REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA
FACULTE DES SCIENCES



Faculté de technologie

Mémoire de fin d'étude de Master

Filière : génie civil

Spécialité : Géotechnique

Thème :

Etude De Glissements De Terrains Sur chemin wilaya N°62 PK 25+000

Présenté par l'étudiant :

Bouazza Asma

Merzougui Imane

Promoteur

Dr Mouna mir

Co-promoteur

M . mahmoudi Hadi

Promotion 2022-2023

Remerciements

En premier lieu, je tiens à remercier Dieu de m'avoir donné le courage, la force et la volonté pour ce projet élaborer ce travail.

Ensuite, nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nos sincères remerciements à notre promoteur : « Mona Mir » pour son temps précieux, qu'il a consacré à nous écouter, et nous remercions également le Professeur «mahmoudi Hadi» *.à notre orientation et correction tout au long de notre projet.*

Merci également à tous les professeurs de Département de génie civil, Université de Médéa.

Pour finir, je tiens à remercier toute personne ayant contribué, de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

A ceux qui m'ont tout donné sans rien en retour

A ceux qui m'ont encouragé et soutenu dans mes momentsles plus difficiles. Aux deux personnes que j'ai tant aimé : mon cher pèreetmachère mère pour leur amour et leur support continuquecemodeste travail soit l'exaucement de vos veuxtant formuléset de Vos prières quotidiennes. Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous procure santé et longue vie

A mon ami asma bouazza ; A mes chers frères ramzi-othmane-aymen, ma chère soeur zohra.

Jevous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux, plein de bonheur et de succès ,a mes amis

Imane merzougui.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A ma chère mère, à qui je dois tout….

Aucune dévotion ne peut pleinement exprimer l'amour profond que j'ai pour vous….

A mon père, merci pour ta patience et ton soutien indéfectible

J'espère te rendre fier.

A mes chères sœurs : Zakia, Hanane, Salma, Nasrine.

A mes chers frères : Mohamed, Ali et wail.

A ma deuxième mère, Zubida, et à mon fiancé, Youssef

à mes amis

à tous mes professeurs.

A tous ceux qui me sont chers.

A tous ceux qui m'aiment...

A tous ceux que j'aime

Asma bouazza

Résumé

Les glissements de terrain sont des phénomènes varie, très complexes et dangereux en raison de leurs conséquences. Dans ce sens notre travail est articulé sur une étude approfondie d'un glissement de terrain survenu sur Le chemin de wilaya N°62 au PK 25+000, dans la localité dit Tamezguida à la wilaya de Médéa.

Ce travail vise à mener une étude géotechnique de ce phénomène. Pour cela, nous parlons du cas général, des types, caractéristiques et causes des glissements de terrain et des méthodes de calcul pour ce type de problème. L'analyse numérique a été réalisée par code informatique en utilisant une méthode d'éléments finis développée par TALREN pour déterminer le facteur de sécurité.

Mots clés

Glissement des terrains, route, confortement, TALREN4.

ملخص

الانزلاقات الأرضية ظاهرة معقدة وخطيرة للغاية بسبب عواقبها. الهدف من عملنا هو دراسة الانزلاق الأرضي الواقع في منطقة تمزقيدة في ولاية المدية على مستوى الطريق الولائي رقم 62 في PK 25 +000

يهدف هذا العمل إلى إجراء دراسة جيوتقنية لهذه الظاهرة. لهذا ، نبدأ من الحالة العامة ، وأنواع وخصائص وأسباب الانهيارات الأرضية وطرق الحساب لهذا النوع من المشاكل. تم إجراء التحليل العددي بواسطة رمز الكمبيوتر باستخدام طريقة العناصر المحدودة التي طورتها تالران لتحديد عامل الأمان

الكلمات المفاتيح

الانهيارات الأرضية ، الطرق ، التعزيز ، تالرن4

Abstract

Landslides are phenomena vary, very complex and dangerous because of their consequences. In this sense, our work is based on an in-depth study of a landslide that occurred on the wilaya path N°62 at PK 25+000, in the locality called Tamezguida in the wilaya of Médéa.

This work aims to conduct a geotechnical study of this phenomenon. For this we talk about the general case, the types, characteristics and causes of landslides and the calculation methods for this type of problem. The numerical analysis was carried out by computer code using a finite element method developed by TALREN to determine the safety factor.

Key words

Landslides, road, reinforcement, TALREN4

Sommaire

Sommaire

Titre	page
Remerciement	
Dédicace	
Résumé	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction général	1
Chapitre I :Aperçu bibliographique	
I.1 Introduction	4
I.2 Glissement de terrain	4
I.3 types des glissements	4
I.3.1 glissement plans	5
I.3.2 glissement rotationnel	5
I.3.2.1 glissement rotationnel simple	6
I.3.2.2 le glissement rotationnel complexe	6
I.4. Principales causes des glissements	6
I.4.1 Causes internes	7
I.4.2 Causes externes	7
I.5 Méthodes de d'analyse de stabilité	7
1.5.1 Définition du coefficient de sécurité	8
I.5.2 Méthode d'équilibres limites	8
I.5.2.1 Méthode de Fellenius	8
I.5.2.2 Méthode de BISHOP simplifiée	9
I.5.2.3 Méthode simplifiée de JANBU	9
I.5.3 Méthode des éléments finis	9
I.6 Méthode de confortement des glissements des terrains	9
I.6.1 Les Terrassements	10
I.6.1.1 L'allègement en tête de glissement	10

I.6.1.2 Purge	10
I.6.1.3 La substitution partielle ou totale	11
I.6.1.4 Le chargement en pied	11
I.6.1.5 Reprofilage	12
I.6.2 les dispositifs de drainage	12
I.6.2.1 collecte et canalisation des eaux de surface	13
I.6.2.2 Tranchées drainantes	13
I.6.2.3 Masques et éperons drainants	14
I.6.2.4 Drains verticaux, galeries drainantes	14
I.6.2.5 Drains subhorizontaux	14
I.6.3 Introduction des éléments résistants	15
I.6.3.1 Ouvrages de soutènement	15
I.6.3.1.1 Ouvrages rigides	15
I.6.3.1.2 Ouvrages souples	16
I.6.3.2 Tirants d'ancrages	17
I.6.3.2 .1 types de Tirants d'ancrages	18
I.6.3.2 .1 composante de base	19
I.6.3.2.3 La tête d'ancrage	20
I.6.3.3 Clouage	20
I.6.3.4 Pieux	21
I .7 Conclusion	22
Chapitre II :présentation des données	
II .1 Introduction	24
II .2 Historique des glissements dans la Wilaya de Médéa	24
II.3 présentation du site	25
II.4 Reconnaissance du site	25
II.4.1 aperçu géologique	25
II.4.2 Tectonique	27
II.4.3 conditions sismiques	27
II.4.4 Les causes du glissement	28
II.4.5 Observation	28
II.5 programme d'investigation géotechnique	29

II.5 .1 Les essais in situ	29
II.5 .2 Au laboratoire	29
II.6 Interprétation de la reconnaissance In-Situ	29
II.6.1 Résultats des sondages carottés	29
II.6 .2 Interprétations de l'essai Pressiométrique SP 01	30
II.6 .3 Interprétations de l'essai Pressiométrique SP 02	31
II.6 .4 Essais aux pénétromètres dynamiques	31
II.7 Interprétation des essais de laboratoire	33
II.8 Conclusion	36
Chapitre III :Modélisations	
III.1 Introduction	38
III.2 Présentation du logiciel TALREN4	38
III.2.1 Les avantage de TALREN4	38
III.2.3 Le calcul en TALREN4	38
III.2.4 les plans	38
III.2.3 Hypothèses de calcul	40
III.3 Méthodes de calcul utilisée	40
III.3.1 Géométrie du Talus	41
III.3.2 Vérification de la stabilité initiale	41
III.3.3 Présentation des résultats de calcul	42
III.3.4 Interprétation des résultats	42
III.4 la première proposition d'une solution de confortement (mur poids)	43
III.4.1 Détails mur poids	43
III.4.2Vérification de la stabilité du talus par deux situation	44
III.5 la deuxième proposition d'une solution de confortement	45
III 5.1 solution (renforcement par tirant d'ancrage)	45
III 5.1.1 Définition tirant d'ancrage	45
III 5.1.2 Choix des tirants d'ancrage	46
III 5.1.3 Caractéristique des tiges d'encrage	46
III 5.1.4Vérification de la stabilité du talus par deux situation	46

III.6 Conclusion	48
IV Conclusion général	49
Référence	52
Annexes	54

Listes des figures

N°	Les Figures	Page
Chapitre I Aperçu bibliographique		
I.1	glissement de terrain	4
I.2	glissement plans	5
I.3	glissement rotationnel	5
I.4	glissement rotationnel simple	6
I. 5	glissement rotationnel complexe	6
I.6	Allégement en tête	10
I.7	La purge	11
I.8	Le chargement en pied	11
I.9	Reprofilage	12
I.10	Coupe type d'une tranchée drainante	13
I.11	Galeries drainantes	14
I.12	Drains subhorizontaux	15
I.13	Mur de soutènement	16
I.14	Réalisation d'un mur en gabion	17
I.15	Stabilité d'un glissement avec tirant d'ancrage	17
I.16	détail tirant d'ancrage	18
I.17	tirant d'ancrage	18
I.18	principe d'un ancrage d'un tirant précontrainte	18
I.19	technique de forage pour les tirant d'ancrage	18
I.20	Composants de base du tirant d'ancrage avec câble démontable pour longueur libre avec point de rupture déterminé	19
I.21	Formes de la tête d'ancrage des différents tirants	20
I.22	Le clouage	21
I.23	Deux rangé des pieux	21
Chapitre II : présentation des données		
II.1	Image satellitaire du site du projet CW 62 au PK 25+000	25
II.2	Extrait de la carte géologique au 1/50 000 ème « MEDEA »	26

II.3	Légende de la carte géologique	27
II.4	Carte de Zonage sismique d'Algérie	28
II.5	pénétromètres dynamiques	32
Chapitre III : Modélisations		
III.1		41
III.2	Géométrie du modèle	41
III.3	Calcul du coefficient de sécurité avec la méthode de Bishop	42
III.4	détails mur poids	43
III.5	Résultats de calcul de stabilité sans séisme à la méthode de Bishop (mur poids)	45
III.6	Résultats de calcul de stabilité avec séisme à la méthode de Bishop (mur poids)	45
III.7	Résultats de calcul de stabilité sans séisme à la méthode de Bishop (tirant d'ancrage)	47
III.8	Résultats de calcul de stabilité avec séisme à la méthode de Bishop (tirant d'ancrage)	47

Liste des tableaux

N°	Tableaux	PAGE
Chapitre II : présentation des données		
II.1	Tableau: Résultats de l'essai pressiométriques SP 01	30
II.2	Tableau: Résultats de l'essai pressiométriques SP 02	31
II.3	Tableau: L'analyse des pénétrogrammes obtenus	32
II.4	Tableau: Résultat des Essais d'identifications	33
II.5	Tableau: compression simple	34
II.6	Tableau: essai Œdométrique	34
II.7	Tableau: Résultats essai de cisaillement UU	34
II.8	Tableau Résultats essai de cisaillement CD	34
II.9	Tableau: Puits den reconnaissance	35

Introduction Général

Introduction général

Des problèmes de stabilité des pentes sont souvent rencontrés lors de la construction de routes, de canaux et de barrages. De plus, certaines pentes naturelles sont ou pourraient devenir instables. Les ruptures de remblai peuvent être catastrophiques, entraînant des pertes humaines et des dégâts naturels et matériels considérables.

L'estimation de la véritable sécurité du risque de rupture est une tâche complexe Des réponses fiables relèvent de la responsabilité de l'ingénieur géotechnique. L'étude des pentes en plus d'inclure Étudier le site et déterminer les propriétés mécaniques du sol, calculer La stabilité,

Notre présent mémoire s'inscrit dans ce contexte et propose l'étude de la stabilité d'un Glissement de terrain survenu le long de la RN 62 au PK 25+000 à tamezguida dans la Wilaya de Médéa. L'objectif assigné à ce travail vise à identifier les causes réelles de cette Instabilité et d'étudier les confortements adéquats permettant d'opter pour la meilleure solution.

Ce travail a été développé conformément aux Examinez le site et analysez les données existantes. Enquête géotechnique permettra de caractériser de manière fiable les couches de sol de notre site. le prochain sera proposer et développer en détail la solution de durcissement la plus adaptée, l'outil L'ordinateur informatique utilisé était le logiciel TALREN. La dernière étape consiste à comparer Choisissez la solution pour un confort optimal d'un point de vue technique et économique.

Dans notre cadre pédagogique (mémoire de fin d'études conduisant au Master), nous Il est proposé de diviser ce rapport en plusieurs chapitres, divisés en deux parties :

La section théorique permet d'identifier les notions et concepts de base Méthodes et programmes de calcul pour les problèmes de glissement de terrain renforts utilisé.

La partie pratique commence par une introduction au projet d'étude thématique, suivie d'un exposé complet Des investigations géotechniques ont été réalisées

L'analyse globale de stabilité de la pente a été réalisée Avec le logiciel TALREN,

Cela permet d'identifier des solutions possibles.

Chapitre I

Aperçu bibliographique

I.1 Introduction

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme dangers naturel permanents Rencontrés dans le monde entier ; les sols qui nous entourent peuvent paraître immuables, mais cette stabilité est illusoire. L'histoire géologique montre en effet que l'équilibre naturel, lentement façonné, peut soudainement subir des ruptures, des déformations et d'autres phénomènes d'érosion nuisibles pour l'homme.

C'est pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements [15].

I.2 Glissement de terrain :

Les glissements affectent les matériaux meubles, de type des sols, et sont généralement beaucoup plus lents que les écroulements (quelques heures). Ils concernent généralement une grande masse de terrain qui se détache et glisse sur la pente ou le talus [1].

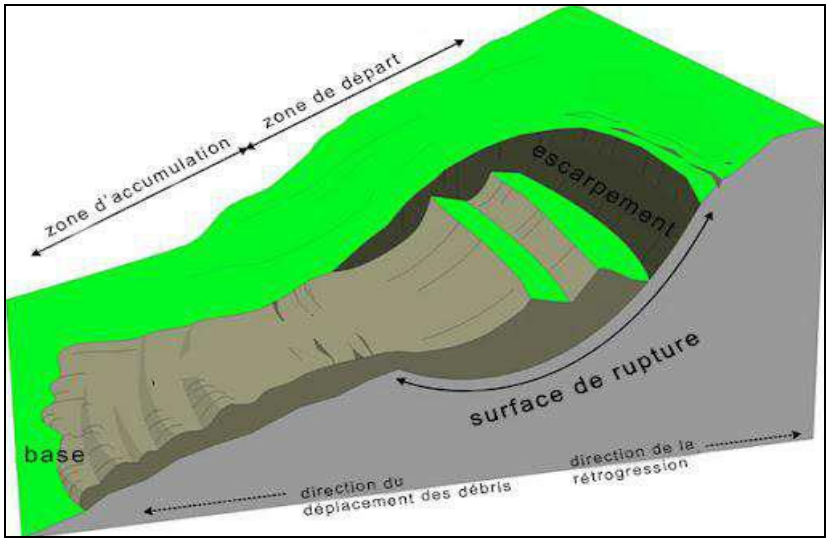


Figure I.1 : glissement de terrain [2].

I.3 types des glissements :

Les types de glissements ont été regroupés en trois familles selon la géométrie de la surface de glissement on distingue :

I.3.1 glissement plans :

Il produit quand une surface topographique pouvant guider une rupture plane, où la surface de glissement est plane, il s'agit souvent du toit d'une couche de mauvaise résistance [11].

