

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème

***TRAITEMENT D'UN GLISSEMENT DU TERRAIN AU NIVEAU DE 50
LOGEMENTS, ELHADAÏK, WILAYA DE SIKKDA***

Nom et Prénom de l'étudiant :

AICHOUNA Aissa

Encadreur : Dr. FEIA Sadok

Année universitaire : 2019 - 2020

Remerciements

Nous remercions tout d'abord le dieu de nous avoir donné le courage, la force, la santé, et la patience pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

Le grand merci à mon promoteur pour ses conseils et son aide et qui a mis à notre disposition tous les documents nécessaires pour réaliser ce travail

➤ **Dr. FEIA Sadok**

Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

Nos remerciements sont adressés aux enseignants du département du Génie civil, ayant contribué à notre formation.

Un grand merci bien sûr à nos collègues de la promotion géotechnique 2019/2020

Dédicace

Je dédie ce modeste travail:

A la lumière de ma vie, ma très chère mère et mon cher père, que dieu les gardes pour moi.

A mon cher frère et mes chers sœurs qui ont été toujours là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour

A toute la promotion géotechnique et mes amis :

.....

A tous ceux qui de loin ou de près n'ont pas cessé de m'apporter leur soutien pendant mes années d'études.

Résumé

Le glissement de terrain faisant l'objet de notre étude est situé au niveau de 50 Logts, Elhadaik, Skikda. Ce n'est qu'un exemple parmi d'autres cas d'instabilités qui affectent les infrastructures de la ville d'Elhadaik et qui constituent un défi majeur au développement socio-économique de la région grâce aux sinistres occasionnés par cet aléa.

Ce mémoire est consacré d'une part, à la présentation d'une recherche bibliographique concernant les généralités sur les glissements de terrain, plusieurs méthodes de calcul de la stabilité.

Une autre partie qui comprend une analyse de glissement de terrain, en plus d'une synthèse des travaux géologique et les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ.

Ensuite, nous avons exposé un cas réel de glissement de sols survenu sur le site au niveau de 50 Logts, Elhadaik, Skikda .Ce cas a été traité au logiciel plaxis2d ou a été introduit l'ensemble des paramètres utiles à la modélisation de cas.

Les vérifications de la stabilité du talus après confortement donnent des facteurs de sécurité très satisfaisants.

Mots – Clés :

Glissement de terrain, Facteurs de sécurité, Elhadaik, Plaxis2d

Abstract

The landslide that is the subject of our study is located at 50 Logts, Elhadaik, Skikda. This is only one example among other cases of instabilities affecting the infrastructure of the city of Elhadaik and which constitute a major challenge to the socio-economic development of the region thanks to the disasters caused by this hazard.

This report is devoted on the one hand to the presentation of a bibliographical research concerning generalities on landslides, several methods of calculating stability.

Another part which includes analyzing a landslide, in addition to a summary of the geological work and the results of the geotechnical reconnaissance campaign carried out in situ.

Then, we exposed a real case of landslide that occurred on the site at the level of 50 Logts, Elhadaik, Skikda. This case was processed in the plaxis2d software where all the parameters useful for case modeling were introduced.

Checks of the stability of the slope after reinforcement give very satisfactory safety factors.

Key-words:

Landslide, safety factor, Elhadaik, Plaxis2d

المخلص

الانهيار الأرضي موضوع دراستنا يقع في 50 مسكن ، الحدائق ، سكيكدة. هذا مثال واحد فقط من بين حالات عدم الاستقرار الأخرى التي تؤثر على البنية التحتية لمدينة الحدائق والتي تشكل تحديًا كبيرًا للتنمية الاجتماعية والاقتصادية في المنطقة بفضل الكوارث التي تسببها هذا الخطر.

يخصص هذا البحث من جهة لعرض بحث بيليوغرافي يتعلق بالعموميات حول الانهيارات الأرضية ، و عدة طرق لحساب الاستقرار.

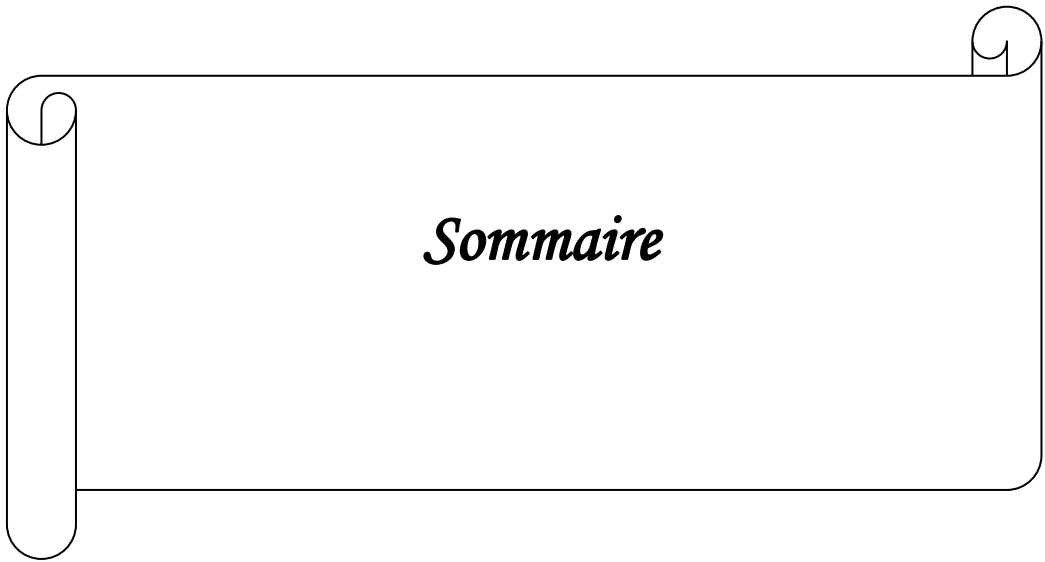
جزء آخر يتضمن تحليل الانهيارات الأرضية ، بالإضافة إلى ملخص للعمل الجيولوجي ونتائج حملة الاستطلاع الجيوتقني التي أجريت في الموقع.

بعد ذلك ، كشفنا عن حالة حقيقية لانهيار أرضي حدث في الموقع على مستوى 50 مسكن ، الحدائق ، سكيكدة ، تمت معالجة هذه الحالة في برنامج plaxis2d حيث تم تقديم جميع المعلومات المفيدة لنمذجة الحالة.

التحقق من استقرار المنحدر بعد التعزيز يعطي عوامل أمان مرضية للغاية.

كلمات مفتاحيه

انزلاق التربة، عامل الأمان، الحدائق، plaxis2d



Sommaire

Remerciement	page
Dédicace	
Résumé	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction General.....	1

Chapitre 01

1.1. Introduction.....	2
1.2. Définition du glissement de terrain	2
1.3. Les différents types de mouvements de terrain	2
1.4. Types de glissement de terrain	3
1.4.1. Le glissement plan ou translatif	3
1.4.2. Le glissement circulaire ou rotationnel	3
1.4.3. Le glissement quelconque	3
1.5. Les causes de glissement de terrain	4
1.5.1. Les facteurs conditionnant	4
1.5.2. Les facteurs déclenchant	4
1.6. Mécanismes de glissement	5
1.6.1. Définition du coefficient de sécurité	5
1.6.2. Notion sur le coefficient de sécurité	5
1.6.3. Méthode globale	6
1.6.4. Méthode de Culman (1774)	6
1.6.5. Méthode de Collin (1870)	6
1.6.6. Méthode suédoise (1912)	7

1.6.7. Méthode des tranches	7
1.6.8. Méthode de fellenius (1927).....	8
1.6.9. Méthode de caquot (1954).....	11
1.6.10. Méthode de bishop simplifiée (1955)	11
1.6.11. Méthode de Culman (1774)	14
1.7. Renforcement des talus	15
1.7.1. Les ouvrages de soutènement	15
1.7.2. Classement des ouvrages de soutènement.....	15
1.7.2.1. Les ouvrages rigides	15
1.7.2.2. Les ouvrages souples	15
1.7.3. Différents types des ouvrages de soutènement	16
1.7.2. Les géosynthétique	17
1.7.2.1. Définition du géosynthétique	17
1.7.2.2. Différents types de géosynthétiques	17
1.7.2.3. Différentes fonctions des géosynthétiques	18
1.8. Conclusion	20

Chapitre 02

2.1. Introduction.....	21
2.2. Situation géographique	21
2.3. Géologie du site	21
2.4. Le Climat	22
2.5. Condition sismique et micro sismicité	22
2.6. Causes principales du glissement	23
2.7. Reconnaissance géotechnique	23
2.7.1. Essais in-situ	24
2.7.2. Au laboratoire	24
2.7.3. Interprétation des essais	24

2.7.3.1. Résultats des sondages carottés.....	25
2.7.3.2. Résultats des essais de préssiométries	28
2.7.3.3. Lectures piézométriques :	30
2.7.3.4. Description de l'inclinomètre (NF P94-156)	32
2.7.3.5. Granulométrie & Sédimentation :	33
2.7.3.6. Plasticité	34
2.7.3.7. Densité sèche & Teneur en eau	35
2.7.3.8. Caractéristiques intrinsèques	35
2.7.3.9. Caractéristiques Oedométriques	36
2.7.3.10. Analyse chimique	36
2.8. Conclusion	37

Chapitre 03

3.1. Introduction.....	38
3.2. Description du glissement	38
3.3. Etude de stabilité	39
3.3.1. Stabilité de l'état actuel du site	39
3.3.2. Maillage adopté	40
3.3.3. Procédure de calcul	40
3.4. Résultats et discussions	41
3.4.1. Modélisation du site sous son état actuel	41
3.4.2. Modélisation du site après la construction des blocs prévus sur la 3eme banquette..	41
3.5. Système de confortement proposé	43
3.6. Drainage de l'eau derrière les murs	46
3.7. Conclusions et recommandations	46
Conclusion Général	48



Liste Des Figures

Chapitre 01

Figure 1.1- les principaux types de glissements	4
Figure 1.2-méthode global.....	6
Figure1.3-Méthode de Culman.	6
Figure1.4- Méthode suédoise	7
Figure1.5- bilan des forces sur une tranche (fellenius)	8
Figure1.6- bilan des forces dans le repère incliné d'un angle α	9
Figure1.7- schéma explicatif pour la détermination des moments (fellenius)	9
Figure1.8-Méthode de Caquo	11
Figure1.9- bilan des forces sur une tranche (bishop simplifié)	12
Figure1.10-bilan des forces dans le repère perpendiculaire (bishop)	12
Figure1.11-schéma explicatif pour la détermination des moments (bishop)	13
Figure 1.12- Méthode de Culman.	14
Figure 1.13-différents types de geosynthétique	18
Figure 1.14 - Principales fonctions des géotextiles et produits apparentés d'après la norme NF EN ISO 10318.	20

Chapitre 02

Figure 2.1- Limites géographiques de la zone d'étude.	21
Figure 2.2- Carte sismique de l'Algérie selon le RPA 2003.	23
Figure 2.3 - Photos montrant les Causes principales du glissement	23
Figure 2.4- Etalage des caisses du sondage carotté.	27

Chapitre 03

Figure 3.1 - Illustration schématisée du site du glissement	39
Figure 3.2 - Modèle géométrique de l'état initial	39
Figure 3.3- Maillage adopté	40
Figure 3.4- Mécanisme de glissement de l'état actuel	41
Figure 3.5 : Géométrie du site avec prise des blocs prévus sur la 3eme banquette	42
Figure 3.6 : Mécanisme de glissement du site avec prise des blocs prévus sur la 3eme banquette	42
Figure 3.7 – Mécanismes de ruptures des différentes configurations de renforcement testées	44
Figure 3.8 – Géométrie du site avec les solutions adoptées	45
Figure 3.9 – Mécanisme de glissement du site avec les solutions adoptées	45



Liste Des Tableaux

Chapitre 01

Tableau 1.1 : Différents types de soutènements d'après Schlosser.	16
--	----

Chapitre 02

Tableau 2.1- les coupes lithologiques établie lors de l'exécution de sondage carottés.....	25
Tableau 2.2- les caractéristiques mécaniques mesurées dans SP(03).	28
Tableau 2.3- les caractéristiques mécaniques mesurées dans SP(04).	29
Tableau 2.4- les lectures piézométriques.	30
Tableau 2.5- les résultats inclinométriques.....	32
Tableau 2.6- les résultats de l'analyse granulométrique.	33
Tableau 2.7- Les couples de valeurs limite de liquidité-Indice de plasticité, et la classification du sol	33
Tableau 2.8- Les résultats de la densité sèche, la teneur en eau et la caractérisation du sol.....	34
.....	34
Tableau 2.9- Les caractéristiques de résistance au cisaillement rectiligne consolidé, drainé.	35
.....	35
Tableau 2.10- Les caractéristiques de résistance à l'essai de cisaillement au dispositif TRIAXIAL La cohésion non drainé C_u	35
Tableau 2.11- Les valeurs du coefficient de compressibilité et de gonflement.	36
Tableau 2.12- Les résultats des analyses chimiques sommaires.	36

Chapitre 03

Tableau 3. 1- Caractéristiques physiques et mécaniques des sols	40
Tableau 3.2 – Caractéristiques géométriques des murs de soutènement	44

L'instabilité des terrains parmi les risques géologiques le plus répandus sur la terre ; des milliers de morts et de blessés, d'énormes pertes économiques sont les évidences regrettables des instabilités de pentes partout dans le monde. Celles-ci constituent une menace de plus en plus importante, compte tenue de la croissance de la population mondiale, de l'utilisation intensive des terres et du changement climatique.

