République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Dr YAHIA FARES De MEDEA
Faculté des sciences et de technologie
Département de Génie de la Matière



Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

ANALYSE ET MODILISATION D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

CAS DE BEN CHICAO MEDEA

Présenté par :

Mme : Dali Braham Nadia.

Proposé et dirigé par :

Dr.Tallah Naoui

2013 – 2014

Dédicaces

A mes très chers parents

Aux quels je dois ma réussite, qu'ils trouvent dans ce travail le témoignage de ma reconnaissance, mon respect, et de mon affection pour tous les sacrifices, l'extrême amour et le soutient qu'ils m'ont apporté pour me voir réussir.

A mon très cher mari FAROUK

A qui je souhaite toutes les réussites et le bien être. Merci d'avoir été mon réconfort tout au long de ces années.

A mon enfant MOHAMED AMIR qui ma quitté sans que je puisse le prendre dans mes bras

Repose en paix mon bébé.

A ma sœur ZAHIRA et son mari BILLEL, et mes frères (HABIB ET YACINE) ainsi que MEHDI et sa femme KARIMA.

En témoignage de mon profond amour et respect, aux quels je souhaite le succès et le bonheur.

A Mes beaux parents, mes belles sœurs (RAFIKA, FARIDA), mon beaux frère et sa femme (LYES, IMANE) , mes tantes, mes oncles , ma grand-mère, mes cousins et cousines

GHIZLENE , KHADIDJA ,HAYETE……..

A mes amis FAHIMA, IMANE , et tous le groupe de géotechnique promo 2014.

Sans oublier ma petite et adorable nièce KAMELIA LINA.

Dali Braham NADIA

REMERCIMENTS

Louange à notre Seigneur ALLAH qui nous a doté de la merveilleuse faculté de raisonnement, Louange à notre Créateur qui nous a incité à acquérir le savoir ; c'est à lui que j'adresse toute ma gratitude en premier lieu.

Que mes chers parents et familles, trouvent ici l'expression de mes remercîments les plus sincères et les plus profonds en reconnaissance de leurs sacrifices, aides, soutiens morales et encouragements afin de m'assurer la formation dans les meilleurs conditions.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance à mon encadreur, Monsieur TALLAH, pour ses conseils ,ses remarques ,sa grande disponibilité et son aide permanente au cours de ce travail .

Mes remercîments les plus vifs s'adressent aussi aux Messieurs, le président et membres du jury d'avoir accepter d'examiner et d'évaluer mon travail.

Je tient également à exprimer ma gratitude à tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré à ma formation depuis mon premier cycle d'étude jusqu'à la fin de mon cycle universitaire.

Résumé

La réussite d'un confortement de glissement est subordonnée à un bon diagnostic et analyse des causes de ce glissement .Le diagnostic du glissement de terrain de la route nationale N° 01 situé à Ben Chicao (Médéa) au point PK96+000, et l'étude préliminaire avant traitement a conduit à des solutions pour stabiliser le tronçon routière et stopper les mouvement engendrés par les masses de terres et les autres sollicitations du trafic cause de glissement.

Les solutions proposées principalement le drainage des eaux superficielles et sous terrain (rabattement de la nappe phréatique) et la stabilisation par remblai renforcé par géotextiles ont été analysés pour conforter le glissement de terrain.

Cette étude est menée à l'aide d'un logiciel **PLAXIS (v8.2)** pour estimer le confortement à réaliser.

Mots clé :

Glissement de terrain, plaxis (8v.2), coefficient de sécurité F_s, géotextile, nappe phréatique.

Abstract

The success of slip reinforcement is subject to a proper diagnosis and analysis of the causes of this shift. Diagnosis landslide of National Highway No. 01 located Ben Chicao (Medea) point PK96+000, and preliminary study before treatment led to solutions to stabilize the road section and stop the movement generated by the land masses and other traffic loads due to slippage.

The proposed solutions mainly drainage of surface water and underground (lowering of the water table) and the stabilization geotextile reinforced embankment were analyzed to strengthen the landslide.

This study is conducted using PLAXIS software (v8.2) to estimate the reinforcement to achieve.

Keywords:

Landslide, PLAXIS (8v.2) safety factor Fs, geotextile groundwater.

ملخص

نجاح تعزيز الانزلاق يخضع للتشخيص السليم وتحليل أسباب هذا التحول ، تشخيص هذا الانزلاق الواقع في الطريق الوطني رقم 01 بين شكاو المدية (الحجر الكيلومتري 000+ 96) ، وأدت الدراسة الأولية قبل العلاج إلى حلول لتحقيق الاستقرار في مقطع الطريق ووقف الحركة الناجمة عن الكتل الأرضية والأحمال المرورية الأخرى بسبب انزلاق.

الحلول المقترحة هي تصريف المياه السطح يق و المياه المتواجدة تحت الأرض (انخفاض منسوب المياه)

و استقرار انزلاق الطريق باستخدام المموه و تعزيز جسر المصرف .

وجرت هذه الدراسة باستخدام البرمجيات بلاكسيس (8v2) .

الكلمات الرئيسية :

انزلاق الأرض ، بلاكسيس (8v.2) ، عامل الأمان ، المياه الجوفية .

Notations et abréviations

K_c : Coefficient de portance

f_{av} : Résistance au frottement unitaire

f_{av} : Résistance au frottement unitaire

f_s : Frottement latéral unitaire

f_s : Frottement latéral unitaire

K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos

K_h : Module de réaction horizontale surfacique

K_p : Coefficient de réaction surfacique horizontal

K_u : Coefficient à l'arrachement

φ_{av} : Angle de frottement à volume constant

φ_R : Angle de frottement interne.

A : la section droite de la pointe.

A_i : distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche.

B : angle d'inclinaison.

c : La cohésion

E : module d'Young

e : l'enfoncement moyen par coup.

E, T : les forces inter-tranches

f : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z)

f : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z)

G : module de cisaillement

g : l'accélération due à la pesanteur

γ : unité de mesure du poids total du sol

H : hauteur du remblai

H : la hauteur de chute du mouton.

I_c : indice de consistance.

I_p : indice de plasticité

K : coefficient de poussée des terres

l : distance entre les deux extrémités du bloc

M : est le poids du mouton.

M' : le poids des parties frappées (enclume Placée en tête du train de tiges et sur laquelle S'exercent les chocs, train de tiges et pointe).

N : force normale

N : la force normale à la base

$\hat{o}_{max}$: Résistance au cisaillement du sol.

$\hat{o}$: Contrainte de cisaillement s'exerçant le long de surface.

P_s : Poids de la matière solide sèche P_s.

P_w : Poids de l'eau.

Sl : épaisseur de la surface de la base de la tranche.

T : force de cisaillement.

T_i : la force de cisaillement à la base de la $i^{ème}$ tranche.

W : plaids du bloc.

W : teneur en eau.

W_i : poids de la $i^{éme}$ tranchet

W_L : La limite de liquidité

W_l : Limite de liquidité.

W_p : La limite de plasticité

W_p : limite de plasticité.

W_r : La limite de retrait.

W_r : limite de retrait

Z : profondeur verticale au plan du cisaillement

θ : Angle de frottement.

λ : coefficient.

μ: la pression de l'eau interstitielle.

Σ : la somme.

τ: contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

τ_{max} : résistance au cisaillement du sol .

φ: Force réduite.

Abréviation

R.N : route national.

P.K : pierre de kilométrage.

A.P.S : avant projet sommaire.

A.P.D : avant projet détaillé.

D.T.P : direction des travaux publics.

P.D.L : pénétrométre dynamique lourd.

S.C : sondage carotté.

M.C : modèle de mohr-coulomb.

Liste des tableaux

N°	Titre	Page
1-1	Les coordonnées Lambert du projet	**02**
2-1	classification selon la taille des composants les volumes, Et les vitesses.	**13**
2-2	les différentes familles de mouvements et leur caractérisation	**15**
2-3	échelle, vélocité et importance des destructions probables.	**17**
2-4	Classification des glissements selon leur vitesse de déplacement	**18**
2-5	Classification selon la profondeur de la Surface de glissement	**18**
6-1	les points.	**84**
6-2	les caractéristiques de chaque couche.	**85**
6-3	les surcharges reparties.	**86**
6-4	toit de la nappe phréatique.	**88**
6-5	les différentes phases.	**89**
6-6	les points.	**94**
6-7	les caractéristiques de chaque couche.	**95**
6-8	les surcharges reparties.	**96**
6-9	toit de la nappe phréatique.	**97**

Liste des Figures

N°	Titre	Page
2-1	Bloc diagramme d'un glissement de terrain.	**10**
2-2	Chute de pierres et de blocs	**11**
2-3	Chute de pierres et de blocs	**14**
2-4	Glissement rotationnel	**16**
2-5	Glissement plane	**16**
2-6	Phénomène de solifluxion	**19**
2-7	coulées boueuses	**19**
2-8	phénomène de fluage.	**21**
3-1	pente infinie de surface de rupture plane.	**29**
3-2	La masse du talus découpé en tranches	**32**
3-3	les démentions d'une tranche	**34**
3-4	schéma de la méthode de coin	**36**
3-5	Résultante des forces parallèles	**37**
3-6	les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.	**38**
4-1	exemple schématique d'un sondage carotté.	**45**
4-2	Modele d'une feuille de sondage.	**46**
4-3	Essai de pénétromètre dynamique.	**47**
4-4	Exemple d'une feuille de profile de Pénétration dynamique.	**48**
4-5	Pénétromètre statique.	**49**
5-1	Implantation des essais in-situ réalisés.	**69**

5-2	Carte de zonage de la résistance en pointe	**70**
5-3	Pénétrogrammes des trois (03) sondages réalisés dans zone I au site :"Glissement de terrain sur la RN 01/ PK 96+000, Ben Chicaô".	**71**
5-4	Pénétrogrammes des sept (07) sondages réalisés dans la zone II au site :"Glissement de terrain sur la RN 01/ PK 96+000, Ben Chicaô ".	**72**
5-5	Coupe lithologique du sondage carotté SC 01	**73**
5-6	Coupe lithologique du sondage carotté SC 02	**74**
5-7	Position et dimensions des murs en gabions proposés.	**78**
6-1	avant métré détaille	**81**
6-2	modélisation du profil.	**85**
6-3	les caractéristiques de chaque couche.	**86**
6-4	le K_0 de chaque couche.	**86**
6-5	les surcharges reparties.	**87**
6-6	généralisation de la surcharge.	**87**
6-7	toit de la nappe phréatique.	**88**
6-8	généralisation de la nappe phréatique.	**88**
6-9	l'activation de la nappe phréatique.	**89**
6-10	activation de la nappe phréatique et les surcharges.	**90**
6-11	calcule du coefficient de sécurité.	**90**
6-12	la sélection des points à calculer.	**91**
6-13	déplacement total.	**91**
6-14	coefficient de sécurité.	**92**
6-15	déplacement horizontal.	**92**
6-16	modalisation du profile avec confortement.	**94**
6-17	caractéristiques de chaque couche.	**95**
6-18	le K_0 de chaque couche.	**96**

6-19 les surcharges reparties. **96**

6-20 généralisation de la surcharge. **97**

6-21 toit de la nappe phréatique. **98**

6-22 généralisation de la nappe phréatique. **98**

6-23 les différentes phases. **99**

6-24 déplacement total. **99**

6-25 coefficient de sécurité. **100**

6-26 déplacement horizontale. **100**

Liste des Photos

N°	Titre	Page
1-1	Image Google earth montrant la situation dans la région de Médéa.	**03**
1-2	Image Google earthe montrant le site du glissement	**04**
1-3	Photo 1-3 : Ouvrage à conforter et son état.	**05**
1-4	Ouvrage de soutènement en gabion déformé Sous les effets des chargés.	**06**
1-5	Chaussée réhabilitée suite à sa dégradation	**07**
4-1	pénétromètre standard.	**50**
4-2	dispositifs des piézomitriques.	**51**
4-3	La coupelle de Casagrande.	**53**
4-4	Confection des rouleaux pour la limite de plasticité	**53**
4-5	Appareillage pour la limite de retrait (les capsules après dessiccation à gauche ; la plaque avec pointes à droite).	**54**
4-6	Tamis à mailles carrées normalisées.	**55**
4-7	Dispositifs oedométrique.	**56**
4-8	Echantillons en phase de saturation	**57**
4-9	Dispositif de l'essai de cisaillement.	**58**
4-10	L'essai triaxial.	**59**
5-1	Apparition de fissures dans la chassée	**62**
5-2	Fissures dans le sens transversal de la chaussée	**62**
5-3	Fissures parallèles à l'axe de la chaussée.	**63**
5-4	Eau collectée dans les ouvrages busés.	**64**

5-5 Puits situé en aval du site. **65**

5-6 Glissement au dessous de la route. **66**

5-7 Glissement au dessus de la route. **66**

5-8 Soutènement réalisé dans le côté amont du site. **67**

5-9 Absence de soutènement du coté aval du site. **67**

Dédicaces

Remercîment

Résumé

Abstract

ملخص

Notations et Abréviations

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des photos

Sommaire

Chapitre 1:Introduction Générale

1-1-Introduction ……..….02

1-2-But du projet ……02

1-3-Présentation générale du projet ……02

1-4-Situation Géographique et Morphologie du site ……..03

1-4-1-Relief ……...….03

1-4-2-Environnement…….….04

1-4-3-Ouvrage à conforter ……..04

1-5-Reconnaissance géologique et géotechnique du site……....05

1-5-1-Géologie de la région……05

1-5-2-Géologie du site…….....05

1-5-3-Reconnaissance in situ ……..05

1-5-4-Description du terrain ……..06

1-5-5-Essais in situ……..07

1-5-6-Essais en laboratoire ……08

Chapitre2 : Les principaux types de glissement de terrain

2-1 Introduction……...10

2-2 Description des glissements de terrain ……10

2-2-1 Vitesse et durée des mouvements ……11

2-2-1-1- Les écroulements et les éboulements ……...11

2-2-1-2- les glissements ……..13

2-2-1-3- Solifluxion, coulées boueuses et glissements coulées……..18

2-2-1-4- Le fluage ……..……20

2-3 Causes de glissement ……...…21

2-3-1 La nature des terrains constituants le site ……....22

2-3-2 L'eau et les risques de glissements de terrain……...…23

2-4 Identification de danger de glissement ……..23

2-4 Conclusion……....25

Chapitre 3 : Les méthodes de calcul.

3-1 Introduction……..27

3–2 Le principe d'équilibre limite……...27

3-3 Définition du coefficient de sécurité……....27

3-4 Glissement plan ……29

3-5 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité ……...31

3-5-1 Méthodes de l'équilibre des moments……...31

3-5-1-1 Méthodes générale des tranches pour une surface de rupture circulaire ……31

3-5-1-1-1 La méthode de Fellenuis ……...….34
3-5-1-1-2Méthode de bishop ……..35
3-5-1-1-3 Méthode de Bishop simplifiée …….…….36
3-5-2 Méthode de l'équilibre des forces ……....36
3-5-3Méthodes de l'équilibre des moments et des forces ……..…37
3-5-3-1La méthode de la Janbu généralisée ……..….37
3-5-3-2La méthode de spencer ……..…….37
3-5-3-3La méthode de Morgenstern et Price ……..…38
3-5-3-4La méthode de Sarma ……....39
3-6 Conclusion……....40

Chapitre 4 :La reconnaissance des sols

4-1-Définition et objectif……....42
4-2- Reconnaissance du site ……...42
4-2-1- Collecte des informations préliminaires …….….42
4-2-2- Reconnaissance du site……...42
4-2-3- Investigations et forages……..….42
4-3- Reconnaissance géologique ……..…….43
4-4- Reconnaissance géophysique……..…44
4-5- Reconnaissance géotechnique ……...44
4-5-1Les essais in situ ……..….44
4-5-1-1Sondages ……....44
4-5-1-2Pénétrométres dynamiques (PDL) ……..46
4-5-1-3Pénétromètre statique ……48
4-5-1-4Pénétration standard ……49
4-5-1-5 essai piezométrique ……...50

4-5-2 Essais au laboratoire……..…51

4-5-2-1-La teneure en eau ……..….51

4-5-2-2-Limites d'Atterberg ……..52

4-5-2-3-Analyse granulométrique ……..….54

4-5-3 Les essais mécaniques ……..55

4-5-3-1-L'essai œnométrique ……....55

4-5-3-2-L'essai de cisaillement ……..56

4-5-3-3- L'essai triaxial ……..58

Chapitre 5 : La reconnaissance du site.

5-1 Introduction ……..61

5-2 Diagnostique du glissement de terrain ……...….61

5-2-1 Etendu du glissement ……61

5-2-2 Signes du glissement ……62

5-2-3 Facteurs favorisant le glissement……..…….63

5-3 Solutions de soutènement réalisé ……67

5-4 Constatations et commentaires sur les solutions Réalisées ……..…68

5-5 Compagnes Géotechniques Réalisées ……..…68

5-5-1 Consistance de la campagne……..68

5-5-2 Interprétation des résultats des essais ……..69

5-6 expose sommaire des solutions proposées et analyse critique …….75

5-6-1- 1er volet "Soutènement "……..…75

5-6-2 2ème volet "drainage des eaux" ……....76

5-7 Expose de la solution à adopter……...76

5-7-1- Drainage des eaux …….....76

5-7-2- Stabilisation par nappes en géotextiles ……...77

5-8Conclusion ……....79

Chapitre 6: Calculs et Vérifications

6-1-Introduction ……..81

6-2- Hypothèses de Calcul de Stabilité au Glissement Circulaire……..…82

6-3 Charges et Surcharges ……..83

6-3-1 Etude de la stabilité à l'état initiale……84

6-3-2 Etude de la stabilité avec confortement ……...93

6-4 Interprétation des résultats…….……100

6-5 Conclusion……..102

Conclusion générale ……104

Références bibliographiques……106

Chapitre 1:
Introduction Générale

Chapitre 1 : Introduction générale

1-1-Introduction :

Le glissement de terrain est le déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture. Le mouvement est provoqué par l'action de gravité.

Le glissement de terrain se produit dans des circonstances très variées. Ils se produisent soudainement ou durant plusieurs mois même plusieurs années.

Lors d'un phénomène de glissement de terrain ces profondeurs des surfaces varient entre quelques mètres et des dizaines de mètres de profondeurs.

L'apparition de ces phénomènes est engendrée par des principaux facteurs comme la nature géologique des terrains, la pente, la température du sol, les séismes et l'eau… etc. A partir de ces quelques exemples on peut dire que l'eau joue un rôle important dans la déstabilisation des terrains, en particuliers quand il s'agit d'un terrain argileux.

1-2-But du projet :

Le projet de fin d'étude qui nous a été confié par la direction des travaux public DTP de Médéa est basé sur l'étude d'un glissement de terrain situé dans la commune de Ben Chicaô (Wilaya de Médéa).

L'étude s'intéresse à la vérification de la stabilité d'un tronçon routier sur la RN01 au PK96+000.

1-3-Présentation générale du projet :

Le projet permet d'étudier la stabilité des sections routières de 100m environ et dont les coordonnées Lambert sont données approximativement dans le tableau ci-dessous.

Début de projet	Fin de projet
X=489172,266	X=489195,407
Y=4008130,5	Y=4008055,356
Z=1118,53	Z=1120,09

Tableau 1-1 : Les coordonnées Lambert du projet

1-4-Situation Géographique et Morphologie du site :

Le site concerné par cette visité est situé a environ 06KM de la ville de Ouezra et a 11KMdu chef lieu de la wilaya de Médéa. Il est situé à mi-chemin entre les villes de Ouezra et Ben chicaô.



Photo 1-1 : Image Google earth montrant la situation dans la région de Médéa.

1-4-1-Relief :

Le relief du secteur est accidenté, le site se trouve à une altitude d'environ 1120m. Ce site est situé en bas d'une colline qui passe de 1120 à 1185 sur 200m de distance horizontale.

1-4-2-Environnement :

Le secteur est une zone montagneuse occupée par une agglomération concentré sur le coté sus-jacent de la route, sur sont coté sous-jacent on y Rencontre quelques terrains agricoles. Le sommet de la colline est couvert d'arbres et des broussailles.