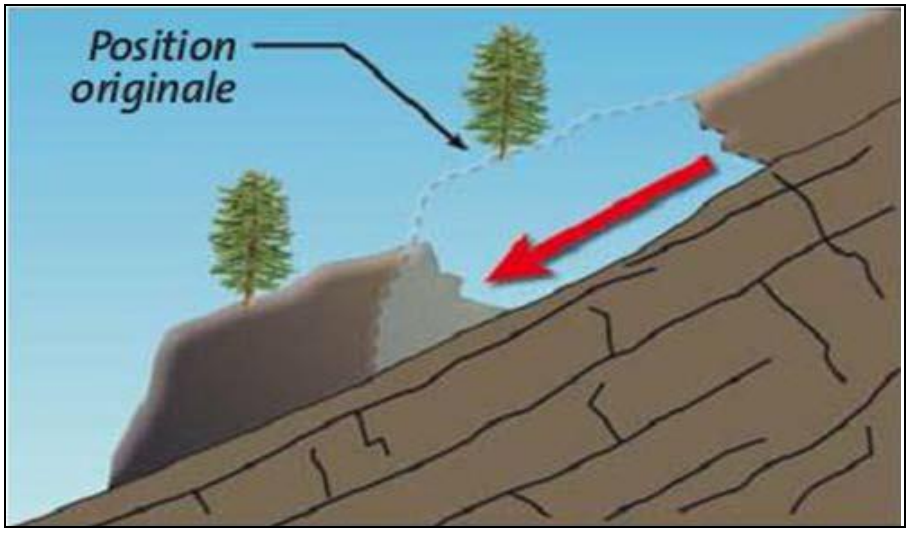


Figure I.2 : glissement plans [1].

I.3.2 glissement rotationnel :

Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type rotationnel sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux [15].

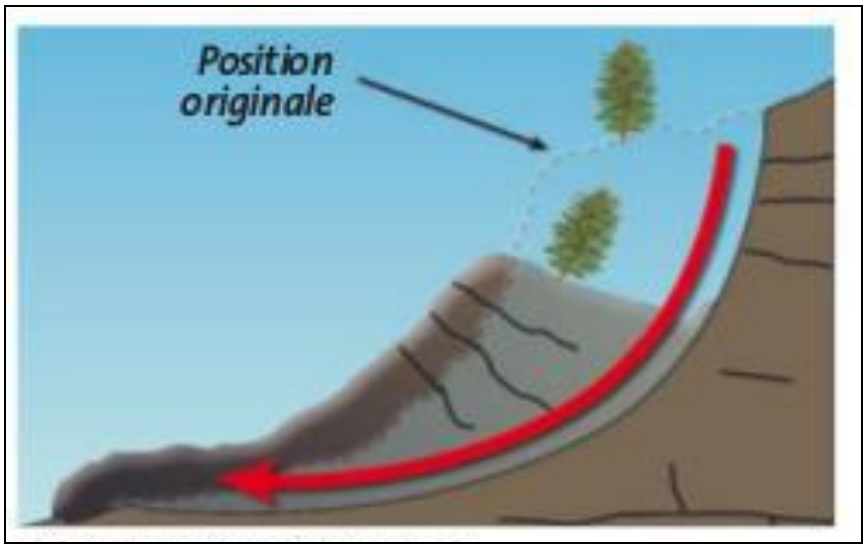


Figure I.3 : glissement rotationnel [13].

I.3.2.1 glissement rotationnel simple :

La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la

Plupart des cas, il est caractérisé par un basculement de la masse glissée **(Figure I.4) [1].**

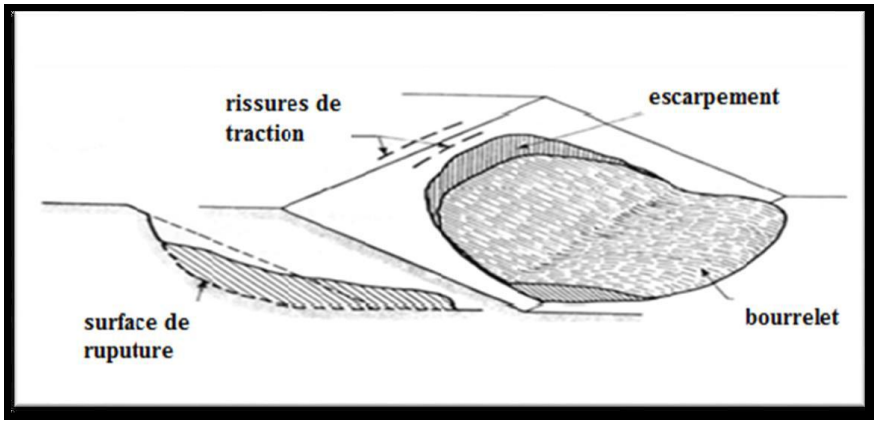


Figure I.4 : glissement rotationnel simple [1].

I.3.2.2 le glissement rotationnel complexe :

Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non

Circulaire ou complexe [7].

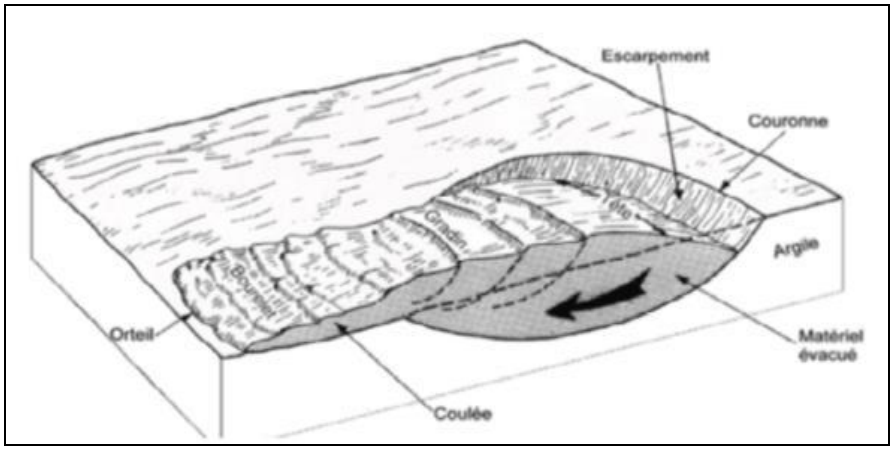


Figure I.5 : glissement rotationnel complexe **[7].**

I.4. Principales causes des glissements :

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un versant relève des causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines [1].

I.4.1 Causes internes

- L'augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies
- La nature géologique des terrains (la pente)
- L'accumulation d'eaux usées rejetées dans le sol.
- La saturation des terrains en eau : Présences de sources, Fortes précipitations et Fonte des neiges brutales.
- Le développement de l'altération de la roche.
- Le degré de plasticité du sol ou sa sensibilité à l'eau.

I.4.2 Causes externes

- L'érosion d'un bas de pente par la mer ou par une rivière
- Diminution des appuis en pied de pente *(*comme un terrassement mal pensé et trop raide).
- Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.
- Par l'ouverture d'une carrière de sable ou de roche
- Par les secousses d'un tremblement de terre.
- Par la surcharge d'une construction, etc.

I.5 Méthodes de d'analyse de stabilité

Le calcul aux états limites de service doit assurer que le mouvement du terrain N'induit pas un dépassement de l'état limite de service d'un ouvrage sus-jacent où à Proximité.

On peut subdiviser les méthodes d'analyse de la stabilité d'un terrain vis-à-vis du glissement en trois grandes catégories :

- Méthodes d'équilibre limite,

- Méthode d'éléments finis,

- Méthodes des caractéristiques de contraintes (ou des lignes de glissement),

On focalise l'étude ci-après sur la première catégorie qui comporte d'ailleurs les Méthodes de calcul les plus utilisées en pratique [4]**.**

1.5.1 Définition du coefficient de sécurité

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : **Coefficient de sécurité Fs.** Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement. Théoriquement, le talus est dit stable si FS > 1,5. L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque FS = 1,5. Mais dans la pratique, le coefficient FS est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

a- Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.

b- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.

c- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurité.

d- L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes [12]**.**

I.5.2 Méthode d'équilibres limites

On se limite ci-après à l'étude de méthode de Bishop [12].

I.5.2.1 Méthode de BISHOP simplifiée

Dans cette méthode on considère que :

La ligne de glissement est toujours de forme circulaire

Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls **(Vn – Vn+1 = 0).**

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivant :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m}(c_i b_n + W_n tg\phi_i)}{m_\alpha \sum_{n}^{m} W_n \sin\alpha_n} \qquad (I.9)$$

avec la pression interstitiel

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{m}\left(c_i' b_n + (W_n - ul_n \cos\alpha_n) tg\phi_i'\right)}{m_\alpha \sum_{n=1}^{m} W_n \sin\alpha_n} \qquad (I.10)$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos\alpha_i \left[1 + \frac{tg\alpha_i tg\phi_i}{F_s}\right] \qquad (I.11)$$

Pour déterminer Fs il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur Fs0 le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop.

Les écarts sur Fs peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

I.5.3 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés Physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux Nœuds des éléments. Le calcul peut être mené avec tout programme général D'éléments finis, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation Géotechnique, tels que Plaxis, Oasys, Cesar et Crisp [4].

I.6 Méthodes de confortement des glissements des terrains

Les techniques de stabilisation des glissements peuvent être classées en 3 catégories **:**

• Les terrassements

• Les dispositifs de drainage

• L'introduction d'éléments résistants [12]**.**

I.6.1 Les Terrassements

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

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.

- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.

- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable [6].

I.6.1.1 L'allègement en tête de glissement

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en Résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la Surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc [9].

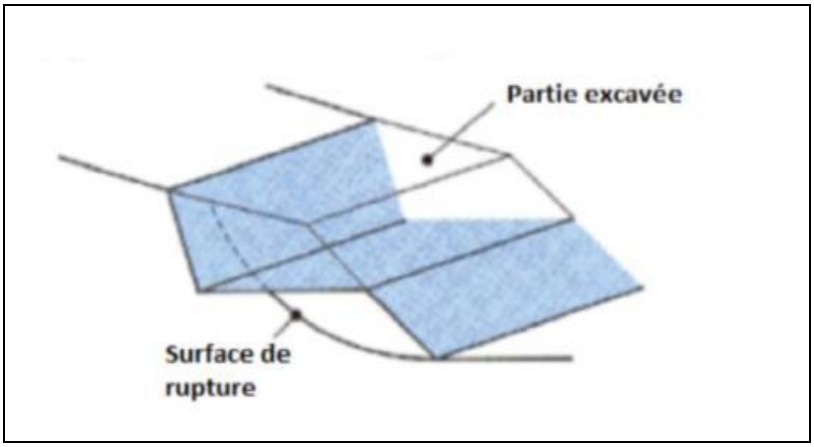


Figure I.6 : Allégement en tête [7].

I.6.1.2 Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplace par le glissement. Cette solution est généralement consiste à supprimer les matériaux glissés. C'est une solution seulement applicable aux glissements de taille modeste, de faible profondeur [13].

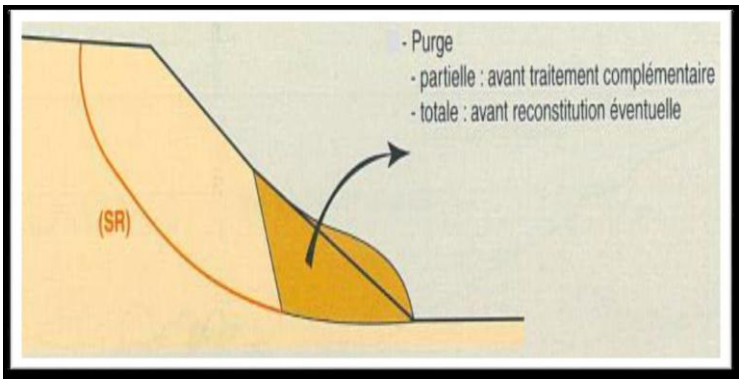


Figure 1.7: La purge [1].

I.6.1.3 : La substitution partielle ou totale

Lorsque la purge totale n'est pas possible, la substitution se limite à des bêches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut-être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution [7].

I.6.1.4 : Le chargement en pied (butée)

Le chargement en pied consiste à construire un ouvrage de butée en pied de glissement afin d'équilibrer les forces motrices et de contenir les déplacements de la masse instable. Il est en général associé à du drainage [7].

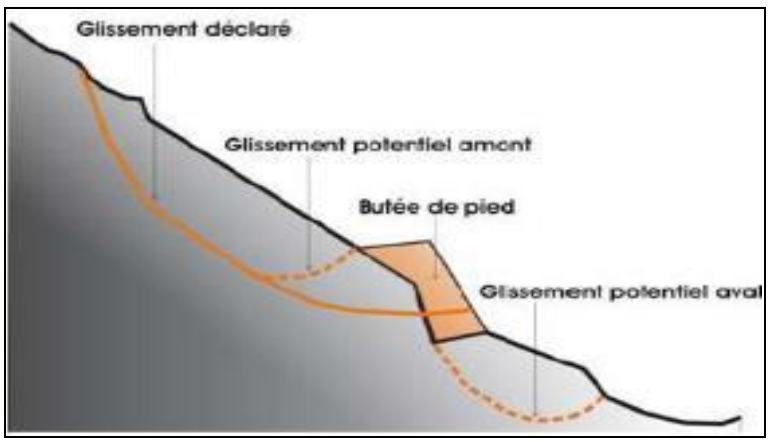


Figure 1.8: Le chargement en pied [7].

I.6.1.5 Reprofilage

On dit aussi talutage du terrain naturel, ce traitement est bien adapté au talus de déblais, et il est de pratique courante, il consiste en un adoucissement de la pente d'un talus, et cela par déblai de haut en bas, ou par déblai en haut et remblai en bas [1].

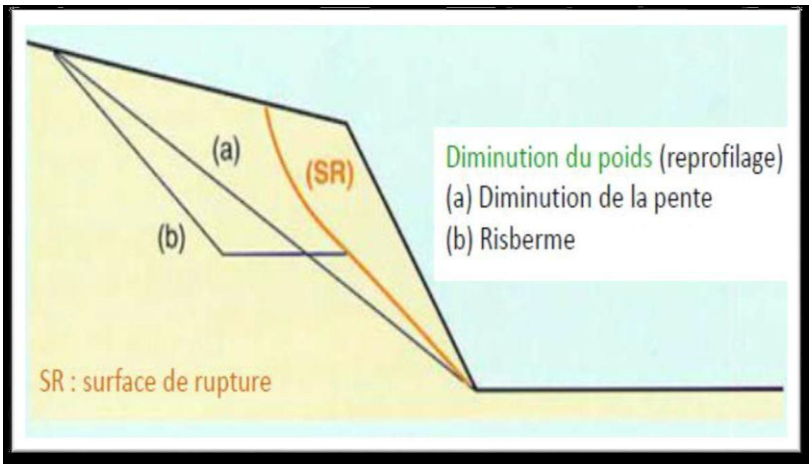


Figure I.9 : Reprofilage [1].

I.6.2 les dispositifs de drainage

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en oeuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise :

Les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation. On cite les différents types de drainage :

- Collecte et canalisation des eaux de surface

- Tranchés drainants

- Masques et éperons drainants

- Drains verticaux

- Drains subhorizontaux [7].

