

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
République algérienne démocratique et populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
جامعة محمد الصديق بن يحي

Faculté des Sciences et de la technologie  
Département de génie civil et hydraulique



**Mémoire de Fin d'Etudes en vue de l'obtention**

**Du diplôme de Master**

Filière : Génie Civil

Option : Géotechnique

**Thème**

**Traitement et renforcement de la stabilité d'un terrain cas de front de mer (cornich) à l'ouana**

**Membres de Jury :**

BEN MESSOUD Sabah

ARABET Leila

TEKKOUK Mustapha

Présidente

Examineur

Encadreur

**Présenté par :**

HAMDI Warida

KHELLOUFI Zina

Année Universitaire 2021-2022

## **Remerciement :**

*Louange et grand remerciement à ALLAH qui nous a donné la santé, la sagesse et le pouvoir de faire ce travail.*

*Tout d'abord nous remercions le bureau d'études du CTP qui nous a aidé à mener à bien notre projet final, très reconnaissant envers ses responsabilités pour l'accueil et leur confiance en nous.*

*Nous voudrions remercier, notre encadrant MR. TEKKOUK Moustafa pour la qualité d'encadrement, patience et disponibilité. Nous adressons également nos remerciements particuliers au professeur MESSIOUD Saleh pour tous ses efforts et son dévouement à son travail. Aussi, n'oubliez pas de remercier les enseignants respectés : LAUCHE Mohamed et ABDI Ishak.*

*Un merci également aux membres du jury, le président et l'examineur pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'évaluer notre travail.*

*Enfin, nous adressons un grand merci à nos parents pour leurs soutiens, encouragement et leurs patiences. Nous remercions tous les familles et tous les amis et tous ceux qui nous ont donné de l'espoir avec un mot.*

*Merci à vous tous.*

## ***Dédicace***

*À ma mère*

*« Tu m'a donné la vie, la tendresse, et le courage pour réussir, tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte,*

*En témoignage je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée »*

*A mon père*

*« L'épaule solide, l'œil attentif compressifs et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie. »*

*Mes frères et mes sœurs,*

*Et toute ma famille.*

*A mes amies.*

*Et moi !*

*A toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail.*

*A toutes mes collègues de master 2 Géotechnique.*

*Warda.*

## ***Dédicace***

*Je dédie mon projet de fin d'étude :*

- *A mes chers parents « Hocine et Zahira », qui étaient ma raison d'être aujourd'hui..., qui étaient et sont toujours la lumière brillante dans les ténèbres qui ont consacré toute leur vie à me donner les meilleures choses de cette vie.*
- *Aux deux belles sœurs et meilleures compagnes de cheerleading de ma vie « Hadjiba et Tahani ».*
- *A mes frères « Basset, Ahmed et Hakim », qui m'ont été d'un grand soutien dans cette vie. Et à la femme de mon frère « Zohra », qui nous a fait un magnifique cadeau, la belle fille « Norhan ».*
- *A mon fiancé qui a toujours été à mes côtés. Je n'oublierai pas ma belle amie « Meriem », qui m'a été d'un grand soutien moral.*

*A tous ceux qui, par un mot, m'ont donné la force de continuer...*

*Zina.*

## Résumé :

Le traitement et le renforcement des sols est un processus essentiel pour la construction de diverses structures et pour éviter les risques naturels causés par le mouvement de terrain, y compris les glissements. Des études sont menées par des ingénieurs géotechniciens pour trouver une solution à ce phénomène, parmi ces études figure la stabilisation et le renforcement des pentes.

Ce mémoire vise à mieux comprendre le comportement du mouvement de terrain, avec des méthodes de calcul de FELLENIUS et BISHOP pour l'étude de la stabilité. Il donne également un bref aperçu du calcul numérique dans les deux programmes PLAXIS et SLIDE pour étudier la stabilité des pentes. En calculant la valeur du facteur de sécurité pour assurer la stabilité du sol ou pour trouver la solution optimale pour éviter les problèmes d'effondrement.

## Abstract:

The consolidation and treatment of the floor is an essential process for the construction of various structures and to avoid the natural hazards caused by the movement of the earth, including landslides.

This thesis aims to better understand the behavior of the Earth's motion with the introduction of FELLENIUS and BISHOP calculation methods for the study of stability. It also provides a brief overview of the numerical calculation using the two programs PLAXIS and SLIDE to study the stability of slopes by calculating the value of the stability factor to ensure the stability of the floor or to find the optimal solution to avoid the problems of collapse.

## الملخص

ان تعزيز ومعالجة الارضية عملية اساسية لإنشاء مختلف الهياكل وتفادي المخاطر الطبيعية الناجمة عن حركة الارض منها الانهيارات الارضية, يتم اجراء الدراسات من قبل المهندسين الجيوتقنيين لإيجاد حل لهذه الظاهرة, من بين هذه الدراسات تثبيت المنحدرات و تعزيزها.

تهدف هذه الاطروحة الى فهم سلوك حركة الارض بشكل افضل مع تقديم طرق الحساب (Fellenius و Bishop) لدراسة الاستقرار. كما تقدم لمحة موجزة للحساب العددي بالبرنامجين PLAXIS و SLIDE لدراسة استقرار المنحدرات وذلك بحساب قيم عامل الاستقرار للتأكد من استقرار الارضية او ايجاد الحل الامثل لتفادي مشاكل الانهيارات.

**Abréviations :**

C : Cohésion.

Cc : Coefficient de compressibilité.

C' : Cohésion effective.

E : Module d'Young.

Fs : Coefficient de sécurité.

F : Force stabilisante.

H : Effort horizontal.

IP, (IC) : Indice de plasticité, (de consistance).

Kh, (Kv) : Coefficient sismique horizontal, (vertical).

M0: Moment résultant.

N : Force normale.

Pc, (PG) : Pression de consolidation, (de gonflement).

Rp : La résistance de pointe.

Sr: Degré de saturation.

T<sub>max</sub> : La résistance au cisaillement.

T : Réaction tangentielle.

V : Effort vertical.

WL, (WP) : Limite de liquidité, (de plasticité).

Wnat, (Wsat) : Teneur en eau naturelle, (de saturation).

$\phi$  : Angle de frottement interne en degré.

$\phi'$  : Angle de frottement effectif.

$\sigma$  : Contrainte totale.

$\sigma'$  : Contrainte effective.

$\alpha$  : L'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale.

$\beta$  : Inclinaison de la pente.

$\sigma$  : Contrainte totale.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\gamma$  : Poids volumique.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide.

$\gamma_d$  : Poids volumique sec.

## **Table des matières**

Introduction générale .....	1
<b>Chapitre I : Présentation Et Etude du site</b>	
I. Introduction .....	2
I.1. Cadre géographique .....	2
I.2. Orographie .....	2
I.3. Orographie de la région d'El Ouana .....	3
I.4. La couverture végétale.....	4
II.1 Géologie régionale .....	5
II.2 Litho stratigraphie de la région d'El Ouana ;.....	6
II.2.1. Le Quaternaire.....	7
II.2.1 Les dépôts de l'Oligo-miocène-kabyle (OMK) .....	7
II.2.1.1. Description des faciès de l'OMK.....	8
II.2.3. Les roches magmatiques: .....	10
II.3 Phases tectoniques.....	10
II.3.1. Principales phases : .....	10
II.3.2. La fracturation .....	11
II.4. Le magmatisme .....	12
II.5. La sismicité .....	12
II.6. Etat actuel des lieux.....	14
III.1 Hydrologie .....	15
III.1.1. Les bassins versants .....	15
III.2 Climatologie.....	16
III.2.1. Les vents: .....	16
III.2.2. La température .....	17
III.2.3. L'humidité: .....	17
III.2.4 Pluviométrie .....	18
III.2.4.1. Pluviométrie mensuelle.....	19
III.2.4.2. Pluviométrie saisonnière .....	19
IV. Etude Géotechnique.....	21
IV.1.Généralités: .....	21
IV.2 Compagnes de reconnaissance.....	23
IV.2.1 Reconnaissance visuelle du site.....	23
IV.2.1.1. Signes d'instabilité en zone Est .....	24

IV.2.1.2. Signes d'instabilité en zone Ouest.....	25
IV.3 Programme de reconnaissances :.....	25
IV.3.1. Essais pénétration dynamique :.....	26
IV.4. Sondages carottés : .....	29
IV.5. Essais au laboratoire .....	32
IV.6 Le problème dans le site .....	35
IV.6.1. Causes probables et première conclusion sur le site.....	35
IV.7.Conclusion .....	36

## **Chapitre II: Etude de la stabilité**

II. Introduction.....	37
II.1 Notion de coefficient de sécurité:.....	37
II.2 Modèles numériques et géométries.....	39
II.2.1Présentation de PLAXIS 2D.....	40
II.2.1.1Modélisation numérique section 1: .....	40
II.2.1.2 Modélisation du talus section 2:.....	46
II.2.2 Présentation du logiciel SLIDE:.....	53
II.2.2.1. Modélisation du talus en section 1 par logiciel SLIDE:.....	55
II.2.1.2. Modélisation du talus en section2:.....	55
II.3. Comparaison des coefficients de sécurité .....	56
II.4. Conclusion.....	57

## **Chapitre III: Renforcement du site**

III Introduction.....	58
III.1 Traitement de la section 1:.....	58
III.1.1. Opération de terrassement.....	58
III.1.2. Opération de drainage .....	58
III.1.3 Opération de confortement .....	58
III.1.3.1. Proposition de confortement .....	59
III.2 Etude de stabilité:.....	59
III.2.1. Mise en place des remblais en pente favorable aménagée.....	59
III.2.2. Talus soutenu par des murs en béton armé .....	59
III.2.3. Drainage à un pré dimensionnement.....	60
III.3 Modélisation de la stabilité par le logiciel PLAXIS .....	61
III.3.1 Calcul de la stabilité.....	61
III.3.1.1. Cas statique .....	61



III.3.1.2. Cas dynamique.....	63
III.4 Confortement section N°2 .....	64
III.4.1 Variante : mur sur pieux .....	64
III.4.1.1. Mur un pré dimensionnement:.....	64
III.4.1.2. Pieux à un pré dimensionnement .....	64
III.4.1.3. Drainage à un pré dimensionnement .....	65
III.5 Modalisation de la stabilité par PLAXIS .....	65
III.5.1 Calcul de la stabilité:.....	65
III.5.1.1. Cas statique .....	65
III.5.1.2. Cas dynamique (avec séisme).....	67
III.5.2. Critères de la solution proposée .....	68
III.6. Conclusion.....	69
III.7. Recommandation.....	69
Conclusion générale.....	73

## Liste des figures

Figure I. 1 Localisation géographique du secteur d'étude .....	2
Figure I. 2 Délimitation du secteur étudié. (Image Google Earth).....	3
Figure I. 3 Carte hypsométrique de la wilaya de Jijel.....	3
Figure I. 4 Orographie et pentes de la région d'El Ouana .....	4
Figure I. 5 Unités géologiques des Magrébides (Domzig, 2006) .....	5
Figure I. 6 Les Magrébides et la disposition de leurs différentes unités en Algérie du Nord (Durand Delga, 1969) .....	6
Figure I.7 Carte géologique de la région d'El Ouana .....	6
Figure I.8 Matrice de l'Oligo-miocène kabyle (OMK).....	8
Figure I.9 Molasse de l'OMK à l'entrée d'El Ouana.....	9
Figure I.10 Fracturation de la région d'El Ouana .....	11
Figure I.11 Carte sismique de l'Algérie selon RPA version 2003.....	13
Figure I.12 Présentation géologique simplifiée du site étudié - El Ouana- Jijel.....	14
Figure I.13 Vue panoramique des principales formations géologiques à El Ouana .....	14
Figure I.14 Bassins versant du site d'El Ouana .....	15
Figure I.15 Intersection des cours d'eau et de la RN 43. ....	16
Figure I.16 Vitesses moyennes du vent (Période 1999/2008) .....	17
Figure I.17 Répartition mensuelles des températures 1999-2008(Période 1999/2008).....	17
Figure I.18 Variations inter mensuelles du taux d'humidité (Période 1999/2008).....	18
Figure I.19 Répartition de la précipitation annuelle dans la wilaya de Jijel (ANRH, 1996) ....	18
Figure I.20 Variations pluviométriques inter mensuelles (Période 1999/2008) .....	19
Figure I.21 Valeurs et taux pluviométriques saisonniers à Jijel (Période 1999/2008).....	19
Figure I.22 Intersection des cours d'eau et de la RN 43. ....	20
Figure I.23'altération chimique .....	22
Figure I.24 Effets de l'eau sur un granite sain et produits d'altération.....	22
Figure I.25 Section principale du site du projet .....	23
Figure I.26 Traces d'instabilités en aval de l'esplanade .....	24
Figure I.27 Traces d'instabilités au niveau de l'esplanade .....	24
Figure I.28 Effondrement de l'ancienne esplanade et escarpements Au niveau de la section 2 .....	25
Figure I.29 Détachement du mur « Aile d'ouvrage » .....	25
Figure I.30 les sondages carottés dans le site.....	26

Figure I.31 Matériaux gréseux de taille variée noyés dans la maolasse .....	28
Figure I.32 Profondeurs atteintes par les pénétromètres.....	28
Figure I.33 Essais pénétrométriques .....	29
Figure I.34 Inventaire des points d'essais in situ.....	30
Figure I.35 Carottes prélevées au niveau du SC1 .....	30
Figure I.36 Colonne lithologique du Sondage carotté n°1.....	31
Figure II.1 Géométrie du modèle en section N°1 .....	41
Figure II.2 Géométrie du modèle en section n°1 Avec de la nappe phréatique.....	41
Figure II.3 Zone de rupture de la section 1 .....	42
Figure II.4 Capture d'écran donnant la valeur du Fs calculé.....	42
Figure II.5 Présent le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U (m) .....	43
Figure II.6 Contrainte de cisaillement en fonction la distance horizontale(m).....	43
Figure II.7 Représente la valeur de coefficient de sécurité.....	45
Figure II.8 Capture d'écran donnant la valeur de Fs calculé .....	46
Figure II.9 Présent le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total.....	47
Figure II.11 Modélisation de talus section N°2 .....	48
Figure II.12 La nappe phréatique.....	48
Figure II.13 Zone de rupture.....	48
Figure II.14 Capture d'écran donnant la valeur de Fs en section 2 .....	49
Figure II.15 Présente le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U (m).....	49
Figure II.16 Contrainte de cisaillement en fonction la distance horizontale(m).....	50
Figure II.17 Capture d'écran donnant la valeur de Fs en section 2 .....	51
Figure II.18 Présente le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U (cm).....	51
Figure II.19 Contrainte de cisaillement en fonction la distance horizontale(m).....	52
Figure II.20 Modélisation de la section 1 .....	53
Figure II.21 Calcul de Fs par la méthode de FELLENIUS.....	54
Figure II.22 Calcul le facteur de sécurité par la méthode de Bishop .....	54
Figure II.23 Modélisation de la section 2 .....	55
Figure II.24 Calcul le facteur de sécurité par la méthode de FELLENIUS .....	55
Figure II.25 Calcul le facteur de sécurité par la méthode de Bishop .....	56
Figure III.1 : Profil de la section 1 .....	60
Figure III.2 : Modélisation de la stabilité du talus par PLAXIS .....	61
Figure III.3-a : Zone de rupture après renforcement - Cas statique.....	61

Figure III.3-b : Zone de rupture après renforcement - Cas statique.....	61
Figure III.4 : Capture d'écran montrant la valeur du Fs calculé après renforcement (Cas statique) .....	62
Figure III. 5 : Variation du facteur de sécurité MsF et du déplacement total U (m).....	62
Figure III.6 : Comparaison des coefficients de sécurité.....	63
Figure III.7 Facteur de sécurité - Méthode de FELLENIUS .....	63
Figure III.8 Facteur de sécurité - Méthode de Bishop .....	63
Figure III.9 Solution préconisée pour la stabilité de la section 2.....	64
Figure III.10 : Modalisation de la stabilité de talus par PLAXIS .....	65
Figure III.11 : Zone de rupture après renforcement.....	66
Figure III.12 : Capture d'écran donnant la valeur du Fs après renforcement .....	66
Figure III.13 : Evolution du facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U (m)...	67
Figure III.14 : Valeur du Fs -Méthode de FELLENIUS .....	67
Figure III.15 : Valeur du Fs -Méthode de Bishop.....	68
Figure III.16 : Comparaison des coefficients de sécurité.....	69
Figure III.17 : Consistance des travaux .....	72

## Liste des tableaux

Tableau I.1 résistance en point pénétrométrique .....	27
Tableau I.2 Résultats des essais d'identification .....	32
Tableau I.3 résultats des limites d'atterberg .....	33
Tableau I.4 : résultats de l'analyse granulométrique .....	33
Tableau I.5 : résultats des essais de cisaillement .....	34
Tableau I.6 : Résultats des essais oedométriques .....	34
Tableau II. 1 : caractéristiques de quelques méthodes de calcul de stabilité .....	38
Tableau II.2 : les caractéristiques géotechniques des couches du talus Section N°1.....	40
Tableau II.3 : les caractéristiques géotechniques des couches du talus Section N°2.....	47
Tableau II.4 : Valeurs du coefficient de sécurité Fs obtenues Par différentes méthodes.....	56
Tableau III.1 Dimensions du mur en béton armé.....	60
Tableau III.2 Critères de la solution proposée .....	68

# *Introduction*



Une étude géotechnique est une étude des sols de terrain. Elle sert à deux choses, La première est de déterminer les caractéristiques mécaniques des terrains qui vont être amenés à supporter une construction, la deuxième est d'évaluer les risques naturels recensés dans l'environnement autour du terrain et les impacts que cela pourrait avoir sur la future construction.

Les risques naturels sont des mouvements de terrain (ou instabilité), Ils sont regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les mouvements de terrain présentent parfois un danger pour la vie des personnes et les dommages qu'ils occasionnent peuvent avoir des conséquences socio-économiques considérables, ils recouvrent des formes très diverses. Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrains peuvent être distingués :

- Les mouvements lents, qui entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'humain. Ils regroupent principalement les affaissements, les tassements, le fluage, les glissements, le retrait-gonflement ;
- Les mouvements rapides, qui surviennent de manière brutale et soudaine, ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements ou écroulements et les coulées boueuses.

Le présent mémoire développe les grandes lignes qui doivent être empruntées pour traiter un problème de mécanique des sols où des mouvements ce qui s'est passé était un glissement.

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture :

- glissement plan ou translationnel, le long d'une surface plan.
- glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe ;
- glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types.

Ont été constatées et pour lesquels nous sommes appelés à proposer une solution, la mieux adaptée, de stabilisation des lieux étudiés.



*Chapitre I*  
*Présentation et*  
*Etude Du Site*

## I. Introduction :

Dans ce chapitre en divisée le travaille à trois parité :

Partie 1 : Dans cette division, nous avons fait une étude détaillée de la situation géographique de la commune d'EL AOuana et nous avons discuté de ses caractéristiques géologiques, climatiques et topographiques .... Où nous avons recueilli diverses informations liées au site de notre travail (projet front de mer)

Partie 2 : Dans cette Division, nous avons mené des essais géotechniques pour déterminer certaines propriétés du sol du site (des échantillons ont été extraits de différents points)

Partie 3 : Dans cette Division, nous avons déterminé le type de glissement de terrain grâce à ce que nous avons fait dans les études géotechniques, et nous avons identifié certaines des raisons qui ont conduit à ce glissement de terrain.

### I.1. Cadre géographique

Située au Nord du pays, et distante d'environ 359 km de la capitale Alger, 96 km de Bejaïa et 146 km de Constantine, la Wilaya de Jijel couvre une superficie de 2398 km<sup>2</sup>

Faisant partie de la wilaya de Jijel, notre site d'étude est situé à l'Ouest du chef-lieu de la wilaya, au village d'El Ouana (**figure.I.1**). Il s'agit du tronçon appelé « front de mer » qui longe en partie la route nationale 43 (RN 43) (**figure.I.2**)

Faisant face à sa frontière nord, la mer Méditerranée, le site est encadré par les locaux administratifs suivants :

- la daïra à l'Est ;
- la mairie ou APC à l'ouest ;
- la subdivision des travaux publics au sud.

Le tronçon ici étudié est situé entre les coordonnées géographiques suivantes:

X= 732733.66 m E, Y=4072826.50 m N

X= 733414.68 m E, Y= 4072814.62 m N



**Figure I.1** Localisation géographique du secteur d'étude

(Image Google Earth et extrait de la carte topo. de Djidjelli au 1/50.000)



Figure I.2 : Délimitation du secteur étudié. (Image Google Earth)

## I.2. Orographie

Caractérisée par une orographie et un relief très varié où 80 % de sa superficie sont occupés par les montagnes de l’Atlas tellien, la wilaya de Jijel (figure 1.3) est physiquement divisée en deux régions qui sont :

- les plaines
- les montagnes (1200 m Tamesguida , 2004 m Babors)

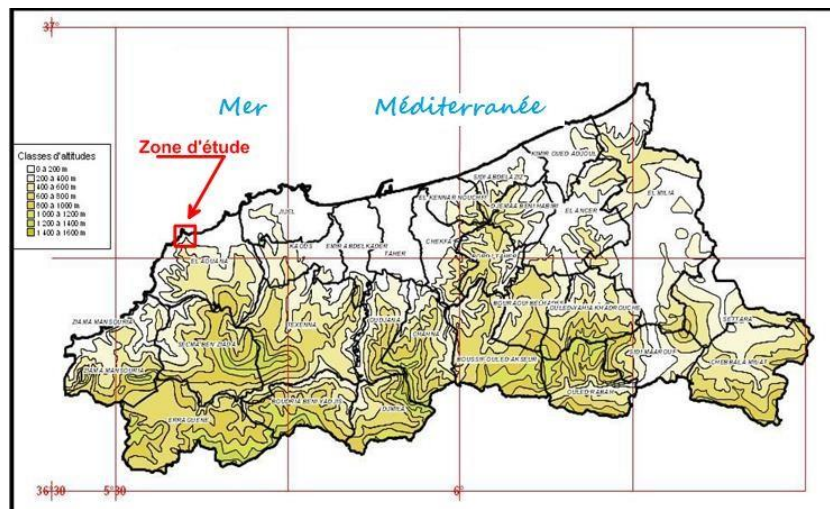


Figure I.3 : Carte hypsométrique de la wilaya de Jijel

## I.3. Orographie de la région d’El Ouana

Coincée à l’Ouest comme dans sa partie méridionale par des reliefs qui ne cessent de s’accroître de la côte au continent, la région Sud et Sud - Ouest d’El Ouana (Figure 1.4) passe par les altitudes les plus modestes (10 à 50 m) aux plus fortes altitudes (300 à 350 m)

En de très courtes distances (à peine 1 km à vol d'oiseau). Ces brusques contrastes topographiques favorisent le ruissellement des eaux de surface et accentuent l'action mécanique de l'érosion des terrains argilo-marneux (meubles) traversés.

L'analyse de la carte présentée en figure laisse apparaître trois principales zones, ce sont :

**Zone 1** : correspondant aux faibles pentes (0 à 10%), cette zone parallèle au rivage s'étale sur presque la moitié de la surface de la carte (**Figure 1.4**).

**Zone 2** : représentant les pentes à valeurs moyennes (10 à 20%) et allongée selon une direction parallèle à la première zone citée, cette zone orientée vers le Nord dans sa partie nord-ouest occupe une importante partie du reste de la carte.

**Zone 3** : représentant la gamme des pentes les plus fortes de notre région (> 20%) cette catégorie occupe timidement le coin Sud-Ouest de la carte.

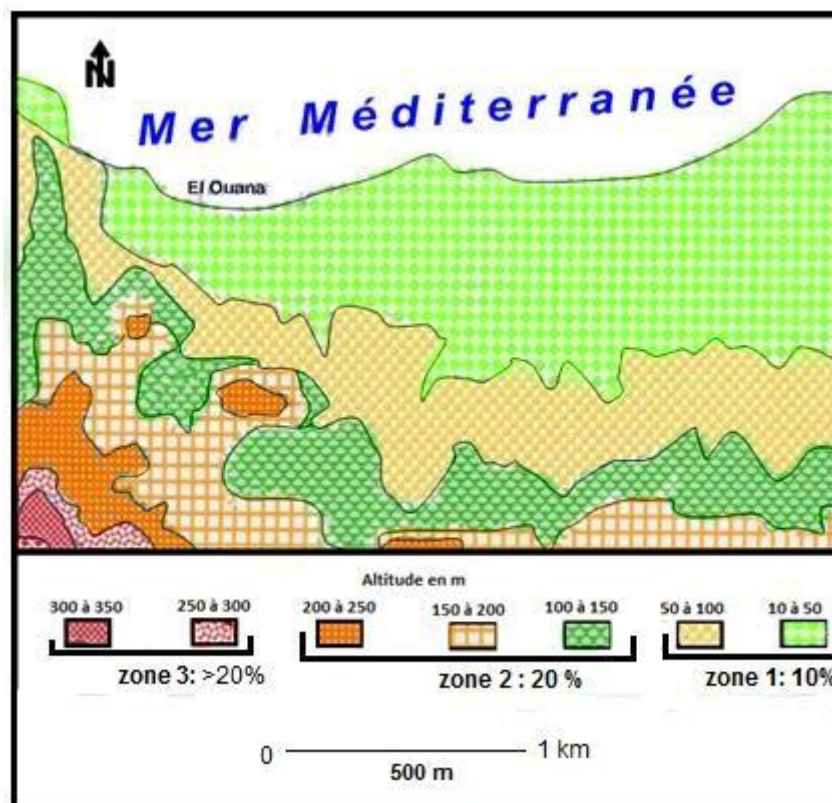


Figure .I.4 : Orographie et pentes de la région d'El Ouana.

#### I.4. La couverture végétale :

Le site étudié est caractérisé par de nombreuses plantes adaptées au climat méditerranéen.

Il se caractérise par un couvert végétal assez dense, dont divers arbres et forêts.

*Etude*  
*Géologique*

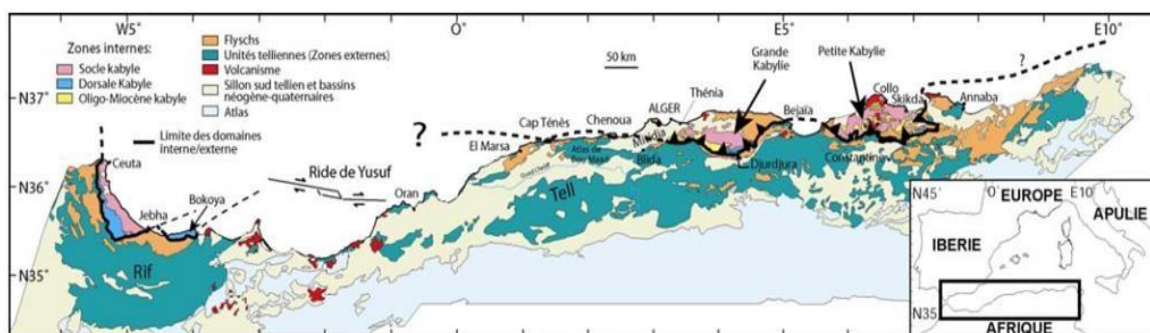
## II.1: Géologie régionale

Dans tout projet de génie civil, le géologue intervient, en concertation avec le maître d'œuvre et en liaison avec les différents spécialistes (ingénieur de structures, en technique routière, mécanicien des roches ou des sols, paysagiste, etc.), à plusieurs étapes :

- à l'amont des études, dans le choix des sites en fonction des impératifs techniques (liés à la topographie ou à des contraintes lithologiques, structurales ou environnementales) ou économiques, et dans la définition des reconnaissances à effectuer ; à ce niveau, il est primordial pour le géologue d'identifier les contraintes majeures liées à la nature des terrains, à la structure, à la morphologie, aux évolutions actives ;
- au cours des études géotechniques, dans l'interprétation des résultats, dans leur interpolation, pour affiner les connaissances et contrôler les hypothèses ;
- au cours des travaux, dans la réorientation éventuelle du projet pour cause de résultats non conformes aux hypothèses de départ, ou si un incident se produit (glissement de terrain, venues d'eau, etc.).

Conscient de l'importance de l'étude géologique et de la place qui doit lui être réservée dans la pratique des techniques routières, en mécanique des roches ou des sols, nous avons jugé utile de développer la partie géologique qui suit.

Jijel et sa région, font partie de la petite Kabylie (**Figure.II.1**) qui s'intègre dans la partie orientale des Maghrébides, branche méridionale de la chaîne alpine de la Méditerranée occidentale.



**Figure.I.5 :** Unités géologiques des Maghrébides (Domzig, 2006)

Quatre grands domaines géologiques structurés en nappes de charriage caractérisent cette partie nord-orientale de la chaîne alpine d'Algérie (Wildi 1983, Domzig, 2006). Du Nord au Sud les quatre grands domaines géologiques (Figure II.2) sont :

- Le socle kabyle
- La chaîne calcaire ou dorsale kabyle
- Le domaine des flyschs
- Le domaine tellien

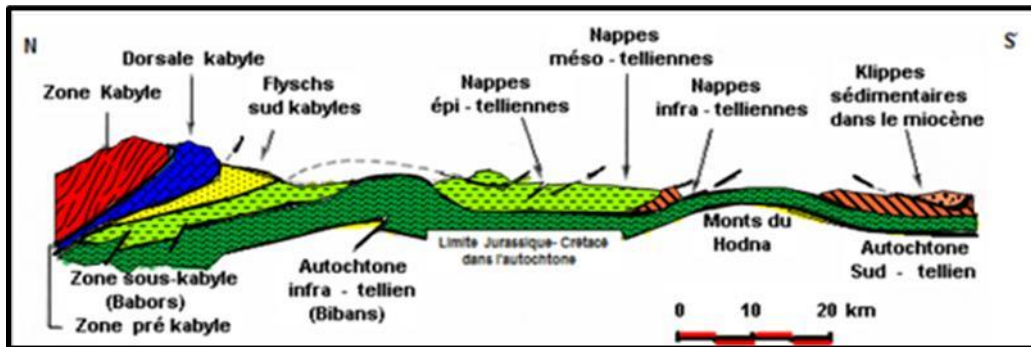


Figure I.6 : Les Maghrébides et la disposition de leurs différentes unités en Algérie du Nord (Durand Delga, 1969)

## II.2. Lithostratigraphie de la région d'El Ouana

Située entre les massifs éruptifs de la corniche Jijellienne à l'Ouest et l'Oued Bourchaid à l'Est, le village d'El Ouana (ex Cavallo) présente les unités lithostratigraphiques (Figure 11.3) qui suivent :

- Quaternaire (sables, limons, alluvions, colluvions et éboulis de pentes).
- L'Oligo- miocène kabyle (OMK) constitués de flysch grés-micacé à la base et de molasse olistostromique au sommet.
- Les roches magmatiques (granitoïdes ou massifs intrusifs)

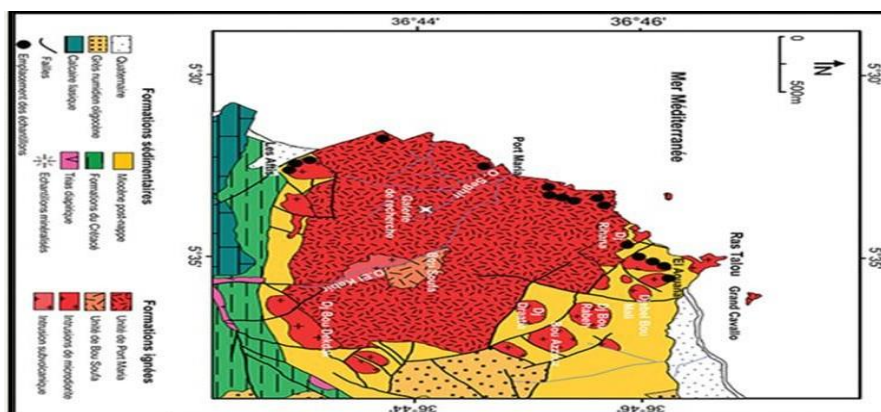


Figure I.7 : Carte géologique de la région d'El Ouana.

