

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique



Université Mohammed Seddik Ben Yahia-Jijel
Faculté des sciences et Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique



Mémoire de Fin d'Etude
Mémoire de Fin d'Etude

En vue de l'obtention du Diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Option : Géotechnique

Thème

*Etude et traitement d'un glissement de terrain dans une zone
urbaine*

Présenté par :

BENESSAM Nada

SEGHIER Radia

Encadré par :

D^r ARABET Leila

Promotion 2020

REMERCIEMENTS

Avant tout je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, la volonté et la santé pour mener à terminé ce travail.

*J'adresse mes remerciements à mon encadreur de thèse le M^{me} **ARABET Leila** tous mes enseignants et mes amis qui m'ont encouragé à réaliser ce travail.*

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Dédicaces

L'occasion m'est donnée pour exprimer ma reconnaissance à mon père et ma mère pour m'avoir donné la chance de faire des études, pour tous les sacrifices qu'ils ont fait et qu'ils continuent à faire pour ma réussite.

A mes frères

A mes sœurs

Et tous mes Amis.

Dédicaces

Je dédie cet humble travail :

*A mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu
tout au*

*long de mon parcours scolaire, que dieu les garde et les
protège.*

A mon grand père et mes grandes mères.

A mes frères

A mes soeurs

A mes oncles et tantes.

A toute ma famille

A tout mes amis.

A toute la section Géotechnique.

Résumé :

le glissement de terrain est l'un des plus graves et répandus problèmes dans la géotechnique surtout dans une zone urbaine. Notre travail s'intéresse à faire l'étude de traitement du glissement de terrain survenu au niveau de la cité 250 logements située au lieu dit Mezghitane. Elle fait partie de la commune Jijel.

Nous avons commencé par une étude des aspects géotechniques et autres du mouvement du sol, puis on a cité les différentes méthodes de calcul et les méthodes de confortement. On a étudié et analysé la stabilisation numériquement par la méthode des éléments finis basé sur le code PLAXIS 2D. Afin de déterminer le déplacement et le facteur de sécurité. Cela nous a permis de juger de l'instabilité du terrain et donner le type de confortement.

Mots clés : Glissement, Coefficient de sécurité, Confortement, PLAXIS 2D.

Abstract:

landslide is one of the most serious and widespread problems in geotechnical engineering, especially in an urban area. Our work is concerned with studying the treatment of the landslide that occurred in the city of 250 project units located at a place called Mezghitane. It is part of the Jijel commune.

We started with a study of geotechnical and other aspects of ground movement, then we cited the different calculation methods and reinforcement methods. We studied and analyzed the stabilization numerically by the finite element method based on the PLAXIS 2D code. In order to determine the displacement and the safety factor. This allowed us to judge the instability of the ground and provide the type of comfort.

Keywords: Landslide, Safety coefficient, Reinforcement, PLAXIS 2D.

ملخص:

يعد الانزلاق الأرضي من أخطر المشاكل وأكثرها انتشاراً في الهندسة الجيوتقنية ، خاصة في المناطق العمرانية. يهتم عملنا بدراسة علاج الانزلاق الأرضي الذي حدث في حي 250 وحدة سكنية تقع في مكان يسمى مزغيطان. وهي جزء من بلدية جيجل.

بدأنا بدراسة الجوانب الجيوتقنية وغيرها من جوانب حركة الأرض ، ثم ذكرنا طرق الحساب المختلفة وطرق التعزيز. قمنا بدراسة وتحليل الاستقرار رقمياً بطريقة العناصر المحدودة بناءً على كود PLAXIS 2D من أجل تحديد الإزاحة وعامل الأمان. سمح لنا هذا بالحكم على عدم استقرار الأرض وتوفير نوع تعزيز المناسب.

الكلمات المفتاحية: الانزلاق ، معامل الأمان ، التعزيز ، PLAXIS 2D.

Sommaire :

Introduction générale.....	1
Chapitre I : généralités sur les mouvements des terrains	
I .1. Introduction.....	2
I .2. Les mouvements des terrains.....	2
I .2.1. Les mouvements lents et continus.....	2
I .2.1.1. Le tassement.....	2
I .2.1.2. L'affaissement	2
I .2.1.3. Le fluage.....	3
I .2.1.4. Solifluxion.....	3
I .2.1.5. Le gonflement.....	4
I .2.2. Les mouvements rapides et discontinus.....	4
I .2.2.1. L'effondrement.....	4
I .2.2.2. L'éboulement.....	5
I .2.2.3. Erosion littorale.....	5
I .2.2.4. Les coulées de boueuses.....	6
I .3. Les glissements de terrain	6
I .3.1. Les types de glissement.....	7
I .3.1.1 Le glissement plan.....	7
I .3.1.2. Le glissement rotationnel.....	7
I .3.1.3. Le glissement quelconque.....	8
I .3.2. Classification des glissements.....	9
I .4. Cause des glissements de terrain.....	9
I .4.1. Introduction.....	9
I .4.2. L'eau.....	10
I .4.3. La présence de fractions fines.....	11
I .5. Glissement de terrain survenues Algérie.....	12
I .5.1. Introduction.....	12
I .5.2. Le glissement de Constantine.....	12
I .5.3 Glissement d'Ain-EL-Hammam (Tizi ousou)	12
I 5.4. Le glissement de bejaia.....	13
I .6. Conclusion.....	14
Chapitre II : Méthode de confortement.	
II .1. Introduction.....	15
II .2. Choix d'une technique.....	15
II .3. Adaptation de la technique au glissement.....	15

II .4. Contraintes économiques.....	16
II .5. Mise en œuvre de terrassements.....	16
II .5.1. Butée de pied et allègement en tête.....	17
II .5.1.1. Butée de pied.....	17
II .5.1.2. Allègement en tête.....	17
II .5.2. Purge et reprofilage.....	18
II .5.2.1. Purge.....	18
II .5.2.2. Reprofilage.....	18
II .5.3. Substitution totale ou partielle.....	19
II .6. Dispositif de drainants.....	19
II .6.1. Collecte et canalisation des eaux de surface.....	20
II .6.2. Tranchées drainants.....	20
II .6.3. Drains subhorizontaux.....	21
II .6.4. Masques éperons drainants.....	22
II .6.5. Draine verticaux, galeries drainantes.....	22
II .7. Introduction d'éléments résistants.....	23
II .7.1. Ouvrage de soutènement.....	23
II .7.2. Tirants d'ancrage.....	24
II .7.3. Renforcement par inclusion.....	24
II .7.3.1. Clous et micro pieux.....	24
II .7.3.2. Pieux et barrettes.....	26
II .8. Confortement et traitements complémentaires.....	27
II .8.1. Les injections.....	27
II .8.2. Le reboisement.....	27
II .8.3. Technique de renforcement par géotextile.....	27
II .8.3.1. Définition de géotextiles.....	28
II .8.3.2. Le choix de géotextile non tassé adapté à la géotextile.....	28
II .8.3.3. La mise en œuvre de géotextiles.....	28
II .9. Calcul de stabilité.....	29
II .9.1. Introduction.....	29
II .9.2. Élément de base de calcul.....	29
II .9.3. Définition de coefficient de sécurité.....	29
II .9.3.1. Rupture plan.....	30
II .9.3.2. Rupture rotationnelle.....	32
II .9.3.2.1. Méthode globale.....	32
II .9.3.2.2. Méthode de tranche.....	35
II .9.3.2.2.1. Méthode de tranche de filinus.....	37
II .9.3.2.2.2. Méthode des tranches de bichop simplifiées.....	37

II.9.4. Choix de type de Méthode de calcul.....	38
II.9.5. Choix de caractéristique mécanique à prendre en compte.....	38
II.9.6. Recherche du coefficient de sécurité.....	39
II.9.7. Choix de la valeur de coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité...	39

Chapitre III : présentation du site.

III.1. Introduction.....	41
III.2. Situation géographique et délimitation du site	41
III.3. Géologie du site.....	43
III.4. Sismicité de la région.....	45
III.5. Etude hydrologique et hydrogéologique.....	46
III.5.1. Climat.....	46
III.5.2. La précipitation.....	46
III.6. Géomorphologie du site.....	49
III.7. Description des désordres.....	50
III.7.1. Désordres sur le terrain.....	50
III.7.2. Désordres sur les constructions.....	51
III.7.3. Causes des désordres.....	55
III.8. Conclusion.....	56

Chapitre IV : Etude géotechnique du site.

IV.1. Introduction.....	58
IV.2. Essais in-situ.....	58
IV.2.1. Sondages carottés.....	58
IV.2.2. Des essais pénétrométriques.....	61
IV.2.3. Les essais des trainés électrique (méthode de résistivité)	62
IV.2.3.1. Méthodologie.....	62
IV.2.3.2. Etude de la variabilité verticale des matériaux par sondage électrique	62
IV.2.3.3. Descriptif multi électrodes (profils multi électrodes)	63
IV.2.3.4. Interprétation des résultats de campagne électrique.....	64
IV.3. Les essais au laboratoire.....	66
. Essais physique.....	66
. Essais mécaniques.....	67
. Analyses chimiques	67
IV.3.1. Résultats des essais physiques.....	67
IV.3.1.1. Teneur en eau naturelle.....	67
IV.3.1.2. Masse volumique apparente.....	68
IV.3.1.3. Degré de saturation.....	68
IV.3.1.4. Limites d'Atterberg.....	68

IV.3.1.5. Analyses granulométriques et sédimentométrique.....	69
IV.3.2. Résultats des essais mécaniques.....	69
IV.3.3. Résultats de l'analyse chimique.....	71
IV.4. Suivi et lecture des piézomètres.....	71
IV.5. Conclusion.....	72

Chapitre V : étude numérique de site.

V.1 .Introduction.....	73
V.2.Etude de stabilité et simulation numérique.....	73
V.2.1. Description générale de logiciel PLAXIS 3D.....	73
V.2.2. Déroulement de la modélisation numérique.....	74
V.2.3. Résultante du calcul de stabilité par le logiciel PLAXIS 3D.....	77
V.3. Méthode de confortement et de stabilisation.....	78
V.3.1. Introduction.....	78
V.3.2. Stabilisation avec profilage.....	80
V.3.3. Stabilisation avec profilage et gabionnage.....	82
V.3.4. Stabilisation avec profilage et mur de soutènement.....	84
V.3.5. Stabilisation avec terre armé renforcé par géogrid.....	86
V.4. Conclusion.....	88
Conclusion générale.....	89

Liste de tableaux :

Tableau I. 1. Classification selon la profondeur de la surface de glissement.....	09
Tableau II. 1. Valeurs de Fs données en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	39
Tableau III. 1. Les précipitations annuelles (2001-2010), station de l'aéroport de Tahir-Jijel.....	47
Tableau III. 2. Les précipitations moyennes saisonnières (2001-2010), station d'Aéroport de Tahir Jijel.....	48
Tableau IV.1. Les coordonnées UTM des sondages carottés.....	58
Tableau IV.2. Les coordonnées UTM des sondages carottés pour essai pénétrométrique.....	61
Tableau IV.3. teneur en eau naturelle du site.....	67
Tableau IV.4 : Masse volumique apparente (γ_d t/m ³) du site.....	68
Tableau IV.5 : Degré de saturation du site.....	68
Tableau IV.6: les limites d'Atterberg du site.....	68
Tableau IV.7: Analyses granulométriques et sédimentométriques du site.....	69
Tableau IV.8: Résultats des essais de boîte de cisaillement directe et odométrique du site.....	69
Tableau IV.9 : les résultats de la relation $C_c/1+e_0$	70
Tableau IV.10 : les résultats de lecture des piézomètres du site.....	71
Tableau V.1 : caractéristique géotechnique des différentes couches de terrain.....	76
Tableau V.2 : caractéristique des géogrille utilisé.....	86

Liste de figure :

Figure I.1 : Cas d'affaissement.....	3
Figure I.2 : Phénomène fluage.....	3
Figure I.3 : Le phénomène de solifluxion.....	4
Figure I.4 : Le gonflement.....	4
Figure I.5 : L'effondrement.....	5
Figure I.6 : Eboulement.....	5
Figure I.7 : Erosion littorale.....	6
Figure I.8 : Coulée boueuse.....	6
Figure I.9 : Le glissement.....	7
Figure I.10 : Le glissement plan.....	7
Figure I.11 : Le glissement rotationnel simple et complexe.....	8
Figure I.12 : Le glissement quelconque.....	8
Figure I.13 : Le glissement de Constantine.....	12
Figure I.14 : La déformation dans la ville de Ain El Hammam.....	13
Figure I.15 : Route affecté par le glissement à Bejaia.....	14
Figure II.1 : Butée de pied.....	17
Figure II.2 : Allègement en tête.....	18
Figure II.3 : Reprofilage.....	18
Figure II.4 : Substitution partielle et éperons drainants.....	19
Figure II.5 : Coupe d'une tranchée drainante.....	21
Figure II.6 : Drains subhorizontaux.....	22
Figure II.7 : Stabilisation par drains du glissement Noailac (Corrèze, France)	23
Figure II.8 : Clouages d'un glissement.....	26
Figure II.9 : Confortement par pieux (Grèce).....	27
Figure II.10 : Mise en œuvre du géotextile.....	29

Figure II.11 : Surface de rupture.....	30
Figure II.12 : Les forces appliquées sur une tranche.....	31
Figure II.13 : Equilibre globale du massif.....	33
Figure II.14 : Polygone des forces.....	35
Figure II.15 : Découpages en tranches d'un talus.....	35
Figure II.16 : Bilan des forces sur une tranche.....	36
Figure II.17 : Forces agissant sur la tranche n.....	37
Figure III.1 : L'orographie de la wilaya de Jijel.....	41
Figure III.2 : Situation géographique du site.....	42
Figure III.3 : Situation du site d'après la photo prise du google Earth.....	42
Figure III.4 : Carte géologique du site étudié.....	43
Figure III.5 : Alternance de bancs de grés et de bancs de pelite mécanique.....	43
Figure III.6 : Alternance de bancs de grés et de bancs de pelite décimétrique.....	44
Figure III.7 : Enrochement en aval du la file de blocs ayant subi des désordres suite à l'élimination de la butée en aval.....	44
Figure III.8 : Charnière d'un micropli.....	45
Figure III.9 : Miroir de faille décrochant dextre	45
Figure III.10 : Carte hydrologique du site étudié.....	46
Figure III.11 : Carte pluviométrie de la wilaya du Jijel.....	47
Figure III.12 : Histogramme des précipitations mensuelles pendant 10 ans de 2001 à 2010. Station de l'aéroport de Tahir-Jijel.....	48
Figure III.13 : Graph-montrant la Période la plus arrosée dans la région de Jijel durant les 10 dernières années.....	49
Figure III.14 : Carte des pentes du site étudié.....	50
Figure III.15 : Ligne de rupture avec un rejet de 0.2m à 0.6m traversant le bâtiment p	51
Figure III.16 : File des blocs ayant subi des désordres suite à l'élimination de la butée en aval.....	52
Figure III.17 : Pelite schisteuse très plissée intercalées avec des bancs gréseux.....	52

Figure III.18 : Endroit de stagnation d'eau sans les fondations du bloc R.....	52
Figure III.19 : Stagnation d'eau ayant conduit à la saturation de pelites.....	53
Figure III.20 : Cisaillement des poteaux du bloc P.....	53
Figure III.21 : Décalage du bloc Q par rapport au bloc P à la base.....	54
Figure III.22 : Fondation du bloc R en porte à faux.....	54
Figure III.23 : Décalage du bloc R par rapport au bloc U à la base.....	54
Figure III.24 : Fondation du bloc R en porte à faux	55
Figure III.25 : Effondrement de la plateforme du bloc Reste en porte à faux.....	55
Figure III.26 : Des désordres sur les blocs Q, U et R.....	56
Figure IV.1 : Représentation du dispositif Schlumberger.....	63
Figure IV.2 : Dispositif winner-Schlumberger.....	64
Figure IV.3 : Séquence de mesure pour réaliser une section 2D.....	64
Figure IV.4 : Profil01-coupe2D avec un espacement 3m entre électrodes-un profil de 7 m de longueur.....	65
Figure IV.5 : Profil02-coupe2D avec un espacement 3m entre électrodes-Profil de 70 de longueur.....	65
Figure IV.6 : Profil03-coupe2D avec un espacement 3m entre électrodes-profil de 110m de longueur.....	66
Figure IV.7 : Profil.4-coupe2D obtenue avec un espacement de 5m entre électrodes.....	66
Figure V.1 : Le modèle géométrique par PLAXIS 3D	75
Figure V.2 : Le maillage de modèle étudié	75
Figure V.3 : Les phases des calculs	77
Figure V.4 : Cercle de glissement par PLAXIS 3D.....	78
Figure V.5 : Coefficient de sécurité obtenu par PLAXIS 3D.....	78
Figure V.6 : Le modèle géométrique en 2D.....	80
Figure V.7 : Stabilisation avec reprofilage.....	80
Figure V.8 : Déformation totale après reprofilage obtenu par PLAXIS 2D.....	81

Figure V.9 : Cercle de glissement après reprofilage par PLAXIS 2D.....	81
Figure V.10 : Coefficient de sécurité obtenu après reprofilage par PLAXIS 2D.....	82
Figure V.11 : Stabilisation avec reprofilage et gabionnage.....	82
Figure V.12 : Déformation totale après reprofilage et gabionnage obtenu par PLAXIS 2D..	83
Figure V.13 : Cercle de glissement après reprofilage + gabionnage par PLAXIS 2D.....	83
Figure V.14 : Coefficient de sécurité obtenus après reprofilage + gabionnage par PLAXIS 2D.....	84
Figure V.15 : Stabilisation avec reprofilage + mur de soutènement.....	84
Figure V.16 : Déformation totale après reprofilage et mur de soutènement obtenu par PLAXIS 2D.....	85
Figure V.17 : Cercle de glissement après reprofilage + mur de soutènement par PLAXIS 2D	85
Figure V.18 : Coefficient de sécurité obtenu après reprofilage + mur de soutènement par PAXIS 2D.....	86
Figure V.19 : Stabilisation en terre armé renforcé par géogridde.....	86
Figure V.20 : Déformation totale après confortement en terre armé renforcé par géogridde..	87
Figure V.21 : Cercle de glissement après confortement en terre armé renforcé par géogridde	87
Figure V.22 : Coefficient de sécurité obtenu après confortement en terre armé renforcé par géogridde.....	88

Liste de notation :

C : Cohésion (kPa).

C_c : Coefficient de compression.

C_g : Coefficient de gonflement.

C_u : Cohésion non drainée.

e₀ : Indice de vide.

F_s : Facteur de sécurité.

I : courant injecté en milliampères.

I_c : Indice de consistance.

I_p : Indice de plasticité.

K : Facteur Géométrique dépendant du dispositif.

l : La distance entre les deux extrémités du bloc.

N : La résultant de l'effort normal.

P_c : Pression de consolidation (bar).

P_l : La pression limite.

R : Rayon de cercle de glissement.

R_N : Réaction normale.

R_T : Réaction tangentielle.

S : Sandage.

Sr% : Mesure de degré de saturation.

T : La résultant de l'effort tranchant.

U : Résultante des efforts transmis par l'eau de la nappe sur le contour *CBMA*.

u_i : La pression interstitielle.

ΔV : Différence de potentiel en millivolts.

W : Le poids (des terres ou du bloc).

WL% : Limite de liquidité.

Wn% : La teneur en eau naturel.

WP % : Limite de plasticité.

Z : La profondeur verticale au plan de cisaillement (m).

Zw : La hauteur d'eau (m).

Alfa : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale (degré).

Beta : L'angle de talu (degré).

γ : Poids volumique normal (t/m³).

γ_d : La densité sèche (t/m³).

γ_w : Poids volumique d'eau (t/m³).

ρ : La résistivité.

ρ_a : La résistivité apparente.

σ : La contrainte normale (KPa).

τ : La contrainte de cisaillement.

τ_{max} : Résistance au cisaillement maximal.

φ : L'angle de frottement interne.

ν : La viscosité

Introduction

Générale

Introduction générale

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme un danger naturel permanent rencontré dans tous les pays du monde car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dollars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention.

Les glissements de terrain sont parmi les mouvements de masse les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations de la croûte terrestre. Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de roches tendres et se produisent dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou tout simplement, des pentes naturelles.

Pour cela, il faut tenu en compte ces phénomènes et leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

Notre travail consiste à l'analyse et le confortement d'un glissement de terrain situé sur la partie aval de la cité 250 logements située au lieu dit Mezghitane. Elle fait partie de la commune Jijel.

Notre travail se compose de cinq chapitres, qui sont les suivants :

- Le premier chapitre et le deuxième consistent à une étude bibliographique sur les différents types de glissement, les causes et les différentes méthodes de calculs, ainsi que les méthodes de confortement.
- Les trois derniers chapitres ont été consacré à :
 - La description du site ou a avait eu le glissement.
 - L'étude géotechnique afin de déterminer les paramètres essentiels pour l'analyse et l'étude du glissement
 - Détermination de la surface de rupture numériquement en utilisant le logiciel PLAXIS 2D.
 - Le dimensionnement d'un système de confortement adéquat.

Chapitre I :

Généralités sur les mouvements des terrains

I.1.Introduction :

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacement, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les volumes en jeux sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètre cubes. Les déplacements peuvent être lents ou très rapides.

Une fois déclarées, les mouvements des terrains peuvent être regroupées en deux grandes catégories, selon le mode d'apparition des phénomènes observées.il existe, d'une part, des processus lents et contenus (glissement, affaissement, gonflement...) et, d'autre part des évènement plus rapides et discontinus (chutes de pierre et éboulements, effondrements, coulées de boue...).

I.2. Les mouvements des terrains :

I.2.1. Les mouvements lents et continus :

On distingue, d'une part, des mouvements lents et continus. La déformation des terrains est progressive. Elle permet généralement d'anticipées et ainsi prévenir plus efficacement de l'effet indésirables. Ils regroupent : les affaissements, les tassements, la solifluxion, le fluage...etc.

I.2.1.1. Le tassement :

Ils sont généralement dû à la diminution du volume du sous-sol sous l'effet de charge appliquée au niveau de sol ou d'assèchement. Le tassement de sol est sa déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telle que les remblais, les fondations ou son propre poids.

I.2.1.2. L'affaissement :

Sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde dues au fléchissement lents et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine. Ils n'y pas de rupture en surface. Des efforts de flexion, de traction et de cisaillement et des tassements différentiels peuvent se manifester dans les zones de bordure. Dans certain cas, les affaissements peuvent être le signe annonciateur d'effondrements (Figure I.1).

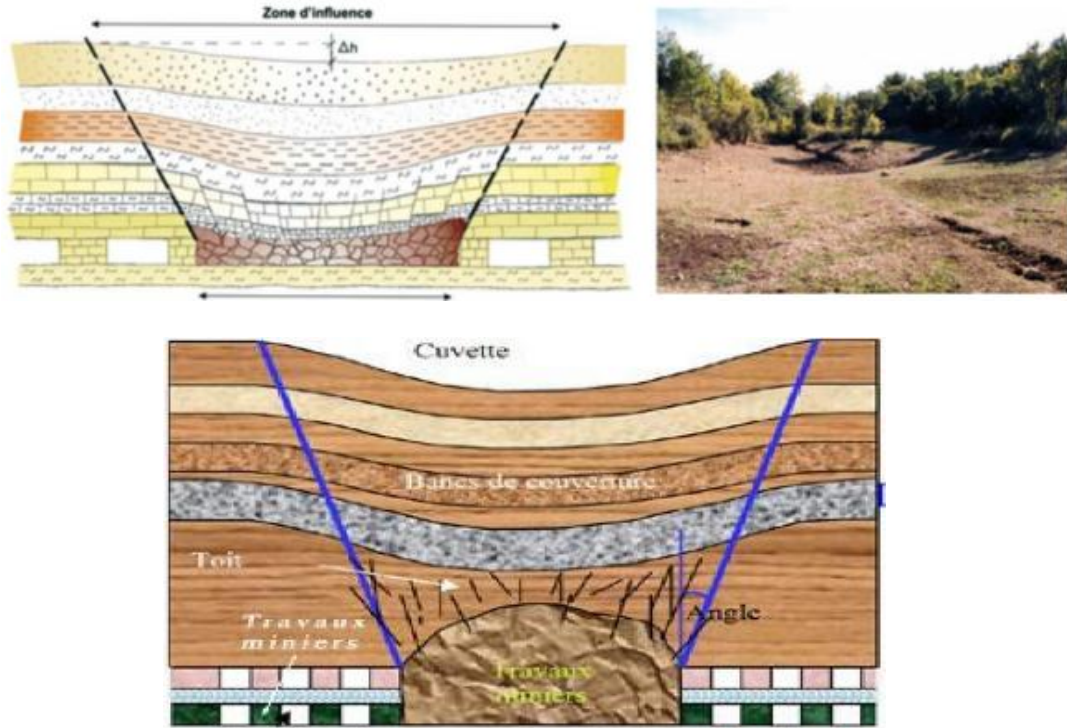


Figure I.1 : Cas d'affaissement.

I.2.1.3 Le fluage :

Il se caractérise par des mouvements lents, et des vitesses faibles, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués se type de mouvement peut soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture (Figure I.2).

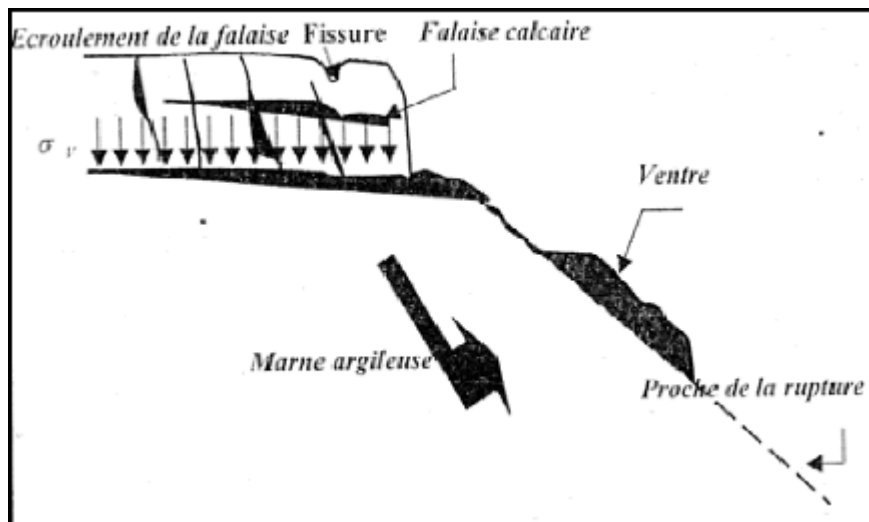


Figure I.2 : Le phénomène de fluage.