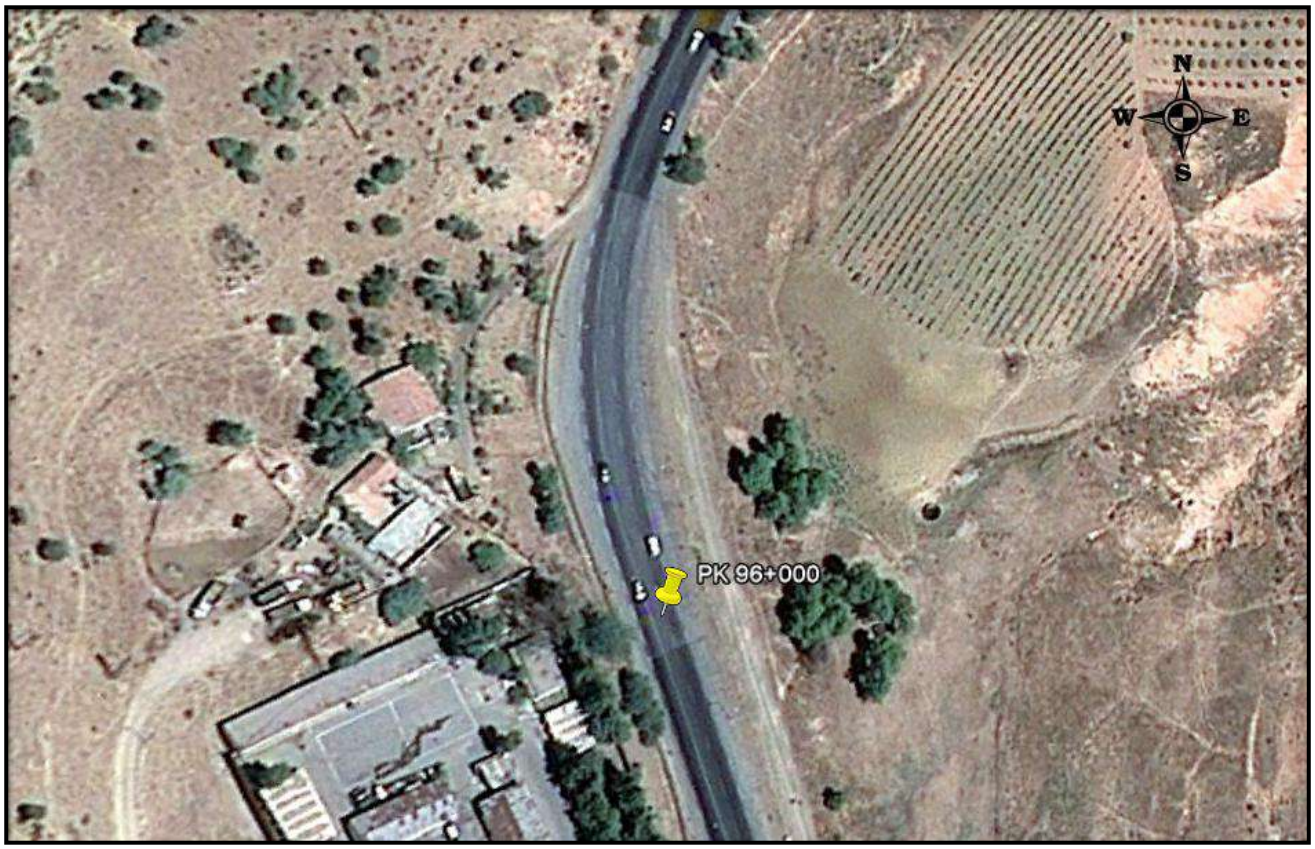


Photo 1-2 : Image Google earthe montrant le site du glissement

1-4-3-Ouvrage à conforter :

L'ouvrage à conforter est une route classé national « RN01 », elle est constituée de deux voies 1×2 en double sens, assurant la jonction entre la wilaya de Djelfa au sud et la wilaya de Médéa au nord.



Photo 1-3 : Ouvrage à conforter et son état.

1-5-Reconnaissance géologique et géotechnique du site :

1-5-1-Géologie de la région :

La wilaya de Médéa fait partie du domaine tellien, dans ces régions du nord elle est constituée de formations méso-cénozoïque, qui ont subit des déformations majeures au cours des phases compressives alpines, leur lithologie diffères d'un âge à l'autre, on trouve alors un critère constitué de schistes argilo-siliceux, des argiles, des marnes et des calcaires, et un miocène constitué de dépôts argileux, marneux, gréseux, et conglomératiques, ces dépôts du miocènes sont meubles et sont présentes sur tous le territoire de la wilaya.

1-5-2-Géologie du site :

Le site est occupé par des argiles de l'Oligocènes et du Miocènes, cette lithologie favorise ce glissement surtout au cours des saisons pluviales.

1-5-3-Reconnaissance in situ :

La constitution lithologique du site « argileuse » est un enjeu pour les mouvements des terrains en place, provoquant ainsi l'instabilité des ouvrages en place.

Un boisement des talus et un ouvrage de soutènement en gabions sont mis en place sur les deux coté de la chaussée mais ces deux systèmes de confortement restent insuffisants pour la stabilisation totale de terrains en place.

1-5-4-Description du terrain :

Malgré le réconfortement régulier de la route qui ne nous a pas permis de voire les conséquences directes du glissement sur la chaussée, mais les déformations engendrées par ce dernier sont resté remarquables de part et d'autre de la chaussée.

Sur le coté remblai les arbres montre bien leurs inclinaisons dans le sens du mouvement de glissement.

Sur le coté déblai le gabionnage mis en place montre bien sa déformation vers le bas, sous les effets des charges.



Photo 1-4 : Ouvrage de soutènement en gabion déformé
Sous les effets des chargés.



Photo 1-5 : Chaussée réhabilitée suite à sa dégradation

1-5-5-Essais in situ :

Ces essais ce résument en trois types de sondage:

- **Sondage pénétrométrique :**

Qui auront pour objectifs la définition du sol en profondeur et la détection du substratum support pour l'ouvrage de confortement proposé, ces sondages sont distribués de manières à cerner l'ensemble du terrain par le glissement.

- **Sondage carottier :**

Ces sondages sont les plus importants de cette compagne, ils permettent la confirmation des résultats des sondages pénétrométrique, tout en donnant accès à l'identification de la lithologie permettant ainsi l'échantillonnage pour les essais de laboratoire.

Ainsi que les trous des sondages ont fait l'objet des levés piézométriques, afin de détecter le niveau des eaux souterraines.

1-5-6-Essais en laboratoire :

A partir des sondages carottant des échantillons seront prélevés pour des essais de laboratoire, dans le but d'étudier les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

Chapitre2 :
Les principaux types de glissement de terrain

2-1 Introduction :

Dans ce chapitre on va définir les différents types de glissement de terrain selon leur vitesse (écoulements, coulés, les fluages et le les glissements) aussi leurs morphologies de leurs surfaces de ruptures. Comme on va aussi définir les principaux causes de ces glissements et en terminant par citer les différentes informations nécessaires pour déterminer le type de glissement de terrain.

L'expression « glissement de terrain » désigne des mouvements vers le bas et vers l'extérieur des matériaux d'une pente composés de sols naturels.

2-2 Description des glissements de terrain :

En 1978 Vernes, lors de ces travaux pour l'UNESCO à élaboré un bloc diagramme idéal mettant en exergue les caractéristiques d'un glissement de terrain. A partie de ce diagramme on observe une surface de rupture le long des matériaux impliqués dans le glissement de terrain se déplacent au-dessus de matériaux que le phénomène n'affecte pas, comme il montre aussi que la surface de rupture s'étend sur une profondeur grâce a cette dernière on peut considérer ce glissement de terrain comme un phénomène superficiel.

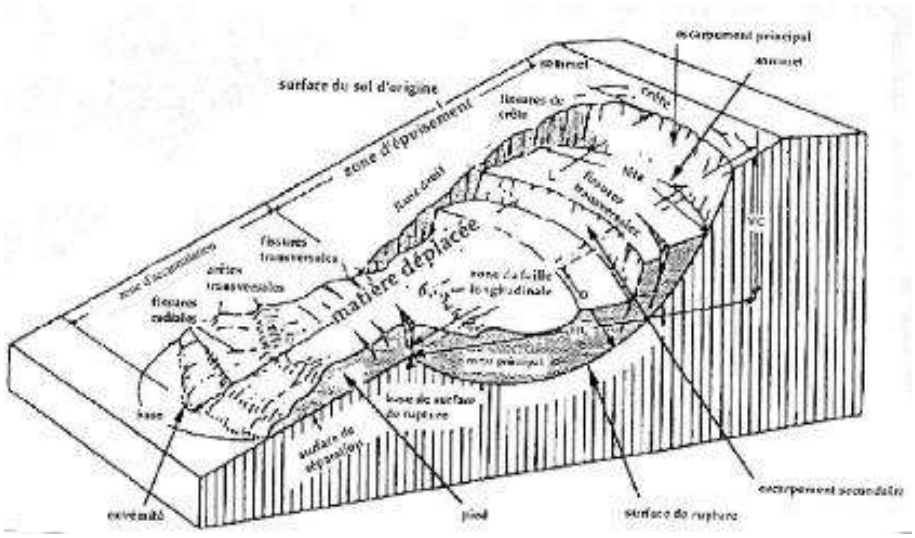


Figure 2-1 : Bloc diagramme d'un glissement de terrain.

2-2-1 Vitesse et durée des mouvements :

Un glissement de terrain avec le temps il évalue ce qui nous permet de distinguer 4 familles qui se différencient par la brutalité du phénomène :

- Les écroulements.
- Les glissements.
- Les fluages.
- Les coulées.

2-2-1-1- Les écroulements et les éboulements :

Les écroulements et chute de pierre (phénomène de chute) sont des phénomènes rapides et brutaux de masse de taille variable qui se détachent d'une pente escarpée ou d'une falaise.

Ces phénomènes peuvent être classés en trois catégories : -chute de pierre. –chute de blocs. –éboulement. -écroulement.

a- Chute de pierres et de blocs :

Chute de pierres et de blocs sont des chutes soudaine de masses rocheuses importantes.les volumes couramment intéressés par le phénomène peuvent atteindre une centaine de mètres cubes.

(Pierre Ø<50cm, bloc Ø> 50cm)

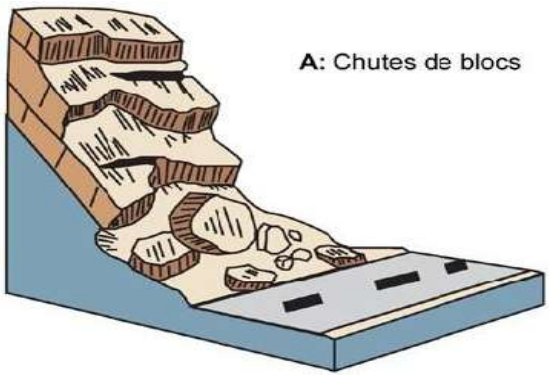


Figure2-2 : Chute de pierres et de blocs

Les vitesses de chutes vont généralement de 5 à 30 m/s. Dans la description des mouvements d'une pierre ou d'un bloc, il convient de distinguer entre les phases de rebond et de roulement.

b- Eboulement :

Lors d'un éboulement, un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000m² par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

c- Ecroulement :

Lors d'un écoulement, un grand volume du massif rocheux se détache soudainement. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

Ce phénomène est particulièrement caractériser par sa vitesse de chute très rapide (de plus de 40m/s) et de très grande distance de transport.

Le tableau suivant résume les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes :

Chute de pierres	Ø<50cm
Chute de blocs	Ø>50cm
Eboulement Volume Vitesse	 100-100000m 10-40m/s
Ecroulement Volume Vitesse	 >1mio.m >40m/s

Tableau 2-1: classification selon la taille des composants, les volumes, Et les vitesses.

2-2-1-2- les glissements :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou des terrains meubles (argileux) glissant vers l'aval.

Contrairement aux éboulements rocheux qui se manifestent le plus souvent brutalement, les glissements de terrain évoluent en général lentement.

L e volume des glissements de terrain est très variable de quelques mètres à plusieurs millions de mètres de cubes. Ce phénomène se déplace sous l'effet de la gravité.

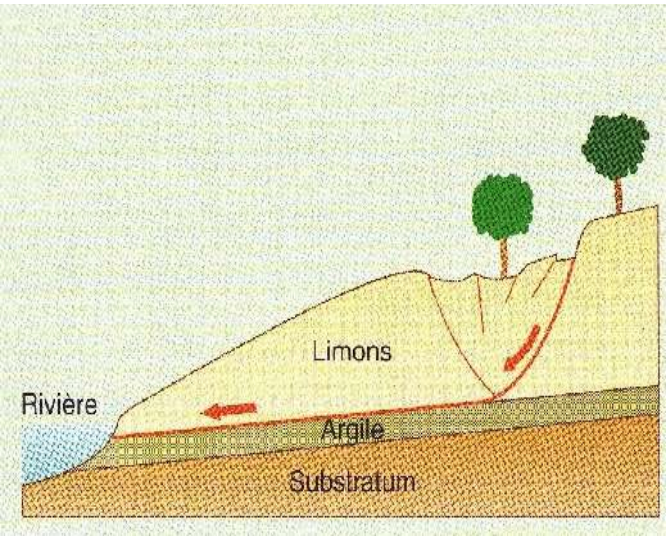


Figure 2-3: Chute de pierres et de blocs

Les glissements de terrains se différencient par leur vitesse et par leur forme.

- **Vitesse de glissement :** on distingue les glissements permanents des glissements spontanés.
- **Forme de glissement :** on distingue deux formes principales de glissement, à savoir les mouvements rotationnels et les mouvements transrationnels. Sur le terrain, ces deux phénomènes sont souvent lies.
- **Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements :**

Le tableau présente les différentes familles de mouvements et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant

Terrain		Vitesse moyenne	Volume	Facteur Déclenchant
Glissement	Sols massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m^3 à plus de dix millions de m^3	Eau, terrassements
Fluage	Formation meuble	Très lente	De quelques m^3 à plus de dix millions de m^3	Chargement, évolution du matériau
Ecroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m^3 à plus de dix milles de m^3	Eau, gel-dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m^3	Très fortes pluies, ruptures de digues

Tableau 2-2 : les différentes familles de mouvements et leur caractérisation

- **Les glissements de types rotationnels :**

Sont en général de volume limité. Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers le long d'une surface de rupture circulaire.

La forme du glissement de terrain peut être influencée par la nature des terrains concernés et les éventuelles discontinuités rencontrées.

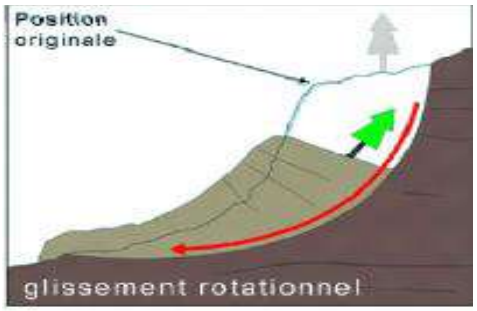


Figure 2-4: Glissement rotationnel

- **Les glissements de type translationnels :**

Lors de glissement translationnel, quelques horizons de terrain ou un ensemble des couches se déplacent selon une surface de glissement plus ou moins plane, la taille de tel glissement est très variables et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrées à plusieurs kilomètres carrés.

L'épaisseur des masses en mouvement attient plusieurs dizaines de mètres.

Les zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement.

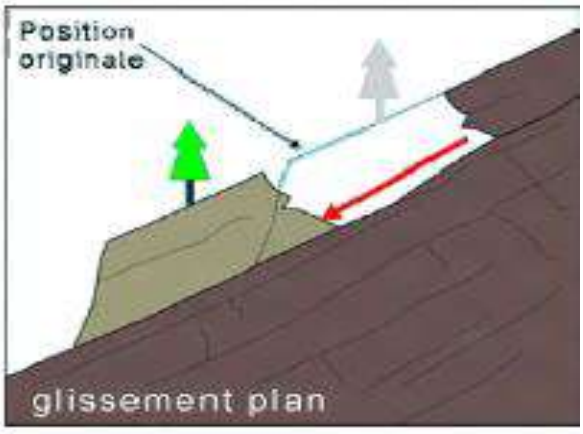


Figure 2-5: Glissement plane

a- Vitesse moyenne de mouvement des glissements :

La vitesse moyenne de mouvement des glissements atteint le plus souvent quelques millimètres par an pour un glissement substabilisé, très lent, et quelques centimètres à quelques décimètres par an pour un glissement actif.

Comme on peut trouver des cas où le glissement peut être plus rapide aussi la masse en mouvement sans perdre sa compacité peut atteindre plusieurs décimètres par jour.

Le tableau suivant établi par Cruden et Varnes en 1996, tente d'établir une échelle d'intensité des glissements de terrain en tenant compte de la vitesse de déplacement de la masse à contributions.

Description	Vitesse typique	Destructions significatives probables
Extrêmement rapide	5m/s	Catastrophes majeure; plusieurs mort.
Très rapide	3m/min	Perte de quelques vies; vitesse de déplacement très importante pour permettre au gens de s'échapper.
rapide	1.8m/h	destructions de structures.
Relativement rapide	13m/mois	Possibilité de maintenir quelques structures.
Lent	1.6m/an	Possibilité d'envisager certaines constructions sur le versant si des travaux sont prévus.
Très lent	15mm/an	Résistance de quelques structures aux mouvements de masse.
Extrêmement lent		Possibilité d'aménagement avec précautions

Tableau 2-3: échelle, vélocité et importance des destructions probables.

Une classification plus simplifié à été établie définissant 5 classes de glissement selon leur cinétique.

Vitesse du déplacement du glissement	Classification
1mm/an à 12mm/an	Très lent
1mm/mois à 50mm/mois	Lent
1.5mm//j à 100m/j	Moyen
4mm/h à 10m/h	Rapide
2.5m/s à 10m/s	Très rapide

Tableau 2-4: Classification des glissements selon leur vitesse de déplacement.

b- Classification :

Les glissements de terrain peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface du glissement. L e tableau suivant résument la surface du glissement en fonction de profondeur.

Glissement	Surface du glissement
Superficielle	0-2m
Semi profond	2-10m
Profond	>10m

Tableau 2-5: Classification selon la profondeur de la Surface de glissement.

2-2-1-3- Solifluxion, coulées boueuses et glissements coulées :

D'une manière générale, la solifluxion et les coulées de boue désignent tous les mouvements de sol ou formations superficielle, en relation directe avec franchissement des limites liquides.

Indépendamment du type de matériaux constituant les versants, un autre type de mouvement est attribué aux écoulements: il s'agit du phénomène de solifluxion. Il peut être dû à une alternance gel/dégel, au passage d'animaux

et/ou à l'action des racines. C'est un mouvement lent affectant des terrains superficiels meubles sur des pentes très faibles.

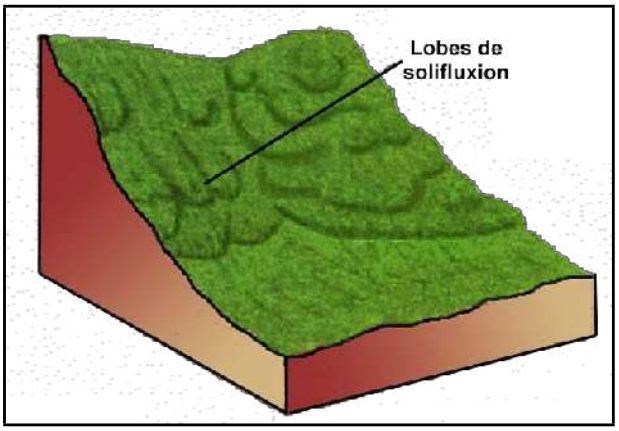


Figure 2-6: Phénomène de solifluxion

La solifluxion peut s'étendre à des versants entiers. Cependant, elle n'affecte que de faibles épaisseurs.

Les coulées boueuses sont dues à des infiltrations d'eau provoquant des mouvements de sols dans les quels les matières glissées se comportent comme un liquide; elles se produisent essentiellement en montagne.

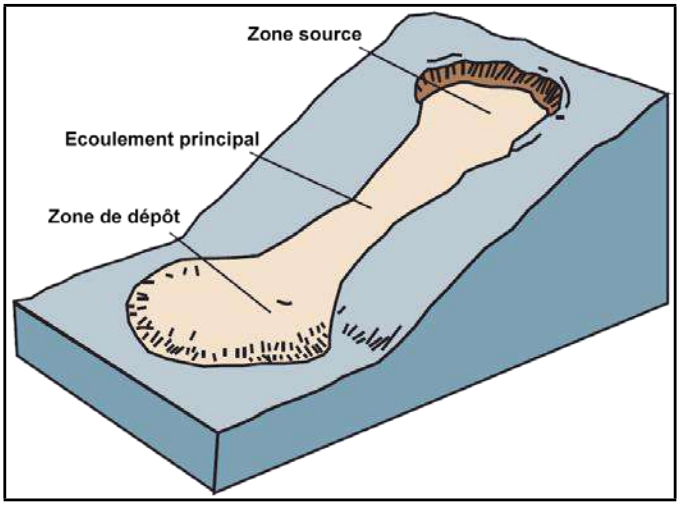


Figure 2-7: coulées boueuses

Sur le terrain, et d'un point de vue morphologique, les mouvements de solifluxion, ou d'ancienne coulées encore actives peuvent se repérer de plusieurs manières : traces de mouvements, présence de bourrelets, présence de petites marches d'escaliers, mais aussi grâce à la courbure des troncs des arbres

présents. Une coulée active présente, comme un glissement, une morphologie particulière qui peut se décomposer en trois grandes parties :

- Une zone source: zone en forme de cuvette.
- Une zone transition: chenal, limité par des levées latérales, assez long ou lobé, et alimenté par la zone source où transitent les matériaux mobilisés.
- Une zone d'accumulation ou lobe: zone de faible pente ou les matériaux on tendance à s'accumuler.

Les glissements du type « coulées boueuses » sont en général des événements rapides et de forte intensité, avec une « fluidisation » des matériaux glissés au niveau de la coulée. Ces matériaux présentent une faible cohésion initiale, et évoluent rapidement en une masse sans cohésion.

Les coulées boueuses se comportent donc, d'un point de vue rhéologique, comme un fluide à seuil, c'est-à-dire un fluide qui à besoin d'une sollicitation en cisaillement minimum pour s'écouler.

2-2-1-4- Le fluage :

Le fluage est une déformation irrégulière se développant sur des pentes faibles, sa vitesse est lente et continue dans le temps évoluant sous une contrainte constante. Ce phénomène évolue de façon non perceptible, jusqu'à une accélération qui conduit à la rupture.

Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

La figure ci-après montre le mécanisme du phénomène de fluage.