### **II.3.1. Le Quaternaire**

Les recouvrements quaternaires répandus le long du littoral et des zones basses de notre région d'étude (plage d'El Ouana, rives et lit de l'Oued Bourchaid) sont essentiellement constitués de matériel détritique, ils peuvent être regroupés en :

- ✓ Terrasses anciennes : T.

Les terrasses anciennes sont constituées par des cailloutis, des graviers, des galets, et des sables par endroits, avec parfois des insertions de limons et d'argiles. Les matériaux des terrasses peuvent être partiellement cimentés et ressembler à des conglomérats

- ✓ Dunes anciennes : D.

Elles sont surtout présentes dans la partie Est du tonçon étudié et constituées de sable limoneux et légèrement ciment.

- ✓ Dunes actuelles : d.

Larges de 20 à 50 mètres, les dunes actuelles forment un cordon tout le long de la mer et se présentent sous formes de sable gris lâches..

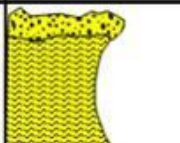



- ✓ Alluvions récentes : a.

Les alluvions récentes sont des dépôts actuels de l'oued Bourchaid, elles sont essentiellement constituées de graviers, galets, conglomérats et de sables. Elles sont peu tassées et limoneuses en surface. Leur épaisseur peut atteindre les 20 m.

### **II.3.2. Les dépôts de l'Oligo-miocène-kabyle (OMK):**

Dans la région de petite Kabylie occidentale, les premiers sédiments transgressifs et discordants sur le socle kabyle paléozoïque sont les conglomérats polygéniques de l'OMK (H. Djellit, 1987) auxquels se superposent des dépôts molassiques, à matrice marneuse comportant les corps ou unités olistostromiques qui y sont associés. Les formations de cet ensemble sont datées du début de l'Oligocène supérieur (J.F Raoult, 1974 et J.P. Bouillin, 1979) jusqu'à l'Aquitano- Serravalien (H.Djellit, 1987). C'est-à-dire du miocène inférieur et moyen (**Figure I.8**).



Age	Epaisseur	Log lithologique	Stratigraphie
Burdigalien	120 à 150 m		Marnes gris-bleues à miches calcaires surmontées par des conglomérats hétérogènes peu consolidés
Aquitainien moy - sup.	150 à 200 m		Molasse à olistolites à caractère flyschoid et flyschs dissociés
Aquitainien inférieur Oligocène supérieur	200 à 300 m		Marnes jaunes à passées gréseuses micacées Alternance de bancs métriques de grès lithiques micacés granoclassés
	30 à 50 m		Conglomérats de base grossiers gris-noir à éléments de socle

**Figure I.8 :** Matrice de l'Oligo-miocène kabyle (OMK)

L'OMK est en général représenté par des éléments tectono-sédimentaires de taille, de nature et d'âge variés, ayant glissé dans le bassin de sédimentation à la faveur des mouvements tectoniques méridionaux.

Les olistostromes de l'OMK peuvent avoir une taille métrique comme ils peuvent atteindre une taille kilométrique jusqu'à former une nappe gravitaire tronchée à sa base et microplissée, on le remarque à plusieurs endroits (Djebel Talouda au Nord-Ouest du Djebel Mezghitane, au Sud de Mekasseb) dans le flysch gréséo-micacé du Priabono-Oligocène.

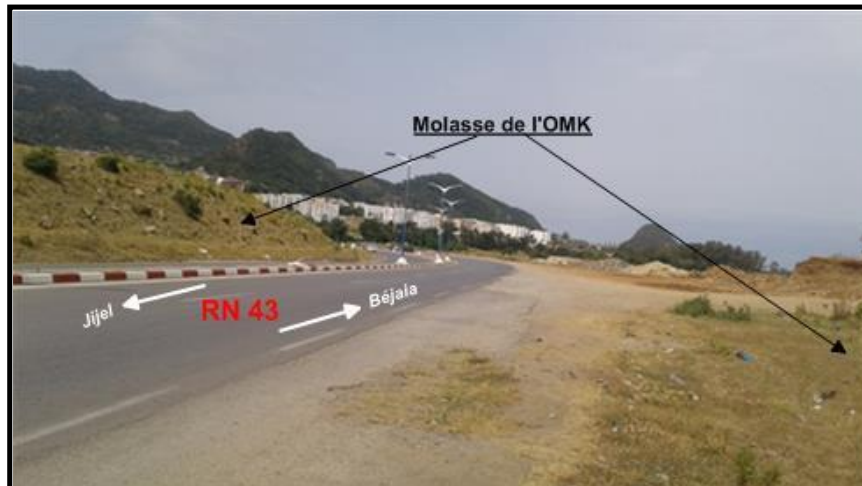
### II.3.2.1 Description des faciès de l'OMK:

#### a- Les conglomérats de base :

On les rencontre à l'affleurement uniquement au niveau du 3ème Km Est formant le littoral rocheux. Ces dépôts sont constitués de bancs métriques de conglomérats polygéniques moyens à grossiers, remaniant divers débris marno-calcaires métamorphisés, des schistes et des galets phylladiques dans une matrice quartzo-pelitique. Ces bancs sont généralement séparés par de passées décimétriques de marnes jaunes ocre parfois grise et indurée. L'épaisseur de cet ensemble dépasse les 100 m.

**b- La molasse de l'OMK :**

Elle est constituée par une matrice marneuse à passées gréseuses décimétriques à métrique de couleur brun-tabac (**Figure I.9**). Cette matrice à caractère molassique peut évoluer vers d'autres faciès à tendance flyschoides. La molasse de l'OMK présente plusieurs faciès à l'affleurement représentant des olistolites kilométriques.



**Figure I.9:** Molasse de l'OMK à l'entrée d'El Ouana.

-La matrice marneuse à passées gréseuses :

A l'Est de Jijel ( Mekasseb), cette matrice est représentée par des marnes grises à jaunes avec des passées argileuses varicolores plastiques parfois rouges ocre englobant des nodules ferrugineux .

**c- Le flysch grésomiacé:**

Au Djebel Talouda le flysch grésomiacé est constitué d'une alternance de bancs décimétriques parfois centimétriques de grés fins légèrement quartzitiques souvent à ciment quartzo-pelitique micacés brun- tabac et des argiles jaunes indurées parfois légèrement marneuses.

Ce faciès débute par des bancs gréseux épais de l'ordre de 2 à 3m sur une épaisseur de 50m au total. Au sommet la série évolue vers des termes plus marneux à rares passées de bancs calcaro-gréseux.

**d- Autres faciès :**

Dans la matrice OMK, comme il a été signalé auparavant, on peut trouver des unités lithologiques dont les faciès présentent des caractéristiques flyschoides de l'albo-Aptien (flysch massylien), le col de T'Har ou Z' Aamna représentés par des argiles rouges violacées à lie de vin, parfois grises et des quartzites olivâtres très dures noyés dans la molasse OMK d'âge Aquitano-Serravallien.

### II.3.3. Les roches magmatiques

Les formations magmatiques du massif d'El Aouana sont subdivisées en deux unités volcaniques principales, entourées par des intrusions périphériques (**Figur II.3**) (Tayeb, 1956; Robin, 1970; Benali et al. 2003):

- Une unité inférieure, appelée unité de Bou Soufa: Elle apparait dans la partie centrale du massif et dans le cours moyen de l'oued El Kebir, sur une superficie d'environ 2 km<sup>2</sup> et une épaisseur qui peut atteindre 500 m (SGA, 2009). Cette formation est constituée de coulées andésitiques à hornblende et de pyroclastites.
- Une unité supérieure, dite unité de Port Maria: Elle occupe presque la totalité de la surface du massif avec une épaisseur qui atteint 480 à 500 m (SGA, 2009): Elle est caractérisée par des coulées de laves andésito-basaltiques et dacitiques dont les parties périphériques sont constituées de laves bréchiques occupant une surface considérable.

### II.3. Phases tectoniques

L'actuelle configuration structurale du nord-est algérien laisse apparaître les empreintes de plusieurs phases tectoniques du cycle alpin ayant affecté la région.

#### II.4.1. Principales phases

Les plus importantes phases que l'on doit retenir sont au nombre de quatre. Ce sont:

- La phase atlasique ou phase Eocène ;
- La phase burdigalienne ;
- La phase fini- miocène ;
- La phase post-tortonienne ou phase néo-tectonique.

De ces quatre phases notre attention sera essentiellement portée sur la deuxième citée, à savoir la phase burdigalienne, car elle a été à l'origine du développement des importants phénomènes qu'a connu la région. En effet, il s'agit d'une phase distancive, qui s'est caractérisée par des mouvements (horizontaux et verticaux) à vergence Nord. Les traces laissées par cette dernière se résument comme suit :

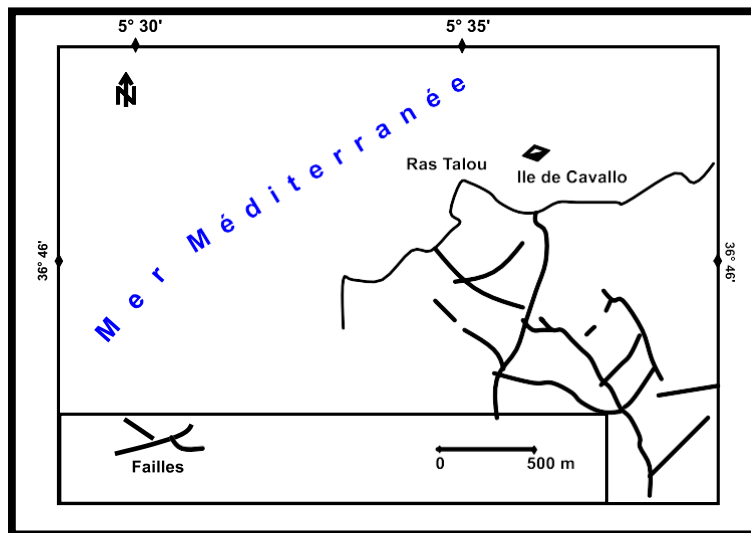
- bombement de l'aplomb de la Kabylie méridionale
- mise en place des complexes volcano-plutoniques (Bouillin, 1977; in Chadi, 2004).

La mise en place des complexes volcano- plutoniques nous renvoie à la-fracturation et aux roches magmatiques des hauteurs Sud et Ouest d'El Ouana qui seront traitées dans ce qui suit.

## II.4.2. La fracturation

Résultant des différentes phases tectoniques qu'a connue la région, l'extrait de la carte géologique de la (Figure I.7) sur lequel sont reportés les plus importants accidents de notre zone d'étude permet de distinguer quatre familles de failles (Figure I.10) qui sont:

- Faille nord- sud
- Faille nord-ouest - sud est
- Faille est –Ouest
- Faille nord-est – sud –ouest.



**Figure I.10** Fracturation de la région d'El Ouana.

Tel qu'il se présente sur la carte de la figure 6 ci-dessus, le réseau de failles de la région d'El Ouana est bien concentré dans les zones Sud et Ouest où les affleurements des formations magmatiques dominant .

Deux importantes failles semblent être à l'origine de la topographie et de la géomorphologie actuelles des lieux. Il s'agit des failles orientées dans les directions NW-SE et N-S. En effet, le jeu combiné de ces dernières a permis aux parties Sud et Ouest de se surélever par rapport à la partie Est qui, elle, s'est effondrée pour donner les bas-reliefs (petite plaine) des environs de la rive gauche de l'Oued Bourchaid.

## **II.4. Le magmatisme**

Durant le Miocène, le littoral algérien a connu une intense activité magmatique. Cette activité s'est traduite par la mise en place de granitoïdes intimement liés à un volcanisme essentiellement andésitique (Semroud et al 1992).

Les granitoïdes (voir partie géologique) sont représentés par une série de roches allant des diorites aux granites en passant par les quartz- monzonites, diorites quartziques, granodiorites, microgranites (Semroud et al. 1992).

Ces roches sont localisées dans les régions de l'Edough, Cap de fer, Fifila, El Aouana, Collo, Bejaia- Amizour, Thenia et Cherchell.

La plus part des plutons ont induit dans leur encaissant sédimentaire un métamorphisme de contact d'intensité variable suivant les massifs.

## **II.5. La sismicité**

L'Algérie du Nord est caractérisée par une sismicité causée par l'affrontement des plaques africaine et eurasiatique . Cette sismicité est généralement matérialisée par des séismes faibles à modérés quoique parfois des séismes violents puissent se produire. Ces séismes génèrent bien souvent des catastrophes à savoir les séismes de Jijel (Djidjelli) de 1856 d'El Asnam du 10/10/1980, et Boumerdes du 21/05/2003 et surtout ceux qui ont ébranlé la région d'El Ouana ces deux dernières années 24/01/2020 et celui du 20/07/2021.

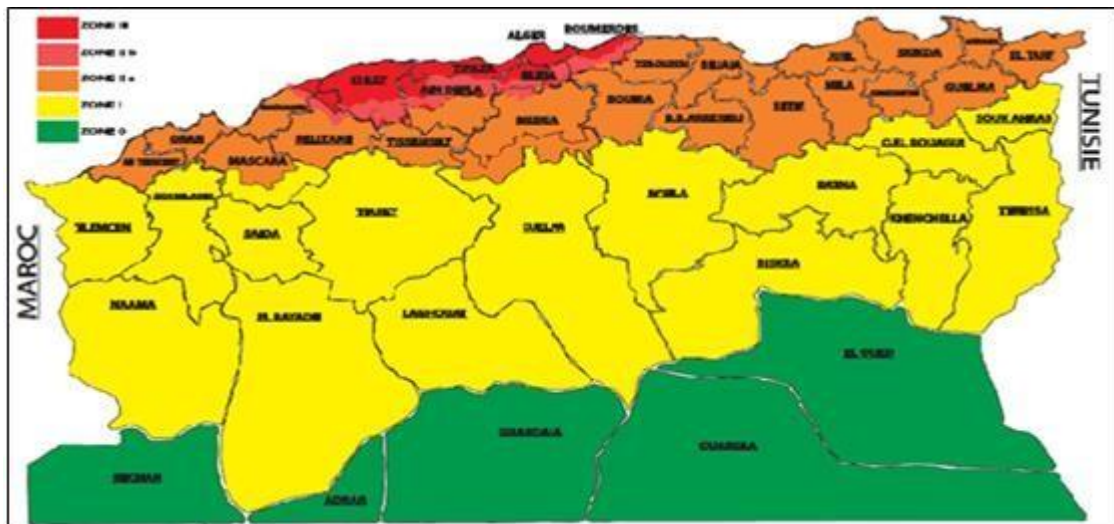
L'étude des séismes récents (El Asnam, 1980, Boumerdes, 2003) a permis de préciser les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie.

En Algérie, les séismes sont superficiels, ils ne dépassent pas 15 km de profondeur, c'est ce qui les rend dangereux et perceptibles par la population.

Révisé en 2003, le document technique réglementaire Algérien « RPA 99 », montre que la sismicité du territoire national est divisée en quatre zones. Ce sont:

- Zone I : sismicité négligeable ;
- Zone II-a : sismicité faible ;
- Zone II-b : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée.

La carte des zones sismiques de l'Algérie ( **Figure I.11**) montre le zonage global des différentes wilayas du pays.



**Figure I.11** : Carte sismique de l'Algérie selon RPA version 2003.

Comme on peut le constater sur la carte (figure I.11), la zone d'El Ouana (Ouest de Jijel) appartient à la zone II-a qui correspond à une zone à sismicité moyenne, où les séismes sont de magnitude moyenne...

Rappelons qu'à El Ouana, et en l'absence des sols liquéfiables, la vérification de la stabilité des terrains, s'effectue par l'application des coefficients sismiques suivants :

$$K_h = A/2. \text{ (en pourcentage de } g \text{)}$$

A étant est le coefficient d'accélération de zone (voir tableau 4.1 du RPA 99) en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement.

Pour le cas du présent travail, et dans le cas de futurs calculs de stabilité des ouvrages , les valeurs d'accélération à introduire seront :

$$K_h = 0,2 / 2 = 0,1 \quad \text{et} \quad K_v = 0.3 K_h = 0.03.$$

II.6. Etat actuel des lieux du site étudié

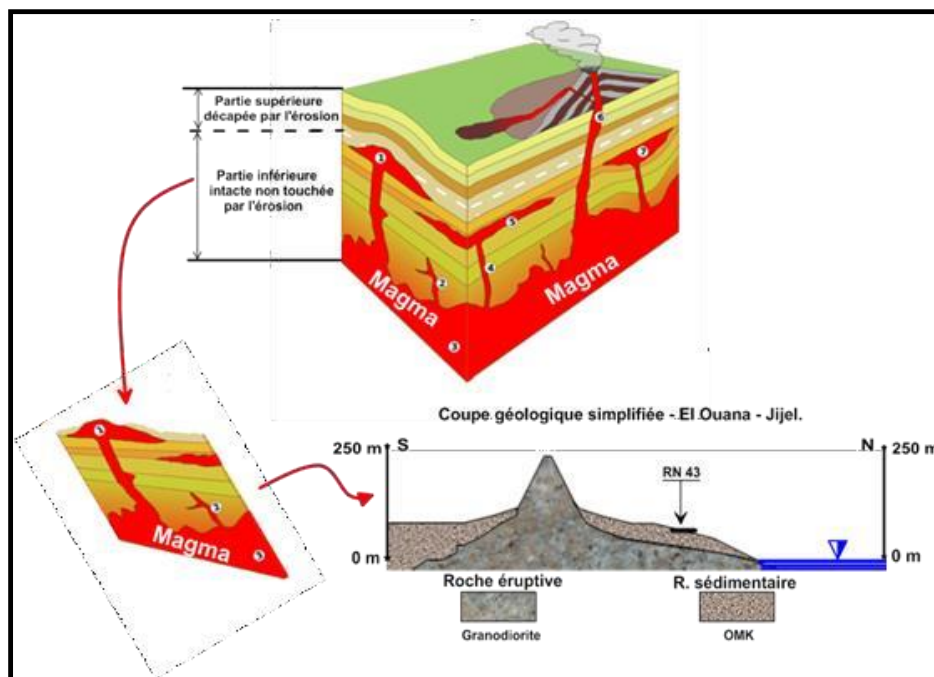


Figure.I.12 : Présentation géologique simplifiée du site étudié El Ouana- Jijel.

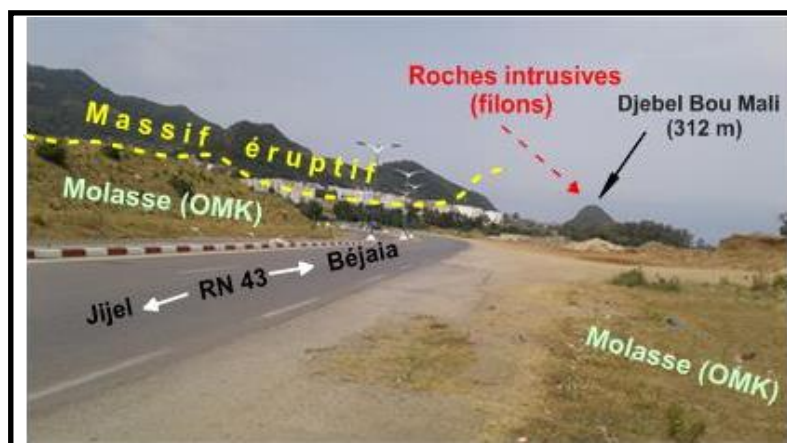


Figure.I.13 : Vue panoramique des principales formations géologiques à El Ouana.

# *Hydroclimatologie*

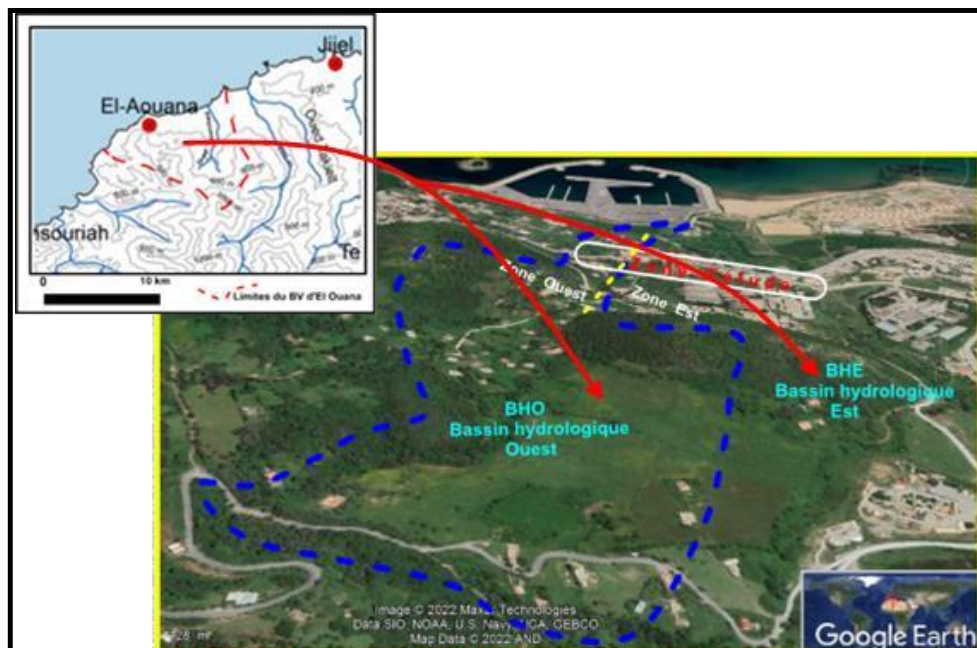


### III.1 Hydrologie

#### III.1.1 Les bassins versants

Appartenant aux bassins versants des côtières constantinois, le bassin versant d'El Ouana de forme circulaire est caractérisé par un réseau hydrographique bien développé lié en grande partie à l'importance de la lame d'eau précipitée. la partie centrale de ce dernier qui regroupe ce que nous avons nommé « Bassin versant Est » et « Bassin versant Ouest » (**Figure. I.14**) sont les deux sous bassins qui en drainant leurs eaux vers l'aval , croisent le tronçon ici étudié (**Figure. I.15**) pour aller rejoindre la mer.

Notons qu'à Jijel, en de nombreux endroits, les pluies ont des effets dévastateurs. Le ruissellement provoque une dénudation des terrains. Dans des cas extrêmes, cela peut aboutir à de véritables ravinements. Le cours d'eau ( chaâba) de l'extrême partie Ouest du tronçon ici étudié est un parfait exemple.



**Figure I.14 :** Bassins versant du site d'El Ouana

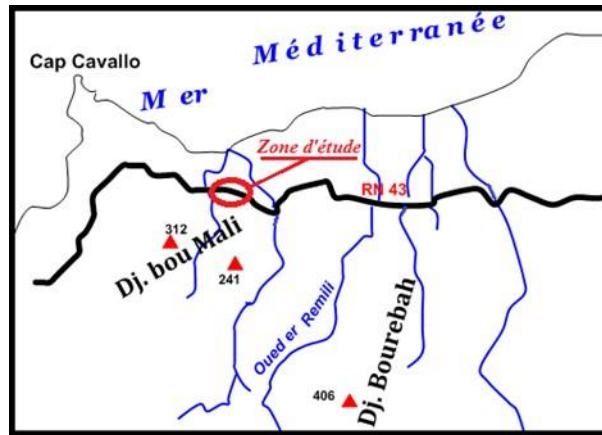


Figure I.15 : Intersection des cours d'eau et de la RN 43.

## III.2 Climatologie

Le climat de la wilaya de Jijel est caractéristique des régions méditerranéennes, doux en hiver, chaud et humide en été.

### III.2.1 Les vents

Les vents dominants soufflent de la mer vers le continent (NNW - SSE). En hiver, ils peuvent être redoutables et occasionner de violentes tempêtes ou remous en mer.

Les vents dominants soufflent généralement de la mer vers le continent (NNW - SSE). En hiver, ils peuvent être redoutables et occasionner de violentes tempêtes ou remous en mer.

Les vitesses du vent, (comme indiqué en **Figure I.16**) des années 1999/2008 permettent de remarquer que :

- les vents les plus forts sont enregistrés au mois de Décembre, ils enregistrent une moyenne de 1,8 m/s ;
- les vents les moins forts appartiennent aux mois de Juin et Octobre leur vitesse moyenne est égale à 1,2 m/s.

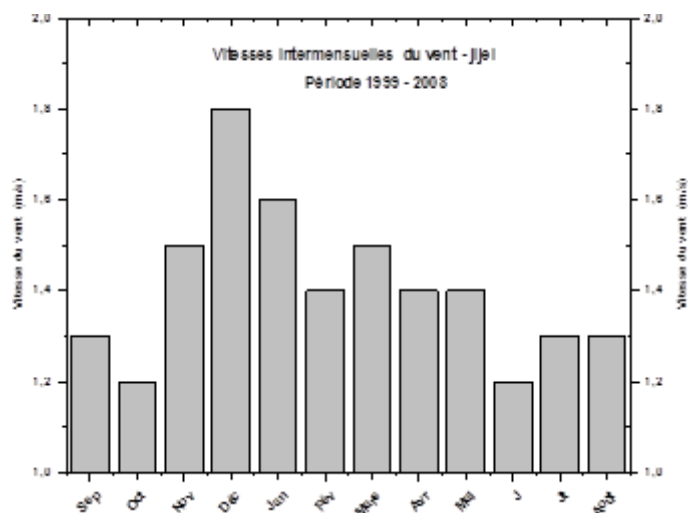


Figure I.16 : Vitesses moyennes du vent (Période 1999/2008)

### III.2.2 La température

Les moyennes mensuelles enregistrées pour les années 1999- 2008 sont représentées en (Figure I.17) où on observe que :

- le mois de Janvier est le plus froid de l'année sa température moyenne vaut  $11,19^{\circ}\text{C}$  . - le mois d'Août est le plus chaud sa valeur moyenne vaut  $26,42^{\circ}\text{C}$  .

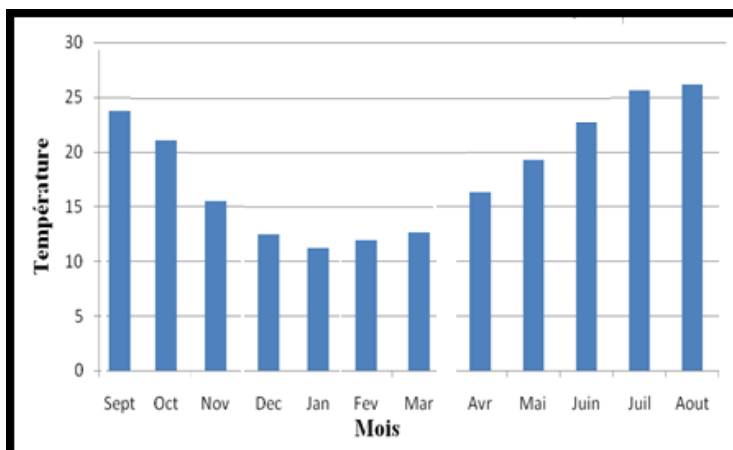
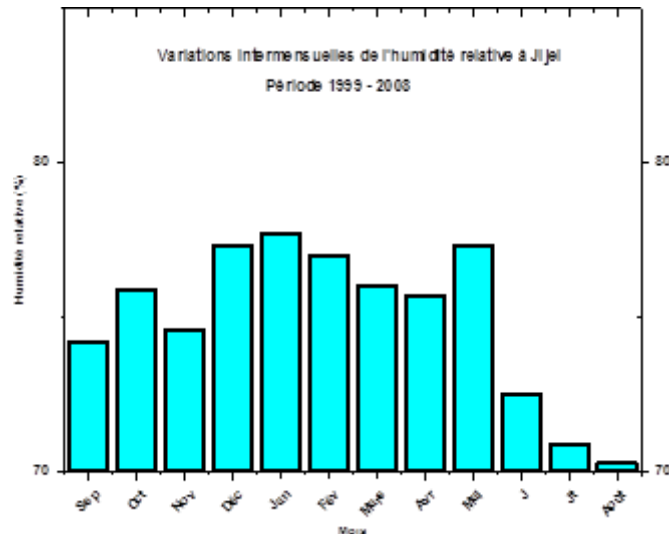


Figure I.17 : Répartition mensuelles des températures 1999-2008  
(Période 1999/2008)

### III.2.3 L'humidité

Exprimée en pourcent, l'humidité relative des moyennes mensuelles pour les années 1999/2008 est représentée sur la (Figure I.18).



**Figure I.19 :** Variations intermensuelles du taux d’humidité (Période 1999/2008)

Du graphe de la figure n ci-dessus, il ressort que :

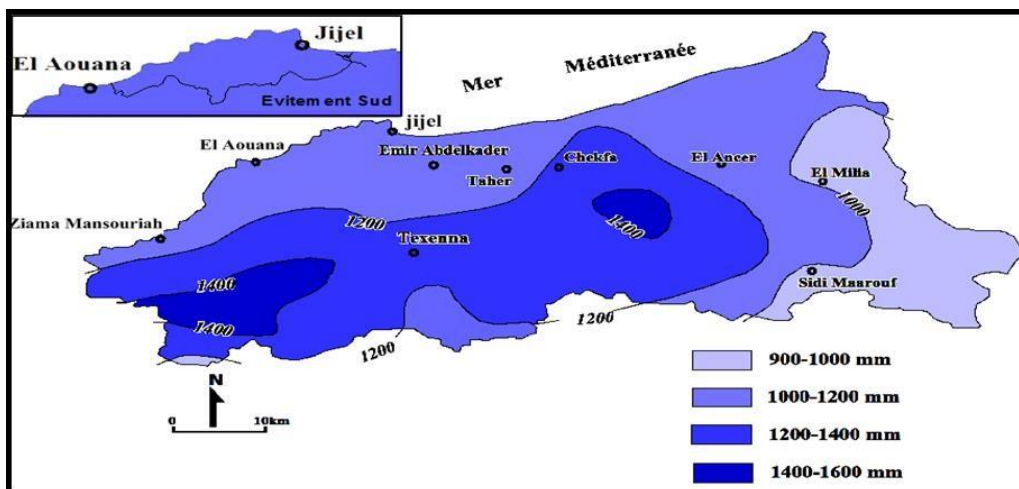
- avec en moyenne 77.68 %, le mois de janvier est le plus humide de l’année,
- la moyenne de 70.3 % du mois d’août fait de ce dernier le moins humide de l’année.

### III.2.4 Pluviométrie

La wilaya de Jijel est la région la plus arrosée d’Algérie. La pluviométrie peut atteindre entre 1000à 1200 mm/an (**FigureI.20**).

La répartition et la variabilité des pluies de Jijel est conditionnée par :

- Les flux des masses d’air et les types de temps,
- Le relief.



**Figure I.20 :** Répartition de la précipitation annuelle dans la wilaya de Jijel(ANRH, 1996)

**III.2.4.1 Pluviométrie mensuelle**

Les variations pluviométriques inter mensuelles de la (Figure I.21) pour la période 1999-2008 à Jijel permettent de mentionner:

- Décembre est le mois le plus pluvieux de l'année, la moyenne décennale pour ce mois vaut 188,95 mm
- La plus basse valeur pluviométrique est enregistrée en Juillet, la lame précipitée en ce mois n'est que de 1,39 mm

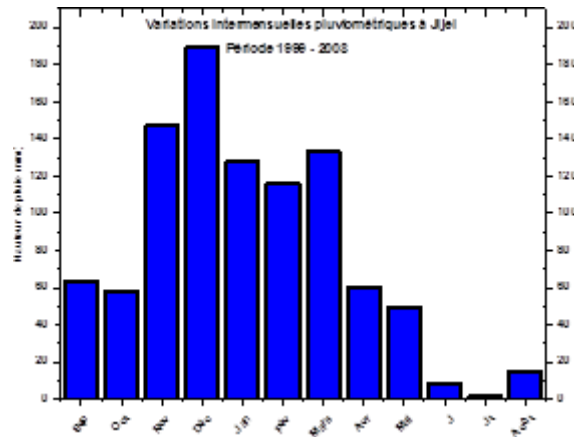


Figure.I.21 : Variations pluviométriques inter mensuelles (Période 1999/2008)

**III.2.4.2 Pluviométrie saisonnière**

Le taux de la répartition saisonnière de la pluviométrie à Jijel pour la période considérée (1999-2008) suit l'ordre indiqué ci-dessus (Figure I.22):

- Hiver avec 50.65 %
- Printemps avec 28.92 %
- Automne avec 16.5 %
- Eté avec 2.92 %.

