	EI	$1,2 \cdot 10^7$		
Espacement (m)	Spacing		2	
Epaisseur équivalente (m)	D	3,464		
Poids (kN/m)	W	5,250		
Coefficient de Poisson	ν	0,15		

Tableau 5.106 Propriétés mécaniques du système de rideaux de palplanches adoptés comme 3^{ème} solution.

L'analyse des résultats obtenus après simulation numérique pour cette 3^{ème} solution nous indique une diminution nette de la déformée du talus (Figure 5.19) où la variation des déplacements est relativement faible (Figure 5.20) en tête du talus, ce qui a conduit à une augmentation notable du coefficient de sécurité ($F_s = 1,63$), indiquant une sécurité satisfaisante du talus (Tableau 5.11).

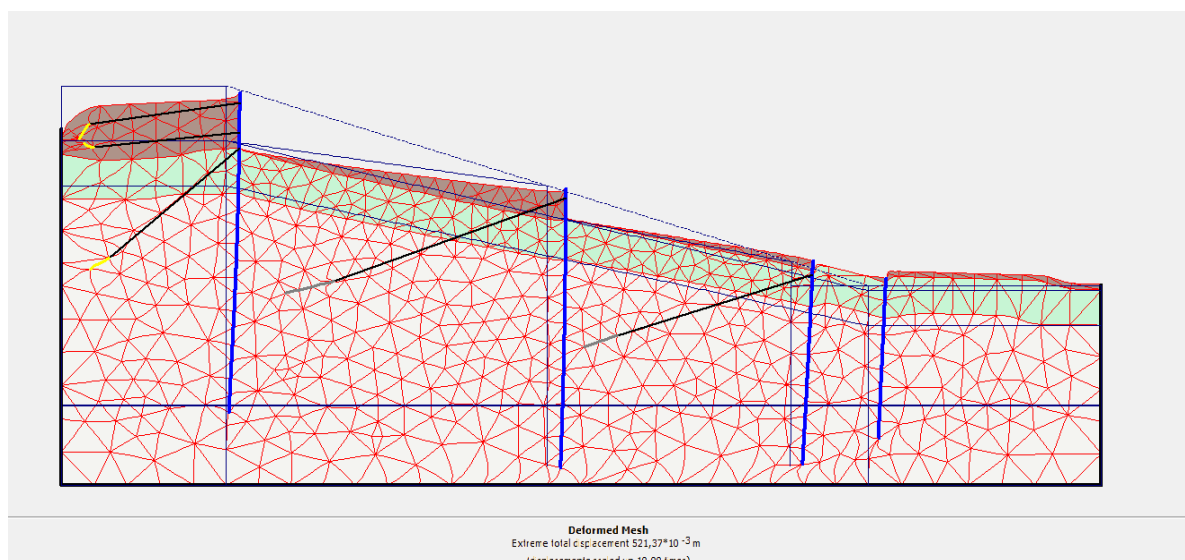


Figure 5.19. Déformé du talus après introduction d'un système de rideaux de palplanches (Solution 3).