I.6.2.1 collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans la masse en mouvement. Les eaux peuvent provenir De zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de la pluviométrie et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones basses et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien qu'elle ne constituant pas des ouvrages de drainage proprement dit, sontils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements [9]**.**

I.6.2.2 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Les tranchées drainantes ont l'avantage d'être adaptées aux talus de grandes hauteurs (>10 m) en réalisant un nombre quelconque en parallèle. Leurs principaux inconvénients résident dans le fait que leur profondeur est limitée par la stabilité de leurs parois et que leur pérennité dépend de la quantité du matériau drainant [1].

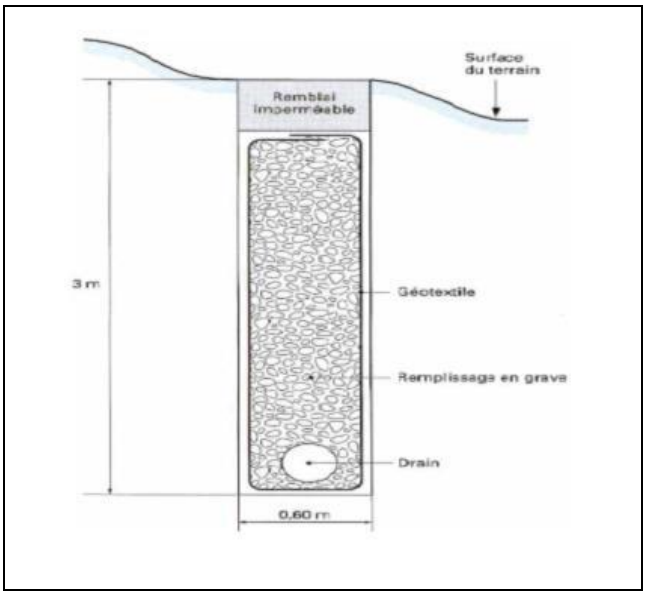


Figure I- 10 : Coupe type d'une tranchée drainante [7].

I.6.2.3 Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottant es apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériaux drainant régulièrement espaces [13].

I.6.2.4 Drains verticaux, galeries drainantes

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action. Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage). Le creusement de galeries drainantes est une solution chère mais efficace [7].

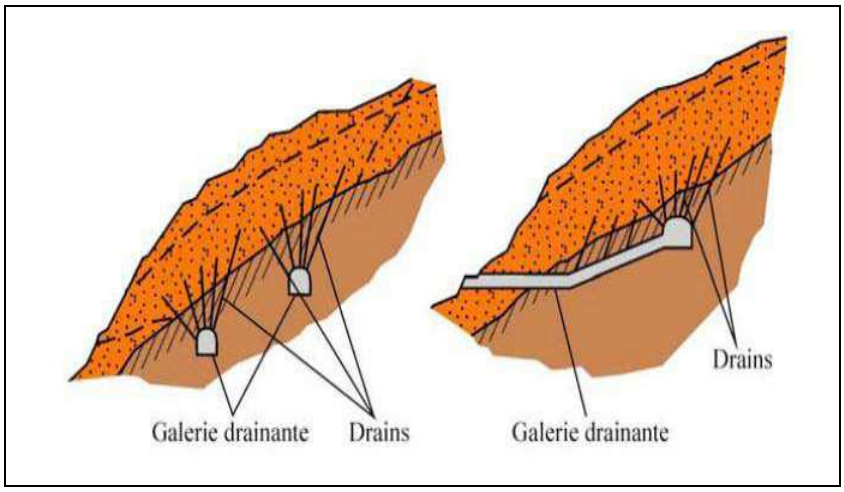


Figure I.11 : Galeries drainantes [16].

I.6.2.5 Drains subhorizontaux

Les drains subhorizontaux sont ainsi définis car ils sont appliqués sur un sol nécessitant une modification du niveau de la nappe phréatique.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5o) et à y placer des tubes crépinés en PVC ou en acier. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes [3].

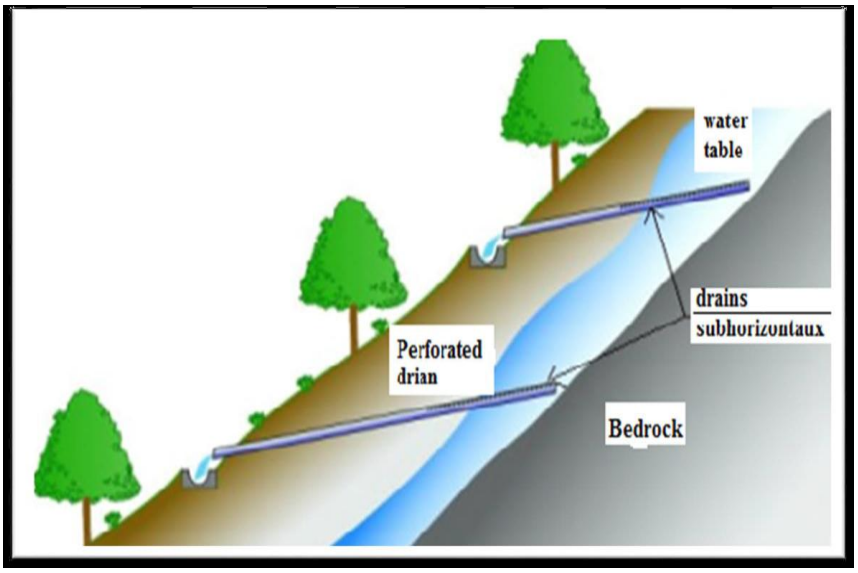


Figure I.12: Drains subhorizontaux [1]

I-6-3 Introduction des éléments résistants

On a parlé sur les techniques qui annulent la cause de l'instabilité des talus ou des sols, maintenant on va viser les techniques qui combattent les résultats d'instabilité par l'introduction des éléments résistants.

On appelle éléments résistants les :

- Ouvrages de soutènement,
- tirants d'ancrage et murs ancrés,
- clouages par des barres, des micros pieux,
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques [3].

I.6.3.1 Ouvrages de soutènement

I.6.3.1.1 Ouvrages rigides

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

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui luiront appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte

un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en Mouvement (la déformation du sol étant une compression) [9].

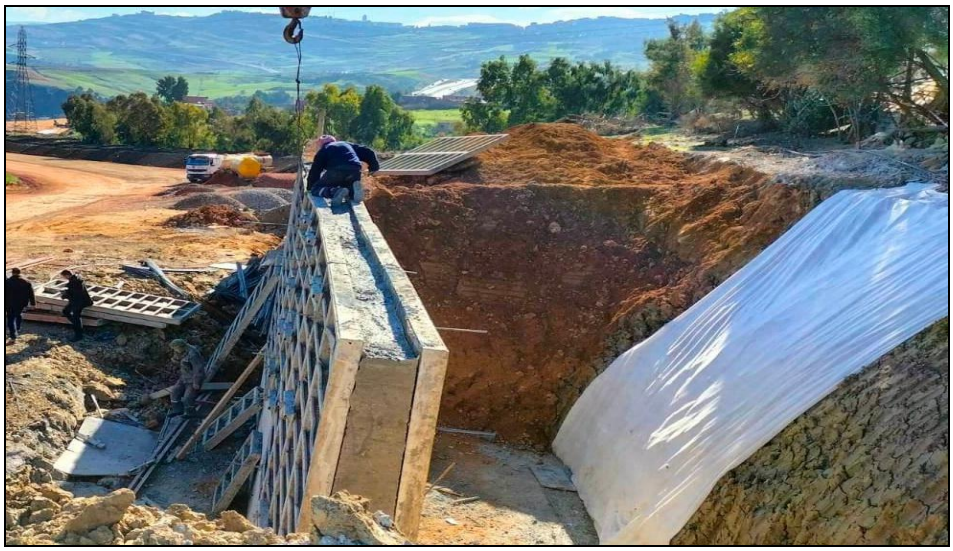


Figure I. 13 : Mur de soutènement (contournement de la ville de Médéa)

I.6.3.1.2 Ouvrages souples

Sont des structures obtenues à partir des gabions, des murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides [6].



Figure I. 14 : Réalisation d'un mur en gabion (contournement de la ville de Médéa)

I.6.3.2 Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. En appelle tirant d'Ancrage injecté, une armature métallique constituée de tubes, barres, fils ou toron introduite dans un forage et scellée au terrain par des injections de coulis ou de mortier sous pression plus ou moins élevée. Les Tirants d'ancrage réalisés sont des tirants de 20 m et 16 m de longueur, de 120 mm de diamètre avec des barres HA40mm. L'utilisation de tirants précontraints suppose : Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité, qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants [13].



Figure-I-15 : Stabilité d'un glissement avec tirant d'ancrage [13].

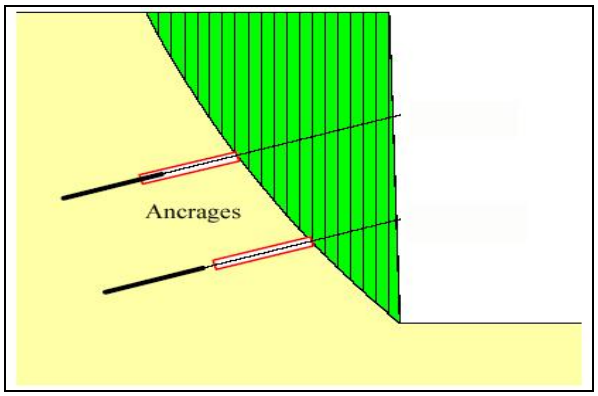


Figure I. 16 *: détail tirant d'ancrage* [8].



Figure *I.17**: tirant d'ancrage* [8].

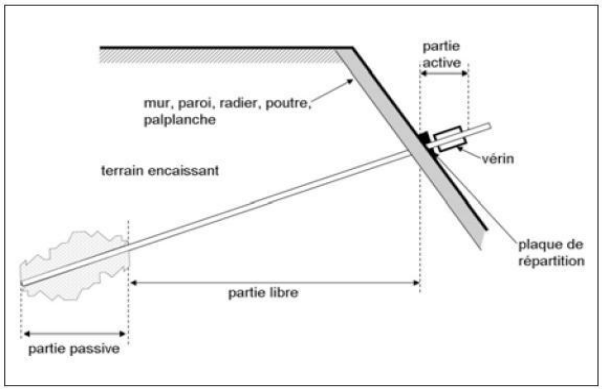


Figure I.18*: principe d'un ancrage d'un tirant précontrainte* [8].



Figure I.19*: technique de forage pour les tirants d'ancrage* [8].

Les tirants d'ancrages peuvent aussi être réalisés en présence d'eau dans le terrain. En cas de fouilles descendues en dessous du niveau de la nappe phréatique, les ouvrages destinés aux sous- pressions doivent souvent être ancrés à l'aide de tirants afin d'équilibrer les efforts de soulèvement (HABIB, et al.. 1996) [14].

I.6.3.2.1 Types de tirants d'ancrage :

En fonction du type de l'armature, deux catégories des tirants d'ancrages peuvent être distinguées

- Tirants d'ancrage constitués par des armatures ordinaires : ancrées dans le terrain soit par une injection de scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, tirants qui sont mis en traction par boulonnage

- Tirants d'ancrage constitués par des armatures précontraintes : scellées dans le terrain par injection et mises en tension en prenant appui sur l'ouvrage. Ces tirants sont désignés par « tirants précontraints » [14].

I -6-3-2-2 Composants de base :

Un tirant d'ancrage se compose :

• D'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'un système d'appui.

• D'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement.

• D'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire du coulis de scellement.

Un tirant peut être actif ou passif :

• Passif, il n'est mis en tension que du fait de l'application à l'ouvrage des actions qui sollicitent ce dernier. Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voir en matériau composite.

Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est inférieure à deux ans, permanent dans l'autre cas.

• Actif , il est mis en charge préalablement à l'application des actions afin de limiter les déformations de l'ouvrage. L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier pour précontrainte [14].

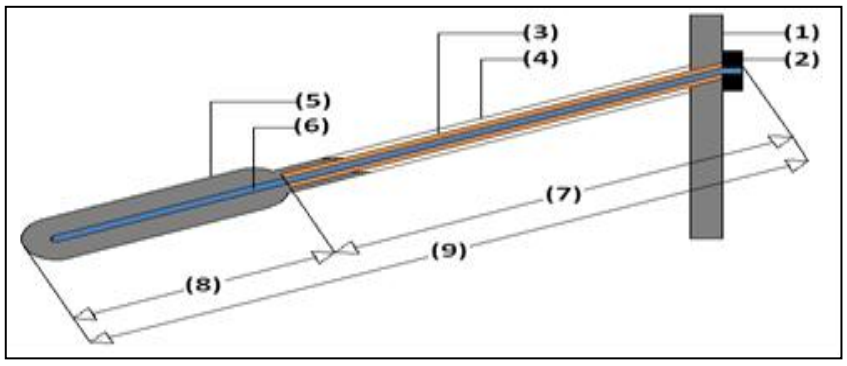


Figure I.20 : *Composants de base du tirant d'ancrage avec câble démontable pour longueur libre avec point de rupture déterminé* [8].

Avec :

(1) paroi de soutènement,

(2) tête d'ancrage,

(3) gaine de protection,

(4) forage,

(5) coulis de scellement,

(6) armature,

(7) longueur libre,

(8) longueur du scellement,

(9) longueur totale du tirant d'ancrage

I -6-3-2-3 La tête d'ancrage :

La tête d'ancrage se compose d'une plaque d'appui et d'un système capable de transmettre la force de l'armature, selon le type du tirant d'ancrage, à la surface du sol ou à la structure soutenue. Les figures I. 21(a) et (b) représentent, respectivement, la tête d'ancrage des tirants ordinaires et précontraints. [14].

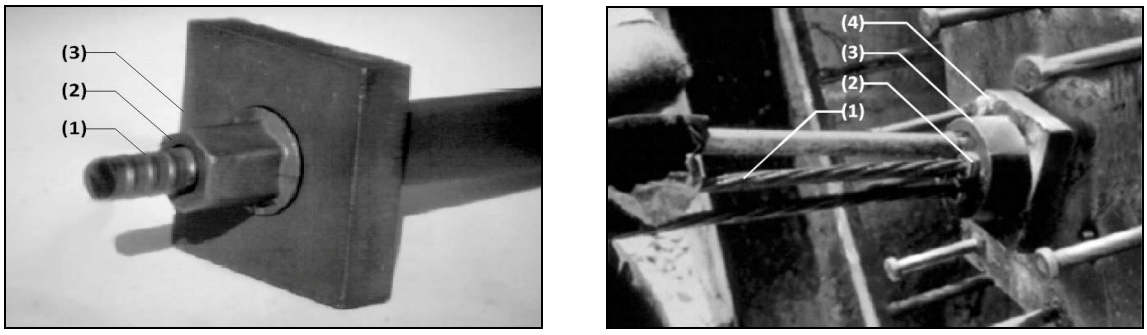


Figure I.21 (a+b) : Formes de la tête d'ancrage des différents tirants [14].

I.6.3.3 Clouage

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

la partie supérieur de massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement. L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise

des déplacements relatifs sol/clou. Les clous ont donc des effets progressifs et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage [13].