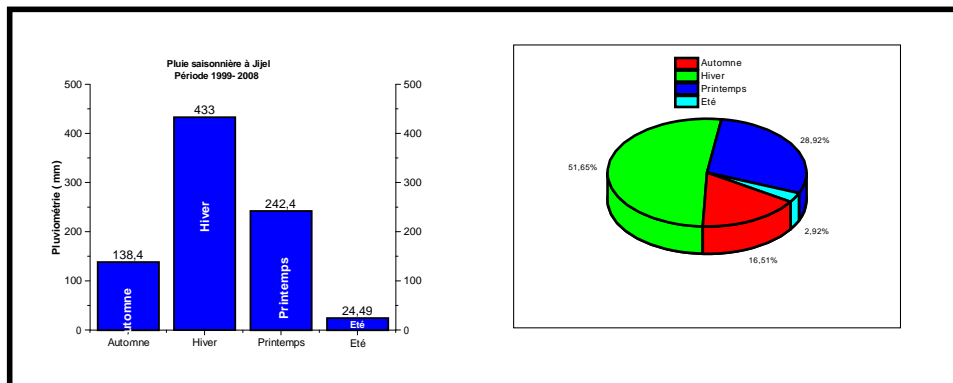
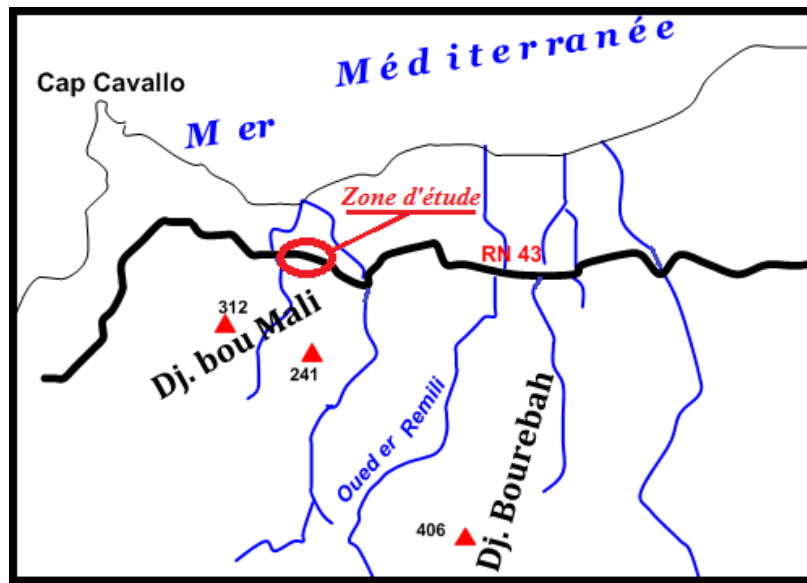


Figure I.22 : Valeurs et taux pluviométriques saisonniers à Jijel (Période 1999/2008)

Notons qu'en de nombreuses régions, les pluies ont des effets dévastateurs. Le ruissellement provoque une dénudation des terrains. Dans des cas extrêmes, cela peut aboutir à un véritable ravinement. La **Figure I.23** qui suit montre comment la RN43 vient perpendiculairement s'opposer au passage des eaux de ruissellement qui tôt ou tard finiront par avoir gain de cause, se frayeront un chemin et iront se jeter en mer. Telle qu'elle se présente, cette situation ne fera qu'aggraver les dégâts et instabilités au niveau des lieux de la zone étudiée.



**Figure I.23:** Intersection des cours d'eau et de la RN 43.

*Etude*  
*Géotechnique*

**IV.1.Généralités**

Le premier travail du géologue est la reconnaissance de surface basée sur une cartographie aux grandes échelles allant de 1/ 5 000 à 1/ 500.

Lors des études pour la réalisation des projets géotechniques, une attention particulière doit porter aux formations superficielles, souvent délaissées par le géologue alors qu'elles sont généralement les plus concernées par les travaux. À la différence des cartes géologiques conventionnelles, les cartes géotechniques privilégient les caractéristiques des terrains que les essais géotechniques in situ ou au laboratoire permettent aisément de déterminer.

Au point de vue géotechnique, les matériaux constituant la croûte terrestre se divisent en deux grandes catégories : les roches et les sols.

Les roches (granite, grès, calcaire, ...) sont des matériaux durs qui ne peuvent être fragmentés qu'aux prix de gros efforts mécaniques.

Les sols, au contraire, sont des agrégats minéraux qui peuvent se désagréger en éléments de dimensions plus ou moins grandes sans nécessiter un effort considérable (**Figure I.24 et I.25**). Ils résultent de l'altération chimique (oxydation, ...), physique (variation de température, gel, ...) ou mécanique (érosion, vagues, ...) des roches.

Il est utile de rappeler que compte tenu de l'abondance pluviométrique que connaît la région, Le choc des gouttes des pluies sur le sol détruit les agrégats libère les particules de sol pour le transport et les projette à faible distance (**Gomer, 1994**). C'est un effort de



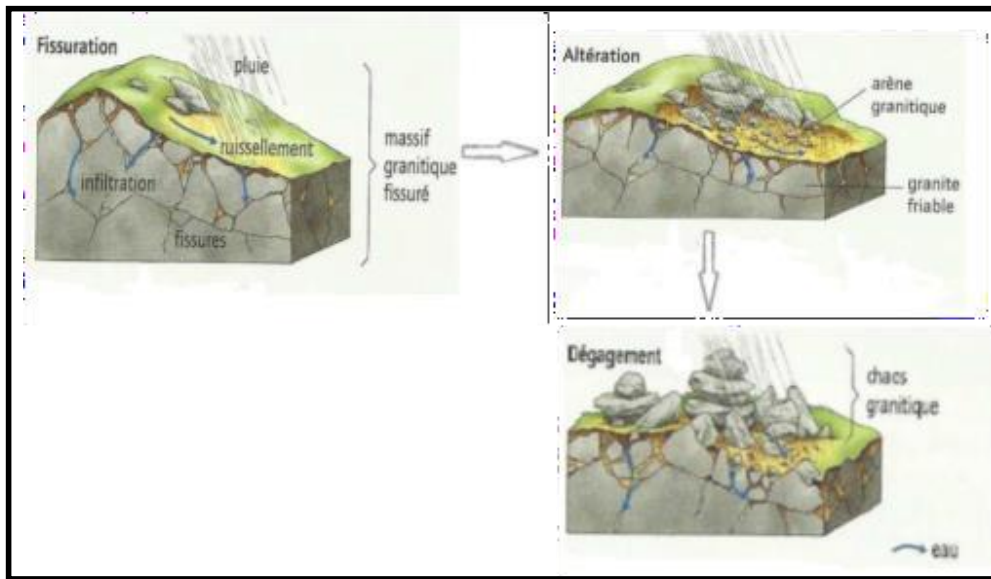


Figure I.24 : l'altération chimique

Cisaillement dont la vitesse du courant de ruissellement génère une énergie cinétique qui initie l'érosion ou l'arrachage des matériaux solides qu'après une valeur seuil dépendant de la cohésion des sols et également la vitesse d'écoulement.

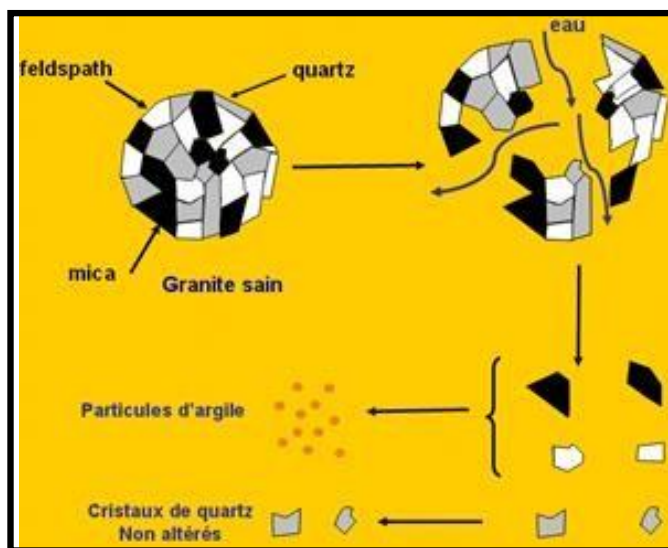


Figure I.25 : Effets de l'eau sur un granite sain et produits d'altération

Au vu des formations géologiques qui affleurent dans notre zone d'étude et vu l'endroit où les instabilités ont été constatées, nous sommes en présence de terrains appartenant à la deuxième catégorie, à savoir les sols, car comme on l'a si bien défini l'étude géologique, la formation sur laquelle est implanté l'espace « front de mer » est de l'OMK, sa lithologie (argilo-marneuse) et les caractéristiques mécaniques (qui seront connues traités dans la partie géotechnique) d'une telle formation permettent ce classement.

Les 150 m constituant la matrice quartzo-péltique (argile et silice) et les niveaux de l'OMK qui la surmontent développeront des auréoles (quartzites et calcschistes) autour des intrusions magmatiques

## IV.2 Compagnes de reconnaissance

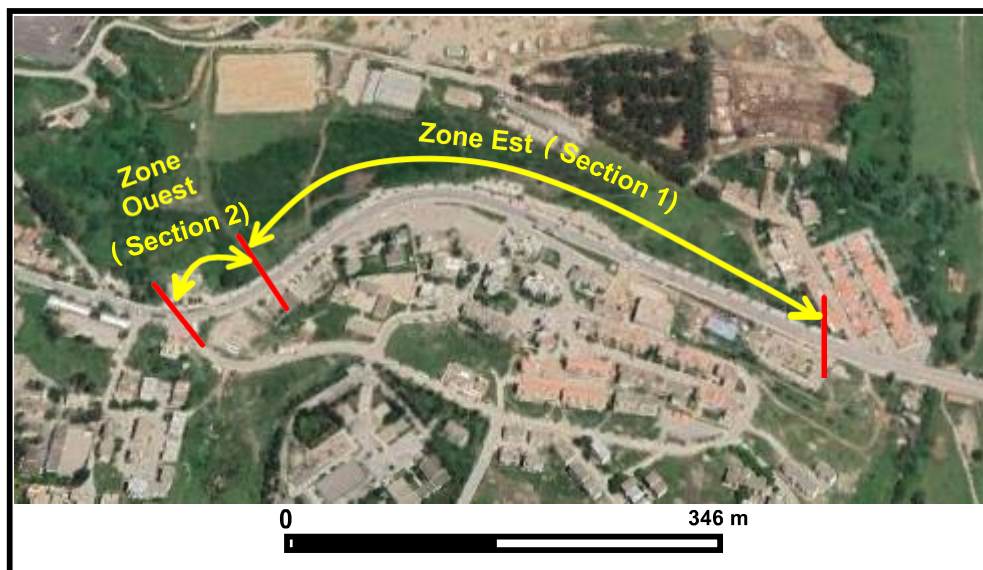
Les compagnes de reconnaissances relatives au site étudié ont été réparties comme suit :

- Une compagne de reconnaissance visuelle du site
- Une compagne d'essais in situ
- Une compagne d'essais au laboratoire.

### IV.2.1. Reconnaissance visuelle du site

S'étalant sur une longueur totale d'environ huit cents cinquante mètres (850 m), la zone étudiée, visitée lors d'une première sortie de terrain, a permis de constater et d'apprécier qu'au vu de la variété et de la nature des dégradations, le site peut être divisé en deux parties (figure IV.3) qui sont :

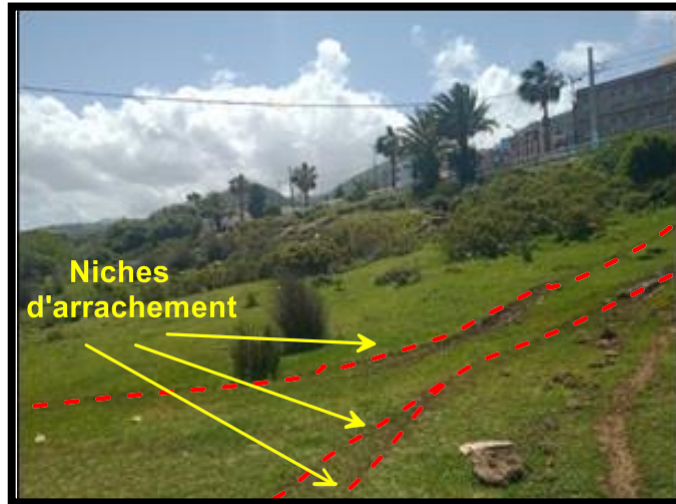
- La zone Est ou « section 1 » qui s'étale sur une longueur d'environ 700 m.
- La zone Ouest ou « section 2 » qui est nettement moins étalée et qui mesure cent à cent cinquante mètres.



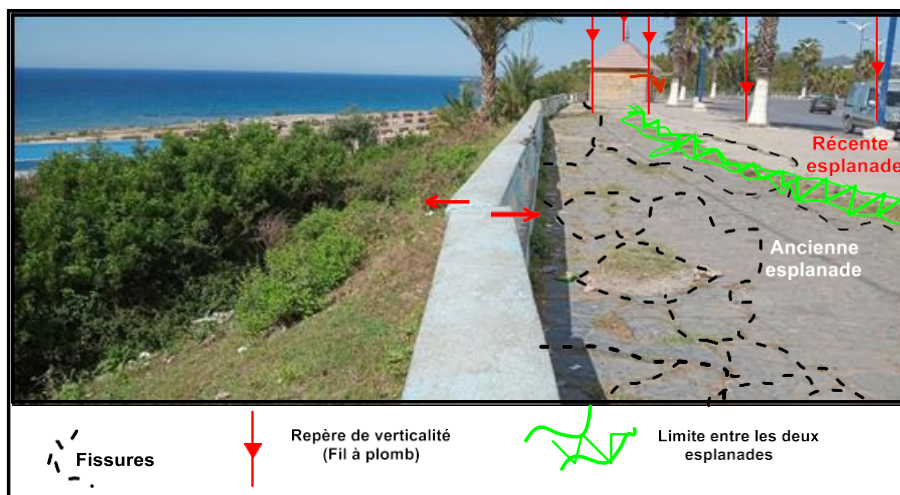
**Figure I.26 :** Section principale du site du projet

**IV2.1.1. Signes d'instabilité en zone Est**

Le terrain naturel (molasse de l'OMK) constituant la partie aval du talus présente des signes d'instabilité (figure IV.4 et IV.5) qui se manifestent au niveau de l'esplanade sous forme de fissures de traction obliques de faible amplitude. Le même phénomène est observé sur toute la longueur de la zone appelée section 1 ou zone Est du site,



**Figure I.27 :** Traces d'instabilités en aval de l'esplanade.



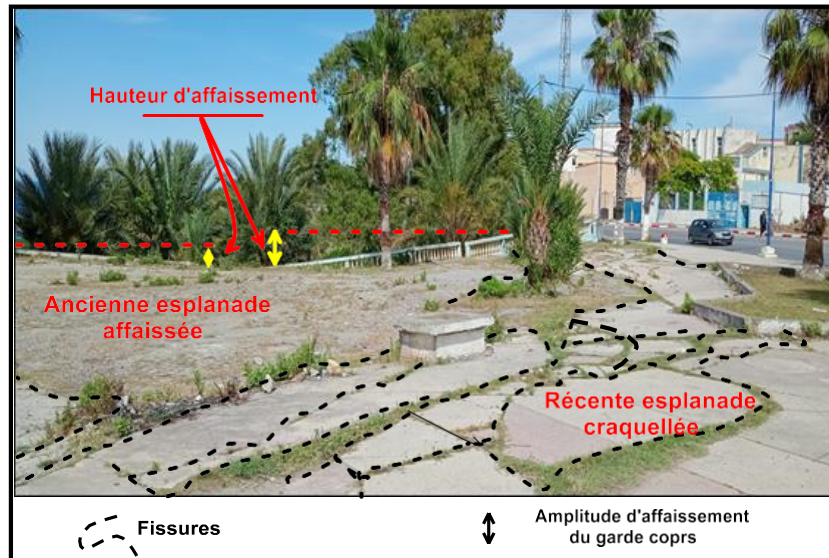
**Figure I.28 :** Traces d'instabilités au niveau de l'esplanade

Mis à part les fissures constatées au niveau de l'esplanade, d'autres désordres tels que le basculement des garde corps de l'esplanade, du kiosque à tabac, et des poteaux électriques ont aussi été recensés (**Figure I.28**).

En certains endroits, en aval du talus de la zone Est, les eaux de ruissellement, ne pouvant rejoindre la mer, stagnent et y séjournent durant de longues périodes.

### IV.2.1.2. Signes d'instabilité en zone Ouest

Comme pour la première zone citée, cette deuxième partie du tronçon connaît elle aussi des désordres variés et de plus grande importance. En effet, ni le talus ni l'esplanade n'ont été épargnés, les figures qui suivent (**Figure I.29 et I.30**) illustrent parfaitement ces désordres.



**Figure I.29** : Effondrement de l'ancienne esplanade et escarpements au niveau de la section 2



**Figure I.30** : Détachement du mur « Aile d'ouvrage »

### IV.3 Programme de reconnaissances :

Suite à l'investigation géotechnique des lieux du site d'El Ouana réalisée par le CTTTP, nous donnerons au fur et à mesure ce qui suit un résumé des résultats et interprétations effectuées.

Notons cependant en quoi ont consisté les investigations effectuées

Le programme d'investigation sur site a comporté la réalisation de :

- Quatre (4) sondages carottés de profondeur variant de 11m à 18m notés SC1, SC2, SC3, SC4.
- Treize(13) essais au pénétromètre dynamique notés P1 à P13.
- Des Essais au laboratoire (physique et mécaniques)

**IV.3.1 Essais pénétration dynamique**

**a-Principe :**

L'essai pénétration dynamique consiste à battre dans le sol un ensemble de tiges et à compter le nombre de coups nécessaire à un enfoncement donné de 20 cm.

La résistance de pointe donnée par le sol (Rp) est estimée en fonction de ce nombre de coups par la formule dite (des Hollandais) :

$$R_p = \frac{M^2 H}{Ae(M+P)}$$

M: poids du mouton

H : Hauteur de chute du mouton

A : Section de la pointe du pénétromètre dynamique

e : Refus (pénétromètre moyenne par coup)

P : Poids des tiges



**Figure I.31 :** les sondages carottés dans le site

**b- Résultats :**

Quatre (04) essais au pénétromètre dynamique lourd ont été réalisés afin de mettre en lumière l'homogénéité du sol en place, Le **tableau I.1** qui suit donne un aperçu de l'évolution de la résistance en pointe en fonction de la profondeur.

Notons au passage que le refus est atteint à chaque fois que la pointe du pénétromètre rencontre un bloc de grès ou autre matériau noyé dans la molasse marneuse de résistance faible à moyenne. Les différentes profondeurs marquant le refus ( figure III.2) n'expriment nullement la bonne qualité des formations ( bon sol) car comme on l'a si bien décrit dans la partie géologique, le matériel hétéroclite ( blocs de grès – Figure III.1) de taille variée, contenu dans la molasse est le seul à résister car il se caractérise par sa dureté élevée.

**Tableau I.1** résistance en point pénétrométrique

Essai N°	Profondeur (m)	Résistance en pointe (bars)
<b>01</b>	0-2.00	20-50
	2.00-6.00	80-refus
<b>02</b>	0-2	30-30
	2-4.80	90-refus
<b>03</b>	0-2	40-60
	2-6.20	70-refus



Figure I.32 : Matériaux gréseux de taille variée noyés dans la maolasse .

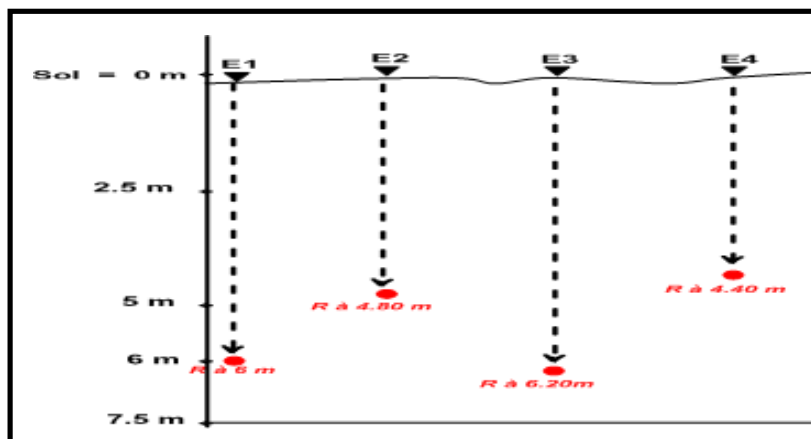
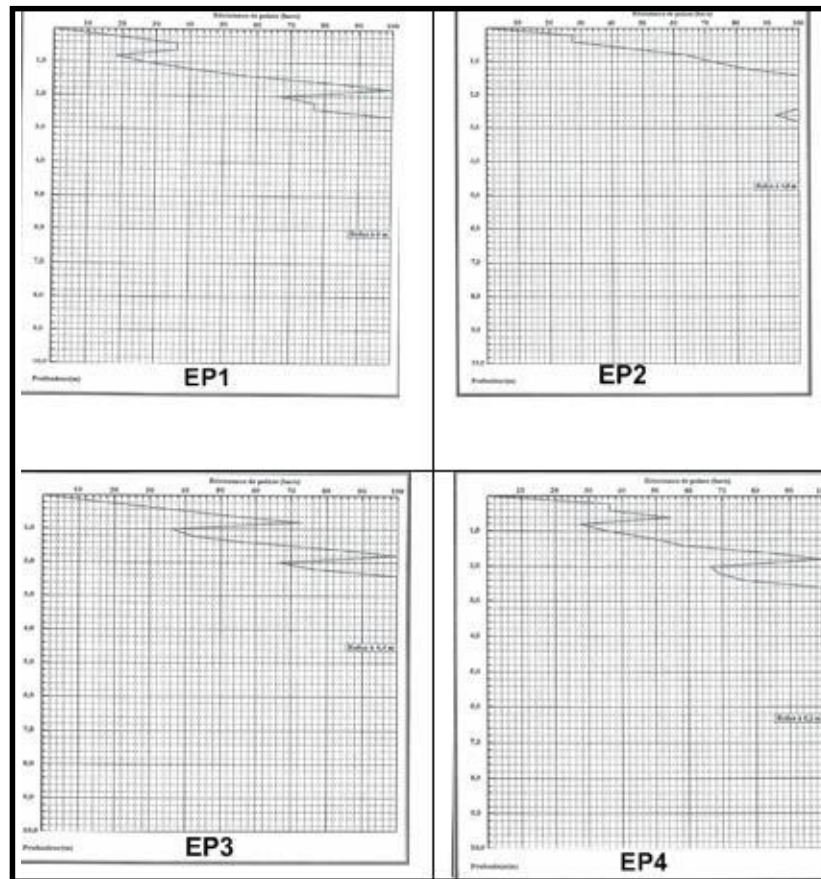


Figure I.33 : Profondeurs atteintes par les pénétromètres

Représentés sous forme de graphes, les variations de la résistance dynamique du sol traduisent une résistance moyenne en sub-surface, elle s'accroît au fur et à mesure qu'en progresse en profondeur En fonction de la profondeur.



**Figure I.34** : Essais pénétrométriques

La résistance est moyenne en sub-surface, elle s'accroît légèrement en profondeur.

Notons que contrairement aux essais pénétrométriques de P1 et P3, le refus pour les P2 et P4 (figure I.33) a été respectivement atteint à 4.80 et 4.40 m, c'est-à-dire une moindre profondeur que celle du refus des premiers pénétromètres (P1 et P2) cités. Ces différences de profondeur s'expliquent par la présence des blocs de grès noyés dans la molasse.

#### **IV.4.sondages carottés :**

L'examen des carottes peut permettre de repérer des zones susceptibles d'être des surfaces de glissement. C'est ainsi que les argiles litées horizontalement permettent parfois de distinguer nettement les traces des mouvements.

Les sondages carottés réalisés révèlent les formations suivantes :





**Figure I.35.** : Inventaire des points d'essais in situ.

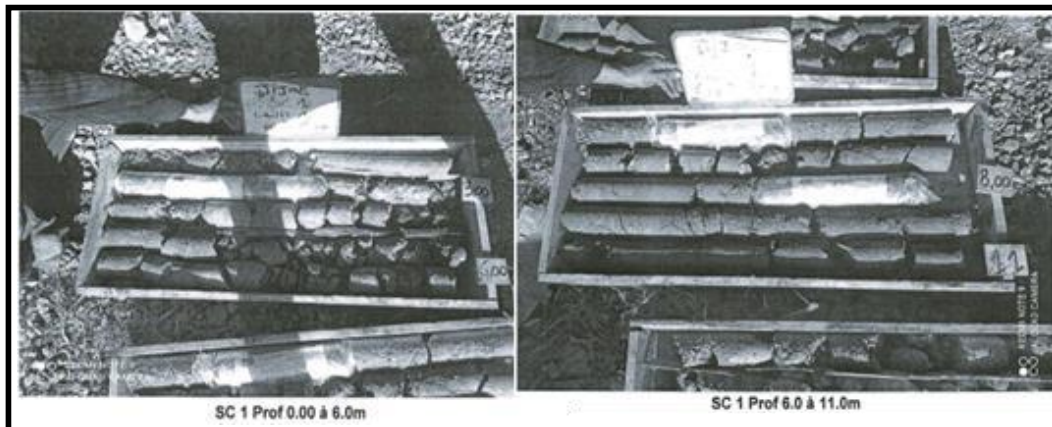
L'étude de la colonne litho stratigraphique (**Figure I.35**) et les sondages carottés présentés en figure IV.13 révèlent les formations suivantes :

### SC1 :

**0 à 00.20** : terre végétale

**00.20 à 10.50** : argile limoneuse brunâtre à fragments gréseux et concrétions calcaires localement sableuse brunâtre.

**10.50 à 11.00** : grés à grains très fins de couleur jaunâtre.



**Figure I.36** : Carottes prélevées au niveau du SC1

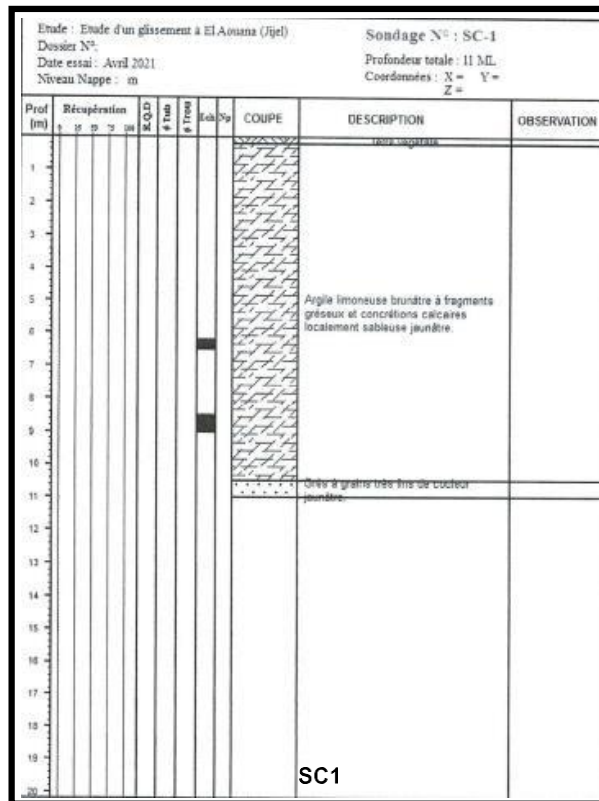


Figure I.37 : Colonne lithologique du Sondage carotté n°1

**SC2:**

0 à 0.2 : corps de chaussée (béton bitumineux).

0.2 à 7.00 : sable fin de couleur brunâtre à rares galate grossiers anguleux devenant plus fréquents à partir de 3m.

7.00 à 17.00 : argile limoneuse légèrement sableuse de couleur gris- brunâtre à jaunâtre avec concrétions calcaires.

**SC3:**

0 à 0.40 : terre végétale.

0.40 à 5.50 : Argile limoneuse de couleur brunâtre à concrétions calcaires.

5.50 à 11.00 : grès à grains fins consolidé plus ou moins faible localement

**SC4:**

0 à 3.50 : alluvions grossières à matrice limoneuse et quelques passages mameux.

3.50 à 18.00 : Argile limoneuse localement sableuse de couleur brunâtre à galets grossiers avec présence de matière organique

### IV.5 Essais au laboratoire :

Les échantillons paraffinés récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais de laboratoire suivant :

➤ **Essais physiques :**

- Analyses granulométriques
- Limites d'Atterberg
- ESSAIS d'identification (Mesure des densités et teneurs en eau)

➤ **Essais mécaniques :**

Essais mécaniques Cisaillement à la boîte de type UU (non consolidé non drainé) et type CD (consolidé drainé) ainsi que des essais oedométriques.

Les résultats dans les tableaux suivant :

#### Essais physiques :

- **Humidité**

On a :  $w_{nat}$  : Teneur en eau naturelle.  $w_{sat}$  : Teneur en eau de saturation.  $\gamma_d$  : Densité sèche.  $S_r$  : degré de saturation.

**Tableau I.2** Résultats des essais d'identification

SC N°	Profondeur (m)	$w_{nat}$ (%)	$w_{sat}$ (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	Interprétation
SC 1	2.00 à 3.00	26.94	28.22	1.53	95	Sol peu dense, détrempe
	6.20 à 6.50	23.37	24.69	1.62	95	Sol dense, détrempe
SC 2	8.00 à 8.40	22.40	24.05	1.64	93	Sol dense, détrempe
	11.00 à 11.50	24.10	24.43	1.63	99	Sol dense, détrempe
	13.60 à 14	24.42	25.64	1.60	95	Sol dense, détrempe
SC 3	2.50 à 2.85	32.97	33.42	1.42	99	Sol peu dense, détrempe
	5.00 à 5.40	23.90	25.49	1.60	94	Sol dense, détrempe
SC 4	11.00 à 11.30	24.94	28.41	1.53	88	Sol peu dense, détrempe
	17.00 à 17.40	24.77	25.61	1.60	97	Sol dense, détrempe

- **Limite d'Atterberg :**

On a : WL : limite de liquidité. WP : limite de plasticité. IP : indice de plasticité. Ic : indice de consistance

Tableau I.3 résultats des limites d'atterberg

SC N°	Profondeur (m)	WL	WP	IP	I <sub>c</sub>	Interprétation
SC 1	2.00 à 3.00	79.1	35.2	43.9	1.18	Sol très plastique dur
	6.20 à 6.50	67.8	31.2	36.6	1.21	Sol plastique dur
SC 2	8.00 à 8.40	64.6	31.1	33.5	1.25	Sol plastique dur
	11.00 à 11.50	73.3	33.3	40	1.23	Sol très plastique dur
	13.60 à 14	63.5	30.2	33.3	1.17	Sol plastique dur
SC 3	2.50 à 2.85	94.9	37.6	57.3	1.08	Sol très plastique dur
	5.00 à 5.40	68.3	30.9	37.4	1.18	Sol plastique dur
SC 4	11.00 à 11.30	53.3	27.4	25.9	1.09	Sol plastique dur
	17.00 à 17.40	56.6	28.4	28.2	1.12	Sol plastique dur

- **Granulométrie :**

Légende :

%<2mm pourcentage des passants inférieurs à 2mm

%< 80μ pourcentage des passants inférieurs à 80 μ m

Tableau I.4 : résultats de l'analyse granulométrique

SC N°	Profondeur (m)	%< 2 mm	%< 80 μm	Classification selon L.C.P.C
SC 1	2.00 à 3.00	98	72.4	Sol fin
	6.20 à 6.50	99	72.7	Sol fin
SC 2	8.00 à 8.40	97	64	Sol fin
	11.00 à 11.50	100	82	Sol fin
	13.60 à 14	100	73	Sol fin
SC 3	2.50 à 2.85	100	90	Sol fin
	5.00 à 5.40	91	64	Sol fin
SC 4	11.00 à 11.30	89	57	Sol fin
	17.00 à 17.40	89	57	Sol fin

Au vu des résultats d'essais obtenus pour la détermination de l'humidité des terrains étudiés, tous les échantillons testés indiquent que le site se caractérise par un sol dense à peu dense, et détrempe.