Les glissements de terrain sont considérés comme des mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, ces mouvements engendrent l'apparition des déformations importantes de la croûte terrestre, ils peuvent être brusques, comme ils peuvent s'étaler sur plusieurs mois voire plusieurs années.

L'objectif de cette étude est l'analyse de la stabilité globale du site par un calcul numérique en éléments finis afin de déterminer le facteur de sécurité et de cerner les causes principales déclenchant ce glissement de terrain. Ensuite, un système de confortement adéquat sera proposé pour assurer la stabilité globale du site.

Ce mémoire est structuré en 3 chapitres :

Chapitre I : ce premier chapitre rappellera les éléments théoriques ainsi que comporte les généralités sur les glissements de terrain, les principales causes d'un glissement de terrain, les différentes méthodes de calcul de stabilité des talus, et les méthodes des confortements.

Chapitre II : Il contient une description du site d'étude, et l'élaboration de la caractérisation géotechnique (reconnaissance géotechnique).

Chapitre III: contient traitement d un glissement du terrain au niveau de 50 logements, ELHADAIK, WILAYA DE SIKKDA à l'aide d'un logiciel Plaxis, pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité. Puis le choix de confortement, le dimensionnement et l'étude de système de confortement proposé.

Enfin, on clôture ce mémoire par une conclusion générale.



Chapitre 01

Généralité sur les glissements de terrain

1.1. Introduction

Les mouvements et glissements de terrain sont très souvent des accidents graves de grande ampleur qui provoquent des dégâts matériels considérables et peuvent causer des pertes en vies humaines.

On peut distinguer les problèmes classiques d'instabilité à l'échelle des travaux : barrages, digues, talus ... Qui intéressent des volumes de sol de l'ordre de la dizaine de milliers de m³, des mouvements de grande ampleur en montagne qui affectent des millions de m³.

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origine très diverses, résultant de la déformation de la rupture et du déplacement du sol.

1.2. Définition du glissement de terrain

Les glissements sont des mouvements qui affectent des pentes limitant des massifs plus ou moins structurés, constitués de matériaux meubles, plus ou moins argileux et sensibles à l'eau, dont la stabilité n'est qu'apparente ; péripéties spectaculaires d'histoires qui peuvent être longues et tortueuses [1].

Un glissement de terrain s'applique à une masse de terre d'à peine quelques mètres cubes jusqu'à plusieurs millions de mètres cubes.

1.3. Les différents types de mouvements de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol. Les classifications visant à décrire et à déterminer les différents processus de mouvements de masses sont nombreuses qu'ils soient d'origine naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme...etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,...etc.).

Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Les classifications de mouvements de terrain sont basées sur la géologie et la géomorphologie, le type de matériaux et le type de mouvement en rapport avec la structure géologique, d'autres sont basées sur les caractéristiques géotechniques et les vitesses de déplacement.

On distingue :

- ✚ **des mouvements rapides et discontinus** : se propagent de manière brutale et soudaine (les effondrements, les écroulements, les éboulements ...). Touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses et Les mouvements complexes. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale. [2]
- ✚ **Des mouvements lents et continus** : entraînent une déformation progressive des terrains (les affaissements, les tassements, les glissements de terrain, le fluage ...). Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. [2]

1.4.Types de glissement de terrain

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

1.4.1. Le glissement plan ou translatif

Le glissement plan, en milieux rocheux et en terrain meuble, s'effectue le long d'une surface de rupture sensiblement plane.

1.4.2. Le glissement circulaire ou rotationnel

Le glissement rotationnel, en terrain meuble et en débris de roches très fragmentées, s'effectue suivant une surface plus ou moins circulaire, il se caractérise par un escarpement à l'amont et un bourrelet à l'aval, généralement on rencontrera plusieurs glissements emboîtés.

1.4.3. Le glissement quelconque

Le glissement quelconque est une combinaison des deux cas précédents (le glissement plan et le glissement circulaire).

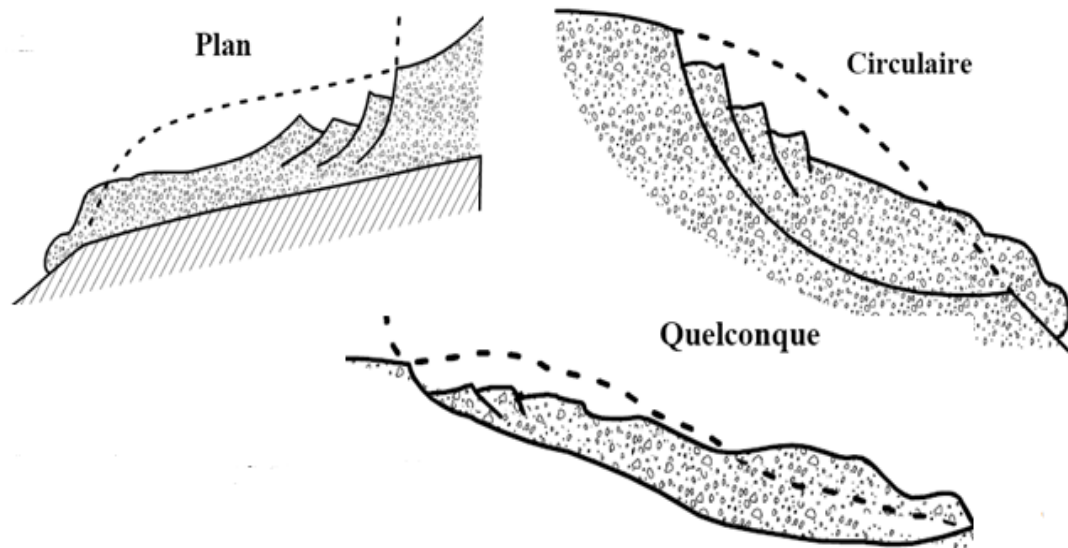


Figure 1.1- les principaux types de glissements

1.5. Les causes de glissement de terrain

1.5.1. Les facteurs conditionnant

Les facteurs conditionnant (la lithologie, la structure, relief, la pente, la présence des fractures fines, végétation, la proximité du réseau de drainage, l'activité tectonique actuelle) sont liés au massif à sa structure et à ses caractéristiques lithologiques. Ils affectent le versant sur une période de temps très longue, ces versants sont susceptibles d'aboutir à une rupture.

C'est l'existence de ces structures distinctes qui individuellement ou en combinaison vont favoriser la rupture des versants et la génération des mouvements gravitaires [3].

1.5.2. Les facteurs déclenchant

Les mouvements de terrain peuvent avoir plusieurs causes mais ne résultent que d'une action déclenchant le mouvement (L'eau, les précipitations, les surcharges, les secousses sismiques) [4].

Par définition le déclenchement est lié à un stimulus externe (pluie intense, tremblement de terre, éruption volcanique, ou érosion rapide) à l'origine d'une réponse presque immédiate du versant par augmentation rapide des contraintes ou par réduction de la résistance du matériau.

1.6. Mécanismes de glissement

Selon la forme de glissement adopté, les chercheurs ont développées plusieurs méthodes de calcul de la stabilité pour estimer l'état d'équilibre du versant en se basant sur la valeur de coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est utilisé dans les calculs de stabilité et il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-en-vis de la rupture.

On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus :

- ✚ Les méthodes des éléments finis.
- ✚ Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

1.6.1. Définition du coefficient de sécurité

L'estimation de la stabilité des talus est généralement par le calcul de coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

1.6.2. Notion sur le coefficient de sécurité

Théoriquement :

- Le talus est dit stable si $F_s > 1.5$,
- Le glissement est pratiquement inévitable si $F_s < 1$,

Entre ses deux valeurs s'étend un domaine où il y'a un risque de rupture d'autant plus grande que F_s diminue en tenant compte des facteurs suivants [5] :

- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord,
 - Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif,
 - Les incertitudes de la détermination de l'influence des fissures,
 - L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.
- Le talus est dit douteux si $1 < F_s < 1.5$.

1.6.3. Méthode globale

Cette méthode consiste à :

- le massif soit homogène et isotrope et il est défini par les caractéristiques C , ϕ et γ ,
- si le milieu est aquifère la pression interstitielle U se rajoute a ces paramètres

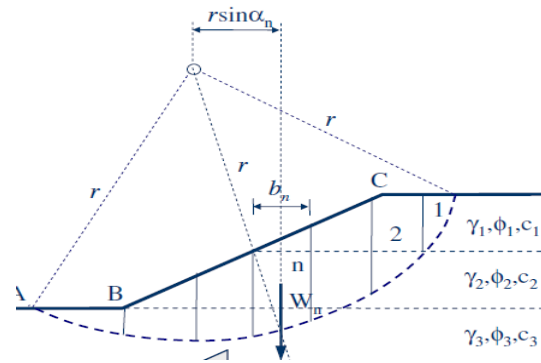


Figure 1.2-méthode global

1.6.4. Méthode de Culman (1774)

Méthode très simple : suppose une surface de rupture plane ;

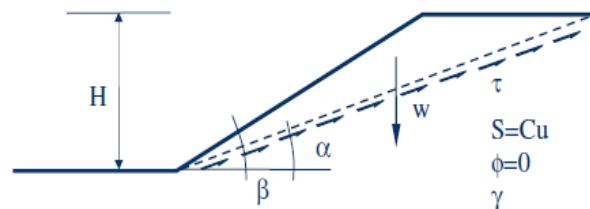


Figure 1.3-Méthode de Culman.

Cette méthode montre que pour $\phi=0$ (donc pour un sol cohésif), $F.S. = F(b, H, \gamma, C_u)$. [6]

1.6.5. Méthode de Collin (1870)

Collin a donné des idées sur la forme des surfaces de rupture : le massif de sol en mouvement est connu et il suffit de lui appliquer les équations Générales de la mécanique.

1.6.6. Méthode suédoise (1912)

Le cercle a fait son apparition avec Hultin et Petterson c'est l'origine de la « méthode suédoise ». [7]

C'est le cas particulier de la méthode des tranches, Pour $\phi = 0$ et surface circulaire, c'est une méthode simple qui donne F_s de façon explicite. Peut être utilisée à des dépôts non homogènes.

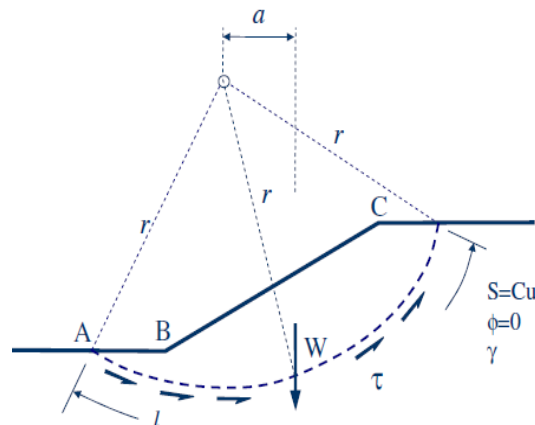


Figure 1.4- Méthode suédoise

1.6.7. Méthode des tranches

C'est une méthode suédoise due à Petterson (1916), qui a subi plusieurs adaptations au fil des ans tel que son développement par Fellenius en 1927 pour les ruptures circulaires, par Bishop en 1954 et en fin elle a été étendue aux ruptures non circulaires par Nonveiller en 1965.

Elle consiste à diviser un volume instable en un certain nombre de tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent. [8]

Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions d'équilibre. [6]

$$\sum F_x = 0 ; \sum F_y = 0 ; \sum M = 0$$

1.6.8. Méthode de fellenius (1927)

Cette méthode avait été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent elle est basée sur les hypothèses suivantes :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- Elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticaux et horizontaux).