I.2.1.4. La solifluxion :

La solifluxion est un mouvement lent affectant des terrains superficiels meubles sur des pentes très faibles. Elle est un cas particulier de fluage (Figure I.3).

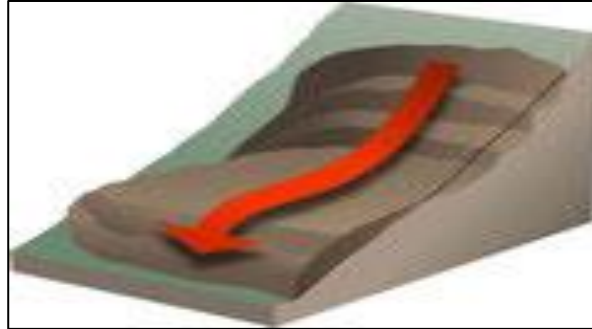


Figure I.3: Le phénomène de solifluxion.

I.2.1.5. Le gonflement :

Ils affectent surtout les argiles et les marnes soumises à des alternances d'humidification. Ces phénomènes provoquent énormément de dégâts sur les constructions (Figure I.4).

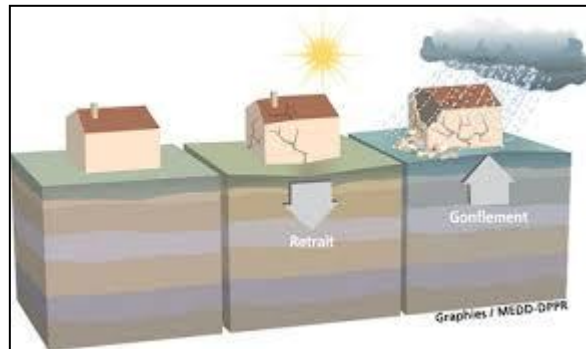


Figure I.4 : Le gonflement

I.2.2. Les mouvements rapides et discontinus :

I.2.2.1 L'effondrement :

Ils résultent de la rupture brutale de toit de cavités souterraines naturelles ou artificielles. Le plus souvent, en surface, ils présentent une ouverture plus ou moins cylindrique, appelée fontis (Figure I.5).

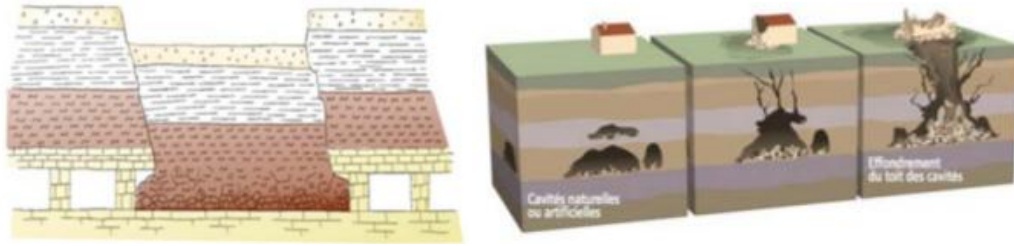


Figure 1.5: L'effondrement.

I.2.2.2. L'éboulement :

Ce sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, gris, roches cristallines...etc. Ces chutes sont caractériser par une zone de départ, une zone de propagation est une zone d'épandage.

Les blocs décrocher suivants généralement la ligne de plus grandes pentes. Les distances parcourues sont fonction de la position de la zone de départ dans le versant, de la pente de versant, de la taille, de la forme et de volume des blocs éboulés, de la nature de la couverture superficielle, de la végétation....etc (Figure I.6)

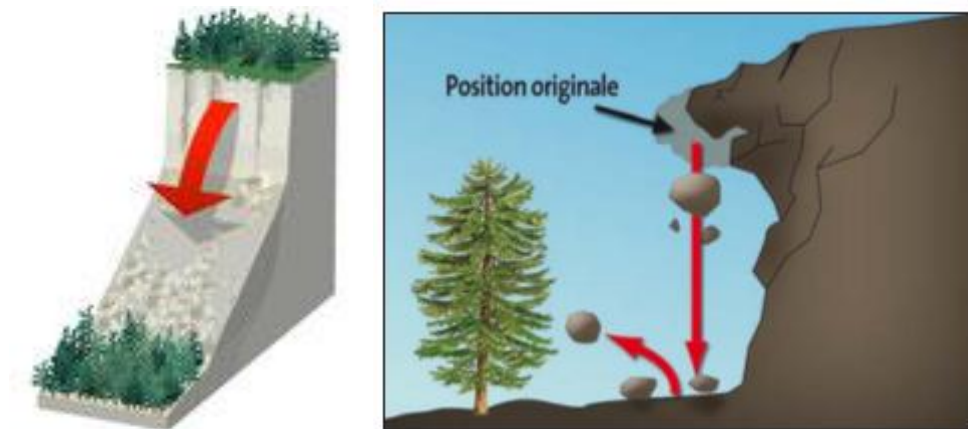


Figure I.6: Éboulement.

I.2.2.3. Erosion littorale :

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissement ou effondrement dans le cas de côte à falaise, érosions dans le cas de côtes basses sableuses. (figure I.7)

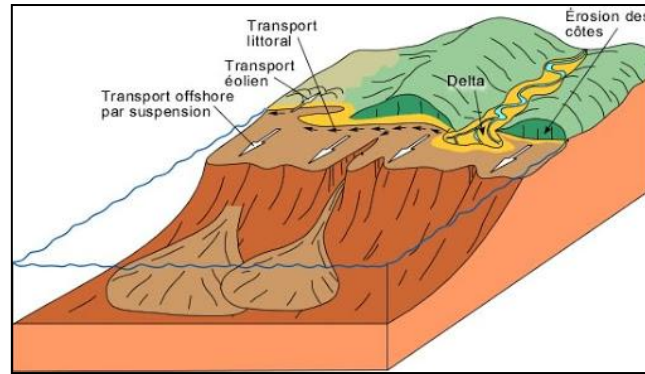


Figure I.7: Érosion littorale .

I.2.2.4. Les coulées de boueuses :

Sont des phénomènes très rapides affectant des masses de matériaux remaniés, soumis à de forte concentration en eau, sur de faibles épaisseurs généralement (0.5 m). Ce type de phénomène est caractérisé par un fort remaniement des masses déplacées, une cinématique rapide et une propagation importante. la coulée de boue est le plus rapide (jusqu'à 90 km en heure) et le plus fluide des différents types de mouvement de terrain. Son comportement est intermédiaire entre celui d'un solide et d'un liquide, et réagi par les lois des domaines à la fois de l'hydraulique et de la mécanique des solides, ce qui en fait un phénomène particulier dans la famille des mouvements de terrain (figure I.8).

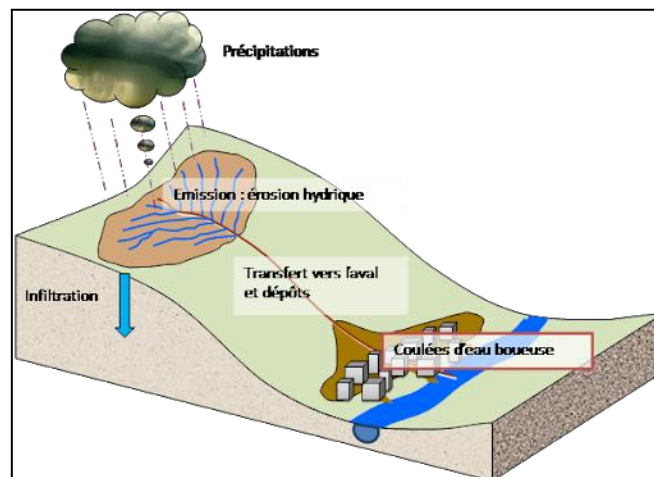


Figure I.8: Coulée boueuse.

I.3. Les glissement de terrain :

Ils correspondent aux déplacements des matériaux par gravité sur des versants. Ils peuvent affecter seulement les couches les plus superficielles ou au contraire être très profonds. Le déplacement reste plus ou moins longtemps lent, mais peuvent aussi s'accélérer, voire aller jusqu'à la rupture.

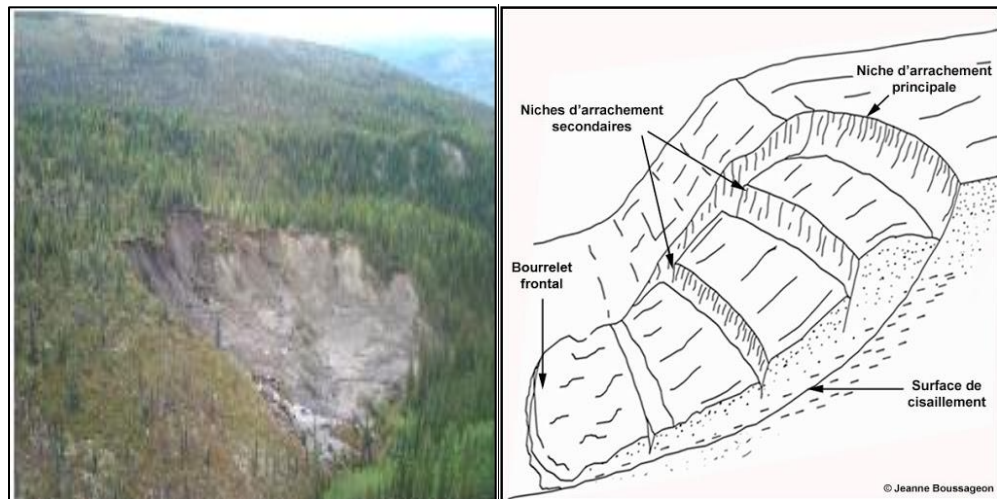


Figure I.9 : Le glissement.

I.3.1. Les types de glissement :

I.3.1.1. Le glissement plan :

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



Figure I.10 : Le glissement plan.

I.3.1.2. Le glissement rotationnel :

✚ Le glissement rotationnel simple :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

✚ Le glissement rotationnel complexe :

Il s'agit de glissement multiple les uns dans les autres. L'application du premier glissement, en base de la pente, conduit à une perte de la butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont (Figure I.11).

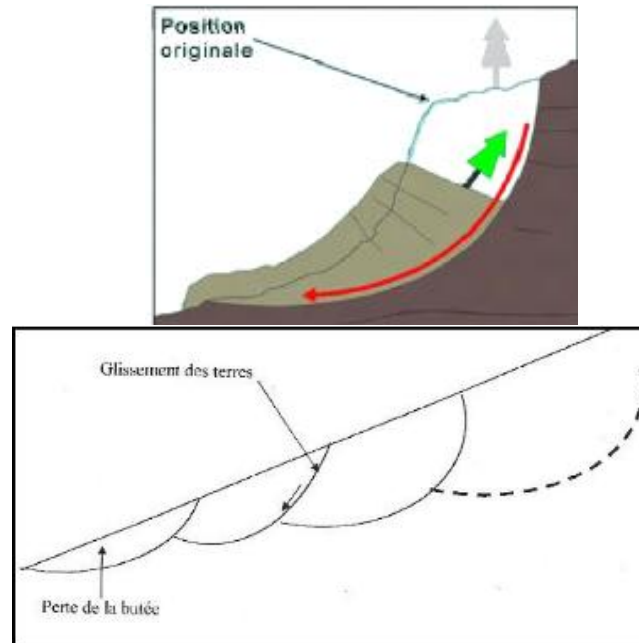


Figure I.11 : le glissement rotationnel simple et complexe.

I.3.1.3. Le glissement quelconque :

Le mouvement 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 (Figure I.12).

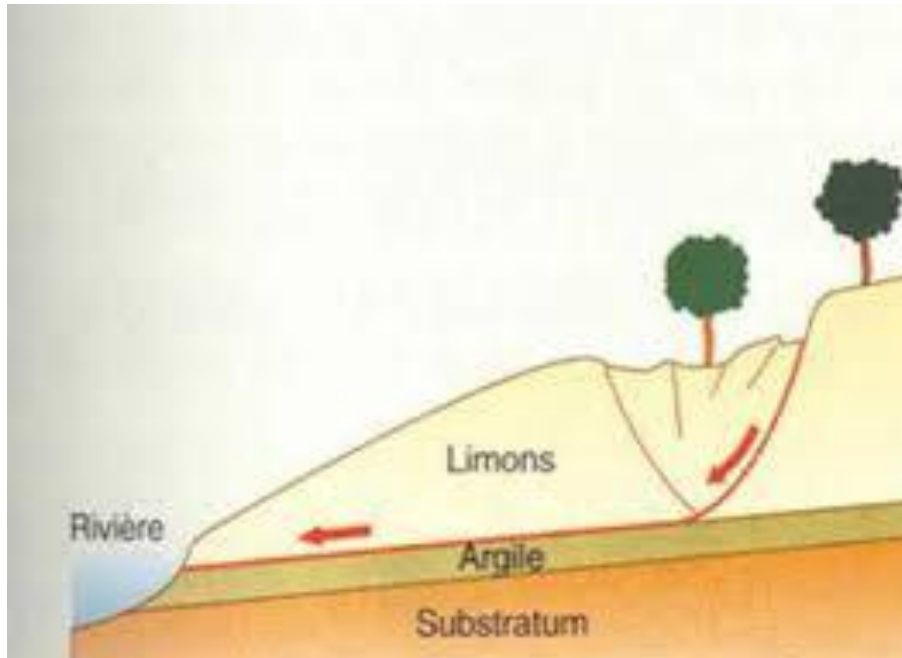


Figure I.12 : le glissement quelconque.

I.3.2. Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements. Lors de l'évaluation du danger potentiel que représente un glissement, on ne doit pas seulement considérer le volume ou la vitesse du glissement.

Il faut aussi tenir compte du mouvement différentiel qui se manifestent et qui peuvent conduire au basculement des bâtiments ou à la formation de fissures. Les glissements peuvent aussi se transformer en glissement coulée et atteindre des zones très étendues. Il faut enfin prendre garde aux interactions entre glissement de terrain et cours d'eau, par lesquelles de grandes masses de matériaux alluvionnaires peuvent être mobilisées.

Ce phénomène peut conduire à la formation d'une retenue sur un cours d'eau, puis entraîner des débâcles qui mettent en danger les zones situées en aval.

Tableau I.1 : Classification selon la profondeur de la surface de glissement.

Glissement	Profondeur de glissement (m)
Superficiel	0.2
Semis-Profond	2-10
Profond	>10

I.4. Causes des glissements de terrain :

I.4.1. Introduction :

Les processus à l'origine des mouvements de terrain sont très complexes et dépendent rarement d'une seule cause. La géologie, le relief et l'exposition sont des paramètres fondamentaux, plus ou moins constants sur de longues périodes; ils déterminent la prédisposition générale du terrain aux phénomènes d'instabilité. Le processus qui mène à une telle instabilité commence en fait dès la formation de la roche, c'est à dire lorsque les propriétés chimiques et physiques de celle-ci sont bien établies. Ces propriétés déterminent notamment son comportement face à l'altération et à l'érosion.

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, Les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement, soit à la suite de l'érosion par une rivière au pied du versant, soit, mais plus rarement, suite à un tremblement de terre. En général, l'eau joue un rôle déterminant pour les mouvements de terrain, elle produit des pressions hydrostatiques dans les pores (pressions interstitielles), les fissures et les failles, de même que des forces de percolation.

A l'état de glace, elle a en plus la capacité d'induire des mécanismes de rupture notables. Par ailleurs, elle peut provoquer le gonflement des minéraux argileux (Pression de gonflement). La stabilité des pentes en équilibre critique peut être sensiblement réduite par ces divers effets. Le déclenchement d'un processus dangereux survient lorsque la valeur limite d'un des facteurs déterminants est atteinte ou dépassée. Les cycles de gel / dégel, les précipitations éventuelles, de forte intensité ou de longue durée ; éventuellement combinées à la fonte des neiges, conduisent souvent à des mouvements de terrain spontanés. Il n'est pas rare que les mouvements de terrain soient favorisés par des influences anthropiques. Ainsi, la surcharge d'une pente par des bâtiments et des remblais, les Excavations sans dispositifs de protection dans un versant lors de travaux de construction, la surélévation du niveau de l'eau souterraine, le dynamitage, l'exploitation inappropriée de matières premières ou l'affectation inadéquate du sol peuvent accroître le danger de mouvements de terrain. Les effets anthropiques peuvent aussi contribuer à une déstabilisation à long terme du versant, en relation avec d'autres activités comme le déboisement, l'entretien insuffisant des forêts, le surpâturage, l'exploitation intensive et la dénudation du sol. Dans la majorité des cas, les glissements de terrain dépendent de deux causes Principales : l'eau et la présence des fractions fines.

I.4.2. L'eau

Les eaux souterraines et de surface jouent un rôle déstabilisant sur les sols et les massifs rocheux avec des manifestations qui peuvent être extrêmes comme les glissements de terrain ou les éboulements de roches.

Pour prévenir ces risques, la modélisation hydromécanique et hydrogéologique doit aller de pair avec des opérations de drainage des eaux et une surveillance. Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants: glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

- ✓ Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau: Cet effet est le plus souvent mineur;
- ✓ Changement de comportement rhéologique: le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente. Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ;
- ✓ Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine.

La lutte contre l'eau est 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. Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension de l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant. Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes.

L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet d'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un traitement par drainage. Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe. Pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfaite.

I.4.3. La présence des fractions fines

Deux remarques relatives aux conditions du sol s'imposent. Les problèmes les plus critiques de stabilité des pentes se présentent d'ordinaire, en premier lieu, sur les sols à grains fins et particulièrement sur les argiles. Ceci résulte en partie de ce qu'il

est difficile de les drainer et de ce que, sur ce genre de sol, les processus d'érosion par ruissellement et vagues amènent de nombreuses pentes au point de rupture.

Le second point concerne le comportement des sols à grain fin impliqués dans un déplacement des terres. En acquérant par moulage une autre forme, ils peuvent perdre une fraction notable de leur résistance. On désigne l'importance de cette perte sous le nom de sensibilité. Les hautes sensibilités correspondent aux grandes pertes de résistance. Il se peut, que les débris d'un glissement de terrain sur sols à haute sensibilité ne séjournent pas au pied de la pente, mais se dispersent et s'en éloignent. Il ressort de ce qui précède que les sols à grain fin sensibles au changement de forme exigent une attention spéciale sous le rapport de la stabilité des pentes.

I.5. Glissements de terrain survenus en Algérie

I.5.1. Introduction :

En Algérie, les zones soumises aux mouvements de terrain sont surtout l'Atlas tellien et de façon moindre l'Atlas saharien, en raison de l'existence de reliefs très contrastés, de terrains géologiques friables (argiles, flyschs, marnes, etc.) et de conditions climatiques rigoureuses.

I.5.2. Le glissement de Constantine :

Le premier glissement de terrain à Constantine remonte à l'année 1972. Les glissements affectent plusieurs quartiers de la ville, soit 120 ha de sa superficie, et menacent près de 15.000 habitations abritant une population estimée à 100.000 habitants. Ces glissements ont des causes aussi bien anthropiques que physiques. L'urbanisation parfois anarchique sur les versants à la limite de la stabilité, les spécificités du sol, les déperditions hydriques dues essentiellement à la vétusté du réseau d'alimentation en eau potable est à l'origine du phénomène (figure I.13).

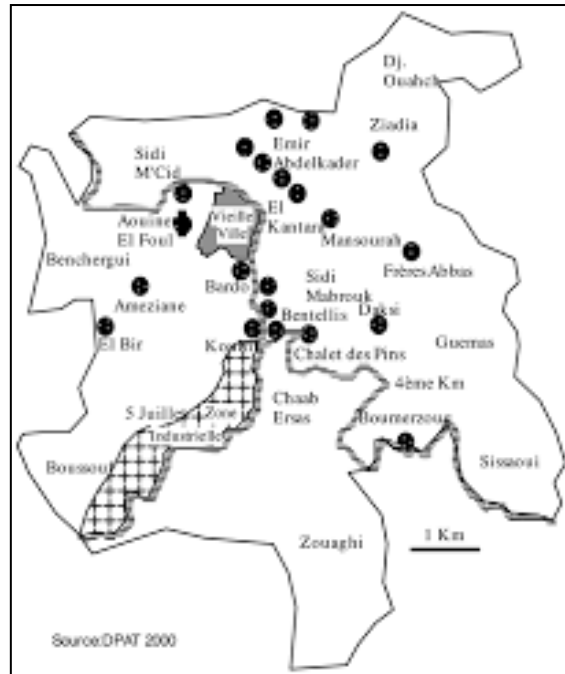


Figure I.13 : Le glissement de Constantine

I.5.3. Glissement d'Ain-El-Hammam (Tizi Ouzou)

Le glissement de Ain El Hammam est localisé dans des terrains métamorphiques essentiellement schisteux et micacés. Le centre-ville de cette commune est affecté, depuis décembre 1969, par un glissement actif et étendu. Les réactivations du mouvement de terrain en 2009, 2012 et 2013 ont été marquées par une nette évolution en surface et en profondeur de la zone instable. Le versant affecté par le mouvement de terrain est incliné de 25° vers le Sud ; en outre il est situé sur une zone de moyenne sismicité.

Ce glissement de terrain complexe résulte de l'emboîtement et de la superposition de plusieurs surfaces de rupture qui donnent au versant une allure en gradins. Il affecte une surface supérieure à 23.5 ha (Djrbal et Melbouci, 2012). La longueur maximale de la masse du sol en mouvement entre la tête et le pied est supérieure à 700 m et sa largeur au niveau du boulevard Colonel Amirouche est d'environ 590 m avec une dénivelée entre la tête et le pied du glissement d'environ 295 m (Figure I.14).



Figure I.14 : Les déformations dans la ville de Ain El Hammam.

I.5.4. Le glissement de Bejaia

Comme le montre la figure I.15, le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain, compte tenu de la forte pluviométrie affectant la région de Bejaia.

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et degrés.



Figure I.15 : Route affecté par le glissement à Bejaia.

I.6. Conclusion :

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides. Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme.

Chapitre II :

Méthodes de confortement.

II.1. Introduction :

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

- L'investissement consenti,
- L'accessibilité du site,
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux,
- La cinématique du glissement.

Elle doit tenir compte également d'autres aspects tels que :

- Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordres en phase de travaux ;
- Les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux ;
- La pérennité du système retenue et les possibilités d'entretien et de réparation ;
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices (qui s'opposent aux conséquences de l'instabilité) aux solutions curatives (qui traitent la cause de l'instabilité). En allant des solutions les plus simples aux plus complexes. De plus, dans certains cas, les actions peuvent être graduées dans le temps : par exemple, mise en place progressive de diverses actions de drainage après appréciation de l'efficacité de chacune d'entre elles.

II.2. Choix d'une technique

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte de :

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

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects.

II.3. Adaptation de la technique au glissement

Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on maîtrise parfaitement les limites d'utilisation, aussi doit-on s'interroger sur :

- L'adéquation entre l'action du confortement et la cause des désordres ; d'une manière générale, et outre les limites évoquées précédemment, le fait de se demander si la confortation est à l'échelle du phénomène évitera de nombreuses déconvenues ;
- La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur ; cela peut être le cas de systèmes drainants susceptibles d'être colmatés et pour lesquels un autre type de solution serait préférable ;
- La progressivité d'application des moyens : outre qu'il est toujours préférable d'accorder la priorité au drainage et au terrassement (dans la mesure où l'hydraulique et le chargement sont généralement les causes directes des mouvements), il est également souhaitable de graduer les remèdes en fonction des observations faites pendant le chantier ; dans ce sens, on devra se réserver la possibilité de faire réaliser des travaux complémentaires ;
- La maîtrise des risques liés à certains types de travaux ; ceci concerne la phase de chantier mais également la vie ultérieure du site dans la mesure où, à long terme, une stabilisation locale peut entraîner la réactivation d'autres mouvements ; ce risque concerne principalement les drainages, dont l'exutoire peut réalimenter des terrains en profondeur ou en aval du site, et les travaux de terrassement dans les argiles surconsolidées.

II.4. Contraintes économiques

Les conclusions des réflexions d'ordre technique doivent être mises en regard des impératifs des différentes parties concernées par la stabilisation. Le compromis recherché devra en effet tenir compte :

- De considérations économiques : rapport «efficacité/ coût », coût de l'entretien et de la maintenance du site après travaux, conditions locales relatives aux matériaux disponibles et à la qualification des entreprises ;
- Des contraintes imposées aux autorités concernées : urgences des travaux, rapidité dans les effets recherchés, risques liés à des ouvrages, problèmes d'emprises ;
- D'autres considérations techniques : conditions météorologiques prévisibles pendant le chantier, menace d'extension du phénomène, degré de stabilisation recherché.

II.5. Mise en œuvre de 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 méthode de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses (allègements en tête et butée de pied),
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage),

- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons).

II.5.1. Butée de pied et allègements en tête

Le chargement en pied ou le déchargement en tête d'un glissement sont des techniques généralement efficaces, qui sont très fréquemment utilisées.

II.5.1.1. Butée de pied

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

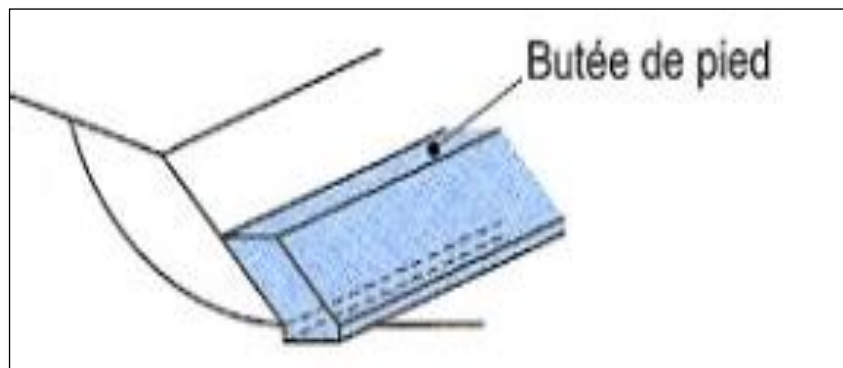


Figure II.1 : Butée de pied.

II.5.1.2. Allègement en tête

L'allègement en tête d'un glissement consiste à 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 la géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alluvionnaire,...).

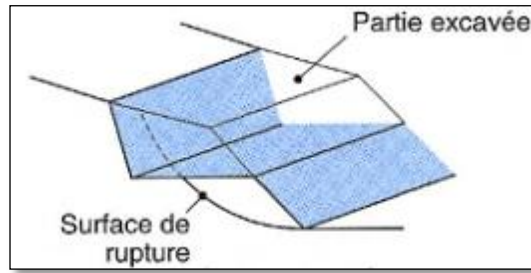


Figure II.2 : Allégement en tête.