### Essais mécanique

- **Essai de cisaillement de Casagrande :**

On a : c cohésion (bars) ,  $\varphi$  : Angle de frottement interne en degré (°)

Tableau I.5 : résultats des essais de cisaillement

	Profondeur (m)	Type d'essai	C (bars)	$\varphi$ ° (degré)
SC 1	2.00 à 3.00	UU sat	0.45	0.39
	6.20 à 6.50	CD sat	0.25	25.85
SC 2	8.00 à 8.40	UU sat	0.84	4.45
	11.00 à 11.50	CD sat	0.33	21.28
	13.60 à 14	UU sat	0.31	12.92
SC 3	2.50 à 2.85	UU sat	0.22	7.94
	5.00 à 5.40	CD sat	0.41	18.13
SC 4	11.00 à 11.30	CD sat	0.19	26.98
	17.00 à 17.40	CD sat	0	33.95

▪ Essai de compressibilité à l'odomètre

Pc : pression de consolidation, PG : pression de Gonflement, Cc : Coefficient de compressibilité

Tableau I.6 : Résultats des essais oedométriques

	Profondeur (m)	P <sub>c</sub> (bars)	C <sub>c</sub> (%)	C <sub>G</sub> (%)	C <sub>s</sub> (%)	Interprétation des résultats
SC 1	2.00 à 3.00	1.66	23.89	7.42	0,00	Sol sur-consolidé, assez compressible, avec tendance au gonflement
SC 2	8.00 à 8.40	3.65	21.77	9.26	0.00	Sol sur-consolidé, assez compressible, avec tendance au gonflement
	11.00 à 11.50	7.51	24.80	9.37	0.00	Sol sur-consolidé, assez compressible, avec tendance au gonflement
SC 3	2.50 à 2.85	3.61	30.35	11.17	0.00	Sol sur-consolidé, assez compressible, avec tendance au gonflement
SC 4	11.00 à 11.30	5.07	31.66	7.06	0.00	Sol sur-consolidé, assez compressible, avec tendance au gonflement

Ou on peut conclure ce qui suit :

- Le site du projet est caractérisé par la présence d'une couche gréseuse à grains très fins surmontée par une argile limoneuse brunâtre avec des concrétions calcaires et une

Couche de sable fin brunâtre ou alluvions grossières à matrice limoneuse. Le tout est coiffé par un corps de chaussée ou une terre végétale.

- Ces sols montrent des résistances moyennes à la pénétration en surface, qui s'accroissent sensiblement en profondeur.
- Les essais en laboratoire indiquent qu'on est en présence d'un sol fin plastique à très plastique, dur avec des densités et des teneurs en eau moyennes.
- Ces sols sont dans l'ensemble sur-consolidé, assez compressible, avec une tendance au gonflement.

#### **IV.6 Le problème dans le site**

A partir de l'étude de la situation géographique et les caractéristiques géologiques, climatiques et topographiques et les essais géotechniques dans le site .....il divisée à deux section nous avons déterminer la suite :

- La section N°1 est sur son ensemble est stable sauf l'apparition des fissures de traction et dégradation superficielle de l'ancien esplanade dû à une mauvaise assise du sol support.

Capable fait un glissement avec le temps dans cette section

Sachant que l'élargissement du front de mer nécessite le confortement des profils en remblais.

- La section N°2 a subi des mouvements de terrain de nature glissement circulaire ce qui confirme l'apparition de l'escarpement en tête et le bourrelet au pied du talus.

Nous pouvons estimer que la cause du glissement est due particulièrement, à la réunion des paramètres à savoir nature du sol, présence des eaux et la géométrie du site (inclinaison forte).

En plus du problème de glissement, l'aménagement de l'OUED et la protection du dalot s'avère nécessaire.

##### **IV.6.1. Causes probables et première conclusion sur le site :**

Après une analyse visuelle du terrain sur plusieurs aspects (morphologie, hydrologie, géométrie et sismicité....etc.) nous pouvons résumer les premiers éléments de réponse relatifs aux causes du glissement.

- La nature argileuse du terrain et sensibilité du terrain.
- Régime hydraulique (source d'écoulement d'eau coté amont, le talus du glissement est un bassin versant d'oued)

- Absence et/ou insuffisance du dispositif de drainage sur le talus.
- Morphologie du terrain défavorable (pente inclinée coté aval).
- Autres: trafic routier, sismicité de la région et apport extérieure sur le talus.

#### **IV.7 Conclusion**

A travers les informations de ce chapitre recueillies sur le site d'El - Ouana sur le front de mer et à travers les expériences géotechniques menées dans ce site , qui est divisé en deux parties , afin d'étudier la stabilité du sol , nous avons conclu que la terre est instable dans les deux sections , car des glissements de terrain se sont produits dans la deuxième section , et la raison en est due à la structure géologique de la zone et à la présence d'eau en plus d'autres raisons.

***Chapitre II***  
***Etude De La Stabilité***



## II. Introduction :

Les précédents chapitres et particulièrement celui traitant la partie géotechnique du présent travail nous a permis de constater qu'effectivement la zone étudiée est sujette à de sérieux mouvements de sol ou instabilités que nous avons constatées le long du tronçon appelé

« Front de mer d'El Ouana ». Cet état de fait nous a contraint à poursuivre notre étude en utilisant les méthodes de calcul de stabilité vogue actuellement.

En effet, les méthodes de calcul de stabilité à l'équilibre limite sont de nos jours très utilisées.

Le mode d'emploi de ces méthodes s'effectue en deux étapes. Ce sont :

Premièrement : L'application des différentes phases que doit comporter la reconnaissance d'un glissement de terrain.

- Deuxièmement : La prise en charge particulière des hypothèses retenues dans l'application de la méthode utilisée de calcul utilisée.

La suite du travail s'effectuera par un développement mathématique rigoureux qui permettra d'aboutir à la formulation du coefficient de sécurité recherché.

Pour le cas de notre travail et pour le calcul de notre coefficient de sécurité « Fs », nous avons, utilisé les deux logiciels connus sous le nom de « SLIDE » et de « PLAXIS ».

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

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

Poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels. En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol  $\tau_{max}$  à la contrainte de cisaillement  $\tau$  s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{local} = \frac{c_{max}}{c}$$

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

La définition de ce coefficient de sécurité global se heurte à deux difficultés : on ne sait pas évaluer, sauf cas particuliers simples ou appel à modélisation complexe, la répartition des contraintes le long

De la surface de rupture et, si l'on possède une telle évaluation, on constate en général que le coefficient de sécurité n'est pas constant le long de la surface de rupture. Les méthodes présentées ci-après reposent sur différentes estimations approchées des contraintes  $\tau$  max d'une part et de  $\tau$  d'autre part (**Tableau 1**).

La résistance au cisaillement ( $\tau$  max) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale  $\sigma'$  selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :  $\tau \text{ max} = c' + \sigma' \tan \phi'$ . Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales  $\sigma'$ . Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement  $\tau$  consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduites :

$$\frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{F} = r$$

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

**Tableau II. 1** : caractéristiques de quelques méthodes de calcul de stabilité

	<b>Surface De rupture plane</b>	<b>surface de rupture circulaire</b>		<b>Surface de rupture quelconque</b>
		Méthode de FELLENIOUS	Méthode de bishop	Méthode des perturbations
<b>Equations d'équilibre vérifiées</b>	$R_K = 0$ $R_y = 0$		$M_0 = 0$	$R_K = 0$ $R_F = 0$ $M_0 = 0$
<b>Évaluation des <math>\sigma</math></b>	$\int \sigma = W \cos \beta$ connu	Méthode des tranches $\sigma_0$ = poids de la colonne de sol	Méthode des tranches +hypothèses sur les forces inter tranches	$\sigma = \sigma_0(\lambda + \mu \tan \alpha)$
<b>Evaluation des <math>r</math></b>	$\int r = W \sin \beta$ connu	$\int (r) = (w) \text{ connu}$		$r = \frac{c + \sigma \tan \phi}{F}$

<p><b>Expression</b></p> <p><b>de F =</b></p> $F = \frac{\int r_{max}}{\int r} = \frac{T_{max}}{W \sin \beta}$	$F = \frac{\int (c_{max})}{\int M(c)} = \frac{R \int (c + \sigma \tan \varphi)}{M(W)}$	<p>Résulte de la résolution du système d'équations</p>
--	--	--

$R_x R_y$  : composantes de la résultante des forces s'exerçant sur le massif de sol limité par la surface de rupture.

$K_0$  : moment résultant (au point O) des forces s'exerçant sur le massif de sol.

$c r$  : contraintes s'exerçant sur une facette de la surface de rupture.




$a$  : angle de cette facette avec l'horizontale.

## II.2 Modèles numériques et géométries

La modélisation est effectuée par rapport aux hypothèses suivantes :

- Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré suivant la pente la plus critique (pente défavorable).
- L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients l'accélération sismiques qui sont  $a_h/g = \pm 0,1$  pour la composante horizontale et  $a_v /g = \pm 0,03$  pour la composante verticale.
- On a considéré une surcharge roulante de 15 KPa et 10 KPa, pour simuler le trafic.
- Le sol a été considéré dans son état à long terme (en contraintes effectives),
- avec un niveau de nappe en surface.
- Le profil géologique introduit dans les calculs, se compose par la succession lithologique mentionnés dans le rapport du sol établi par le laboratoire et les caractéristiques mécaniques utilisées dans la modélisation numérique sont présenté au tableau suivant :

**Tableau II.2** : les caractéristiques géotechniques des couches du talus Section N°1

Les couches	Couleur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (°)
Sable fin de couleur brunâtre		20	5	16
Argile limoneuse		20.5	30	15
Argile limoneuse plus dure		21	33	21

### II.2.1 Présentation de PLAXIS 2D

PLAXIS (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D dédié à la Géotechnique. Pour notre problème, on utilise PLAXIS 2D.

Logiciel PLAXIS est un programme informatique qui effectue des analyses par éléments finis (MEF) dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, y compris la déformation, la stabilité et l'écoulement des eaux. PLAXIS permet aux nouveaux utilisateurs de travailler avec le logiciel après seulement quelques heures de formation.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

La génération d'un modèle d'éléments finis à deux dimensions avec PLAXIS est basée sur un modèle géométrique. Ce modèle géométrique est créé dans le plan (x, y) du système de coordonnées global, alors que la direction z est perpendiculaire à ce plan. Dans le système de coordonnées global, la direction z positive pointe vers l'utilisateur.

### II.2.2 Modélisation numérique de section 1.

L'introduction des données du tableau V.1 ci - dessus pour une surcharge roulante constituant le corps de chaussée (**Figure II.1**) donne :

- **Pour 15 KPa :**

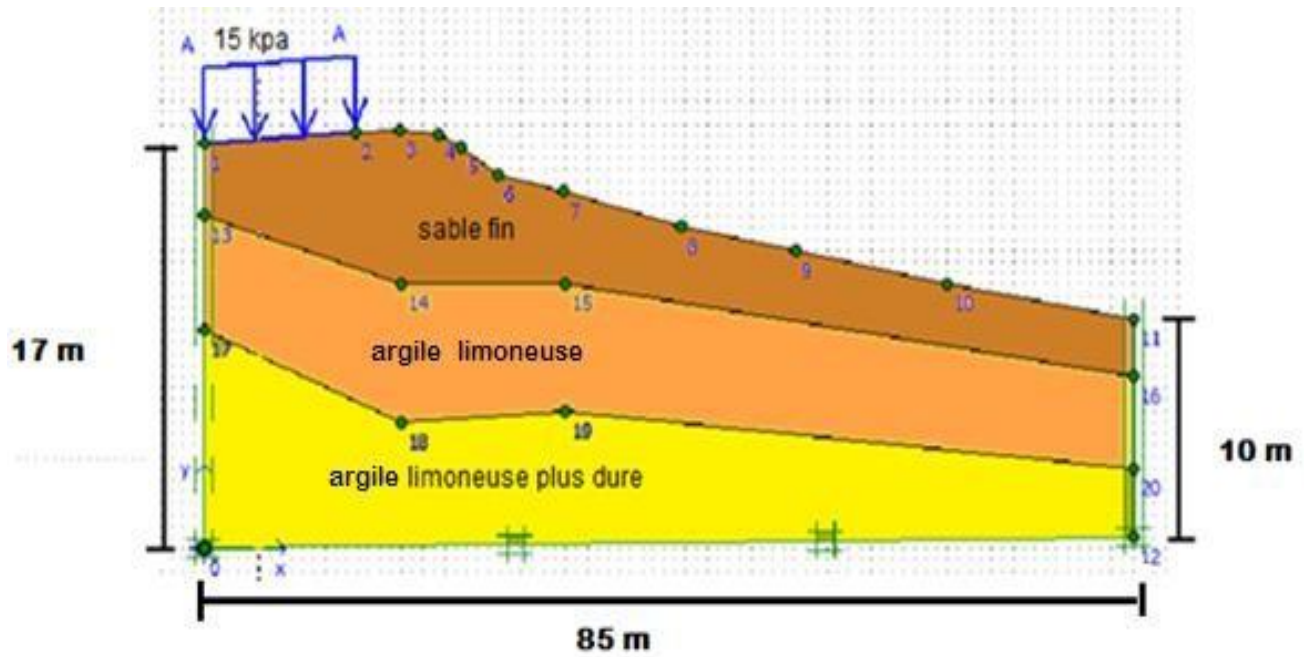


Figure II.1 : géométrie du modèle en section N°1

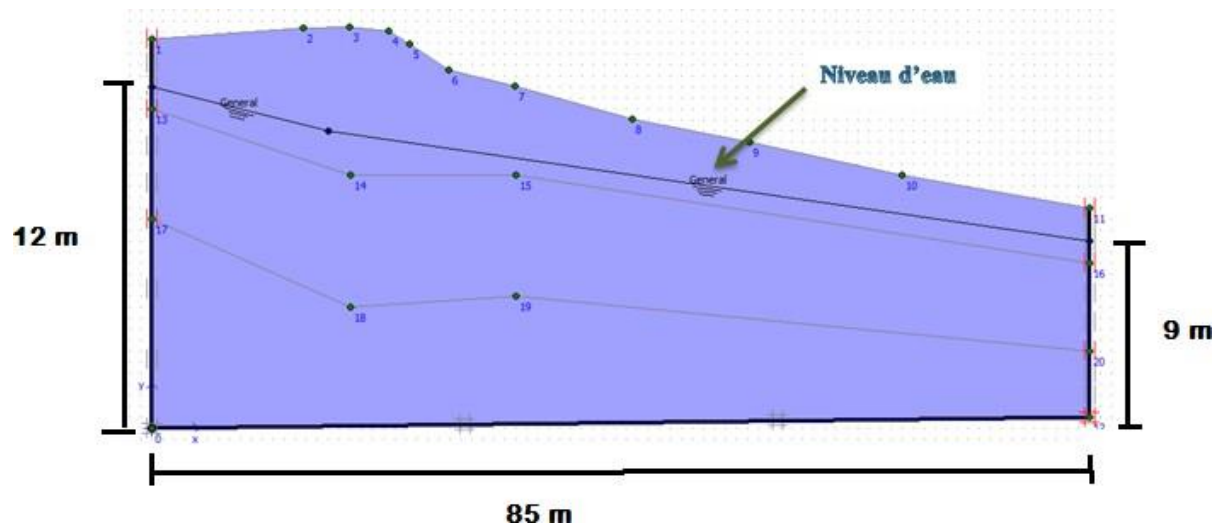


Figure II.2 : Géométrie du modèle en section n°1 Avec de la nappe phréatique

Après avoir entré les informations précédentes (les couches la nappe d'eau) Nous avons obtenu le cercle glissement ou zone de rupture indiqué sur la (Figure II.3), ainsi que le coefficient de sécurité indiqué dans le (Figure II.4), dont la valeur était  $F_s = 1.22$ .

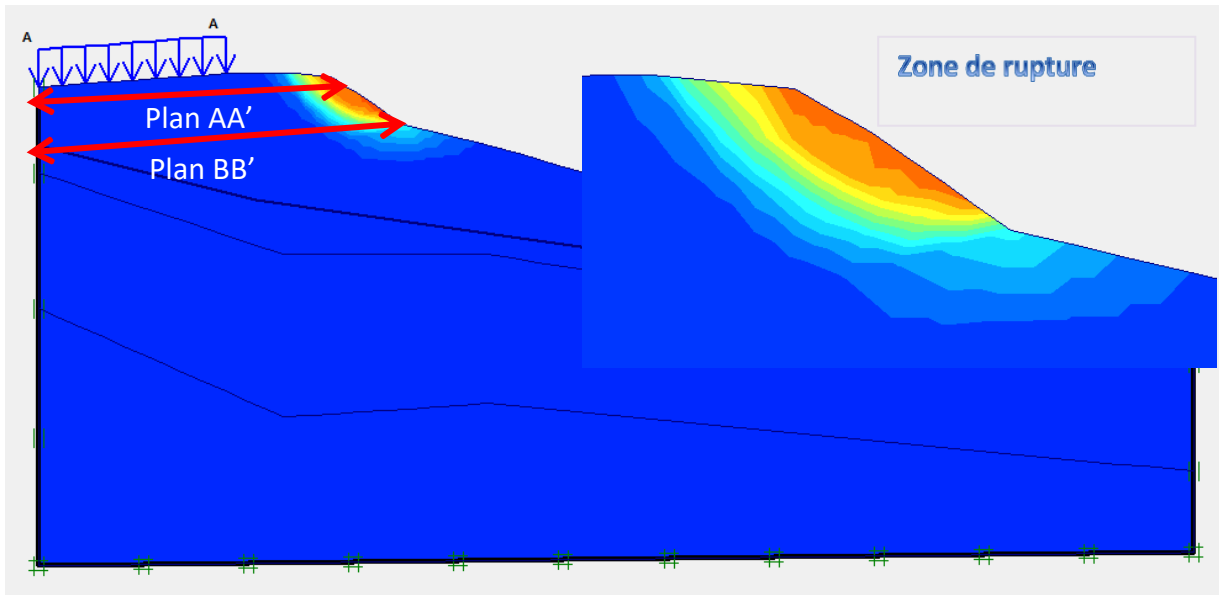


Figure II.3 : Zone de rupture de la section 1

Le tableau suivant présente le facteur de sécurité minimale de la stabilité du talus Supérieure ou proche de 1.5 dans son état actuel et le plan de rupture :

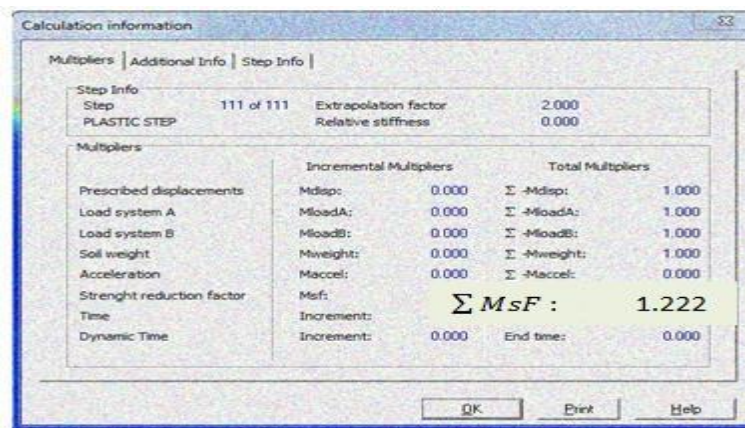
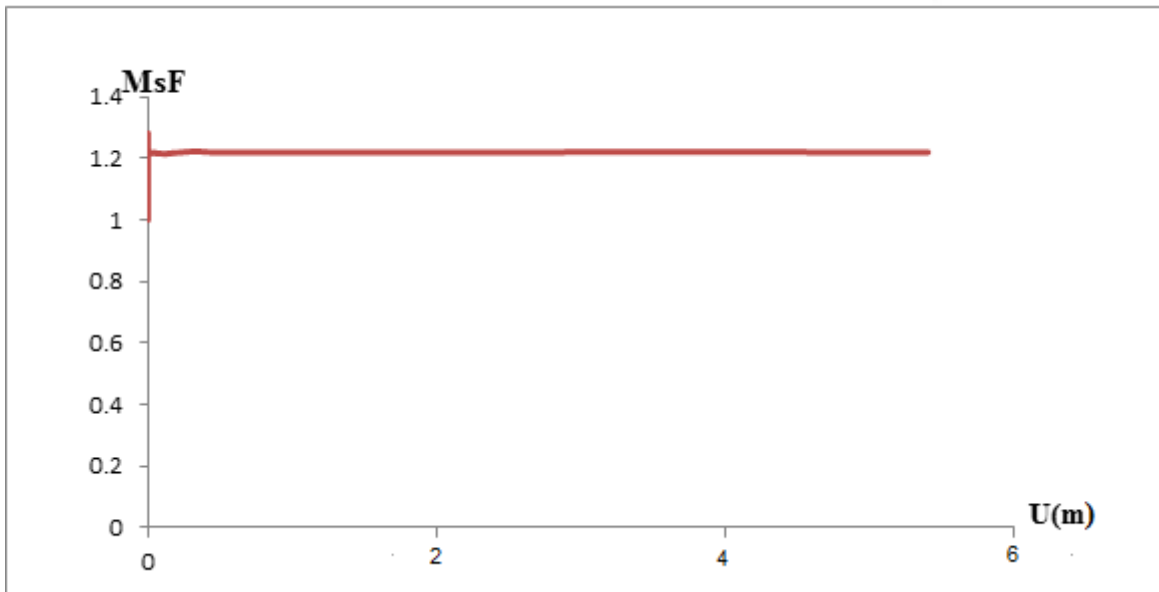


Figure II.4: Capture d'écran donnant la valeur du Fs calculé

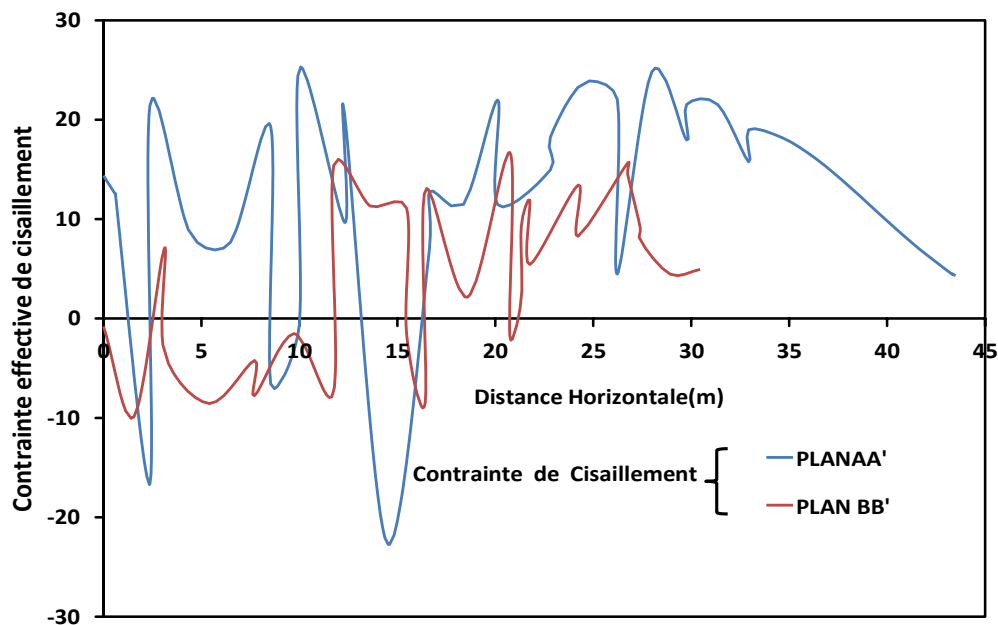
Le facteur de sécurité présent par La courbe suivante :

La courbe présente le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U (m) de section 1 et d'une surcharge roulante 15 KPa au départ, on constate une augmentation des valeurs du facteur de sécurité lorsque les valeurs des déplacements sont plus petites que possible, et au fur et à mesure que les valeurs des déplacements augmentent, on remarque que la valeur du facteur de sécurité est stable (se stabilise à 1.22)



**Figure II. 5 :** présent le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U (m)

- ✓ Nous étudions la variation de la contrainte de cisaillement sur le plan horizontal (plan AA', plan BB') le résultat est représenté sur la courbe suivante :



**Figure II.6 :** Contrainte de cisaillement en fonction la distance horizontale(m)

Cette courbe présent la contrainte de cisaillement en fonction de la distance horizontale telle que la courbe bleue représenté un graphique de contrainte de cisaillement pour la coupe AA et la courbe rouge pour la coupe BB. Les deux courbes montrent des valeurs variables différentes, ou l'on remarqué une augmentation et une diminution des valeurs de chacune d'elles avec l'augmentation de la distance horizontale.

N.B : la profondeur de plan AA' est 3m, la profondeur de plan BB' est 5m.

**Pour 10 KPa**

Nous avons obtenu le tracé du cercle de glissement (Figure II.7) et avons pu déterminer la valeur du coefficient de sécurité Fs (Figure II.8) égal au Fs que nous obtenu pour une surcharge de 15 KPa,

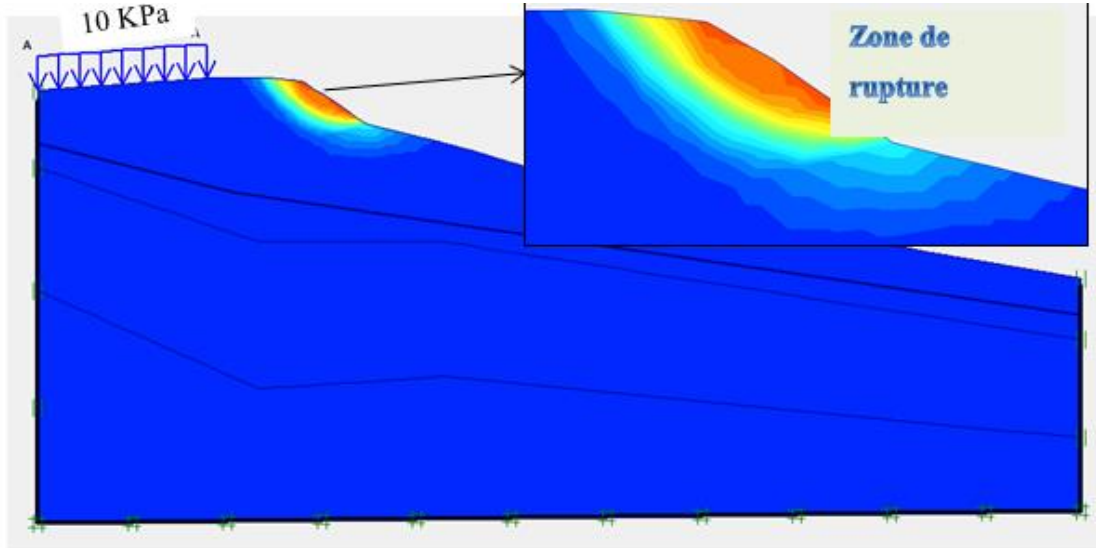


Figure II.7 : représente la valeur de coefficient de sécurité

La capture d'écran donnée en Figure V.8 donne la valeur du facteur de sécurité minimal actuel calculé.

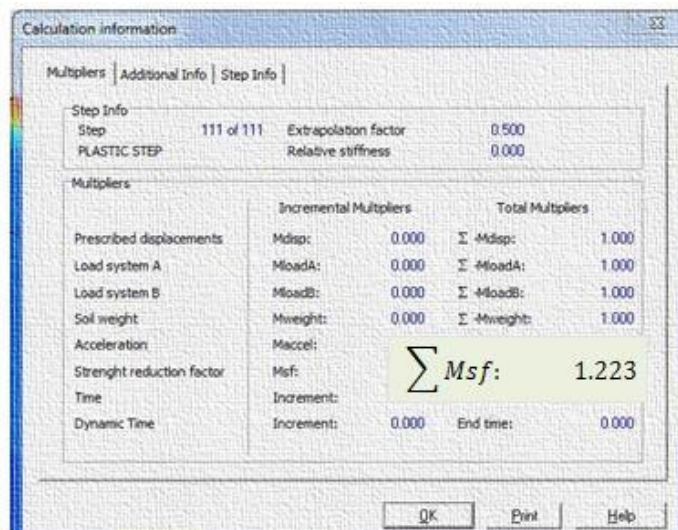
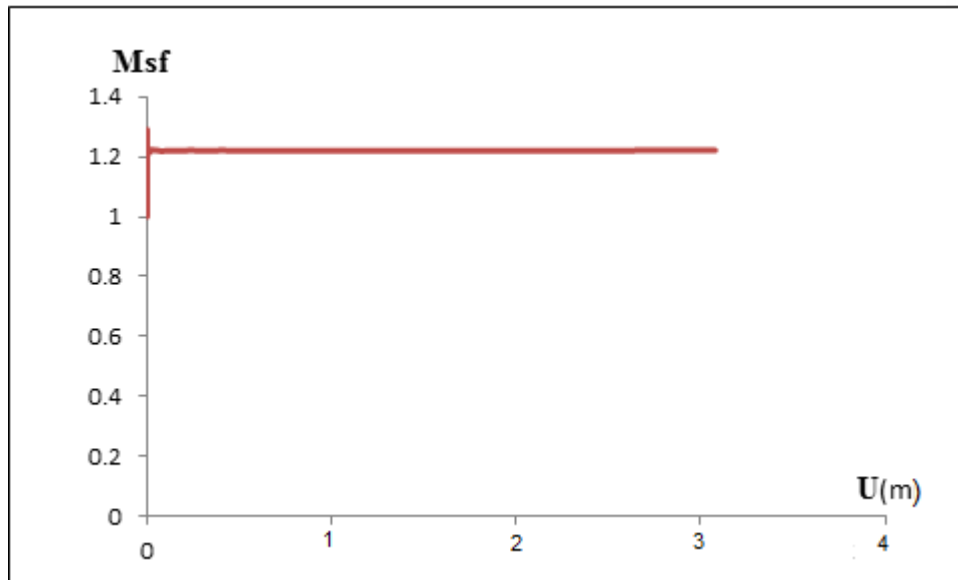


Figure II.8 : Capture d'écran donnant la valeur de Fs calculé



Le facteur de sécurité présent par La courbe suivante :

La courbe présente le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U (m) de section 1 et d'une surcharge roulante 10 KPa au départ, on constate une augmentation des valeurs du facteur de sécurité lorsque les valeurs des déplacements sont plus petites que possible, et au fur et à mesure que les valeurs des déplacements augmentent, on remarque que la valeur du facteur de sécurité est stable. (Se stabilise à 1.223)



**Figure II.9 :** présent le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total

### **II.2.3. Modélisation du talus en section 2**

La modélisation est effectuée par rapport aux hypothèses suivantes :

- Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré suivant la pente la plus critique (pente défavorable).
- L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients l'accélération sismiques qui sont  $a_h/g = \pm 0,1$  pour la composante horizontale et  $a_v/g = \pm 0,03$  pour la composante verticale.
- On a considéré une surcharge roulante de 10 KPa et 15 KPa, pour simuler le trafic.
- Le sol a été considéré dans son état à long terme (en contraintes effectives),
- avec un niveau de nappe en surface.
- Le profil géologique introduit dans les calculs, se compose par la succession lithologique mentionnés dans le rapport du sol établit par le laboratoire et les

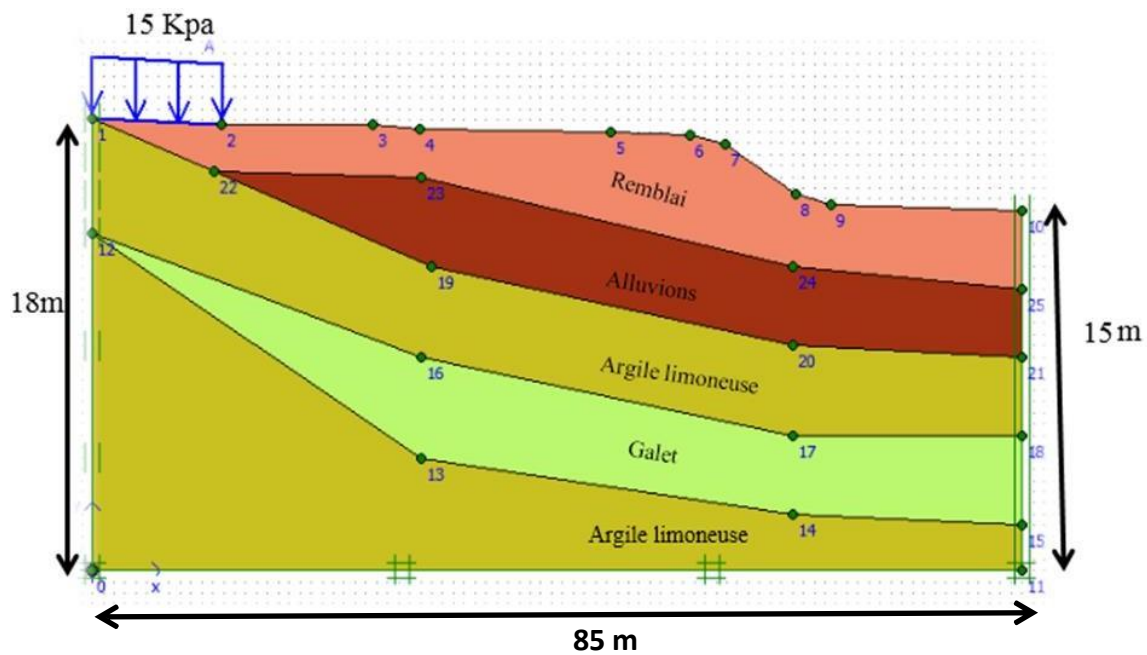
Caractéristiques mécaniques utilisées dans la modélisation numérique sont présenté au tableau suivant :

**Tableau II.3** : les caractéristiques géotechniques des couches du talus Section N°2

Les couches	Couleur	$\Gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (°)
Remblai		19	5	20
alluvions		20	8	22
Argile limoneuse		21	19	22
galet		20	50	33

**-pour 15 KPa**

Modalisation numérique de profil par logiciel PLAXIS : Après avoir entré les informations dans le tableau ci-dessus, c'est ça la **section 2**.elle est constitué de cinq couches représentées sur la (**Figure II.11**) ci-dessous, et la présence d'une charge variable. On calcule d'abord le coefficient de sécurité avec une charge de 15 KPa, et après avec une charge de 10 KPa.