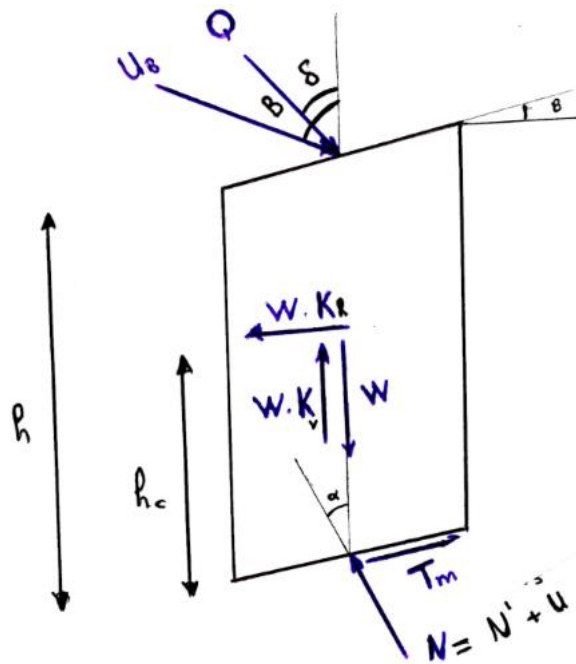


Figure 1.5- bilan des forces sur une tranche (fellenius)

L'équilibre des forces perpendiculaires à la base de chaque tranche donne N_i' :

$$\sum F_{\alpha_i} = N' + U + K_{h_i} \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i - W_i(1 - K_{v_i}) \cos \alpha_i - U_{\beta_i} \cos(\beta_i - \alpha_i) - Q_i \cos(\delta_i - \alpha_i) = 0 \dots$$

$$N_i' = -U - K_{h_i} \cdot W_i \cdot \sin \alpha_i + W_i(1 - K_{v_i}) \cos \alpha_i + U_{\beta_i} \cos(\beta_i - \alpha_i) + Q_i \cos(\delta_i - \alpha_i)$$

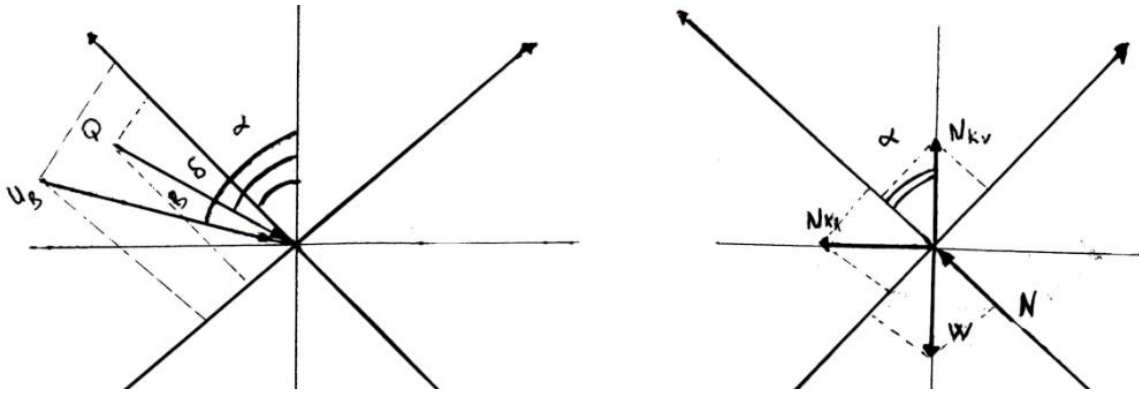


Figure 1.6- bilan des forces dans le repère incliné d'un angle α

Avec :

$$T_{m_i} = \frac{C + N' \cdot \tan \varphi_i}{F_S} \quad (1 - 1)$$

$$C = c \cdot la = c \cdot b / \cos \alpha_i$$

L'équilibre des moments pour toute la masse du sol par rapport au centre de la surface de rupture est donné permet d'obtenir l'expression de coefficient de sécurité :

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow \sum_{i=1}^n [W_i(1 - K_{v_i}) + U_{\beta_i} \cos \beta_i + Q_i \cos \delta_i] \cdot R \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^n [U_{\beta_i} \sin \beta_i + Q_i \sin \delta_i] \cdot (R \cos \alpha_i - h) - \sum_{i=1}^n T_{m_i} \cdot R + \sum_{i=1}^n [K_{h_i} W_i (R \cos \alpha_i - h_c)] = 0 \dots (1 - 4)$$

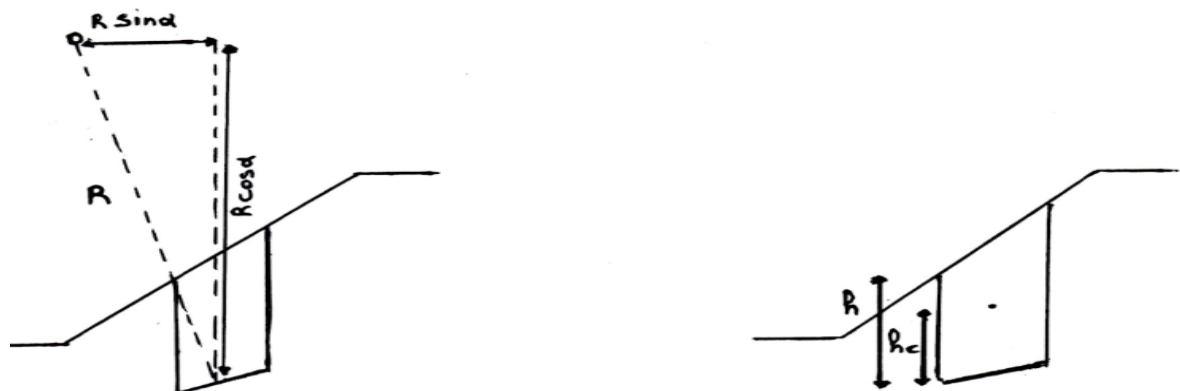


Figure 1.7- schéma explicatif pour la détermination des moments (fellenius)

Ou :

R : rayon de la surface circulaire de rupture ;

h : hauteur moyenne du tranche ;

h_c : Hauteur verticale entre le centre de la base et le centre de gravité du tranche.

On divise l'équation par R , on aura :

$$\frac{\sum M/o}{R} = \sum_{i=1}^n [W_i(1 - K_{v_i}) + U_{\beta_i} \cos \beta_i + Q_i \cos \delta_i] \cdot \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^n [U_{\beta_i} \sin \beta_i + Q_i \sin \delta_i] \cdot \left(\cos \alpha_i - \frac{h}{R} \right) - \sum_{i=1}^n T_{m_i} + \sum_{i=1}^n \left[K_{h_i} W_i \left(\cos \alpha_i - \frac{h_c}{R} \right) \right] = 0 \quad (1 - 2)$$

Finalement :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C + N \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n A_1 - \sum_{i=1}^n A_2 + \sum_{i=1}^n A_3} \quad (1 - 3)$$

Avec :

$$A_1 = [W_i(1 - K_{v_i}) + U_{\beta_i} \cos \beta_i + Q_i \cos \delta_i] \cdot \sin \alpha_i$$

$$A_2 = [U_{\beta_i} \sin \beta_i + Q_i \sin \delta_i] \cdot \left(\cos \alpha_i - \frac{h}{R} \right)$$

$$A_3 = K_{h_i} W_i \left(\cos \alpha_i - \frac{h_c}{R} \right)$$

Quand : $k_h = k_v = 0$ et $U_B = Q = 0$ on déduit l'expression de la méthode de Fellinus :

En absence de nappe :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=m} \left[c \cdot \frac{b}{\cos \alpha_i} + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \text{tg } \varphi \right]}{\sum_{i=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

En présence de nappe

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left[c \frac{b}{\cos \alpha_i} + \left(W_i \cdot \cos \alpha_i - \frac{u \cdot b}{\cos \alpha_i} \right) \operatorname{tg} \varphi \right]}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

1.6.9. Méthode de caquot (1954)

C'est une méthode globale écrivant l'équilibre de la masse totale de sol susceptible de glisser ; établie pour un milieu homogène de caractéristique c et φ , elle conduit au calcul de F par une équation du 3^{ème} degré. En 1967 des abaques sont établis.

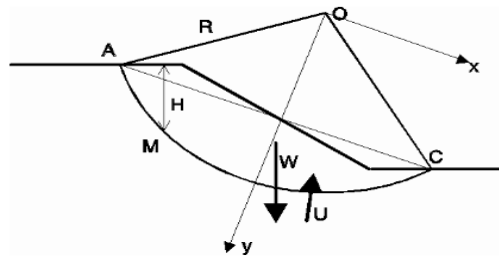


Figure 1.8-Méthode de Caquot

1.6.10. Méthode de bishop simplifiée (1955)

Bishop néglige toutes les forces horizontales et verticales inter-tranches et obtient une formule qui va décrire ci après.

Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire.
- Elle néglige les forces entre les tranches.

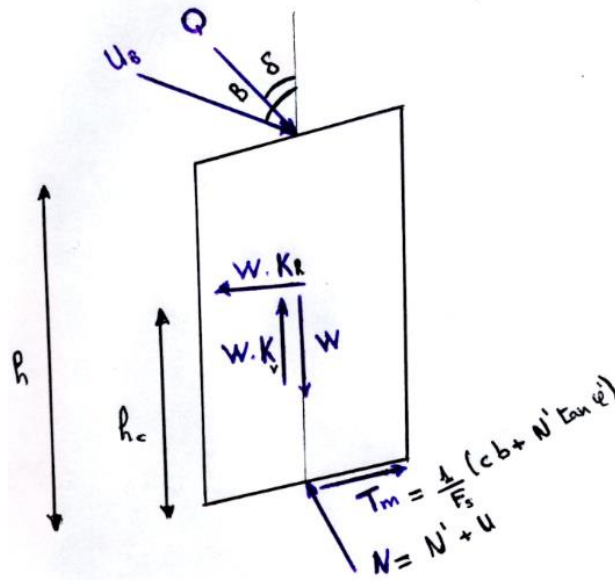


Figure 1.9- bilan des forces sur une tranche (bishop simplifié)

➤ L'équilibre des forces :

$$\sum F_y = (N' + U) \cos \alpha_i + T_{m_i} \sin \alpha_i + W_i(1 - K_{v_i}) - U_{\beta_i} \cos \beta_i - Q_i \cos \delta_i = 0$$

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[W_i(1 - K_{v_i}) - \frac{C \sin \alpha_i}{F} - U \cos \alpha_i + U_{\beta_i} \cos \beta_i + Q_i \cos \delta_i \right] \quad (1 - 4)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi_i}{F_s} \right) \quad (1 - 5)$$

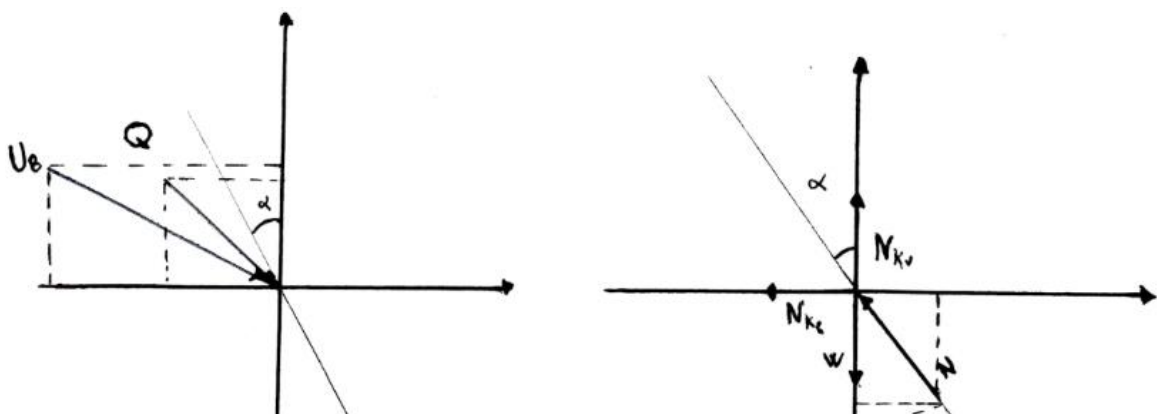


Figure 1.10-bilan des forces dans le repère perpendiculaire (bishop)

➤ L'équilibre des moments :

$$\sum M/O = \sum_{i=1}^n [W_i(1 - K_{v_i}) + U_{\beta_i} \cos \beta_i + Q_i \cos \delta_i] R \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^n [U_{\beta_i} \sin \beta_i + Q_i \sin \delta_i] \cdot (R \cos \alpha_i - h) - \sum_{i=1}^n [T_{m_i}] R + \sum_{i=1}^n [K_{h_i} W_i (R \cos \alpha_i - h_c)] = 0 \quad (1 - 6)$$

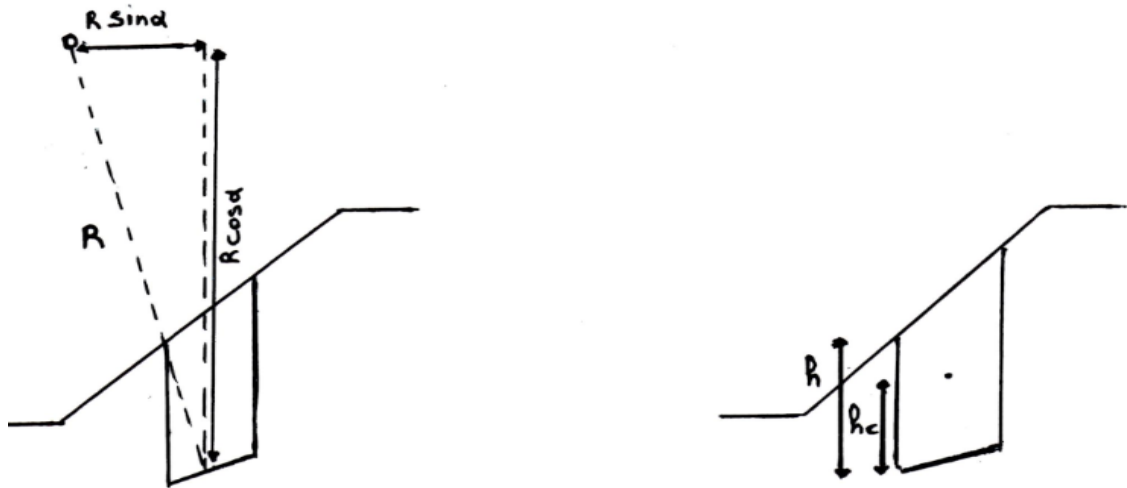


Figure 1.11 - schéma explicatif pour la détermination des moments (bishop)

On divise par le rayon, on aura :

$$\frac{\sum M/O}{R} = \sum_{i=1}^n [W_i(1 - K_{v_i}) + U_{\beta_i} \cos \beta_i + Q_i \cos \delta_i] \cdot \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^n [U_{\beta_i} \sin \beta_i + Q_i \sin \delta_i] \cdot \left(\cos \alpha_i - \frac{h}{R} \right) - \sum_{i=1}^n T_{m_i} + \sum_{i=1}^n \left[K_{h_i} W_i \left(\cos \alpha_i - \frac{h_c}{R} \right) \right] \quad (1 - 7)$$

Donc le coefficient de sécurité est égal :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C + N' \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n A_5 - \sum_{i=1}^n A_6 + \sum_{i=1}^n A_7}$$

Avec :

$$A_5 = [W_i(1 - K_{v_i}) + U_{\beta_i} \cos \beta_i + Q_i \cos \delta_i] \cdot \sin \alpha_i$$

$$A_6 = [U_{\beta_i} \sin \beta_i + Q_i \sin \delta_i] \left(\cos \alpha_i - \frac{h}{R} \right)$$

$$A_7 = K_{h_i} W \left(\cos \alpha_i - \frac{h_0}{R} \right)$$

Quand : $k_h=k_v=U_B=Q=0$ on déduit les formules si dessous

En absence de nappe :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \cdot b_i + W_i \cdot \text{tg} \varphi_i] \times \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (1 + (\text{tg} \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_i / F))}}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

En présence de nappe :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [C_i \cdot b_i + (W_i - U \cdot b_i) \cdot \text{tg} \varphi_i] \times \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (1 + (\text{tg} \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi_i / F))}}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

1.6.11. Méthode de Culman (1774)

Méthode très simple : suppose une surface de rupture plane

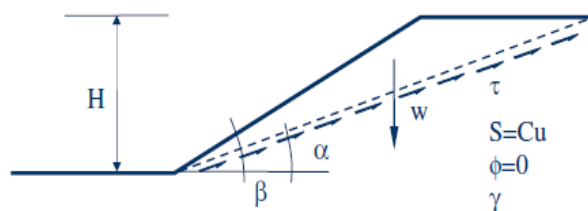


Figure 1.12- Méthode de Culman.