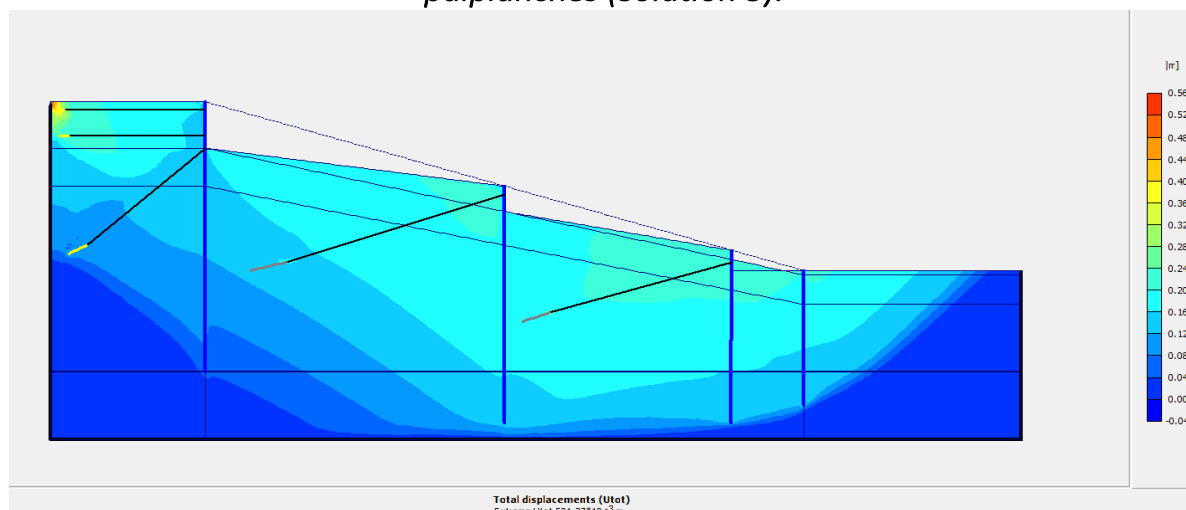


Figure 5.20. Distribution des déplacements totaux du talus après renforcement par un système de rideaux de palplanches (Solution 3).

Fs	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1.0 - 1.25	Sécurité
1.25 - 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peut importantes sécurités contestables pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique.
> 1.4	Satisfaisante pour les barrages.

Tableau 5.11. Critère de stabilité de l'ouvrage en rapport avec le coefficient de sécurité (Fs) [45].

D'autre part, l'ampleur des contraintes moyennes effectives en tête et en pied du talus a augmenté. Cette augmentation peut être attribuée à une localisation des contraintes apparue suite au positionnement de ce système d'ancrage en ces points extrêmes du talus.

5.3 Conclusion

L'analyse de la stabilité du talus étudié a été effectuée par deux méthodes de calcul, une méthode d'équilibre limite, représentée par la méthode de FELLENIUS et BISHOP. Les résultats obtenus par cette méthode nous indiquent un coefficient de sécurité (F_s) faible notamment à l'état saturé, signifiant ainsi un talus instable.

La 2^{ème} méthode utilisée consiste en un calcul basé sur une simulation numérique, utilisant le code PLAXIS 8.2. Ce calcul numérique a conduit à un coefficient F_s de l'ordre de 0,88, qui confirme ainsi une instabilité de ce talus ou des mesures de confortement doivent être adoptées.

Pour cela, trois solutions de confortement ont été proposées dont la solution d'adoption d'un système de rideaux de palplanches associé à un système de drainage a montré une amélioration notable du coefficient de sécurité (F_s), de l'ordre de 1,63, indiquant ainsi un talus stable avec des déplacements en tête et en pied du talus relativement réduits.

CONCUSION GENERALE

Les problèmes de stabilité des pentes intéressent aussi bien les pentes naturelles que les talus artificiels. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est très délicate. Pour cela, toute étude de stabilité doit être précédée d'une reconnaissance géologique et géotechnique qui permettra de mettre en évidence les hétérogénéités locales ainsi que d'autres facteurs à la fois mécaniques et hydrauliques servant à connaître les principales causes d'instabilité de ces talus.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité du glissement d'un talus au niveau du site « les Amandiers » à la ville d'Arzew, Wilaya d'Oran.

L'analyse de la stabilité du talus étudié a été effectuée par deux méthodes de calcul, une méthode d'équilibre limite, représentée par la méthode de FELLENIUS et BISHOP. Les résultats obtenus par cette méthode nous indiquent un coefficient de sécurité (F_s) faible notamment à l'état saturé, signifiant ainsi un talus instable. La 2^{ème} méthode utilisée consiste en un calcul basé sur une simulation numérique, utilisant le code PLAXIS 8.2. Ce calcul numérique a conduit à un coefficient F_s de l'ordre de 0,88, qui confirme ainsi une instabilité de ce talus ou des mesures de confortement doivent être adoptées.