II.5.2. Purge et reprofilage

II.5.2.1. Purge

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

II.5.2.2. Reprofilage

Le reprofilage consiste en un adoucissement de la pente d'un talus, et cela par déblai de haut en bas, ou par déblai en haut et remblai en bas.

Cette technique est bien adaptée aux talus de déblai, et elle est couramment utilisée, l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou pour des travaux complémentaires.

Cependant ce type de traitement est rarement utilisé pour un versant naturel, les volumes à déplacer étant trop considérables, de plus la réduction de la pente augmente assez peu le coefficient de sécurité.

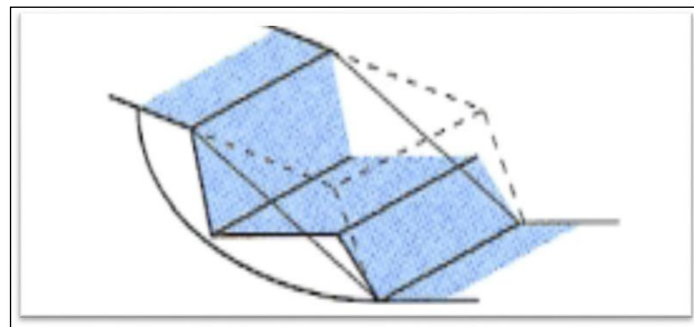


Figure II.3 : Reprofilage.

II.5.3. Substitution totale ou partielle

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

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

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface, 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 des fouilles ouvertes pendant une longue période.

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

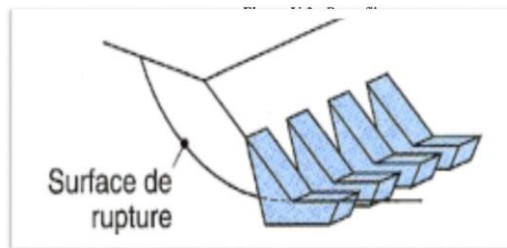


Figure II.4 : Substitution partielle et éperons drainants.

II.6. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissements, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Par conséquent on utilise couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles.

C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation du site en eau
- Expulser l'eau présente dans le massif instable

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

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

II.6.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les inaltérations 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...) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

II.6.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles,...).

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.

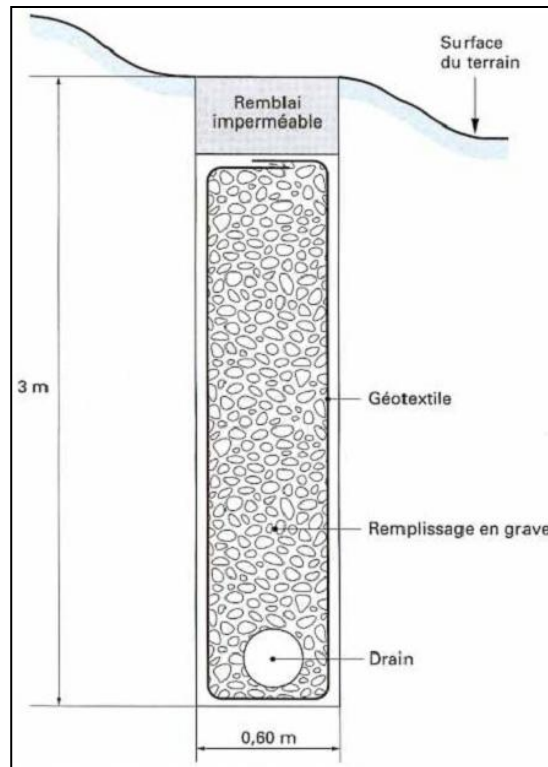


Figure II.5 : Coupe d'une tranchée drainante.

II.6.3. Drains subhorizontaux

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

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente par rapport à l'horizontale (2° à 5°) et à placer des tubes crépines.

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

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

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

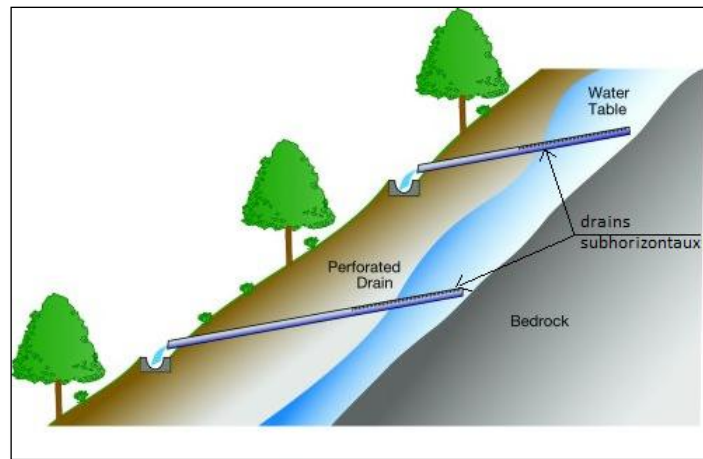


Figure II.6 : Drains subhorizontaux.

II.6.4. Masques et éperons drainants

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

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

II.6.5. Drains verticaux, galeries drainantes

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

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

Le creusement de galeries drainantes est une solution coûteuse mais efficace .Par exemple, le glissement du Bilan (Isère, France) qui menaçait le retenue EDF de Grand 'maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total).

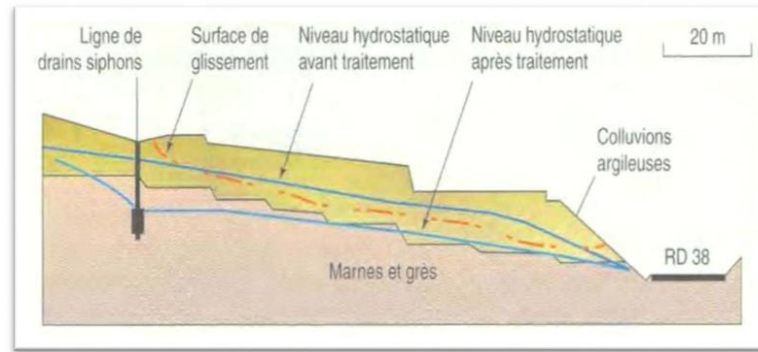


Figure II.7 : Stabilisation par drains du glissement Noaillac (Corrèze, France).

II.7. Introduction d'éléments résistants

On entend par éléments résistants des structures telles que :

- Murs de soutènement
- Tirants d'ancrage et murs ancrés
- Clouages par des barres, des micropieux
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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

II.7.1. Ouvrages de soutènements

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des mouvements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le mouvement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement.

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

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

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

II.7.2. Tirants d'ancrages

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

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

II.7.3. Renforcement par inclusion

Cette technique est couramment utilisée, car elle est facile et très rapide à mettre en œuvre sans affecter la géométrie du site, on distingue deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

Les Clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplis de béton) qui sont des éléments de grandes rigidités, mis en place verticalement.

II.7.3.1. Clous et micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant :

la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement;

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette méthode des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage nécessite une justification de sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- Dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et/ou cisaillement
- Au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- Dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous ;
- Et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiches des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion.

L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol / clou) est majoré par l'effort limite P_{qs} , où P est le périmètre du clou et q_s , le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- Prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (donnés par l'application du multicritère diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse tolérer.

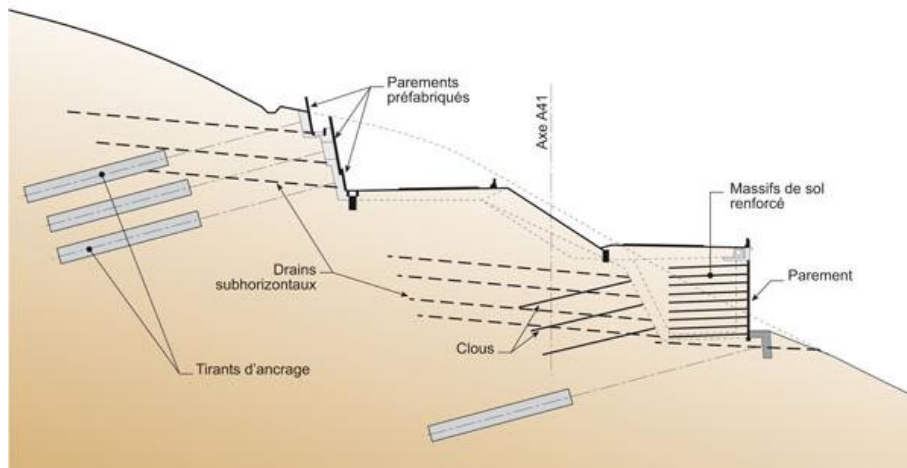


Figure II.8 : Clouages d'un glissement.

II.7.3.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que pour les clous et les micropieux. Mais, en tenant compte leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable. Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- Dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- Au contact sol /pieu, en sollicitation latérale du sol par le fut du pieu
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite P_l mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2 on limite la valeur de la pression latérale à $\frac{P_l}{2}$

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

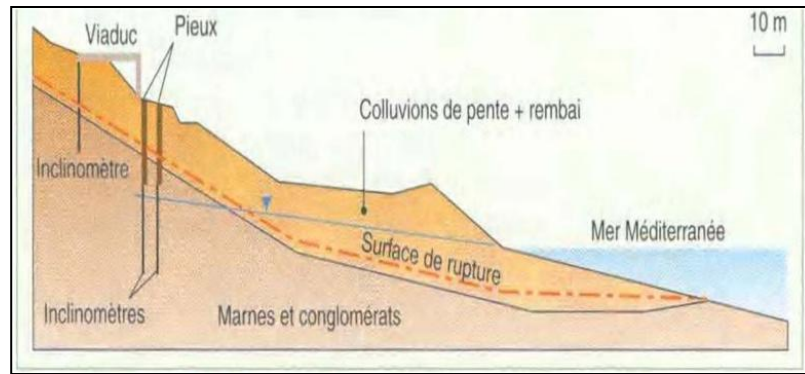


Figure II.9 : Confortement par pieux (Grèce).

II.8. Confortement et traitements complémentaires

II.8.1. Les injections

On sait en effet que les fissures de cisaillements, de retrait ou de tractions jouent un rôle très négatif dans le développement d'un mouvement de terrain, en favorisant la pénétration des eaux dans la masse en équilibre limite. Toute fois l'efficacité d'une telle obturation suppose que la déformation de la masse ne recouvre pas immédiatement les fissures obturées, il est donc souhaitable, soit de pratiquer l'injection après une première phase de stabilisation (par drainage), soit de revenir à plusieurs reprises.

Dans un terrain occupé par une nappe aquifère, l'injection peut contribuer à réduire la perméabilité du milieu ce qui peut s'accompagner d'un accroissement dangereux de la charge suffisamment profonde, une injection peut par contre par un effet de barrage, détourner l'écoulement d'une nappe de la zone instable et donc améliorer son équilibre par suppression de la pression de courant.

II.8.2. Le reboisement

Le reboisement représente un moyen économique et souvent efficace. En effet, le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs : D'une part, les racines jouent un rôle mécanique par augmentation de la résistance au cisaillement des sols (le rôle d'ancrage par les racines), d'autre part, la couverture végétale influe sur le bilan hydrique du versant en participant au drainage du terrain instable par évapotranspiration. En plus, la couverture végétale lutte contre l'érosion superficielle des sols.

II.8.3. Technique de renforcement par géotextiles

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique. Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant

lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles.

II.8.3.1. Définition des géotextiles

Les géotextiles appartiennent à la famille des Géosynthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Les géotextiles possèdent plusieurs caractéristiques permettant de les utiliser pour :

- La séparation : Il évite le mélange de deux sols ou matériaux de remblai de nature différente.
- La filtration : Il maintient le sol et permet le passage de fluides à travers ou dans son plan.
- Le drainage : Il collecte et transporte les eaux pluviales, souterraines et/ou d'autres fluides dans son plan.
- La protection : Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.
- Le renforcement : Il a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

II.8.3.2. Le choix de géotextile non tissé adapté à la protection

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

II.8.3.3. La mise en oeuvre du Géotextile

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

Le géotextile se pose en fond de bassin directement sur la terre, avec un recouvrement de 40 à 50 cm entre les lés. Il sera fixé et bloqué en même temps que la membrane dans une tranchée d'ancrage (20 cm à 30 cm de profondeur) en tête de talus (voir figure II.10). Le géotextile de protection présente un intérêt non négligeable pour faciliter la mise en place des membranes qui glissent plus aisément sans risque de détérioration.

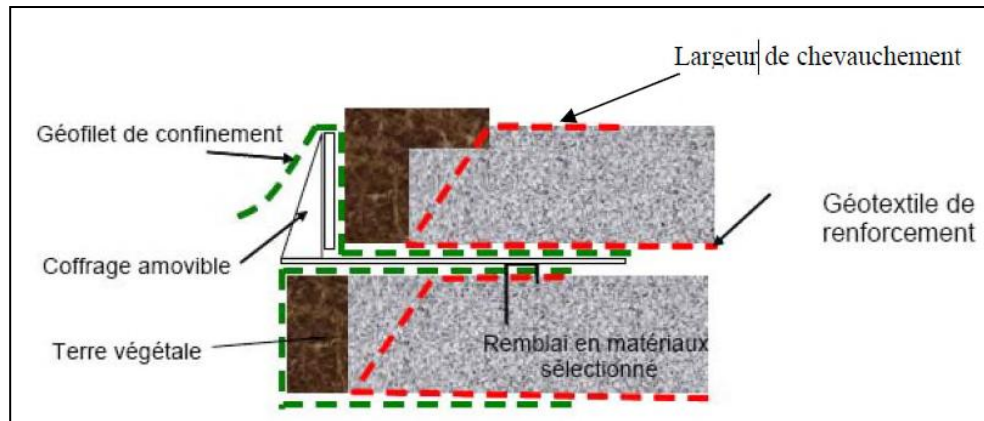


Figure II.10 : Mise en œuvre du géotextile.

II.9. Calculs de stabilité

II.9.1. Introduction

Les glissements de terrain constituent des phénomènes naturels. Leur manifestation résulte généralement de la combinaison de facteurs aggravants ou déclencheurs, notamment la présence d'érosion, l'inclinaison de la pente, les propriétés géologiques et géotechniques des sols, les conditions des eaux souterraines, etc. Les glissements surviennent majoritairement au période où la pression d'eau est critique pour la stabilité de talus. Leur distribution dans le temps est irrégulière et leur fréquence peut être augmentée par des événements météorologiques extrêmes. Le calcul de la stabilité peut être réalisé dans deux cas : avant ou après déclenchement du glissement.

II.9.2. Eléments de base de calcul

Pour faire un calcul de stabilité nous devons connaître certains éléments dont :

- La géologie et la nature des terrains.
- Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités.
- La géométrie du talus en 2 ou 3 dimensions.
- Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements).
- Les projets et les risques (mine à ciel ouvert ou abords d'habitations).

II.9.3. Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Parmi ces définitions :

- Définition de Bishop

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}}$$

Avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

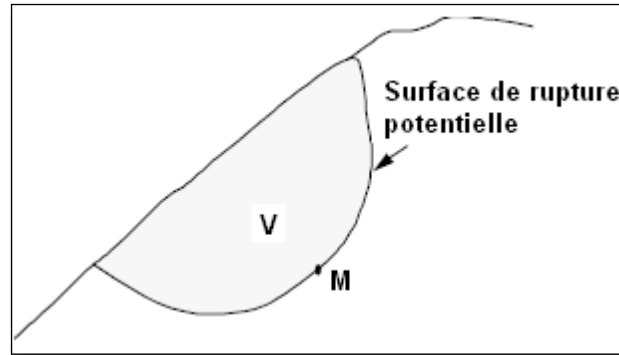


Figure II.11 : Surface de rupture.

$$F = \frac{\text{Effort résistant}}{\text{Effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

- Définition de Fröhlich

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire. Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture.

II.9.3.1. Rupture plan

Pendant longtemps on a préféré croire que les surfaces de glissements étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbe infinis, ce qui nous amène à des glissements plans

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

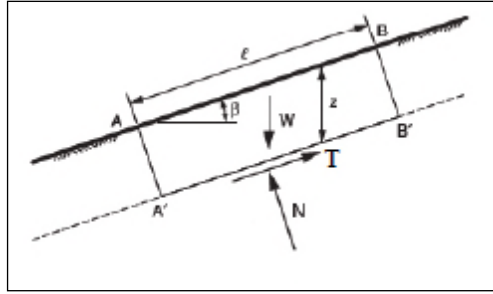


Figure II.12 : les forces appliquées sur une tranche.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la figure. Pour pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations. Résumant les forces de directions perpendiculaire et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement, T et la force normale N sur le plan.

$$T = w \sin \beta$$

$$N = w \cos \beta$$

Où β est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et W est le poids du bloc.

$$W = \gamma.l.z.\cos \beta$$

l : la distance entre les deux extrémités du bloc.

z : la profondeur verticale au plan de cisaillement.

$$T = \gamma.l.z.\cos \beta. \sin \beta$$

$$N = \gamma.l.z.\cos^2 \beta$$

Les contraintes normales et de cisaillements donnés par les formules suivantes :

$$\tau = \gamma.z.\cos \beta. \sin \beta$$

$$\sigma = \gamma.z.\cos^2 \beta$$

La formule du coefficient de sécurité :

$$F = \frac{c + \gamma.z.\cos^2 \beta.tg\phi}{\gamma.z.\cos\beta.\sin\beta}$$

En termes de contraintes effectives :

$$F = \frac{c + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta - u) \cdot \operatorname{tg} \phi}{\gamma \cdot z \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta}$$

II.9.3.2. Rupture rotationnelle

Dans des terrains plutôt meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions. La théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en 2 dimensions).

La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel.

Nous examinerons dans ce qui suit deux types de méthodes : une méthode dite globale qui permet de déterminer le coefficient de sécurité d'un talus homogène et isotrope et les méthodes de tranches qui permettent d'effectuer des calculs pour une géométrie plus complexe.

La méthode universellement utilisée pour le calcul de stabilité de pente est celle de l'équilibre limite, on considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente, on étudie la stabilité de cet élément de sol.

II.9.3.2.1. Méthode globale

Les méthodes globales permettent une résolution graphique maintenant peu utilisées, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de volumes le long d'une courbe quelconque étant très simple par discrétisation.

On étudiera d'abord la stabilité d'un massif homogène de caractéristiques mécaniques *cet* ϕ . Il est bien certain que les cas pratiques d'application de cette théorie sont assez limités.

Mais cette étude, relativement simple, fournira de premières indications intéressantes qu'on essaiera ensuite, d'adapter au cas plus courant d'un massif hétérogène. En tout état de cause, il s'agit là, au moins, d'une première approximation. Bien entendu, on se place délibérément dans l'hypothèse d'un équilibre à deux dimensions.

La figure II.13 représente le talus *ACB*, dont étudie la stabilité. Comme c'est souligné plus haut, ce massif est homogène, mais il peut renfermer une nappe phréatique ou même être le siège d'un écoulement. On suppose que la rupture du massif va se produire le long d'un arc de cercle, de centre *O* et de rayon *r* et on se propose d'évaluer le coefficient de sécurité correspondant, c'est-à-dire la fraction de la cohésion et du frottement interne réel du terrain qu'il convient de mobiliser, pour assurer strictement l'équilibre de la zone *ACBMA* du massif.

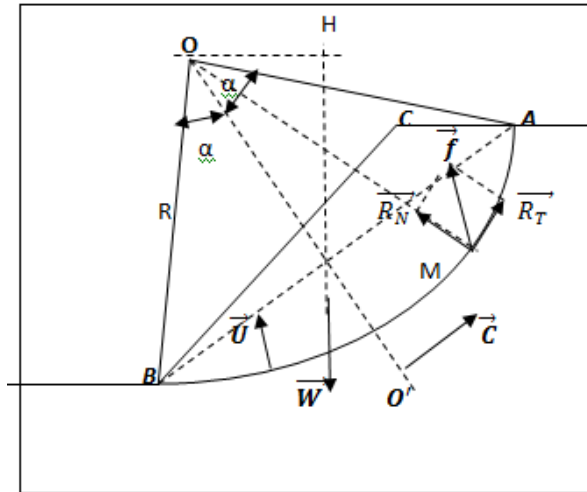


Figure II.13 : Equilibre globale du massif.

Les forces qui agissent sur la zone ACBMA sont :

- W : poids des terres et de l'eau situées dans la zone ;
- U : la résultante des efforts transmis par l'eau de la nappe sur le contour CBMA
- les contraintes effectives le long de la ligne de glissement AMB.

La contrainte critique en M est la somme de :

- c : Contrainte de cohésion ;
- f : contrainte de frottement

L'équation d'équilibre de la zone ACBMA donne :

$$\vec{w} + \vec{u} + \vec{c} + \vec{f} = \vec{0}$$

La somme des moments par rapport à O donne :

$$W \cdot OH - U \cdot O'O - R_T \cdot R - C \cdot OO = 0$$

$$W \cdot OH - R_T \cdot R - C \cdot OO = 0$$

Calcul de R_T :

$$\tan \varphi = \frac{R_T}{R_N}$$

$$R_T = \tan \varphi \cdot R_N$$

$$R_T \cdot R = R \cdot \tan \varphi \cdot R_N$$

$$\frac{R_T \cdot R}{F_S} = \frac{R \cdot \tan \varphi \cdot R_N}{F_S}$$

Calcul de C, (O, O') :

$$C = 2 \cdot r \cdot \sin \varphi \cdot c$$

$$OO = \frac{R \cdot \alpha}{\sin \alpha}$$

$$c \cdot OO = \frac{2 \cdot R \cdot \sin \alpha \cdot c \cdot R \cdot \alpha}{\sin \alpha}$$

$$c \cdot oo = 2R^2 \cdot C \alpha$$

$$\frac{c \cdot oo'}{F_S} = \frac{2 \cdot R^2 \cdot C \cdot \alpha}{F_S}$$

L'équilibre des moments par rapport à O s'écrit alors :

$$W \cdot OH = \frac{R \cdot \tan \varphi \cdot R_N}{F_S} + \frac{2 \cdot R^2 \cdot c \cdot \alpha}{F_S}$$

D'où :

$$F_S = \frac{R \cdot \tan\varphi \cdot R_N + 2 \cdot R^2 \cdot ca}{W \cdot OH}$$

Les forces et sont connues, la force l'est aussi au coefficient de sécurité prés.

On peut construire le polygone des forces d'où on déterminera graphiquement à partir de ce dernier.

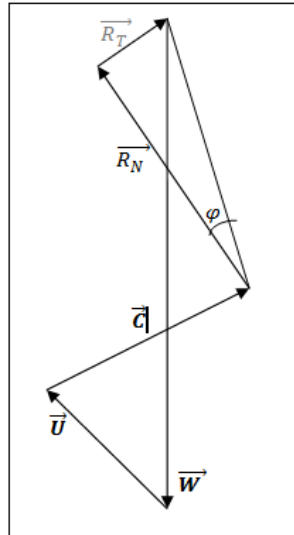


Figure II.14 : Polygone des forces.

II.9.3.2.2. Méthode des tranches

Le principe de cette méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches.

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

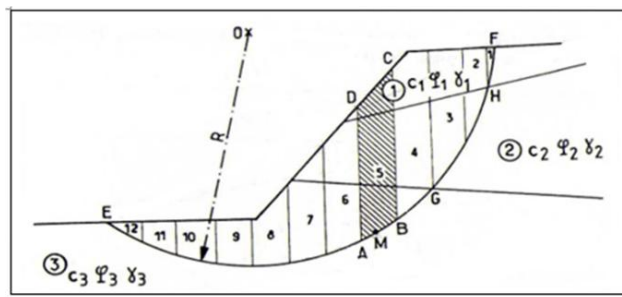


Figure II.15 : Découpages en tranches d'un talus.

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

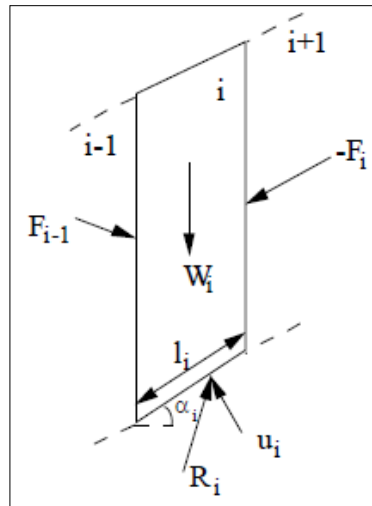


Figure II.16 : Bilan des forces sur une tranche.

- Le poids de la tranche w_i ;
- La réaction sur la base de la tranche R_i (cette force peut être décomposée en action normale N_i et action tangentielle T_i) ;
- La pression de l'eau u_i ;
- L'action des forces inter tranches entre la tranche i étudiée et les tranches $i-1$ et $i+1$: F_{i-1} et F_i .

Examinons le problème en deux dimensions. Si le volume est découpé en n tranches (donc $n-1$ intertranches), Les inconnues sont :

- F_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3(n-1)$ inconnues ;
- $-R_i$: intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3n$ inconnues ;
- le coefficient de sécurité $F \Rightarrow 1$ inconnue.
- Il y a donc $6n-2$ inconnues.

Les équations sont pour chaque tranche :

- les équations d'équilibre selon x et y et l'équilibre des moments $\Rightarrow 3n$ équations ;
- le critère de rupture : relation de Mohr-Coulomb $N_i = \frac{T_i \tan \varphi}{F} + \frac{c l_i}{F} \Rightarrow n$ équations. Il y a donc $4n$ équations.

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

II.9.3.2.2.1. Méthode des tranches de Fellenius :

La méthode de Fellenius, aussi dite méthode suédoise des tranches, est la première méthode des tranches à être développée. La simplicité de celle-ci a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont négligées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité est :

$$f_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot l_i + w_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot \sin \alpha_i}$$

- Cas de l'existence d'une nappe :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Avec : $u_i = z_w \cdot \gamma_w$

- u_i : Pression interstitielle,
- Z_w : hauteur d'eau,
- γ_w : poids volumiques d'eau

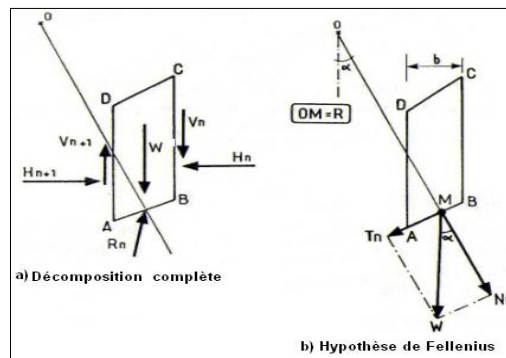


Figure II.17 : Forces agissant sur la tranche n.

II.9.3.2.2.2. Méthode des tranches de Bishop simplifiée :

D'après Bishop(1954) :

- les tranches étudiées, $V_n - V_{n+1} = 0$
- tous les efforts inter tranches sont uniquement horizontaux.