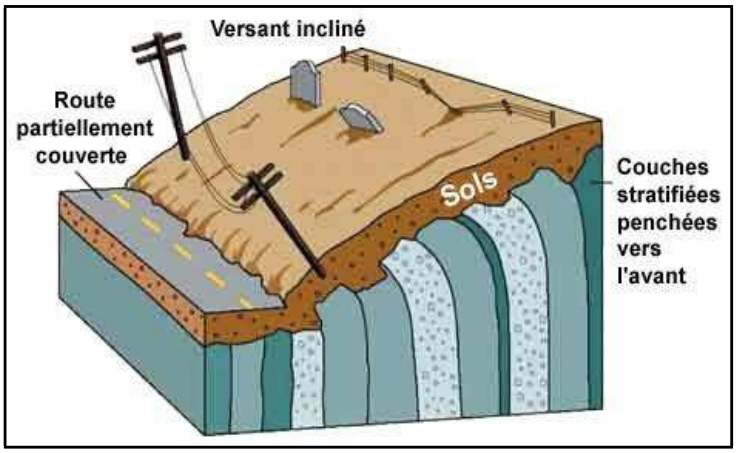


Figure 2-8: phénomène de fluage.

On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

- La déformation volumique.
- La déformation de cisaillement.

Le fluage en déformation volumique est causé par un état de contrainte isotropique. Il dépend de l'écoulement de l'eau libre interstitielle et de la variation relative du volume du squelette inter granulaire.

Le fluage au cisaillement, quant à lui, est provoqué par la partie déviatorique du tenseur de contraintes.

La déformation de fluage au cisaillement est étudiée à l'aide de l'appareil triaxial, de la boite de cisaillement homogène, ou de la boite de cisaillement plan.

2-3 Causes de glissement :

Les mouvements de terrain sont des déplacements vers l'aval de masses rocheuse compactes ou désagrégés et ou de terrain meuble et d'eau, sous l'effet de la gravité.

En général, l'eau joue un rôle déterminant pour les mouvements de terrain,

Failles, de même que des forces de percolation.

La saturation des terrains en eau (présence de sources, fortes précipitations) joue aussi un rôle moteur dans le déclanchement de ces phénomènes.

2-3-1 La nature des terrains constituants le site :

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparitions de ces phénomènes. Et particulièrement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques.

Les glissements de terrain affectent les matériaux (argile, limon etc.) lorsqu'ils sont en place, soit plus fréquemment lorsqu'ils constituent des couvertures meubles plaques sur un substratum compact en place et en pente, la topographie souterraine du substratum résistant prend parfois la forme de gouttières où se concentrant les eaux souterraines, et au droit des quelles se localisent alors fréquemment les axes des glissements de la couverture.

Sur les sols à grains fins et particulièrement sur les argiles. Ceci résulte en partie de ce qu'il est difficile de les drainer et de ce que, sur ce genre de sol, les processus d'érosion par ruissellement et vagues amènent de nombreuses pentes au point de rupture.

Par conter les sols à grain fin impliqués dans un déplacement des terres. En acquérant par moulage une autre forme, ils peuvent perdre une fraction notable de leur résistance. On désigne l'importance de cette perte sous le nom de « sensibilité ».

Les hautes sensibilités correspondent aux grandes pertes de résistance. Il se peut, que les débris d'un glissement de terrain sur sols à haute sensibilité ne séjournent pas au pied de la pente, mais se dispersent et s'en éloignent. Il ressort de ce qui précède que les sols à grain fin sensibles au changement de forme exigent une attention spéciale sous le rapport de la stabilité des pentes.

2-3-2 L'eau et les risques de glissements de terrain :

Pour beaucoup de sols, mais plus particulièrement les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

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

2-4 : Identification de danger de glissement :

L'identification des dangers dus aux mouvements de terrain repose sur une documentation objective de diverses observations et mesures impliquant un danger donné. Il faut s'assurer de prendre en compte les différentes observations sur le site ainsi que les relevés inclinométriques en essayant de bien les interpréter.

Il existe plusieurs effets dommageable possible permet ces effets, l'effet glissements de terrain avec toutes ces intensités.

1 - Intensité forte :

Les modifications importantes affectant le terrain conduisent à des mouvements différentiels notables du sous-sol et portent un sérieux préjudice à la stabilité des bâtiments. Suite aux fissures qui se développent dans les éléments de structure du bâtiment, aux tassements qu'ils subissent et à leur basculement, une destruction partielle ou totale des bâtiments est possible.

Les portes et les fenêtres ne peuvent plus être utilisées. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. En cas d'écroulement, il y a danger de mort. Des réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. La plupart du temps, toutefois, les dommages structurels sont si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables. Les infrastructures sont

fortement affectées (p.ex. routes coupées). Il se produit des ruptures de conduites.

2 - Intensité moyenne :

Les mouvements de terrain causent des fissures dans les murs, mais cependant pas aux éléments de la structure qui garantissent la stabilité du bâtiment.

L'étanchéité des joints et les liaisons entre les différentes parties du bâtiment sont endommagées. Les portes et les fenêtres coincent. Les hommes et les animaux ne sont pas immédiatement mis en danger dans les bâtiments.

Les dommages concernent cependant la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables.

Les infrastructures subissent des dommages (p.ex. déformations des routes et des conduites superficielles et souterraines). Les drainages peuvent se boucher.

3 - Intensité faible :

De petits mouvements de terrain conduisent à des dommages légers (petites fissures, dégâts aux crépis). La stabilité du bâtiment n'est en aucune manière affectée. Les bâtiments rigides de grande taille ne sont en général pas touchés.

Les hommes et les animaux ne sont pas mis en danger. Les routes peuvent présenter des dommages insignifiants.

2-4 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons montré tous types de glissement de terrain qui peuvent exister dans la nature, ainsi que ces causes et ces dangers sur la vie des humains.

Dans le prochain chapitre (chapitre 3) nous allons décrire les déférents types de calculs qui nous permettent de calculer et d'analyser la stabilité des talus.

Chapitre 3 :
Les méthodes de calcul.

3-1 Introduction :

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

3–2 Le principe d'équilibre limite:

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

3-3 Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité « Fs » est défini comme :

$$Fs = \frac{\tau \ \mathrm{max}}{\tau} \qquad (3\text{-}1)$$

Où :

τ max : Résistance au cisaillement du sol.

τ : Contrainte de cisaillement s'exerçant le long de surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable. L'équation (III-1) peut être exprimée comme suit :

$$\tau = \frac{\mathrm{T}}{\mathrm{Fs}} \qquad (3\text{-}2)$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte total, l'équation (3-2) est écrite :

$$\tau = \frac{\mathrm{c}+\sigma \tan\varphi}{\mathrm{Fs}} \qquad (3\text{ -}3)$$

Ou :

$$\tau = \frac{c}{Fs} + \frac{\sigma tan\varphi}{Fs} \qquad (3\text{-}4)$$

Où c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement,

et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement. Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à la l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (3-4) est écrite en termes d'efficacité comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu)\tan\varphi'}{Fs} \qquad (3\text{-}5)$$

Où c′et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et σ est la pression de l'eau interstitielle.

3-4 Glissement plan :

Les glissements plans se produisent généralement quand une couche de terrain meuble glisse sur une couche de substratum. Il doit y aucun nu phénomène de stratification (pour modéliser le plan) et un facteur déclenchant le glissement tel qu'une arrivée d'eau par exemple.

Sinon considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle la face de la pente.

Car la pente est infinie les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaire à la pente, comme les plans A-A'et B-B' dans la figure

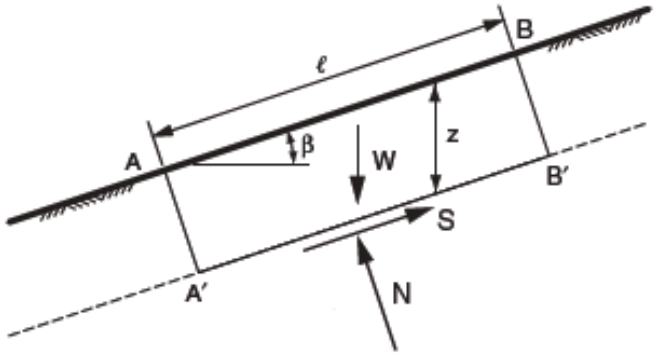


Figure 3-1 : pente infinie de surface de rupture plane.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme ce lui de la figure (III-1) pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémales du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires, ainsi les forces sur les extrémités du bloc équilibre exactement les un aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations.

Résumant les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes :

$$T= W \sin B \ ; \ N = W \cos B \qquad (3\text{-}6)$$

T= force de cisaillement.

N= force normale

B= angle d'inclinaison.

W= plaids du bloc.

Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans direction perpendiculaire au plan de la section transversale dans la figure (III-1), le poids est exprimé en :

$$W= \gamma.l.Z.\cos \beta. \qquad (3\text{-}7)$$

γ= unité de mesure du poids total du sol

l= distance entre les deux extrémités du bloc

Z=profondeur verticale au plan du cisaillement

$$T= \gamma.l.Z.\cos \beta. \sin \beta \qquad (3\text{-}8)$$

ET :

$$N= \gamma.l.Z.\cos^2 \beta. \qquad (3\text{-}9)$$

Les contraintes normales et de cisaillements sur le plan de cisaillement sont constants et on peut les obtenir en divisant les équations (3-8) et (3-9) par la surface du plan (1.1) pour obtenir :

$$W= \gamma.Z.\cos \beta.\sin \beta \qquad (3\text{-}10)$$

ET :

$$W= \gamma.Z.\cos^2 \beta. \qquad (3\text{-}11)$$

En substituant ces expressions dans (3-3) on obtient la formule suivante qui est la formule du coefficient de sécurité :

$$Fs = \frac{c + \gamma.Z.\cos^2 \beta.\ Tan\ \varphi}{\gamma.Z.\cos\ \beta.\ sin\beta} \qquad (3\text{-}12)$$

En termes de contraintes effectives :

$$Fs = \frac{c' + (\ \gamma.Z.\cos^2 \beta - \mu.\ Tan\ \varphi'}{\gamma.Z.\cos\ \beta.\ sin\beta} \qquad (3\text{-}13)$$

Pour une sol purement pulvérulent (c,c' =o), donc en ce moment on obtient :

$$Fs = \frac{Tan\ \varphi}{Tan\ \varphi} \qquad (3\text{-}14)$$

L'équilibre limite est atteint pour F= 1 ; soit $\alpha = \varphi$ ce qui explique que l'angle de talus d'un sol pulvérulent est égal a l'angle de frottement interne

3-5 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité :

Il existe plusieurs méthodes des de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et ses inconvénients.

Dans cette partie nous étudierons ces différentes méthodes.

Ces dernières peuvent être classées selon la nature des forces considérant dans la vérification des l'équilibre qu'ils soient des forces, des moments ou des forces est des moments en même temps

3-5-1 Méthodes de l'équilibre des moments :

3-5-1-1 Méthodes générale des tranches pour une surface de rupture circulaire :

Ces méthodes supposent en principe un milieu homogène et isotrope définit par ɣ.c.φ et si le milieu est aquifère il est définit par μ.

Le principe de cette méthode est de découper le massif situé au dessus de la ligne de rupture en tranches. (i n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très mines).

Ces méthodes on pour base une surface de rupture circulaire et sont passées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle comme le montre la figure.

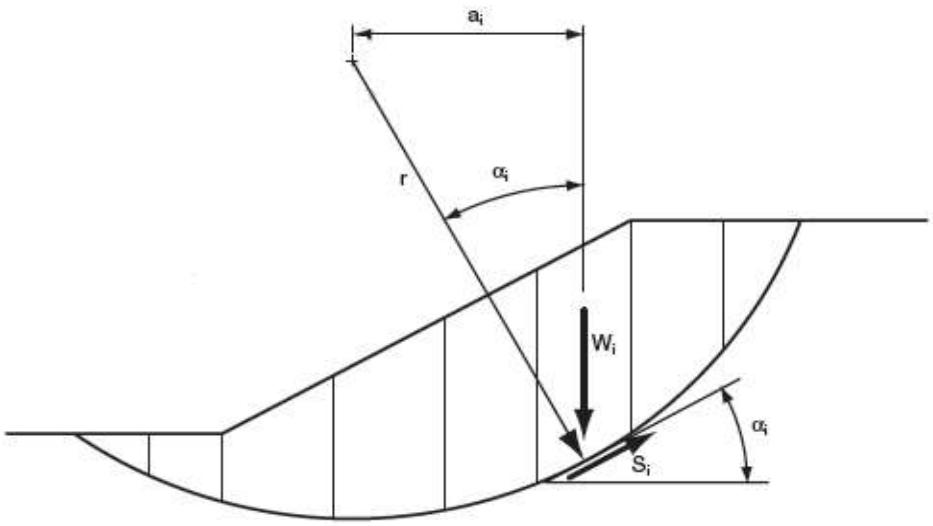


Figure 3-2 : La masse du talus découpé en tranches

Ou :

W_i : poids de la $i^{éme}$ tranchet

A_i : distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche.

Donc le moment moteur peut être exprimé comme :

$$M= \Sigma W_{i.} a_i \qquad (3\text{-}15)$$

Le bras de levier (a_i) est exprimée par :

$$A_i = r.\sin \alpha_i \qquad (3\text{-}16)$$

Ainsi le ment moteur (3-15) devient :

$$M = r \Sigma W_i . \sin \alpha_i \qquad (3\text{-}17)$$

Sinon assimilant le moment résistant

($M_r = r\Sigma \frac{T_i sl_i}{F}$) et le moment moteur

($M = \Sigma r.T_i = r\Sigma T_i$) et les réorganiser on obtient l'équation du coefficient de sécurité

$$Fs = \frac{\Sigma T_i . sli}{\Sigma W_i . \sin \alpha_i} \qquad (3\text{-}18)$$

Ou = T_i = la force de cisaillement à la base de la i ème tranche.

Sl= épaisseur de la surface de la base de la tranche.

Pour une contrainte totale, la résistance an cisaillement est exprimées par :

$$T_i = c + \sigma \tan \varphi \qquad (3\text{-}19)$$

On la remplaçant dans (3-18) on trouve :

$$Fs = \frac{\Sigma(c + \sigma \tan \varphi)sl}{\Sigma(W.\sin \alpha)} \qquad (3\text{-}20)$$

Si φ=0 l'équation (3-2) devient :

$$Fs = \frac{\Sigma c.sl}{\Sigma W.\sin \alpha} \qquad (3\text{-}21)$$

3-5-1-1-1 La méthode de Fellenuis :

Cette méthode est aussi conue sous le nom :

« La méthode de suédoise de tranches »

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorés, le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle et perpendiculaires à la base de la tranche la composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice.

La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité

Si les efforts inter-tranches sont ignorés

$$\sigma_i = \frac{W_i.\cos\alpha_i}{li} \qquad (3\text{-}22)$$

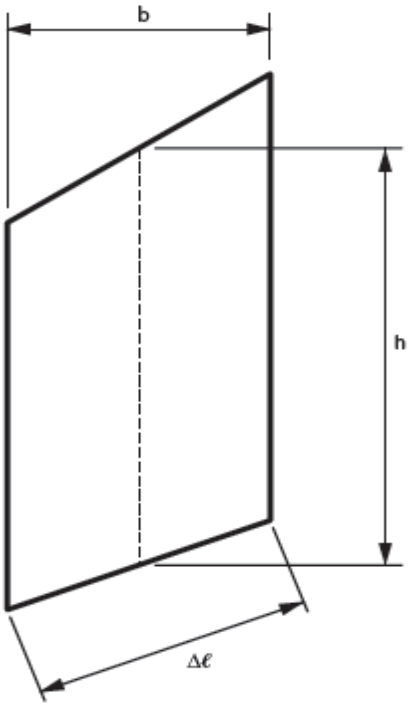


Figure 3-3 : les démentions d'une tranche

$$Fs = \frac{R.\ \Sigma(c'_i.\ l_i + w_i.\ \cos\alpha.\tan\varphi'_i)}{\Sigma\ w_i.\ a_i} \qquad (3\text{-}23)$$

L'équation du bras de levier :

$$a_i = R. \sin \alpha_i \qquad (3\text{-}24)$$

On introduisant la pression interstitielle dans (3-23) on trouve :

$б' = б - \mu$

$б'\ l = б.\ l - \mu.l$

$б'.l = W.\cos\alpha - \mu.l$

$$Fs = \frac{\Sigma c'_i.\ l_i + (w_i.\ \cos\alpha.\mu_2.li)an\varphi'_i}{\Sigma\ w_i.\ \sin\alpha_i} \qquad (3\text{-}25)$$

Dans cette méthode on trouve des difficultés si la base de la tranche est trop inclinée

$$б.l = w.\cos\alpha - \mu.l \qquad (3\text{-}26)$$

Comme elle devient négative si $\alpha > 45°$

3-5-1-1-2Méthode de bishop :

En 1954, bishop a publie une méthode de, appelée « méthode détaillée » permettant de calculer le coefficient de sécurité « Fs » en tenant compte de ces sollicitations.

L'expression du coefficient de sécurité « Fs » est obtenue en écoutant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Les composantes V_n, V_{n+1}, H_n , H_{n+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (figure 22) et influencé la réaction R_n

$$Fs = \frac{1}{\Sigma\, W sin\, \alpha} . \Sigma \frac{[w + (v_n - v_{n+1}) - \mu_n b] \tan \varphi + C_i b}{cos\alpha + sin\alpha . \frac{\tan \rho}{Fs}}$$

Pour déterminer Fs il faut :

- Procéder par itérations successives, puisque Fs figure aux deux nombres de l'équation.
- Défini V_n, V_{n+1} (le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinaire).

3-5-1-1-3 Méthode de Bishop simplifiée :

L'hypothèse supplémentaire est que V_n, V_{n+1} =0 qu'elle que soit la tranche considérée.

L'équation (3-26) devient :

$$Fs = \frac{1}{\Sigma\, W sin\, \alpha} . \Sigma \frac{[w - \mu_n b] \tan \varphi + C_i b}{cos\alpha + sin\alpha . \frac{\tan \rho}{Fs}} \qquad (3\text{-}27)$$

3-5-2 Méthode de l'équilibre des forces :

1- La méthode de coin :

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par deux ou trois lignes droites.

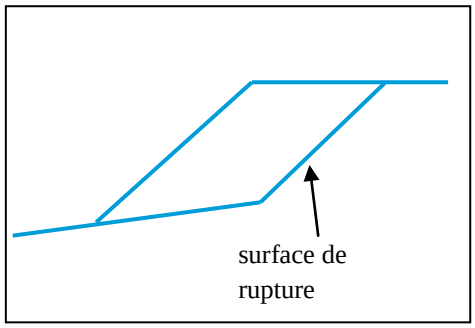


Figure 3-4 : schéma de la méthode de coin.

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches par cuisse offrir la meilleure approche pour n'importe qu'elle surface de rupture.

3-5-3Méthodes de l'équilibre des moments et des forces :

3-5-3-1La méthode de la Janbu généralisée :

Dans cette méthode Janbu considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation des forces interbranches.

Le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fais avec les forces inter-tranches.

$$F = \frac{\Sigma\left(cl+(N-\mu l)\,tan\varphi'\right)sec\alpha}{\Sigma\,(W-(T_2-T_2))tan\,\alpha+\Sigma(E_2-E_1)}. \qquad (3\text{-}28)$$

3-5-3-2La méthode de spencer :

Spencer 1967 a mis au point deux équations de coefficient de sécurité l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et un autre à l'égard de l'équilibre de moment.

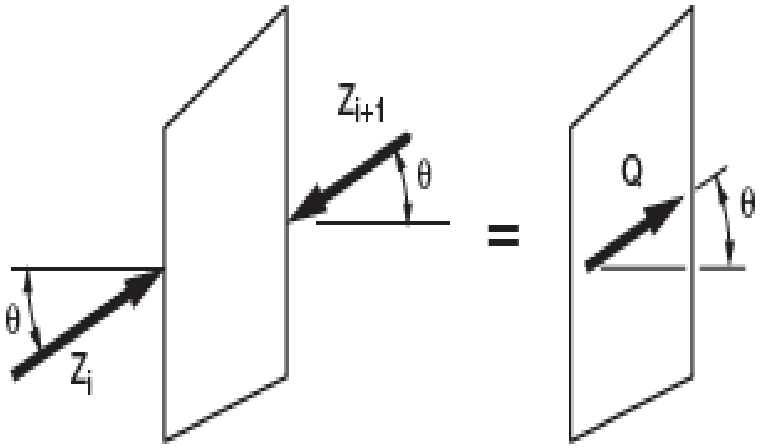


Figure 3-5 : Résultante des forces parallèles

Apres une série de calcul Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suit :

$$Q = \frac{f_v sin\propto - f_h cos\propto - \left(\frac{c'sl}{f}\right) + (f_v cos\propto - f_h sin\propto - \mu sl)(\frac{tan\varphi'}{f})}{\cos(\propto-\Theta)+(\sin(\propto-\Theta)tan\varphi')} \qquad (3\text{-}29)$$

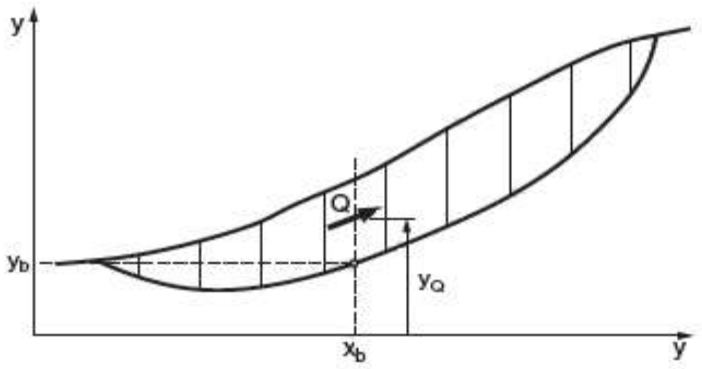


Figure 3-6 : les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer.