Pour cela, trois solutions de confortement ont été proposées dont la solution d'adoption d'un système de rideaux de palplanches associé à un système de drainage a montré une amélioration notable du coefficient de sécurité (F_s), de l'ordre de 1,63, indiquant ainsi un talus stable avec des déplacements en tête et en pied du talus relativement réduit

REFFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : Olivier Maquaire. Aléa géomorphologique (mouvement de terrain), Mémoire de Recherche, 2002.
- [2] : Groupe d'étude des talus. Les glissements de talus routiers, étude des désordres observés entre 1963-1967. (Décembre 1968).
- [3] : Boudalal Omar., Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse Doctorat. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. 2013.
- [4] : « S.I.E.E : société d'ingénierie pour l'Eau et l'Environnement », 2008.
- [5] : Bendadouche.h et lazizi.s , glissement de terrain et confortement, Algérie, Ed, Page bleus international .2013.
- [6] : Reiffsteck Ph, 2001 « Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes ».
- [7] : J.L Zézere..Evaluation et cartographie du risque glissement de terrain d'une zone située au nord de Lisbonne. Mémoire de Master. 2009.
- [8] : Florence Chevallier, Édition : Mai 2011. Collection Prévention des risques naturels »,
- [9] : Robitaille V et Tremblay D., 1997. Mécanique des sols théorie et pratique, Modulo éditeur.
- [10] : BOUDLAL OMAR étude expérimentale du comportement mécanique Des fines dans la stabilité des talus et des fondations. THÈSE DE DOCTORAT 2013
- [11] : BOUHADAD, Y, [15-16 novembre, 2005] : « Les glissements de terrains et Éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie », Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et D'éboulement rocheux, université de Guelma.
- [12] : BOUHADAD, Y, [15-16 novembre, 2005] : «Les glissements de terrains et éboulements rocheux d'origine sismique : évaluation de l'aléa et exemples en Algérie », Communication au séminaire sur les risques naturels liés aux glissements de terrains et d'éboulement rocheux, université de Guelma,
- [13] : Kamel M'ZOUGHEM ; Walid CHENAFI : « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif) » ; Mémoire de fin d'études, diplôme d'Ingénieur d'Etat en Géologie ; Option : Géologie de l'ingénieur ; - université de Sétif 2006.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [14] : SAROUT. J : « Propriétés physiques et anisotropie des roches argileuses : Modélisation Micromécanique et Expériences Triaxiales » ; Thèse de doctorat de l'université Paris XI ORSAY ; 241 pages ; 2006.
- [15] : ADIL Roza ; HAMMOU Nesrine : « Etude de stabilité des talus des gradins Cas : la mine du Phosphate de Djebel Onk(Tebessa) » ; mémoire de fin d'études ; Option : exploitation des mines ; Département des mines ; Faculté des Sciences de la terre ; université de Annaba.
- [16]: ROGOZ (1978): « Water capacity of abandoned work ing in underground coal mines ». Proc. Int. Conf.: Water in Mining and Underground Works. SIAMOS, Granada (Spain).
- [17]: SEKHAL Adjel Ahmed1; BENDANI Karim2; BENSMAIN Hamza3:
« ETUDE DE L'EFFET DES PARAMETRES GEOMETRIQUES SUR LA STABILITE DES TALUS NATURELS » Chlef les 9 et 10 Octobre 2013.
- [18] : Armando Manuel SEQUEIRA NUNES ANTÃO : « ANALYSE DE LA STABILITÉ DES OUVRAGES SOUTERRAINS PAR UNEMÉTHODE CINÉMATIQUE RÉGULARISÉE » ; THESE DE DOCTORAT DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES ; *Spécialité* : GÉOTECHNIQUE, le 19-07-1997.