**Figure II.11** : Modélisation de talus section N°2

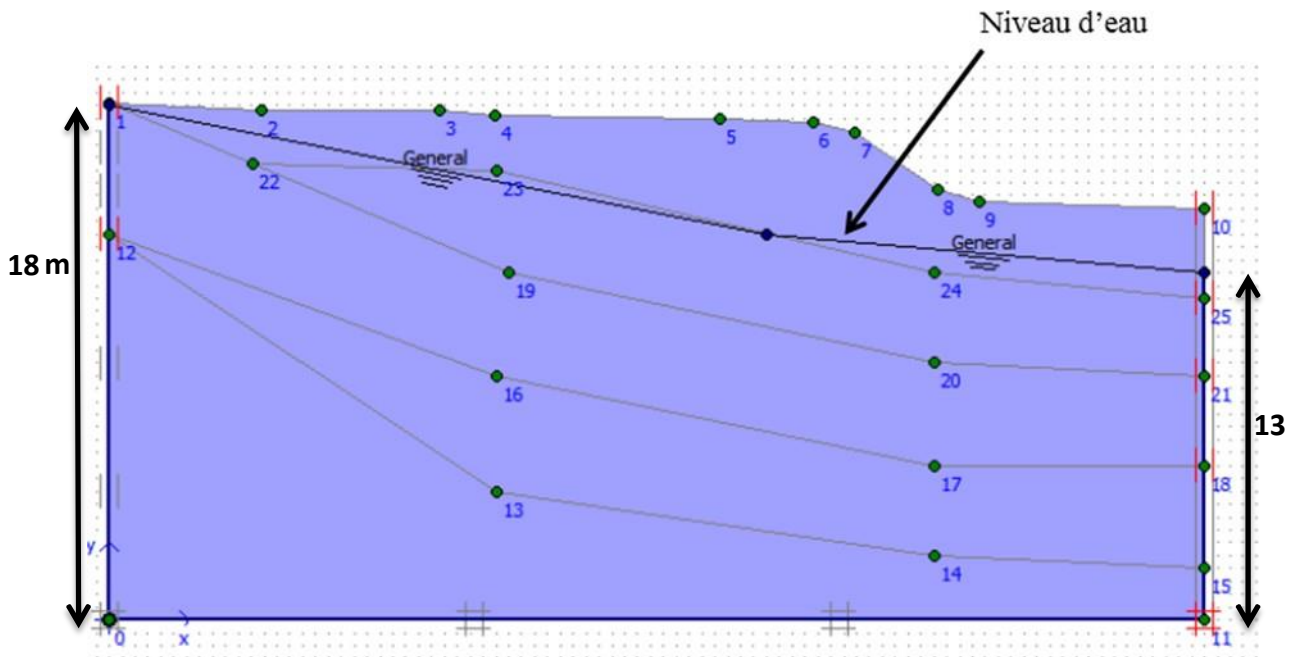


Figure II.12 : la nappe phréatique

Après avoir entré les informations précédentes (les couches la nappe d'eau) Nous avons obtenu le cercle glissement ou zone de rupture indiqué sur la (Figure II.13), ainsi que le coefficient de sécurité indiqué dans le (Figure II.14), dont la valeur était 1.085.

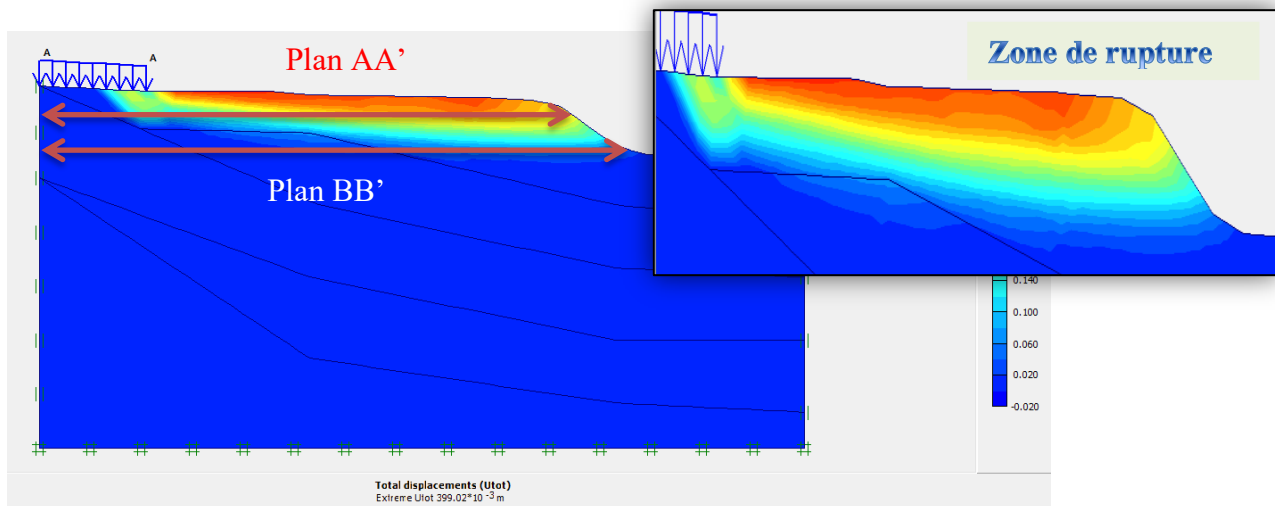


Figure II.13 : Zone de rupture

La Figure II.14 suivante donne la valeur du Fs calculé en section 2:

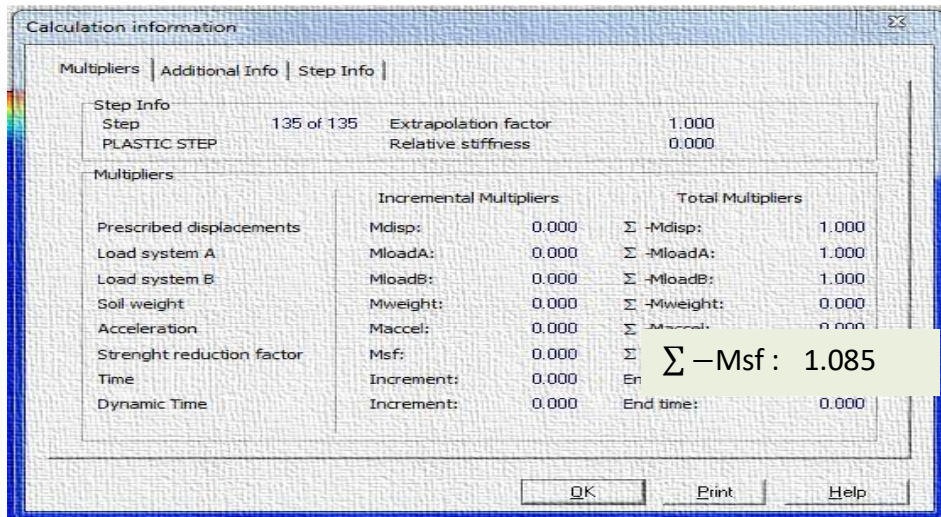


Figure II.14 : Capture d'écran donnant la valeur de Fs en section 2

Le facteur de sécurité présent par la courbe suivante :

La courbe montre que le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U(m) de section2 et d'une surcharge roulante 15 KPa , on note une augmentation des valeurs du coefficient de sécurité avec l'augmentation des déplacements jusqu'à ce qu'il se fixe approximativement à la valeur 1,085

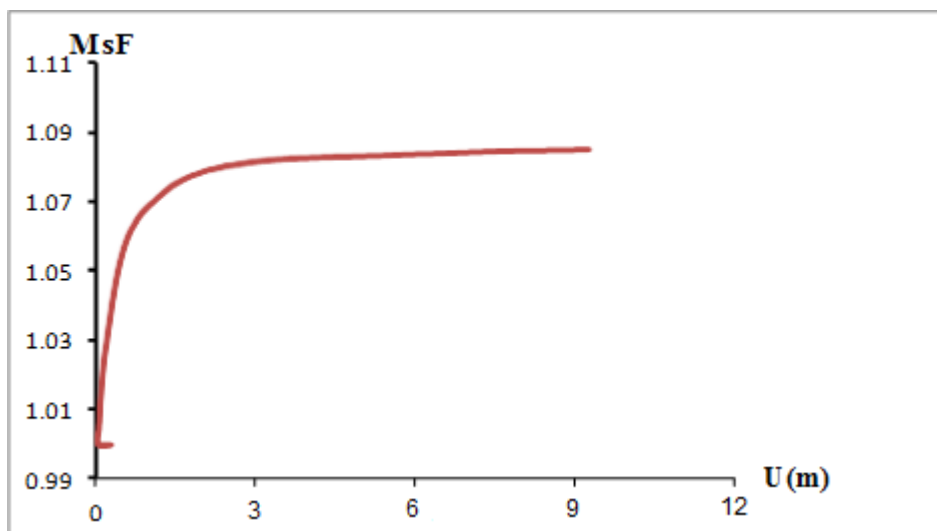
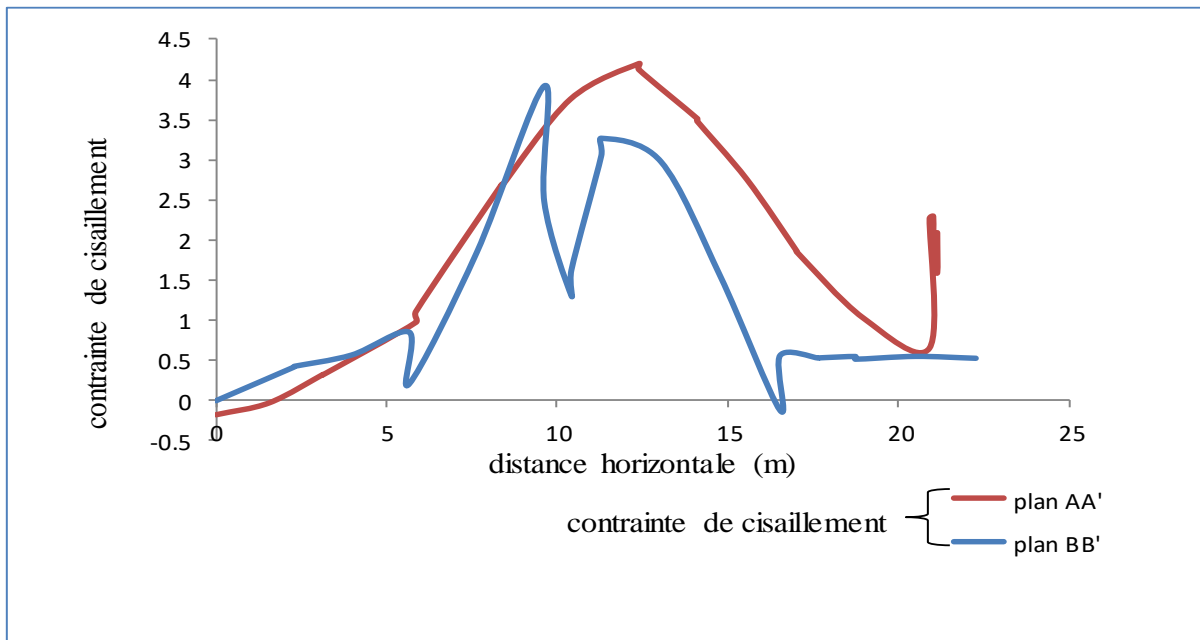


Figure II.15 : présente le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U (m)

Nous étudions la variation de la contrainte de cisaillement sur le plan horizontal (plan AA', plan BB') le résultat est représenté sur la courbe suivante :



**Figure II.16 :** Contrainte de cisaillement en fonction la distance horizontale (m)

Cette courbe présente la contrainte de cisaillement en fonction de la distance horizontale telle que la courbe bleue représente un graphique de contrainte de cisaillement pour la coupe AA et la courbe rouge pour la coupe BB de section 2. Telle que la courbe de coupe AA augmente avec l'augmentation de la longueur de la coupe jusqu'à ce qu'elle atteigne son sommet, puis diminue progressivement jusqu'à ce qu'elle augmente à nouveau au dernier point de coupe, selon la courbe de coupe BB qui augmente et diminue de manière aléatoire jusqu'à ce qu'il diminue et se fixe presque au dernier point de la coupe.

### -pour 10 KPa :

Pour cette nouvelle charge et en cette même section, nous avons obtenu :

La zone de rupture que représente la **Figure II.17** et la valeur de  $F_s = 1.18$  telle qu'affichée sur la capture d'écran de la **Figure II.18**

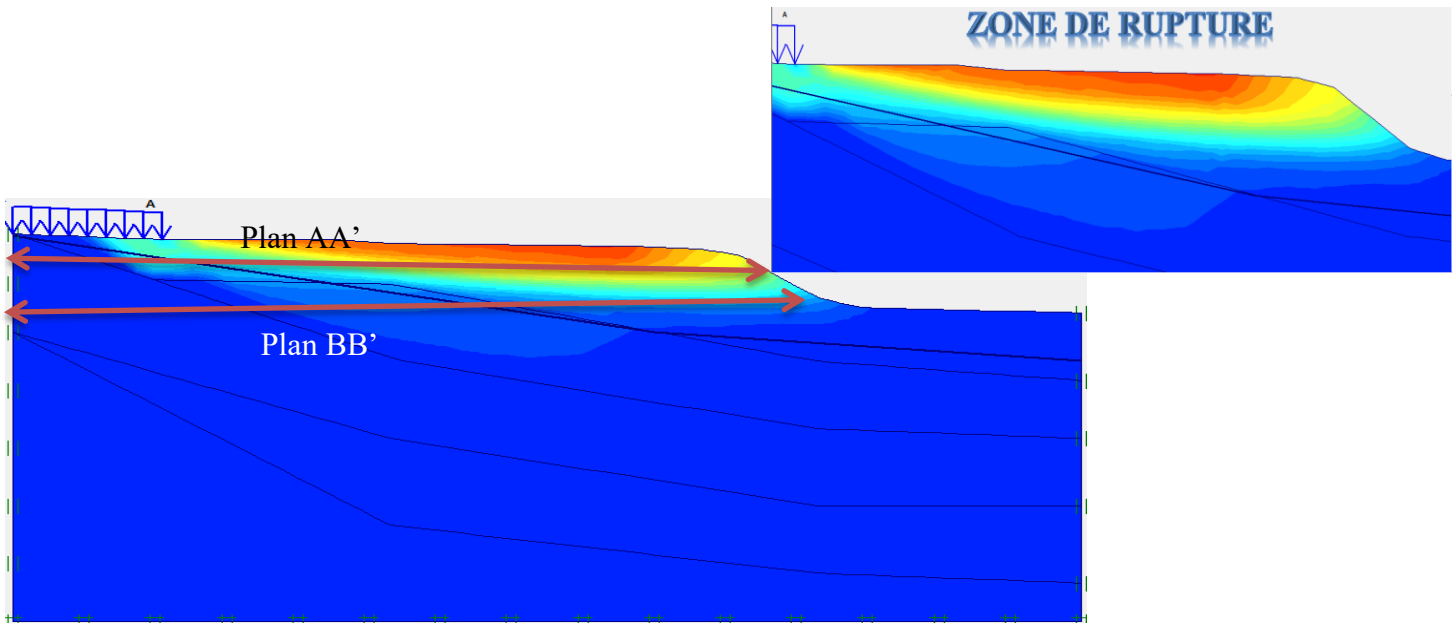


Figure II.17 : zone de rupture

La Figure II.17 suivante donne la valeur du Fs calculé en section 2

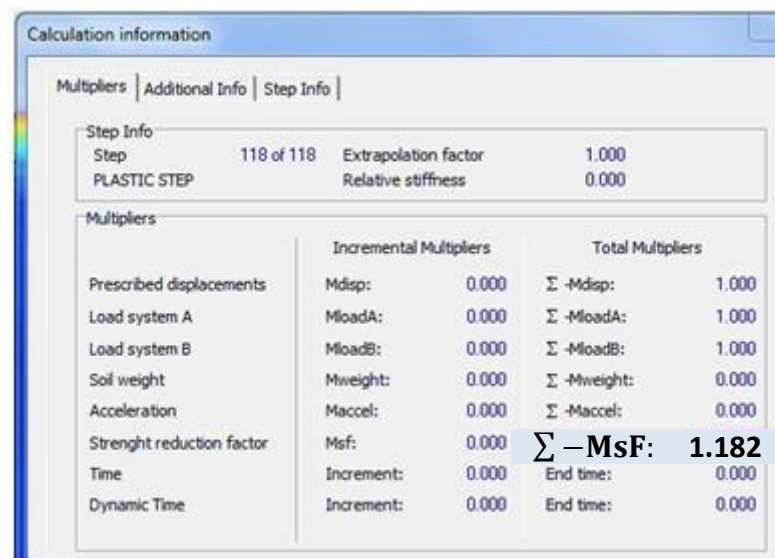


Figure II.17 : Capture d'écran donnant la valeur de Fs en section 2

Le facteur de sécurité présent par la courbe suivante :

La courbe montre que le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U(m) de section 2 et d'une surcharge roulante 10 KPa, on note une augmentation des valeurs du

Coefficient de sécurité avec l'augmentation des déplacements jusqu'à ce qu'il se fixe approximativement à la valeur 1,18

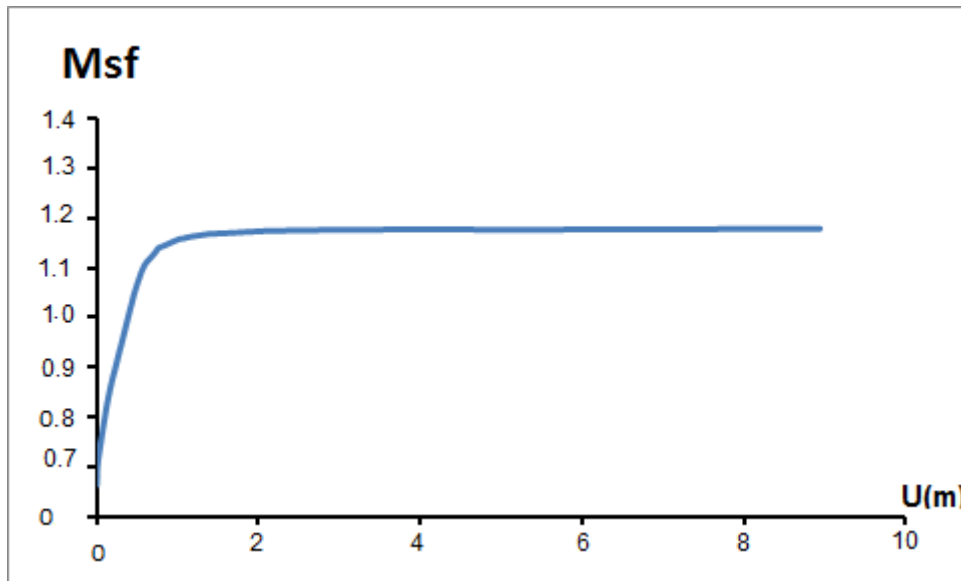


Figure II.18 : présente le facteur de sécurité MsF en fonction le déplacement total U (cm)

- ✓ Nous étudions la variation de la contrainte de cisaillement sur le plan horizontal (plan AA', plan BB') le résultat est représenté sur la courbe suivante :

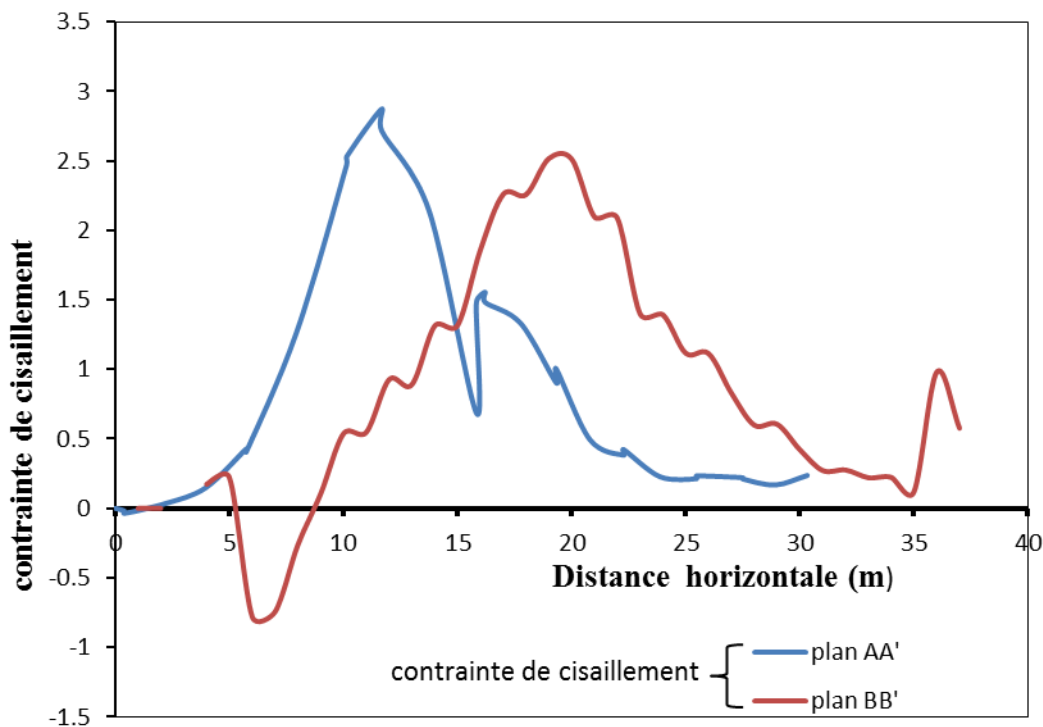


Figure II.19 : Contrainte de cisaillement en fonction la distance horizontale (m)



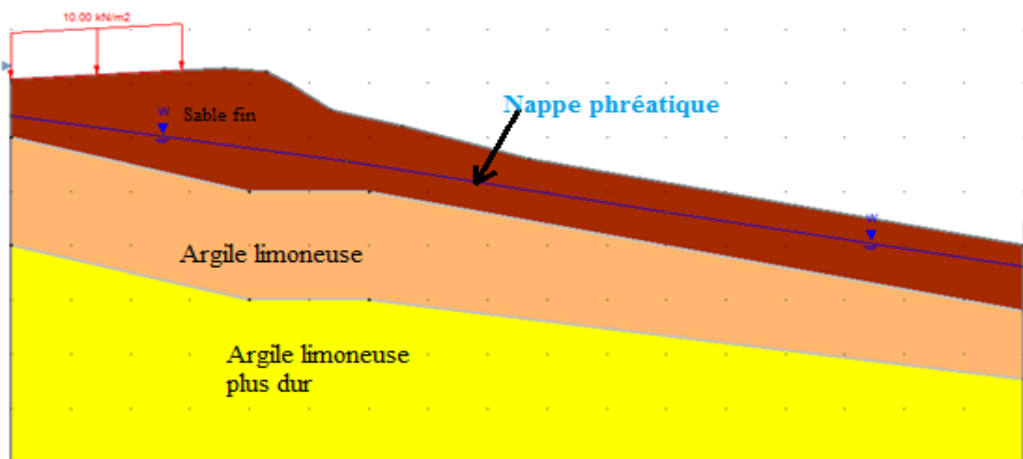
Cette courbe présente la contrainte de cisaillement en fonction de la distance horizontale telle que la courbe bleue représente un graphique de contrainte de cisaillement pour la coupe AA et la courbe rouge pour la coupe BB de section 2. Nous notons la similitude des deux courbes en termes d'augmentation et de diminution de chacune d'elles en termes de distance horizontale, malgré leur différence dans les points de changement de leurs valeurs, en raison de la différence de longueur des segments pour chacun d'eux.

**N.B :** la profondeur de plan AA' est 3m, la profondeur de plan BB' est 5m.

## II.2.2. Présentation du logiciel SLIDE

Le logiciel SLIDE, développé par Roc Science INC Toronto - Canada, est généralement utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Travaillant en 2D, le logiciel Slide peut être appliqué pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire.

### II.2.2.1 Modélisation du talus en section 1 cas dynamique



**Figure II.20 :** Modélisation de la section 1

✚ La valeur de facteur de sécurité par la méthode de FELLENIUS :

Comme il apparaît en **Figure II.20**, le coefficient de sécurité obtenu avec cette méthode est égal à 1.183.

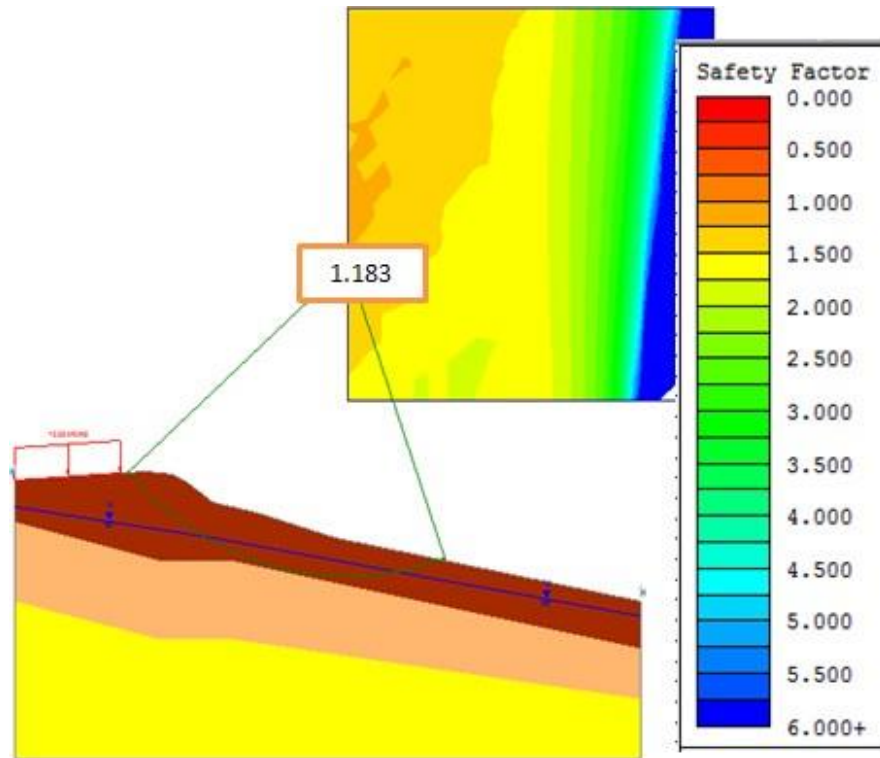


Figure II.21 : Calcul de Fs par la méthode de FELLENIUS.

✚ La valeur de facteur de sécurité par **Bishop** :

Comme on peut l'apercevoir sur la **Figure V.22** qui suit, le coefficient de sécurité obtenu avec la méthode simplifiée de Bishop vaut 1.262.

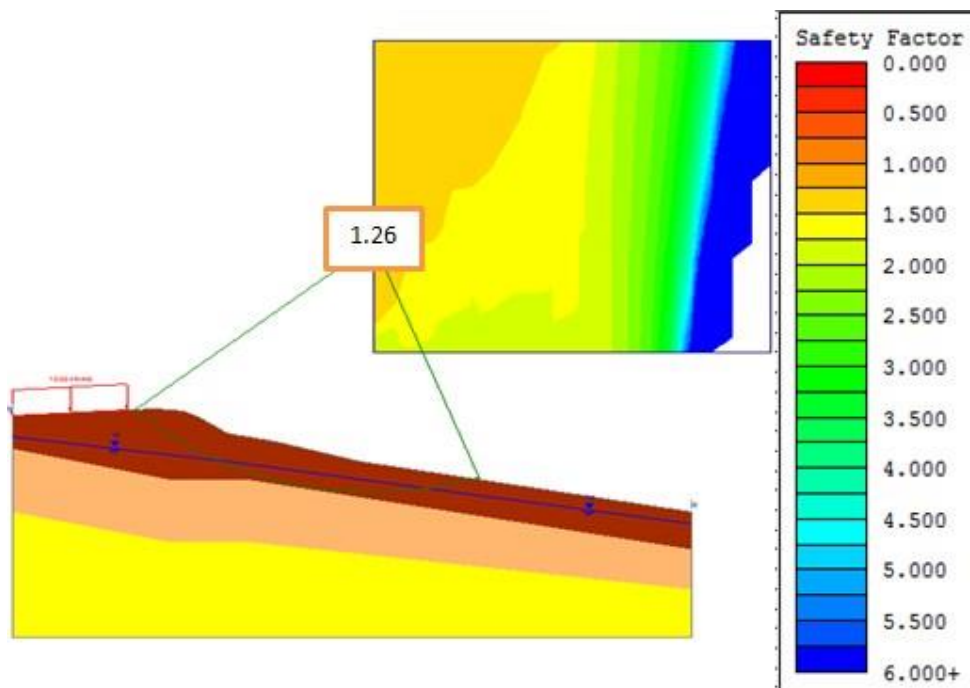


Figure.II.22 : Calcul le facteur de sécurité par la méthode de Bishop.