3-5-3-3La méthode de Morgenstern et Price :

Cette méthode peut satisfaire à la fois les forces et les moments et suppose une fonction des forces inter-tranches

$$F = \frac{\Sigma[(c'l+(N-\mu l)tan\varphi')sec\alpha]}{\Sigma\,(W-(T_2-T_2))tan\ \alpha+\Sigma(E_2-E_1)}. \qquad (3\text{-}30)$$

ET :

$$F_m = \frac{\Sigma(c'l+(N-\mu l)tan\varphi')}{\Sigma\,(W-(T_2-T_2))tan\ \alpha+\Sigma(E_2-E_1)}. \qquad (3\text{-}31)$$

D'où : N= la force normale à la base

E,T= les forces inter-tranches

En générale cette méthode :

- Considère les deux forces inter tranches.
- Suppose une fonction des forces inter-tranches.
- Permet la sélection de la fonction des forces inter-tranches.
- Le coefficient de sécurité est calculé à la fais par les équations d'équilibres des forces et des moments.

3-5-3-4La méthode de Sarma :

Grace à cette méthode (1973) Sarma à satisfait les deux conditions d'équilibre.

$$T= c . h + E. \tan \varphi \quad (3\text{-}32)$$

Cette méthode en générale :

- Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement.
- Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments

3-6 : Conclusion

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibre	Les inconnus recherchés
Une pente infinie	-entendue infini -la surface de rupture est parallèle à la surface de la pente	Σ force perpendiculaires à la pente Σ force parallèles à la pente	-coefficient de sécurité -la force normale à la base
Fellenius	-la surface de rupture est circulaire -les forces sur les cotes des tranches sont négligées.	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement	-le coefficient de sécurité
Bishop	-la surface est circulaire -les forces sur les cotes des tranches sont horizontales	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement Σ des forces dans le sens verticale	-coefficient de sécurité -la force normale (N) à la base de la surface de rupture
Spencer	-les forces inter-tranches sont parallèles -la force normale (N) agite au centre de la base de la tranche	Σ moment de n'importe qu'elle point sélectionné Σ des forces dans le sens verticale et horizontales	-coefficient de sécurité -force normale à la base -l'inti maison des forces inter-tranches (θ) -résultante des forces inter-tranchent -emplacement des forces latérales
Morgenstern et Price	-les forces inter-tranche du cisaillement sont liée au force normale - la force normale (N) agite au centre de la base de la tranche	Σ moments de n'importe qu'elle sélectionnée Σ forces dans le sens vertical et horizontal	-coefficient de sécurité - La force normale à la base (N) -le coefficient (λ) -forces inter-tranches horizontale Emplacement des forces latérales
Sarma	-les forces inter-tranches de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau et la composante horizontale de la force inter-tranches -la force normale (N) agit au centre de la base de la tranche	-Σ moment de n'importe qu'elle point sélectionnée -Σ forces dans le sens vertical et horizontal	-coefficient de sismicité (K) - La force normale à la base (N) -coefficient (λ) -les forces inter-tranches horizontales -emplacement des forces latérales

Chapitre 4 :
La reconnaissance des sols

4-1-Définition et objectif :

C'est une étude in situ comme elle peut être en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des sols.

Elle à comme but de donner les éléments nécessaires pour l'étude de tous travaux de géotechnique.

4-2- Reconnaissance du site :

Pour une reconnaissance du site il y a trois étapes indispensables :

- Collecte des informations préliminaires.
- Reconnaissance du site.
- Investigations et forages.

4-2-1- Collecte des informations préliminaires :

C'est l'étape où on débute par recueillir toutes types d'informations disponible sur le site et ceux grâce à :

- Carte géologique.
- Carte topographique.
- Etudes géotechniques effectuée dans le voisinage.

4-2-2- Reconnaissance du site :

Dans cette partie l'ingénieure doit effectuer une inspection visuelle du site pour déterminer sa nature : (type de végétation, la topographie générale du site, type de constructions avoisinantes…).

4-2-3- Investigations et forages :

Profondeur et nombre de forage :

Il faut planifier :

- Les profondeurs de forage.
- Le type d'essai à effectuer soit sur le site ou dans un laboratoire.
- Le nombre d'échantillons nécessaire.
- Le nombre de forage qui dépend de :

- Nature de terrain.
- Dimensions de terrain.
- Coût de projet.

4-3- Reconnaissance géologique :

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs.

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides sous l'eau, anciens traitements, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants:

- dépouillement d'archives, de dossiers d'études d'ouvrages; enquête auprès des gestionnaires d'ouvrages et des riverains limitrophes à la zone de glissement ou touchés.
- levés topographiques morphologiques et géologiques du terrain: affleurements, indices de mouvements, zones humides.
- photo-interprétation (à plusieurs dates, si possible): géologie, géomorphologie… etc.
- géophysique, fournissant par exemple la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction notamment).
- sondages destructifs ou carottés, diagraphies.

4-4- Reconnaissance géophysique :

Les méthodes de reconnaissance géophysique permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques :

- La prospection sismique.
- La prospection électrique.
- La diagraphie géophysique.

Les données obtenues par ces méthodes révèlent les propriétés élastiques et électriques et la structure souterraine physique de la roche de fond. Cependant, la structure souterraine ne correspond pas toujours aux résultats des essais de sondage. Par conséquent, il est important de combiner les résultats aux données obtenues à partir des essais de sondage ou autres méthodes afin d'obtenir une évaluation globale.

4-5- Reconnaissance géotechnique :

4-5-1Les essais in situ :

Les essais des sols in situ sont des essais de chargement qui ont pour but de déterminer sur place la courbe des déformations en fonctions des charges. Ils tendent à reproduire, autant que faire se peut, les conditions de travail réelles du sol sous une fondation superficielle.

4-5-1-1 Sondages :

Les sondages représentent la partie la plus coûteuse d'une opération de reconnaissance. Il convient donc d'en prévoir le mode d'exécution, le nombre et l'implantation de la façon la plus judicieuse, et d'en faire une exploitation maximale, l'objectif étant de mettre en évidence les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques d'un site par l'élaboration de cartes et profils, et par l'expression chiffrée de ces caractéristiques à l'aide d'essais appropriés.

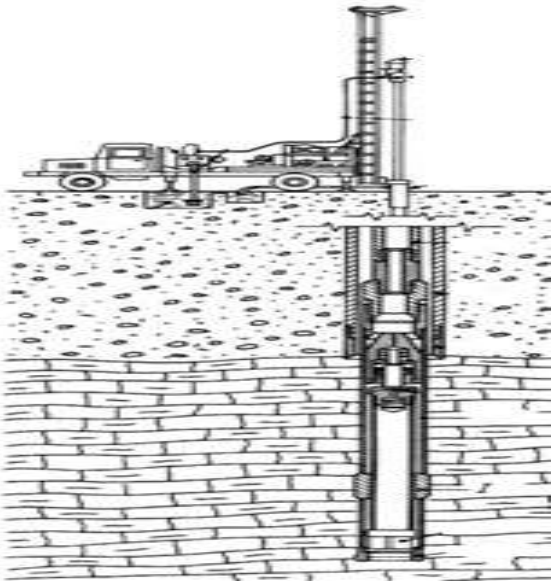


Figure 4-1 : exemple schématique d'un sondage carotté.

Pour chaque sondage, on établit une fiche « feuille de sondage ». Dans cette fiche ont consignées toutes les données: identification de la campagne, type de machine, outils utilisés, diamètres des tubages, vitesses D'avancement, venues ou pertes d'eau, pourcentage de récupération, description des terrains rencontrés autant que le mode de foration le permet, équipement du sondage (cotes du/ou des piézomètres, tensiomètre), diagraphie éventuelle.

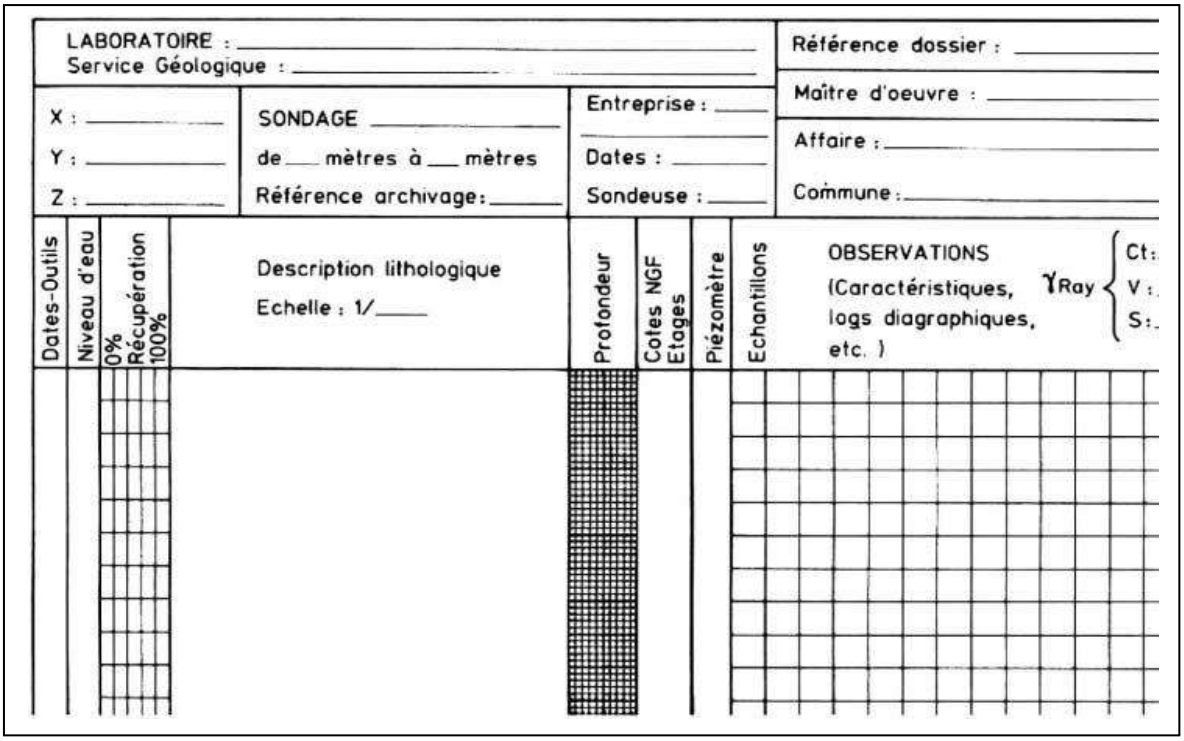


Figure4-2 : Modele d'une feuille de sondage.

4-5-1-2 Pénétromètres dynamiques (PDL) :

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges.

L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante. La pointe débordant par rapport au train de tiges, il se crée un espace annulaire entre ce train de tiges et le sol.

Un sondage au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer l'appareil dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée, en général limitée par la capacité de pénétration de l'appareil lui-même.

L'opérateur relève le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de profondeur fixé, en général 10 cm. On peut ensuite tracer le profil de résistance du sol correspondant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe.

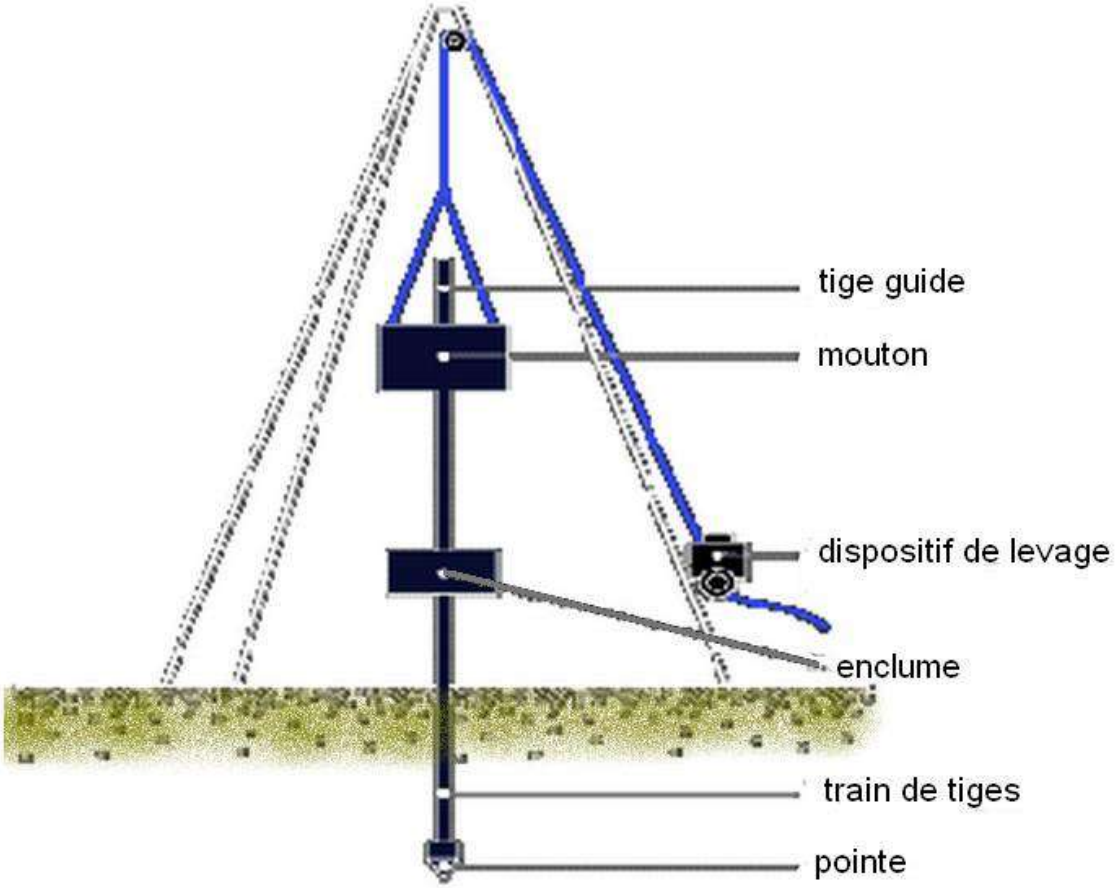


Figure 4-3 : Essai de pénétromètre dynamique.

Il existe deux modes de représentation d'un profil de pénétration dynamique :

- soit on trace en fonction de la profondeur le nombre de coups N_d nécessaire pour obtenir un enfoncement donné, en général 10 cm.
- soit on trace (figure 4-4) en fonction de la profondeur la résistance de pointe dynamique q_d calculée à l'aide d'une formule de battage de pieux, (c'est le modèle retenu pour l'étude) en général la formule des Hollandais, qui s'écrit :

Où :

M : est le poids du mouton.

M' : le poids des parties frappées (enclume Placée en tête du train de tiges et sur laquelle S'exercent les chocs, train de tiges et pointe).

$$q_d = \frac{M}{e(M+M')}\frac{MgH}{A}$$

H : la hauteur de chute du mouton.

e : l'enfoncement moyen par coup.

A : la section droite de la pointe.

g : l'accélération due à la pesanteur.

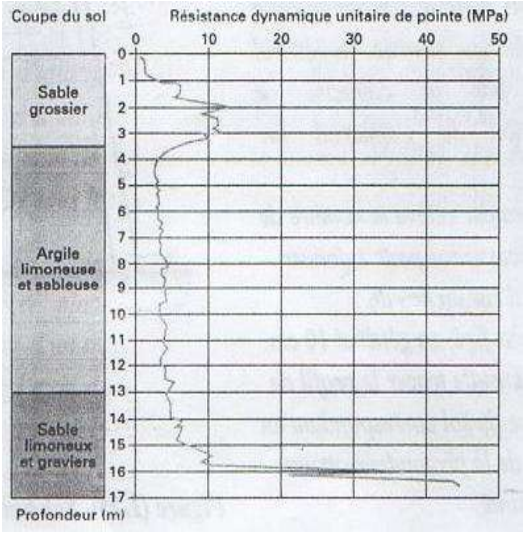


Figure 4-4 : Exemple d'une feuille de profile de Pénétration dynamique.

4-5-1-3Pénétromètre statique :

Cet appareil a été imaginé par les Hollandais en 1932 et permet de réaliser des essais de poinçonnement du sol en place, de mesurer séparément et de manière continue (tous 25 cm par exemple) la réaction du sol sous pointe (c'est-à-dire l'effort de pointe qui provoque le poinçonnement du terrain) et le frottement latéral (ou la poussée du sol sur les parois du tubage) en enregistrant l'effort total d'enfoncement de l'ensemble de l'appareil (tous les mètres par exemple).

Dans ce cas l'enfoncement lent de la tige (à une vitesse de 10 à 60 cm/min) s'effectue à l'aide d'un vérin et la conception de l'appareil permet de mesurer séparément la résistance à la pointe et le frottement latéral.

Où :

1- Tête de mesure.
2- Vérin de poussé.
3- Pression.
4- Terrain naturel.
5- Châssis.
6- Ancrage.
7- Pompes.
8- Tiges de poussé.
9- Manchon permettant la mesure du frottement latéral.
10- Pointe mobile pour la mesure de résistance du terrain.

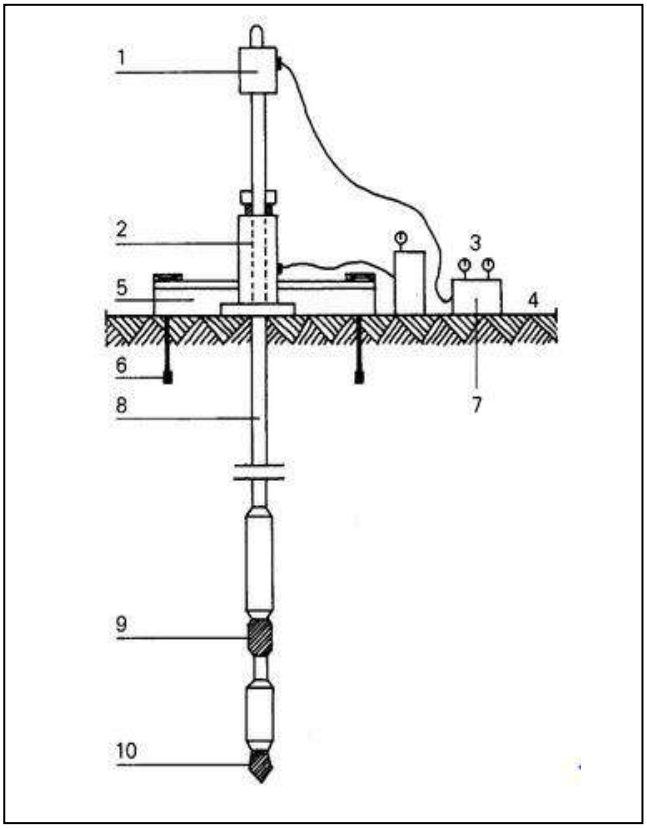


Figure 4-5 : Pénétromètre statique.

4-5-1-4Pénétration standard :

Cet essai a été établi par l'ingénieur viennois Terzaghi en 1925 et consiste à enfoncer par battage le carottier de prélèvement d'échantillons intacts utilisé à cette époque. Après avoir enfoncé ce carottier de 15 cm, on compte le nombre de coups d'un mouton de 63.5 kg (140 livres en mesures anglaise) tombant d'une hauteur de 76 cm (30 pouces), pour un enfoncement supplémentaire de 30 cm et ce chiffre caractérise le sol.

Il est certain que cette mesure est reliée à l'angle de frottement interne des sols pulvérulents, mais par suite de l'apparition des pressions interstitielles lorsque l'essai se fait dans les sols peu perméables, sa corrélation avec les caractéristiques des sols cohérents est loin d'être nette.



Photo 4-1: pénétromètre standard.

4-5-1-5 essai piezométrique :

Les piézomètres « ouverts » sont de simples tubes, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde (poids ou contacteur électrique). Il existe des systèmes plus sophistiqués utilisant un capteur de pression en bout de tube.

Ils sont aussi utilisés afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau…) dans le but d'en analyser les composants. Cela est souvent le cas après une pollution où la nappe peut être surveillée de cette façon durant plusieurs années.



Photo 4-2 : dispositifs des piézomitriques.

4-5-2 Essais au laboratoire :

Les essais des sols au laboratoire, sont des essais qui nécessitent des outils ou des conditions spéciales pour être effectuées, et alors leur exécution in situ n'est pas possible ou ne donne des résultats erronés

4-5-2-1-La teneure en eau :

C'est le poids de l'eau divisé par le poids de la matière solide sèche :

Où :

- ✓ Poids de l'eau $P_{w.}$
- ✓ Poids de la matière solide sèche $P_{s.}$

$$w = \frac{\mathrm{Pw}}{\mathrm{Ps}}$$

- **W** est généralement exprimé en % et peut dépasser 100% (théoriquement il peut varier de 0 à ∞).

La teneur en eau permet ; avec d'autres paramètres ; d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol. Elle consiste en la mesure de la perte d'eau d'un échantillon de matériau provoquée par étuvage. Les masses de l'échantillon et de l'eau évaporée sont mesurées par pesage.

La teneur en eau naturelle d'un sol est déterminée lorsque les conditions de prélèvement, de transport et de conservation de l'échantillon n'ont entraîné aucune modification de sa teneur en eau initial.

4-5-2-2-Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques permettant d'identifier un sol et à caractériser son état grâce à son indice de consistance. Ces limites ont donc pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre les états liquide, solide et plastique ; l'état d'humidité du sol étant exprimé par sa teneur en eau.