Le coefficient de sécurité s'exprime par cette méthode comme suit :

$$F_S = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[w - u_n \cdot b] \tan \varphi_i + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_S}}$$

D'autres méthodes font des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres, des méthodes dites de :

- ✓ **Janbu** (ligne d'action des forces inter tranches située au 1/3 de la hauteur des tranches);
- ✓ **Spencer** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches constant) ;
- ✓ **Morgenstern et Price** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces inter tranches = $\lambda \cdot f(x)$);
- ✓ **Sarma** (introduction d'un paramètre supplémentaire : accélération verticale) ;
- ✓ **Perturbations** (méthode proposée par Raulin du *LCPC*).

II.9.4. Choix du type de méthode de calculs

Le choix dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondants au modèle.

II.9.5. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte

Dans le calcul de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est en fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit des sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (c_u, φ_{uu}). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (c_{cd}, φ_{cd}) ou (c', φ').

II.9.6. Recherche du coefficient de sécurité

Pour une valeur précise de (F_s), on commence par divers lignes de glissements possibles et on cherche pour quelle ligne on obtient la valeur la plus faible de (F_s), puisque c'est le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

D'après (G .Philipponat et H. Bertrand ; 2003) : il n'ya pas de méthode précise pour définir ce cercle, la méthode générale consiste à calculer le facteur de sécurité (F_s) pour un nombre suffisant de cercles. En général, il y'a beaucoup de possibilités :

- Pour un cercle donné, on peut faire varier le rayon du cercle.
- La possibilité que le centre peut varier horizontalement et verticalement.
- Pour chaque centre, on porte le (F_s) à calculer.

II.9.7. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le coefficient de sécurité (F_s) définit par rapport au moment résistant par des essais successifs qui permettent de déterminer le cercle le plus défavorable. (P.Habib, 1997).

Le facteur de sécurité minimal (F_s) adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voir à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion non drainé C_u).

Tableau II.1 : Valeurs de F_s données en fonction de l'importance de l'ouvrage.

F_s	Etat de l'ouvrage
<1	danger
1-1,25	Sécurité contestable
1,25-1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants
	Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1,4	Satisfaisante pour les barrages

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1,25 alors que $F_s = 1,5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop).

Chapitre III :
Présentation du site

III.1. Introduction :

Le Nord Algérien fait partie de la chaîne des Maghrébides, partie intégrante de la chaîne Alpine; cette chaîne des Maghrébides est considérée comme une paléo-limite entre l'Europe et l'Afrique. En Algérie cette chaîne est structurée en trois grands domaines : le domaine interne au Nord, le domaine des flyschs, et le domaine externe au Sud.

Le secteur d'étude se situe dans la région de Jijel, cette région du Nord Algérien, appartient au socle Kabyle qui fait partie des zones internes. Elle est caractérisée par une morphologie irrégulière, son relief est caractérisé par deux zones, une partie plate et une partie avec un relief très accidenté, d'où l'existence de région où le risque d'instabilité de terrain est important (Figure III.1).

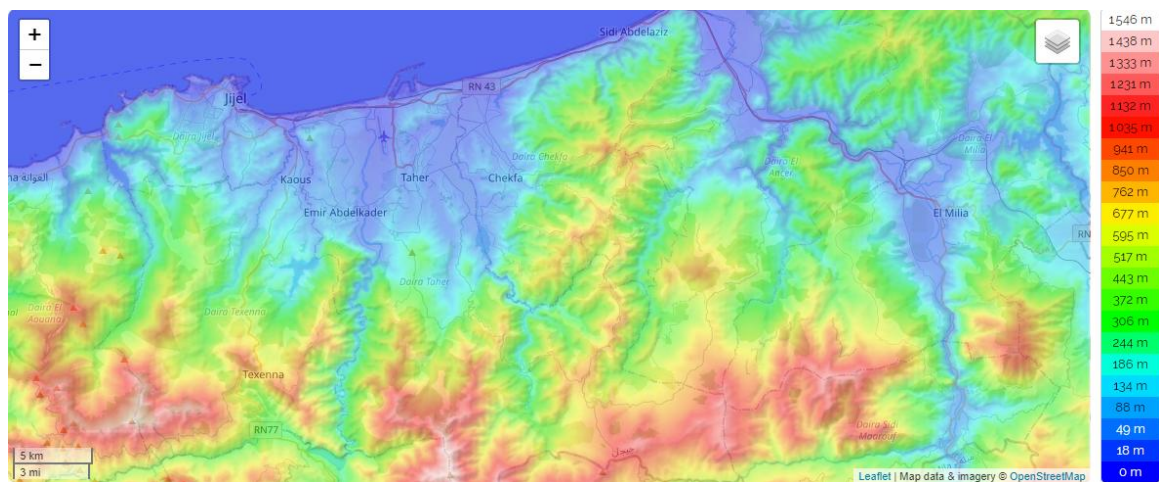


Figure III.1: L'orographie de la wilaya de Jijel (topographic-map)

III.2. Situation géographique et délimitation du site :

La cité 250 logements est située à l'Ouest de la ville de Jijel à 2 km environ sur la rive gauche de la route nationale N° 43 menant vers Bejaia au lieu dit mezghitane. Elle fait partie de la commune Jijel (Figure III.2).

Le terrain objet de cette étude est limité au Nord par un lotissement (coopérative El Manar), à l'Est par la voie menant vers la RN 43, à l'Ouest par un talus d'une dénivelé variant entre 25 m et 30 m environ et au Sud par des bâtiments (Figure III.3). Le site d'étude est délimité par les coordonnées UTM suivantes:

- ✓ Les méridiens: 742800 et 743150 m.
- ✓ Les parallèles: 4078450 et 4078200 m

III.3. Géologie du site:

L'établissement de la carte géologique du site (Figure III.4) montre que le terrain est couvert par le flysch numidien caractérisé par une alternance de bancs gréseux d'une épaisseur de l'ordre décimétrique à métrique avec des bancs de pélites (argile consolidée à structure schisteuse sous l'effet des contraintes de compression) de couleur grise bleuâtre, friables présentant souvent des fractures de différentes directions, ces fractures sont parfois remplis par des oxydes de fer issus de la circulation des eaux souterraines) (Figure III.5 et 6).

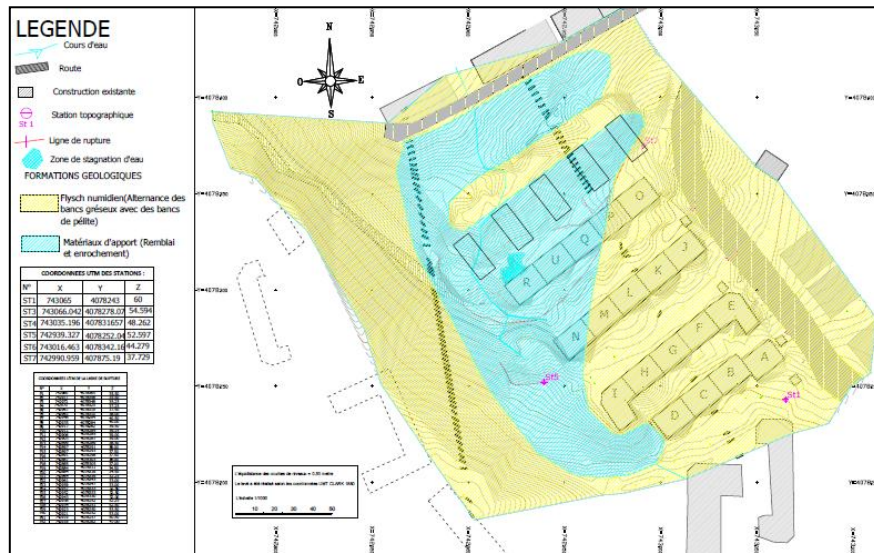


Figure III.4: Carte géologique du site étudié (échelle 1/1000).



Figure III.5: Alternance de bancs de grés et de bancs de Pelite métriques

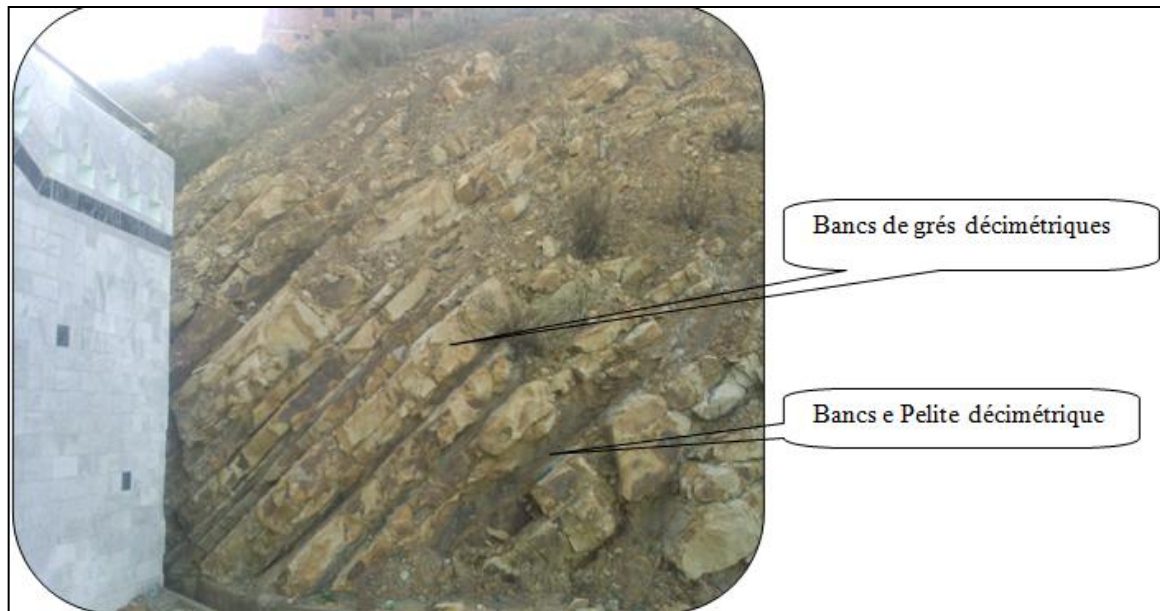


Figure III.6: Alternance de Bancs de grès et de bancs de Pelite décimétrique

Ce flysch numidien est très tectonisé (plissé et faillé) (Figure III.7, 8 et 9), il est couvert partiellement par les matériaux d'apport résultants des travaux de terrassement des terrains avoisinants et de l'aménagement de site, ainsi que par des enrochements servant comme blocage mis en place pour la reconstitution de la butée après le glissement de terrain.



Figure III.7: Enrochement en aval du la file de blocs ayant subi des désordres suite à l'élimination de la butée en aval.

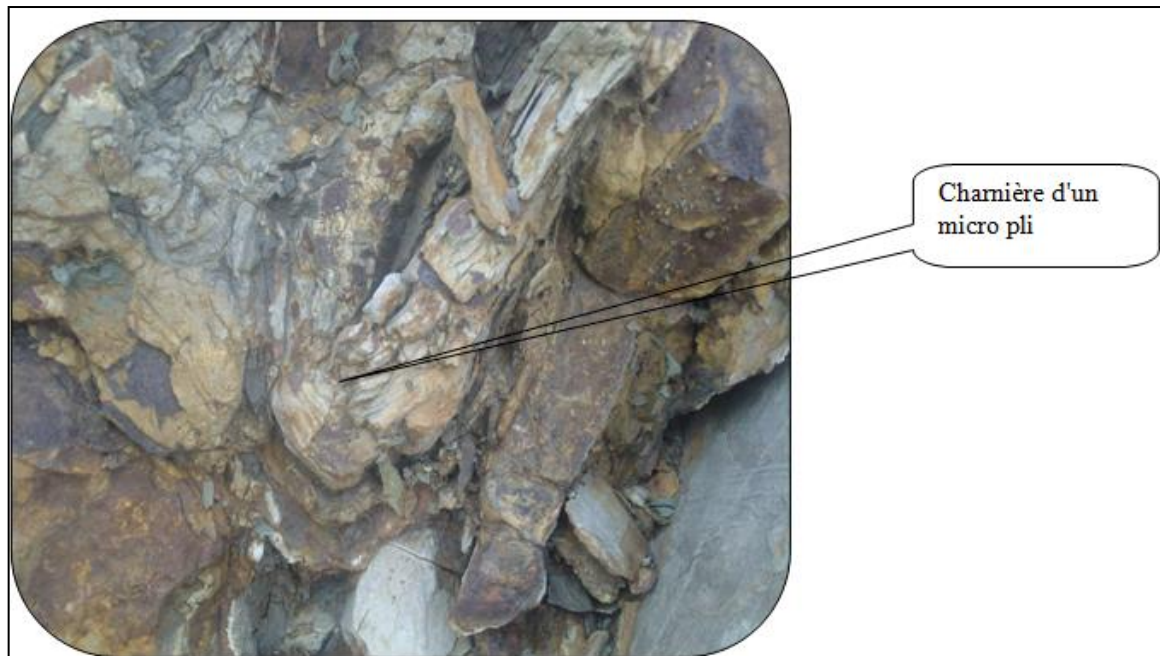


Figure III.8: Charnière d'un micro pli.

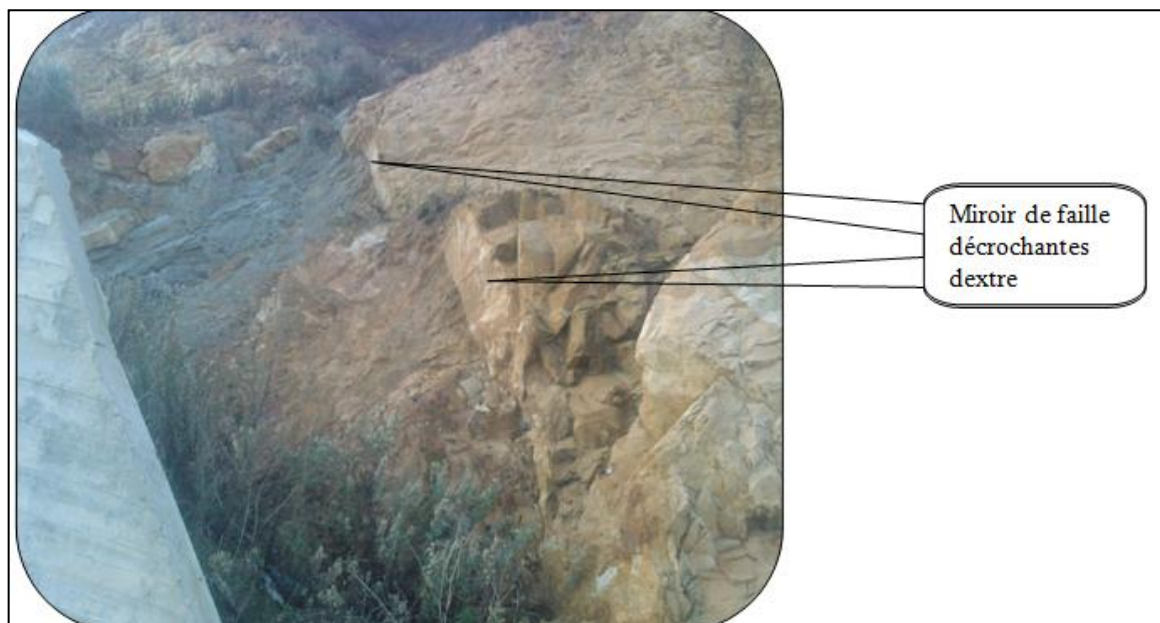


Figure III.9: Miroir de faille décrochante dextre.

III.4. Sismicité de la région:

La région de Jijel est située dans la zone sismique classée d'après (BOCKEL; 1999) comme région pouvant subir des secousses supérieures à l'intensité 08 sur l'échelle de Richter, les épicentres de la plupart des secousses sismique ressentis sont localisées entre Bejaia et Sétif dans la région des Babors et les Bibans.

D'après le document RPA 99 (version 2003), relatif au classement des sites selon leur sismicité, la wilaya de Jijel est classée dans la zone (IIa) caractérisée par une sismicité modérée.

III.5. Etude hydrologique et hydrogéologique :

Le site d'étude est caractérisé par un talweg comblé par les matériaux d'apport déposés anarchiquement (remblais récents) pendant les travaux de terrassement en grande masse, ces travaux sont effectués par l'entreprise G.I.P-Est et M.G.H.U pour l'implantation des 250 logements (Figure III.10).

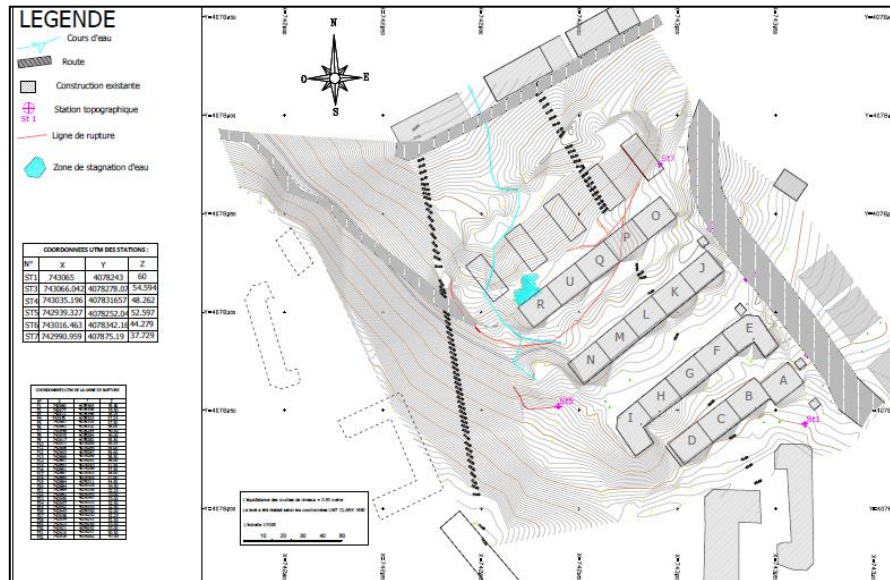


Figure III.10: Carte hydrologique du site étudié (échelle 1/1000).

Les travaux de reconnaissance géotechnique ont été réalisés au mois de Novembre et Décembre où des suintements sous les fondations des blocs témoignent d'un écoulement souterrain d'un fort débit. Vu la morphologie du terrain en cuvette, le site est alimenté en permanence par les grès qui constituent un réservoir d'eau souterrain.

III.5.1. Climat:

La région de Jijel est caractérisée par un climat méditerranéen, doux et très humide en période hivernale, avec une pluviométrie très élevée et une période estivale sèche et chaude, Cette partie de littoral est la plus arrosée de toute l'Algérie environ 1m et possède de magnifique région forestière.

III.5.2. La précipitation:

Les précipitations d'eau annuelles varient entre 900 et 1600 mm/an, et donc cette région est classée parmi les zones les plus arrosées (Figure III.11).

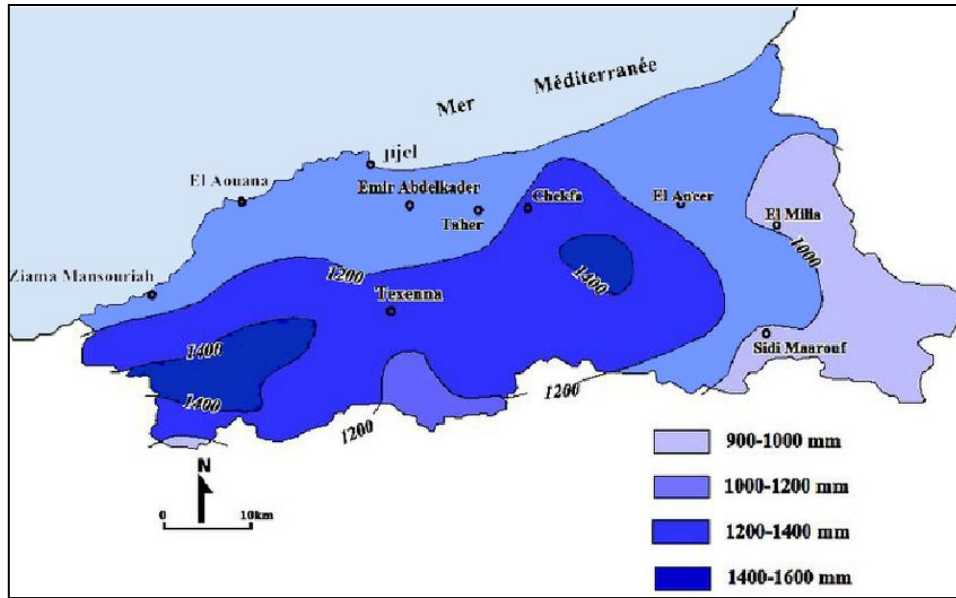


Figure III.11: Carte pluviométrie de la wilaya du Jijel (ANRH 1996).

Les conditions climatiques sont plus importantes que d’autres facteurs puisque elles jouent un rôle déterminant dans le régime des cours d’eau, des écoulements sur la surface et dans la profondeur. La végétation est en rapport avec la quantité d’eau que reçoit cette région. La couverture végétale est dense et variée (oliviers, raisins, figuiers, etc....).

Le traitement des données des précipitations mensuelles et annuelles durant la période de 2001 à 2010 obtenues à partir de la station de l’aéroport de Tahir Jijel montre que la période la plus arrosée, durant les 10 années écoulées, s’étale du mois d’Octobre jusqu’au mois de Février avec une moyenne mensuelle de 136.95 mm. Le mois de Décembre est celui durant lequel la quantité relevée est la plus importante avec 1923.1mm (Tableau III.1 et Figure III.12)

Tableau III.1 : Les précipitations annuelles (2001-2010), station de l’aéroport de Tahir-Jijel.

Année	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avr	Mai	juin	juil	aout	total
2001	38,8	1,1	125,2	142,4	247,7	110,9	14,2	50,7	50,3	3,7	0	2,5	787,5
2002	49,5	103	182	407,3	71,8	66,3	37,6	49,7	15,3	4,4	16,2	86,2	1089,3
2003	128,4	76	82	220,5	333,1	115	30,7	130	70,9	0,8	7,1	0	1194,5
2004	75,8	34,8	267,1	158,8	137,2	83,3	75,2	96,6	81,2	56,4	1,3	4,3	1072
2005	56,4	21,4	134,5	171,6	262,1	212,6	85,5	121,8	4,8	0	1,2	18,4	1090,3
2006	45,3	37,9	39,6	215,4	178,2	165,5	54,9	24,1	32,7	2,8	0	34,8	831,2
2007	70,8	142,9	291,4	211,3	12,3	74,5	268,5	70,6	14,4	26,4	3,3	4,8	1191,2

2008	86,7	30,8	109,8	145,9	34,3	27,4	172,1	18,8	144,7	3,7	0	1,3	775,5
2009	172,3	68,2	154,9	139,6	207,9	85,9	78,2	183,8	14,4	0,3	0,5	10,8	1116,8
2010	53	218,5	195,9	110,3	121,4	60,2	105,4	52,5	81	49,5	2,1	1,4	1051,2
total	777	734,6	1582,4	1923,1	1606	1001,6	922,3	798,6	509,7	148	31,7	164,5	10199,5
moyenne	77,70	73,46	158,24	192,31	160,60	100,16	92,23	79,86	50,97	14,80	3,17	16,45	1019,95

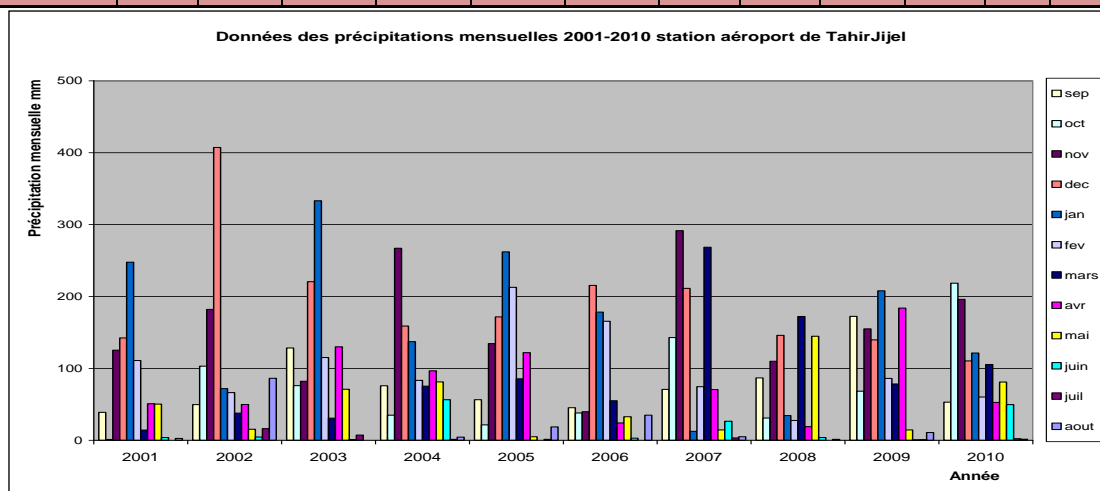


Figure III.12: Histogramme des précipitations mensuelles pendant 10 ans de 2001 à 2010, station de l'aéroport de Tahir- Jijel.

En revanche la période la plus sèche durant ces 10 ans s'étale du mois de Mai jusqu' au mois d'Aout (21.35 mm) et le mois le plus sec est le mois de Juillet (3.17 mm). (Tableau III.2 et Figure III.13).

Tableau III.2: Les précipitations moyennes saisonnières (2001-2010), station d' Aéroport de Tahir- Jijel.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aout
Moyenne mensuelle (mm)	77,70	73,46	158,24	192,31	160,60	100,16	92,23	79,86	50,97	14,80	3,17	16,45
Moyenne saisonnière(mm)	103.13			151.02			59.35			11.47		
Moyenne saisonnière (%)	31.73			46.47			18.26			3.52		
Saison	Automne			Hiver			Printemps			Eté		

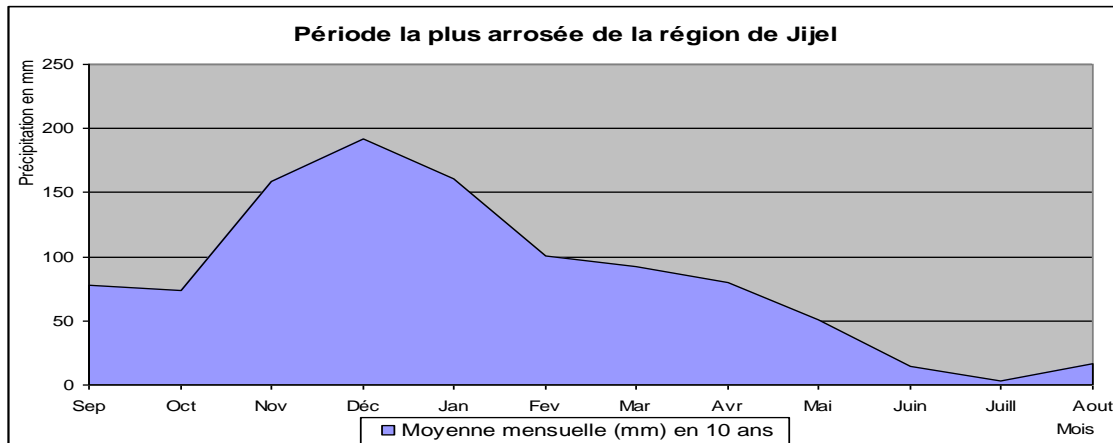


Figure III.13: Graphe montrant la période la plus arrosée dans la région de Jijel durant les 10 dernières années.