II.2.2.2. Modélisation du talus en section 2 cas dynamique

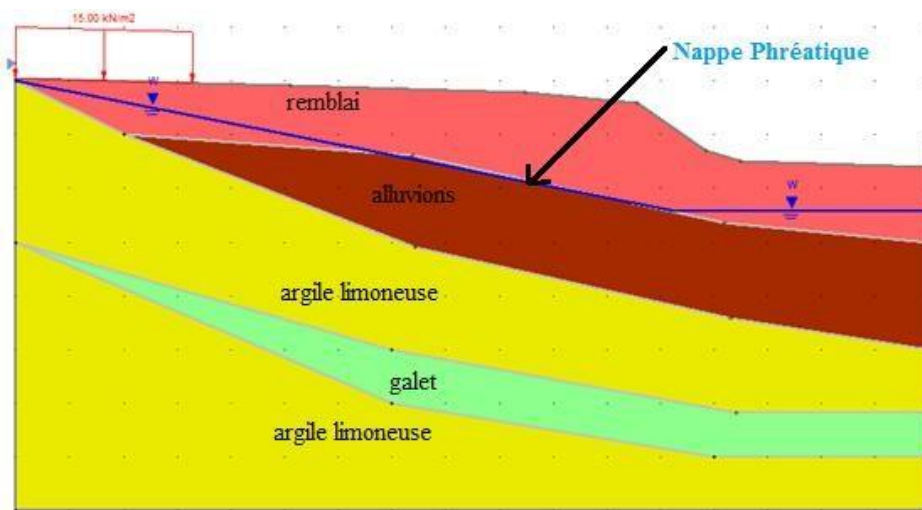


Figure II.23 : modélisation de la section 2

✚ La valeur de facteur de sécurité par **FELLENIOUS** :

Comme le montre la **Figure II.24** le coefficient de sécurité obtenu avec vaut 1.070;

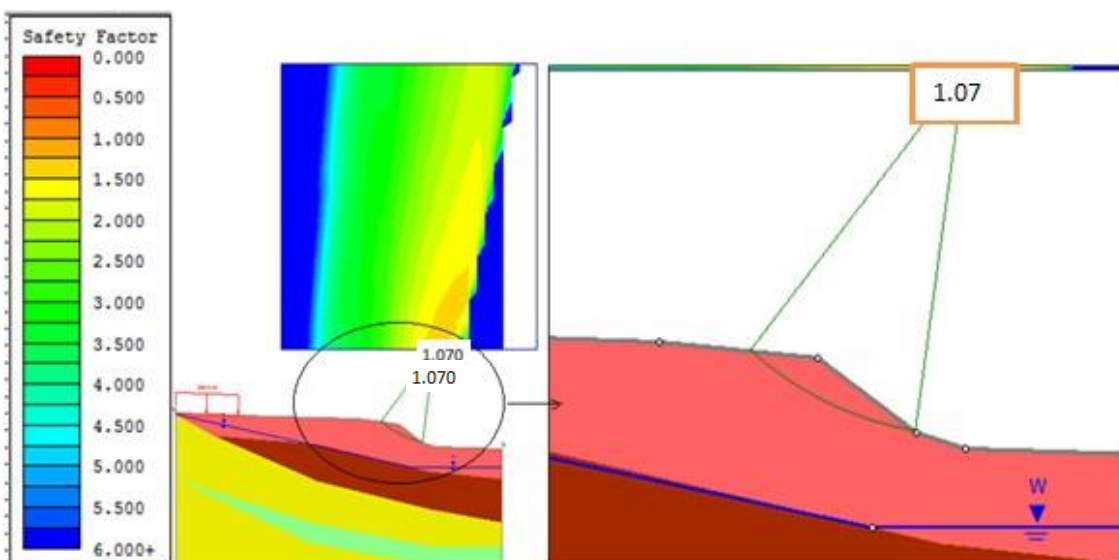


Figure II.24 : Calcul le facteur de sécurité par la méthode de FELLENIOUS

✚ La valeur de facteur de sécurité par **Bishop** :

Comme le montre la **Figure V.25** qui suit, le coefficient de sécurité vaut 1.082;

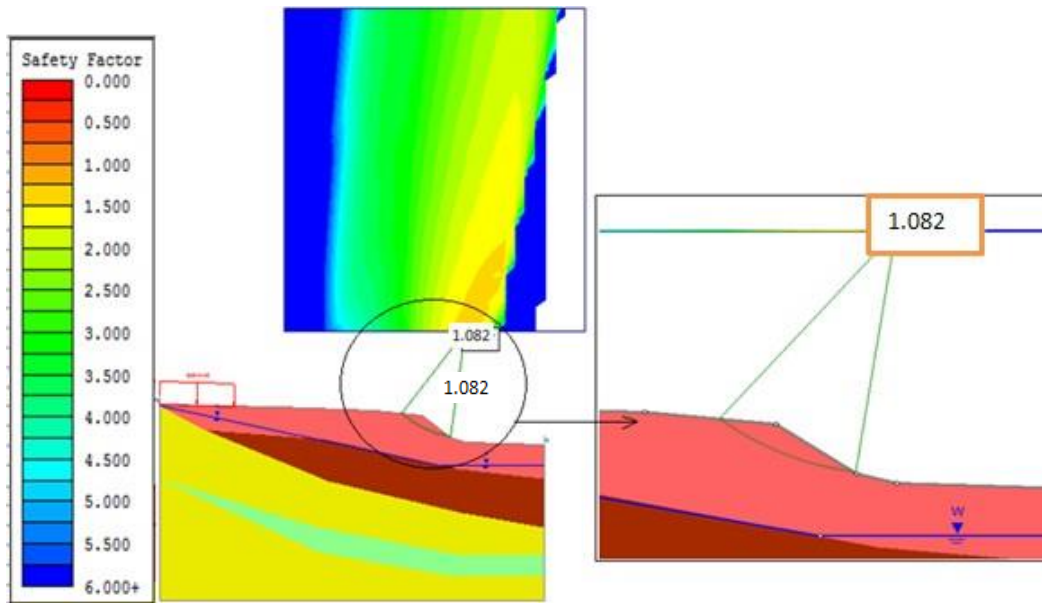


Figure II.25 : Calcul le facteur de sécurité par la méthode de Bishop

### II.3. Comparaison des coefficients de sécurité

Tableau II.4 : Valeurs du coefficient de sécurité  $F_s$  obtenues Par différentes méthodes

		Facteur de sécurité FS	
logiciel	La charge (KPa)	Section 1	Section 2
PLAXIS	10 KPa	1.223 <1.5	1.182 <1.5
	15 KPa	1.222 <1.5	1.085 <1.5
SLIDE	15 KPa (FELLENUIS)	1.183 <1.5	1.070 <1.5
	10 KPa (bishop)	1.262 <1.5	1.082 <1.5
<b>Observation</b>		<b>instable</b>	<b>instable</b>

**II.4. Conclusion :**

Le calcul du facteur de sécurité permet à l'ingénieur géotechnicien de terminer son travail en toute sécurité. L'utilisation de programmes numériques sécurise sa puissance de travail car il s'agit d'un mélange entre l'esprit humain et la capacité de calcul, non l'un d'eux peut faire la tâche seule, car les programmes peuvent être efficaces sous la direction et l'orientation modelleuse.

Ou nous avons calculé le facteur de sécurité à l'aide du programme PLAXIS et SLIDE, et leurs résultats étaient proches (entre 1 et 1.5, le terrain étudié est instable) en raison de leurs modèles similaires car ils dépendent de méthode BISHOP et FELENIUS appuyée par la méthode des éléments finis.

***Chapitre III***  
***Renforcement du site***

### **III. Introduction**

Suite à l'état des lieux du site étudié et de l'équilibre précaire (stabilité) constaté au niveau des « sections 1 et 2 » du front de mer d'El Ouana, nous avons pensé utile de procéder au traitement de la zone étudiée en proposant les solutions de renforcement qui suivent :

- Pour la section 1 : Mur en béton armé et une pente aménagée par la terre végétale ;
- Pour la section 2 : Mur en béton armé sur pieux

#### **III.1. Traitement de la section 1**

Les trois opérations à réaliser pour la réussite du traitement de cette section sont:

##### **III.1.1 Opération de terrassement**

Cette opération consiste en :

- Purger la masse du terrain instable par des plots de 20 à 30 m maximum ; car le versant est en état d'équilibre précaire. Aussi la purge favorise l'allègement du talus
- Profiler le talus en réalisant des banquettes et des pentes favorables.
- Scarification (décapage) de l'ancienne esplanade sur 3m de profondeur.

**NB :** L'opération de terrassement doit s'effectuer en période sèche (rabattement de la nappe).

##### **III.1.2. Opération de drainage**

Comme indiqué plus haut l'un des facteurs les plus importants dans les désordres enregistrés dans ce site 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 les formes superficielle et souterraine.

Pour réduire les effets de l'eau, on doit procéder comme suit :

- Réalisation 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 sur une profondeur de 4 m pour rabattre au maximum le niveau de la nappe d'eau et collecter les eaux souterraines.
- Résoudre le problème des écoulements des eaux superficielles. Pour cela, on doit : refaire le réseau d'assainissement-; reconstruire les fossés bétonnés ; réaliser les fossés de crête ; évacuer les eaux stagnantes du pied de talus.

##### **III.1.3 Opération de confortement.**

Une fois l'évacuation de la masse instable effectuée et la mise en place du système de drainage réalisée, les deux variantes que nous proposons pour conforter le talus sont:

### **III.1.3.1 Proposition de confortement**

Les Choix de la solution confortative, a considérer sont liés à un élément essentiel qui est la faisabilité des travaux, eux-mêmes reliés à :

1. Analyse des paramètres techniques du site.
2. Maitrise de la solution arrêtée.
3. Impératif technico-économique.

Les trois solutions de confortement des remblais qui nous semblent appropriés, économiques et qui répondent même à notre préoccupation majeure, à savoir la pérennité du front de mer sont:

- Le soutènement des remblais par les murets des escaliers en béton armé et par des atalus au premier niveau de l'esplanade.
- Le renforcement par le remblai de TVC.
- La mise en place des remblais selon une pente favorable qu'on doit aménager par de la terre végétale.

## **III.2. Etude de stabilité**

### **III.2.1. Mise en place des remblais en pente favorable aménagée**

Cette dernière exige la modification géométrique (naturelle) du talus avec :

- La pose de murets pour escaliers en béton armé et des talus au premier niveau de l'esplanade ;
- Adoption d'une pente favorable pour la stabilité locale des remblais au pied du talus.
- L'aménagement du site sera effectué par la mise en place d'une terre végétale engazonnée sur 50 cm d'épaisseur.

### **III.2.2. Talus soutenu par des murs en béton armé**

Cette méthode (proposition) consiste à soutenir les remblais en TVC sélectionnés de l'esplanade par des murs de soutènement en béton armé de hauteur variant entre 4 et 8m., ancrés de 1.50 m dans le bon sol et contenant un système de drainage adéquat.

Les caractéristiques du mur à un pré dimensionnement sont résumées dans le **Tableau III.1** qui suit :



Tableau III.1 Dimensions du mur en béton armé

Hauteur moyenne du mur (H)	
Largeur de la semelle (L)	4.2m
Largeur de talon avant (B)	1.4m
Largeur de talon arrière(A)	2.4m
Epaisseur de la semelle (E)	0.6m
Epaisseur du voile à la base (C2)	0.4m
Epaisseur du voile à la tête (C1)	0.3m
Ancrage minimale au bon sol	1.5m

**III.2.3. Drainage à un pré dimensionnement**

Afin d’assurer ce drainage, le dispositif doit être composé de :

D’un drain collecteur de dimensions 70\*70cm qui doit être placé derrière le voile en béton armé. Le drain en PVC perforé doit contenir du gravier 15/25. L’ensemble (le tout) doit être enrobé dans le géotextile de filtration,

- De caniveaux en forme de U de dimensions 50\*50cm en pied des talus.

La modélisation du talus conforté par cette variante est effectuée avec le rabattement de la nappe d’eau suite aux dispositifs de drainage (géo composite et drain collecteur sous le mur) mis en place.

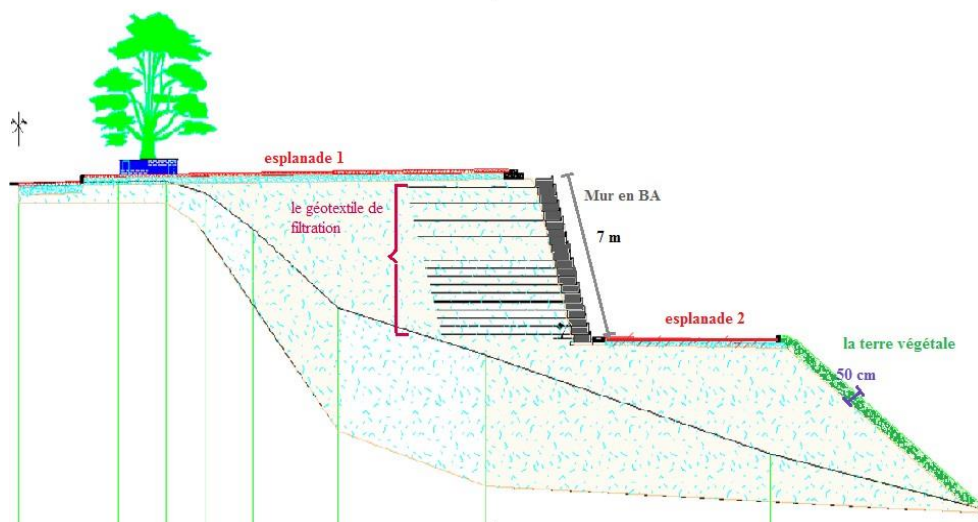
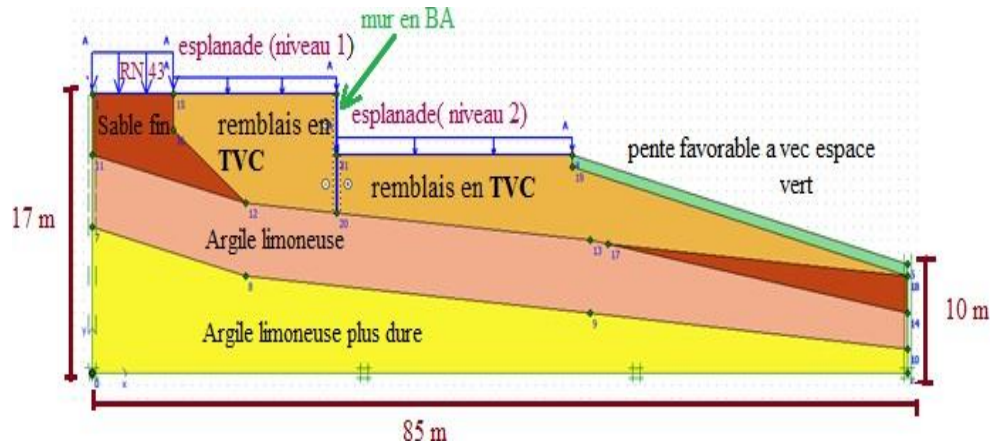


Figure III.1 : Profil de la section 1

### III.3. Modélisation de la stabilité par le logiciel PLAXIS

Telle qu'on la conçoit, la modélisation de la stabilité doit répondre aux détails développés dans le schéma de la **Figure III.2** qui suit.



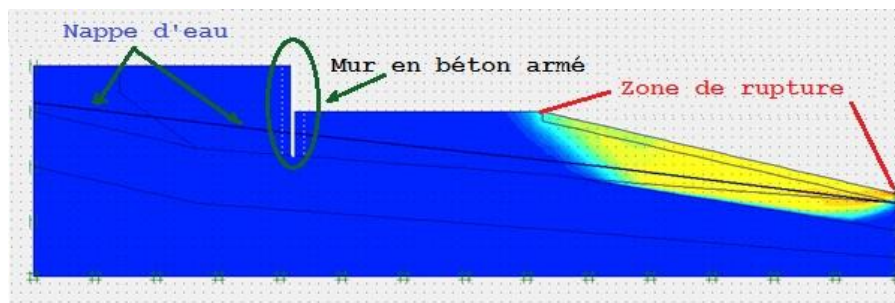
**Figure III.2** : Modélisation de la stabilité du talus par PLAXIS

#### III.3.1 Calcul de la stabilité

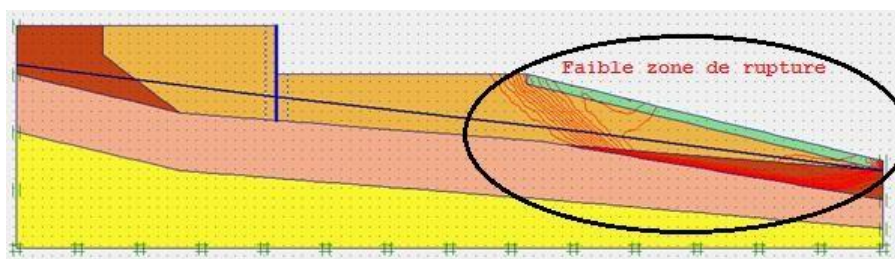
Le calcul de la stabilité qui va suivre concernera les cas suivants :

##### III.3.1.1 Cas statique

Le calcul de la stabilité du talus comportant une pente de remblais drainant aménagée par engazonnement dans le cas statique (**Figures III.3 a et b**) a donné un facteur de sécurité (Fs) égal à 1,967



**Figure III.3-a** : Zone de rupture après renforcement - Cas statique



**Figure III.3-b** : Zone de rupture après renforcement - Cas statique

Le coefficient de sécurité ( $F_s = 1.967$ ) calculé après le renforcement opéré (Figure III.4) indique que le talus a été fortement stabilisé.

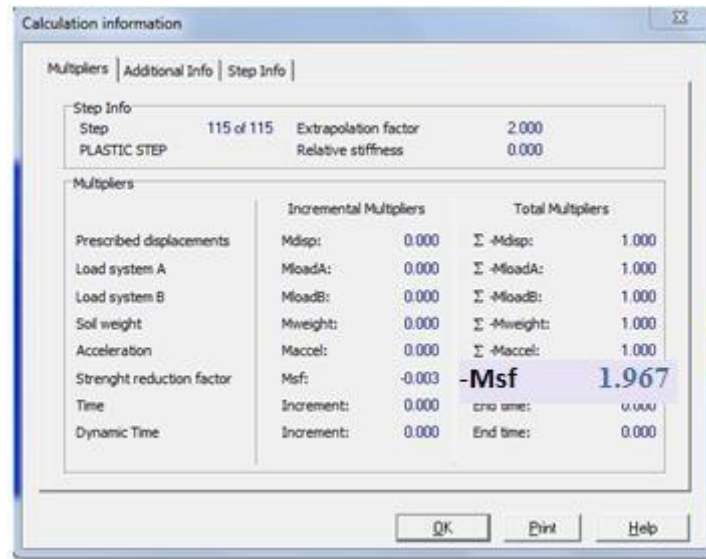


Figure III.4 : Capture d'écran montrant la valeur du  $F_s$  calculé après renforcement(Cas statique)

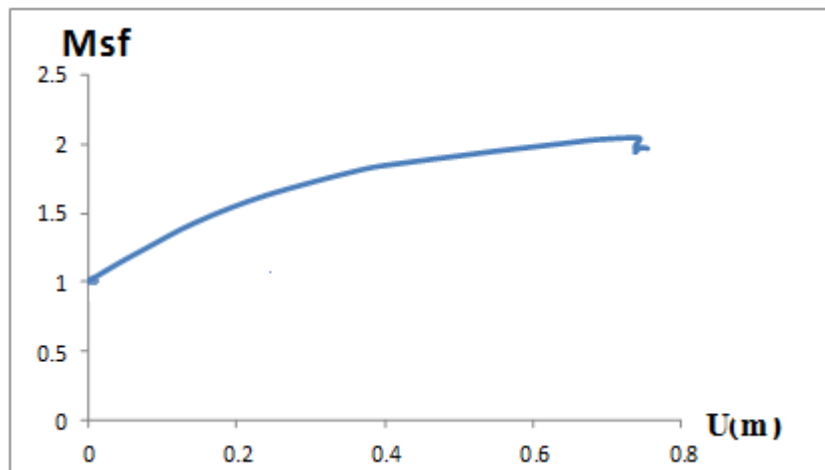


Figure III. 5 : Variation du facteur de sécurité  $M_{sf}$  et du déplacement total  $U$  (m)

Avec cette solution on a pu atteindre un gain de sécurité et un coefficient de sécurité est de  $F_s = 1.96$ .

**NB :** ce résultat est illogique à condition limite.

La comparaison sur la (Figure III. 5) montre une différence favorable de coefficient de sécurité, après et avant le renforcement.

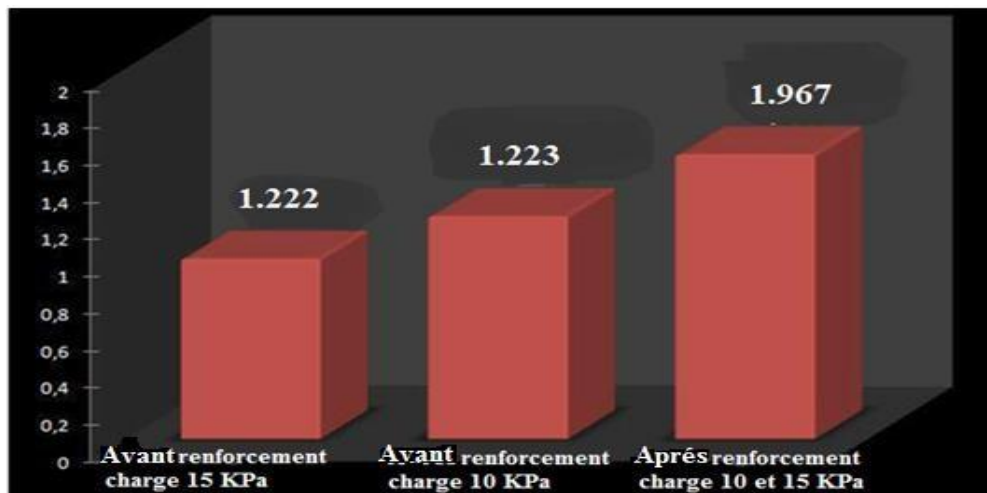


Figure III.6 : Comparaison des coefficients de sécurité

### III.3.1.2 Cas dynamique

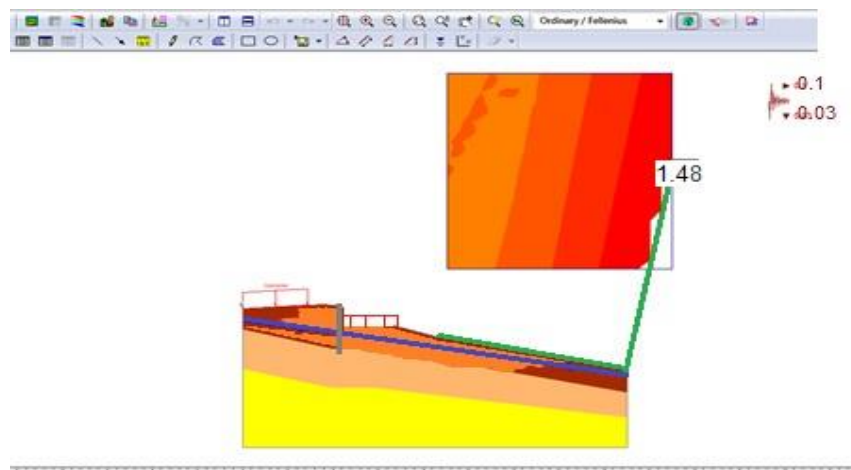


Figure III.7 Facteur de sécurité - Méthode de FELLENIUS

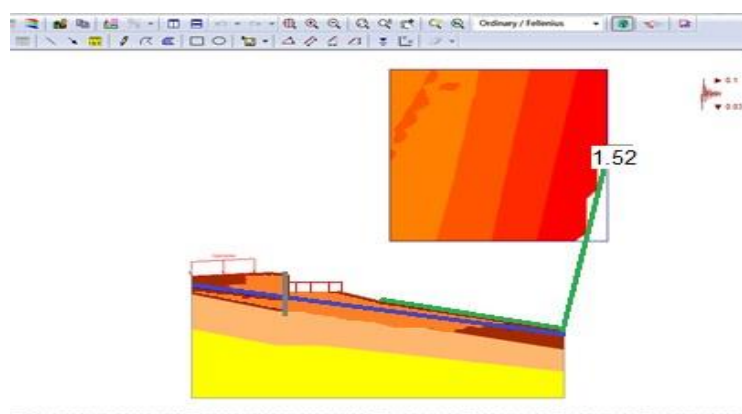


Figure III.8 Facteur de sécurité - Méthode de Bishop

### III.4. Confortement section n°2

Le coefficient  $F_s \leq 1.5$  confirme l'instabilité ou la stabilité précaire du terrain qui nécessite un traitement adéquat du glissement de terrain constaté au niveau de la section n° 2. Les analyses effectuées ont permis de détecter la surface du glissement potentiel à 12 m de profondeur à la verticale du point d'implantation du sondage carotté n°4. Face à cette situation, nous avons pensé utile de procéder par l'implantation d'un soutènement en béton armé basé sur des pieux.

#### III.4.1 Variante : Mur sur pieux

Les caractéristiques des éléments caractérisant cette variante sont :

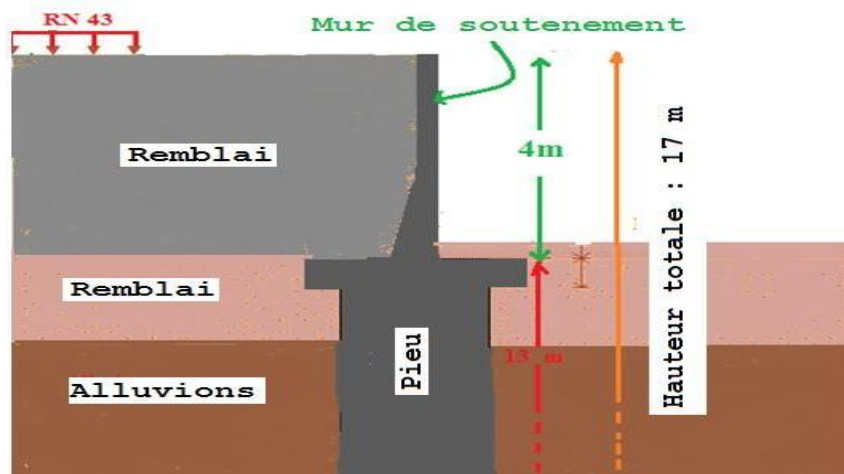
##### III.4.1.1 Mur à un pré dimensionnement

Tel qu'il apparait en **Figure III.9**, le mur doit être construit selon ce qui suit :

- Voile en béton armé de 4 m de hauteur servant à soutenir le remblai de récupération de l'esplanade)
- Semelle de liaison de largeur 4.5 m et d'épaisseur 1.5 m servant au raccordement structurel entre le voile et les pieux.

##### III.4.1.2 Pieux à un pré dimensionnement

- Diamètre  $D = 1.2$  m,  $L = 13$  m, espacement entre axe = 3 m. Les pieux doivent être ancrés dans le bon sol afin d'immobiliser le mouvement des couches instables.
- Résistance à l'effort tranchant de 900kn/ml.



**Figure III.9** Solution préconisée pour la stabilité de la section 2

### III.4.1.3 Drainage à un pré dimensionnement

- Drain collecteur, derrière le voile en BA.
- Caniveaux en tête, sur les banquettes et en pied des talus.

La modélisation du talus conforté par un mur en béton armé sur pieu est effectuée avec le rabattement de la nappe d'eau suite aux dispositifs de drainage (drain collecteur derrière le mur) mis en place.

### III.5. Modalisation de la stabilité par PLAXIS

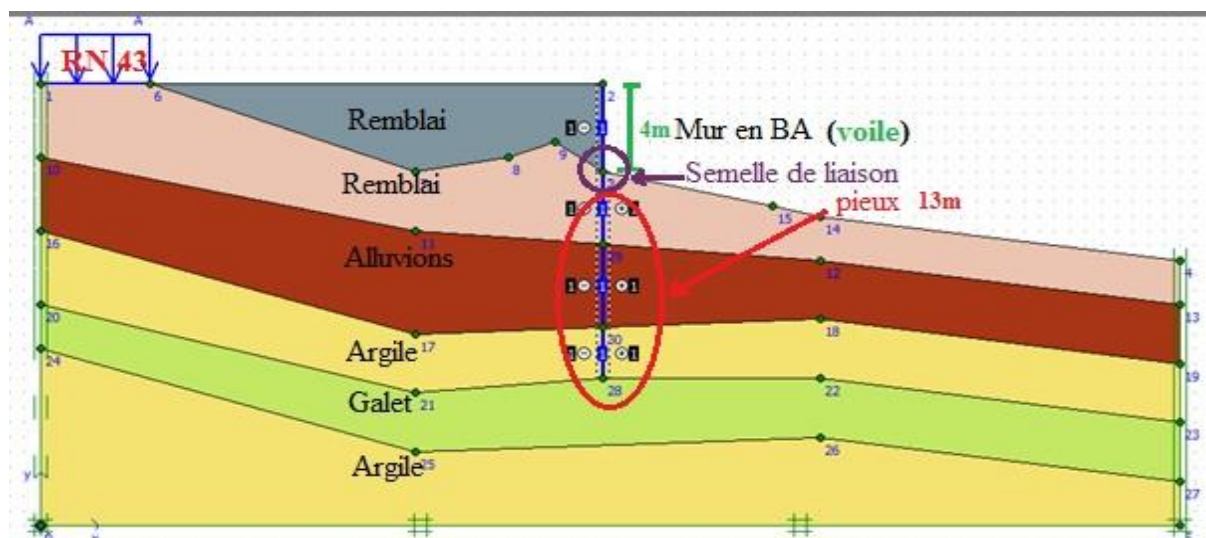


Figure III.10 : Modalisation de la stabilité de talus par PLAXIS

#### III.5.1 Calcul de la stabilité

Le calcul de la stabilité que nous allons entreprendre va concerner les cas « statiques et dynamique » qui suivent.

##### III.5.1.1 Cas statique

Les résultats de calcul de la stabilité du talus avec confortement par mur reposant sur des pieux pour le cas statique (sans séismes) obtenus sont:

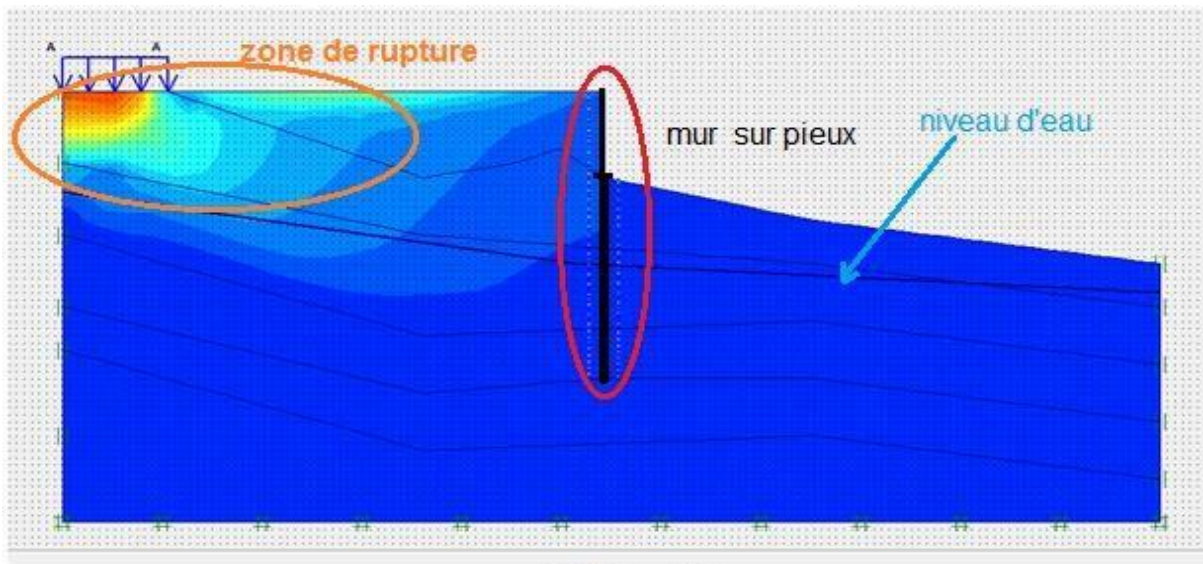


Figure III.11 : Zone de rupture après renforcement

La Figure III.12 suivant présente le facteur de sécurité :

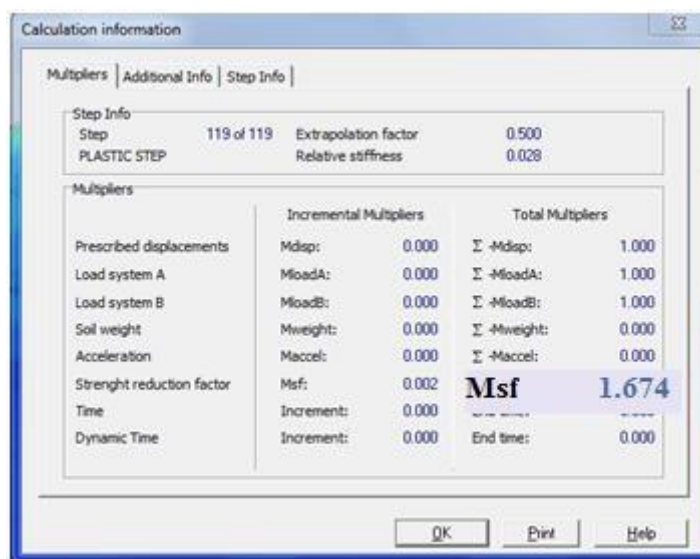
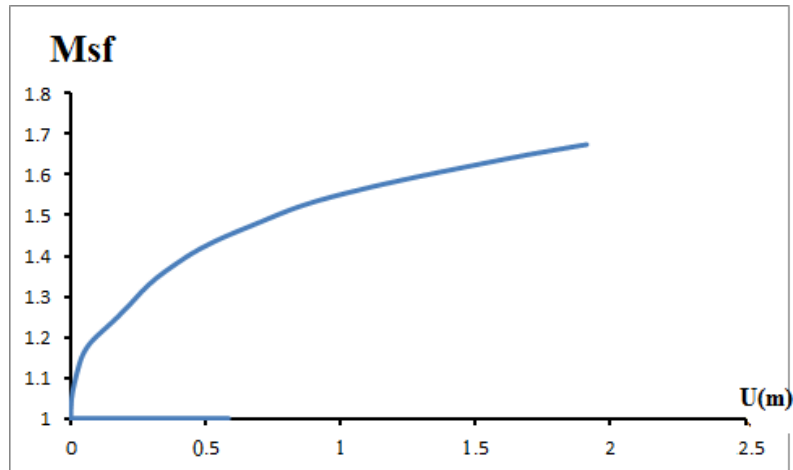


Figure III.12 : Capture d'écran donnant la valeur du Fs après renforcement

La Figure III.13 qui suit montre que le facteur de sécurité est proportionnel au déplacement total. La stabilité du talus est de plus en plus renforcée à chaque augmentation du déplacement total.