Les limites d'Atterberg sont:

- La limite de liquidité W_L qui traduit le passage entre l'état liquide et plastique.
- La limite de plasticité W_p traduisant le passage entre l'état plastique et solide.
- La limite de retrait W_r correspond au passage de l'état solide sans retrait et celle avec retrait.

Ces limites permettent de calculer l'indice de plasticité noté I_p,
($I_p = W_l – W_p$) ; ainsi que l'indice de consistance I_c.($I_C = (W_l – W) / I_P$).

- **Limite de liquidité W_l:**

Deux méthodes normalisées :

A - Méthode de cône de pénétration :

L'essai consiste à mesurer, après un temps fixé, l'enfoncement d'un cône, sous son propre poids, dans un échantillon de sol remanié.

B - Méthode à la coupelle de Casagrande :

Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque la coupelle et son contenu sont soumis à des chocs répétés.



Photo 4-3 : La coupelle de Casagrande.

- Limite de plasticité W_p :

Recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionné manuellement, se fissure.



Photo 4-4: Confection des rouleaux pour la limite de plasticité

- Limite de retrait Wr :

L'essai consiste à déterminer la perte de volume d'une prise d'essai entre son état saturé et son état sec qui est par convention égale au volume d'eau perdue jusqu'à la limite de retrait.



Photo 4-5 : Appareillage pour la limite de retrait (les capsules après dessiccation à gauche ; la plaque avec pointes à droite).

4-5-2-3-Analyse granulométrique :

L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions ; comme elle permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon.

a) - Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80µm ***:***

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le

classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Elle s'effectue :



Photo 4-6 : Tamis à mailles carrées normalisées.

b) - Par sédimentométrie pour les grains plus fins :

L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau. La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

4-5-3Les essais mécaniques :

4-5-3-1-L'essai œnométrique :

C'est un essai permettant d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps, il s'applique sur les matériaux fins et sols fins quasi saturés.

Cet essai à pour but de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires :

- Au calcule des tassements du sol en place sous le poids d'une charge verticale donnée.

- Au suivi de l'évolution dans le temps, de ces même tassement.

Et pour principe : L'essai est réalisé sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide, l'odomètre, où il subira par un dispositif un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.



Photo 4-7 : Dispositifs oedométrique.

4-5-3-2-L'essai de cisaillement :

L'essai de cisaillement direct permet à la détermination des paramètres de résistance du sol : L'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (**C**).

La particularité de l'essai est que la surface de rupture est imposée.

La boite de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lesquels on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé. L'échantillon a généralement la forme d'une plaquette carrée (10cm de coté et 3cm de hauteur dans l'un des modèles couramment utilisées). Il est placé entre deux demi-boites, mobiles l'une par rapport à l'autre et sans contact (elles sont séparées par l'échantillon). On applique par l'intermédiaire de la demi-boite supérieure un effort de compression N et un

effort horizontal de traction T. Le matériau se rompt alors, pour une certaine valeur de T, suivant le plan de séparation des deux demi boites qui coïncide sensiblement avec le plan horizontal de symétrie de l'échantillon.

La reconnaissance de N et T permet la détermination d'un point de la courbe intrinsèque. On répétant plusieurs fois l'expérience, on peut aussi tracer point par point la droite de Coulomb (courbe intrinsèque)



Photo 4-8 : Echantillons en phase de saturation



Photo 4-9 : Dispositif de l'essai de cisaillement.

4-5-3-3- L'essai triaxial :

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme la contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture, au moment de la rupture. Elle s'exprime en fonction des paramètres C (cohésion) et θ (angle de frottement) de la contrainte normale σ à la surface de rupture :

$$\tau = C + \tan \theta$$

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol à un champ de contraintes uniformes, qui a pour composantes :

- Une pression hydrostatique.
- Une contrainte axiale au déviateur.

Avec trois éprouvettes identiques, pour des pressions hydrostatiques différentes, on trace les cercles de Mohr correspondants, leurs enveloppe une droite, dite droite intrinsèque.

On distingue trois types d'essais :

- Les essais drainés qui sont réalisés suffisamment lentement pour que la pression interstitielle soit toujours nulle.
- Les essais non drainés : l'eau ne peut s'échapper de l'échantillon et l'essai est assez rapide, mais on note l'apparition de fortes surpressions ou dépressions.
- Les essais non drainés après consolidation: il s'agit d'une variante des essais précédents.



Photo 4-10 : L'essai triaxial.

Chapitre 5 :
La reconnaissance du site.

5-1 Introduction :

Pour tout ouvrage et problèmes posés en génie civil, une reconnaissance des sols, préalable à la conception du problème et à la construction, est recommandée dont les résultats doivent être pris en compte.

Suite aux désordres dus au glissement de terrain, survenus à la RN 01, au niveau du PK 96+000, Ben Chicaô, la D.T.P. de Médéa a fait, l'étude et l'expertise de ce glissement de terrain.

Le présent rapport d'avant projet sommaire (A.P.S.), contient les paragraphes suivants :

- Etudes et expertises antérieures.
- Diagnostique de l'état des lieux du projet.
- Campagne géotechnique réalisée.
- Différentes solutions et analyse critique de chacune d'elles.
- Solution à adopter pour le projet.
- Conclusion.

5-2 Diagnostique du glissement de terrain :

Le site du glissement de terrain se situ à Ben Chicaô, sur la RN 01 au PK 96+000, et dont les coordonnées géographiques sont les suivantes :

- Altitude : 1115m ;
- Latitude : 36° 13' 14.04'' N
- Longitude : 02° 52' 43.66'' E

5-2-1 Etendu du glissement :

Le glissement objet de la présente étude s'étale sur une longueur de 160 m suivant le sens de l'axe de la route. La largeur du glissement commence de l'accotement au dessus de la route en allant vers Médéa, jusqu'à plus de 30 m au dessous de la route dans le sens de la pente.

5-2-2 Signes du glissement :

Un glissement de terrain peut être identifié par des signes visuels : fissures, inclinaison des arbres et des ouvrages de soutènement, …etc. Pour le site étudié, le glissement de terrain est identifié particulièrement par l'apparition de fissures sur la chaussée dans les sens longitudinal et transversal de la route (voir photos 5-1 ; 5-2 ; 5-3).



Photo 5-1 : Apparition de fissures dans la chassée



Photo 5-2 :Fissures dans le sens transversal de la chaussée



Photo 5-3 : Fissures parallèles à l'axe de la chaussée.

5-2-3 Facteurs favorisant le glissement

Les glissements de terrain constituent des phénomènes naturels. Leur manifestation résulte généralement de la combinaison de facteurs aggravant ou déclencheurs, notamment la présence d'érosion, l'inclinaison de la pente, les propriétés géologiques et géotechniques des sols, les conditions d'eau souterraine, etc. Les glissements surviennent majoritairement au printemps et à l'automne, lorsque la pression d'eau est critique pour la stabilité des talus. Leur distribution dans le temps est irrégulière et leur fréquence peut être augmentée par des évènements météorologiques extrêmes.

En outre, une bonne proportion des glissements de terrain est liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles à ce phénomène. Nous citons toujours l'exemple, dans le département du Québec au Canada, où le ministère des transports a démontré que plus de 40% des glissements de terrain survenus au cours de dernières décennies sont liées à l'intervention humaine.

Les principaux facteurs favorisant le glissement de terrain du PK 96+000 sont les suivants :

a. Nature du sol

La campagne géotechnique réalisée au site étudié a permis de déduire que le sol est constitué principalement d'argile schisteuse jusqu'à une profondeur variable entre quatre (4,0) et six mètres cinquante (6,50 m) suivie d'une couche d'argile alluvionnaire.

b. Morphologie du terrain

Le site en question est caractérisé par un relief accidenté, de pente moyenne égale à 16%. Les deux tracés routiers (l'ancien et l'actuel) sont situés au milieu de la pente ce qui a conduit à la déstabilisation du talus qui était initialement stable.

c. Présence d'eau

Le site en question est caractérisé par la présence d'eau en abondance sous forme superficielle notamment dans les saisons pluviales, ou profondes localisés dans des nappes aquifères. Cette présence d'eau en grandes quantités est remarquable dans les ouvrages busés conçus et aussi par la présence de puits en aval du site (voir photos 5-4 ; 5-5).



Photo 5-4 :Eau collectée dans les ouvrages busés.



Photo 5-5 : Puits situé en aval du site.

d. Surcharges dues au trafic routier

Le site en question se situ dans une route nationale caractérisée par un trafic élevé. Ce trafic, a ramené des charges supplémentaires qui ont contribué à la déstabilisation et aux déformations du sol.

e. Région caractérisée par l'apparition des glissements

En plus du glissement apparu dans le tronçon routier en question, d'autres glissements ont été remarqués de part et d'autre de la route (voir photos 5-7 ; 5-8).



Photo 5-6 : Glissement au dessous de la route.



Photo 5-7 Glissement au dessus de la route.

5-3 Solutions de soutènement réalisé :

Les ouvrages de soutènement réalisés au site étudié se composent d'un gabionnage du côté amont du site (voir photo 5-9), s'étalant sur une longueur de plus de 150 m, et de hauteur d'environ 1,20m. Le côté aval du site, qui est affecté, de plus ; par les poussées des terres et les surcharges du trafic, est dépourvu de tout ouvrage de soutènement, ce qui a sûrement accentué le glissement de terrain (photo 5-10).



Photo 5-8 : Soutènement réalisé dans le côté amont du site.



Photo 5-9 : Absence de soutènement du coté aval du site.

5-4 Constatations et commentaires sur les solutions Réalisées :

Lors de notre étude au site, nous avons remarqué que la cause principale du glissement est l'absence totale des ouvrages de soutènement du côté aval du site, ce qui nécessite donc le renforcement de ce côté par un ouvrage de soutènement adéquat pour pouvoir supporter les charges horizontales dues au poids des terres et du trafic routier.

5-5 Compagnes Géotechniques Réalisées :

Le nombre et la profondeur des investigations in-situ sont arrêtés d'une façon optimale et dépendent essentiellement de l'étendue de la zone de glissement, des natures et consistances des couches et des conditions particulières du site.

5-5-1 Consistance de la campagne :

La campagne géotechnique réalisée contient :

- dix (10) essais au pénétromètre dynamique lourd ;
- Deux (02) sondages carottés ;
- Deux (02) piézomètres ;
- Une série d'essais de laboratoire.

L'implantation de ces essais in-situ réalisés est donnée sur la figure (5-1) ci-dessous.

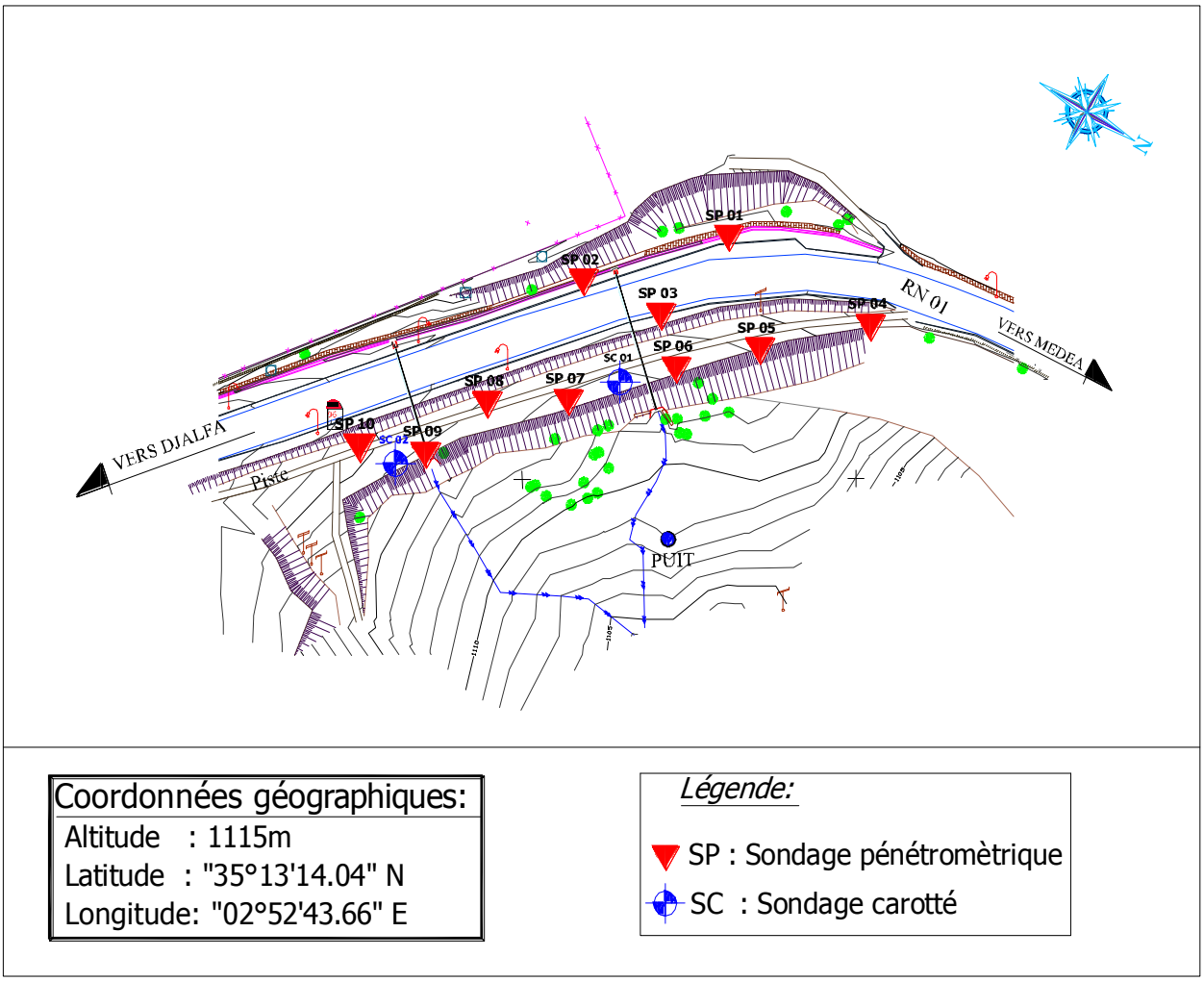


Figure 5-1 : Implantation des essais in-situ réalisés.

5-5-2 Interprétation des résultats des essais :

a.Pénétromètre dynamique lourd (PDL)

La campagne des dix (10) sondages au pénétromètre dynamique lourd, réalisés au pénétromètre dynamique lourd, a permis de localiser deux (02) zones différentes sur le plan "résistance en pointe", et qui sont définies ci-dessus sur la figure (5-2).

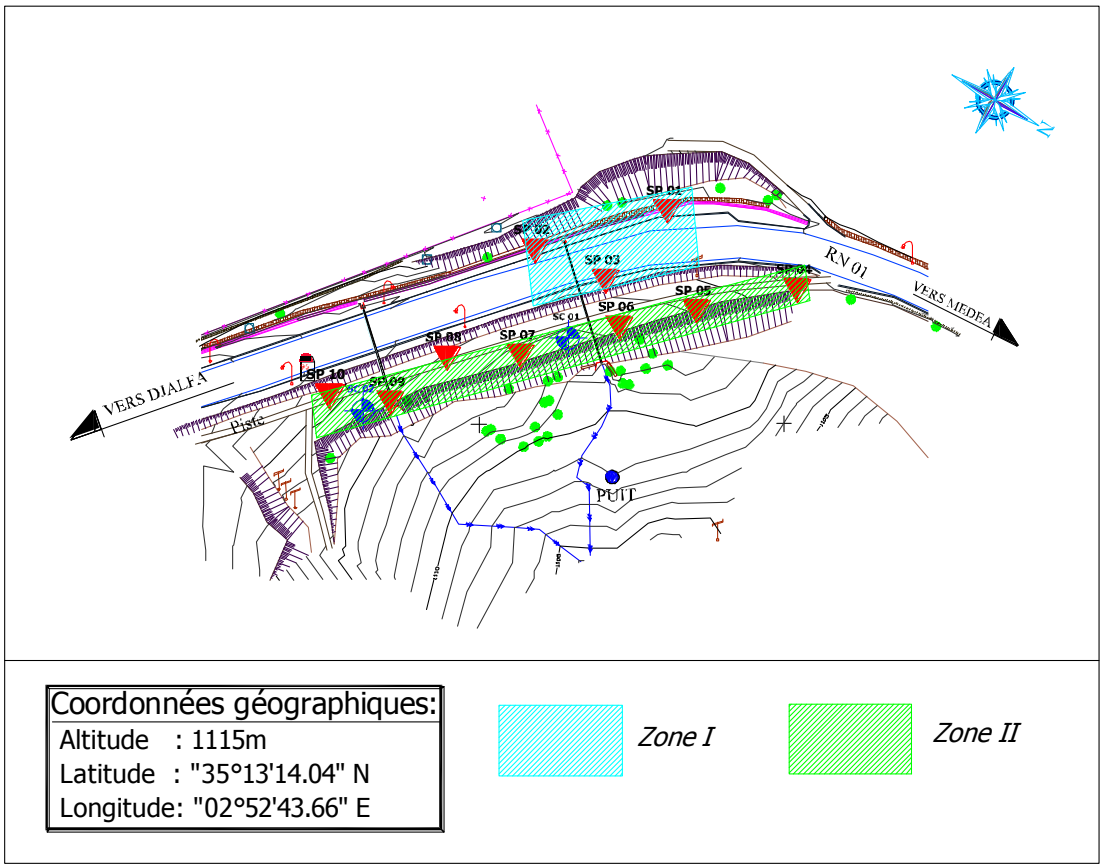


Figure 5-2 : Carte de zonage de la résistance en pointe

a.1) Zone I : au-dessus de la route :

Les diagrammes pénétromètriques des trois (03) sondages réalisés dans l'amont du site, tracés sur la figure (5-3), montrent que :

1- Une certaine homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée;

2- Une forte résistance en pointe est enregistrée superficiellement, puis elle diminue graduellement jusqu'à trois (3,00) mètres de profondeur, où elle atteint les vingt (20,0) bars ;

3- A partir de trois (3,0) mètres, une résistance en pointe relativement uniforme avec la profondeur et ce jusqu'à huit mètres cinquante (8,50 m) ;

4- Des refus sont enregistrés pour les trois sondages à différentes profondeurs.

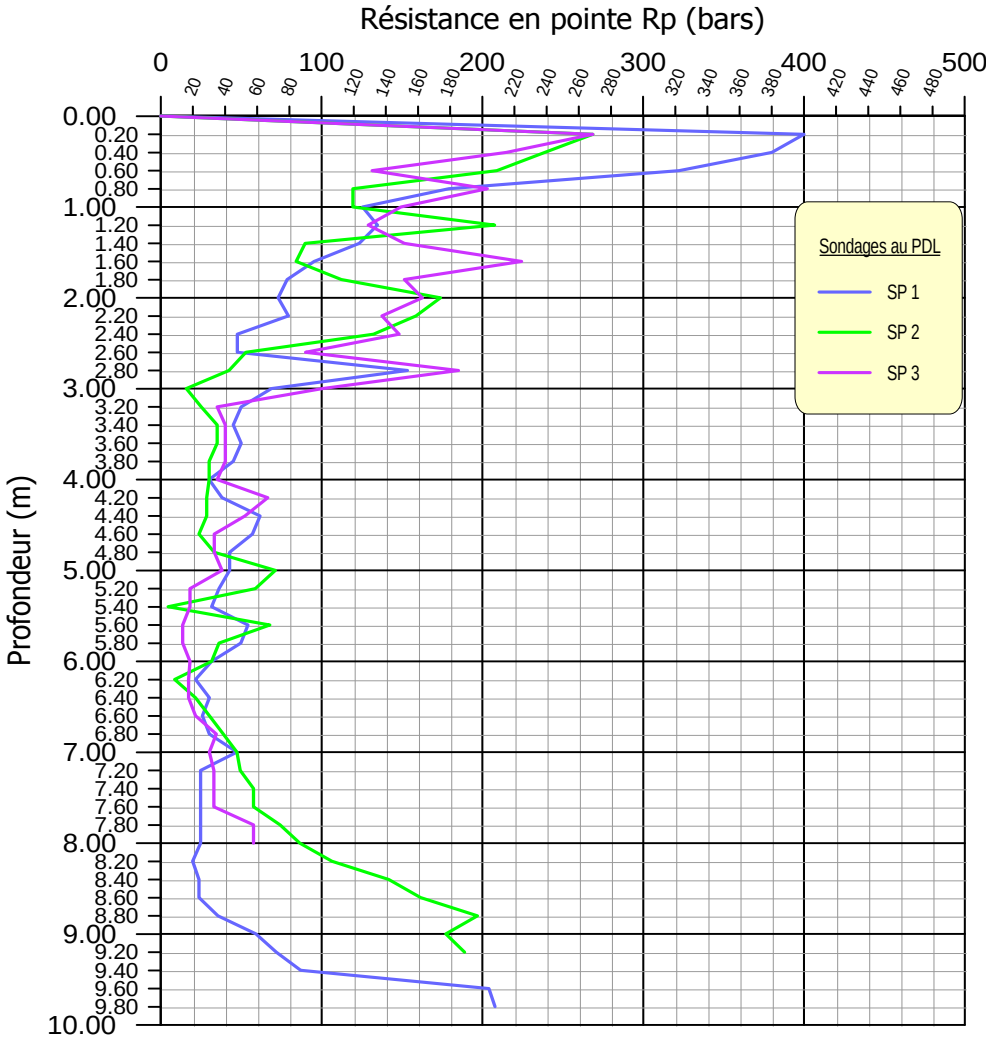


Figure 5-3 : Pénétrogrammes des trois (03) sondages réalisés dans zone I au site :"Glissement de terrain sur la RN 01/ PK 96+000, Ben Chicaô".

a.2) Zone II : au-dessous de la route :

Les diagrammes pénétromètriques des sept (07) sondages réalisés dans l'aval du site, tracés sur la figure (5-4), montrent que :

1- Une certaine homogénéité du sol sur le plan résistance est constatée;

2- Une résistance en pointe Rp uniforme et faible est enregistrée à partir d'un (1,00) mètre de profondeur; elle oscille autour de vingt (20) bars jusqu'à sept (7,0) mètres;

3- A l'exception des sondages SP 5, SP 6, et SP 10 qui n'ont pas manifesté des refus, les autres essais ont manifesté des refus; le plus profond est atteint à neuf mètres soixante (9,60m).