- [19] :Bouafia.A., Conception et calcul des ouvrages géotechnique, Algérie, Ed, Page bleus international .2010.
- [20]: GEO-SLOPE International Ltd:
« Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version »; an Engineering Methodology; Third Edition, March 2008.
- [21] :Costet et G. Sanglerat., Cours pratique de mécanique des sols, Tome1-Plasticité et calcul des tassements, Paris Ed, Dunod.
- [22] :G.Filliat., La pratique des sols et des fondations, Paris, Ed Moniteur, 1981.
- [23] : Bouafia.A., Conception et calcul des ouvrages géotechnique, Algérie, Ed, Page bleus.2013.
- [24] : KARRAY. M : « Cours de mécanique des sols ».
- [25]: Plaxis 2D version 8.2: « Plaxis manuals »; R.B.G Brinkgreveet W Broere; Delft university of technology and Plaxis B.V the Netherlands.
- [26] : BRGM., 2004. Bureau de Recherches Géologiques et Minières. Ceysac (43)., Glissement de terrain sur la route des Vignaux Hauts, commune de Ceysac (43)., Avis et recommandations. Document public, BRGM/RP -53610-FR.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [27] : LPC., 1989. Stabilisation des glissements de terrains, guide technique « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées ».
- [28] : DETEC., 2009. Département Fédéral de l'Environnement, des Transports, de l'Énergie et de la Communication. Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers, Suisse.
- [29] : Collinet J., et Leclerc G., 1995. Prédiction des risques de glissement de terrain des sols d'origine volcanique en Amérique Centrale. Communication pour les 12èmes Journées du Réseau Erosion. Laboratoire de Science du Sol de l'INRA Orléans., Réseau Erosion de l'ORSTOM de Montpellier, Turrialba, Costa Rica.
- [30] : Chapeau C., 2005. L'eau et les risques de glissements de terrains. Ministère du développement durable, de l'environnement et des parcs QUEBEC.
- [31] : LCPC., 1987. Essais de cisaillement à la boîte. Méthode d'essai N° 21. Ministère de l'équipement, du logement, de l'aménagement du territoire et des transports. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- [32] : BENDADOUCHE H. LAZIZI S. (2013). Glissement de terrain et confortement Edition page bleues internationales, ISBN ,197p.
- [33] : R.B.J Brink Greve, PLAXIS BV / DELFT / 2003 ; PLAXIS Version 8 'manuel de référence'.
- [34] : mémoire, 2010 étude numérique d'un mur de soutènement en sol stabilisé et renforcé avec fibres et géogrilles.
- [35] : mémoire de fin d'étude de stabilité et de confortement du glissement de terrain de Targu Ouzemour (Bejaia) 2013
- [36] : information technique de laboratoire central de ponts et chaussées (LCPC) juin 1973
- [37] : Manuel de laboratoire LSV V3.0_10-2012
- [38] : rapport d'étude géotechnique, L.T.P.O d'Oran ; un glissement d'un talus situé à Arzew ville, wilaya d'Oran
- [39] : R.B.J. Brinkgreve, PLAXIS BV / DELFT / 2003 ; PLAXIS Version 8 'Manuel de référence'.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [40] : COLLIN, F ; FOX, R ; MAQUIL, R ; SCHROEDER, Ch, [2010] : « Stabilité des Parois Rocheuses : Eboulement de la carrière RN 27 Michelau » ; Journée Technique, Administration des ponts et chaussées de Luxembourg.
- [41] : DURVILLE, J.L ; HÉRAUD, H ; [2001] : « Description des roches et des massifs rocheux » ; Technique de l'ingénieur, traité construction.
- [42]: Site web: <httpswww.academia.edu>
- [43] - site web: <http://rocca-e-terra.com>
- [44] - site web: <http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr>
- [45]: book wiki. [www.boowiki.info /limites d'aterberg](http://www.boowiki.info/limites_d_aterberg).