Cette méthode montre que pour $\phi=0$ (donc pour un sol cohésif),

$$F_s = F(b, H, \gamma, C_u). \tag{1-8}$$

1.7. Renforcement des talus

1.7.1. Les ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. Ils sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est à dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval.

1.7.2. Classement des ouvrages de soutènement

On peut classer les ouvrages de soutènement dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

1.7.2.1. Les ouvrages rigides

Dans cette catégorie les ouvrages les plus courants sont Les murs de soutènement classiques

Pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé). Dans ce dernier cas, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle [9].

- Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids (Mur en sol renforcé, Mur-poids en béton ou maçonnerie, Ouvrage cellulaire)
- Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement (Mur en T inversé en béton armé, Paroi moulée, Palplanches).

1.7.2.2. Les ouvrages souples

Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages. L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour lesquels la surface de contact est déformable : Les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). [9]

- Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation (Mur en béton, ancrée, Paroi moulée ancrée, Rideau ancré).

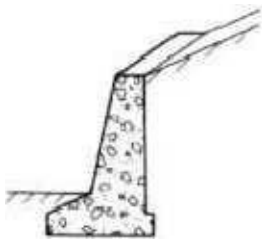
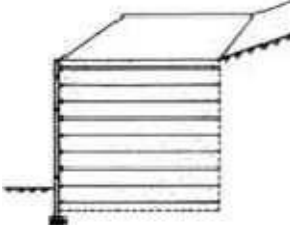
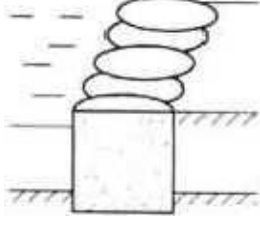
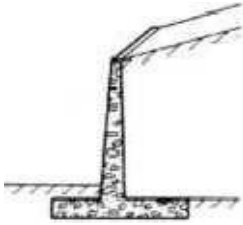
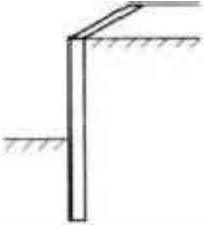
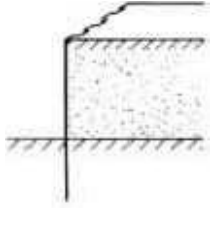
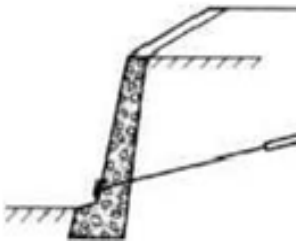
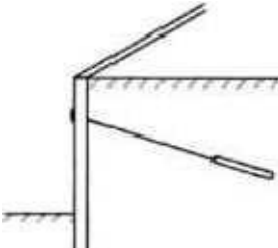
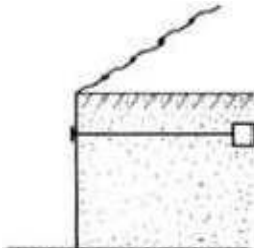
1.7.3. Différents types des ouvrages de soutènement

Il existe plusieurs variété d'ouvrages de soutènement, se distinguant donc par la manière dont les efforts de poussées et conduisant à des études de stabilité interne

La poussée peut être reprise par :

- le poids de l'ouvrage;
 - l'encastrement de l'ouvrage;
 - l'ancrage de l'ouvrage.
- Le tableau 1.1 montre les divers types de soutènement

Tableau 1.1 : Différents types de soutènements d'après Schlosser. [10]

Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en terre armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

1.7.2. Les geosynthétique

1.7.2.1. Définition du géosynthétique

Les géosynthétiques sont définis comme un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, ils sont utilisés dans les domaines de la géotechnique en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux pour assurer les fonctions suivantes : soutènement, drainage, filtration, séparation, protection et renforcement.

Les principaux domaines d'application des géosynthétiques sont :

- ✚ Les remblais routiers et ferroviaires ;
- ✚ Les fondations ;
- ✚ Les remblais ;
- ✚ les murs de soutènement et stabilisation des talus.

1.7.2.2. Différents types de géosynthétiques

Pour classés les géosynthétiques en catégories généralement en considérant le mode de fabrication, les matières premières utilisées et les domaines d'utilisation. La figure 1.13 ci-dessous présente les différents types de geosynthétique.

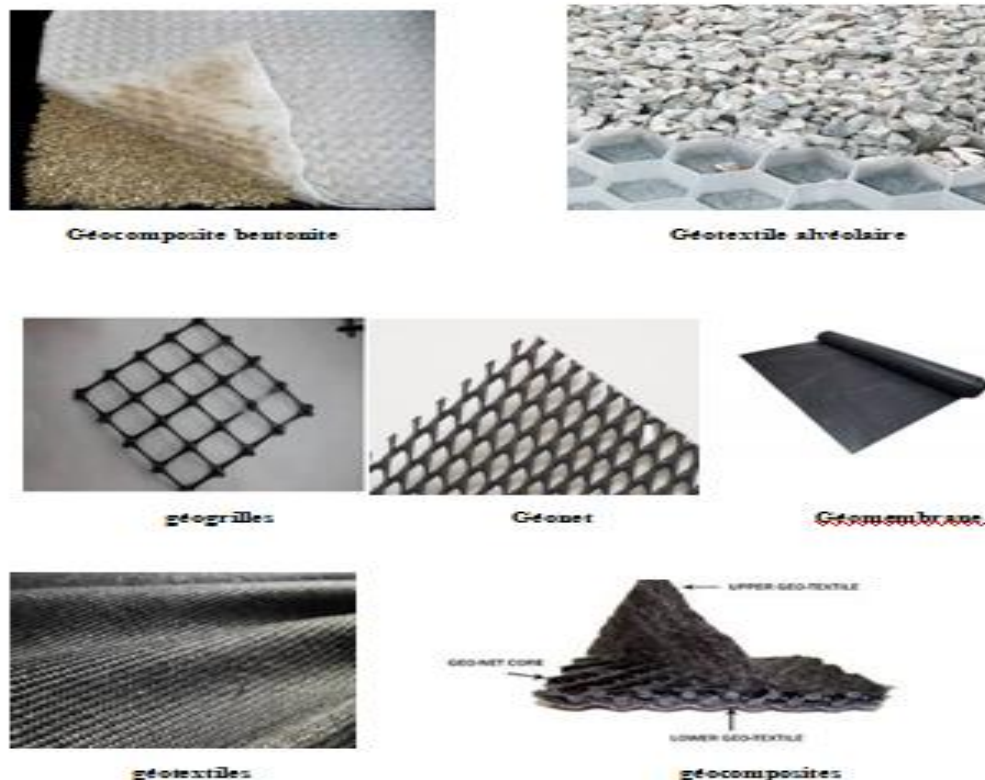


Figure 1.13-différents types de geosynthétique

➤ Géotextiles

Les géotextiles sont définis comme des produits textiles en polymères (naturels ou synthétiques) Qui peut être façonné comme des nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes, pouvant être tissés, non-tissés ou tri-cotés ‘Appliqué dans le domaine de la géotechnique et du génie civil et utiliser en contact avec un sol et/ou d'autres matériaux.

Selon le processus de fabrication nous classons les géotextiles dans les catégories suivantes :

✚ Géotextiles tricotés

Ils sont obtenus par entrelacement un ou plusieurs fils à l'aide d'aiguilles

✚ Géotextiles tissés

Ils sont obtenus à partir de deux fils ou filaments ou par l'entrecroisement de deux nappes perpendiculaire de fils ou de bandelette, ou de plusieurs faisceaux de fibres

✚ Géotextiles non tissés

Sont constitués de fibres ou de fils de façon désordonnée dans une bande lâche liés entre eux par trois techniques (liaison mécanique, liaison chimique et liaison thermique)

➤ Les géogrilles

Les géogrilles sont des géosynthétiques ressemblent à des grilles ouvertes d'éléments résistantes à la traction reliés entre eux selon un motif régulier. La principale application des géogrilles est le renforcement des sols et utiliser dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

➤ Les géocomposites

Les géocomposites fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétique (géotextile-géofilet, géotextile- géogrille) Afin de réaliser plusieurs fonctions (drain, filtration, renforcement) en même temps. [11]

1.7.2.3. Différentes fonctions des géosynthétiques

➤ Séparation

Pour séparé matériaux de remblai ou de deux couches de sols de caractéristiques différentes

- *Applications* : routes et autoroutes, voies ferrées, pistes forestières...

➤ Filtration

Le rôle du filtre géosynthétique consiste à retenir du sol ou d'autres éléments soumis à des forces hydrodynamiques en laissant les fluides passer ou dans un géotextile ou un produit apparenté aux géotextiles.

- *Applications* : routes, voies ferrées, barrages, tranchées drainantes, protection de rivages et de berges...

➤ Drainage

Le rôle du drainage est de collecte et transport des eaux souterraines et/ou d'autres fluides et diminuer et maîtriser les pressions d'eau dans le plan d'un géotextiles ou d'un produit apparenté aux géotextiles.

- *Applications* : drainage sous dallage, drainage sous remblai, drainage dans ISD*

➤ Le renforcement

Utilisation du comportement en traction déformation d'un géotextile ou d'un produit apparenté, afin d'améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.

- *Applications* : remblai sur sols compressibles, murs de soutènement, raidissement de talus, ...

➤ Etanchéité

Est utilisé pour la prévention ou la limitation de la migration de fluides et assurée cette fonction par une géomembrane ou un géosynthétique bentonitique

- *Applications* : Bassins, ouvrages souterrains.

➤ Protection

Cette fonction est utilisée pour prévention ou limitation des endommagements localisés d'un produit ou un élément donne en utilisant un géotextile ou un produit apparenté aux géosynthétique.

- *Applications* : protection des géomembranes dans les diverses applications.

➤ Lutte contre l'érosion de surface

L'érosion des sols est un problème récurrent lors de la construction d'ouvrages géotechniques il y a une méthode pour diminuer ou de limiter cette érosion et les mouvements du sol ou d'autres particulier à la surface c'est l'utilisation d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles. [12]

- *Applications* : talus de déblai ; pente naturelles, ...

La figure 1.14 ci-dessus représente les principales fonctions de geosynthétiques

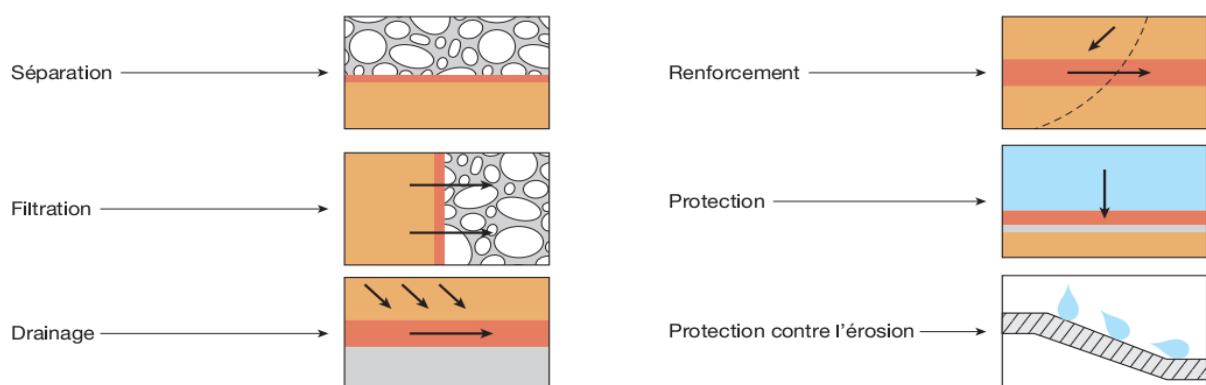


Figure 1.14 - Principales fonctions des géotextiles et produits apparentés d'après la norme NF EN ISO 10318.