III.6. Géomorphologie du site:

La région de Jijel appartient à la Kabylie des Babors, elle est parmi les plus merveilleuses régions naturelles de l'Algérie, caractérisée par des montagnes d'une altitude moyenne dépassant les 1000 mètres (exemple : Djebel Kerne 1121 m au Sud-Ouest de la ville de Jijel, Djebel Rekiba diss 857 m au Sud Est de la ville de Jijel).

De point de vue orographique la région est subdivisée en série de chaînes ou chaînons sensiblement parallèles orientées généralement Nord Nord Est - Sud Sud Ouest avec des variations locales en faisant un des plus beaux panoramas du monde. Les crêtes sont formées par des roches cristallophylliennes et des calcaires. Les vallées sont encaissées parallèlement à la ligne de relief au Sud et les plaines littorales s'étendent de Jijel à l'Ouest jusqu'à M'Zair à l'Est.

Le site objet de cette étude est un terrain très accidenté, caractérisé par une topographie irrégulière. La réalisation de la carte des pentes a permis de délimiter le terrain en cinq zones selon les intervalles conventionnelles suivantes:

- ✓ Zone jaune : pente < 8%
- ✓ Zone verte : 8 % < pente < 15 %
- ✓ Zone bleu : 15 % < pente < 20 %
- ✓ Zone orange : 20 % < pente < 35 %
- ✓ Zone rouge : pente > 35 %.

D'après l'examen de la carte des pentes réalisée sur un fond topographique à échelle 1/1000 selon les coordonnées UTM CLARK 1880, le secteur d'étude est caractérisé dans sa majorité par une forte pente (> 35 %) soit 47.90 % de la totalité de la surface occupant le côté Ouest du site représentée par un talus abrupt (falaise) constitué d'une alternance de bancs gréseux et de bancs de pélites subvertical, ainsi que les talus derrière les blocs résultant des travaux de terrassement en grande masse pour la réalisation des plates formes en gradin Figure III.14).

Les blocs sont implantés sur des plates formes en gradin avec des pentes inférieures à 8% soit une surface de 0.92 hectares (17.49 %).

Les différentes pentes qui caractérisent le site présentent les pourcentages suivants par rapport à la surface globale du secteur étudié:

- ✓ Zone jaune : pente < 8% = 0.92 hectares soit 17.49 %.
- ✓ Zone verte : 8 % < pente < 15 % = 0.45 hectares soit 8.55 %.
- ✓ Zone bleu : 15 % < pente < 20 % = 0.82 hectares soit 15.59 %.
- ✓ Zone orange : 20 % < pente < 35 % = 0.55 hectares soit 10.45%.
- ✓ Zone rouge : pente > 35 % = 2.52 hectares soit 47.90 %.



Figure III.14: Carte des pentes du site étudié (échelle 1/1000).

III.7. Description des désordres:

III.7.1. Désordres sur le terrain:

D’après les travaux de terrain, le site est caractérisé par une morphologie en pente moyenne à accentuée de direction vers le Nord. Il est raviné profondément par les eaux de ruissellement et comblé par la suite par les matériaux déposés anarchiquement, provenant des travaux de terrassement, de viabilisation et de construction sur ce site (création de plate- formes en gradin).

La construction sur ce site a conduit à la modification de la morphologie initiale par les travaux de terrassement en grande masse et par conséquent la modification de l’équilibre naturel initial.

Le glissement de terrain engendré après terrassement et élimination de la butée se situe en amont des 50 logements en projet. Il est matérialisé par une ligne de rupture avec un rejet de 0.20 m à 0.60m dont la surface totale en mouvement est de 6435 m².

Le glissement de terrain a été provoqué par la conjugaison des facteurs suivants:

- ✓ pente accentuée du terrain.
- ✓ pendage des couches dans le même sens que la pente.
- ✓ schistosité des pélites parallèle au pendage des couches.
- ✓ saturation du sol en particulier les pélites pendant les périodes pluvieuses.

En effet cette schistosité permet une forte infiltration et les formations pélieteuses deviennent plus instables et glissantes lorsqu'elles sont humectées. L'eau qui s'infiltré entraîne une altération de leur cohésion leur donnant un caractère plus plastique (plus déformable).

Les désordres qu'il a occasionnés sont circonscrits aux bâtiments P, Q, U et R (Figure III.14 et 15)



Figure III.15 : Ligne de rupture avec un rejet de 0.20 m à 0.60m traversant le bâtiment P

III.7.2. Désordres sur les constructions:

Le glissement de terrain décrit au paravent a provoqué des désordres au niveau des bâtiments P, Q, U et R qui ont subi un basculement (inclinaison) dans le même sens que la pente et plus particulièrement le bloc R que nous considérons le plus endommagé (voir Figure III.16, 17, 18 et 19). Seul le bâtiment O situé à l'Est fondé sur une dalle de grés reste en bon état.

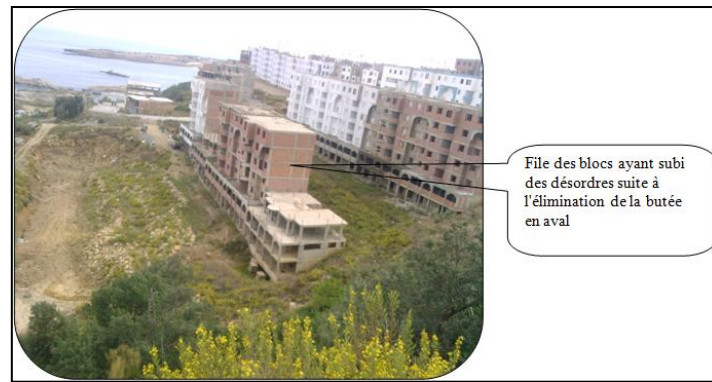


Figure III.16: File des blocs ayant subi des désordres suite à l'élimination de la butée en aval

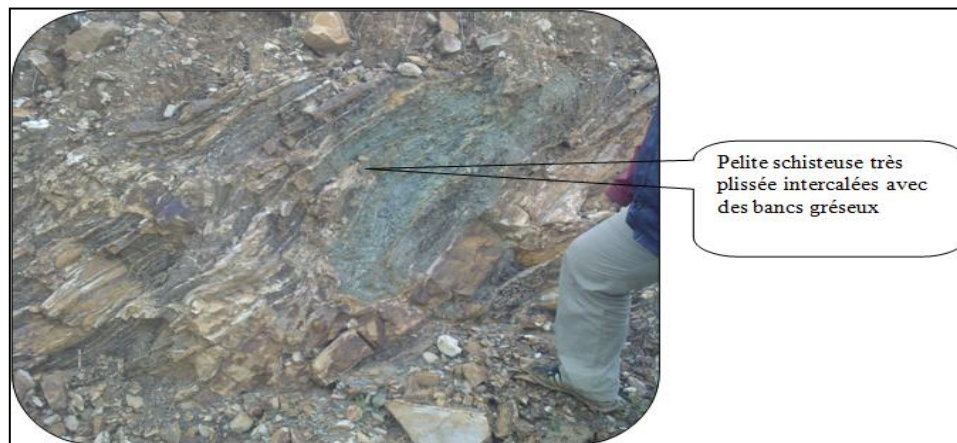


Figure III.17: Pelite schisteuse très plissée intercalées avec des bancs gréseux

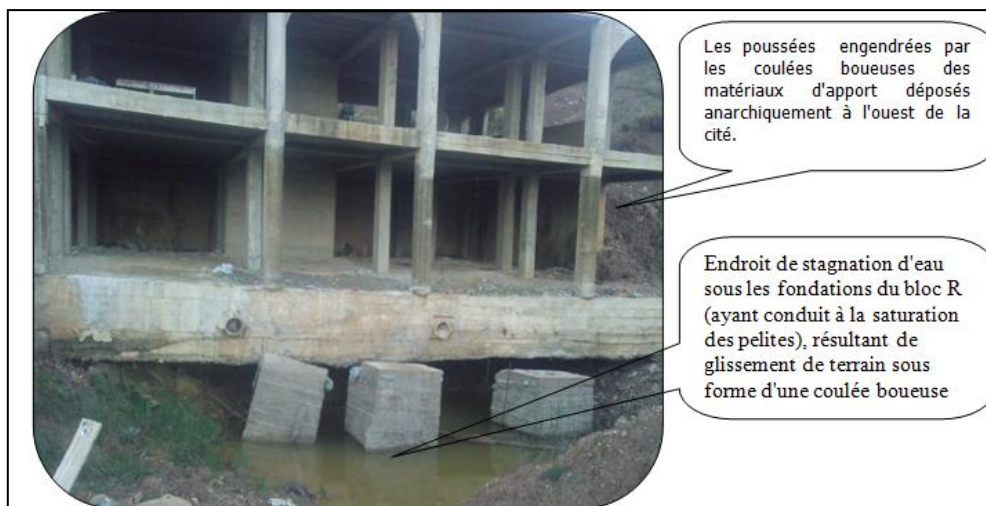


Figure III.18 : Endroit de stagnation d'eau sous les fondations du bloc R (ayant conduit à la saturation des pelites), résultant de glissement de terrain sous forme d'une coulée boueuse



Figure III.19 : Stagnation d'eau ayant conduit à la saturation des pelites.

Le bloc **P** en R+2 a subi des désordres suite à des contraintes de compression entre le bloc **O** et le bloc **Q**, résultant du tassement différentiel où la ligne de rupture traverse le bloc **P** au milieu, ces désordres ont été observés sur les poteaux cisailés, les planchers et les murs en maçonnerie fracturés (Figure III.14 et 20). Ce bloc **P** est décalé de 05 cm du bloc **O**.



Figure III.20 : Cisaillement des poteaux du bloc P.

Quant aux blocs **Q** et **U** en R+5 mitoyen du bloc **P**, leur structure n'a pas subi de graves désordres, mais ils ont été décalés et inclinés suite à un mouvement de reptation d'ensemble légèrement rotationnelle.

Le bloc **R** en R+2 a subi des désordres très graves suite au mouvement de l'assise des fondations sous forme de coulée boueuse. Actuellement le bloc se trouve en porte à faux et des désordres observés se manifestent sur les poteaux cisailés, les planchers et les murs de contreventement fissurés (voir photos 21, 22, 23, 24 et 25). Ce bloc est le plus affecté par le glissement de terrain et le plus endommagé.



Figure III.21 : Décalage du bloc Q par rapport au bloc P à la base.

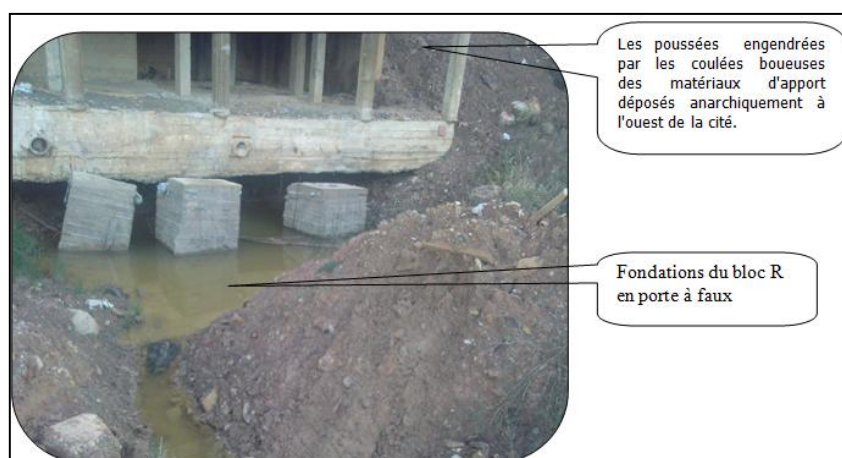


Figure III.22 : Fondations du bloc R en porte à faux.

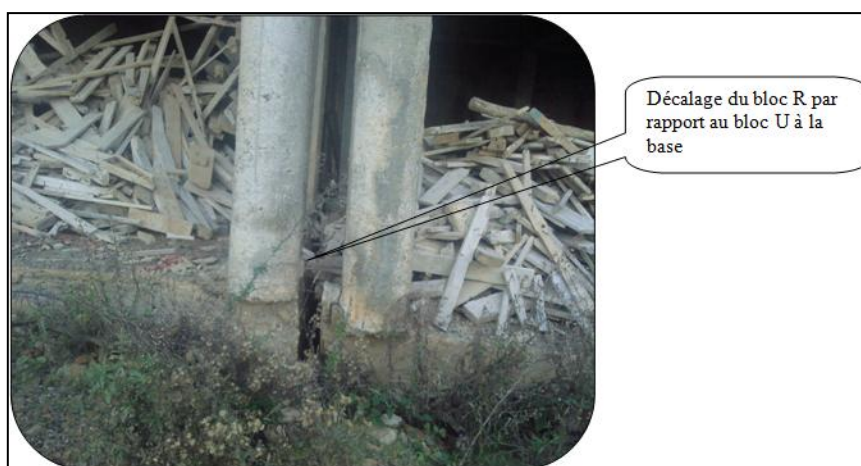


Figure III.23 : Décalage du bloc R par rapport au bloc U à la base.



Figure III.24 : Fondations du bloc R en porte à faux.

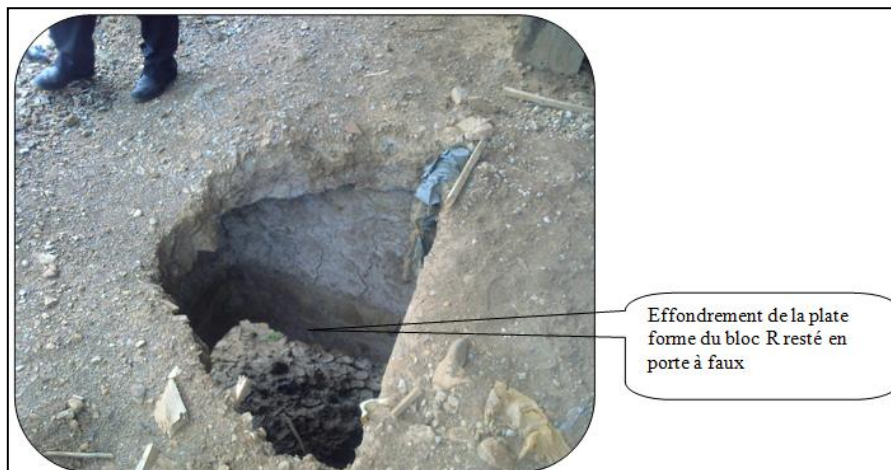


Figure III.25 : Effondrement de la plate forme du bloc R resté en porte à faux.

III.7.3. Causes des désordres:

L'entreprise GIP Est a commencé les travaux de viabilisation et de construction sur ce site par la réalisation des plates formes en gradin d'amont en aval, sans tenir compte de l'équilibre naturel du site, contrairement à la logique de construction sur des terrains en pentes, où les travaux de fondation, de consolidation et de soutènement doivent débutés d'aval en amont.

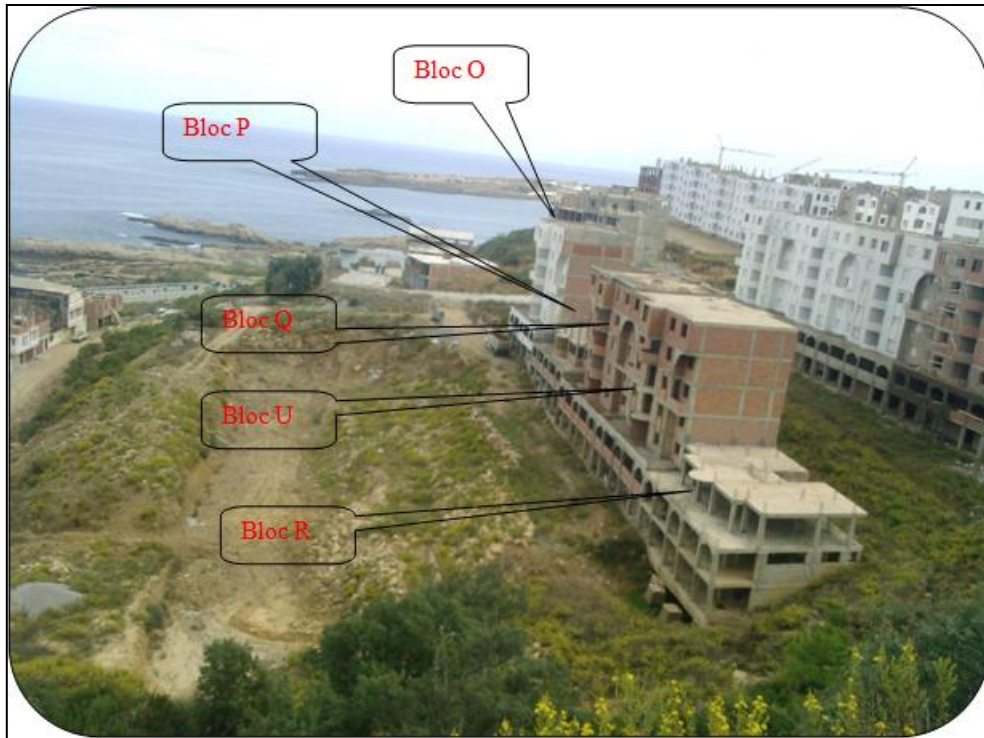


Figure III.26 : Des désordres sur les blocs Q, U et R.

Par la suite le M.G.H.U a aggravé la situation par les travaux d'excavation en grande masse en aval ayant conduit à l'élimination de la butée des blocs O, P, Q, U et R en créant un talus de terrassement de 10 m environ, par conséquent la décompression des sols sous les fondations des blocs P, Q, U et R a ainsi accrue le mouvement ayant entraîné le basculement et l'inclinaison de ces derniers (Figure III.26).

III.8. CONCLUSION :

La cité 250 logements à Mezghitane est située à l'Ouest de la ville de Jijel à 2 km environ, sur la rive gauche de la route nationale N° 43 menant vers Bejaia, elle fait partie de la commune de Jijel.

Pendant les travaux d'investigation géotechnique réalisés au mois de Novembre et Décembre 2011, des suintements ont été observés sous les fondations des blocs de bâtiments témoignant d'un écoulement souterrain de fort débit.

Le glissement de terrain a été provoqué par la conjugaison des facteurs suivants:

- ✓ pente accentuée du terrain.
- ✓ pendage des couches dans le même sens que la pente.
- ✓ schistosité des pélites parallèle au pendage des couches.
- ✓ saturation du sol en particulier les pélites pendant les périodes pluvieuses.

Ce glissement a provoqué des désordres au niveau des blocs P, Q, U et R qui ont basculé dans le sens de la pente, après élimination de la butée par les travaux d'excavation effectués par le M.G.H.U (en aval de ces blocs) pour la construction des 50 logements, particulièrement le bloc R en R+2 qui a subi de très graves désordres suite au mouvement de l'assise des fondations sous forme de coulé boueuse.

Chapitre IV :

Etude géotechnique du site

IV.1.Introduction :

La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes (bâtiments, routes, ouvrages souterrains) nécessitent une bonne connaissance du sol, de sa nature et de son comportement.

L'étude géotechnique permet de définir les caractéristique du terrain, de mesurer les déformations, les résistances, afin d'optimiser le dimensionnement des ouvrages et de leurs infrastructures, et de proposer des solutions efficaces.

IV.2. Essais in-situ :

Neuf sondages carottés de 15 m de profondeur, leur implantation a été effectué en commun accord avec la D.U.C de Jijel comme suit:

- ✓ Quatre sondages ont été équipés des inclinomètres de dix mètre de profondeur pour le suivi périodiques de glissement de terrain et détermination de la surface de glissement et sa profondeur.
- ✓ Trois sondages ont été équipés des piézomètres pour mesurer la fluctuation de niveau d'eau dans le sol.
- ✓ Quatre profils électriques pour maitre en évidence l'allure de terrain nature couvert par les matériaux d'apport (soit un profil pour chaque hectares).
- ✓ Dix-huit essais pénétrométriques réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique lourd type geotool B poussés à 15 m de profondeur ou refus avant.

IV.2.1. Sondages carottés:

Trois sondages carottés implantés au sud de la file de 50 logements (bâtiments O, P, Q, U et R voir figure III.4) équipés des piézomètres.

Six sondages carottés implantés au Nord de la file de 50 logements (bâtiments O, P, Q, U et R) dont quatre sont équipés des inclinomètres. Les sondages carottés ont été réalisés selon les coordonnées UTM suivants:

Tableau IV.1 : Les coordonnées UTM des sondages carottés

n° de sondage	X	Y	Z
S01	742979	4078329	36.00
S02	742957	4078312	37.50
S03	742935	4078295	37.50
S04	742934	4078320	32.00
S05	742942	4078326	32.50

S06	742948	4078331	32.50
S07	742957	4078337	32.50
S08	742962	40798342	33.00
S09	742971	4078349	34.50

Les coupes lithologiques fournies par les sondages carottés montrent que le terrain objet de cette étude est composé de :

✚ Sondage n° 1 :

- ✓ 0.00 - 5.10 m : Matériaux d'apport (remblais, blocs gréseux dans une matrice argileuse très plastique).
- ✓ 5.10 - 8.30 m : Grés massifs très fracturés, ces fractures sont de différentes directions.
- ✓ 8.30 - 10.50 m : Péelite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée.
- ✓ 10.50 - 15.00 m : Grés massifs à grains fins très fracturés, ces fractures sont de différentes directions.

✚ Sondage n° 2 :

- ✓ 0.00 - 8.30 m : Matériaux d'apport (remblais, blocs gréseux dans une matrice argileuse très plastique).
- ✓ 8.30 - 9.00 m : Péelite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée.
- ✓ 9.00 - 11.20 m : Grés massifs à grains fins très fracturés, ces fractures sont de différentes directions.
- ✓ 11.20 - 13.80 m : Péelite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée.
- ✓ 13.80 - 15.00 m : Grés massifs à grains fins très fracturés, ces fractures sont de différentes directions.

✚ Sondage n° 3 :

- ✓ 0.00 - 3.70 m : Matériaux d'apport (remblais, blocs gréseux dans une matrice argileuse très plastique).
- ✓ 3.70 - 10.80 m : Péelite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée altérée en surface et saine et indurée en profondeur.
- ✓ 10.80 - 15.00 m : Alternance des bancs gréseux avec des bancs péliteux d'épaisseur décimétrique.

✚ Sondage n° 4 :

- ✓ 0.00 - 9.70 m : Matériaux d'apport (remblais, blocs gréseux dans une matrice argileuse très plastique).
- ✓ 9.70 - 12.70 m : Péelite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée altérée en surface et saine et indurée en profondeur.
- ✓ 12.70 - 15.00 m : Alternance des bancs gréseux avec des bancs péliteux d'épaisseur décimétrique.

✚ Sondage n° 5 :

- ✓ 0.00 - 8.90 m : Matériaux d'apport (remblais, blocs gréseux dans une matrice argileuse très plastique).

- ✓ 8.90 - 12.20 m : Pélite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée altérée en surface et saine et indurée en profondeur.
- ✓ 12.20 - 15.00 m : Alternance des bancs gréseux avec des bancs péliteux d'épaisseur décimétrique.

✚ Sondage n° 6 :

- ✓ 0.00 - 9.20 m : Matériaux d'apport (remblais, blocs gréseux dans une matrice argileuse très plastique).
- ✓ 9.20 - 10.20 m : Pélite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée altérée en surface et saine et indurée en profondeur.
- ✓ 10.20 - 15.20 m : Alternance des bancs gréseux avec des bancs péliteux d'épaisseur décimétrique.

✚ Sondage n° 7 :

- ✓ 0.00 - 8.90 m : Matériaux d'apport (remblais, blocs gréseux dans une matrice argileuse très plastique).
- ✓ 8.90 - 9.90 m : Pélite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée altérée en surface et saine et indurée en profondeur.
- ✓ 9.90 - 15.00 m : Alternance des bancs gréseux avec des bancs péliteux d'épaisseur décimétrique.

✚ Sondage n° 8 :

- ✓ 0.00 - 6.50 m : Matériaux d'apport (remblais, blocs gréseux dans une matrice argileuse très plastique).
- ✓ 6.50 - 7.30 m : Pélite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée altérée en surface et saine et indurée en profondeur.
- ✓ 7.30 - 8.70 m : Grés massifs à grain fins très fracturés, ces fractures sont de différentes directions.
- ✓ 8.70 - 15.00 m : Alternance des bancs gréseux avec des bancs péliteux d'épaisseur décimétrique.

✚ Sondage n° 9 :

- ✓ 0.00 - 4.60 m : Matériaux d'apport (remblais, blocs gréseux dans une matrice argileuse très plastique).
- ✓ 4.60 - 6.50 m : Pélite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée altérée en surface et saine et indurée en profondeur.
- ✓ 6.50 - 7.70 m : Grés massifs à grain fins très fracturés, ces fractures sont de différentes directions.
- ✓ 7.50 - 10.50 m : Pélite schisteuse grise parfois jaunâtre rouillée altérée en surface et saine et indurée en profondeur.
- ✓ 10.50 - 12.70 m : Grés massifs à grain fins très fracturés, ces fractures sont de différentes directions.
- ✓ 12.70 - 15.00 m : Alternance des bancs gréseux avec des bancs péliteux d'épaisseur décimétrique.

Les coupes lithologiques fournies par les sondages carottés montrent que la stratification des couches est très bouleversée et enchevêtrées (plissées, faillées et

broyés) par les différents épisodes tectoniques au cours de l'histoire géologique de la région, ainsi par le glissement de terrain récent, donc chronologiquement, il est très difficile de distinguer entre ces éléments structuraux.

Géologiquement le terrain est couvert par les flyschs numidiens composé d'alternance de bancs de grés et de bancs de pélites d'une épaisseur parfois décimétrique et parfois métrique très fracturées, très plissés et ravinés profondément par les eaux de ruissellement. Comblé par la suite par des matériaux d'apport (des gros blocs de grés dans une matrice argileuse très plastique graveleuse et caillouteuse) pendant les travaux de viabilisation et de construction sur ce site. L'épaisseur de ces formations varie en fonction de la structure géologique qui caractérise le site (une structure plissée), elle est comprise entre 3.70 m et 9.70 m.