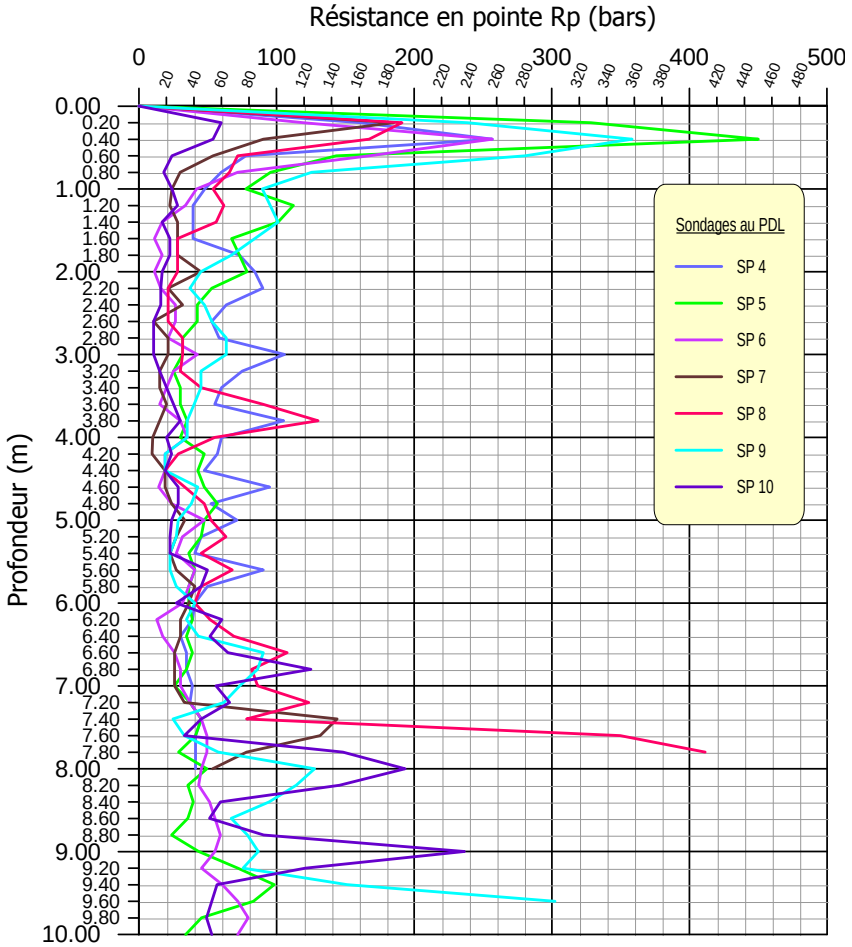


Figure 5-4 : Pénétrogrammes des sept (07) sondages réalisés dans la zone II au site :"Glissement de terrain sur la RN 01/ PK 96+000, Ben Chicaô ".

b-Essais de sondages carottés :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés sur le site. L'implantation de ces sondages est illustrée sur la figure (5-1). Les coupes lithologiques des deux sondages sont présentées ci-après.

c-Levés piézométriques :

Afin de suivre l'évolution du niveau d'eau de nappe en fonction du temps, deux (02) piézomètres ont été placés dans les forages des sondages réalisés. Cependant, nous n'avons pas pu suivre la fluctuation du niveau piézométrique

Projet **: "Glissement de terrain sur la RN 01/ PK 96+000, Ben Chicaô"**

Figure (5-5) : **Coupe lithologique du sondage carotté SC 01**

Date : **Août 2010**

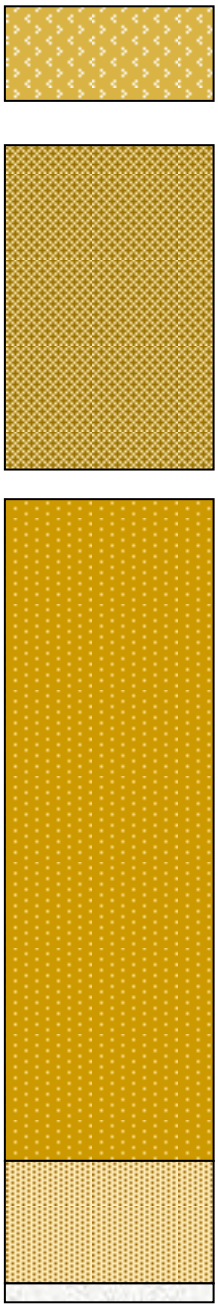
Prof.		***Litho.***	***Description***	***Niv. eau***
0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 8.00 9.00 10.00 11.00 12.00 13.00 14.00 15.00 16.00 17.00 18.00 19.00			**Remblai.** **Argile schisteuse de couleur marron.** **Argile graveleuse de couleur marron.** **Argile limoneuse avec des passages sableux.** **Argile noirâtre**	

Figure 5-5 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 01

Projet **: "Glissement de terrain sur la RN 01/ PK 96+000, Ben Chicaô"**

Figure (5-6) : **Coupe lithologique du sondage carotté SC 02**

Date : **Août 2010**

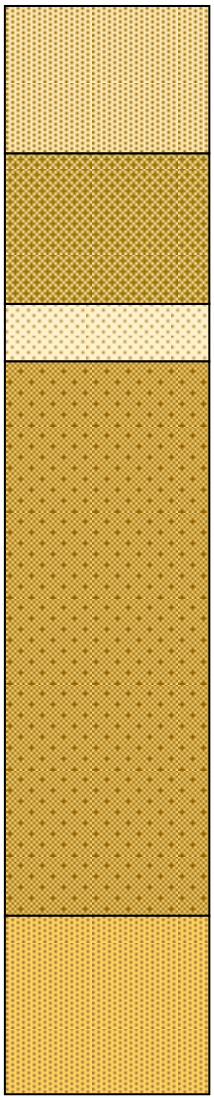
Prof.		***Litho.***	***Description***	***Niv. Eau***
0.00 1.00 2.00 3.00 4.00 5.00 6.00 7.00 8.00 9.00 10.00 11.00			**Argile limoneuse peu graveleuse de couleur beige.** **Argile schisteuse.** **Schiste.** **Argile alluvionnaire de couleur beige à marron.** **Argile de couleur rougeâtre.**	

Figure 5-6 : Coupe lithologique du sondage carotté SC 02

5-6 expose sommaire des solutions proposées et analyse critique :

Les solutions, proposées sommairement dans ce rapport, concernent deux volets :

5-6-1- 1er volet "Soutènement " :

Les solutions de soutènement envisageables sont les suivantes :

a- Soutènement par rideaux de palplanches :

Cette solution, déjà réalisée dans d'autres sites (ex. glissement de terrain au PK 82+700 de la RN 01), a montré ses limites. En effet, en exécutant les rideaux par battage, on rencontre souvent le problème de refus dû soit à la limitation de l'outil de battage soit à l'existence d'un substratum très dur. En plus, le sol présentant une mauvaise résistance pénétromètrique, risque de donner une faible butée. Un autre inconvénient qui peut être rajouté à cette solution est le coût élevé de cette technique.

b- Renforcement du sol par géosynthétiques :

Représente plusieurs La technique de traitement de glissement de terrain par géosynthétique avantages : grande souplesse des massifs renforcés par géosynthétique et l'utilisation de matériaux locaux avec un coût relativement faible par rapport aux autres solutions. Cette solution est adéquate pour la simple raison que la souplesse de cette ouvrage reste un atout pour le sol d'assise, et la géosynthétique qui sera mise en place fera augmenter les caractéristique géotechnique du remblai, en le combinant avec une protection des surchargement hydrologique.

c- Soutènement par gabionnage :

La solution de soutènement par gabionnage est souvent utilisée pour stabiliser des glissements de faible envergure vu sa rapidité d'exécution et son faible coût. Cette solution est déconseillée pour le présent glissement à cause de la profondeur importante du sol d'assise, par la réalisation d'un système de drainage adéquat.

5-6-2 2ème volet "drainage des eaux" :

Comme pour la plupart des glissements de terrain, l'eau est un facteur déclencheur de ce type de rupture de sol. L'eau est présente dans le site en question avec des quantités importantes. Ce la nous amène à penser à réaliser un système de drainage adéquat. Pour les eaux de surface, la réalisation des fossés bétonnés bien canalisés sur les deux accotements de la chaussée est nécessaire. Les eaux souterraines, venant du versant seront drainées par la mise en place d'une tranchée drainante sur une profondeur de trois (03m) mètres et une longueur d'environ 245 mètres, qui déversera dans les puisards existants dont la cote radier est respectivement, du Nord vers le Sud, de trois mètres et demi (3.5m) et de deux mètres (02m).

5-7 Expose de la solution à adopter :

Nous donnons dans ce paragraphe sommairement la solution à adopter, qui sera détaillée dans la phase A.P.D. où les notes de calcul seront exposées et les dimensions des éléments des ouvrages seront bien déterminées.

5-7-1- Drainage des eaux :

Comme il a été signalé supra, les eaux qui se trouvent au site doivent être convenablement évacué. Les mesures à prendre pour atteindre cet objectif sont les suivantes :

- Pour les eaux superficielles de ruissellement, nous suggérons de garder le fossé bétonné amont et renforcer le coté aval par la mise en place de descente d'eaux pour empêcher l'érosion du remblai.
- Les accotements doivent être étanches pour empêcher l'infiltration des eaux en profondeur.
- Pour collecter les eaux profondes, nous recommandons la réalisation d'une tranchée drainante d'une profondeur suffisante pour empêcher le surchargement hydrologique du remblai, et pour cela, nous proposons une profondeur de trois mètres (3m) sur une longueur d'environ deux cent quarante (245) séparés par des puisards existant où se déverseront les eaux drainées.

5-7-2- Stabilisation par nappes en géotextiles:

Cette solution semble la plus appropriée pour ce site et à ces conditions. Les nappes permettront de reprendre les poussées horizontales issues des charges exercées par le sol et celles du trafic routier. Ces nappes réalisées sur le côté aval du site, doivent avoir les caractéristiques suivantes :

- Espacement : un (01) mètre.
- Emplacement : la base du renforcement sera positionnée au même niveau que la piste qui longe le coté aval de la route ;
- Longueur : Cent trente (130) mètres ; ce qui couvrira toute la zone glissante ;
- Largeur: Neuf (09m) mètres ;
- Hauteur : Un (02m) mètres.

A noter qu'il est nécessaire d'enlever tout le remblai compris entre la route et la piste et le remplacer avec un remblai sélectionné, après la mise en place des nappes en géogrilles. Ces deux nappes feront l'objet d'un recouvrement par une ligne de gabion d'un (01) mètre de largeur et deux (02)

mètres de hauteur afin d'assurer la protection des géogrilles contre toute érosion climatique ou dégradations d'origine humaines.

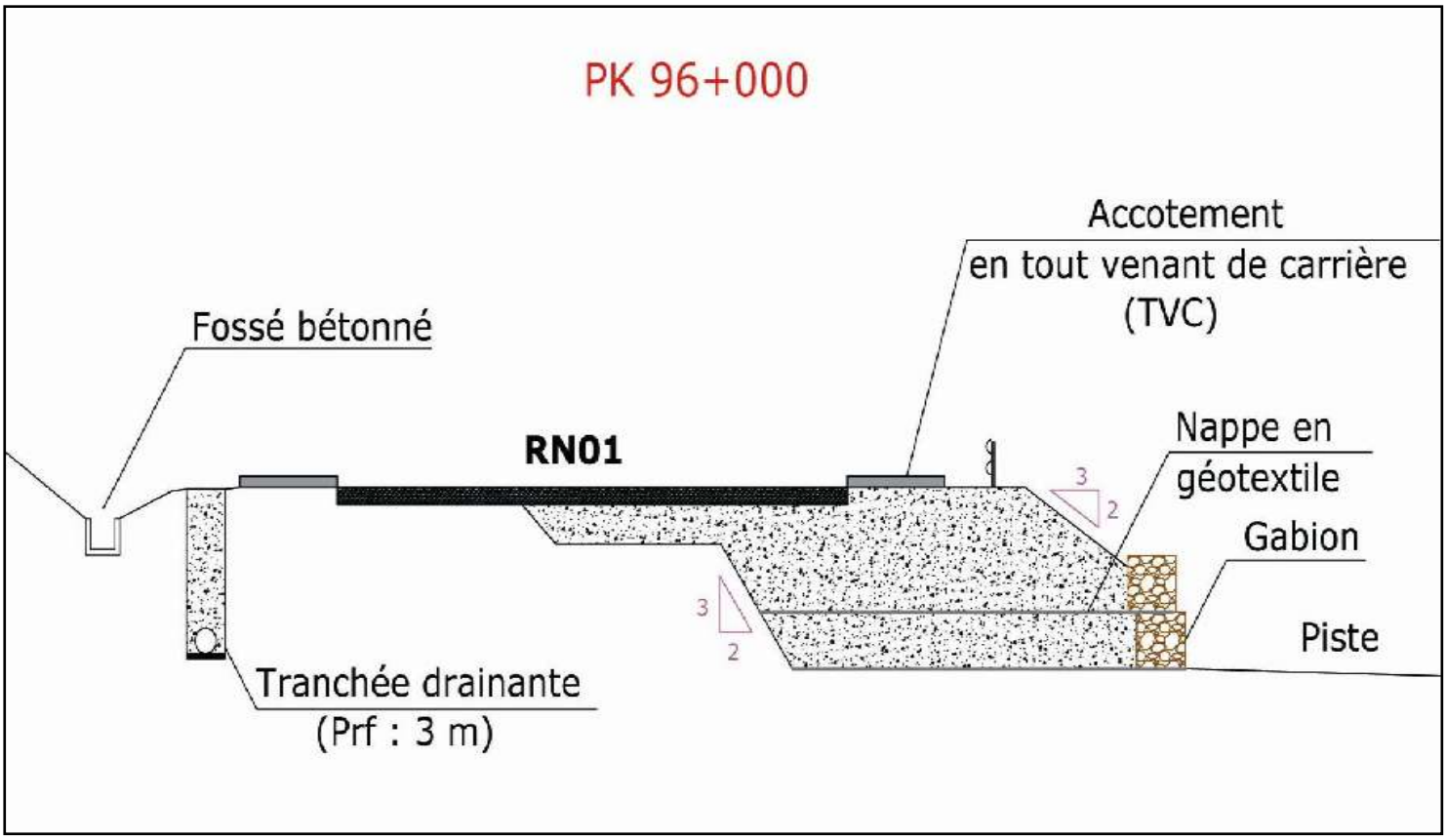


Figure 5-7 Position et dimensions des murs en gabions proposés.

5-8. Conclusion :

Dans ce rapport "Glissement de terrain au PK 96+000 sur RN01, Ben Chicaô", nous avons cerné les raisons essentielles ayant conduit au glissement et affaissement de terrain du site et nous avons sommairement proposé deux volets pour la solution : le premier relatif au "drainage des eaux" et le second relatif à "l'ouvrage de soutènement".

Chapitre 6:
Calculs et Vérifications

6-1-Introduction :

La vérification de la stabilité au glissement circulaire a été réalisé par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « plaxis ». Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant le profil passant par l'axe du glissement probable, ainsi que la nature et les propriétés mécaniques et physique des sols en places. La surface de glissement la plus critique a été obtenue en déterminant la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables.

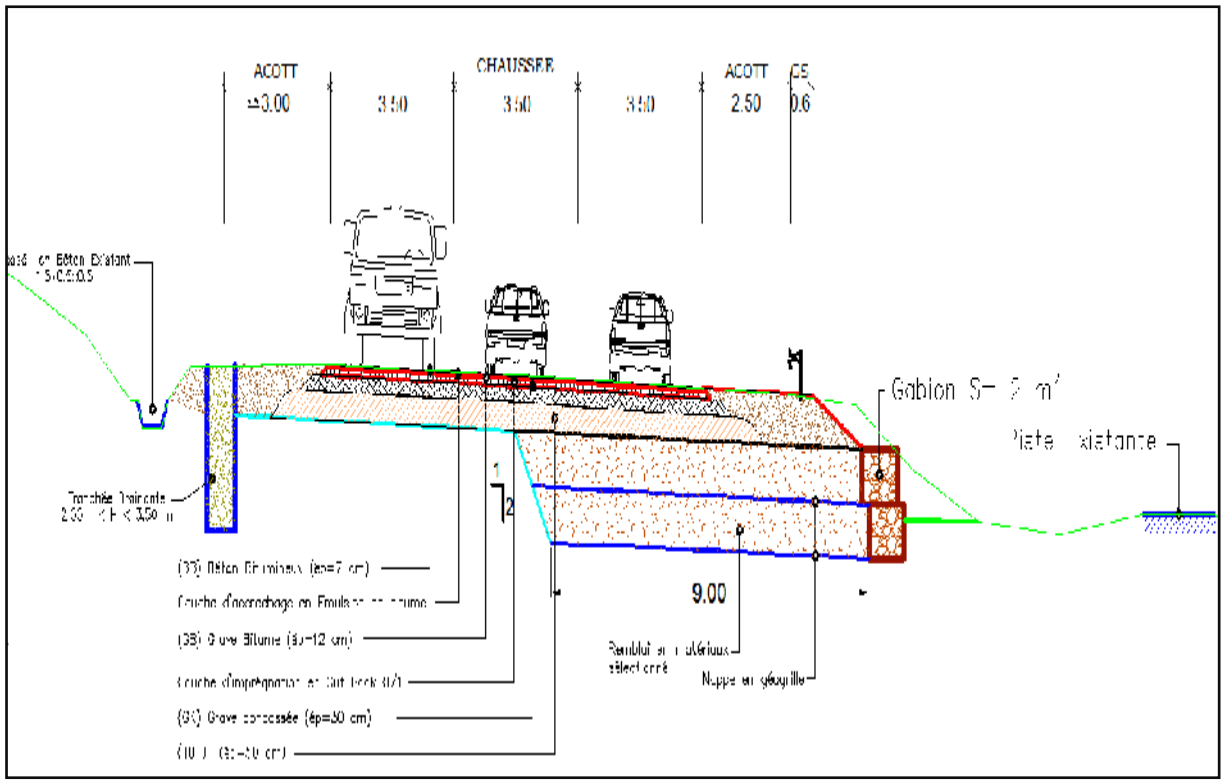


Figure 6-1 : avant métré détaille

6-2 Hypothèses de Calcul de Stabilité au Glissement Circulaire:

Parmi les profils extraits le long de la zone du glissement, on a choisi le profil le plus critique pour vérifier sa stabilité. La coupe lithologique du profil traité avec le logiciel de calcul est effectuée sur la base des sondages carottés et les essais pénétromètriques (PDL) exécutés pendant l'étude géotechnique.

Le sol a été considéré dans sont état à court terme (en contraintes totales) ; avec un niveau de nappe à trois (03) mètre de profondeur.

Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont extraites des essais de laboratoire et qui sont les suivants :

a- Remblai :

- Cohésion : C = 05 kPa
- Angle de frottement : φ = 20°
- Densité : γ = 18 kN/m^3

b- Argile schisteuse:

- Cohésion : C = 55 kPa
- Angle de frottement : φ = 8°
- Densité : γ = 20 kN/m^3

c- Argile graveleuse :

- Cohésion : C = 100 kPa
- Angle de frottement : φ = 12°
- Densité : γ = 20 kN/m^3

d- Argile limoneuse :

- Cohésion : C = 190 kPa
- Angle de frottement : φ = 19°
- Densité : γ = 21.4 kN/m^3

6-3 Charges et Surcharges :

- On a considéré une surcharge roulante de 20 Kpa, pour simuler le trafic routier.

A fin de vérifier la stabilité de ce glissement de terrain on passe par de deux étapes :

- Etude de la stabilité à l'état initial.
- Etude de la stabilité avec confortement.

6-3-1 Etude de la stabilité à l'état initiale :

- Pour la modélisation de notre profile il faut suivre des points qui ce résume dans le tableau suivant :

	X	Y
1	00	28.44
2	1.85	27.23
3	1.85	26.65
4	2.35	26.65
5	2.35	27.15
6	3.53	27.69
7	4.92	27.74
8	18.25	27.74
9	24.47	24.59
10	36.55	23.63
11	47.68	16.93
12	69.22	15.36
13	40.13	21.48
14	69.22	12.48
15	00	21.99
16	69.22	1.98
17	00	11.49
18	69.22	0.38
19	00	9.89

Tableau 6-1 : les points.