1.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons montré :

- les différents types de glissements qui existent dans la nature .Les différentes classifications, les causes naturelles et anthropiques.
- le coefficient de sécurité F_s et les différentes méthodes de calcul pour définir et détecter les zones stables et instables.



Chapitre 02

*IIÉTUDE GEOTECHNIQUE DE
SITE*

2.1. Introduction

Notre étude consiste à analyser un glissement de terrain, pour cela, des différentes données ont été collecté auprès de laboratoire, en plus d'une synthèse des travaux géologique et les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in-situ et au laboratoire.

2.2. Situation géographique

La ville d'El Hadaiek est une commune de la wilaya de Skikda en Algérie. Il est bordé par la commune de Skikda au nord-est et Aïn Zouit au nord-ouest, et au sud, il est bordé par les communes de Ramdane Djamel et Emdjez Edchich, à l'est par la commune de Hamadi Krouma et à l'ouest par la commune de Bouchtata.



Figure 2.1- Limites géographiques de la zone d'étude.

2.3. Géologie du site

D'après les investigations géotechniques réalisées sur site par le laboratoire, le contexte géologique du site est caractérisé par une couche de remblais et d'alternance des couches d'argiles limono-sableuse et d'argile marneuse verdâtre et de marne très compacte.

2.4. Le Climat

De point de vue climatologie, la région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen, tempéré, pluvieux et froid en hiver, chaud et humide en été, elle est considérée parmi les régions les plus pluvieuses en Algérie, dont la période d'hiver s'étale du mois d'octobre au mois de mai. La pluviométrie annuelle moyenne est de l'ordre de 900mm/an.

Les valeurs de la température T° moyenne minimale du mois le plus froid est enregistrée au mois de janvier février (12.5°), par contre la t° maximale du mois le plus chaud est enregistrer au mois d'août.

2.5. Condition sismique et micro sismicité

Selon RPA 99 (version 2003) le territoire Algérien est divisé en quatre zones de sismicité décroissante de 0 à III voir (Fig. 2.2):

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone (IIa –IIb) : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité forte.

La région de El hadaïk qui est la région de notre 'étude appartient à la zone de moyenne sismicité (zone IIb).

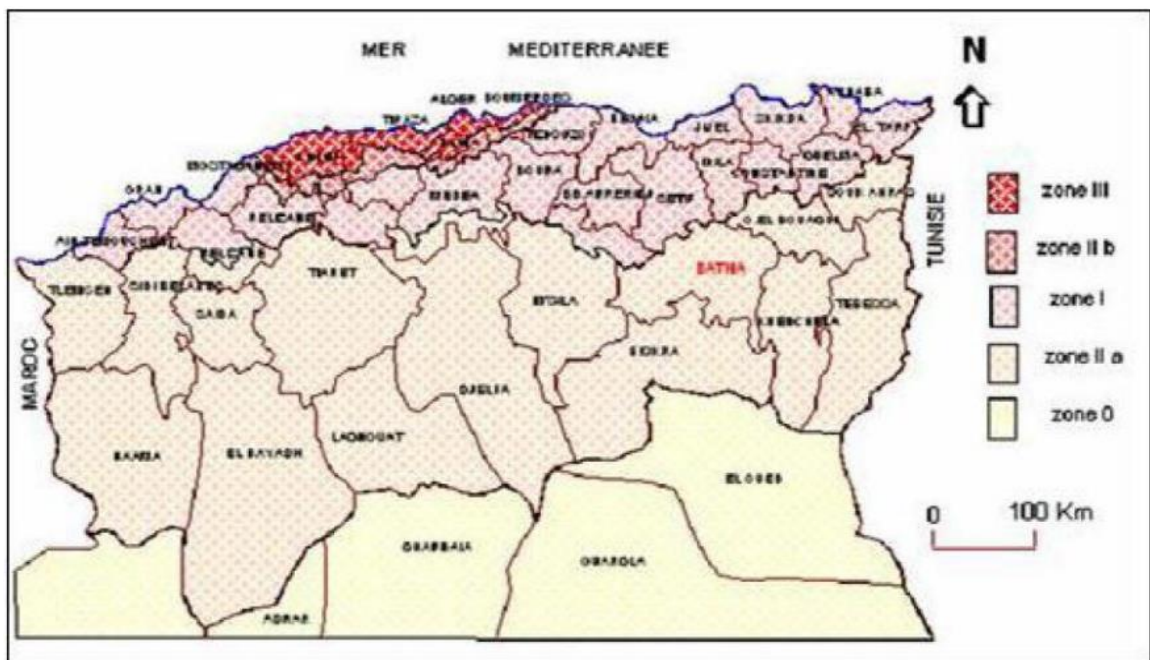


Figure 2.2- Carte sismique de l'Algérie selon le RPA 2003.

2.6. Causes principales du glissement

Suite à nos observations visuelles sur les photos du site de la Figure 2.3 nous avons constaté des fissures centimétriques sur le pied de talus. Sur ce dernier des travaux de terrassements récents ont été réalisés.



Figure 2.3 - Photos montrant les Causes principales du glissement

2.7. Reconnaissance géotechnique

La reconnaissance géotechnique a une importance primordiale dans l'élaboration technique des projets, et pour être pleinement efficace, elle doit fournir en temps utile au maître d'œuvre les éléments nécessaires aux choix successifs qu'il doit faire.

Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique :

- Essais in situ (sondage carottés, pressiomètre ...).
- Essais de laboratoire (Analyse granulométrique, plasticité, Proctor ...).

2.7.1. Essais *in-situ*

A fin de déterminer d'une part, la nature géologique du terrain et d'autre part, les caractéristiques géotechniques des sols en place, une campagne de reconnaissance comporte la réalisation de :

- **Trois (03)** Sondages carottés (SC) avec prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés.
- **Deux (02)** Sondages pressiométriques avec essai chaque 1.00m
- **Pose Deux (02)** Piézomètres.
- **Installer Deux (02)** inclinomètres.

2.7.2. Au laboratoire

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivants:

- Mesure de la densité sèche γ_d **kN/m³**.
- Mesure de la teneur en eau naturelle **W_n (%)**.
- Mesure de la densité humide γ_h **kN/m³**.
- Essai de cisaillement à la boîte consolidé drainé CD pour avoir :
 - La cohésion effective **c'(Bar)**.
 - L'angle de frottement effectif **ϕ' (°)**.
- Analyse chimique sommaire :
 - Teneur en carbonates.
 - Teneur en sulfates.
 - Teneur en insolubles.

2.7.3. Interprétation des essais

L'objet de ce chapitre est de présenter :

- les résultats de la reconnaissance géologique.
- les valeurs des caractéristiques physiques et mécaniques du sol obtenues grâce aux essais réalisés au laboratoire et sur le terrain.
- Les calculs et interprétations basés sur l'application des théories généralement admises en mécanique des sols, de manière à faciliter le travail du bureau d'étude.

2.7.3.1. Résultats des sondages carottés

Il s'agit d'une reconnaissance profonde, qui consiste à réaliser un trou ponctuel dans le sol au moyen d'un outil d'attaque fixe à un train de tiges.

➤ **But de sondage :**

Les sondages ont pour but de :

- Compléter la connaissance géotechnique du sous-sol.
- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- Déterminer la nature du sous- sol.
- Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire.

Les coupes lithologiques établies lors de l'exécution des sondages carottés, montrent que le terrain est constitué essentiellement (tableau 2.1) :

Tableau 2.1- les coupes lithologiques établie lors de l'exécution de sondage carottés.

Sondage N° :	Profondeur (m)	Nature
SC02	0.00 –3.65	Remblai Constitué d'argile limono-Sableuse, gravier, Cailloux et des débris de Construction
	3.65 -6.00	Argile limono-Sableuse graveleuse Brunâtre à jaunâtre
	6.00 - 15.00	Argile limoneuse Brunâtre à Jaunâtre
SC04	0.00-0.50	Remblai Constitué d'argile Sableuse Brunâtre Jaunâtre
	0.50 - 4.00	Argile limoneuse Noirâtre
	4.00 - 8.65	Alternance des couches d'argile sableuse limoneuse Jaunâtre avec des couches mince de grés jaunâtre
	8.65 – 20.00	Argile Marneuse Verdâtre à grisâtre
SC05	0.00-0.20	Terre végétale.
	0.20-8.00	Argile sableuse limoneuse graveleuse bariolé avec présence des blocs de grés.
	8.00-13.00	Argile marneuse verdâtre av un passage de grés à ciment calcaire.
	13.00-20.00	Marnes très compacte verdâtre à grisâtre avec passages de grés a ciment grisâtre.

SC 05 : (0.00m-5.00m)



SC 05 : (5.00m - 10.00m)



SC 05 : (10.00m - 15.00m)



SC 05 : (15.00m - 20.00m)



Figure 2.4- Etalage des caisses du sondage carotté.

2.7.3.2. Résultats des essais de préssiométries

Le tableau suivant donne les caractéristiques mécaniques mesurées dans le forage.

❖ Au niveau de SP (03)

Tableau 2.2- les caractéristiques mécaniques mesurées dans SP(03).

<i>Prof (m)</i>	<i>Module de déformation E en (Bars)</i>	<i>Pression limite PL en (Bars)</i>	<i>E/PL</i>
1.00	18.29	7.91	2.31
2.00	25.05	10.01	2.50
3.00	27.11	11.11	2.44
4.00	52.11	12.21	4.27
5.00	66.33	16.31	4.07
6.00	81.21	17.41	4.66
7.00	99.12	20.51	4.83
8.00	110.23	28.71	3.84
9.00	135.21	28.71	4.71
10.00	147.11	30.81	4.77
11.00	160.41	32.91	4.87
12.00	172.11	33.01	5.21
13.00	183.51	37.11	4.95
14.00	190.43	37.21	5.12
15.00	197.16	37.31	5.28

❖ Au niveau de SP (04) :

Tableau 2.3- les caractéristiques mécaniques mesurées dans SP(04).

<i>Prof (m)</i>	<i>Module de déformation E en (Bars)</i>	<i>Pression limite PL en (Bars)</i>	<i>E/PL</i>
1.00	16.28	7.01	2.32
2.00	27.41	9.01	3.04
3.00	29.75	11.20	2.66
4.00	31.37	12.40	2.53
5.00	31.12	12.40	2.51
6.00	75.50	14.80	5.10
7.00	79.62	17.65	4.51
8.00	85.10	20.95	4.06
9.00	98.76	23.90	4.13
10.00	105.50	28.85	3.66
11.00	128.44	32.10	4.00
12.00	134.80	34.85	3.87
13.00	157.02	37.10	4.23
14.00	167.39	37.20	4.50
15.00	179.71	39.05	4.60

2.7.3.3. Lectures piézométriques :

Le suivi de piézomètre nous a permis d'enregistrer les lectures piézométriques et qui sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.4- les lectures piézométriques.

<i>Date</i>	<i>Lecture Piézo 01</i>	<i>Lecture Piézo 03</i>
16/07/2019	2.10	-
18.07/2019	2.63	-
21./07/2019	3.01	-
23/07/2019	3.23	-
28/07/2019	3.53	-
05/08/2019	4.15	-
15/08/2019	4.88	-
21/08/2019	5.05	-
16/01/2020	4.40	-
19/01/2020	4.47	10.15
21/01/2020	4.70	10.70
26/01/2020	4.49	11.40
28/01/2020	4.52	11.80
02/02/2020	4.66	12.00
04/02/2020	4.85	12.07
09/02/2020	5.00	12.17
01/07/2020	6.50	Piézo endommagé
19/07/2020	6.60	Piézo endommagé
22/07/2020	6.60	Piézo endommagé
28/07/2020	6.60	Piézo endommagé
02/08/2020	6.60	Piézo endommagé
30/08/2020	6.65	Piézo endommagé
07/09/2020	6.70	Piézo endommagé

2.7.3.4. Description de l'inclinomètre (NF P94-156)

Il s'agit d'un tube déformable placé dans un forage de faible diamètre et une sonde de mesure descendue à l'intérieur. La plupart des sondes utilisent un système à pendule donnant une déviation angulaire, qui associé à la longueur d'arc que constitue la sonde, permet de reconstituer la déformée.

Selon la norme NF P94-156, les mesures sont effectuées pour une direction en procédant Comme suit :

- Descendre la sonde au fond du tube de mesure et attendre qu'à la suite de la stabilisation en température les valeurs de l'inclinaison soient sensiblement constantes (1×10^{-4} radian près).

Par convention, pour une mesure dans un sens donné, le repère placé sur la sonde doit être tel qu'un déplacement de la partie supérieure de la sonde dans le sens donné donne une lecture positive de l'inclinaison ;

- Effectuer les lectures de distance, et d'inclinaison en remontant la sonde avec un pas égal à la longueur de la sonde. L'origine de la mesure de profondeur de la sonde est prise par rapport au bord supérieur du tube inclinométrique.

Une mesure pour une direction donnée consiste en deux lectures de l'inclinaison de la sonde, après retournement axial, à la même profondeur.

On notera que les premières lectures inclinométriques constituent la lecture de référence.

Dans ces conditions, les conclusions sont tirées des lectures successives.

Interprétation des résultats inclinométriques :

Les mesures inclinométriques donnent des renseignements précieux sur le comportement du sol vis-à-vis des ruptures par cisaillement.

C'est ainsi que les résultats obtenus à partir des essais inclinométriques montrent que le sol en place n'indique pas des déplacements non significatifs.