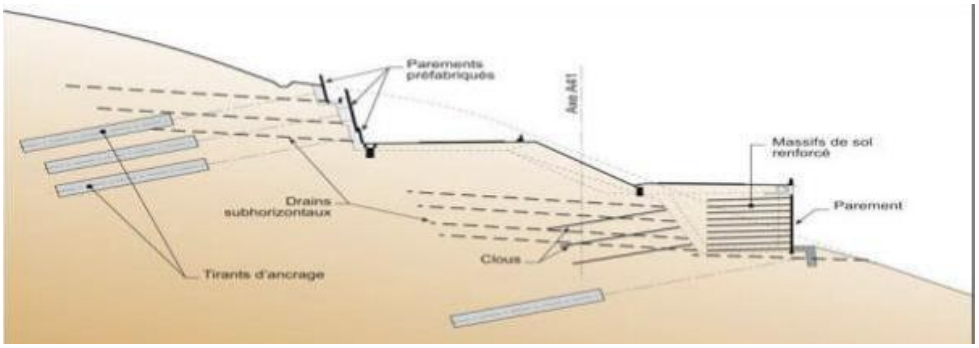


Figure-I-22 : Le clouage [13].

I.6.3.4 Pieux

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que le clouage mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux ont des diamètres plus grand parce qu'elles travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion [3].



Figure-I-23 : Deux rangé des pieux (Contournement nord de la ville de Médéa)

I.7 Conclusion

La stabilisation des glissements de terrain est un processus complexe Il existe plusieurs façons de calculer le facteur de stabilité et de sécurité d'un glissement de terrain. Dans l'étude d'un ingénieur géotechnicien, son classement de l'une de ces méthodes dépend de la complexité du problème étudié et des données d'entrée disponibles,

La mise en œuvre de ces méthodes est développée par des outils ou programmes qui ont été utilisés pour ce type d'analyse :PLAXIS, TALREN et GSLOPE, qui apportent une aide garantie pour le choix des méthodes de calcul intégral.

Chapitre II

Présentation des données

II .1 Introduction

Ce chapitre est réservé généralement pour une étude technique sur la stabilité de glissement de terrain survenu sur le chemin de wilaya n°62 à Tamezguida wilaya de Médéa (environ 15 kms au chef-lieu de Wilaya), et ce afin de prévoir une système de confortement et de stabilisation, basé sur l'étude socio-économique, les zones sujettes à ce glissement sont localisés pour ainsi dire les surfaces de ruptures les plus défavorables.

Le site de glissement présente des différents signes importantes d'instabilité évidents, traduisent par les fissures importantes et des ravinements.

II .2 Historique des glissements dans la Wilaya de Médéa

Le réseau routier de la Wilaya de Médéa a toujours connu des dégâts importants; suite aux glissements de terrain qui surviennent chaque hiver pluvieux. Les glissements de terrain observés sont liés aux conditions géomorphologiques néfastes et aux eaux (eaux de nappe, eaux de ruissellement). Cependant, les travaux de terrassement et le mode de culture réalisés par l'homme, ont certainement favorisé (voire déclenché) des glissements de terrain sur des versants instables.

Tous les glissements observés présentent un certain nombre de caractères communs, qui sont:

a) Relief

La région de Médéa est caractérisée par un relief très accidenté. La morphologie des versants est mouvementée, caractérisée par des discontinuités de la pente : talus abrupts, replats, parfois contre pentes lorsque dominent les panneaux de grès, loupes de glissements.

b) Contexte hydrologique

Le réseau hydrologique est également caractéristique de la morphologie et de la géologie des versants. En effet, les panneaux gréseux en crête de versants et les thalwegs assurent un drainage naturel des eaux (eaux de nappe, eaux de ruissellement). Les eaux drainées alimentent les cours d'eaux: Oued Chelif , Oued El Mellah, Oued Chiffa et Oued Harbil.

La région de Médéa est caractérisée par une pluviométrie variant entre 700 et 800 mm par an, plus de 40% des précipitations sont enregistrées durant la période de Décembre à fin Février. Pendant la saison hivernale (fin Décembre, fin Février), des chutes de neige sont fréquentes sur les reliefs dépassant les 800 m d'altitude.

II.3 présentation du site

la zone affecté par le glissement de terrain est situé dans la localité de Tamezguida sur le chemin de wilaya n°62 et au PK 25+000



Figue II.1 : Image satellitaire du site du projet CW 62 au PK 25+000

II.4 Reconnaissance du site

II.4.1 aperçu géologique :

La région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du cénozoïque dans sa partie sud.

Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

Litho stratigraphie

Quaternaire

Les dépôts du Quaternaire sont représentés par les formations de pentes : limons, sables, argiles et galets.

Néogènes

Les dépôts néogènes sont représentés par les formations miocènes et pliocènes d'argile marneuses, calcaires organogènes, grès et conglomérats.

Les formations crétacées

Les formations crétacées sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts du crétacé inférieur à supérieur.

Les formations du crétacé inférieur cartées (ci) sont représentées par des schistes argilo-siliceux, des argilites et des marnes avec les intercalations de grès siliceux, parfois les roches sont gypseuses.

Les formations du Cénomanien cartées (cm) sont représentées par l'alternance des marnes et des calcaires. Les marnes sont compactes et ont une structure plésiomorphe. Les calcaires sont gris foncé, massifs et rubanés, à cassure conchoïdale.

II.4.2 Tectonique

La région de Médéa correspond à une structure néogène plissée et fracturée. Les plis de direction principale NE-SW, sont affectés par des accidents majeurs décrochant, senestres, de même direction (J.C. ROMAN, 1975).

Cette tectonique plio-quaternaire évolue dans les temps actuels par une sismicité connue de la région. Celle-ci est classée en zone II (CGS). Son intensité macrosismique historique est de 5 (CRAAG).

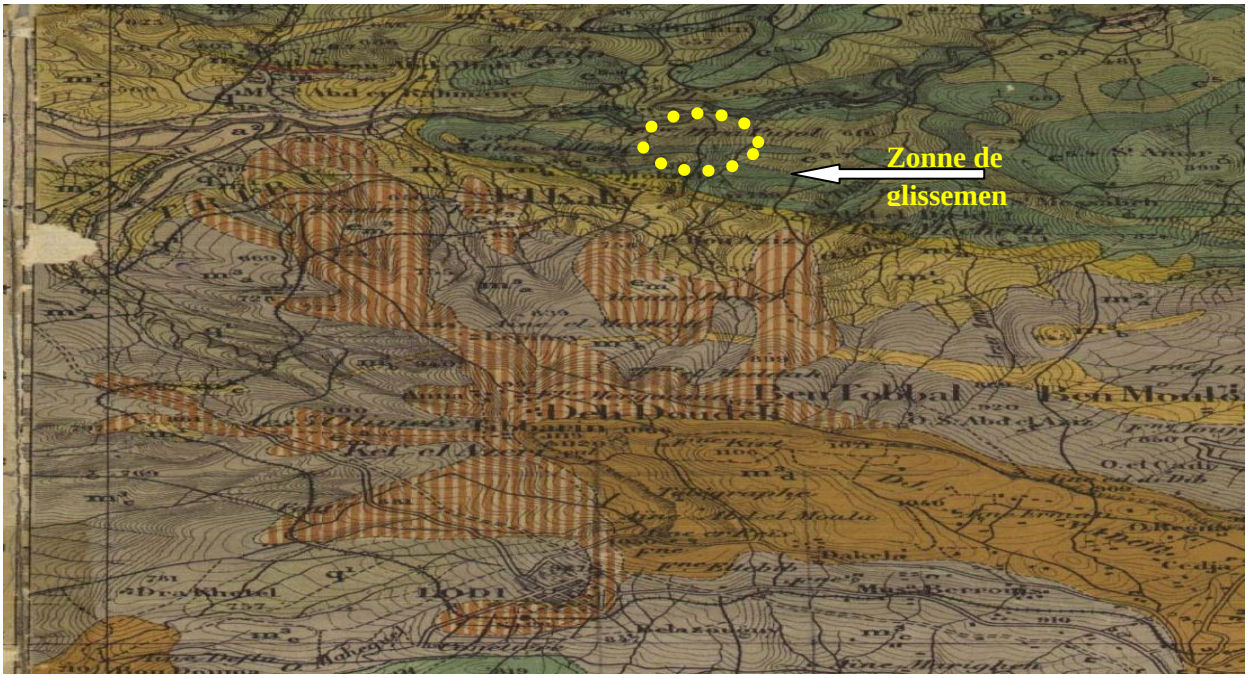


Figure II.2: Extrait de la carte géologique au 1/50 000 ème « MEDEA »

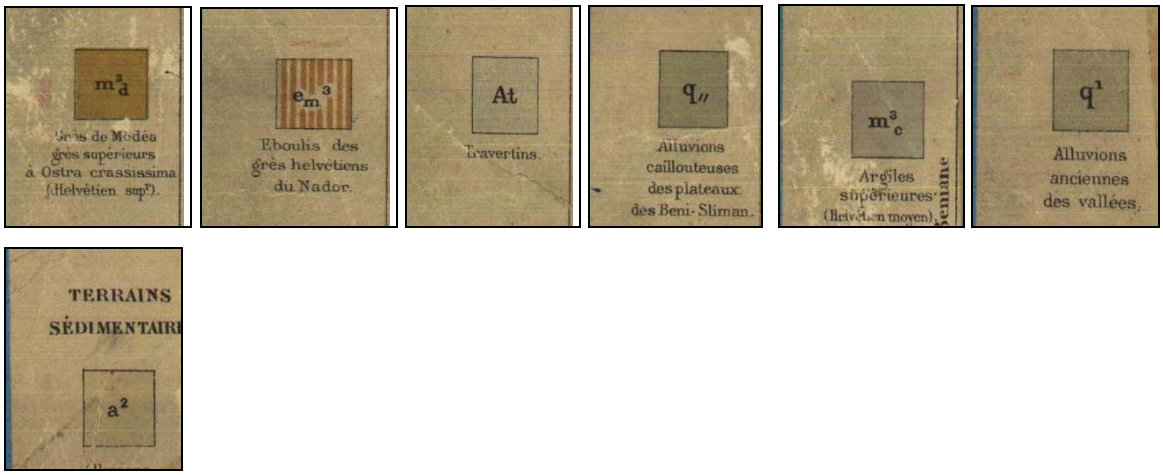


Figure II.3: Légende de la carte géologique.

II.4.3 conditions sismiques

D'après le règlement parasismiques Algérien (RPA 99 Version 2003), la région de Médéa correspondant à la catégorie II avec (A = 0,25g) selon le groupe d'usage. Nous rappelons qu'en absence des sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol le coefficient sismique suivant :

$$Kh = 0,5\ A\ (\%\ g)$$

Le coefficient (A) est le coefficient d'accélération de zone (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 notre cas, nous avons pris en considération dans nos calculs de stabilité une accélération de :

- Kh = 0,5 A (% g) = 1.226
- Kv = 0.3 Kh = 0.367

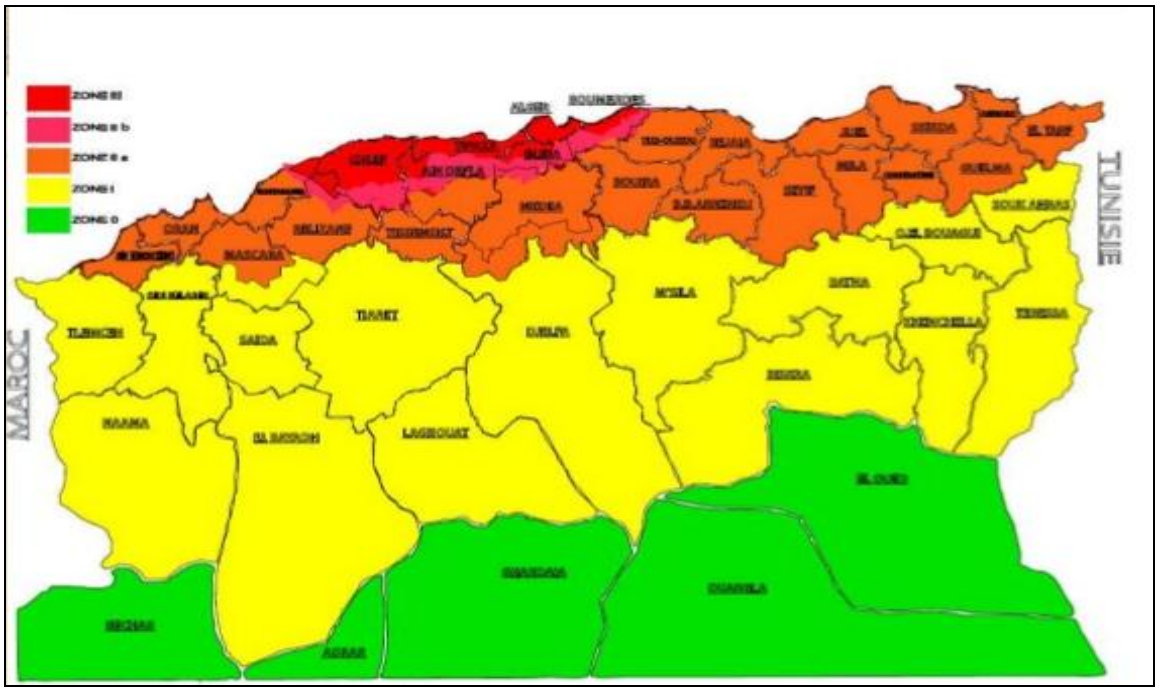


Figure II.4 : Carte de Zonage sismique d'Algérie

II.4.4 Les causes du glissement

Suit aux divers sorties et constatation on peut résumer que les causes essentielles de ce glissement sont dues aux :

- La morphologie du terrain défavorable.
- Présence des dégradations et affaissement au niveau de l'accotement de la chaussée.
- Réseau d'assainissement très dégradé et ne fonctionne pas.
- Les avaloires ne fonctionnent pas (ils sont bouchés).
- La construction de la chaussée sur les avaloires.
- Présence d'un oued qui affecte le pied de talus en période de crue.
- Stagnation d'eau (fossé en terre).

II.4.5 Observation

la détermination des φrés se fera par calage pour :

- F=1 pour le versant initial en situation instable (φrés) avec méthode traditionnelle.

Le dimensionnement de la solution de confortement se fera avec φrés pour F > 1,15 à 1.2 (talus soit en situation d'équilibre stable) avec méthode à l'ELU.

Le calcul se fera à court et à long terme

II.5 programme d'investigation géotechnique

Afin d'évaluer la nature du sous-sol et les principales causes de déclanchement de ce glissement, une campagne de reconnaissance géotechnique a été introduire sur place par le laboratoire LMTPB /Alger, afin d'établir un programme géotechnique, et se comprenant de :

II.5 .1 Les essais in situ

Densité Du Programme De Reconnaissance :

- Levé topographique détaillé à l'aide d'une station totale.
- Deux sondages carottés de 25 mètres de profondeur chacun.
- Deux sondages préssiomètrique de 25 mètres de profondeur chacun.
- Dix essais de pénétromètres dynamiques poussés au refus.
- Deux puits de reconnaissance

II.5 .2 Au laboratoire

Les échantillons prélevés ont été soumis aux essais physico-mécaniques suivants :

- Densité sèche.
- Analyse granulométrique et sédiment métriques.
- Densité humide.
- Limites d'Atterberg.
- Teneur en eau naturelle.
- Cisaillement (C – φ ; C' – φ').
- Compressibilité à l'oedomètre.
- Compression simple.
- Proctor modifié.
- CBR.
- Analyse chimique.

II.6 Interprétation de la reconnaissance In-Situ

II.6.1 Résultats des sondages carottés

Sondage carotté N°01 (SC-01)

- De 0.00 à 5.50 m : Graviers anguleux pris dans une matrice argileux sableuse brunâtre**.**
- De 5.50 à 10.00 m : Argile peu graveleuse brunâtre.