IV.2.2.Des essais pénétrométriques :

Les dix huit (18) essais pénétrométriques ont été implantés et réalisés suivant quatre profils selon les coordonnées UTM suivants:

Tableau IV.2 : Les coordonnées UTM des sondages carottés pour essai pénétrométrique.

n° d'essai pénétrométriques	X	Y	Z
P 01	742993	4078338	39.50
P 02	742981	4078330	37.00
P 03	742959	4078314	37.50
P 04	742937	4078296	37.50
P 05	742936	4078322	32.00
P 06	742944	4078328	32.00
P 07	742951	4078333	32.50
P 08	742959	4078339	32.50
P 09	742966	4078344	33.50
P 10	742974	4078351	35.00
P 11	742995	4078319	41.00
P 12	742980	4078307	41.00
P 13	742966	4078296	41.00
P 14	742952	4078285	41.00
P 15	743016	4078288	48.50

P 16	743001	4078277	48.50
P 17	742986	4078265	48.50
P 18	742974	4078255	48.50

Les pénétrogrammes ont mis en évidence la présence de deux horizons :

- ✓ Le premier horizon est caractérisé par des valeurs faibles de résistance de pointe comprises entre 0 et 30 bars correspondent au sol décompressé.
- ✓ Le deuxième horizon est caractérisé par des valeurs de résistance de pointe supérieures à 30 bars correspondent à la couche d'alternance des bancs péliteux avec les bancs gréseux.

Les pénétrogrammes font apparaître une zone de faible résistance à la pointe caractérisant la zone saturée en eau, dans la partie ouest où il y avait la migration du matériau tendre (Pelite) situé entre deux bancs de grés rigide vers la charnière, le refus a été obtenu à plus de 7 m de profondeur.

IV.2.3. Les essais des trainés électriques: tomographie (méthode de Résistivité) :

IV.2.3.1. Méthodologie:

Afin de comprendre la stratification des couches ainsi que les formations géologiques constituant les sols des fondations des 50 logements ayant subi des désordres et en complément des sondages carottés et essais pénétrométriques, nous avons procédé à une campagne géophysique par la méthode trainé électrique= tomographie en réalisant 04 Profils multi électrodes (pour imagerie électrique).

IV.2.3.2. Etude de la variabilité verticale des matériaux par sondage électrique :

Les sondages électriques servent à déterminer la succession des différentes couches sur la base des résistivités et des épaisseurs.

Le courant électrique est injecté par deux électrodes d'injection A et B et on mesure une différence de potentiel ΔV par deux électrodes M et N (Figure IV.01), la mesure se fait au centre O du dispositif.

Dans un milieu homogène de résistivité ρ avec deux pôles A et B, l'action conjuguée de A et B donnera :

Potentiel en M

$$V_M = (\rho I / 2\rho) (1/AM - 1/BM)$$

Potentiel en N

$$V_N = (\rho I / 2\rho) (1/AN - 1/BN).$$

ΔV entre M et N :

$$V_M - V_N = (\rho I / 2\rho) (1/AM - 1/BM - 1/AN + 1/BN)$$

et : $\rho_a = k \Delta V / I$

avec : $k = \pi AM \cdot AN / MN$

où : ρ_a : résistivité apparente en Ohm. Mètre ($\Omega \cdot m$)

k : facteur géométrique dépendant du dispositif

I : courant injecté en milliampères.

ΔV : différence de potentiel en millivolts.

Les distances sont en mètres. Si le sol est homogène et isotrope on obtiendra la résistivité vraie. Si par contre, le sous sol est hétérogène, on mesurera la résistivité apparente, qui est fonction de la nature du sous-sol et de la dimension n du dispositif utilisé.

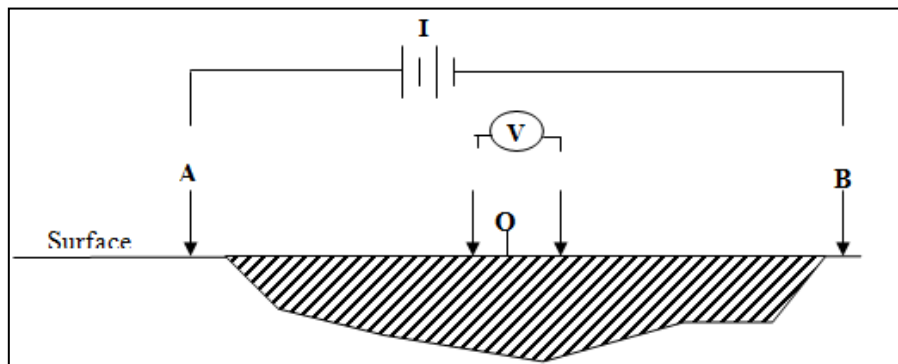


Figure IV.1 : Représentation du dispositif Schlumberger.

Profondeur d'investigation = Longueur du dispositif (distance entre A et B)
X 0.2 cas du dispositif Schlumberger.

IV.2.3.3. Dispositif multi-électrodes: (Profils multi-électrodes):

Afin d'établir les différentes coupes en 2D par procédé multi-électrodes nous avons opté pour le dispositif Schlumberger winner (Figure IV.2). Les mesures de différence de potentiel ΔV sont représentées au centre O entre M et N tandis que le courant électrique I est injecté entre A et B. Le choix de ce dispositif est dicté par leur sensibilité aux variations latérales et verticales de la résistivité.

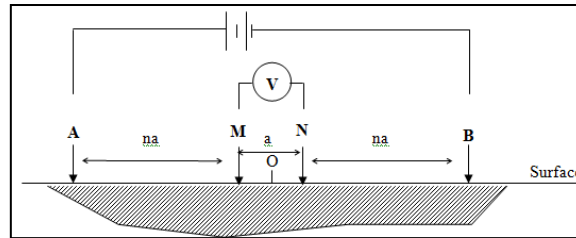


Figure IV.2 : Dispositif Winner-Schlumberger.

Chaque profil est composé de 24 électrodes espacées de 5m modifiable (3m dans notre cas). Les mesures se font selon une séquence établie auparavant sur ordinateur; le traitement et l'inversion des mesures sont réalisés par des logiciels très performants (Res2Dinv); le résultat est une section 2D montrant les variations latérales et verticales de résistivités (Figure IV.3).

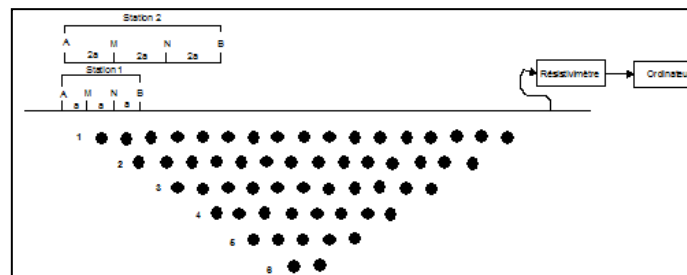


Figure IV.3 : Séquence de mesure pour réaliser une section 2D.

IV.2.3.4. Interprétation des résultats de campagne électrique:

🔗 Interprétation des sections 2D:

Les sections, ont été établies avec le dispositif Schlumberger-Winner, comprenant 24 électrodes espacées de 5m parfois 3m totalisant des longueurs de 120m et 72m respectivement. Chaque section est représentée par une échelle de couleur. Il est à noter que les échelles ne sont pas communes pour toutes les sections.

Les résultats se présentent sous forme de coupes électriques 2D (x-z, (ohm.m)) concaténés et Interprétés en utilisant un logiciel d'inversion.

Les valeurs calculées donnent une idée de la distribution (verticale et latérale) des résistivités dans le sous-sol, permettant ainsi de formuler les premières hypothèses sur la nature du sous-sol.

🔗 Différenciation des couches par profil multi-électrodes:

Les images obtenues après l'inversion des données de résistivité, montrent une nette séparation entre le matériau constituant le substratum et les dépôts de pentes (Remblais) avec l'appariation des zones très saturées, cette séparation est marquée par :

- ✓ Variation des valeurs de résistivités graduellement c'est-à-dire variation qui indique le changement normal du faciès (alternance entre argile et grès) ceci est nettement visible pratiquement dans toutes les sections 2D au-dessous de la ligne séparant le substratum et les remblais (Figures IV. 4, 5, 6 et 7).
- ✓ Au-dessus des lignes séparant le substratum et les remblais, on peut constater que les résistivités se changent d'une façon aléatoire, chose qui confirme que le terrain en question est un terrain meuble déjà glissé et favorable au glissement futur.
- ✓ L'épaisseur du terrain meuble est environ 8 m par endroit (est presque le même sur l'ensemble des images 2D), sur la dernière image 2D on remarque que l'épaisseur du remblai atteint une valeur de 10 m (voir figures en Annexe).
- ✓ L'apparition des zones très saturées sur images 2D montre que le terrain est très perméable par endroit et indique aussi que ses zones présentent un chemin préférentielle à la circulation d'eau de haut en bas.

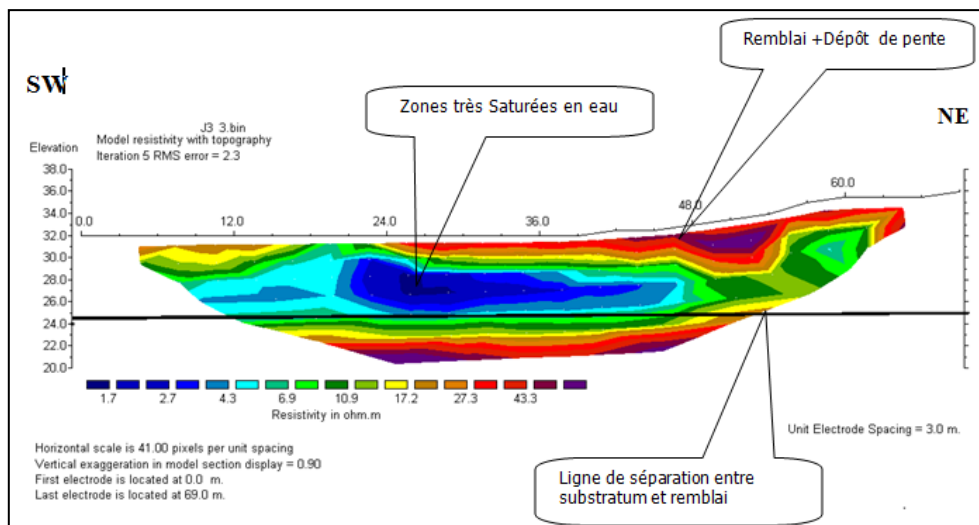


Figure IV.4 : Profil 01 - Coupe 2D avec un espacement 3m entre électrodes- un profil de 70 m de longueur.

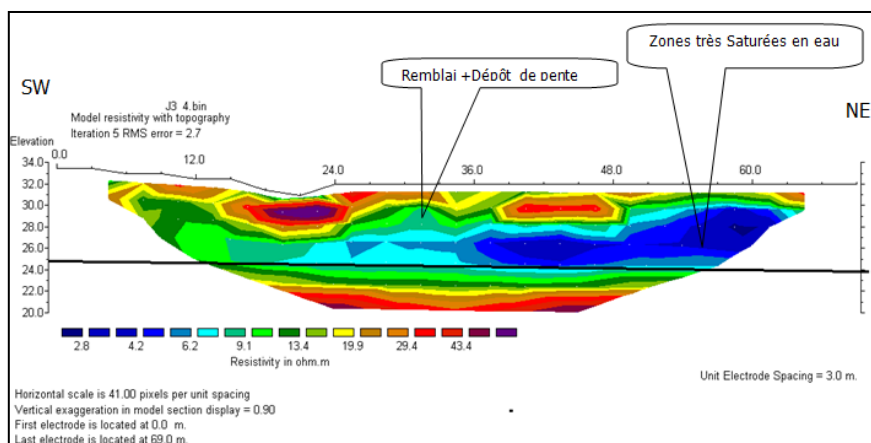


Figure IV.5 : Profil 02 - Coupe 2D avec un espacement 3m entre électrodes- profil de 70 m de longueur

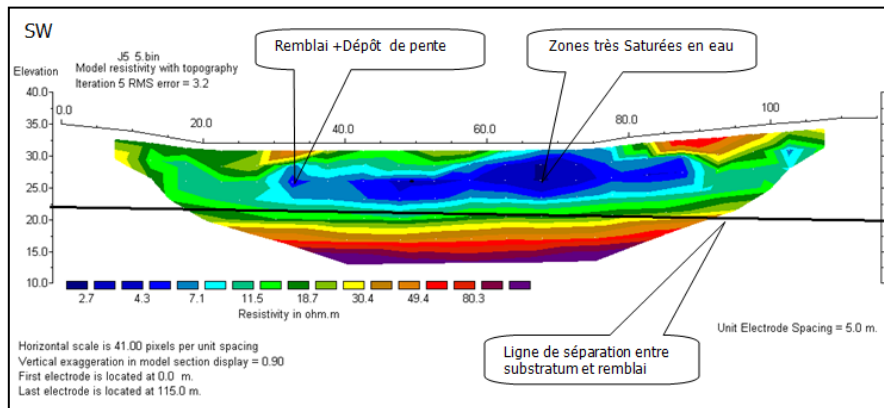


Figure IV.6: Profil 03 - Coupe 2D avec un espacement 3m entre électrodes- profil de 110 m de longueur.

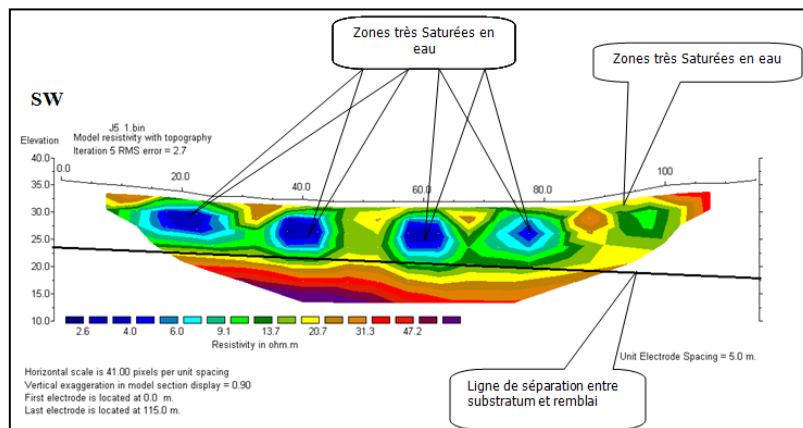


Figure IV.7: Profil 04 - Coupe 2D obtenue avec un espacement de 5m entre électrodes.

IV.3. Les essais au laboratoire:

Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons prélevés des sondages carottés à différentes profondeurs, ces échantillons ont été soumis aux essais suivants :

✚ Essais physiques :

- ✓ mesure de la teneur en eau (Wn%) selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-1 2005
- ✓ mesure de la densité sèche (γ_d t/m³).
- ✓ mesure de degré de saturation (Sr%).
- ✓ détermination des limites d'Atterberg selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-12 2005:
 - Limite de liquidité WL% ;
 - Limite de plasticité WP % ;

- Indice de plasticité IP.
- ✓ Analyses granulométriques et sédimentométriques selon les normes XP CEN ISO/TS 17892-4 Aout 2005 et NF P 94-057-1992.
- ✚ **Essais mécaniques :**
 - ✓ Cisaillement à la boîte de Casagrande (essai UU) selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-10 Aout 2005 pour déterminer ce qui suit :
 - Cohésion interne apparente du sol (C_u bars) ;
 - Angle de frottement interne apparent du sol (ϕ°).

Pour mieux comprendre le comportement réel du sol, on a jugé utile et nécessaire de réaliser des essais de cisaillement alterné selon la norme NF P 94-071-2 pour mesurer les caractéristiques résiduelles du sol, parce qu'il s'agit d'un sol décomprimé et remanié suite aux mouvements de terrain.

- ✓ Essai de compressibilité à l'oedomètre selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-5 Aout 2005 pour déterminer ce qui suit :
 - Pression de consolidation (P_c bars) ;
 - coefficient de compressibilité (C_c) ;
 - coefficient de gonflement (C_g).

✚ Analyses chimiques sommaires :

Les analyses chimiques ont été effectuées sur des échantillons prélevés des sondages carottés à différentes profondeurs pour déterminer l'agressivité du sol de fondation vis-à-vis du béton selon la norme NF P 94-048. Ces essais comportent :

Teneur en carbonates ;

- Teneur en sulfates ;
- Teneur en insolubles.

IV.3.1. Résultats des essais physiques :

IV.3.1.1. Teneur en eau naturelle (W_n %) :

Tableau IV.3 : teneur en eau naturelle du site

Valeur max	18.69 %
Valeur min	15.64 %
Valeur moy	17.23 %

Selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-1 Aout 2005 on distingue ce qui suit:
“Le sol est moyennement humide”.

IV.3.1.2.Masse volumique apparente (γ_d t/m³) :

Tableau IV.4 : Masse volumique apparente (γ_d t/m³) du site

Valeur max	1.83
Valeur min	1.73
Valeur moy	1.77

D’après le tableau IV.4, Le sol est **“dense à très dense”**.

IV.3.1.3.Degré de saturation (Sr %) :

Tableau IV.5 : Degré de saturation du site

Valeur max	94.62 %
Valeur min	81.43 %
Valeur moy	89.35 %

D’après le tableau IV.4, Le sol est **proche de la saturation**.

IV.3.1.4. Limites d’Atterberg :

Selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-12 2005 on distingue ce qui suit (tableau IV.6):

Tableau IV.6: les limites d’Atterberg du site.

	Limite de liquidité WL%	Limite de plasticité WP%	Indice de plasticité IP	Indice de consistance Ic
Valeur max	51.80	26.45	25.35	1.30
Valeur min	35.75	18.58	17.17	0.87
Valeur moy	43.37	22.51	21.25	1.08

D’après la classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande, il s’agit d’une **argile consistante peu plastique à très plastique**.

IV.3.1.5. Analyses granulométriques et sédimentométriques :

Tableau IV.7: Analyses granulométriques et sédimentométriques du site.

granularité % tamisât	Ø	S1	S2	S3	S4	S4	S5	S6	S6	S7	S8	S8	S9
	200mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	60mm	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	2mm	85	85	84	87	89	88	87	89	88	85	83	81
	0.060mm	60	58	60	62	64	62	72	72	71	64	64	64
	0.002mm	36	36	36	38	39	38	44	44	44	39	39	38

Selon les normes XP CEN ISO/TS 17892-4 Aout 2005 et NF P 94-057-1992. On distingue ce qui suit :

- ✓ pourcentage de sable (2 mm- 0.060mm) = 23.00 %
- ✓ pourcentage de limon (0.060mm – 0.002 mm) = 25.16%
- ✓ pourcentage d'argile (<0.002 mm) = 51.84 %

D'après le triangle d'identification des sols, le sol est classé dans la catégorie « I » caractérisant une argile.

IV.3.2. Résultats des essais mécaniques:

Tableau IV.8: Résultats des essais de boîte de cisaillement directe et oedométrique du site.

N° de sondage	Profondeur de l'échantillon (m)	Cisaillement à la boîte						
		Cisaillement à la boîte Casagrande (uu) (Initiales)		Cisaillement à la boîte Casagrande (uu) (Résiduelles)		Compressibilité à l'oedomètre		
		Cu (bar)	φ (°)	Cu (bar)	φ (°)	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)
S01	8.30-9.30m	0.68	6.81	0.65	6.14	2.77	15.28	1.64
S02	11.20-12.20m	0.66	6.84	0.63	6.11	3.26	15.61	2.23
S03	6.70-7.70m	0.67	6.81	0.65	5.94	3.73	15.28	3.27
S04	9.70-10.70m	0.80	2.52	0.72	2.38	2.78	12.95	1.58
S05	9.20-10.20m	0.80	2.52	0.71	2.12	2.22	12.62	1.82

S06	9.20-10.20m	0.78	2.29	0.69	3.49	1.61	19.24	1.53
S07	8.90-9.90m	0.77	1.95	0.67	3.55	2.73	21.26	1.32
S08	9.30-10.30m	0.78	2.00	0.67	3.38	0.98	18.60	1.83
S09	7.70-8.70m	0.79	1.83	0.69	3.46	1.11	18.60	1.70

Selon la norme XP CEN ISO/TS 17892- 5 et 10 Aout 2005 on distingue ce qui suit :

✚ **Résultats des essais de cisaillement à la boîte Casagrande :**

- ✓ Cohésion interne apparente C_u (bar)
- ✓ $0.66 \text{ bar} < C_u < 0.80 \text{ bar}$
- ✓ Angle de frottement interne du sol (ϕ°) : $1.83^\circ < \phi < 6.84^\circ$

Donc le sol est **moyennement cohérent à cohérent et non frottant à peu frottant**.

Ces valeurs de l'angle de frottement caractérisent uniquement les échantillons choisis pour les essais; en réalité ils ne sont pas représentatifs du sol observé sur terrain.

✚ **Résultats des essais de compressibilité à l'odomètre.**

- ✓ Pression de consolidation $0.98 \text{ bar} < P_c < 3.73 \text{ bar}$
- ✓ Coefficient de compression $0.1262 < C_c < 0.2126$
- ✓ Coefficient de gonflement $0.0132 < C_g < 0.0327$.

Le tableau IV.8 présente la relation $C_c/1+e_0$:

Tableau IV.9 : les résultats de la relation $C_c/1+e_0$

Sondage profondeur	et	C_c	e_0	$C_c/1+e_0$	Observations
S01 (8.30-9.30m)		0.1528	0.398	0.11	Sol moyennement compressible
S02 (11.20-12.20m)		0.1561	0.365	0.114	Sol moyennement compressible
S03 (6.70-7.70m)		0.1528	0.363	0.112	Sol moyennement compressible
S04 (9.70-10.70m)		0.1295	0.181	0.10	Sol moyennement compressible

S05 (9.20-10.20m)	0.1262	0.187	0.11	Sol moyennement compressible
S06 (9.20-10.20m)	0.1924	0.374	0.14	Sol moyennement compressible
S07 (8.90-9.90m)	0.2126	0.377	0.15	Sol moyennement compressible
S08 (9.30-10.30m)	0.1860	0.398	0.13	Sol moyennement compressible
S09 (7.70-8.70m)	0.1860	0.346	0.14	Sol moyennement compressible

Selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-5 Aout 2005 on distingue ce qui suit : **Le sol est sous consolidé à surconsolidé, moyennement compressible et non gonflant.**

IV.3.3. Résultats des analyses chimiques :

L'examen des résultats des analyses chimiques sommaires a montré que le sol a une agressivité faible au béton, dont les valeurs des ions SO_4^{2-} sont comprises entre 2043 et 3581 mg/Kg.

Quant à les valeurs des carbonates ($CaCO_3$), elles sont de 6.66 % pour tous les sondages.

IV.4. Suivi et lecture des piézomètres:

Les piézomètres ont été placés dans les trous de sondages S1, S2 et S3 réalisés au Sud du fil du bâtiment affecté par le glissement, après avoir vidé le trou de l'eau de la boue de forage, les lectures effectuées sont données dans le tableau IV.9. suivant:

Tableau IV.10: les résultats de lecture des piézomètres du site.

N ° du piézomètre	Piézomètre du S1	Piézomètre du S2	Piézomètre du S3
Date de lecture			
04/01/2012	1.40 m	0.80 m	0.40 m
09/01/2012	1.31 m	0.72 m	0.25 m
15/01/2012	1.25 m	0.65 m	0.20 m
20/01/2012	1.22 m	0.64 m	0.20 m

01/02/2012	1.20 m	0.63 m	0.18 m
05/03/2012	1.18 m	0.63 m	0.17 m

Les lectures ont été faites arbitrairement lors de chaque visite à la wilaya de Jijel, ces lectures montrent que **le sol est gorgé d'eau.**

IV.5. CONCLUSION :

Ce chapitre est basée sur les essais in situ (sondages carottés, essais pénétrométriques, essais géophysiques et mesures piézométriques) et les essais au laboratoire, pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol en place (physico-mécaniques et chimiques). Afin de déterminer au chapitre suivant le coefficient de sécurité de chaque zone exposée à des risques, et de donner les méthodes de confortements et les solutions logiques, fiables et réalisables pour stabiliser le terrain à long terme et définitivement.

Chapitre V :

Étude numérique du site

V.1. Introduction :

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but final est de trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le glissement. Le choix de la technique de stabilisation est le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont:

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

L'analyse des paramètres techniques de site est basée sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, les conditions hydrauliques, les caractéristiques mécaniques des terrains. Les résultats de ces calculs permettent donc de classer et de choisir parmi les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants).

Il existe plusieurs logiciels de calcul de la stabilité des talus (PLAXIS, TALREN, GEOSLOPE). Pour le cas de notre étude, les calculs sont développés à l'aide du logiciel PLAXIS 2D et 3D, et cela principalement pour des fins de disponibilité des licences logicielles ainsi que des soucis de maîtrise. Ce logiciel présente en outre de nombreux avantages dont celui d'établir des calculs en introduisant les paramètres du dispositif de confortement.

V. 2. Étude de stabilité et simulation numérique :

V.2.1. Description générale du logiciel PLAXIS 3D:

PLAXIS est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçues pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations peuvent être représentées par un modèle plan. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

PLAXIS 3D est un programme basé sur la méthode de calcul des éléments finis tridimensionnel spécialement conçues pour l'analyse de la déformation et de la stabilité pour divers types d'applications géotechniques. Le programme utilise une interface d'utilisateur graphique pratique qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis. Les utilisateurs doivent être familiers avec l'environnement Windows et avoir de préférence une certaine expérience de PLAXIS 2D.

PLAXIS 3D se compose de deux sous-programmes :

- le programme d'entrée « PLAXIS Input » est un préprocesseur, utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage d'éléments finis et pour définir les phases de calcul.
- le programme de sortie « PLAXIS Output » est un post-processeur, utilisé pour inspecter les résultats des calculs dans une vue tridimensionnelle ou en coupe, et pour tracer des graphiques des points géométriques sélectionnés.

V.2.2. Déroulement de la modélisation numérique :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique (Figure V.1) qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Afin de permettre d'élaborer une étude complète et précise, le logiciel PLAXIS nécessite l'introduction de paramètres de base, et ce en vue de donner des résultats représentatifs et le plus proche possible de la réalité.