Toutefois, ces lectures sont pour l'instant très insuffisantes pour en dégager une conclusion définitive.

❖ Résultats inclinométriques

Les résultats sont motionnés dans le tableau en ci-dessous :

Tableau 2.5- les résultats inclinométriques.

Désignation des inclinés	Date lecture initiale (L00)	Date première lecture (L01)	Date deuxième lecture (L02)	Date troisième lecture (L03)	Date quatrième lecture (L04)	Date cinquième lecture (L05)	Date sixième lecture (L06)	Date septième lecture (L07)
Inclinés 02	28/07/2020	26/08/2020	07/09/2020	-	-	-	-	-
Inclinés 03	28/07/2020	24/08/2020	07/09/2020	-	-	-	-	-

<i>Inclinomètre N° :</i>	<i>Profondeur (m)</i>	<i>Déplacement (mm)</i>	<i>Vitesse (Mm/jrs)</i>	<i>Observation</i>
Inc 02	/	/	/	Pas de mouvement particulier a signalé
Inc 03	/	/	/	Pas de mouvement particulier a signalé

2.7.3.5. Granulométrie & Sédimentation :

Les résultats de l'analyse granulométrique des échantillons sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 2.6- les résultats de l'analyse granulométrique.

SC	Profondeur(m)	< 80 μ (%)	Observation
04	4.00 - 8.65	62.00	Argile sableuse limoneuse peu graveleuse représentant une granulométrie étalée
	8.65-12.00	63.00	
	12.00 -20.00	66.00	
05	0.20 – 5.00	64.00	Argile sableuse limoneuse peu graveleuse représentant une granulométrie étalée
	05.00 – 8.00	65.00	
	8.00 – 13.00	52.00	Sable argileux limoneux représentant une granulométrie étalée
	13.00 – 20.00	41.00	Sable argileux limoneux peu graveleux représentant une granulométrie étalée

2.7.3.6. Plasticité

Les couples de valeurs limite de liquidité-Indice de plasticité, et la classification du sol sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 2.7- Les couples de valeurs limite de liquidité-Indice de plasticité, et la classification du sol.

Sondages	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Observation
04	4.00 - 8.65	41.00	21.00	20.00	Sol peu plastique
	8.65 -12.00	43.00	22.00	21.00	
	12.00-20.00	45.00	23.00	22.00	
05	0.00 – 5.00	44.00	22.00	22.00	Sol peu plastique
	5.00 – 8.00	46.00	22.00	22.00	
	8.00 – 13.00	40.00	20.00	20.00	
	13.00 – 20.00	37.00	19.00	18.00	

2.7.3.7. Densité sèche & Teneur en eau

Les résultats de la densité sèche, la teneur en eau et la caractérisation du sol sont montrés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.8- Les résultats de la densité sèche, la teneur en eau et la caractérisation du sol.

Sondages	Profondeur (m)	W _n (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	S _r (%)	Observation
04	4.00- 8.65	15.32	1.81	2.08	87.48	Sol dense, légèrement humide
	8.65 -12.00	12.40	1.95	2.19	91.51	
	12.00 - 20.00	18.71	1.68	1.99	85.87	
05	0.00 – 5.00	16.57	1.80	2.10	93.01	Sol dense, légèrement humide
	5.00 – 8.00	15.07	1.86	2.14	94.00	
	8.00 – 13.00	17.72	1.72	2.03	86.85	
	13.00 – 20.00	12.14	1.94	2.18	87.90	

2.7.3.8. Caractéristiques intrinsèques :

1-Les caractéristiques de résistance au cisaillement rectiligne consolidé, drainé sont :

Tableau 2.9- Les caractéristiques de résistance au cisaillement rectiligne consolidé, drainé.

SCN°	Profondeur (m)	Type d'essais	Résultats	
			Angle de frottement (φ°)	Cohésion (bars)
04	4.00 – 8.65	CD	22	0.26
	8.65 – 12.00	CD	24	0.16
05	0.20 – 5.00	Alterne	14	0.40
	5.00 – 8.00	CD	15	0.22
	8.00 – 13.00	CD	18	0.20

2- Les caractéristiques de résistance à l'essai de cisaillement au dispositif TRIAXIAL
La cohésion non drainé C_u sont :

Tableau 2.10- Les caractéristiques de résistance à l'essai de cisaillement au dispositif TRIAXIAL La cohésion non drainé C_u .

SCN°	Profondeur (m)	Type d'essais	Résultats	
			Angle de frottement (φ°)	Cohésion (bars)
05	0.20 – 5.00	UU	0.00	0.343
	8.00 – 13.00	UU	4.9	0.124

2.7.3.9. Caractéristiques Oedométriques :

Les valeurs du coefficient de compressibilité et de gonflement sont données par le tableau 2.11. Ces essais montrent que le sol est entre un sol moyennement compressible et assez fortement compressible. Cela nous mène à faire plus d'attention lors de dimensionnement de la solution de confortement (éventuels tassements des murs de soutènement).

Tableau 2.11- Les valeurs du coefficient de compressibilité et de gonflement.

Sondage	Profondeur (m)	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)	Observation
04	4.00 – 8.65	1.64	16.99	3.71	Sol Moyennement compressible
	8.65 – 12.00	1.76	15.32	2.28	
	12.00 – 20.00	1.43	25.65	2.41	Sol Assez Frottement compressible
05	0.20 – 5.00	1.64	16.32	3.97	Sol Moyennement compressible
	5.00 – 8.00	1.55	18.32	3.06	
	8.00 – 13.00	1.02	23.65	4.69	Sol Assez Frottement compressible

2.7.3.10. Analyse chimique

Les résultats des analyses chimiques sommaires sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 2.12- Les résultats des analyses chimiques sommaires.

Résultats exprimés en % et en poids					
Sondages	Profondeur (m)	Sulfates SO ₄ --	Carbonates CaCo ₃	Chlorures Cl - « Solubles dans l'eau »	Matières organiques
04	4.00 - 8.65	Traces	00.40	00.28	-
	8.65-12.00	-	03.40	-	-
	12.00-20.00	-	01.40	-	-
05	0.20 – 5.00	Traces	02.40	0.24	-
	8.00 – 13.00	Traces	04.60	0.28	-
	13.00 – 20.00	Traces	08.80	0.28	-

- ❖ Agressivité NULLE selon NFP 18-011 du 12/2009.

2.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté la commune d-'El hadaik sur le plan géologique, topographique. En suite nous avons présenté les résultats qui nous ont permis la classification sismique du site selon le RPA/2003.

La description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ, contextes : topographique, géologique, géomorphologique les recommandations concernant le type et la profondeur d'ancrage des fondations.



Chapitre 03

Rapport d'étude de confortement

3.1. Introduction

Le présent chapitre comporte une étude de traitement d'un glissement du terrain au niveau de 50 Logts, Elhadaik, Skikda. D'après les investigations géotechniques réalisées sur site par le laboratoire. le terrain en question est formé principalement d'une couche de remblais et d'alternance des couches d'argiles limono-sableuse et d'argile marneuse verdâtre et de marne très compacte.

L'objectif de cette étude est l'analyse de la stabilité globale du site par un calcul numérique en éléments finis afin de déterminer le facteur de sécurité et de cerner les causes principales déclenchant ce glissement de terrain. Ensuite, un système de confortement adéquat sera proposé pour assurer la stabilité globale du site.

3.2. Description du glissement

Suite à nos observations visuelles sur les photos du site de la Figure 2.3 nous avons constaté des fissures centimétriques sur le pied de talus (voir Figure 2.3). Sur ce dernier des travaux de terrassements récents ont été réalisés. Ces fissures sont attribuées à un glissement de terrain provoqué par la suppression de butée en pied du talus lors de terrassements exécutés. Ces fissures se propagent avec une vitesse relativement élevée ce qui menace la stabilité globale du site. Pour ces raisons une étude de stabilité globale du site doit être réalisée avec proposition de système de confortement afin de protéger les blocs qui sont construits en tête du talus et assurer la stabilité des blocs qui seront construits prochainement. La Figure 3.1 présente une illustration schématique du site en question.

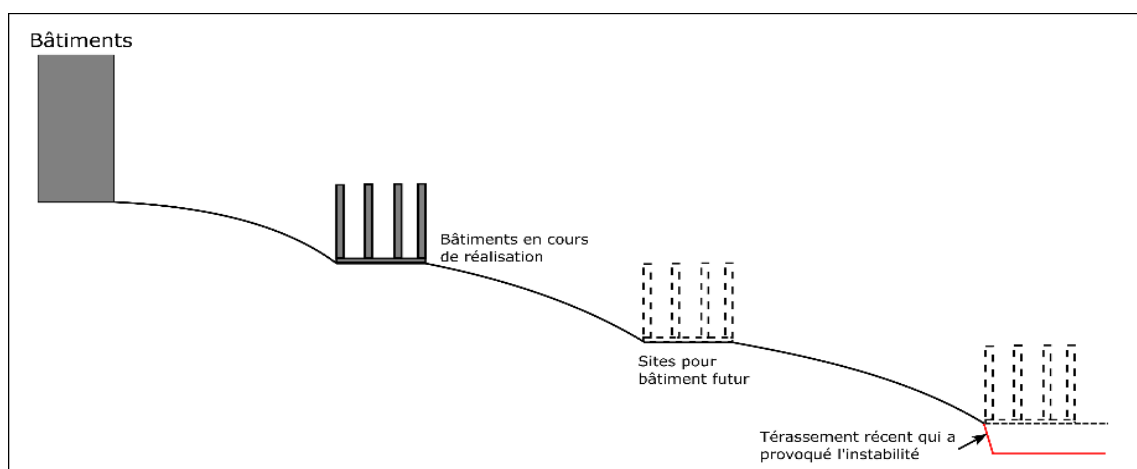


Figure 3.1 - Illustration schématisée du site du glissement

3.3. Etude de stabilité

Afin de matérialiser la ligne de rupture d'une éventuelle instabilité et de calculer le coefficient de sécurité du talus vis-vis de glissement de terrain, un calcul par logiciel doit être réalisé. Pour cela, nous avons procédé à la modélisation numérique du problème, par le biais du logiciel PLAXIS 2D.

3.3.1. Stabilité de l'état actuel du site

La Figure 3.2 présente le modèle géométrique adopté pour l'analyse numérique de talus à l'état actuel. Il est de 115 m de largeur et 62m de hauteur. La géométrie du modèle a été adoptée conformément au levé topographique réalisé sur terrain.

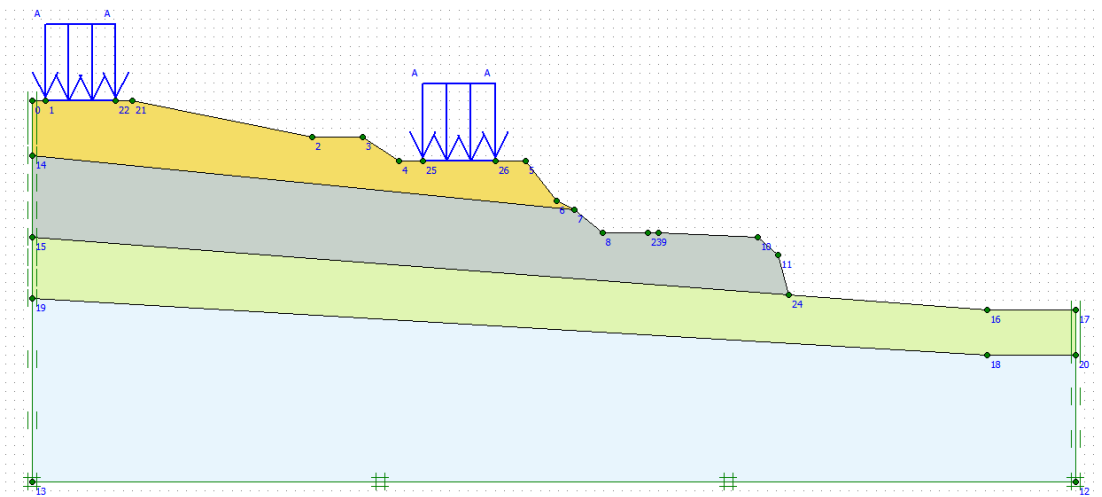


Figure 3.2 - Modèle géométrique de l'état initial

La modélisation numérique est effectuée par rapport aux hypothèses suivantes :

- Les conditions aux limites adoptées pour les analyses numériques permettent d'éliminer l'effet de bord sur les résultats de calcul.
- Le sol a été considéré dans son état à long terme (en contraintes effectives)

Le modèle de comportement utilisé dans les calculs est un modèle élasto-plastique parfait régi par le critère de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques physiques et mécaniques des sols ont été estimées à partir des résultats des essais au laboratoire et des essais *In-Situ* réalisés par le laboratoire. Les valeurs retenues pour les calculs sont présentées dans le tableau 3.1:

Tableau 3. 1- Caractéristiques physiques et mécaniques des sols

Couche N°	Nature	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	φ (°)	C (kN/m ²)	ψ (°)	E (kN/m ²)	ν
1	Argile limoneuse	20	18	15	20	0	8000	0.30
2	Argile limono-sableuse-graveleuse	21	18	17	20	0	8000	0.30
3	Argile Marneuse	18	16	20	22	0	10000	0,30
4	Marne très compacte	21,8	19,4	25	60	0	12000	0,30

3.3.2. Maillage adopté

Le maillage a été fait par de 700 éléments triangulaires de 6000 nœuds de haute précision (Figure 3.3)

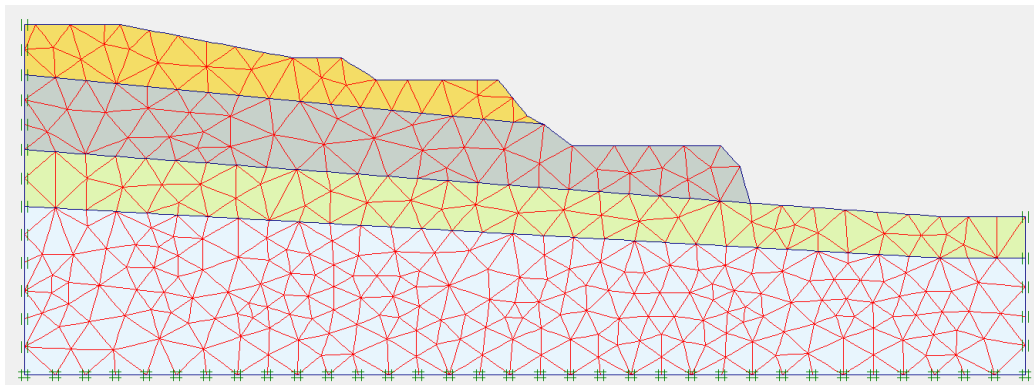


Figure 3.3- Maillage adopté

3.3.3. Procédure de calcul

Des calculs élastoplastiques ont été effectués en déformation plane à partir d'une initialisation des contraintes hydrostatiques en considérant le cas le plus défavorable. Les contraintes initiales effectives ont été calculées par un chargement gravitaire, et le coefficient de sécurité a été calculé par la méthode de réduction des paramètres de résistance du sol. Le coefficient de sécurité a été calculé premièrement dans l'état actuel du talus (sans traitement) ensuite en considérant les blocs prévus, et enfin dans le cas du talus renforcé.