- De 10.00 à 12.40 m : Alluvions à matrice argilo-sableuse avec présence de cailloux décamétrique.
- De 12.40 à 25.00 m : Marne dure grisâtre**.**

Sondage carotté N°02 (SC-02)

- De 0.00 à 2.00 m : Alluvions à matrice argilo-sableuse avec présence de cailloux décamétrique.
- De 2.00 à 25.00 m :Marne grisâtre**.**

II.6 .2 Interprétations de l'essai Pressiométrique SP 01

Les valeurs de pression limite (Pl) enregistrées systématiquement chaque 1,0 m ; varient entre **5** et **18** bars.

Le rapport (E/Pl) est de 15 à 47 le sol est normalement consolidé à sur-consolidé faisant partie de la Catégorie **II** en profondeur

Tableau II.1 : Résultats de l'essai pressiométriques SP 01

SP 01					
Profondeurs (m)	**Module Pressiométriques (E) en bars**	**Pression limite Nette (PL) en bars**	**E/PL**	**Etat de sol**	**Catégorie**
1,00	**203**	**8,09**	**25**	**Normalement consolidé**	**II**
2,00	**168**	**10,82**	**16**		
3,00	**73**	**4,83**	**15**		
4,00	**119**	**7,89**	**15**		
5,00	**83**	**5,51**	**15**		
6,00	**214**	**13,11**	**16**		
7,00	**179**	**7,90**	**23**	**Sur-consolidé**	**III**
8,00	**113**	**5,84**	**19**		
9,00	**176**	**3,51**	**50**		
10,00	**161**	**5,85**	**28**		
11,00	**181**	**5,01**	**36**		
12,00	**413**	**16,21**	**25**		
13,00	**447**	**18,31**	**24**		
14,00	**650**	**13,76**	**47**		
15,00	**650**	**13,76**	**47**		

II.6 .3 Interprétations de l'essai Pressiométrique SP 02

Les valeurs de pression limite (Pl) enregistrées systématiquement chaque 2,0 m ; varient entre **1** et **25** bars.

Le rapport (E/Pl) est de 77 à 293 le sol est sur-consolidé faisant partie de la Catégorie **III** en profondeur.

Tableau II.2: Résultats de l'essai pressiométriques SP 02

SP 02					
Profondeurs (m)	**Module Pressiométriques (E) en bars**	**Pression limite Nette (PL) en bars**	**E/PL**	**Etat de sol**	**Catégorie**
2,00	**518**	**1,77**	**293**	**Sur-consolidé**	**III**
4,00	**5888**	**23,92**	**246**		
6,00	**3472**	**24,32**	**143**		
8,00	**3236**	**25,24**	**128**		
10,00	**1853**	**24,01**	**77**		
12,00	**3795**	**24,36**	**156**		
14,00	**3976**	**24,47**	**162**		

II.6 .4 Essais aux pénétromètres dynamiques

II.6 .4 .1 Résultats des essais

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe (Rd) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'évaluer la portance du sol support.

Les paramètres mesurés en cours d'enfoncement sont l'effort de pointe.

Le tableau suivant donne les valeurs de la résistance de pointe minimale (Rd min) par tranche de sol de même résistance.

Tableau II.3 : L'analyse des pénétrogrammes obtenus, nous a permis de constater ce qui suit

Essai	Profounder	Rp minimale moyenne	Contrainte admissible	Observation	Essai	Profondeur	Rp minimale moyenne	Contrainte admissible
PDL-01	0.0 à 5.4 m	90 bars	**3.6 bars**	Refus à 9.80 mètres	PDL-06	0.0 à 1.8 m	30 bars	**1.6 bars**
	5.4 à 9.8 m	60 bars	**2.4 bars**			1.8 à 2.6 m	180 bars	**7.2 bars**
PDL-02	0.0 à 5.4 m	90 bars	**3.6 bars**	Refus à 9.80 mètres	PDL-07	0.0 à 1,6 m	30 bars	**1.6 bars**
	5.4 à 9.8 m	60 bars	**2.4 bars**			1.6 à 2.2 m	180 bars	**7.2 bars**
PDL-03	0.0 à 1.2 m	20 bars	**0.8 bars**	Refus à 2.60 mètres	PDL-08	0.0 à 1,6 m	30 bars	**1.6 bars**
	1.2 à 2.6 m	180 bars	**7.2 bars**			1.6 à 2.4 m	180 bars	**7.2 bars**
PDL-04	0.0 à 1.2 m	30 bars	**1.6 bars**	Refus à 2.60 mètres	PDL-09	0.0 à 1.2 m	20 bars	**0.8 bars**
	1.2 à 2.6 m	120 bars	**4.8 bars**			1.2 à 2.2 m	180 bars	**7.2 bars**
PDL-05	0.0 à 1.2 m	0.8 bars	**1.6 bars**	Refus à 2.60 mètres	PDL-10	0.0 à 1.2 m	20 bars	**0.8 bars**
	1.2 à 2.6 m	180 bars	**7.2 bars**			1.2 à 2.6 m	180 bars	**7.2 bars**



Figure II.5 : pénétromètres dynamiques

II.7 Interprétation des essais de laboratoire

Tableau II.4 : Résultat des Essais d'identifications

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau (W%)	Masse volumique (g/cm³)		Analyse granulométrique		limite d'atterberg			Classification	VBS
			γ_h	γ_d	D_{max} mm	Passant à 80µ	W_L %	W_P %	I_P %		
SC01	05.20-05.50	17.69	2.16	1.83	20	58.23	36.55	22.15	14.40	AP	1.453
	07.20-07.60	25.94	1.99	1.58	5	98.84	47.73	23.41	24.32	AP	2.827
	09.50-09.80	23.95	1.78	1.43	10	71.38	41.73	19.88	21.85	AP	/
	15.00-15.60	5.45	2.42	2.29	1	99.75	38.27	23.23	15.04	AP	/
SC 02	02.30-02.60	8.36	2.37	2.19	2	99.19	29.75	17.58	12.17	AP	3.659
	04.30-04.70	6.16	2.40	2.26	2	98.50	33.38	17.81	15.57	AP	/
	07.00-07.80	9.03	2.34	2.15	2	99.52	37.05	25.00	12.05	LP	/
	12.40-13.00	12.60	2.37	2.10	1	99.27	35.79	21.92	13.87	AP	3.33

Tableau II.5 : Compression simple

Sondage	Profondeur (m)	RCS (bars)
SC 01	21.70-22.00	0.09
SC 02	04.30-04.70	27.32
	07.00-07.80	9.19
	12.40-13.00	9.82

Tableau II.6 : Essai Œdométrique

Sondage	Profondeur	Pc (bar)	Cc %	Cg %
01	05.20-05.80	2.30	16.11	1.95
	07.20-07.60	1.02	5.29	2.08
	09.50-09.80	3.73	10.57	1.72

Tableau II.7 : Résultats essai de cisaillement UU

Sondage	Profondeur (m)	Cohésion (bars)	Angle de frottement (^{0})
01	05.20-05.80	0.96	10.48
	07.20-07.60	1.56	14.92
	09.50-09.80	0.36	11.97

Tableau II.8 : Résultats essai de cisaillement CD

Sondage	Profondeur (m)	Cohésion (bars)	Angle de frottement (^{0})
01	05.20-05.80	0.44	14.39
	07.20-07.60	0.4	15.75
	09.50-09.80	0.43	13.14

Tableau II.9 : Puits de reconnaissance

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau (W%)	Masse volumique (g/cm³)		Analyse granulométrique		limite d'atterberg			Classification	VBS
			γ_h	γ_d	D_{max} Mm	Passant à 80µ	W_L %	W_P %	I_P %		
PR01	0.0-2.0	6.92	/	2.03	30	24.79	36.26	23.18	13.08	B_5	0.668
PR02	0.0-2.0	4.95	/	2.03	40	30.99	35.70	22.25	13.45	B_5	0.929

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau (W%)	I.CBR	Proctor modifié (g/cm³)	
				Wopm (%)	γ_{opm} (g/cm3)
PR01	00.00-02.00	6.92	14.73	10.18	2.03
PR02	00.00-02.00	4.95	13.33	9.75	2.03

II.9 Conclusion

IL a été a effectué une étude de confortement pour le traitement du glissement de terrain affectant le chemin wilaya N°62 au Pk 25+000.

Les sondages ont révélé l'existence des argiles graveleuses avec présence des alluvions. En profondeur on recoupe les marnes compactes. Les pénétromètres dynamiques révèlent des refus dans les premiers mètres à cause de la présence des alluvions.

Le traitement de confortement du glissement de terrain au niveau de site de Tamezguida, wilaya de Médéa a été basé sur l'interprétation des résultats au Laboratoire (physiques, mécaniques et chimiques) et in situ.

Chapitre III

Modélisations

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder une analyse quantitative de notre cas de glissement, Soumis avec le code de calcul TALREN 4V 2.0.3. A travers cela, nous cherchons à analyser Stabilité en termes de facteur de sécurité et compréhension de la cinématique du problème

III.2 Présentation du logiciel TALREN4

TALREN4 est un logiciel d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques, développé par la société française Terasol (*Terrasol - High Value-Added Geotechnical Engineering*, n.d.) adaptés. Utilisé pour vérifier la stabilité des remblais naturels, des remblais, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, sols renforcés et bandes de renfort.

III.2.1 Les avantage de TALREN4 :

TALREN4 présente plusieurs avantages :

_ Gestion des phases d'exécution et les calculs du projet dans un seul dossier ;

_ Tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements ;

_ Assistance et bases de données (sélection des poids partiels / facteurs de sécurité, qs) .

III.2.2 Le calcul en TALREN4:

TALREN4 repose sur des méthodes analytiques éprouvées :

• Calcul d'équilibre limite selon les méthodes de Fellenius, Bishop ou d'interférence ;

• tenez compte du stress hydrique ;

• considérer les sollicitations sismiques selon une approche quasi – statique ;

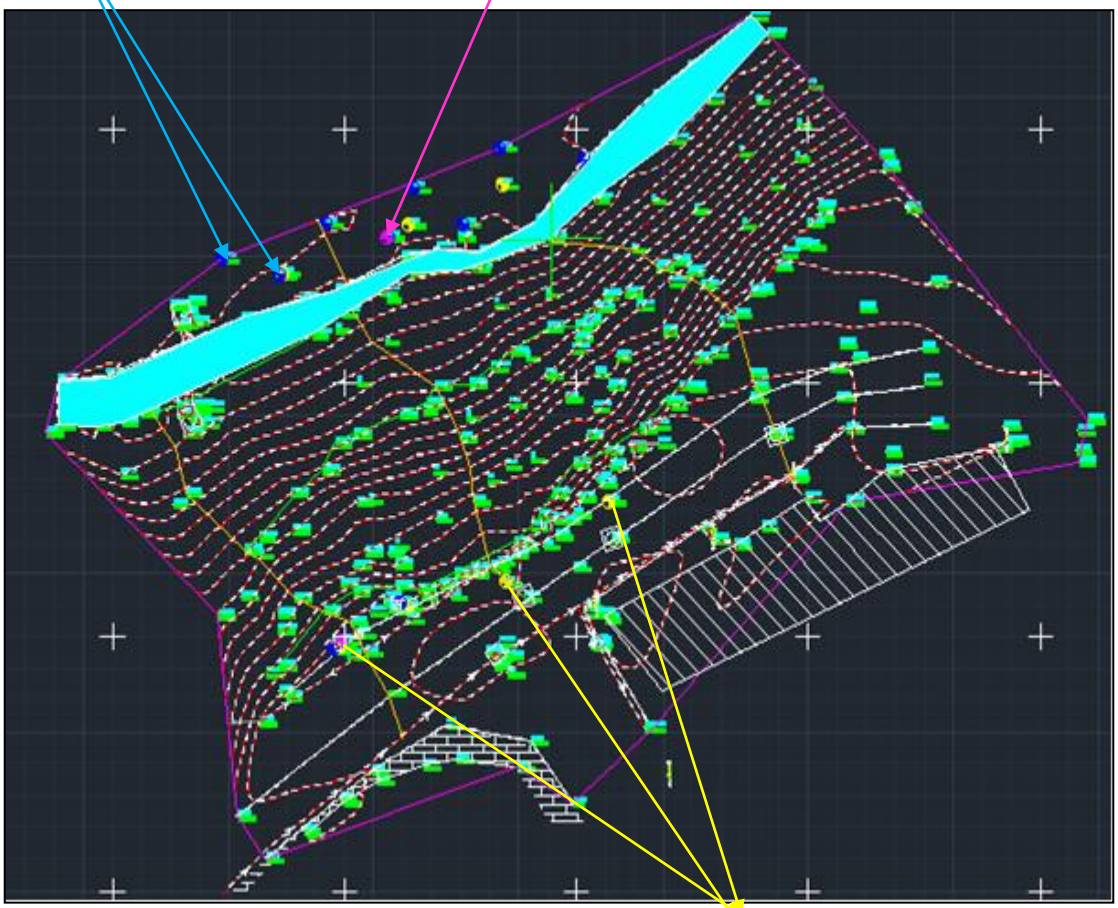
• Chaque inclusion (armature) peut fonctionner en : traction, compression, cisaillement et Pliant ;

• Combiner de différents critères d'inclusion et d'endommagement du sol pour évaluer les stress l'armature peut être mobilisée (principe de fonctionnement maximal).

III.2.3 des plans

*** Le tracé en plan et la position des différentes sondages exécutés**

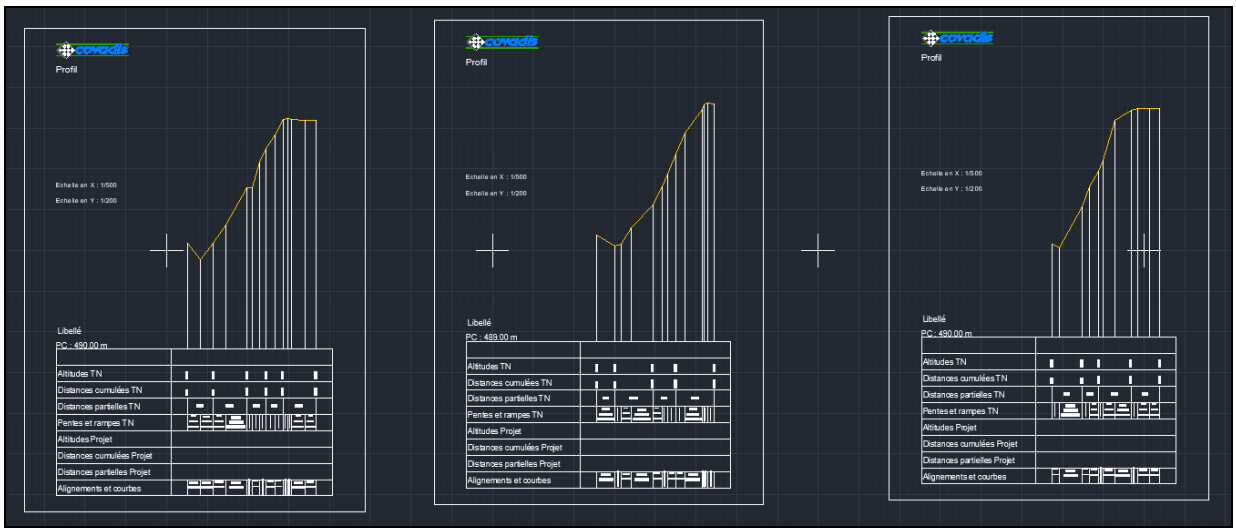
Sondages pressiométriques Pénétromètres dynamiques



Sondages carottées

Nous avons choisi sondage 1er parce qu'il est proche de glissement et plusieurs des couche