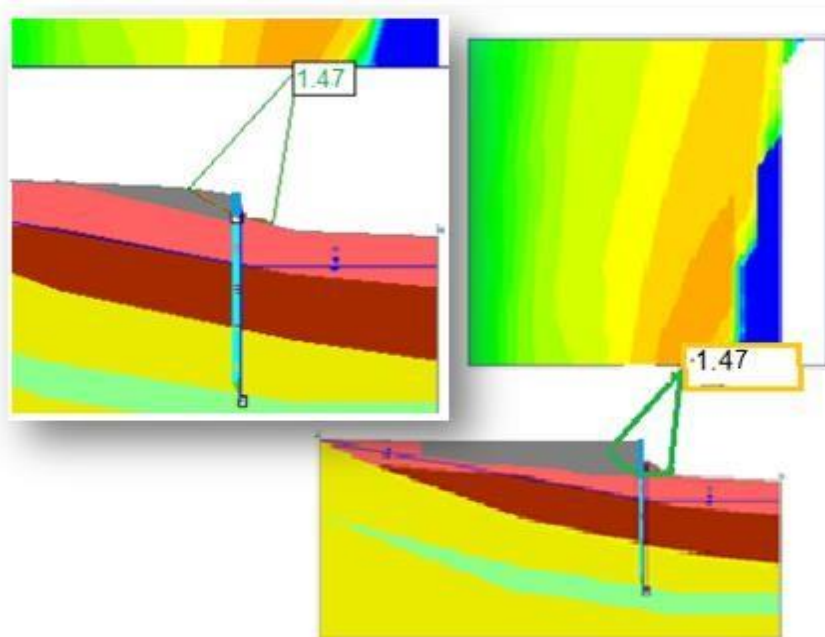


**Figure III.13 :** Evolution du facteur de sécurité  $M_sF$  en fonction le déplacement total  $U$  (m)

**NB :** ce résultat est illogique à condition limite.

### III.5.1.2 Cas dynamique (avec séisme)

L'ajout des coefficients sismiques ( $K_h = 0,5 (0,2) = 0,1$  et  $K_v = 0.3 K_h = 0.03$ ) aux paramètres de calcul du logiciel « SLIDE » a permis d'obtenir les images données en **Figures III.14** et **III.15** où on peut lire la valeur du coefficient de sécurité  $F_s$  pour chacune des deux **Figures**. Il vaut 1.47 pour le cas de l'application de la méthode de Fellenius (**Figure III.14**) et 1.49 quand c'est la méthode de Bishop qui a été utilisée.



**Figure III.14 :** Valeur du  $F_s$  -Méthode de FELLENIUS



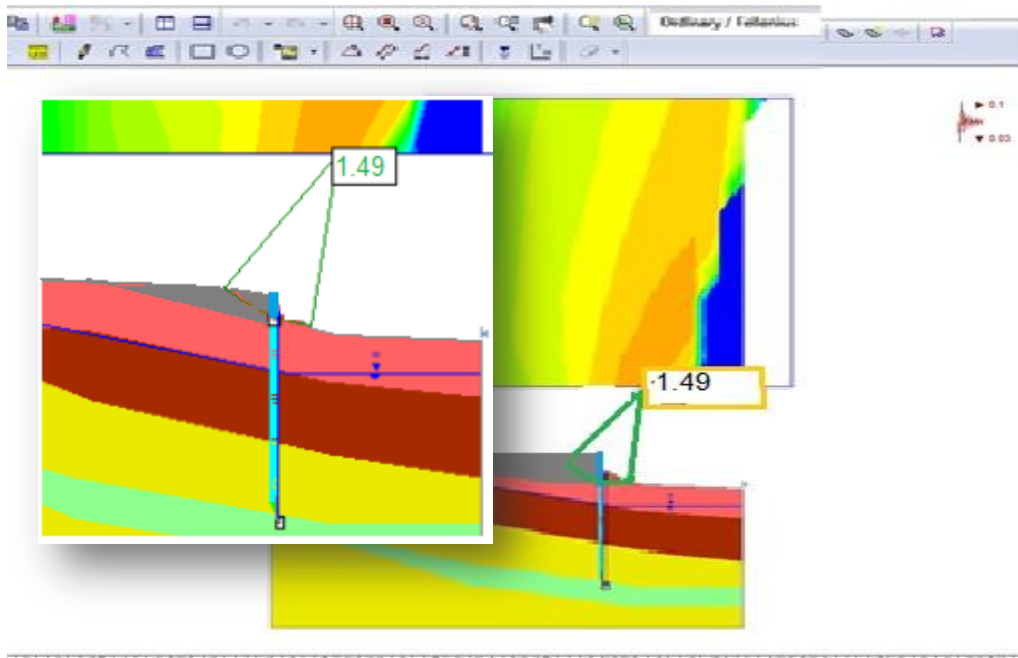


Figure III.15 : Valeur du Fs -Méthode de Bishop

Donc le nouveau coefficient de sécurité égale à 1.67 supérieur à 1.5, D' où nous concluons que le talus sera stable après confortement. Ainsi, le drainage du site étudié et l'aménagement du OUED est nécessaire, afin d'apporter un gain de sécurité supplémentaire et protéger le pied talus.

### III.5.2.Critères de la solution proposée

Tableau III.2 Critères de la solution proposée

Solution de confortement	Avantages	Inconvénients
Mur sur pieux	<ul style="list-style-type: none"> <li>Assurer une bonne stabilité du versant de la section N°2.</li> <li>Eviter toutes évolutions des déformations de l'esplanade.</li> <li>Travaux se feront sous circulation.</li> <li>Ancrage des pieux dans une couche non susceptible au glissement</li> <li>S'adapte sur versants instables.</li> <li>Convient aux sites exigus.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Coûteuse.</li> <li>Voie d'accès pour engins.</li> <li>Nécessite une surveillance pendant les travaux.</li> <li>Moins de terrassement.</li> </ul>

Les résultats affichés en **Figure III.16** montrent une nette amélioration de coefficient de sécurité, avant et après le renforcement.



**Figure III.16** : Comparaison des coefficients de sécurité

### III.6. Conclusion :

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par la méthode des éléments Finis avec le code PLAXIS 2D. On peut dire que le calcul de stabilité du talus final donne un Coefficient de sécurité (FS= 1.96 section1, FS= 1.67 section 2) supérieur à 1,5 considère letalus stable

### III.7. Recommandations

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

1. Les observations de terrain.
2. L'examen de la situation de la région.
3. Les résultats du rapport géotechnique établi par le laboratoire.
4. La modélisation numérique par logiciel

Après une analyse approfondie de ces informations, il ressort que l'instabilité se manifeste par la saturation du sol en place, ceci s'explique par les infiltrations d'eau qui sont à l'origine de la perte quasi totale de la résistance au cisaillement des remblais et les couches limoneuses à matrice argileuse.

Le calcul de stabilité à l'aide du logiciel PLAXIS et SLIDE révèle que front de mer étudié, présente deux sections (section N°1 et section N°2) des résultats de calcul des coefficients de stabilité sont la section N°1 semi-instable et la section N°2 instables. Donc le talus de la :

- **La section N°1** est sur son ensemble est stable sauf l'apparition des fissures de traction et dégradations superficielles de l'ancien esplanade dû à une mauvaise assise du sol support. L'étude de confortement de la **section N°1**, repose sur la modification géométrique du talus, en adoptant une pente favorable pour la stabilité des remblais au pied du talus et renforcement des remblais du premier niveau de l'esplanade par les murets en béton armé et des murs en géotextile type géo-grille Protégé par des talus type 120, En ce qui concerne l'aménagement du terrain on a opté pour réaliser une terre végétale engazonnée sur 50 cm d'épaisseur.
- **La section N°2** est instable. De ce fait, un confortement est indispensable pour assurer la stabilité du talus de la section N°2.

L'étude de confortement de la **section N°2**, nous a conduits à conseiller une solution profonde avec deux rangés de pieux portant un voile. Accompagné d'un système de drainage adéquat pour stabiliser le versant. Les rangées des pieux portant le voile de soutènement devront être ancrées dans une couche qui n'est pas susceptible au glissement de terrain. Le drain collecteur est composé de gravier 15/25 + PEHD 200 perforé sur sa demi face, le tout enrobé d'un géotextile de filtration de type NT derrière le mur de soutènement en BA ;

Enfin, nous pouvons dire que lors de l'étude de la stabilité d'un glissement, ce qui compte, c'est la cause du glissement afin de pouvoir lutter efficacement contre celle-ci. D nous recommandons ce qui suit :

- Réalisation des travaux pendant la saison estivale pour assurer la stabilité des accès au cours des terrassements.
- Drainage (superficiel et profond) du site étudié est indispensable, afin d'apporter un gain de sécurité supplémentaire.
- Reprofilage et adoucissement de la pente du talus derrière le mur avec le remblaiement afin d'éviter les instabilités derrière le mur.
- Arborisation du talus par des arbres à racines profondes

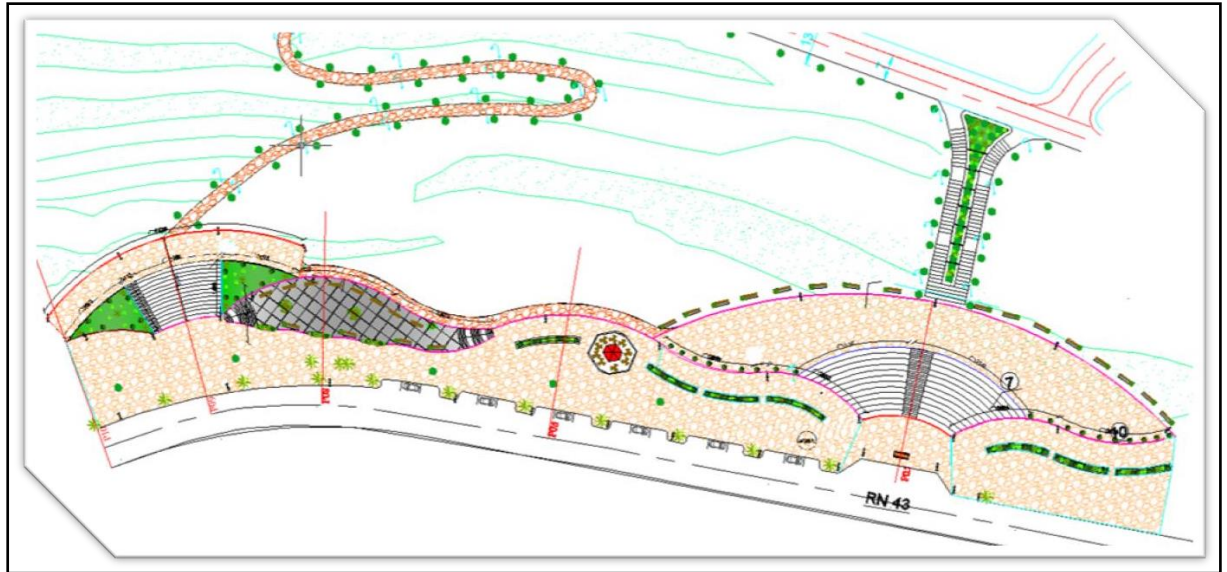


Figure III.17 : Consistance des travaux

*Conclusion*  
*Générale*

En étudiant la stabilité du sol de notre site, il est apparu clairement que l'une des principales causes des mouvements de sol qui ont entraîné des glissements est l'eau, qui est l'un des facteurs d'instabilité les plus importants, ainsi que la diversité de la structure géologique de la région. Parmi les études géotechniques qui permettent d'augmenter la stabilité et la sécurité des sols et de renforcer les différentes assises des ouvrages, figurent les différentes expérimentations géotechniques dont le rôle est de connaître les types de sols, leur composition et leurs différences géologiques, et la connaissance des leurs propriétés mécaniques.

En outre, l'utilisation de divers programmes, dont PLAXIS et SLIDE, pour calculer le coefficient de sécurité afin de déterminer la zone la plus stable de la zone la moins stable dans le sol. Le calcul du facteur de sécurité permet à l'ingénieur civil de compléter ses fondations et de construire diverses structures dans la zone stable, ainsi que d'aborder et de prendre des solutions appropriées pour réduire les risques liés au problème dans la zone instable, comme la mise en place d'un puits mur de soutènement préparé et les pieux en béton armé... etc.

# Références bibliographique

**MOUFFOK Massinissa.** Etude de la stabilité du glissement de terrain de Tala Alem par pieux, Mémoire Master recherche, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 2013.

**KHALDOUNA Hannane, Leyi Ekani Chasles Jochard.** Analyse De Stabilité Et Modélisation Numérique Du Talus De La Résidence Présidentielle De La Wilaya D'Annaba, Mémoire Master, Université Badji Mokhtar- Annaba, 2018.

**BOUDRIA fatima, GHENOU Zina.** Contribution à l'étude géologique et géotechnique du site du nouveau pôle universitaire d'El Aouana, W. de Jijel. Mémoire Master, Université de Jijel, 2013.

**BRACHEN Mekki, ADJEROUD Amir.** Etude géologique et géotechnique du POS N°1 d'El Aouana, W. de Jijel, Mémoire Master, Université de Jijel, 2011.

**MEZAM Mohamed Cherif , Aoun.Amran,** Appréciation de la stabilité du bord de la carrière de Kadarra en fin d'exploitation, 2013

**Domzig, A., 2006.** Déformation active et récente, et structuration tectonosédimentaire de la marge sous-marine algérienne, Thèse de Doctorat. dissertation, 333 pp., Inst. Univ. Eur. de la Mer, Brest Univ., Brittany, France.

**M.Tekkouk , 2010.** La montagne : système hydrogéologique caché des aquifères Jijelliens : Une eau pour demain. Troisième journée scientifique sur les géosciences- ressources minérales et hydriques. Enjeux et défis.- L.G.G, 13 décembre 2010- Université de Jijel.

**M.Tekkouk, R.Benzaid ,2011.** La terre armée, une solution d'amélioration des fondations pour remblais sur terrains meubles. 29<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de génie Civil : génie Civil et développement Durable, AUGC, Tlemcen 28-31 mai 2011, Algérie pp.52-60.

**R.Benzaid, M.Tekkouk, K.Remoum , 2012.** Glissement de terrain sur la RN 27 à la Wilaya de Mila : Proposition de reconstruction de la chaussée avec un remblai en terre armée. 1<sup>er</sup> Séminaire International sur les Risques et le génie Civil, 26 et 27 novembre 2012- Université H.Lakhdar de Batna, algérie.CD Proceedings.

**Tekkouk.M, 2019.** Étude Hydrogéologique et géotechnique de deux sites de barrage de l'Algérie nord-orientale. Cas des sites de Tabellout et de Kissir de la région de Jijel. Thèse de Doctorat en géologie option hydrogéologie. Université Mohammed Seddik Benyahia - Jijel Algérie.



**Yellas .C, Benzaid R., Tekkouk M., 2019.** Application of classification systems for the assessment of rock mass stability-case of national road 43,jijel, Algeria.2<sup>nd</sup> Springer Conference of the Arabian Journal of Geosciences (CAJG-2).

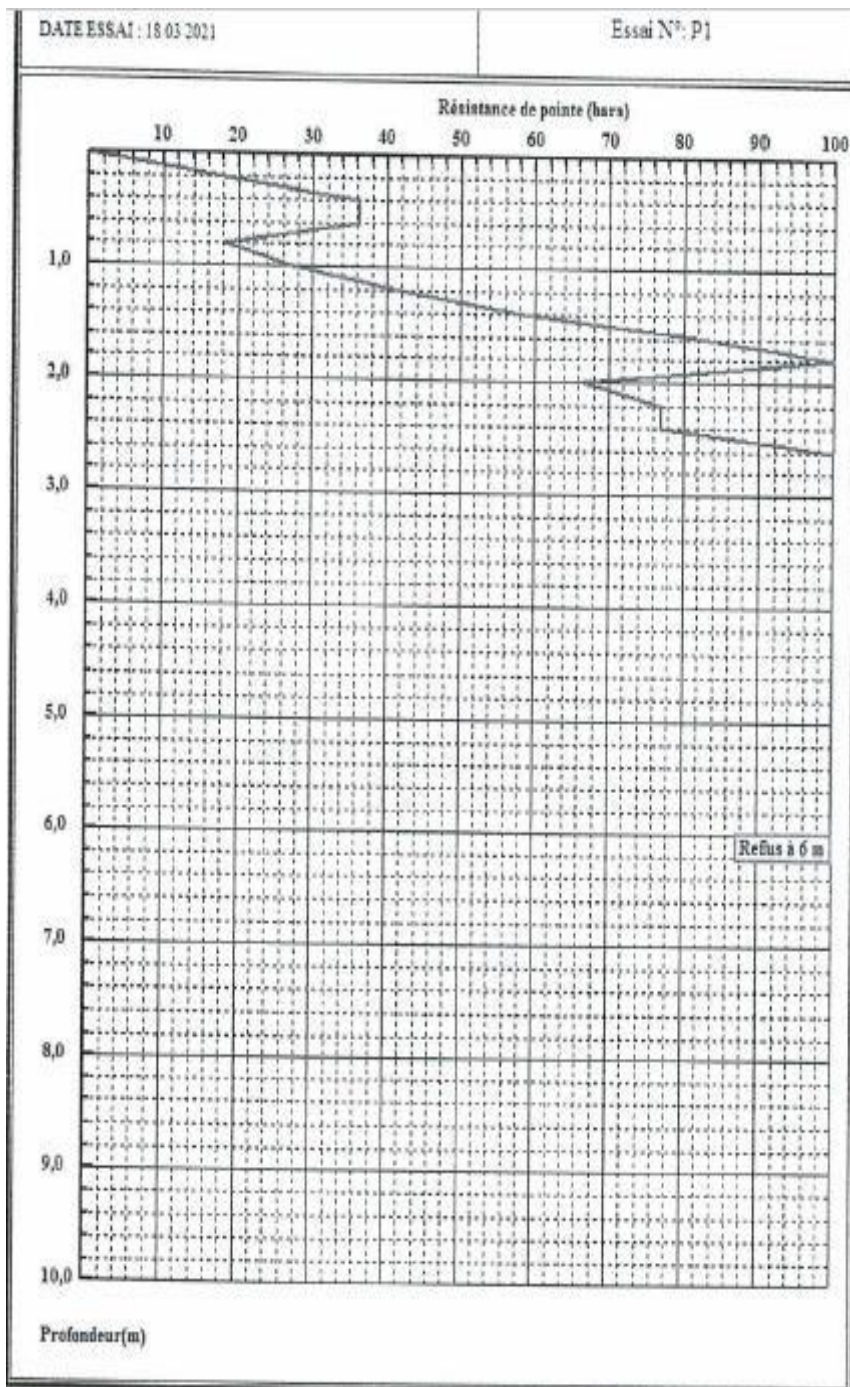
**H. Hamlaoui et Al ., 2020 .** Caractéristiques pétrologiques et géochimiques des Roches magmatiques d'El Aouana, NE algérien- Estudios Geológicos enero-junio 2020, 76(1), e 124

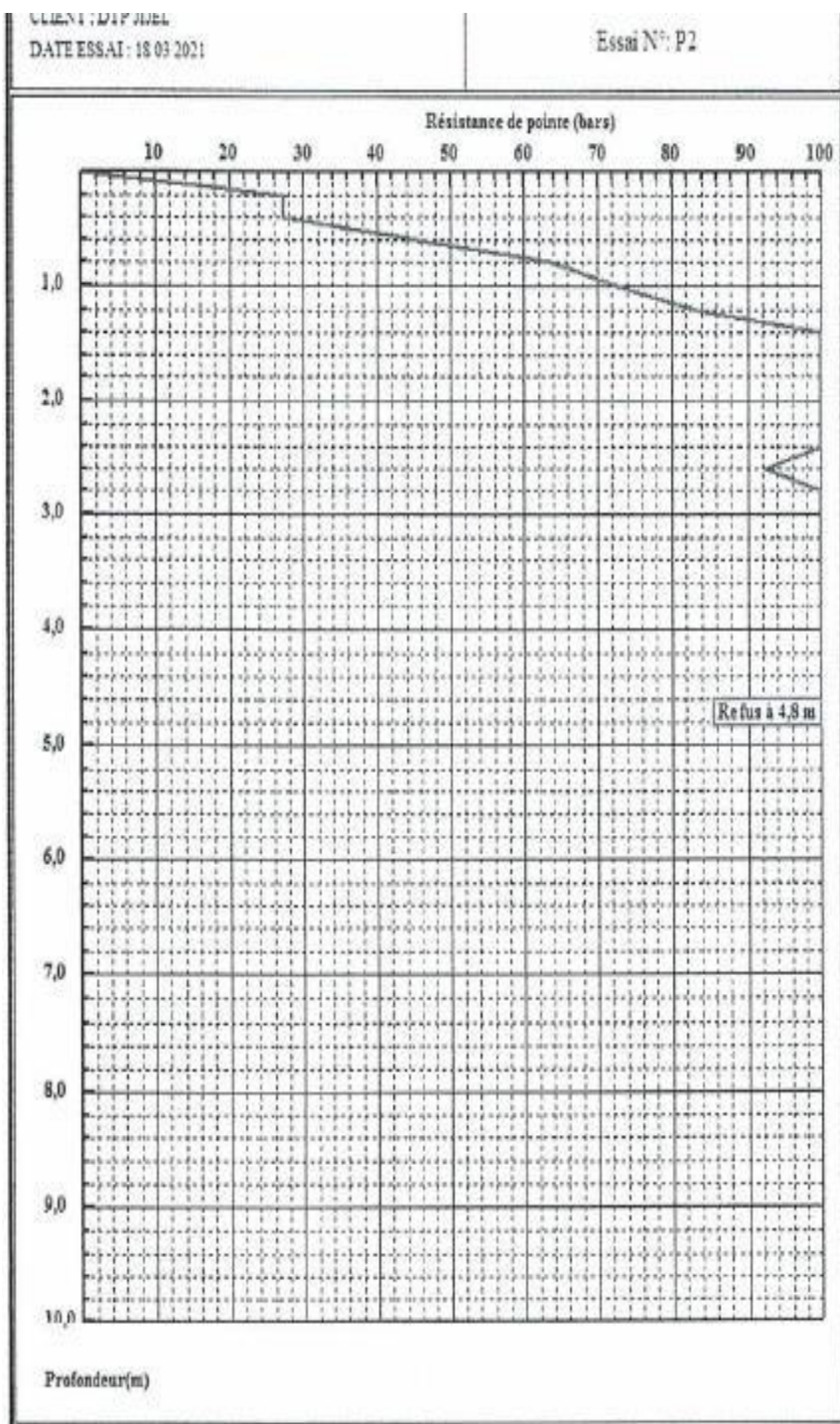
**Tekkouk M., Benzaid R., Yellas C., 2022.** Study of the Fracturing of the Kissir Dam Site and Risks of Water Leakage - Jijel, North-East of Algeria. In: El-Askary, H., Erguler, Z.A., Karakus, M., Chaminé, H.I. (eds) Research Developments in Geotechnics, Geo-Informatics and Remote Sensing. Advances in Science, Technology & Innovation. Springer, Cham (2022). [https://doi.org/10.1007/978-3-030-72896-0\\_17](https://doi.org/10.1007/978-3-030-72896-0_17)

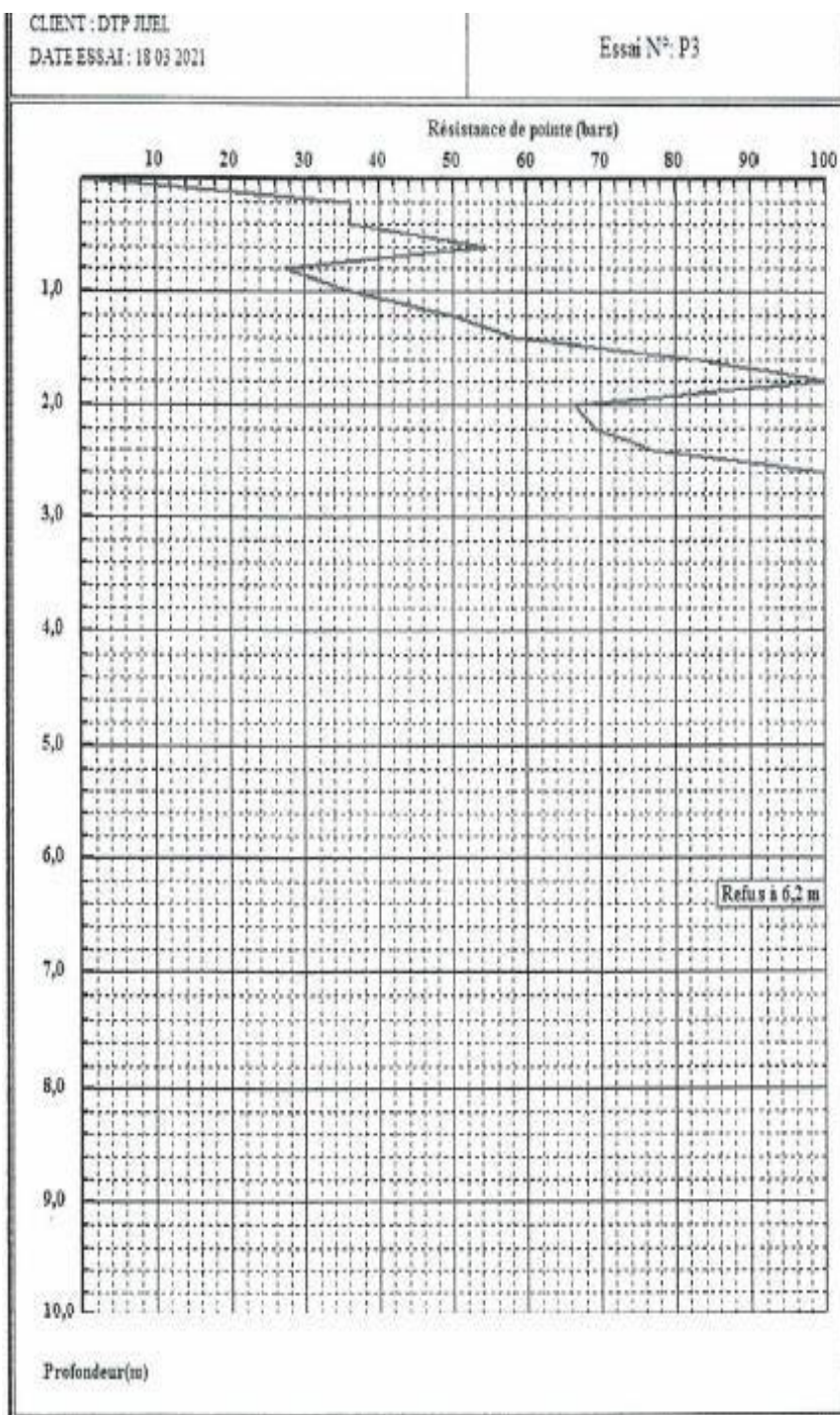
# Annexes

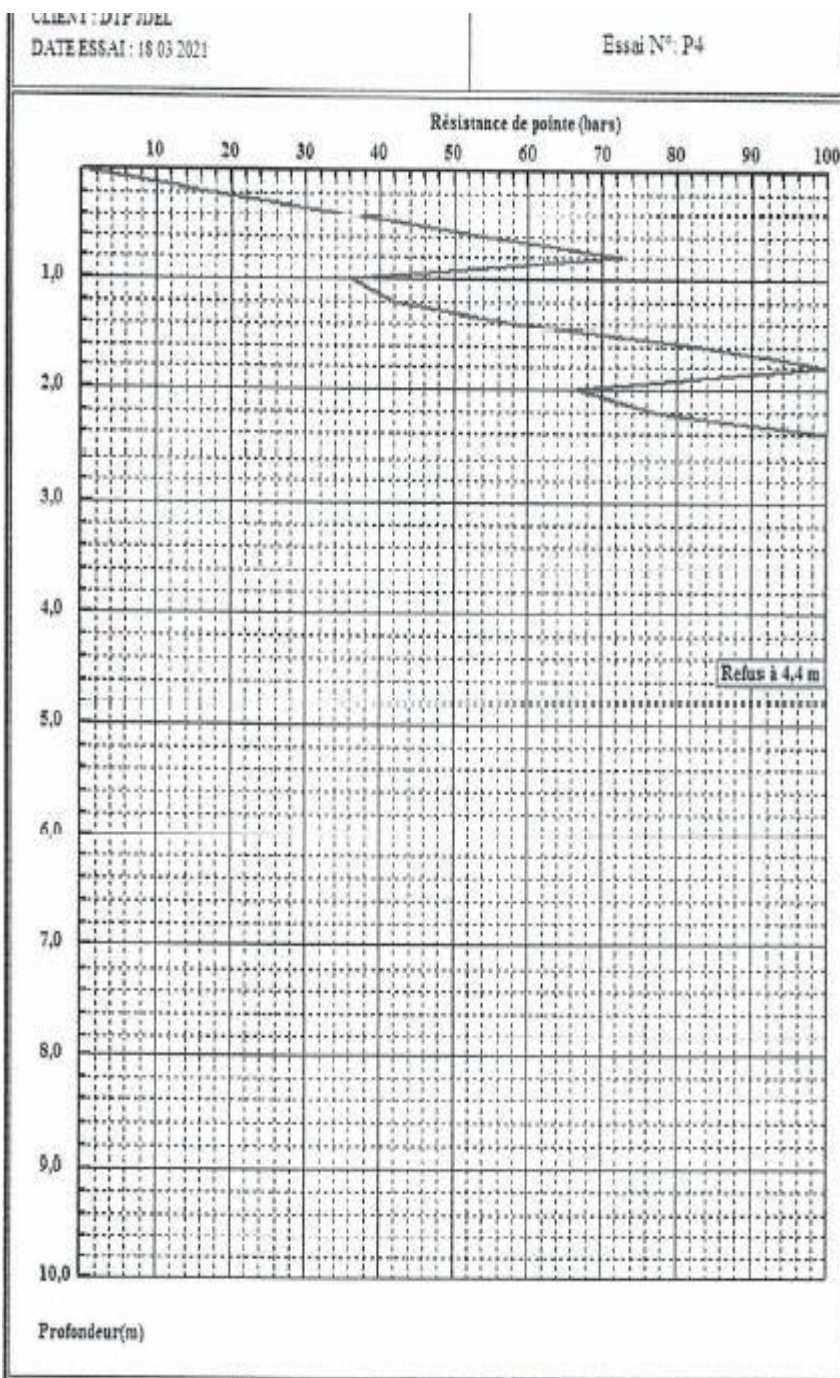
## Essais Penetrometrique

Essai N°	Profondeur (m)	Résistance en pointe (bars)
01	0-2.00	20-50
	2.00-6.00	80-refus
02	0-2	30-30
	2-4.80	90-refus
03	0-2	40-60
	2-6.20	70-refus
04	0-2	35-60
	2-4.40	70-refus
05	0-2	40-60
	2_6.60	80-refus
06	0-2	30-60
	2-6.80	70-refus
07	0-1	30-60
	1-4.20	70-refus
08	0-2	30-60
	2-5.20	70-refus
09	0-1	30-60
	1-6.60	60-refus
10	0-2	30-60
	2-6.20	70-refus
11	0-2	30-60
	2-6.80	70-refus
12	0-2	20-40
	2-5	60-refus
13	0-2	20-50
	2-4.40	70-refus