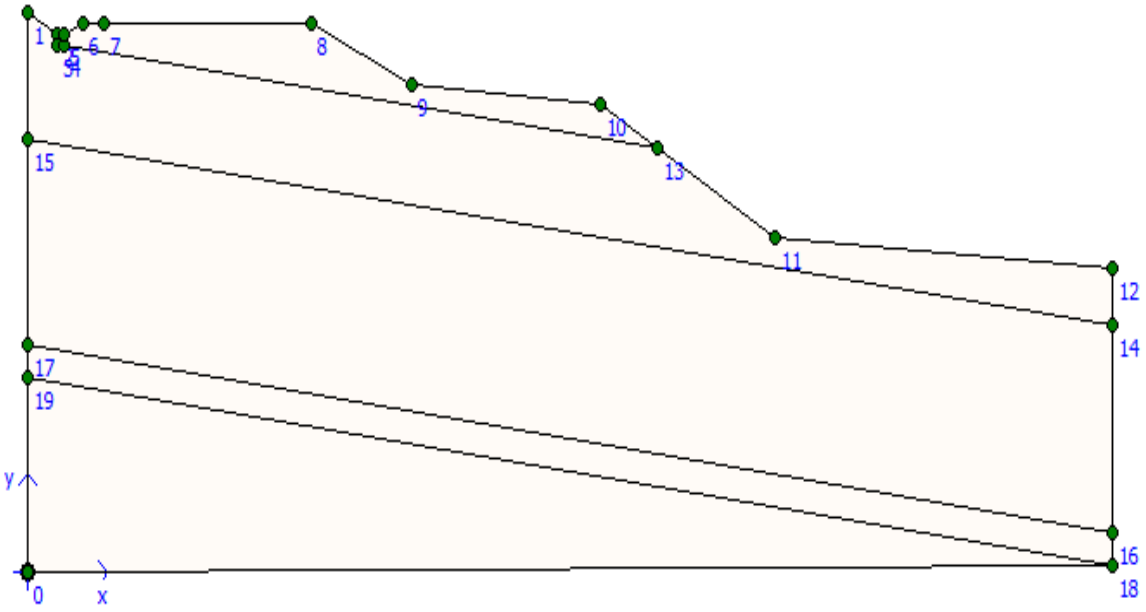


Figure 6-2 : modélisation du profil.

Pour la 2éme étape on définit les caractéristiques de chaque couche comme suit :

	Nom	ɣ	θ	c	Δc
1	Remblai	18.00	20.00	5.00	0.00
2	Argile schisteuse	20.00	8.00	25.00	0.00
3	Argile graveleuse	12.00	20.00	100.00	0.00
4	Argile limoneuse	21.40	19.00	190.00	0.00
5	Limon	21.00	19.00	200.00	0.00

Tableau 6-2 : les caractéristiques de chaque couche.

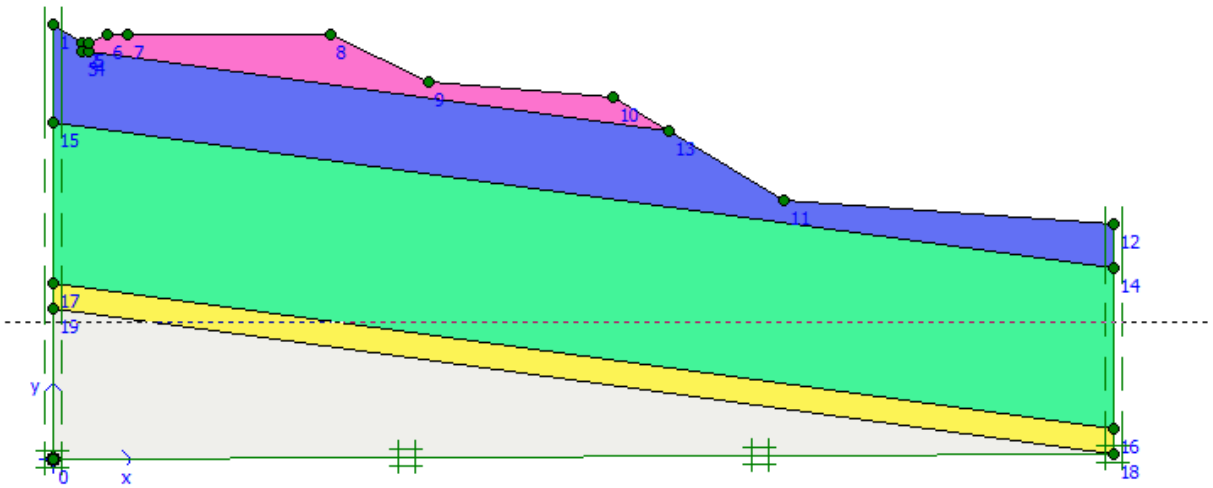


Figure 6-3 : les caractéristiques de chaque couche.

Pour la 3émé étape on détermine les surcharges reparties ainsi que le K_0 de chaque couche :

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droit	Y droit	q droit	Angle
1	Sur routière	4.92	27.74	20.00	18.25	27.74	20.00	90.00

Tableau 6-3 : les surcharges reparties.

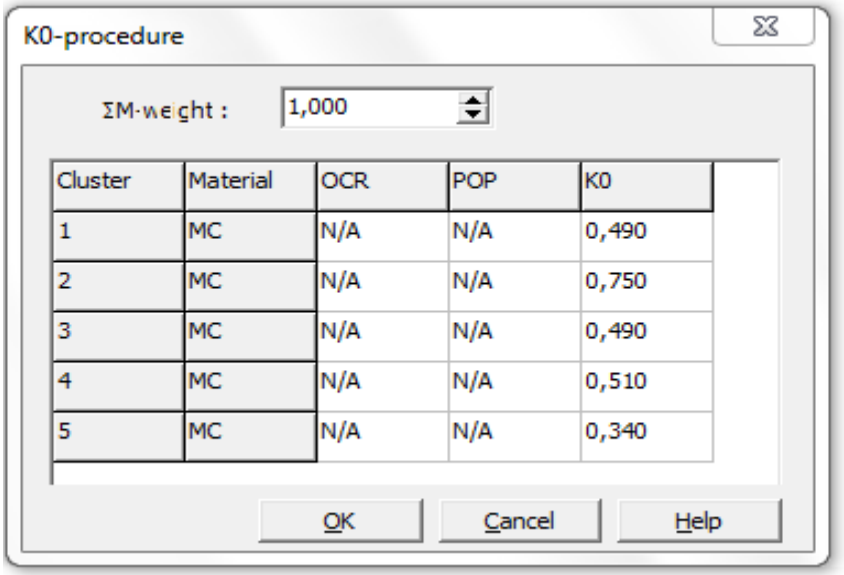


Figure 6-4 : le K_0 de chaque couche.

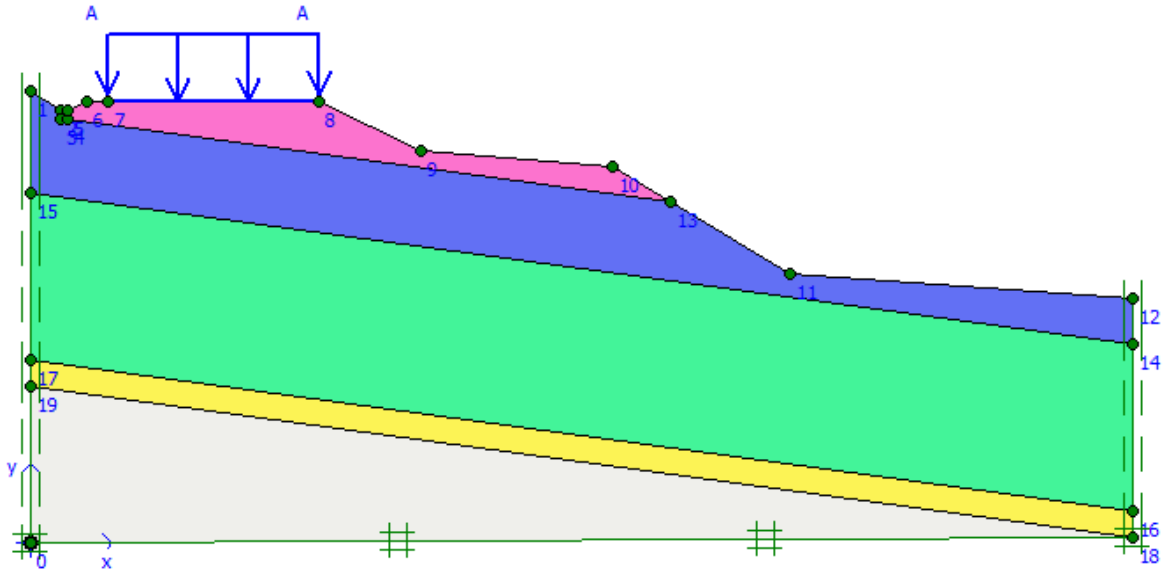


Figure 6-5 : les surcharges reparties.

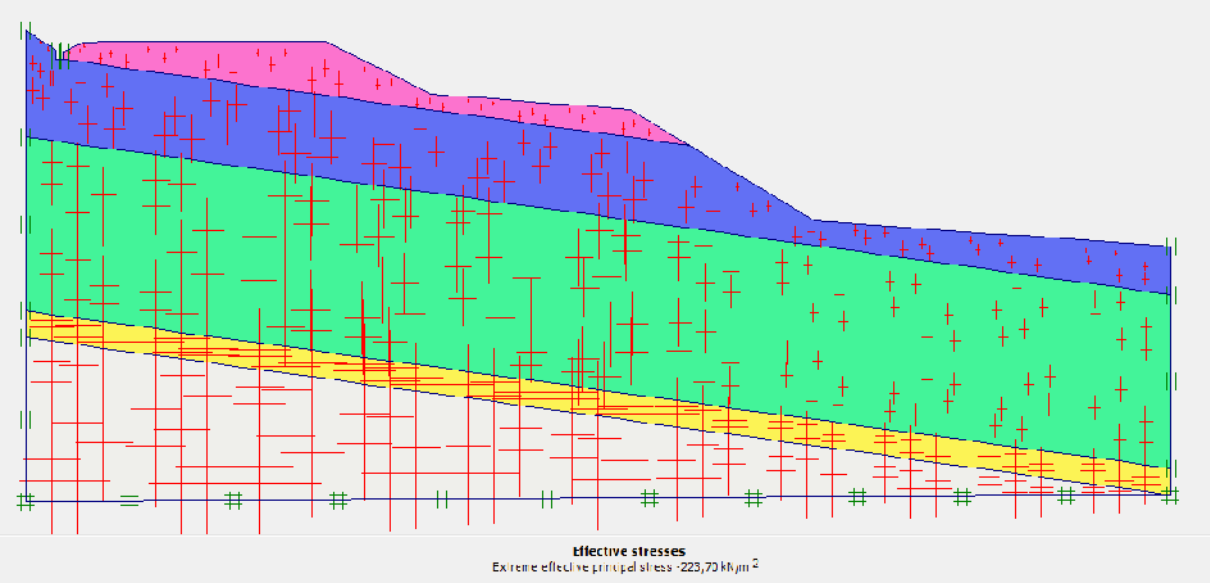


Figure 6-6 : généralisation de la surcharge.

Et pour la 4éme étape on détermine les caractéristiques de la nappe phréatique :

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	26.50	2	41.50	20.50	3	47.50	17.00	4	69.00	15.50

Tableau 6-4 : toit de la nappe phréatique.

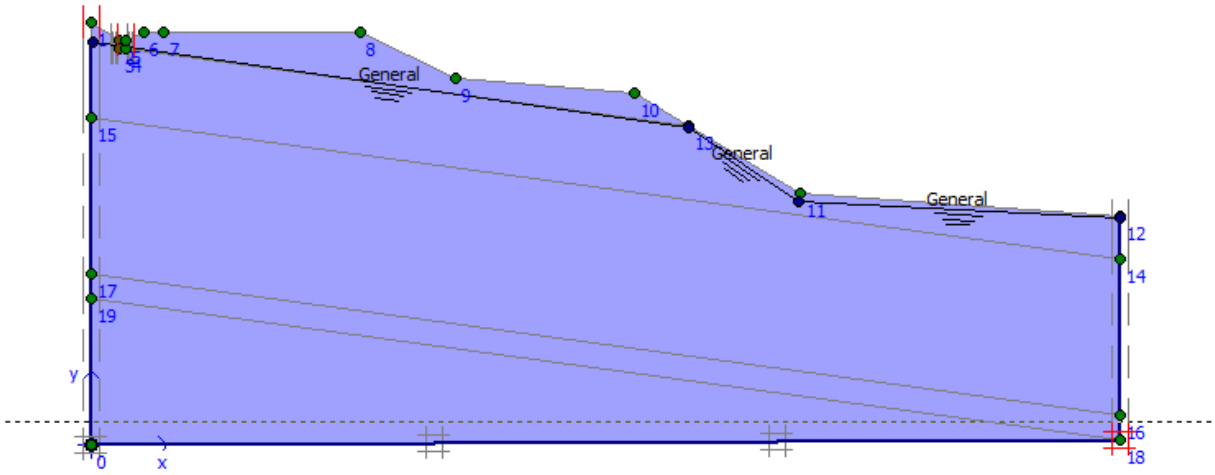


Figure 6-7 : toit de la nappe phréatique.

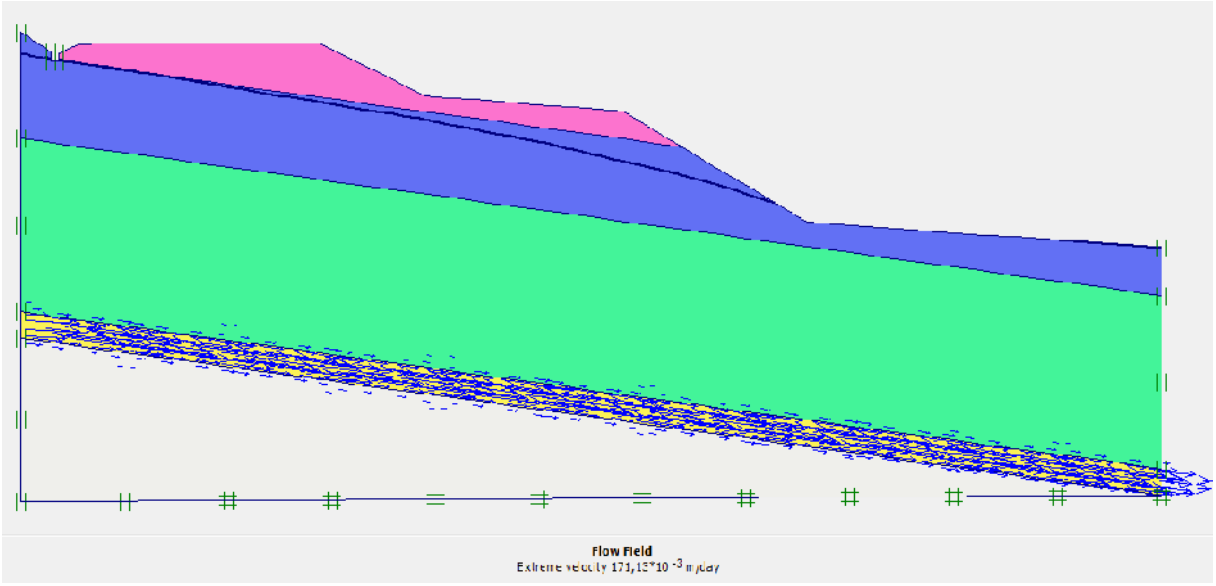


Figure 6-8 : généralisation de la nappe phréatique.

Avant de commencer le calcul on doit tous d'abord déterminer les différentes phases pour notre profil on a 3 phases :

Identification	Phase No.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last	Time	Water	Log info
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A			0,00	0	N/A
<Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	1	170	0,00	1	No errors.
<Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	171	174	0,00	2	No errors.
<Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	175	274	0,00	2	No errors.

Tableau 6-5 : les différentes phases.

➢ Phase n^0 1 :

L'activation de la nappe phréatique.

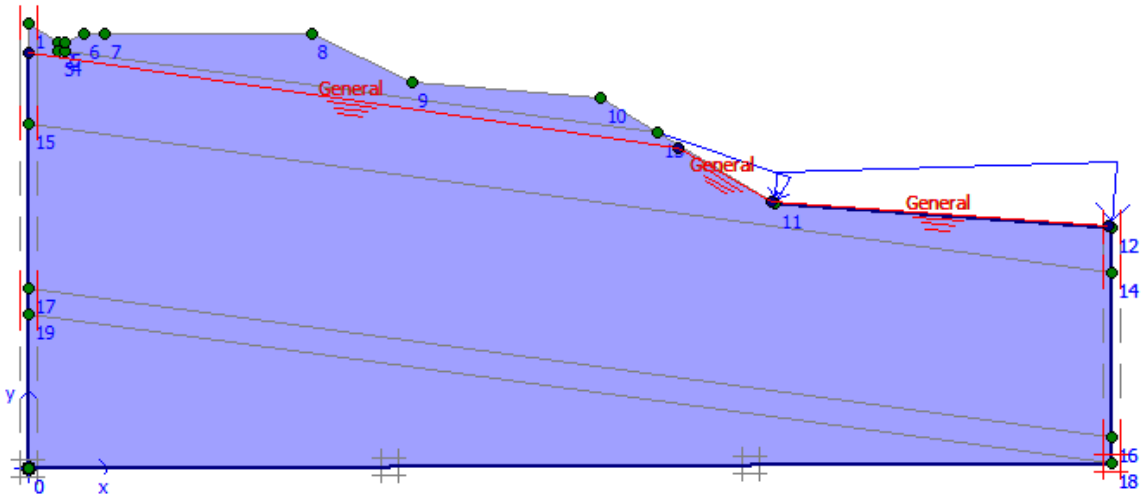


Figure 6-9: l'activation de la nappe phréatique.

➢ Phase n^{0}2 :

L'activation de la nappe phréatique ainsi que les surcharges.

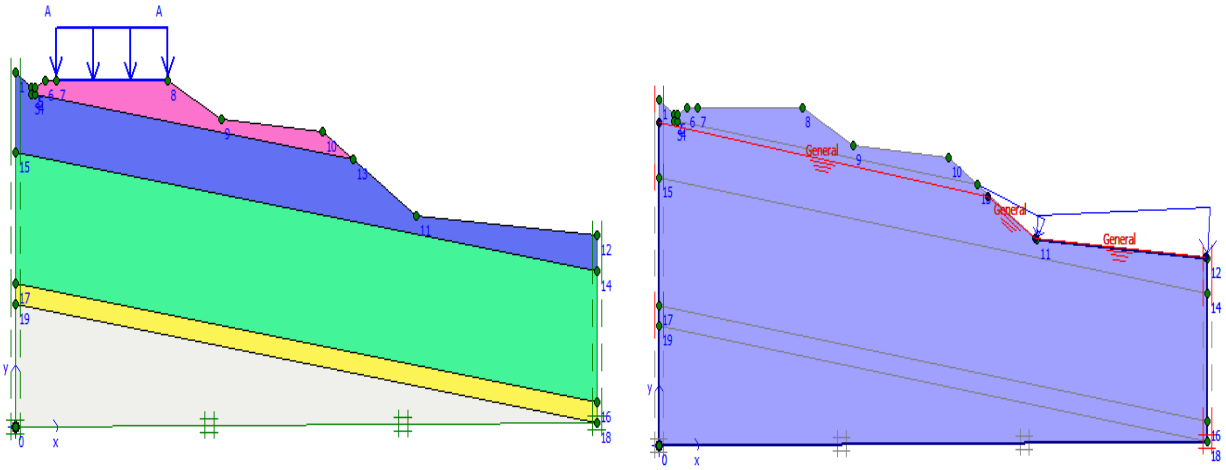


Figure 6-10 : activation de la nappe phréatique et les surcharges.

➢ Phase n^{0}3 :

Calcul du coefficient de sécurité.

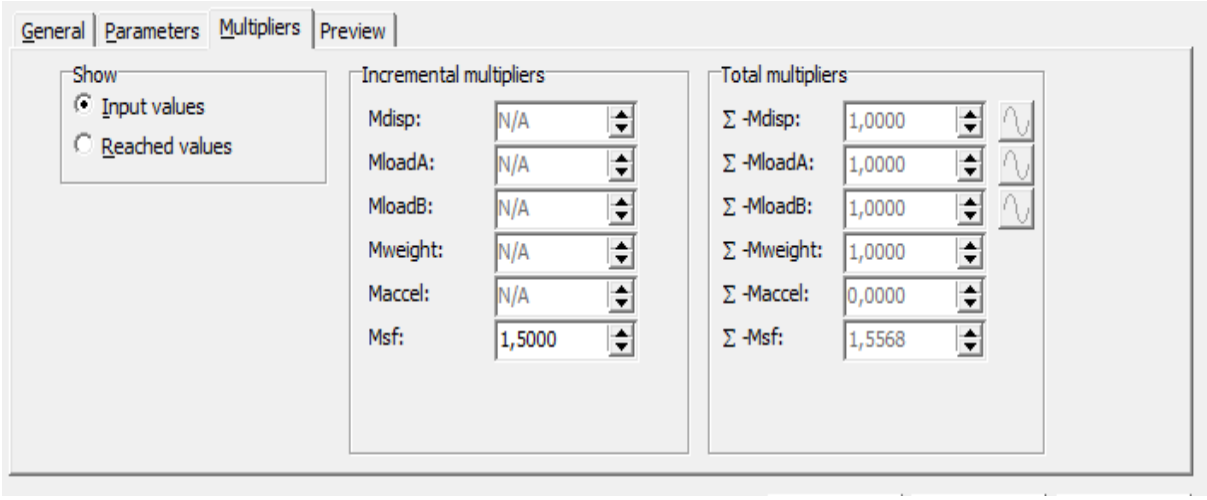


Figure 6-11 : calcule du coefficient de sécurité.