***Le profil en long et la géométrie du talus**



Profile N°01 Profil N°02 Profile N°03

Nous avons choisi le profil N°02 puisque plus des favorable

III.2.4 Hypothèses de calcul:

Parmi les profils extraits le long de la zone du glissement de terrain, nous avons retenu les plus la clé pour vérifier sa stabilité. Section lithologie section traité par le logiciel les Calculs sont basés sur des tests de carottage et de pénétration
(PDL) réalisé lors des études géotechniques

Les caractéristiques du sol utilisées comme paramètres initiaux dans le calcul sont Extraite des tests de laboratoire, comme suit :

a- Alluvions :

- Cohésion : C =0.36 KPa
- Angle de frottement :φ =17.97 °
- Densité : γ =17.8 KN/m3

b- Argile peu graveleux :

- Cohésion : C =1.56 KPa
- Angle de frottement :φ =14.92 °
- Densité : γ =19.9 KN/m3

c-gravier anguleux :

- Cohésion : C =0.96 KPa
- Angle de frottement :φ =10.48 °
- Densité : γ =21.6 KN/m3

III.3 Méthodes de calcul utilisée:

• La méthode utilisée est le calcul de rupture de cercle de Bishop , Le coefficient de sécurité s'exprime comme suit : FBish = couple résistant/couple moteur

. la stabilité est assurée si Fs ≥ 1.50 [5]**.**

. dans la pratique, le coefficient Fs est compris entre 1,15 et 1,30 [12]**.**

III.3.1 Géométrie du Talus :

Le profil à analyser est représenté sur la figure ci-dessous :

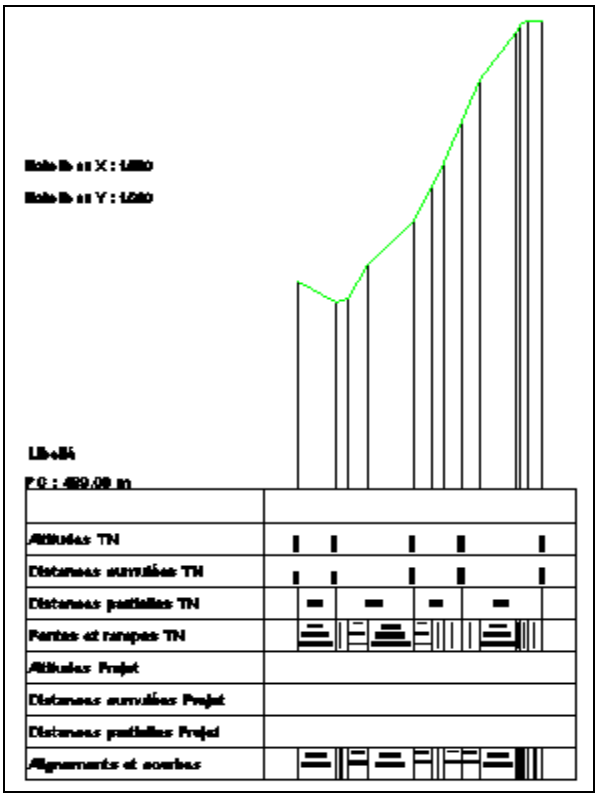


Figure III. 1: Profil terrain naturel.

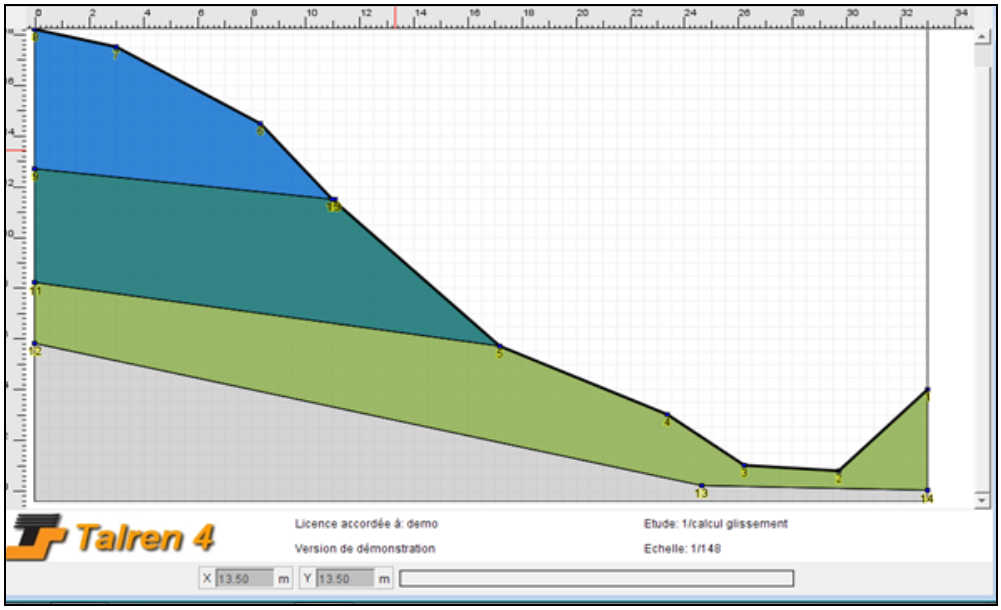


Figure III.2: Géométrie du modèle

III.3.2 Vérification de la stabilité initiale

En introduisant différentes données (géométrie, propriétés physiques et mécaniques du sol et les conditions hydrauliques), et d'autres Liés au logiciel de calcul TALREN4 (conditions sismiques, maillage, Profondeur et étendue des glissements de terrain, etc.), et personne ne

supporte le site ferraillage ; les calculs de stabilité montrent que, sur la base de ces données, le coefficient de sécurité Moins de 1.5, confirmant effectivement que le trouble observé est le résultat Un glissement de terrain actif qui se développe.

III.3.3 Présentation des résultats de calcul

- Pour le calcul et l'analyse de la stabilité du glissement en question on a effectué une vérification par le logiciel Tarlen v4.2
- vérification de la stabilité du talus à l'état initiale sans confortement (sous sollicitation statique).
- La méthode de calcul utilisé c'est la méthode de BISCHOP

III.3.4 Interprétation des résultats

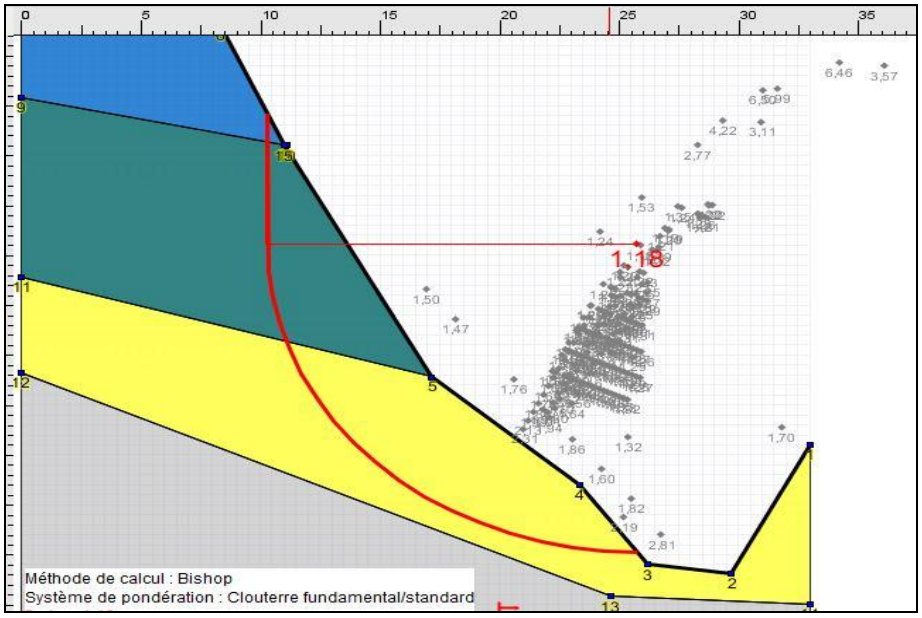


Figure III.3: Calcul du coefficient de sécurité avec la méthode de Bishop.

La vérification et l'évaluation de la stabilité du glissement de terrain à l'état initiale prend en considération les conditions spécifiques du site et des normes de conception applicables (RPA 2003). L'effet de la nappe phréatique et de l'effet sismique sont négligeables, et à l'aide du programme Tarlen 4, on a constaté que les valeurs de coefficient de sécurité pour chaque situation sont inférieurs aux exigence de bishop, et a l'ordre de 1.18 ce qui traduise que ce talus se trouve en état d'équilibre instable, nécessite une confortement et stabilisation

III.4 la première proposition d'une solution de confortement (mur poids)

Le choix de principe de protection et de confortement et stabilisation de ce glissement se fait généralement en fonction de trois critères principaux :

1-La typologie des aléas, volumes en jeu, fréquence et intensité des aléas, mécanisme de rupture, vitesse de régression, multiplicité des compartiments instables, ces facteurs étant partiellement liés aux caractéristiques pétrographiques et tectonique de la roche, cette phase repose sur les travaux de reconnaissance détaillée du site.

2-La morphologie du versant qui conditionne directement la propagation des éboulements et la faisabilité des ouvrages (difficultés d'accès, position relative à la structure à stabiliser, possibilité d'implanter des protections linéaires en pied de glissement.

3-La vulnérabilité de la zone exposée ou de l'enjeu. L'analyse varie selon que l'on doit protéger

Donc et afin de protéger ce talus on propose deux solutions différentes pour le soutenir :

1- La première proposition de traitement et de stabilité du glissement de terrain affecté le talus du chemin de wilaya n°62 est de réalisé un mur poids en béton cyclopienne très compact et étanche pour éviter l'infiltration des eaux sous le mur et sous les couches inferieurs du talus, sur la longueur totale du glissement coté aval l'ancrage de ce mur est dans le bon sol, avec des dimensions de : hauteur 3.00 mètre, largeur de la semelle de 2.2 mètre dosé à 350 kg/m3 .

III.4.1Détails mur poids

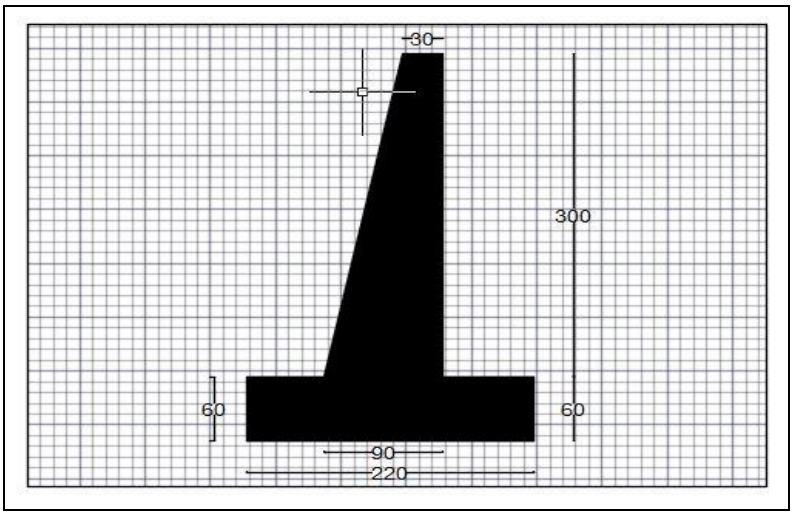


Figure III.4 détails mur poids

Aperçu sur les murs poids :

C'est un type d'ouvrage classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé ou armé, en maçonnerie. Ou béton cyclopienne Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,...).

Aperçu sur Le béton cyclopéen

Le béton cyclopéen ou gros béton est un béton contenant des gros blocs de pierre, des moellons, des galets, etc.

Ségrégation dans un béton cyclopéen malgré la présence de granulats en quantité suffisante.

Il est généralement utilisé pour de gros volumes ne demandant pas de résistance mécanique élevée (ouvrage massif de fondation, remplissage, mur de soutènement de forte section par exemple)1. En outre il nécessite un matériel de malaxage adapté2.

Contrairement au béton armé courant dont la taille des granulats est de l'ordre de 3 à 4 centimètres, il est courant d'avoir des granulats dont les plus gros diamètres varient entre 10 et 20 centimètres. La taille des granulats rend difficile un mélange homogène. Il est fréquent de rencontrer de la ségrégation dans les ouvrages d'avant 1940 ; période pendant laquelle l'usage d'armatures avec le béton n'était pas encore généralisé.

Le béton cyclopéen n'est pas armé. Il peut malgré tout reprendre des efforts de flexion (efforts repris par des armatures dans le béton armé) grâce à ses dimensions massives. Un mur de soutènement d'environ 5 mètres de hauteur a couramment une épaisseur en pied dépassant le mètre d'épaisseur. Les efforts de traction dues à la flexion sont fortement réduits par l'épaisseur du mur et son poids propre

Nous avons choisi le béton cyclopéen vu sa simplicité dans l'exécution et qui ne demande pas un matériel lourd par rapport le béton arme .

NB : Après la réalisation de mur il faut veuillez à la modification de la géométrie du talus coté inferieur exposé au lit d'oued ; et rechargement derrière le mur poids avec un matériau sélectionné, grave concassée ou TVO

III.4.2Vérification de la stabilité du talus par deux situation

1. Situation statique (en tenant pas en compte l'effet sismique).

On constate sur le schéma suivant que le coefficient de sécurité Fs=1.68 >1.3, donc il n'y as pas risque de glissement et la stabilité du talus est maintenue.

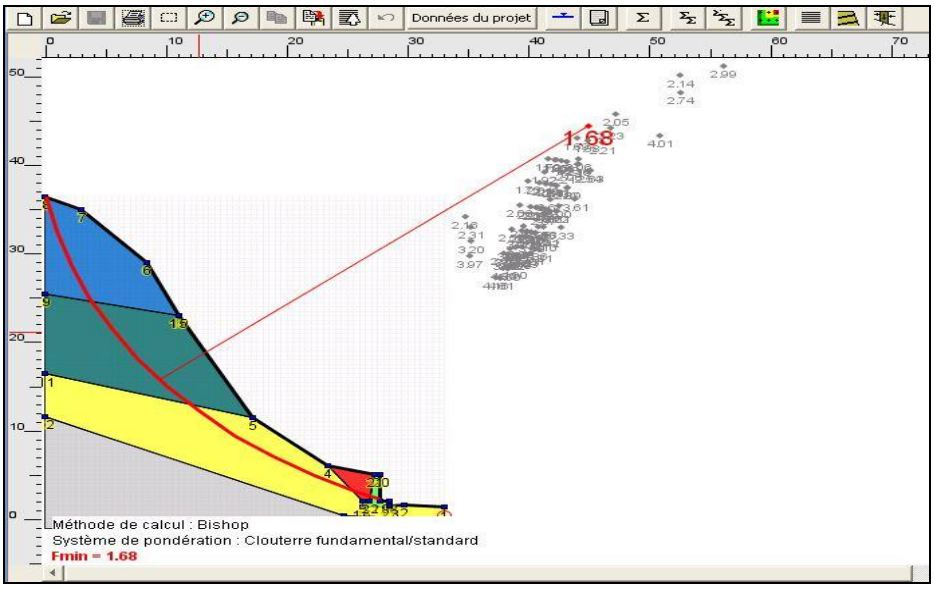


Figure III.5: Résultats de calcul de stabilité sans séisme à la méthode de Bishop

2. Situation statique (en tenant compte l'effet sismique)

Dans le deuxième cas où on prend en compte l'effet sismique le coefficient de sécurité Fs=1.51>1.3 et la stabilité du talus est maintenue

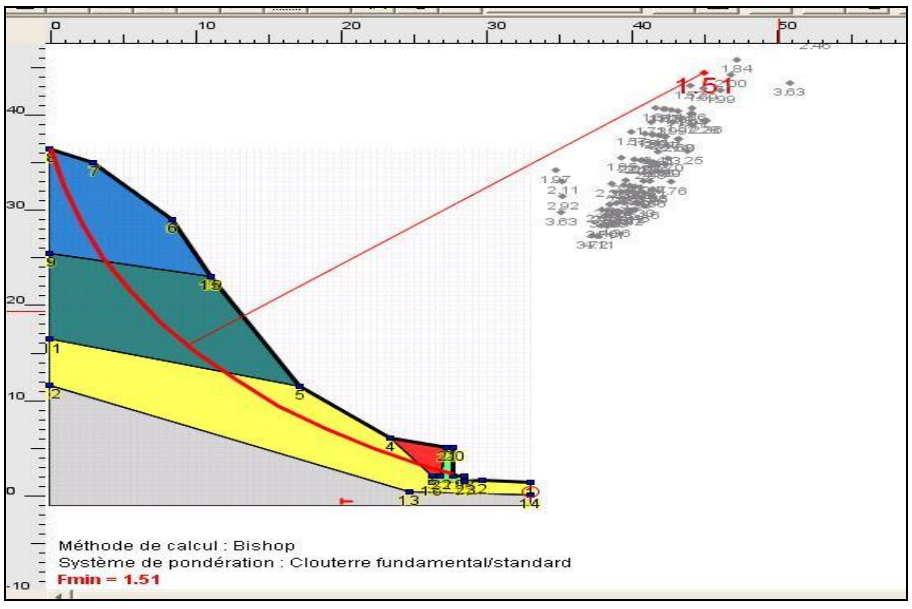


Figure III.6: Résultats de calcul de stabilité avec séisme à la méthode de Bishop

III.5 la deuxième proposition d'une solution de confortement

III 5.1 solution (renforcement par tirant d'ancrage)

III 5.1.1 Définition tirant d'ancrage

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer.