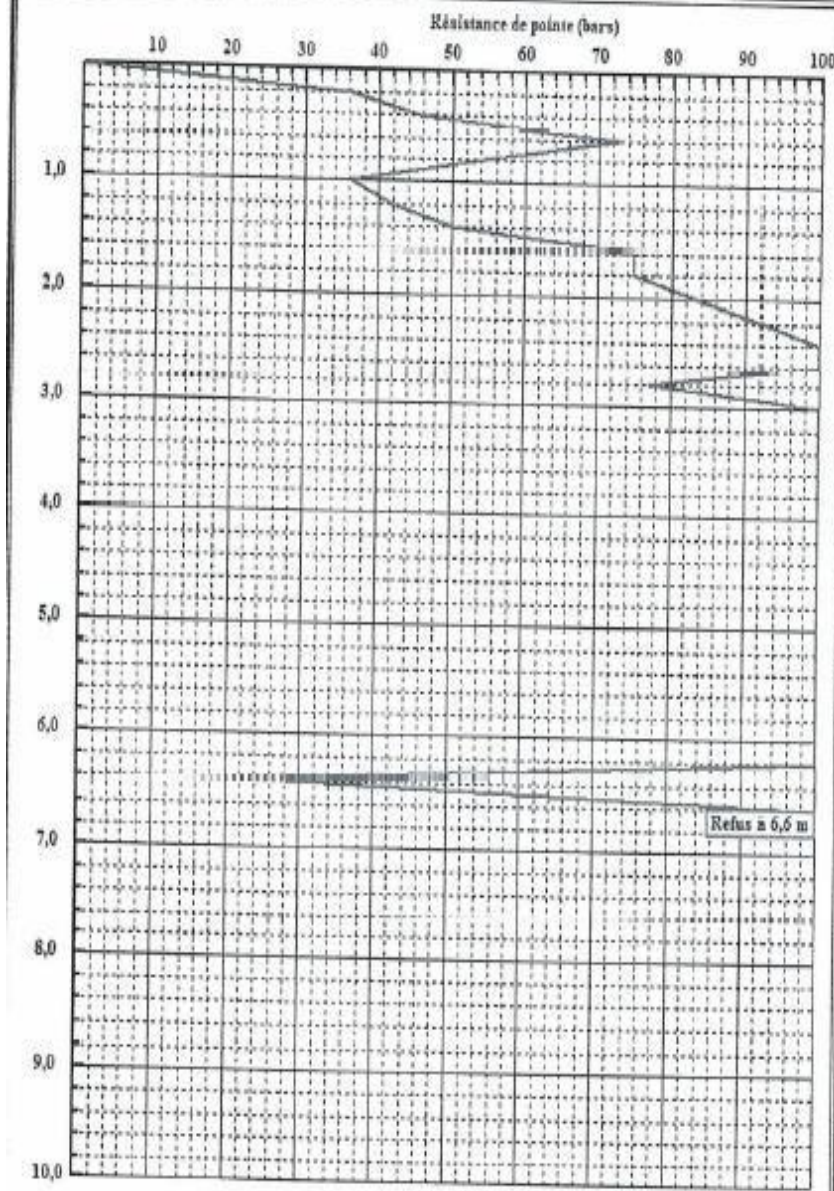






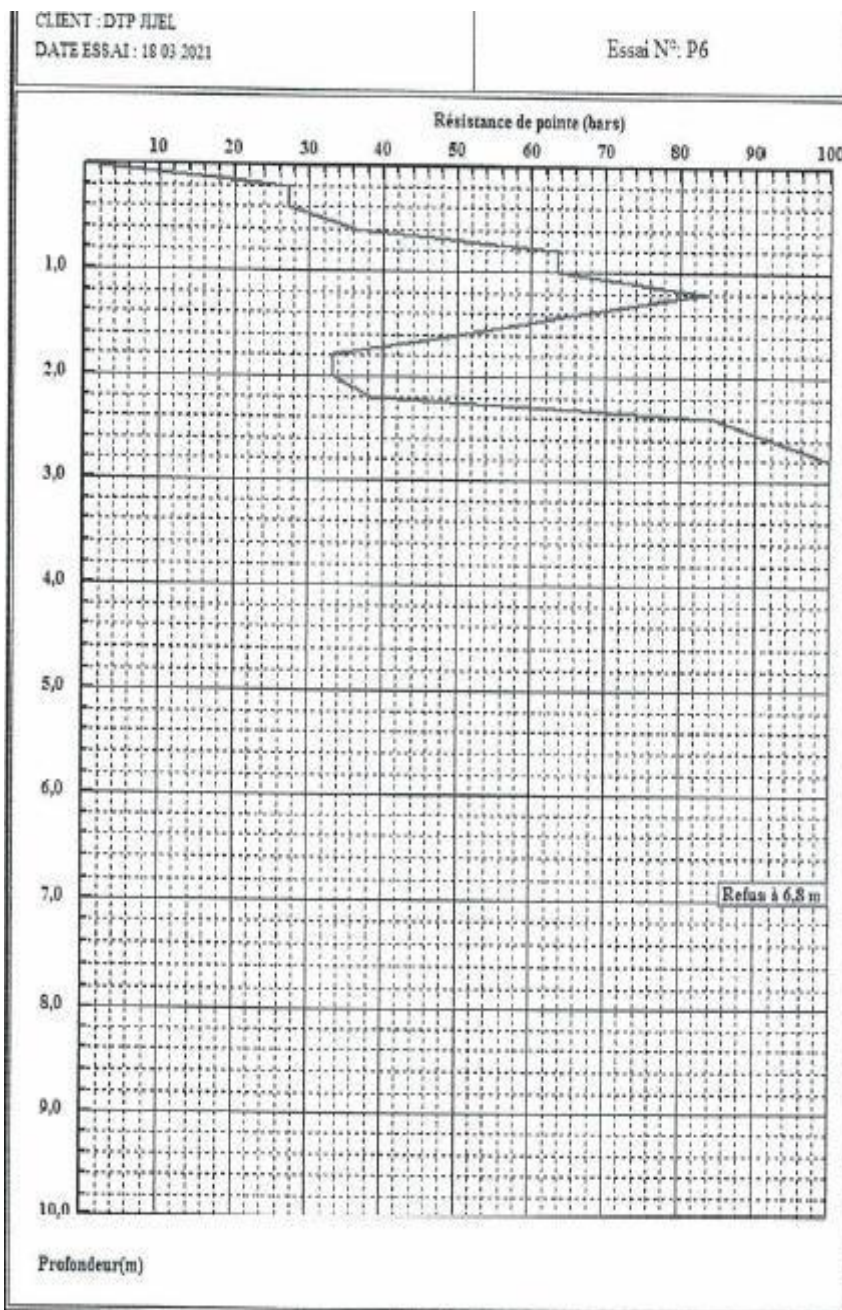
CLIENT : DIF JUEL  
DATE ESSAI : 18 03 2021

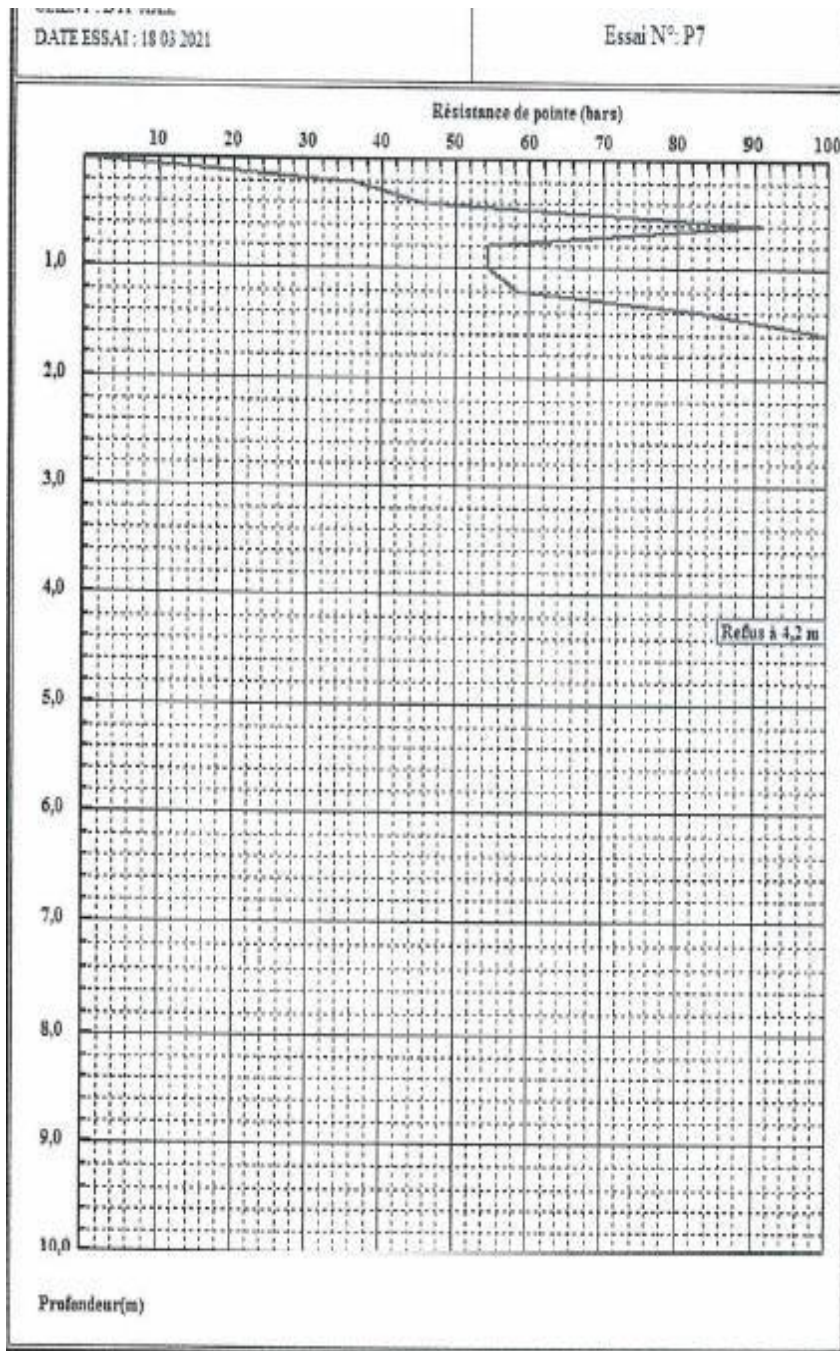
Essai N° P5

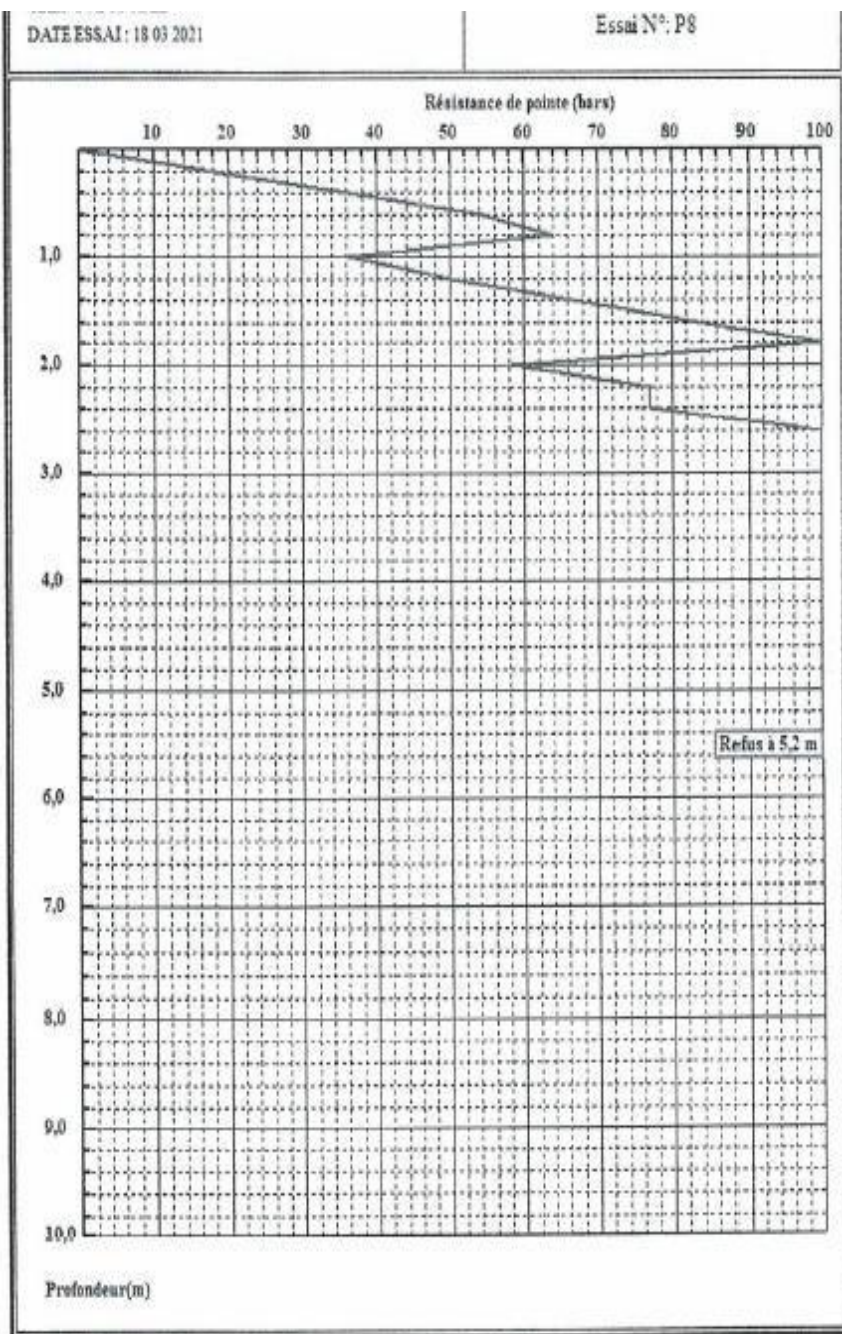


Profondeur(m)



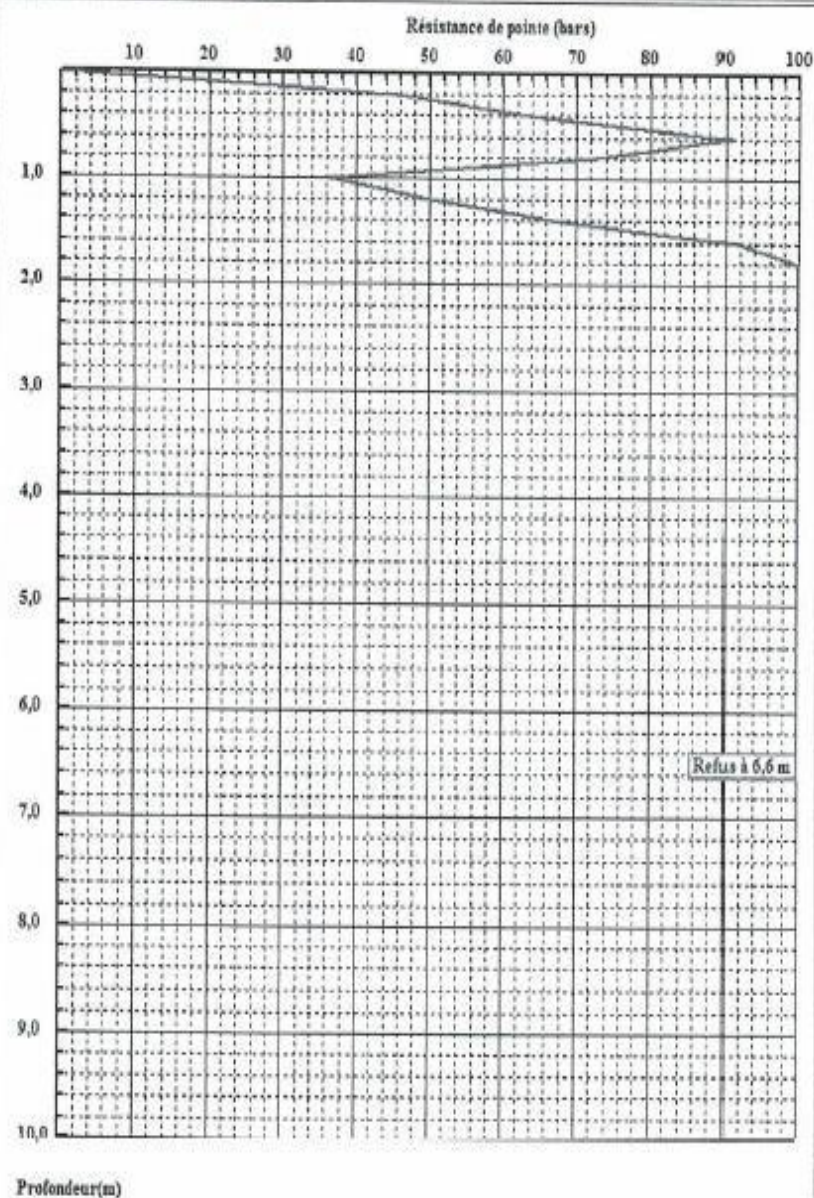






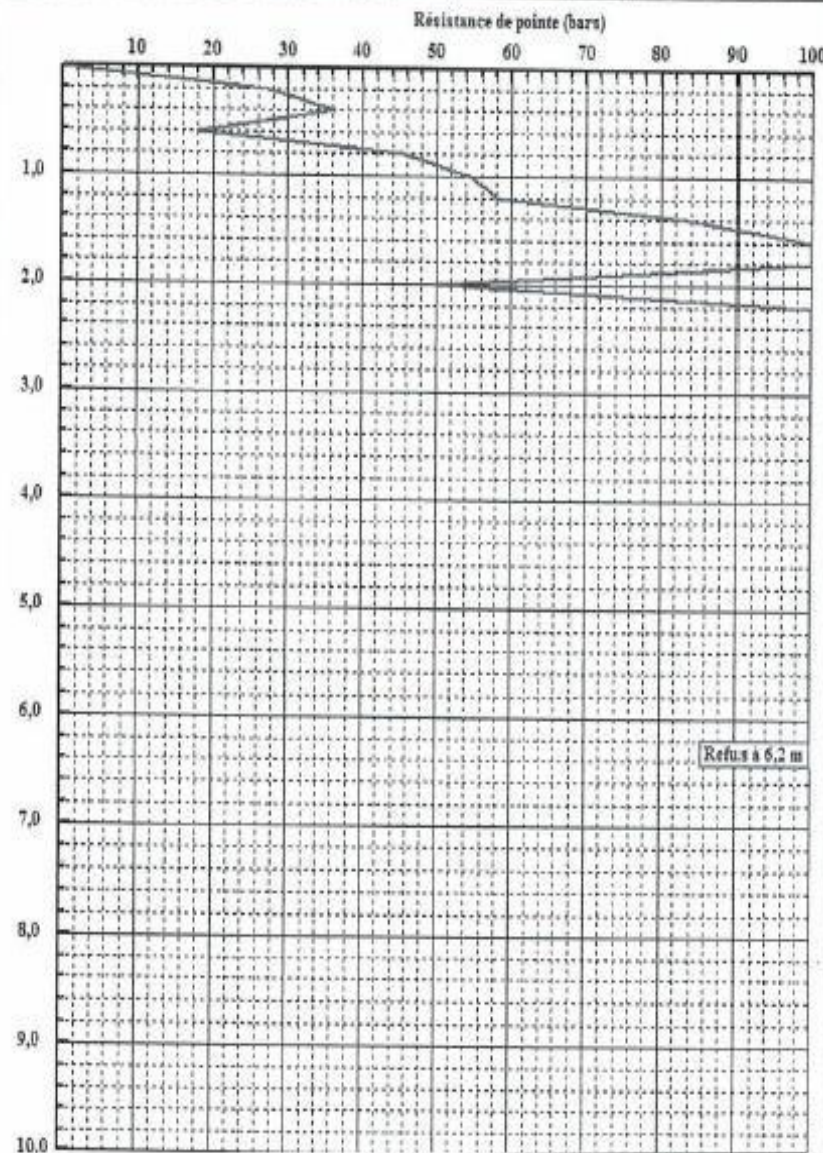
CLIENT : DIP JUEL  
 DATE ESSAI : 18 03 2021

Essai N°: P9

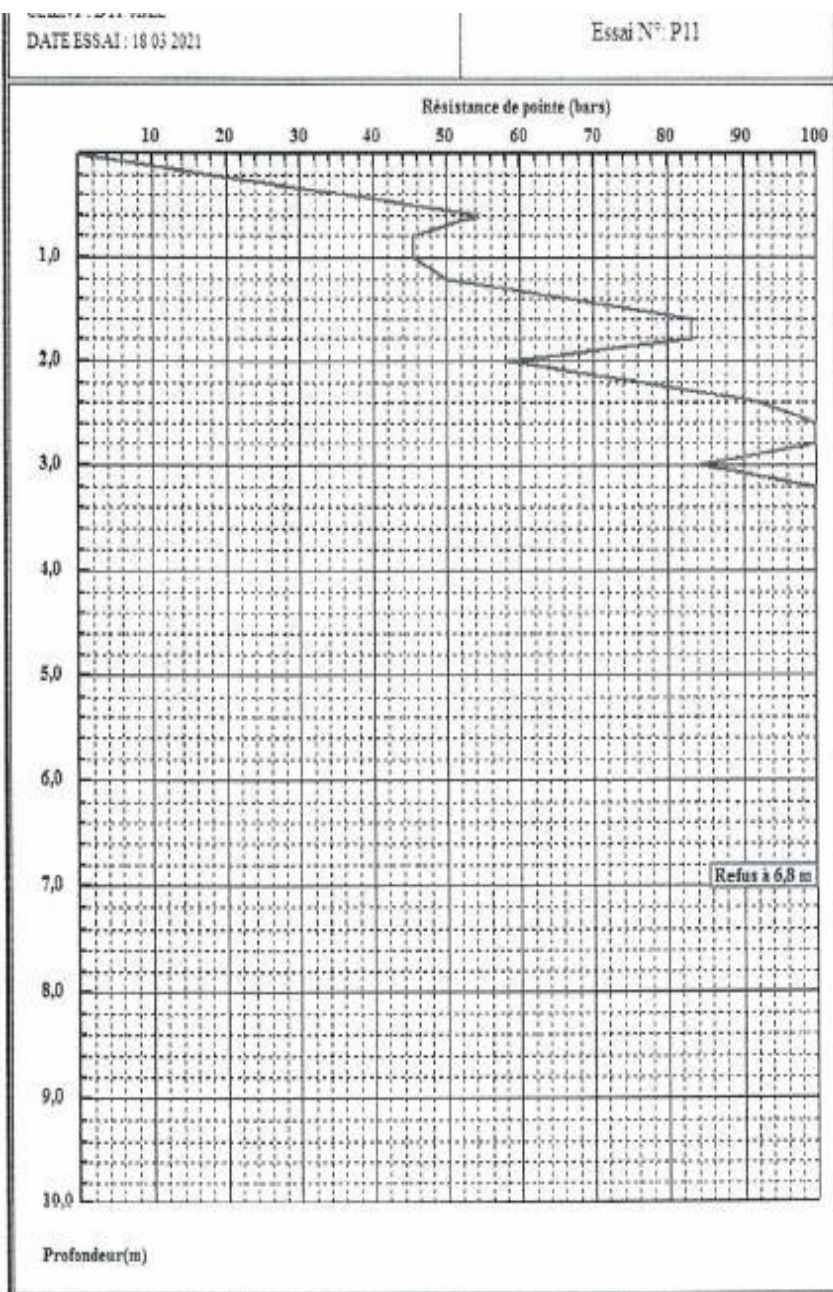


CLIENT : DTP JUEL  
DATE ESSAI : 18 03 2021

Essai N°: P10

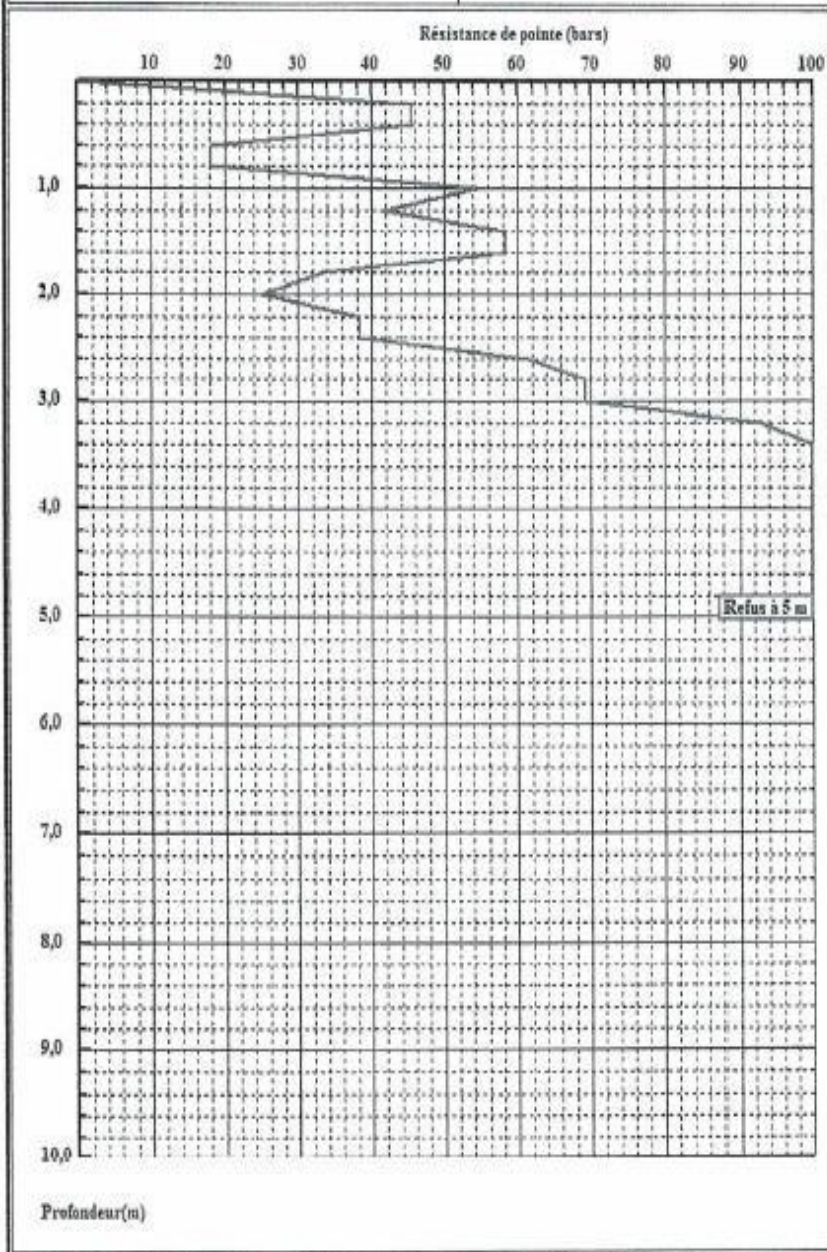


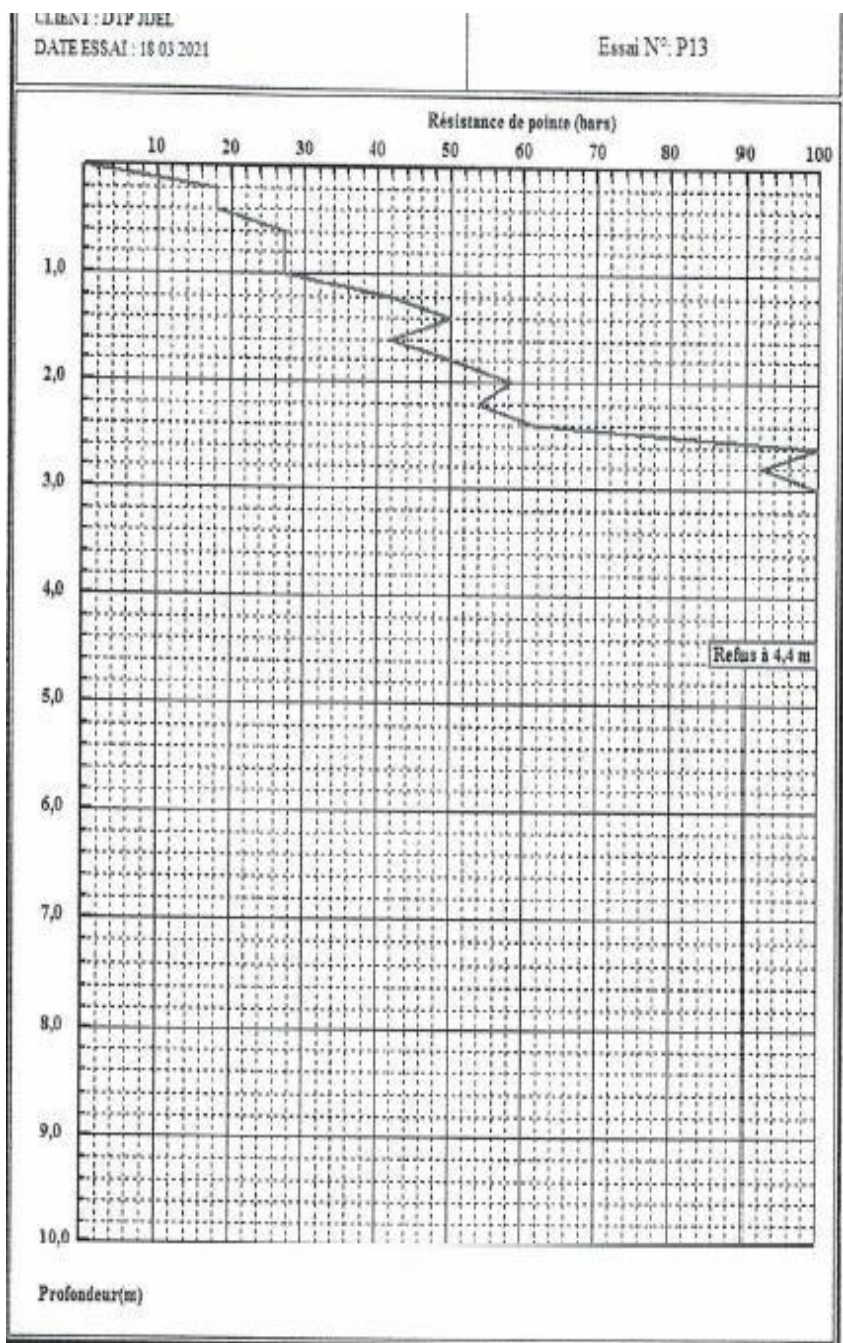
Profondeur(m)



CLIENT : DTP JUEL  
DATE ESSAI : 18 03 2021

Essai N°: P12













Prof (m)	Récupération				R.Q.D	Ø Tub	Ø Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
	9	25	50	75								
1											Alluvions grossières à matrice limoneuse et quelques passages mameux	
2												
3												
4											Argile limoneuse localement sableuse de couleur brunâtre à passage jaunâtre à galets grossiers avec présence de matière organique (11/11.4m).	
5												
6												
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												

## ESSAIS OU LABORATOIRE