Les hypothèses prises pour l'analyse du glissement avec PLAXIS sont les suivantes :

- Le sol est supposé être milieu continu ;
- Les éléments de base du maillage 3D d'éléments finis sont les éléments tétraédriques à 10 nœuds ;
- Le poids volumique de l'eau utilisée est de 10 KN/m³ ;
- Le régime hydraulique est statique ;

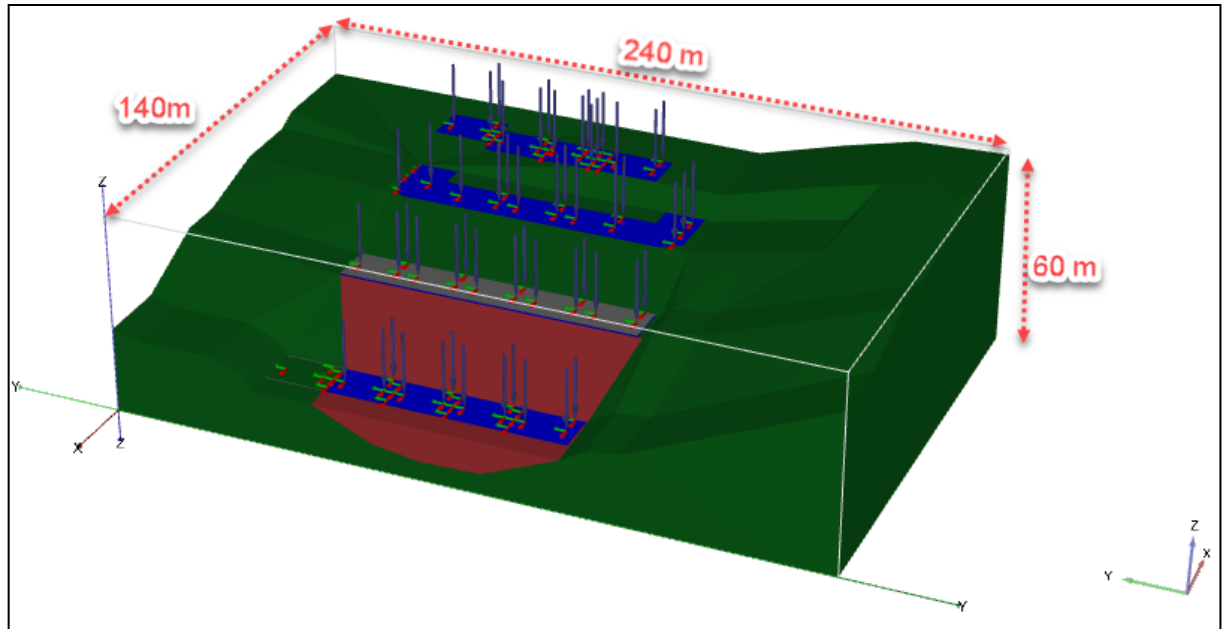


Figure V.1 : Le modèle géométrique par PLAXIS 3D

Plaxis 3D permet d'utiliser des éléments tétraédriques à 10 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume, qui fournit une interpolation du sixième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur dix points de Gauss (points de contrainte). Dans cette modélisation on utilise : « 9678 éléments de 13.90 m de longueur » et « 16036 nœuds » (figure V.2). La finesse du maillage est réglée sur medium pour tout le sol.

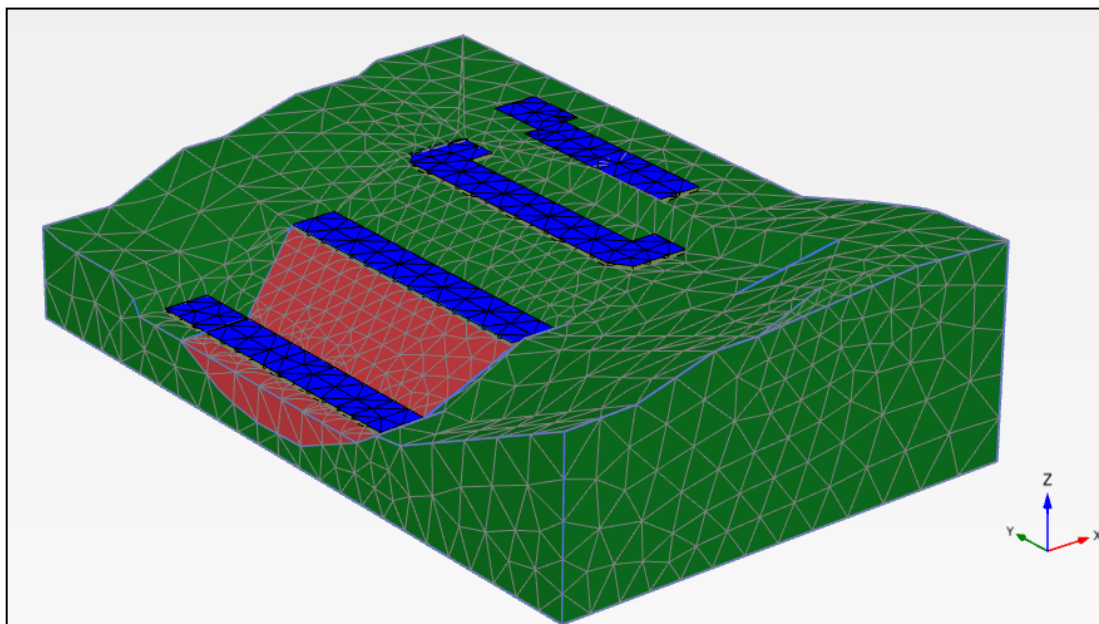


Figure V.2 : Le maillage du modèle étudié.

Logiciel PLAXIS nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre le calcul et faire une étude complète et suffisante, afin de donner des résultats plus proches à la réalité et raisonnables.

Le tableau V.1 résume les caractéristiques géotechniques des différentes couches de terrains.

Tableau V.1 : Caractéristiques géotechniques des différentes couches de terrain.

	Remblai	Flysch numidien
Couleur		
Loi du comportement	Morh-Coulomb	Soft Soil model
γ_{unsat} (KN/m ³)	18.00	17.70
γ_{sat} (KN/m ³)	20.00	17.70
C (KN/m ²)	0	68.00
Φ (°)	30	06.81
E (KN/m ²)	4000	-
V	0.35	-
λ	-	0.04752
κ	-	0.01020
e₀	-	0.398

Après la génération du maillage, les conditions initiales doivent être générées ; qui nécessitent la génération des pressions interstitielles ainsi que les contraintes effectives initiales. La génération des pressions interstitielle est donc utilisée pour définir uniquement le poids volumique de l'eau ($\gamma_w=10\text{KN/m}^3$), alors on utilise la génération au moyen de nappe phréatique, celle-ci est basée sur la saisie d'une ligne phréatique générale. On prendre en considération la nappe phréatique les pressions interstitielles, le niveau de la nappe phréatique initiale est à (-1 à 0 m) de la surface.

Le calcul consistera en neuf phases (Figure V.3) :

- Le calcul de l'état de contraintes effectives initiales sera effectué en plasticité.
- Le calcul de l'état de contrainte en présence des Blocs A, B, C et D sera effectué en plasticité
- Calcul du coefficient de sécurité (FS1) par la méthode « phi-c réduction » qui consiste en la réduction des paramètres de résistance du sol.

- Le calcul de l'état de contrainte en présence des Blocs E, F, G, H et I sera effectué en plasticité
- Calcul du coefficient de sécurité (FS2).
- Le calcul de l'état de contrainte en présence des Blocs J, K, L, M et N sera effectué en plasticité
- Calcul du coefficient de sécurité (FS3).
- Le calcul de l'état de contrainte en présence des Blocs O, P, Q, U et R sera effectué en plasticité
- Calcul du coefficient de sécurité (FS4).

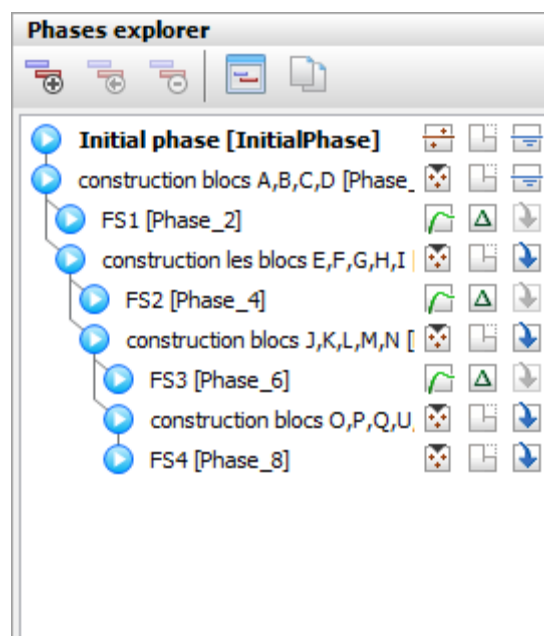


Figure V.3. : Les phases des calculs.

V.2.3. Résultats du calcul de stabilité par le logiciel PLAXIS 3D :

La figure V.4 présente le cercle de glissement le plus critique par le logiciel PLAXIS3D avec un rayon de 64.38 m.

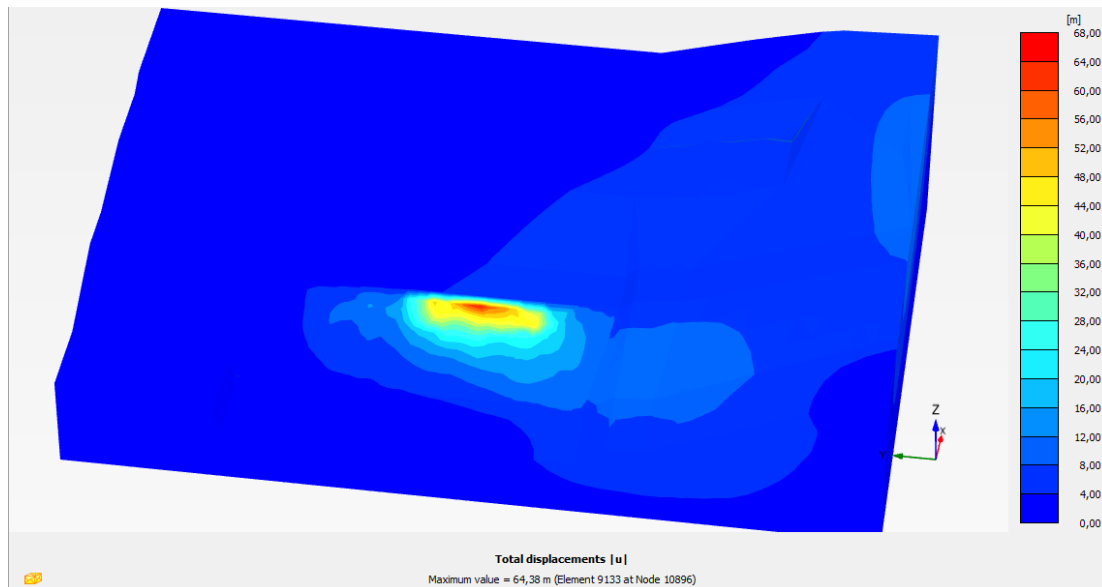


Figure V.4. : Cercle de glissement par PLAXIS 3D.

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de sécurité ($F_s = 0.7143$) donc la zone la plus critique est situé à la pente entre la file des blocs « J, K, L, M et N » et les blocs « O, P, Q, U et R » (figure V.5). La zone est instable (< 1), cela reflète la réalité voir le titre III.7 du chapitre III.

Multipliers				
Prescribed displacements	M_{Disp}	0,000	ΣM_{Disp}	0,000
Load system A	M_{LoadA}	0,000	ΣM_{LoadA}	1,000
Load system B	M_{LoadB}	0,000	ΣM_{LoadB}	1,000
Soil weight	M_{Weight}	0,000	ΣM_{Weight}	1,000
Acceleration	M_{Accel}	0,000	ΣM_{Accel}	0,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,1282E-3	ΣM_{sf}	0,7143
Time	Increment	0,000	End time	0,000

Figure V.5. : Coefficient de sécurité obtenu par PLAXIS 3D.

Pour trouver les solutions les plus favorables techniquement afin de stabiliser le glissement, on prend une coupe dans la zone critique puis on le modélise avec l'utilisation du logiciel PLAXIS 2D pour réduire le temps du calcul.

V.3. Méthodes de confortement et de stabilisation :

V.3.1. Introduction :

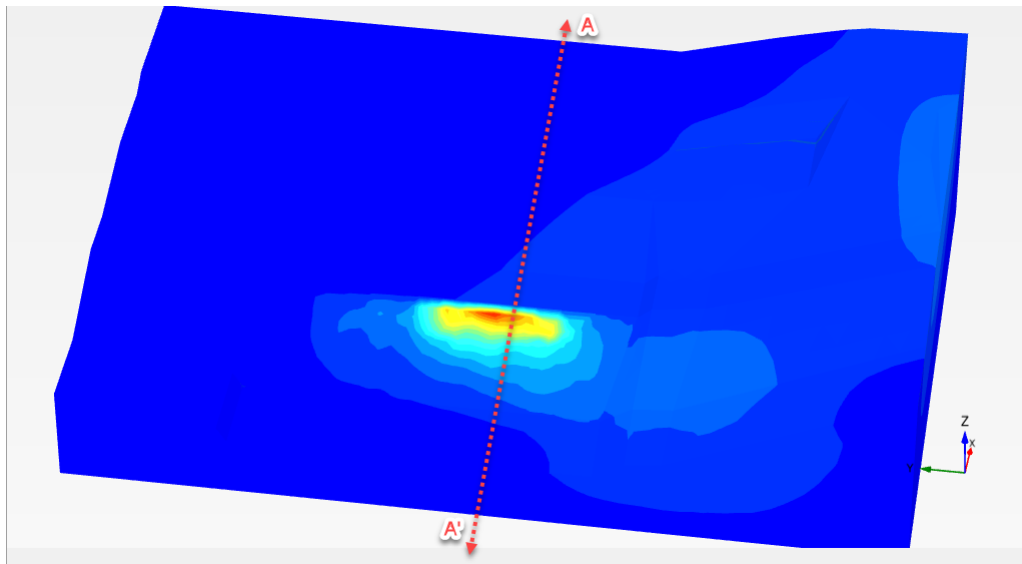
Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable. Il existe plusieurs solutions de

confortement, le choix de la méthode de confortement est fixé en tenant compte des caractéristiques et de l'état de chaque site tel que le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges.

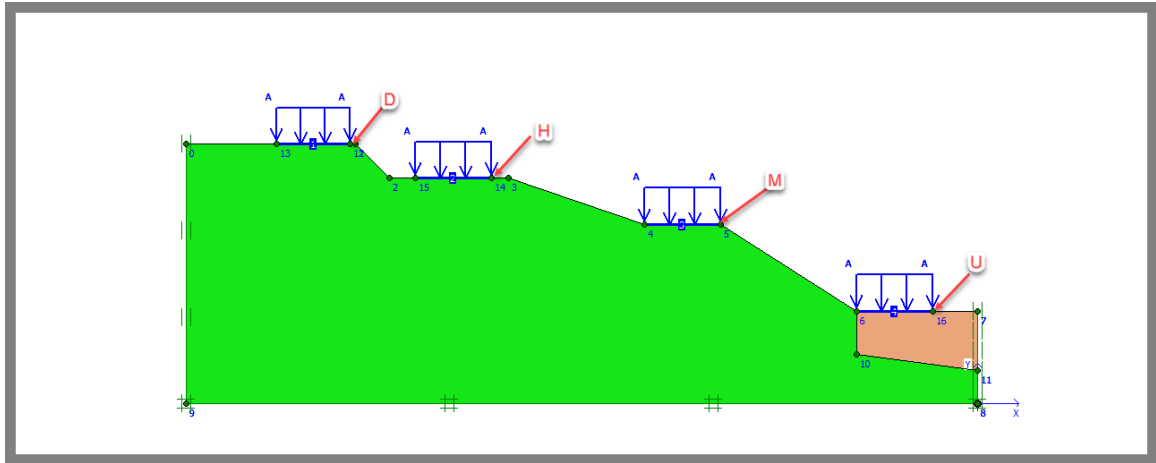
Il y a plusieurs méthodes de stabilisation des talus, dans notre cas en a choisi plusieurs solutions pour le glissement de Mezghitane que nous avons vu dans le chapitre II. Nous vont étudier les solutions proposées suivantes:

- 1^{er} solution: stabilisation avec reprofilage
- 2^{ème} solution: stabilisation avec reprofilage et gabionnage.
- 3^{ème} solution: : stabilisation avec reprofilage et mur de soutènement en BA.
- 4^{ème} solution: : stabilisation avec terre armé renforcé par geogridde.

Les figures ci-dessous présentent la coupe A-A' et le profil en long de la zone le plus critique de notre cas de glissement



a- Position de la coupe A-A'



b- profil de la coupe A-A' sur le logiciel PLAXIS 2D.

Figure V.6 : le modèle géométrique en 2D.

V.3.2. Stabilisation avec reprofilage :

Dans ce cas, nous proposons le reprofilage du talus dans la zone le plus critique, environ 4500 m^3 du déblai (voir Figure V.7).

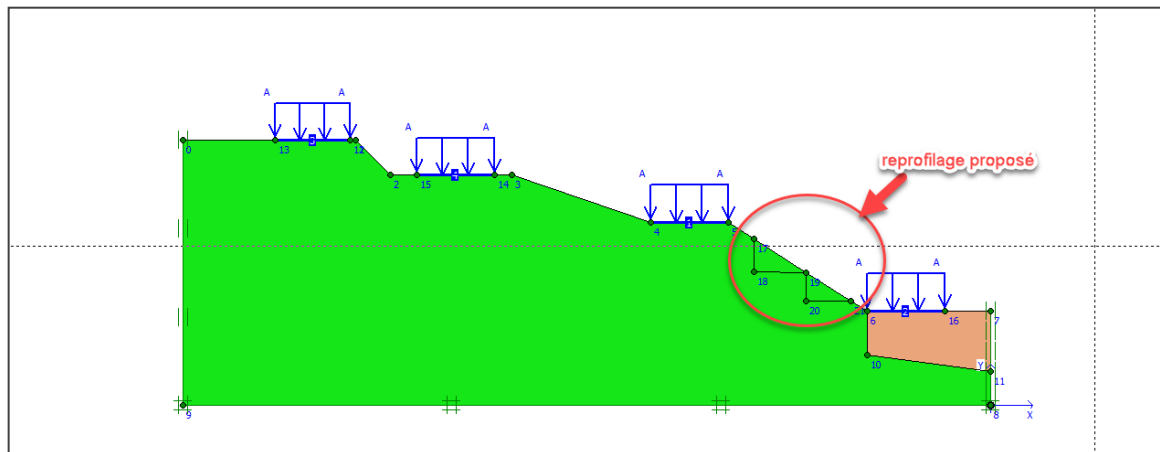


Figure V.7 : Stabilisation avec reprofilage.

La figure V.8 présente les déformations totales après le reprofilage zone critique. Les déformations sont 1.32 m et situent au niveau de reprofilage.

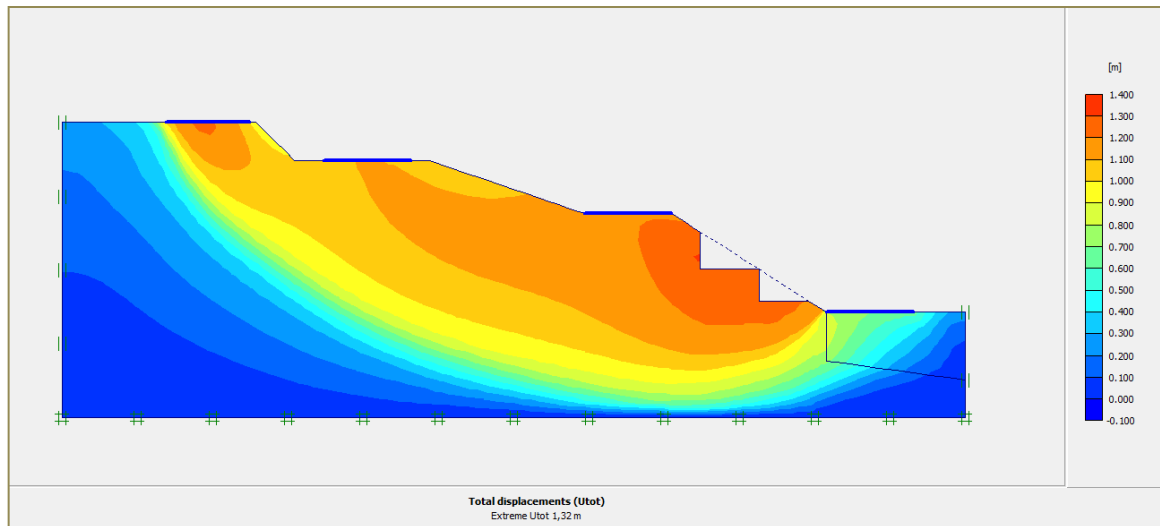


Figure V.8 : Déformation totale après reprofilage obtenue par PLAXIS 2D.

La figure V.9 présente le cercle de glissement après reprofilage de la zone critique situé proximité du bloc U avec un rayon de 381,96m.

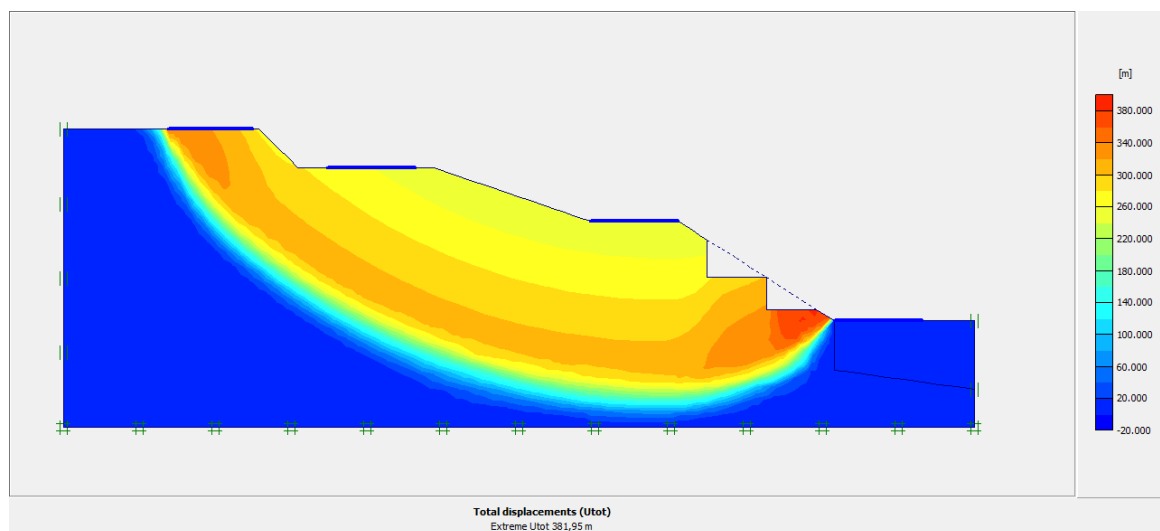


Figure V.9. : Cercle de glissement après reprofilage par PLAXIS 2D.

La figure V.10 présente le coefficient de glissement après reprofilage de la zone critique ($F_s = 1.038$) ; le talus entre la file des blocs « J, K, L, M et N » et les blocs « O, P, Q, U et R » est toujours instable (< 1.5), donc cette solution n'est pas adéquat.

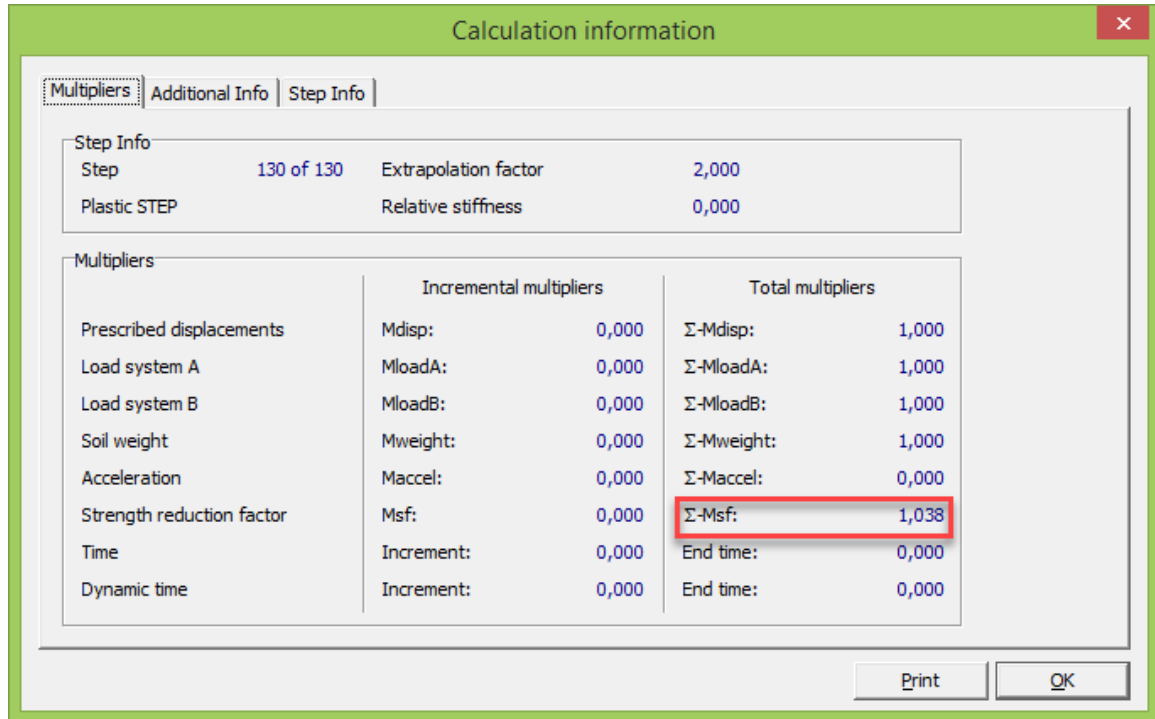


Figure V.10. : Coefficient de sécurité obtenu après reprofilage par PLAXIS 2D.

V.3.3. Stabilisation avec reprofilage et gabionnage :

Dans ce cas, nous proposons le reprofilage du talus dans la zone le plus critique, environ 4600 m³ du déblai et deux surfaces de gabionnage (de 4 x 3 m²) (voir Figure V.11).