III 5.1.2 Choix des tirants d'ancrage

Les tirants d'ancrage doivent être scellées au-delà de la surface de rupture et s'effectuée :

généralement en considérant la règle de dimensionnement suivante (dans l'esprit du béton armé aux états limites, afin de mobiliser la capacité portante maximale de l'acier en traction) :

$$L \times D = K \times Q$$

Ø : le diamètre de la barre et k un coefficient qui dépend du produit de scellement

K : généralement k=70.

* à partir d'essai de traction préalables, qui conduisent à la mesure du frottement latéral ancrage/rocher qs et a partir du calcul de la traction limite TL

$$TL = qs \times \pi \times \ \times Ls$$

D : le diamètre de foration.

L**s :** la longueur de scellement**.**

en appliquant des coefficients de sécurité variant selon le mode de travail de la barre, 2 en traction pure et jusqu'à 4 en cisaillement pur.

III 5.1.3 Caractéristique des tiges d'encrage :

- Diamètre de tige : 30 mm (avec un coulé d'injection en ciment)
- Diamètre de forage : 45 mm
- Longueur minimal de scellement : 3 mètre
- Maillage pour tige d'encrage : minimum 1.5 M2

III 5.1.4Vérification de la stabilité du talus par deux situation

1.Situation statique (en tenant pas en compte l'effet sismique).

Dans le cas de confortement du talus par la technique de clouage (tirants d'ancrage), on constate que le coefficient de sécurité (en tenant pas l'effet sismique) Fs=1.76 >1.3 et la stabilité du talus est maintenue

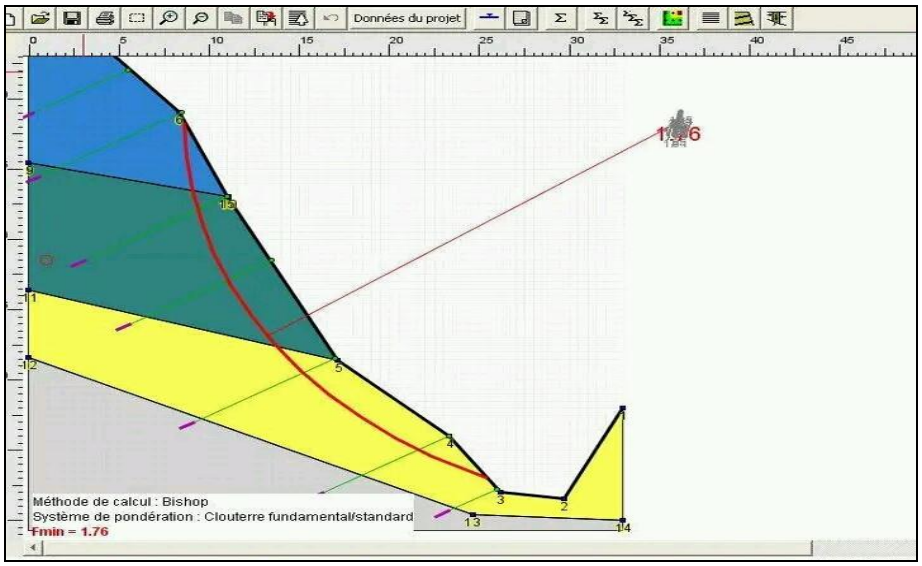


Figure III.6: Résultats de calcul de stabilité sans séisme à la méthode de Bishop

2. Situation statique (en tenant compte l'effet sismique).

En tenant compte l'effet sismique le coefficient de sécurité a diminué mais la stabilité du talus est encore maintenue dans les seuilles de la sécurité.

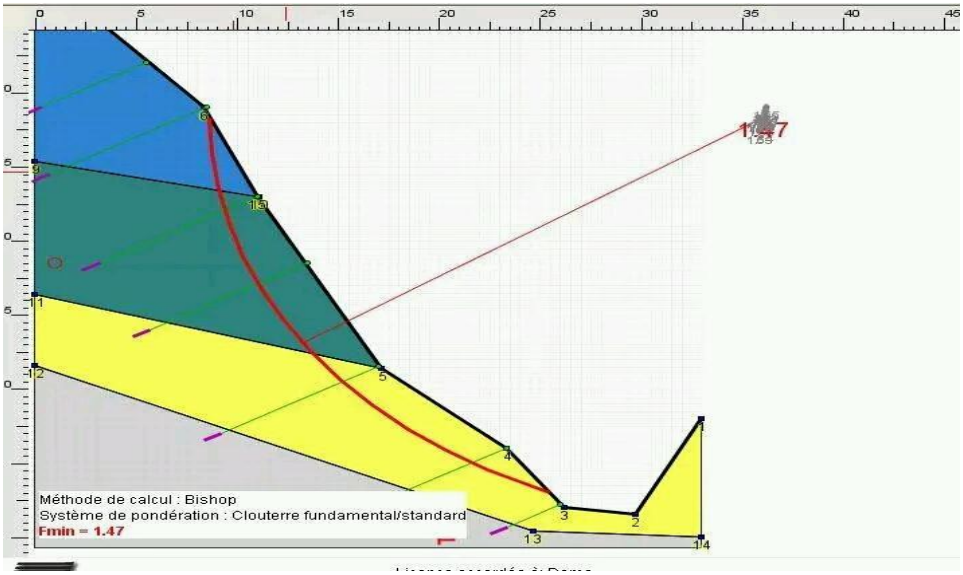


Figure III.7: Résultats de calcul de stabilité avec séisme à la méthode de Bishop

III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de faire une analyse de stabilité du talus qui n'est pas exhaustif mais qui répond énormément à la sécurité de tel ouvrage à implanter en proximité, en revanche les mesures de prévention et la surveillance des ouvrages doivent être assurés au fil du temps.

D'après les résultats de calcul obtenus avec le logiciel TALREN 4, sur les différentes combinaisons L'effet d'un séisme ou son absence et ainsi que la méthode de calcul utilisée (Calcul d'équilibre limite selon la méthodes de Bishop) Il a été clairement démontré que les deux confortement proposées pour ce glissement de terrain sont mur poids et tirant d'ancrage.

Cette dernière solution est la meilleure car elle applique les machines disponibles et un petit budget.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Dans ce modeste travail, nous avons essayé de suivre les étapes principales pour résoudre un tel problème comme l'instabilité des talus dès l'investigation géotechnique jusqu'à le choix de la technique de confortement convenable. Et pour acquérir l'expérience voulue et combler des connaissances nouvelles on a travaillé au sérieux pour interpréter juste les différents paramètres du sol et les différents facteurs déclenchants d'un tel glissement de terrain.

Aussi en sachant que les glissements de terrain sont des phénomènes qui menacent la stabilité des terres et constituent un danger pour les ouvrages et infrastructures implantés à proximité, posant ainsi un risque pour la vie humaine. En pratique, ils constituent l'une des principales préoccupations des ingénieurs géotechniciens. C'est dans ce contexte que nous sommes menés ce travail et l'élaboration de la présente thèse, concernant la stabilité du glissement de terrain RN62 sous PK 25+000 (Wilaya Médée).

L'analyse de l'instabilité de ce talus nécessitait d'instaurer un programme adéquat en termes de reconnaissance géotechnique, géologique, hydrogéologique du site ainsi de faire une réflexion sur les solutions possibles les plus adaptées à ce problème.

Cette étude nous a conduit à proposer deux types de confortement, le renforcement du talus par un mur poids ou faire un confortement par la technique de clouage (Tirants d'ancrage), et pour des raisons techniques liés à l'instabilité de ce talus et les risques de déclanchement de tel glissement de terrain à court terme, nous avons opté pour la techniques de clouage (Tirants d'ancrage, vu la rapidité de réaliser cette techniques dans des délais courtes ainsi de diminuer tout risque possible pendent l'exécution des travaux.

Ainsi que les développent des outils informatiques, et les codes numériques de calcul à donner un pas important dans la précision des résultats et de concevoir une stratégie d'intervention à temps. Pour cela des ajustements appropriés ont été effectués pour chaque solution proposé, suivis d'un contrôle de stabilité à l'aide du logiciel TALREN.

Enfin, nous souhaitons que ce travail puisse devenir le fondement et le point de départ de notre vie professionnelle, ainsi de construire un géotechnicien dans le futur proche.

Référence

Référence :

[1]. Aidoudi. r Traitement d'un glissement du terrain au niveau de Site de bouloukroud, wilaya de skikda mémoire de Master 2020

[2]. Belaissa W et abdat A, etude de la stabilité du glissement sur RN60A pk 179+700, mémoire de Master 2021

[3]. Berbes o et belmoulai h , etude d'un glissement de terrain sur la cw 137 au pk 41+000 Erraguene , wilaya de Jijel mémoire de Master

[4]. Bouafia A, (2009), Conception et calcul des ouvrages géotechniques

[5]. Bouafia A, (2018), calcul des ouvrages géotechniques

[6]. Boulfoul K, Etude de la stabilisation par pieux des glissements de terrain thèse doctorat Université Batna 2 , 2021

[7]. Cheikh. A djaber. A etude d'un glissement de terrain renforcé PAR pieux université Aboubakr Belkaïd– Tlemcen Mémoire de Master 2019

[8]. Divers sites internet

[9]. Hamoudi A , etude du glissement au km 186 de l'A.R. est-ouest tronçon Lakhdaria-Bouira Analyse des causes et étude du confortement Mémoire de Master

[10]. Haoues n et loucif s, etude de stabilite d'un talus cas reel : cite cilok – constantine, mémoire de master 2017

[11]. Harkati m etude paramétrique de la stabilité des talus à l'aide des codes numériques wilaya Ouargla mémoire de Master 2019

[12]. Maanser. A Etude de glissement de la route Massinissa a Constantine Mémoire de Master

[13]. Messaoudi ch, Etude de stabilité du talus au niveau des blocs D et F Promotion résidentielle belle vue 600 logements haut standing + 42, wilaya Biskra Mémoire de Master

[14]. NF (afnor p 94 – 321) exécution de travaux géotechniques spéciaux :tirants d'ancrage ,

avril2000

[15]. Sellami s et belamri s , Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW 16 Ait idriss Bejaia Mémoire de Master 2014

[16]. Zaoui.r et sid el.b, etude et diagnostique d'une glissement de terrain avec possibilite de traitement (cas : CW 162 au pk 12+000) wilaya medea mémoire de master 2020.