3.4. Résultats et discussions

3.4.1. Modélisation du site sous son état actuel

La Figure 3.4 montre le mécanisme de glissement de l'état actuel du site.

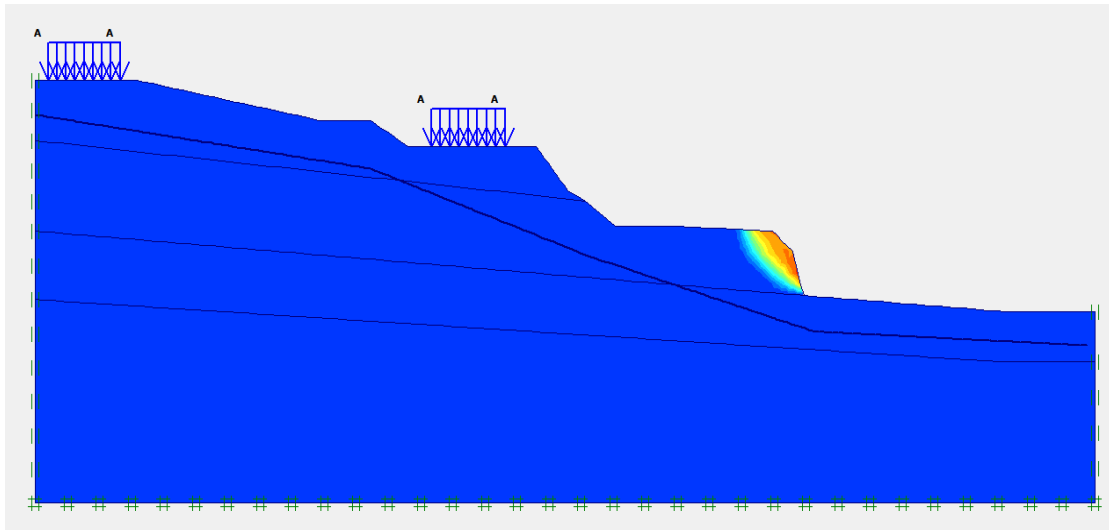


Figure 3.4- Mécanisme de glissement de l'état actuel

Le facteur de sécurité minimal correspondant à cette surface critique est $F_s=0,99$. Le talus est par conséquent classé instable. Il peut être conclu donc la suppression d'une petite masse de sol en pied du talus a entraîné le glissement. Il peut être observé aussi que la masse de sol glissée laisse former un talus plus raide, c'est ce qui entraîne d'autres glissements par récurrence. Ce constat explique la morphologie du glissement observée sur le site, montrée sur les photos de la Figure 2.3.

Il est évident qu'un glissement de terrain résulte souvent d'un concours de circonstances, la présence de l'eau est l'un des facteurs déclencheurs et qui pourrait être une autre cause de glissement.

3.4.2. Modélisation du site après la construction des blocs prévus sur la 3eme banquette

Des blocs de R+5 sont prévus sur la 3eme banquette. Pour cela une modélisation du site en prenant en compte ces blocs est nécessaire. La Figure 3.5 présente la géométrie du site utilisée dans la modélisation de cette nouvelle situation.

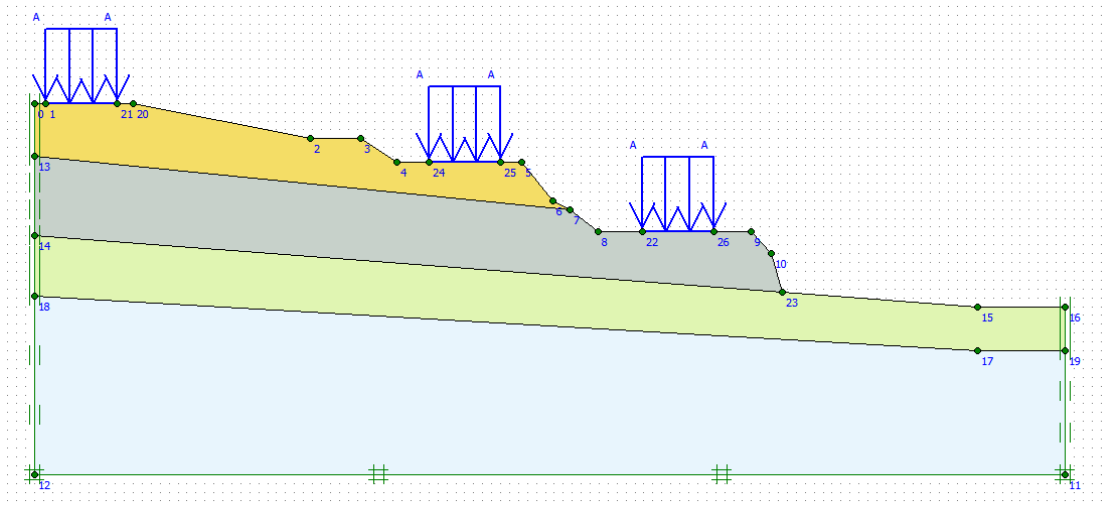


Figure 3.5 : Géométrie du site avec prise des blocs prévus sur la 3ème banquette

La Figure 3.6 montre le mécanisme de glissement du site après la construction des blocs prévus sur la 3ème banquette. Le facteur de sécurité minimal correspondant à cette surface critique est $F_s=0,91$ soit une baisse d'environ de 0,08 sur le facteur de sécurité comparant avec celui de l'état actuel. Le talus est par conséquent classé également instable. Ce facteur peut baisser plus dans le cas d'une éventuelle augmentation de niveau de la nappe d'eau. Il est donc nécessaire d'adopter une solution de confortement avant la construction de ces blocs afin d'assurer leur stabilité ainsi que la stabilité globale du site.

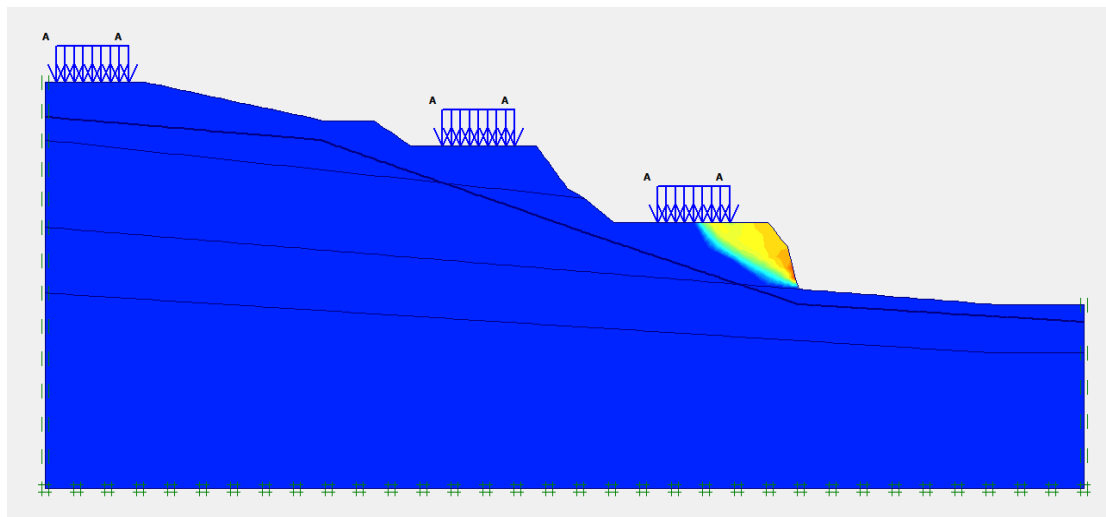
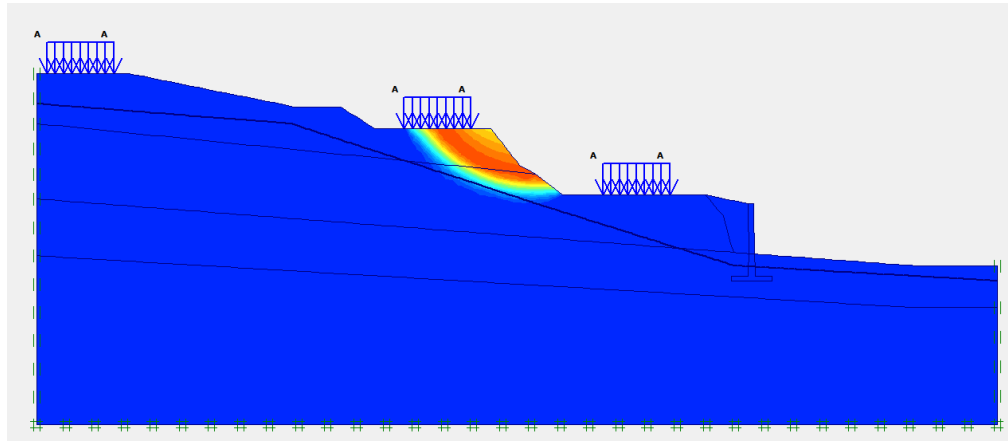


Figure 3.6 : Mécanisme de glissement du site avec prise des blocs prévus sur la 3ème banquette

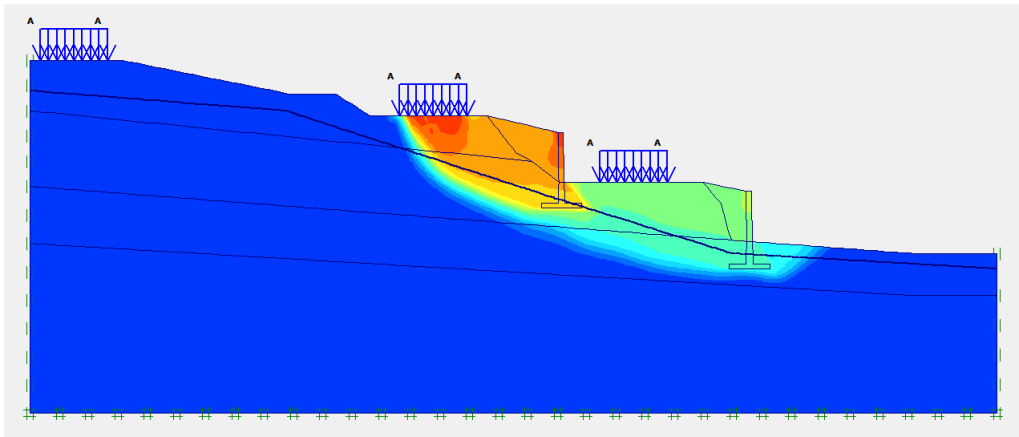
3.5. Système de confortement proposé

Afin d'assurer la stabilité globale du site une série de calculs a été réalisé sur le logiciel Plaxis afin de trouver le système de confortement adéquat. En tenant compte des causes du glissement, le système de confortement le plus intuitif dans cette situation est la construction des murs de soutènement pour substituer la butée enlevée, tout en plaçant un système de drainage adéquat pour drainer au moins les eaux pluviales et les empêcher de s'infiltrer dans le talus.