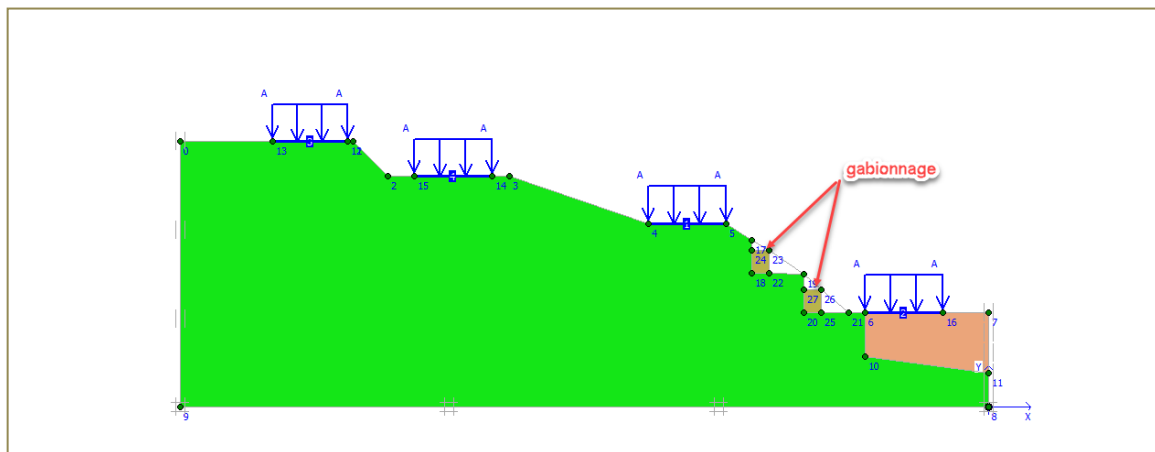


Figure V.11 : Stabilisation avec reprofilage + gabionnage.

La figure V.12 présente les déformations totales après la mise en œuvre de reprofilage et gabionnage en zone critique. Les déformations sont 68.44 mm et situent à la fin du gabionnage.

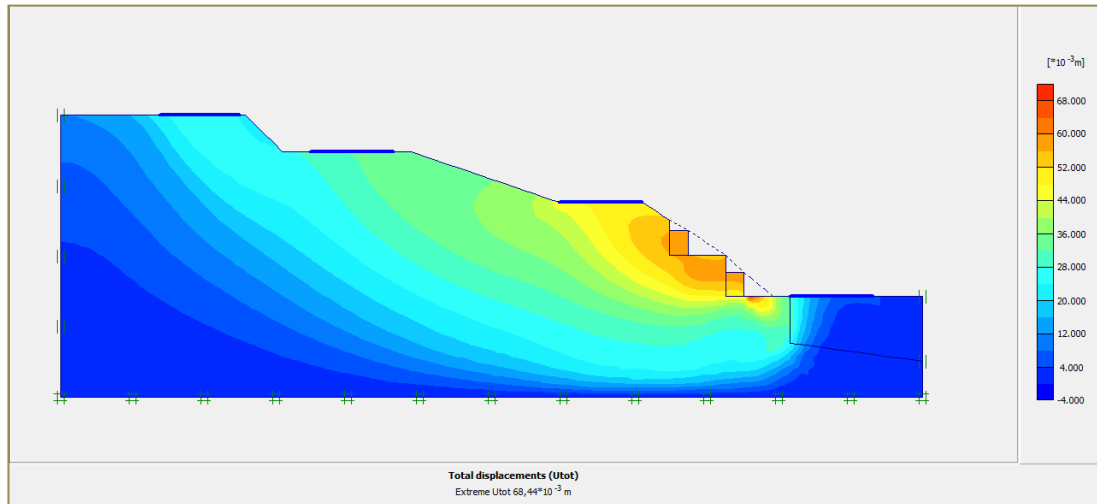


Figure V.12 : Déformation totale après reprofilage et gabionnage obtenue par PLAXIS 2D.

La figure V.13 présente le cercle de glissement total après la mise en œuvre de reprofilage et gabionnage avec un rayon de 1950 m.

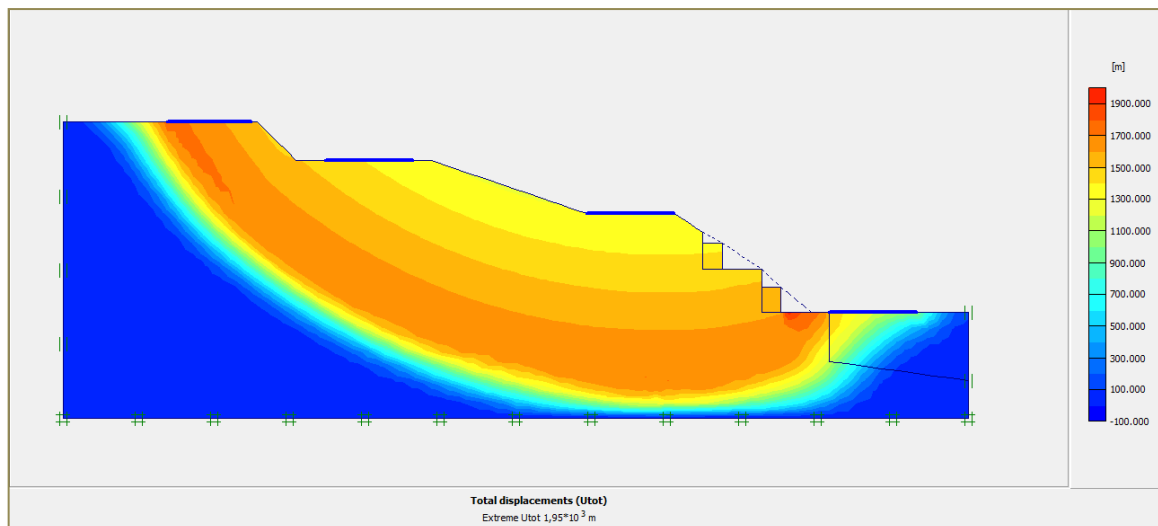


Figure V.13. : Cercle de glissement après reprofilage + gabionnage par PLAXIS 2D.

Le coefficient de sécurité est toujours inférieur à 1.5 ($F_s = 1.111$ voir figure V.14) donc la zone est instable (cette solution n'est pas adéquat).

Calculation information			
Multipliers			
Step Info			
Step	117 of 117	Extrapolation factor	2,000
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental multipliers		Total multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,111
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure V.14. : Coefficient de sécurité obtenu après reprofilage + gabionnage par PLAXIS 2D.

V.3.4. Stabilisation avec reprofilage et mur de soutènement :

Dans ce cas, nous proposons le reprofilage du talus dans la zone le plus critique, environ 4600 m^3 du déblai et deux murs de soutènement en béton armé (dimension du voile : 9 m et 0,5 m d'épaisseur ; dimension de la semelle : 3,5m de largeur et 0,5 m d'épaisseur) (voir Figure V.15).

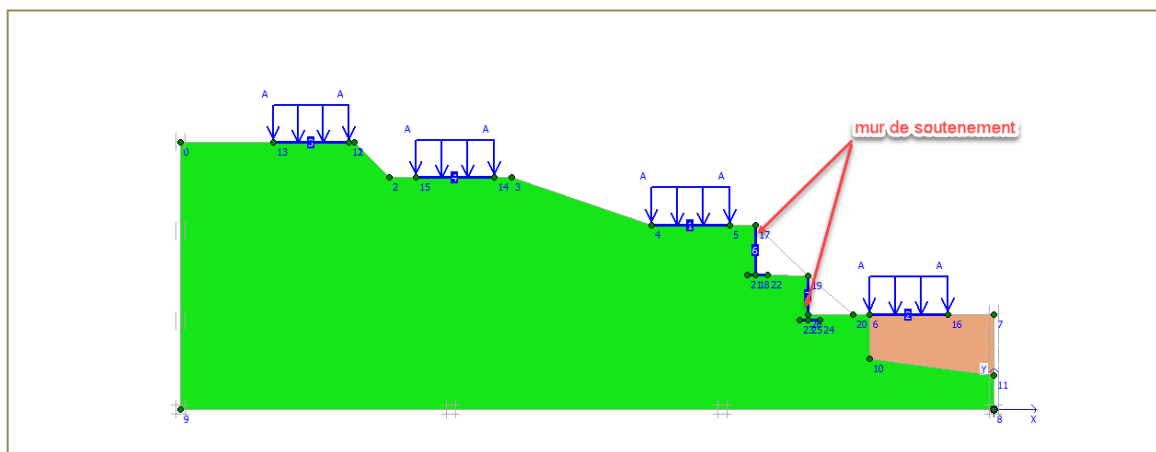


Figure V.15 : Stabilisation avec reprofilage + mur de soutènement.

La figure V.16 présente les déformations totales après la mise en œuvre de reprofilage et mur de soutènement en zone critique. Les déformations sont 32.72 mm.

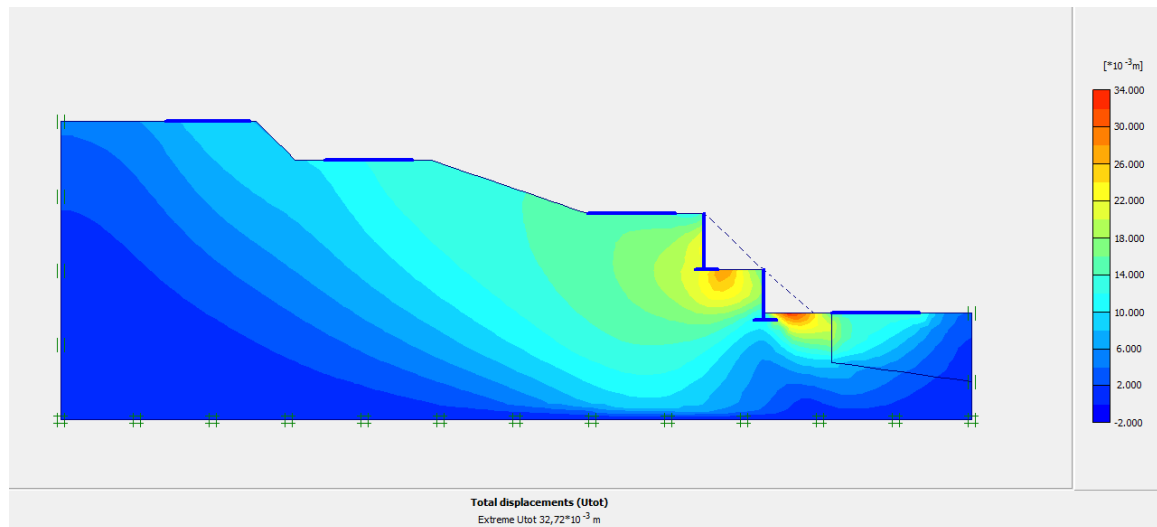


Figure V.16 : Déformation totale après reprofilage et mur de soutènement obtenue par PLAXIS 2D.

La figure V.17 présente le cercle de glissement total après la mise en œuvre de reprofilage et mur de soutènement avec un rayon de 6520 m.

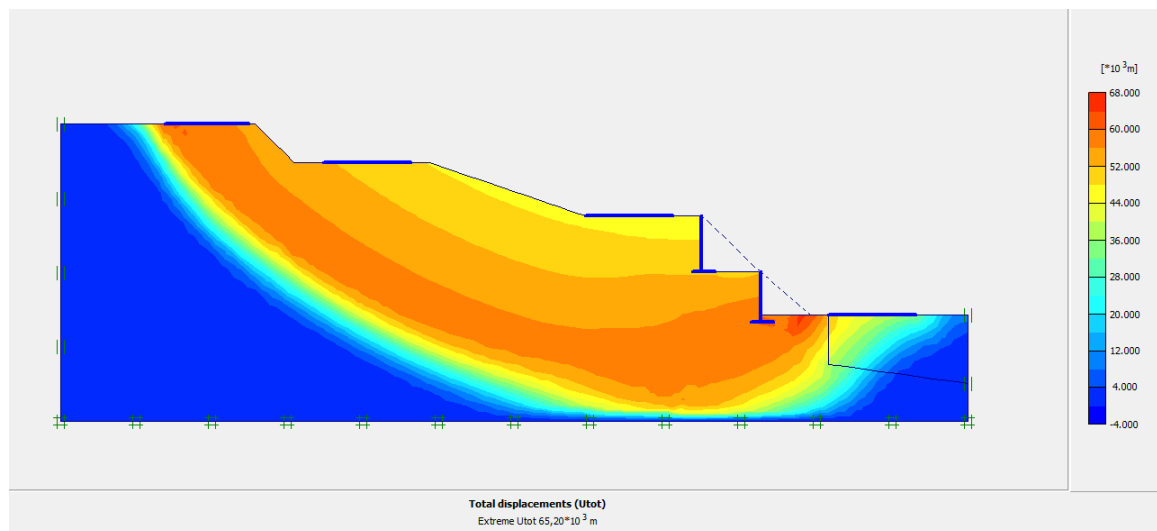


Figure V.17 : Cercle de glissement après reprofilage + mur de soutènement par PLAXIS 2D.

Le coefficient de sécurité est toujours inférieur à 1.5 ($F_s = 1.333$ voir figure V.18) donc la zone est instable (cette solution n'est pas adéquat).

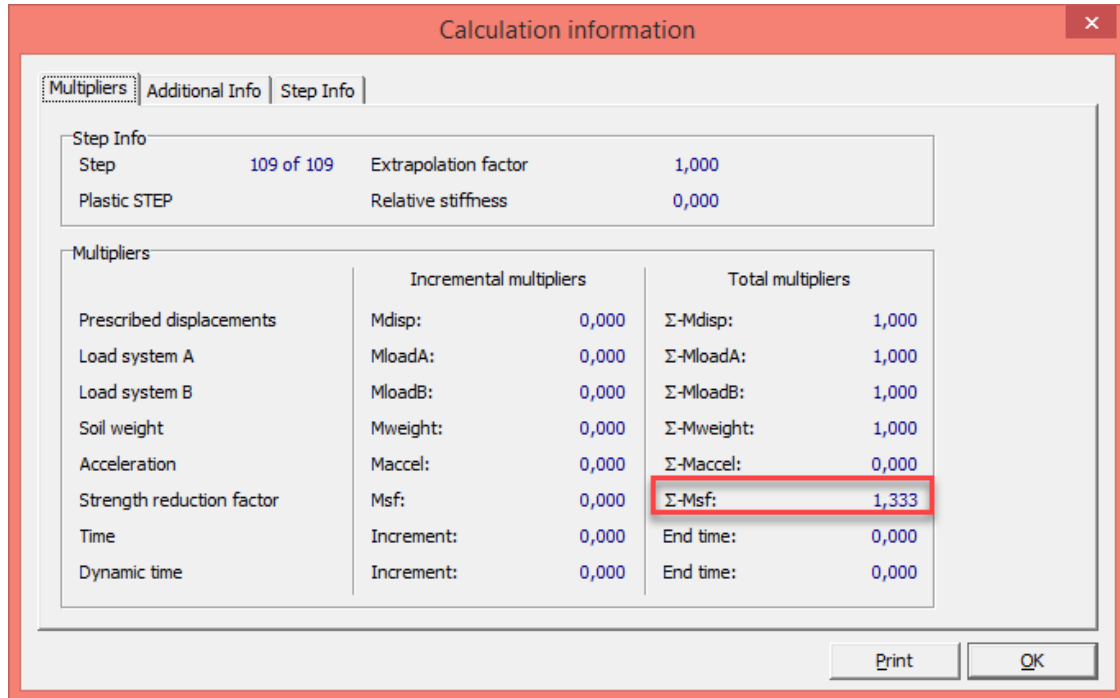


Figure V.18. : Coefficient de sécurité obtenu après reprofilage + mur de soutènement par PLAXIS 2D.

V.3.5. Stabilisation avec terre armé renforcé par geogridde :

Dans ce cas, nous proposons de faire un grand terrassement du talus dans la zone le plus critique, environ 390.000 m³ du déblai et la mise en œuvre d'une terre armée renforcé par des nappes de géogridde de type FORTRAC 110T (voir tableau V.2), espacés de 0,50m (voir Figure V.19).

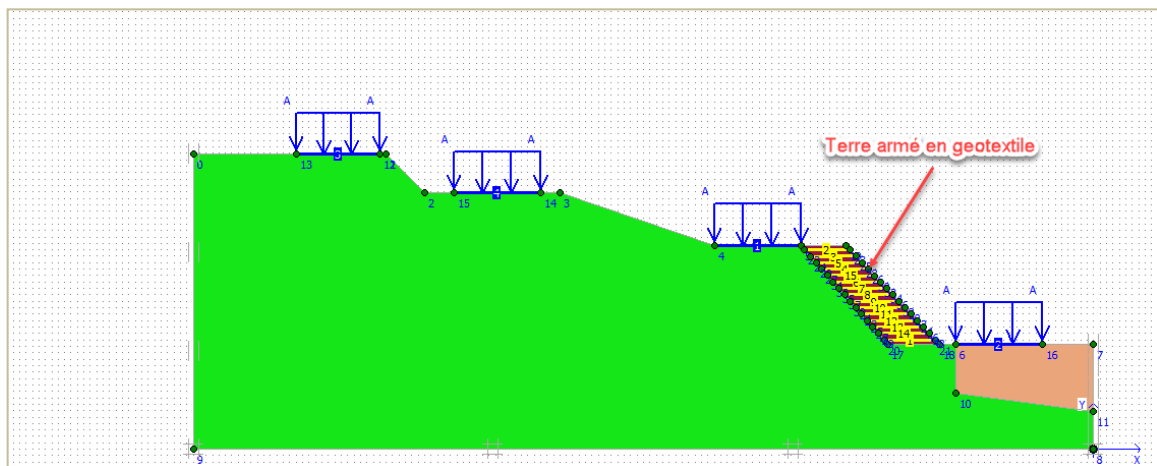


Figure V.19 : Stabilisation en terre armée renforcé par geogridde.

Tableau V.2 : caractéristiques de geogridde utilisé.

	Resistance à la traction « KN/m »	Déformation de traction à la rupture %	Largueur « m »	Longueur « m »
FORTRAC 110T	110	10	5	200

La figure V.20 présente les déformations totales après la mise en œuvre de terre armée renforcé par des nappes de géogridde. Les déformations sont 0.003 mm.

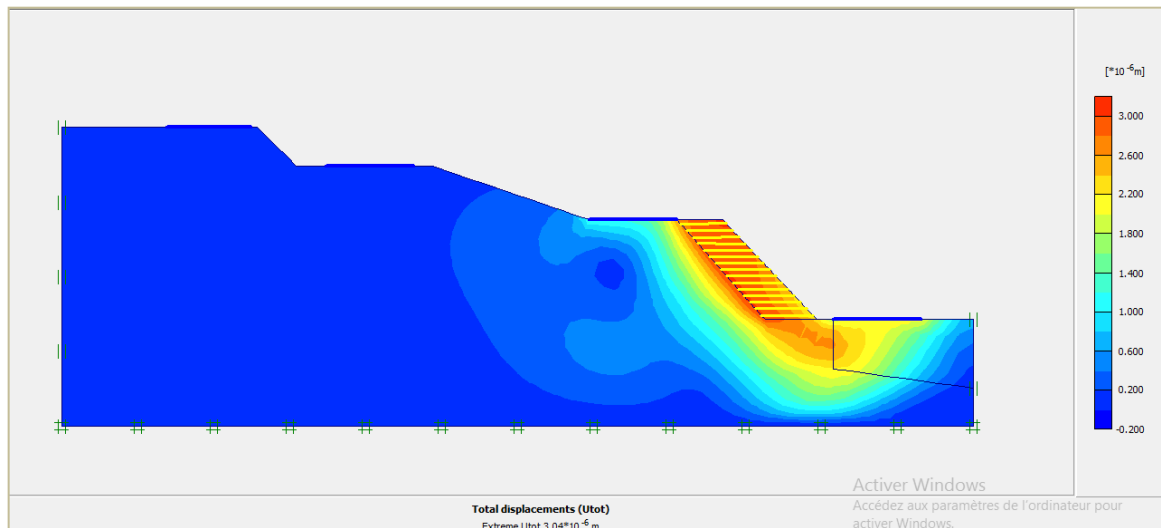


Figure V.20 : Déformation totale après confortement en terre armée renforcé par geogridde.

La figure V.21 présente le cercle de glissement total après la mise en œuvre du terre armée avec un rayon de 2860 m.

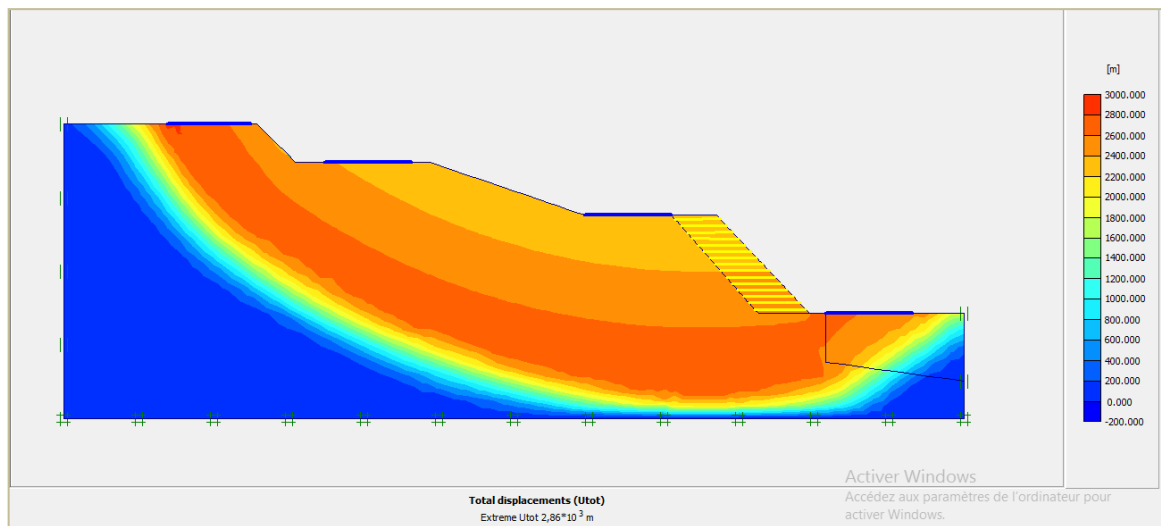


Figure V.21 Cercle de glissement après confortement en terre armée renforcé par géogridde.

Après la stabilisation du talus en terre armée renforcé par géogridde, on a remarqué que le coefficient de sécurité a augmenté de 2,228 et le talus devenu stable (figure V.22).

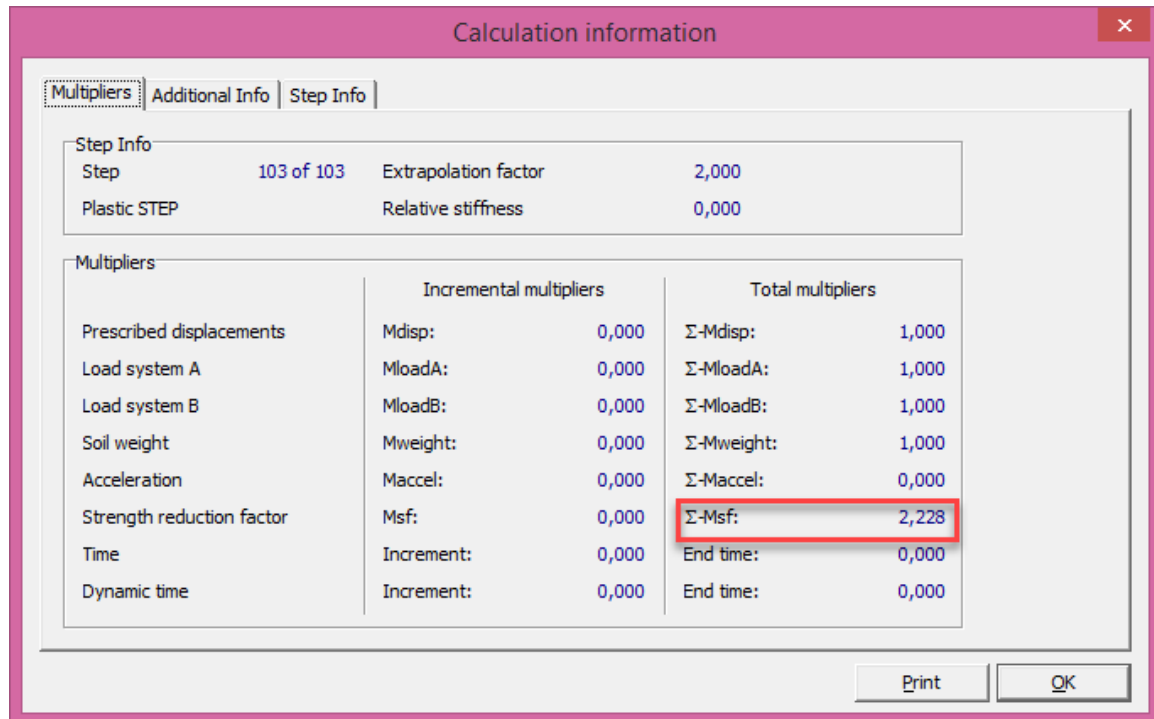


Figure V.22 : Coefficient de sécurité obtenu après confortement en terre armée renforcé par géogridde.

V.4. Conclusion :

Les résultats obtenus montrent que les différents coefficients de sécurité calculés sont inférieurs à 1.5 (sauf le dernier type de confortement), ce qui signifie que les systèmes de confortement choisis sont non efficaces pour garantir la stabilité du tronçon au glissement dans le talus sauf l'utilisation de terre armée renforcé par des géogriddes ($F_s > 1.5$).

Pour cela nous avons employé la solution adéquate à l'aide de logiciel PLAXIS 2D, terre armée renforcé par des nappes de géogridde de type FORTRAC 110T, espacés de 0,50m.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

Notre projet de fin d'étude concerne l'étude du glissement survenu sur la cité 250 logements située au lieu dit Mezghitane. Elle fait partie de la commune Jijel. Elle a été faite dans l'esprit de contribuer à un meilleur diagnostic de cet aléa et à l'identification des facteurs qui sont à l'origine. Cette étude s'est basée sur la combinaison des données géologiques, hydrologiques, géophysique et géotechniques.

Le travail est basé sur une participation à une partie des essais réalisés in-situ du site à savoir le pénétromètre dynamique et le sondage électrique vertical, afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques de ce sol. A l'issue de ces essais, l'étude s'est orientée vers la compréhension de ce phénomène.

Les désordres constatés dans la zone d'étude sont le résultat de la conjonction d'un facteur principale « infiltration d'eau dans le massif ». Pour cela, l'étude de stabilité a été faite par le logiciel Plaxis 3D ce qui a donné un coefficient de sécurité F_s minimal de 0.714.

Plusieurs solutions de confortement ont été étudiés et comparés en tenant compte du coté technique de la sécurité. On a renforcé par terre armé avec des nappes de géogrille de type FORTRAC 110T, espacés de 0,50m, cela nous a permis d'améliorer le facteur de sécurité de 0,714 à 2,228, donc le talus est devenu stable.