Annexes

Annexes

SC 01 : caisse 01 (0,00-5,00) mètre



SC 01 : caisse 02 (5,00-10,00) mètres



SC 01 : caisse 03 (10,00-20,00) mètres



SC 01 : caisse 04 (20,00-25,00) mètres



SC 02 : caisse 01 (0.00-5,00) mètres



SC 02 : caisse 02 (5,00-13,00) mètres

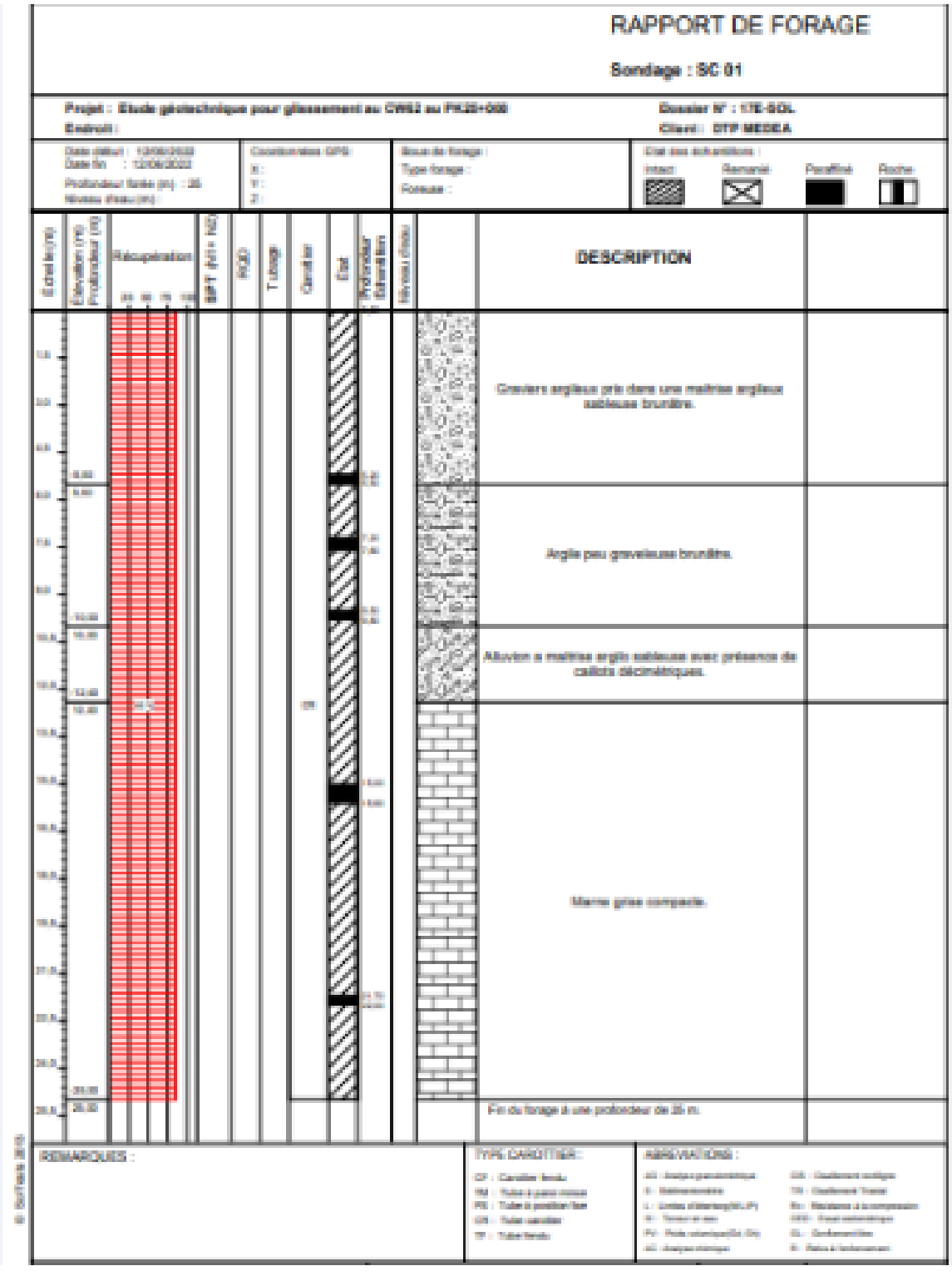


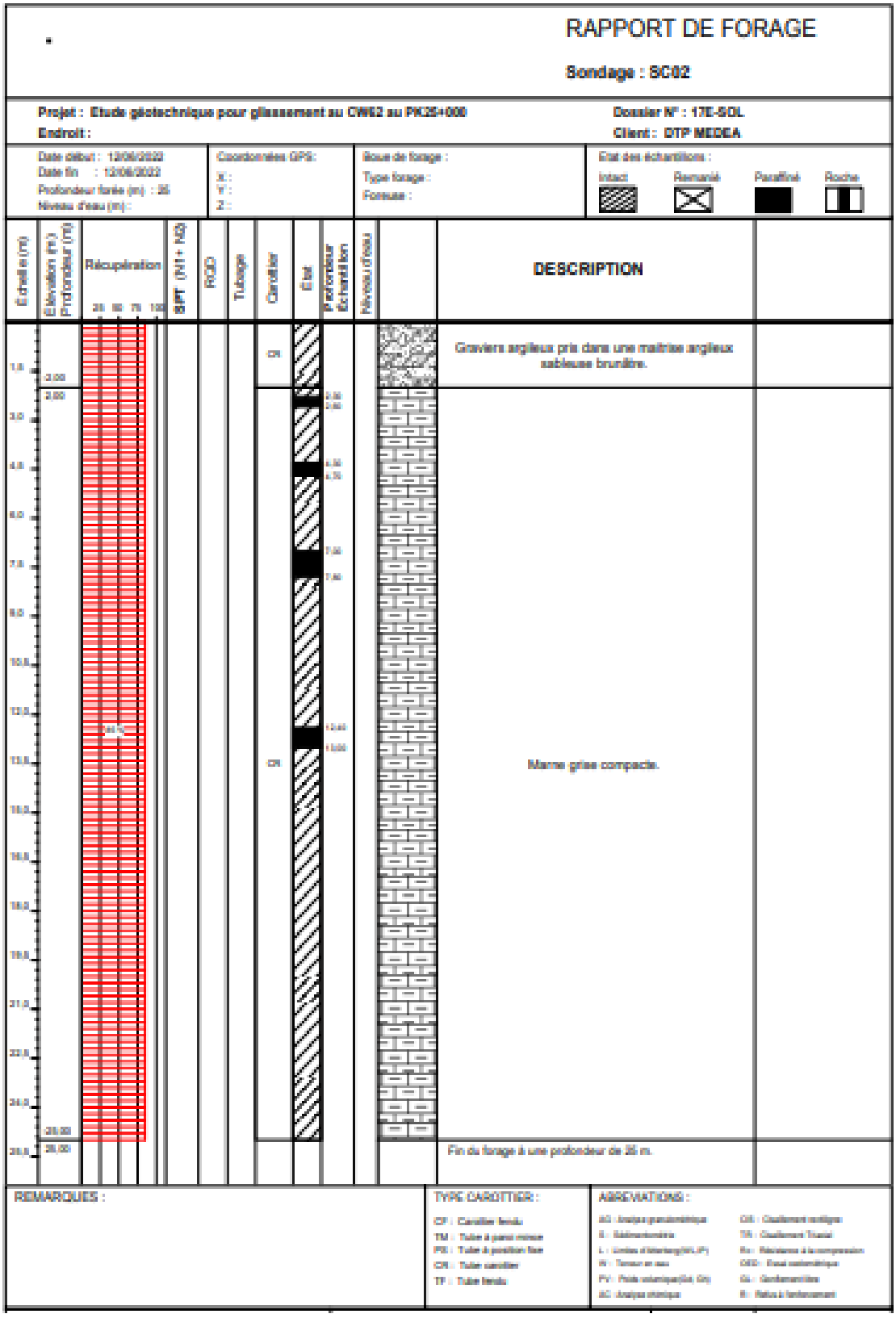
SC 02 : caisse 03 (13,00-20,00) mètres

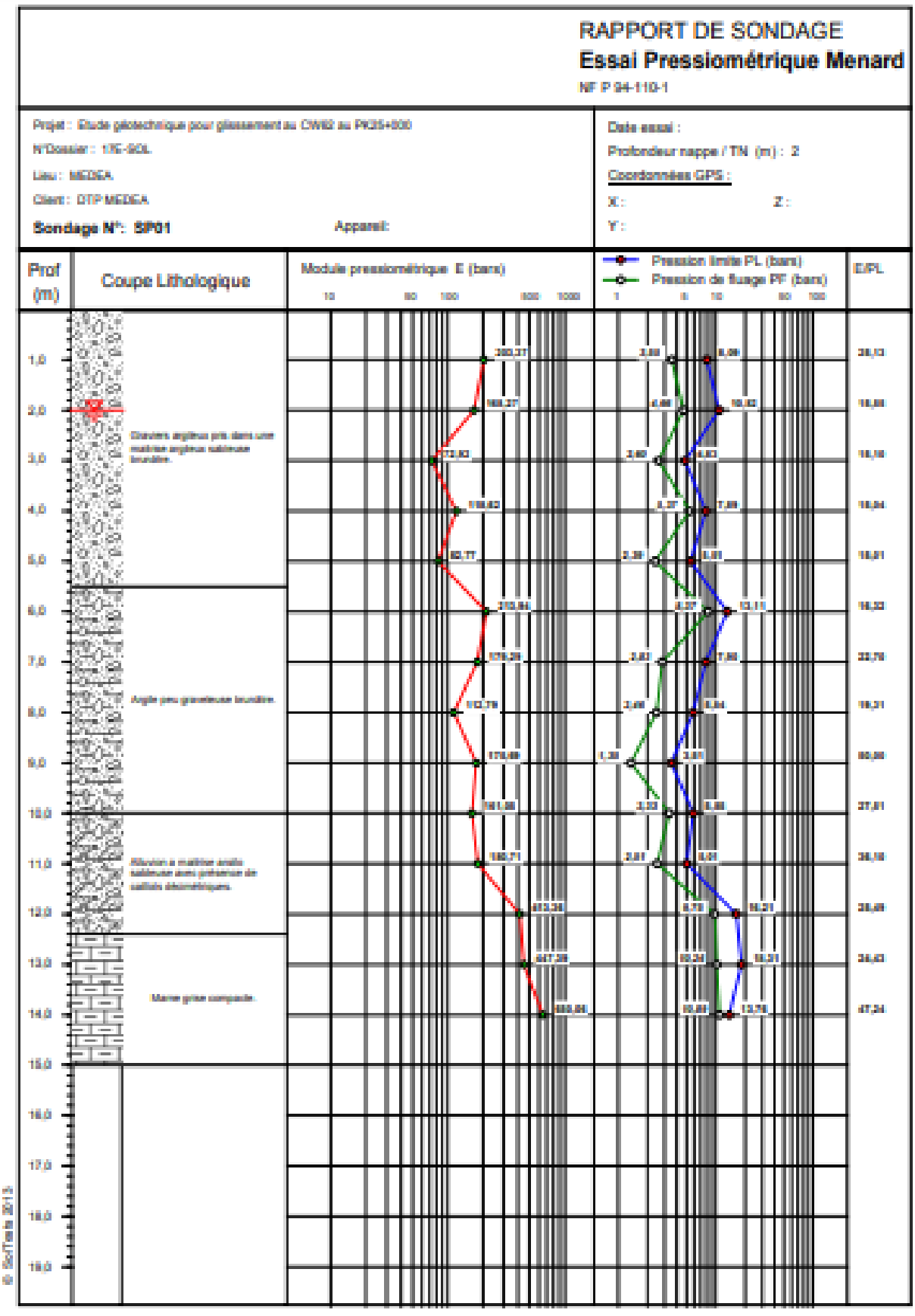


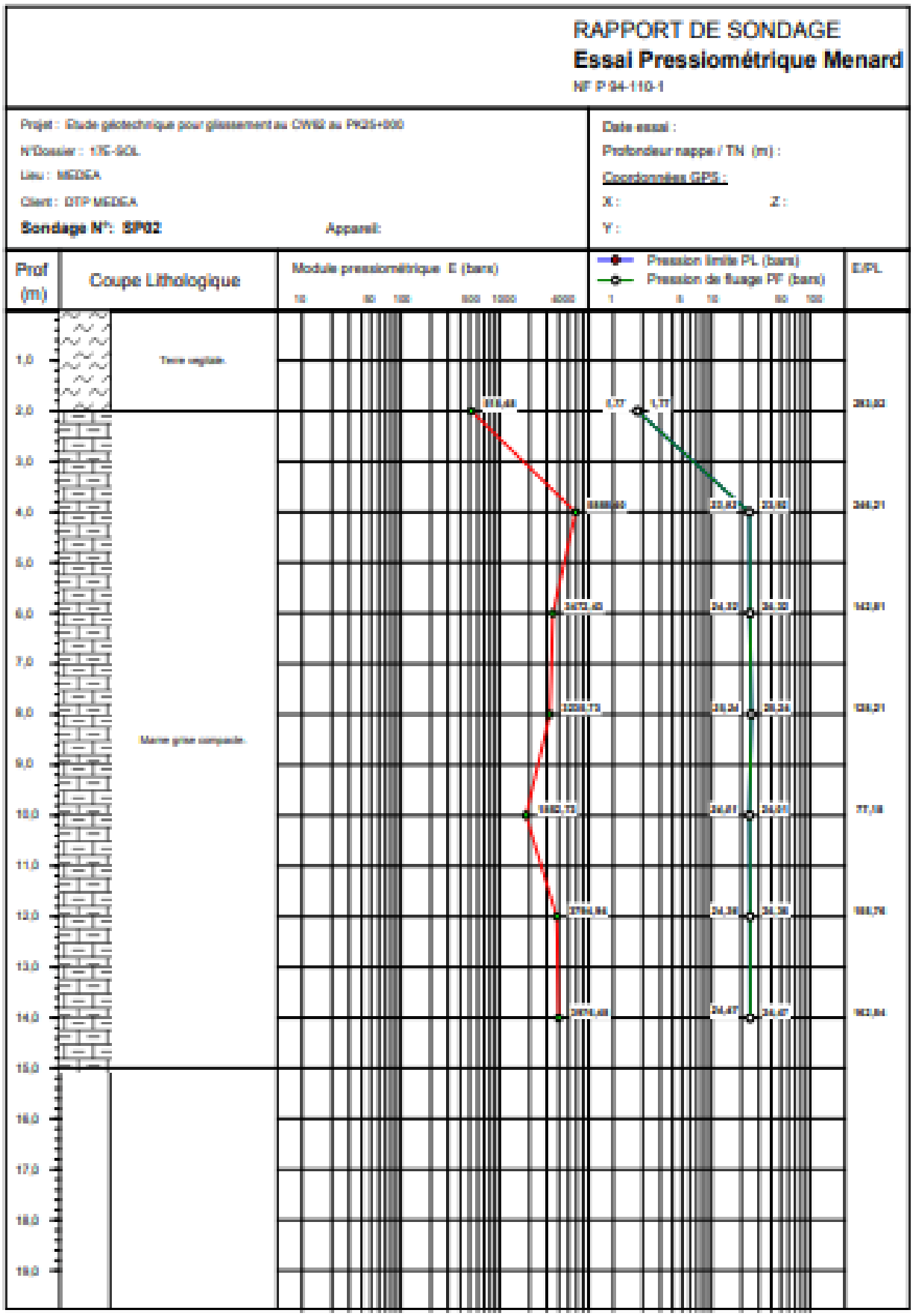
SC 02 : caisse 04 (20,00-25,00) mètres




RAPPORT DE FORAGE
Sondage : SC 01
Projet : Etude géotechnique pour glissement au CW62 au PK20+000
Dossier N° : ITE-SOL
Client : DTP MEDEA
Coordonnées GPS
Type forage :
Forage :
Intact
Remanié
Paraffiné
Roche
Elévation (m)
Profondeur (m)
Récupération
SPT (Nbr. NB)
RQD
T. Usage
Carottier
Coul.
Profondeur Echantillon
Niveau d'eau
DESCRIPTION
Graviers argileux pris dans une matrice argileux sableuse brunâtre.
Argile peu graveleuse brunâtre.
Alluvion a matrice argilo sableuse avec présence de cailloi décimétriques.
Marne grise compacte.
Fin du forage à une profondeur de 25 m.
REMARQUES :
TYPE CAROTTIER :
ABREVIATIONS :


RAPPORT DE FORAGE
Sondage : SC02
Projet : Etude géotechnique pour glissement au CW62 au PK25+000
Dossier N° : 17E-SOL
Endroit :
Client : DTP MEDEA
Date début : 12/06/2022
Date fin : 13/06/2022
Profondeur forée (m) : 35
Niveau d'eau (m) :
Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :
Sonde de forage :
Type forage :
Forage :
Etat des échantillons :
Intact
Remanié
Paraffiné
Roche
Echelle (m)
Elévation (m) Profondeur (m)
Récupération
SPT (N1+ N2)
RQD
Tubage
Carottier
Etat
Profondeur Echantillon
Niveau d'eau
DESCRIPTION
Graviers argileux pris dans une matrice argileux sableuse brunâtre.
Marne grise compacte.
Fin du forage à une profondeur de 35 m.
REMARQUES :
TYPE CAROTTIER :
ABREVIATIONS :


RAPPORT DE SONDAGE
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1
Projet : Etude géotechnique pour glissement au CW82 au PK35+000
N°Dossier : 176-SOL
Lieu : MEDEA
Client : DTP MEDEA
Sondage N°: SP01
Appareil:
Date essai :
Profondeur nappe / TN (m) : 2
Coordonnées GPS :
X :
Z :
Y :
Prof (m)
Coupe Lithologique
Module pressiométrique E (bars)
Pression limite PL (bars)
Pression de fluage PF (bars)
E/PL
Graviers argileux pris dans une matrice argileux sablonneuse brunâtre.
Argile peu graveleuse brunâtre.
Alluvion à matrice argilo sableuse avec présence de sables décimétriques.
Marne grise compacte.
© SolTests 2013


RAPPORT DE SONDAGE
Essai Pressiométrique Menard
NF P 94-110-1
Projet : Etude géotechnique pour glissement au CW62 au PK35+500
N°Dossier : 175-SOL
Lieu : MEDEA
Client : DTP MEDEA
Sondage N°: SP02
Appareil:
Date essai :
Profondeur nappe / TN (m) :
Coordonnées GPS :
X :
Z :
Y :
Prof (m)
Coupe Lithologique
Module pressiométrique E (bars)
Pression limite PL (bars)
Pression de fluage PF (bars)
E/PL
Terre végétale
Marne grise compacte
1,0
2,0
3,0
4,0
5,0
6,0
7,0
8,0
9,0
10,0
11,0
12,0
13,0
14,0
15,0
16,0
17,0
18,0
19,0