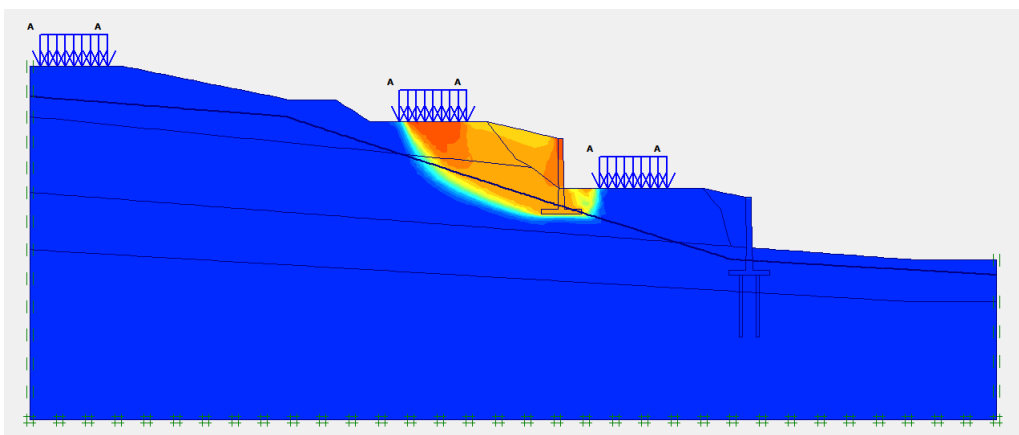
La Figure 3.7 présente les résultats des calculs réalisés. Il s'agit des différents mécanismes de glissement des différentes configurations testées avec leurs facteurs de sécurité. Nous observons que les trois configurations testées ne fournissent pas une stabilité acceptable du site malgré la mise en place de deux murs de soutènement dont un mur est fondé sur des pieux sur le la marne. Pour cela nous avons opté pour la solution de la mise en place de deux murs de soutènement fondés sur des pieux ancrés dans le bon sol (la marne). La Figure 3.8 présente la géométrie considérée pour cette configuration. La Tableau 3.2 présente les caractéristiques géométriques des murs adoptés dans cette étude :



Facteur de sécurité $F_s = 1,1 < 1,5$ (stabilité précaire)



Facteur de sécurité $F_s = 1,3 < 1,5$ (stabilité précaire)



Facteur de sécurité $F_s = 1,36 < 1,5$ (stabilité précaire)

Figure3. 7 – Mécanismes de ruptures des différentes configurations de renforcement testées

Tableau 3.2 – Caractéristiques géométriques des murs de soutènement

Désignation	Hauteur de rideau (m)	Epaisseur de la fondation superficielle(m)	Ancrage de la fondation superficielle(m)	Profondeur des pieux(m)
Mur 1	6	0,5	3	8
Mur 2	6	0,5	3	10

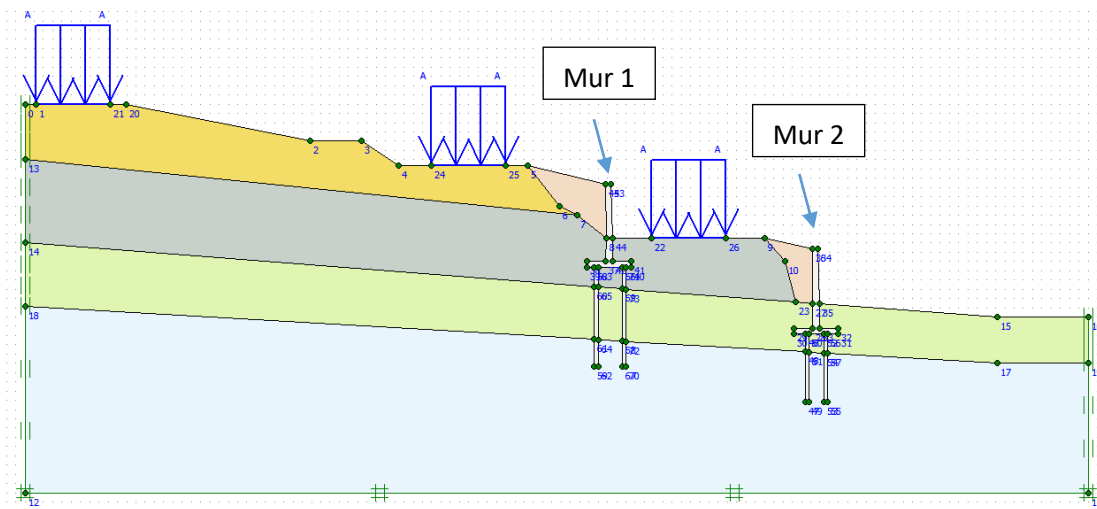


Figure 3.8 – Géométrie du site avec les solutions adoptées

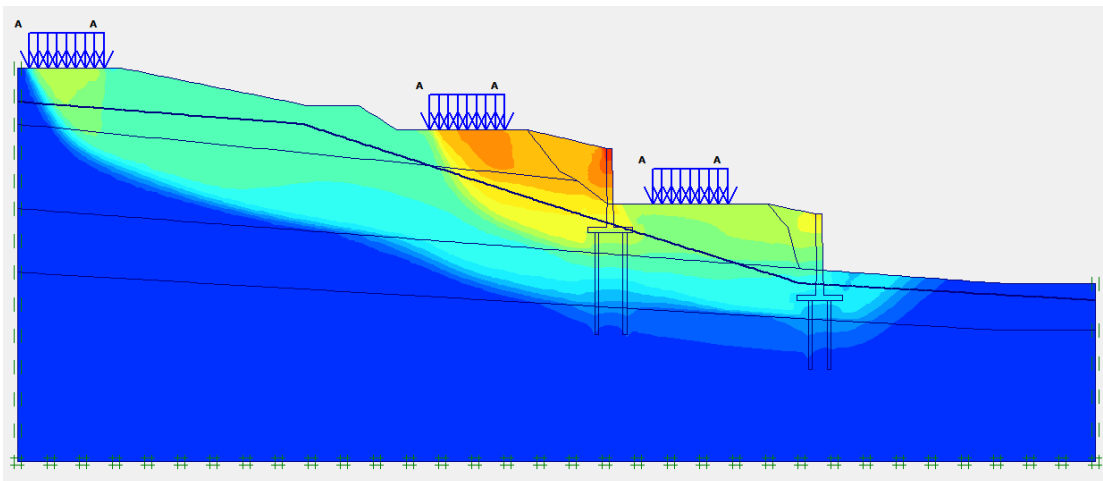


Figure 3.9 – Mécanisme de glissement du site avec les solutions adoptées

La Figure 3.9 présente le mécanisme de glissement en considérant les deux murs fondés sur pieux dans le bon sol. Le facteur de sécurité trouvé égal à 1,6 ce qui nous indique que le site est stable avec cette solution. Cependant il faudrait prendre en compte certaines précaution lors de l'exécution de cette solution à savoir :

- Le creusement des fouilles des fondations du mur peut provoquer l'instabilité du talus, il est donc fortement recommandé de mettre en place des palplanches, en variante location, étant donné qu'il y a une possibilité de les récupérer une fois la solution définitive est réalisée ;
- Il est nécessaire de ne pas laisser le temps entre le creusement de la fouille et le coulage du béton de fondation, en particulier si le bon sol est profond.

3.6. Drainage de l'eau derrière les murs

En géotechnique, il est clair que l'un des facteurs les plus importants dans les désordres et les instabilités des terrains est la présence d'eau. De ce fait la conception d'un système de drainage appropriée est plus qu'une nécessité. L'eau existe sous des formes superficielles et souterraines. Pour cela nous recommandons de mettre en œuvre un système de drainage adéquat, et cela comme suit :

- Réalisation d'un drain collecteur composé de graviers 40/60 ou 15/25 + PEHD 200 perforé, le tout enrobé d'un géotextile de filtration de type NT pour rabattre au maximum le niveau de la nappe d'eau et collecter les eaux derrière l'ouvrage de confortement.
- Réalisations de cunettes et d'avaloirs pour l'éventuelle future chaussée de la route amont pour collecter les eaux superficielles et les évacuer du talus selon les normes actuelles.

3.7. Conclusions et recommandations

L'étude du glissement et l'interprétation des ruptures ont été basées sur :

- Les observations de terrain
- L'examen de la situation de la région
- Les résultats du rapport géotechnique établi par le laboratoire
- La modélisation numérique par logiciel

Après une analyse approfondie de ces informations, il ressort que l'instabilité s'est manifestée suite à l'élimination de la butée en pied du talus à cause des terrassements exécutés, et par la pente forte du talus qui est à l'origine de la perte considérable de la résistance au cisaillement du sol.

Le calcul de stabilité à l'aide du logiciel PLAXIS 2D révèle que le talus étudié, présente des résultats de calcul de coefficient de sécurité de deux situations à savoir ; un talus à l'état actuel ou le facteur de sécurité trouvé égal à 0,99 ce qui reflète un état instable, et un talus modélisé en considérant les blocs prévus sur la 3eme banquette où le facteur de sécurité trouvé égal à 0,91 qui reflète également un état instable.

De ce fait, un confortement est indispensable pour assurer la stabilité du talus.

Le confortement proposé et vérifié consiste en l'édification de deux murs de soutènement fondés sur pieux installés respectivement sur la 3eme et 4eme banquette. Le mur N°1 est de rideau de hauteur 6m (plus une fondation de 0,5m d'épaisseur) fondés sur des peux de 10m de

profondeur, et le mur N°2 est de rideau de hauteur 6m (plus une fondation de 0,5m d'épaisseur) fondés sur des peux de 10m de profondeur, (les positions des murs sur le site sont indiquées sur la Figure (3.9). Sur les têtes des murs il est fortement conseillé de mettre un garde-corps d'environ 1m de hauteur.

Notre projet de fin d'étude concerne l'étude du glissement survenu au niveau de 50 Logts, Elhadaik, Skikda. 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 et géotechniques.

Cette étude nous a permis de rassembler plusieurs connaissances sur le glissement de terrain. Les causes de glissement de terrain, les différentes approches de calcul et l'estimation de la stabilité des talus.

L'analyse d'un glissement de terrain nécessite une reconnaissance géotechnique fine du site pour le but de localiser parfaitement la surface de rupture probable dans les talus. Ceci permet de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur et identifier les causes de rupture (surcharges, écoulements d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel). Ces informations sont nécessaires pour dimensionner l'élément de confortation.

Le calcul de stabilité à l'aide du logiciel PLAXIS 2D révèle que le talus étudié, présente des résultats de calcul de coefficient de sécurité de deux situations à savoir ; un talus à l'état actuel ou le facteur de sécurité trouvé égal à 0,99 ce qui reflète un état instable, et un talus modélisé en considérant les blocs prévus sur la 3eme banquette où le facteur de sécurité trouvé égal à 0,91 qui reflète également un état instable.

De ce fait, un confortement est indispensable pour assurer la stabilité du talus.

Le confortement proposé et vérifié consiste en l'édification de deux murs de soutènement fondés sur pieux installés respectivement sur la 3eme et 4eme banquette. Le mur N°1 est de rideau de hauteur 6m (plus une fondation de 0,5m d'épaisseur) fondés sur des peux de 10m de profondeur, et le mur N°2 est de rideau de hauteur 6m (plus une fondation de 0,5m d'épaisseur) fondés sur des peux de 10m de profondeur, (les positions des murs sur le site sont indiquées sur la Figure (3.9)). Sur les têtes des murs il est fortement conseillé de mettre un garde-corps d'environ 1m de hauteur. Nous recommandons ainsi de :

- Mettre en place des palplanches, lors de creusement des fouilles des fondations, en variante location, étant donné qu'il y a une possibilité de les récupérer une fois la solution définitive est réalisée. Cela est afin d'assurer la stabilité lors de ces travaux ;

- Ne pas laisser le temps entre le creusement de la fouille et le coulage du béton de fondation, en particulier si le bon sol est profond.
- Installer un système de drainage adéquat derrière chaque rideau du mur ;

Le remplissage derrière le rideau du mur doit se faire en remblai de bonnes caractéristiques mécaniques, de préférence en TVO.

Références bibliographiques

- [1] M ARTIN P. Ces Risques Que L'on Dit Naturels. Edition Eyrolles. 2007.
- [2] BENKECHKACHE I. Investigation De La Dégradation Du Cadre Bâti Sous L'effet Du Glissement De Terrain Cas De Constantine. Mémoire De Magister, Université De Mentouri, Constantine. 2012.
- [3] POLLET N. Mouvement Gravitaires Rapides De Grandes Masses Rocheuses. Thèse De Doctorat. Ecole National Des Ponts Et Chaussées De Paris. 2004.
- [4] MEZHOUD L. La Vulnérabilité Aux Glissements De Terrain Et Les Enjeux Dans La Partie Ouest Et Sud-Ouest De La Ville De Constantine. Mémoire De Magister, Université Mentouri Constantine. 2004.
- [5] Guerfi.H. Stabilisation Des Talus Renforcés Par Pieux. Mémoire De Magister, Université de El Hadj Lakhdar. Batna. 2012.
- [6] : ANALYSE DE STABILITÉ DES PENT ; Développement Des Méthodes D'analyse ; ESGCI 730 -RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT.
- [7] : G. PILOT ; Calcul De La Stabilité Des Pentes.
- [8] : G. fillat,(1981) , Costet (1983).
- [9]BAAZIZ S. Modélisation Numérique Des Ouvrages De Soutènement En Sol Renforcé.Mémoire Présenté En Vue De L'obtention Du Diplôme Magister, Université Mohamed Khider Biskra. (2012).
- [10] Schlosser F. Et Juillie Y.Murs Et Ecrans De Soutènement , Techniques De Lingenieur , Traite De Construction C 244.
- [11] Tacent J. Et Philippe G. Ouvrages De Protection Contre Les Risques Naturels Et Ouvrags En Sites Instables, Renforcement Par géosynthétiques. Cemagref, 92p. 25-26 (2000).
- [12] Richard J.B Trduit Par François C. Fonction Des Géosynthétiques . Societé Internationale Des géosynthétiques(IGS).