Après la détermination des 3 phases on choisit les différents points à calculer ce qu'on appelle **le maillage** (On change le maillage des éléments à 06 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence (15 nœuds)).

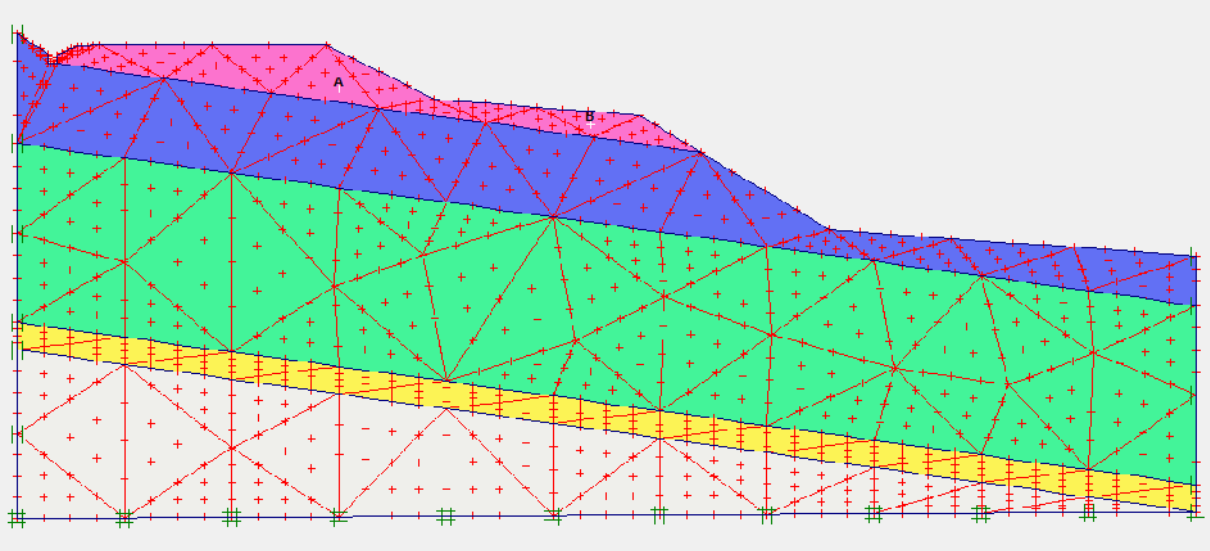


Figure 6-12 : la sélection des points à calculer.

Après calcul on obtient le résultat suivant :

- F_s= 1, 06.
- Déplacement= 3,3m

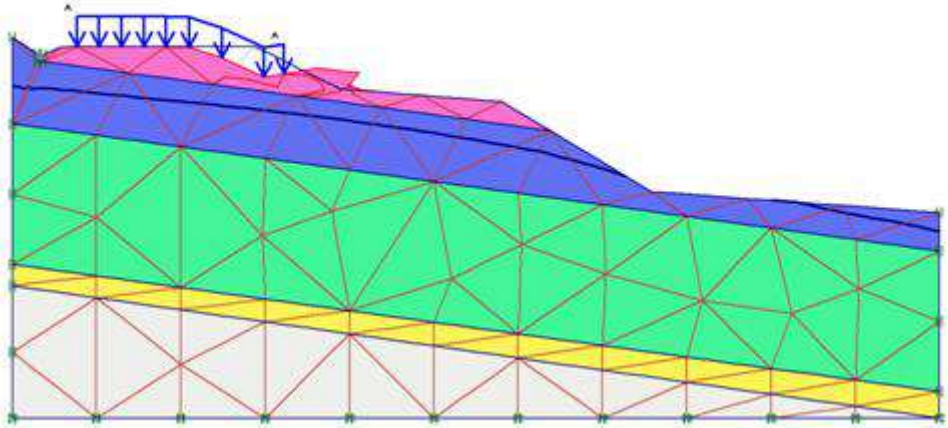


Figure 6-13 : déplacement total.

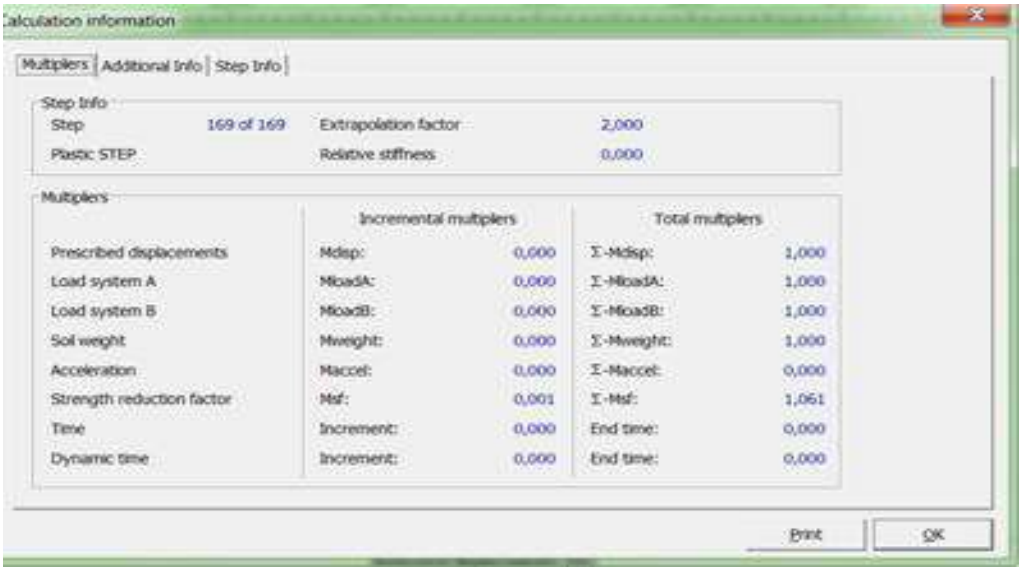


Figure 6-14 : coefficient de sécurité.

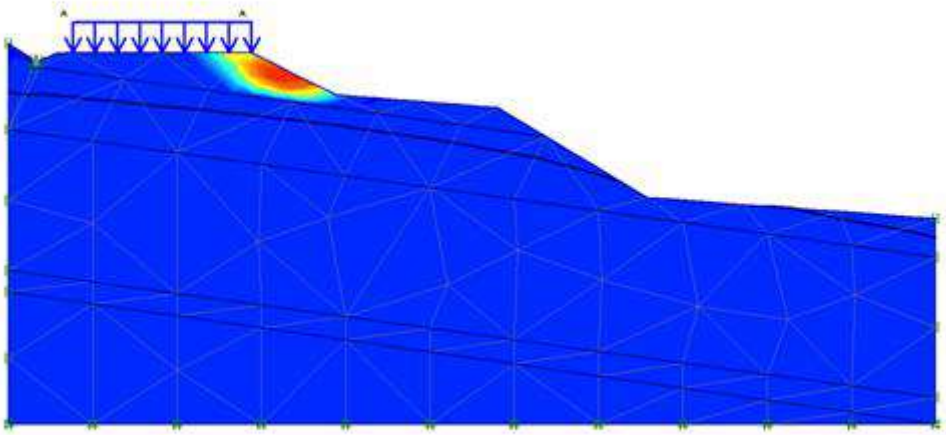


Figure 6-15 : déplacement horizontal.

6-3-2 Etude de la stabilité avec confortement :

Le tableau suivant résume les différents points qui modélise notre profile avec confortement :

	X	Y
1	0	25.12
2	0.34	24.59
3	0.34	24.09
4	0.84	24.09
5	0.84	24.59
6	2.91	25.12
7	4.41	25.12
8	14.91	25.12
9	17.27	25.12
10	19.56	23.60
11	31.94	21.75
12	44.13	14.42
13	51.8	13.89
14	10.38	22.78
15	17.55	21.80
16	36.09	19.26
17	51.80	12.10
18	0	19.21
19	0	8.71
20	51.8	1.6
21	0	7.11
22	51.8	0

	X	Y
23	20.59	23.80
24	19.56	23.80
25	19.56	22.80
26	20.56	22.80
27	20.76	22.80
28	19.76	22.80
29	19.76	22.80
30	20.76	21.80
31	1.91	24.86
32	1.91	24.12
33	5.82	24.12
34	9.70	24.12
35	10.88	21.80

Tableau 6-6 : les points.

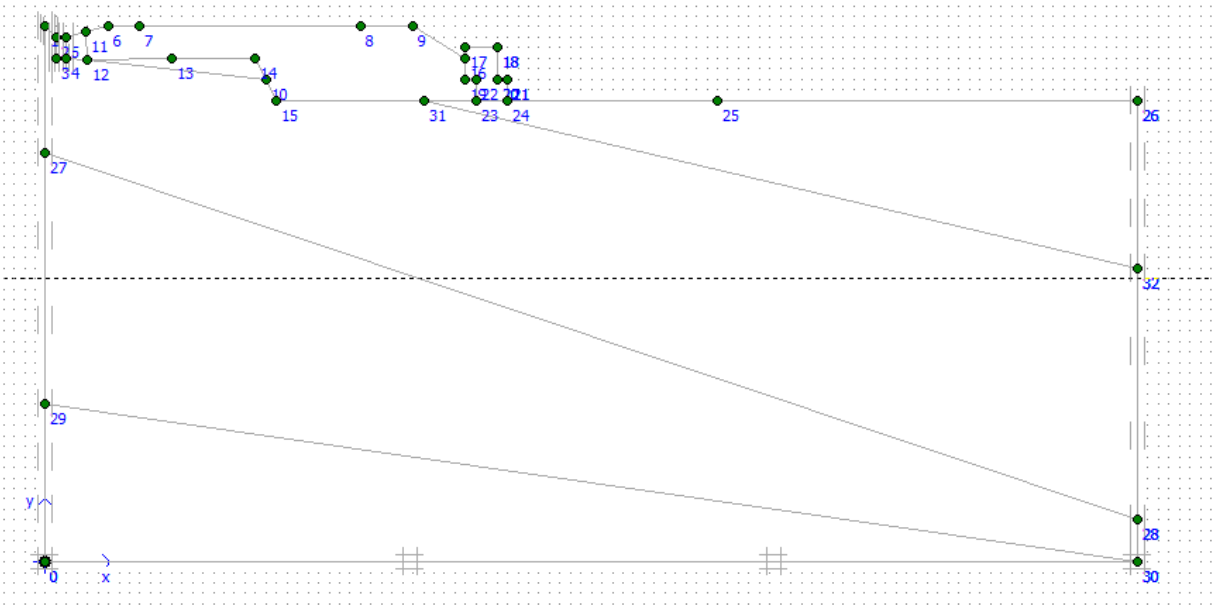


Figure 6-16 : modalisation du profile avec confortement.

Le tableau suivant résume les caractéristiques de chaque couche avec confortement :

	Nom	ɣ	θ	c	Δc
1	Remblai	18.00	20.00	5.00	0.00
2	Argile schisteuse	20.00	8.00	25.00	0.00
3	Argile graveleuse	12.00	20.00	100.00	0.00
4	Argile limoneuse	21.40	19.00	190.00	0.00
5	Limon	21.00	19.00	200.00	0.00
6	Gabion	25.00	35.00	100.00	0.00
7	Remblai renforcé	18.00	25.00	20.00	0.00

Tableau 6-7 : les caractéristiques de chaque couche.

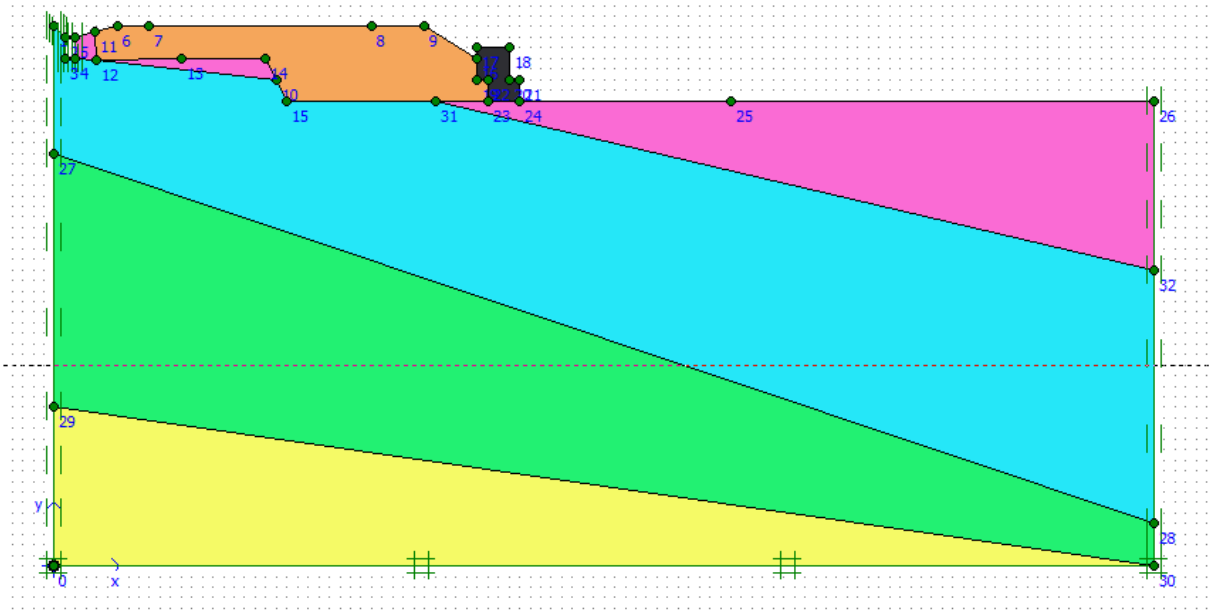


Figure 6-17 : caractéristiques de chaque couche.

Après les caractéristiques des couches on détermine les surcharges reparties et leurs K_0 comme suit :

	Nom	X gauche	Y gauche	q gauche	X droit	Y Droit	q droit	Angle
1	Sur routière	4.41	25.12	20.00	14.91	25.12	20.00	90.00

Tableau 6-8 : les surcharges reparties.

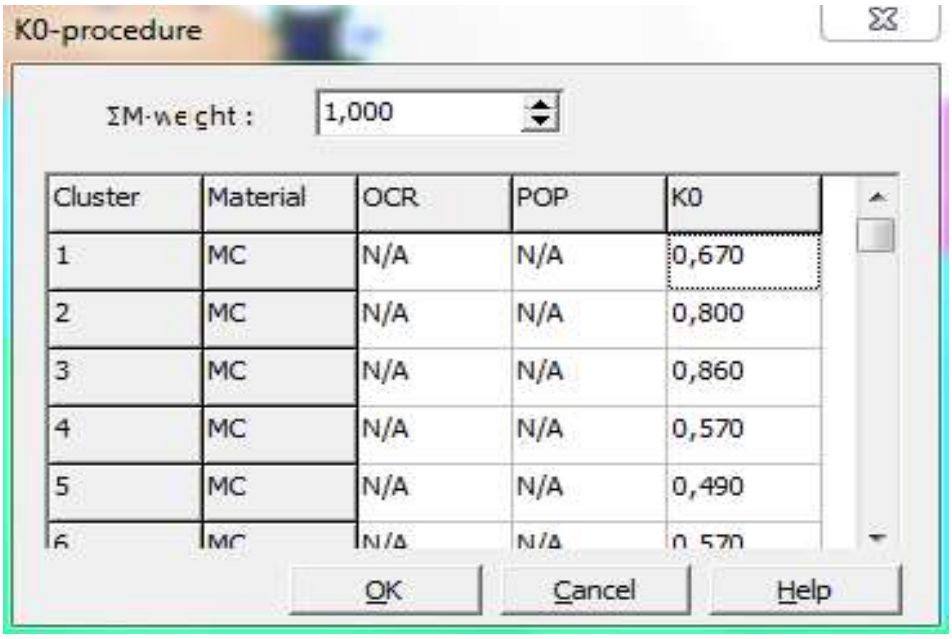


Figure 6-18 : le K_0 de chaque couche.

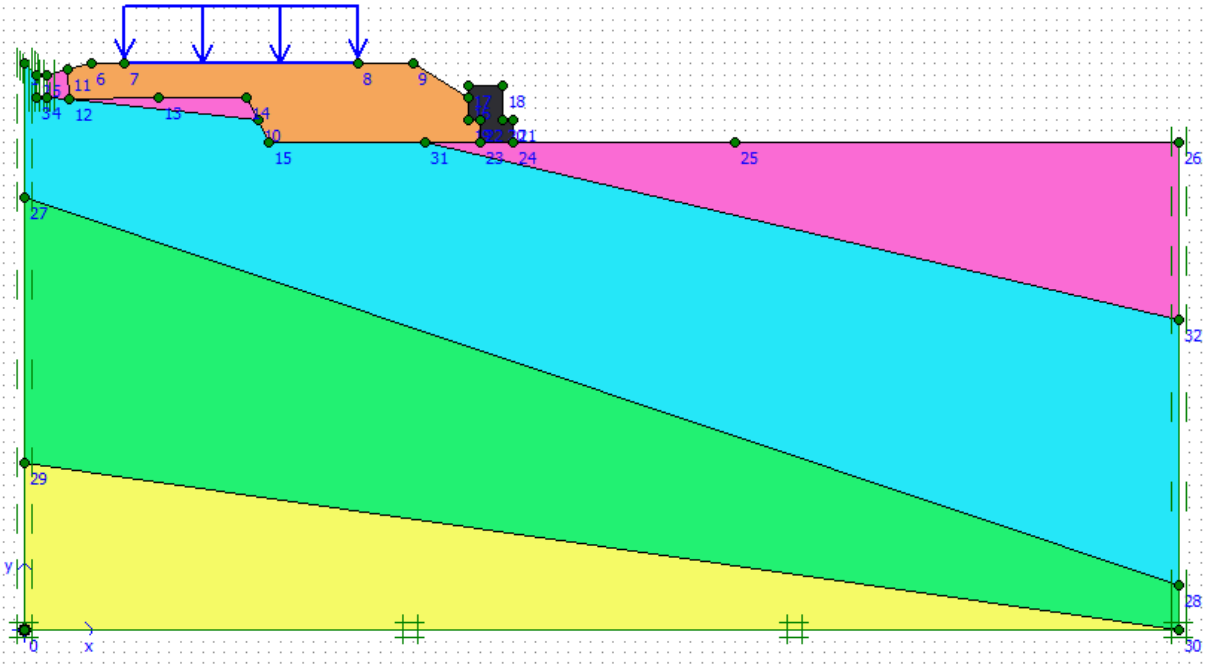


Figure 6-19 : les surcharges reparties.

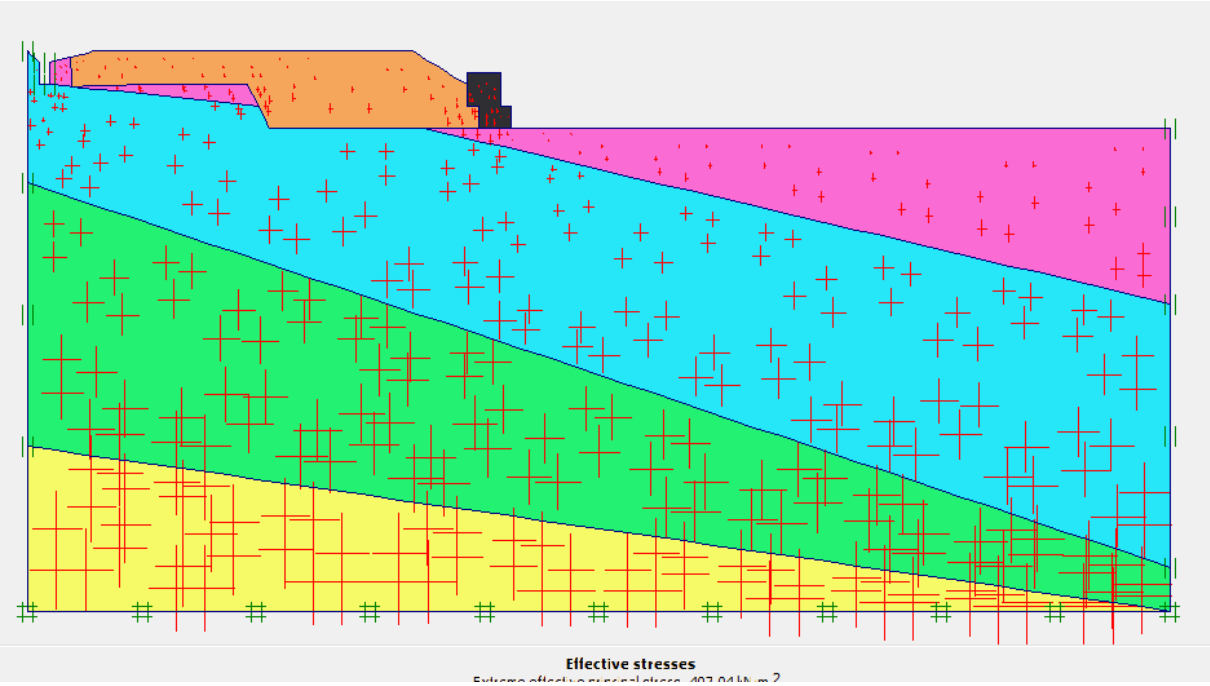


Figure 6-20 : généralisation de la surcharge.

Dans cette partie parmi les solutions l'abaissement de la nappe phréatique ; ces caractéristiques sont dans le tableau suivant :

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	24.50	2	0.50	20.00	3	1.00	24.00	4	1.00	22.50
5	19.50	22.50	6	19.50	21.50	7	32.50	21.50	8	44.00	14.50
9	51.50	14.00									

Tableau 6-9 : toit de la nappe phréatique.

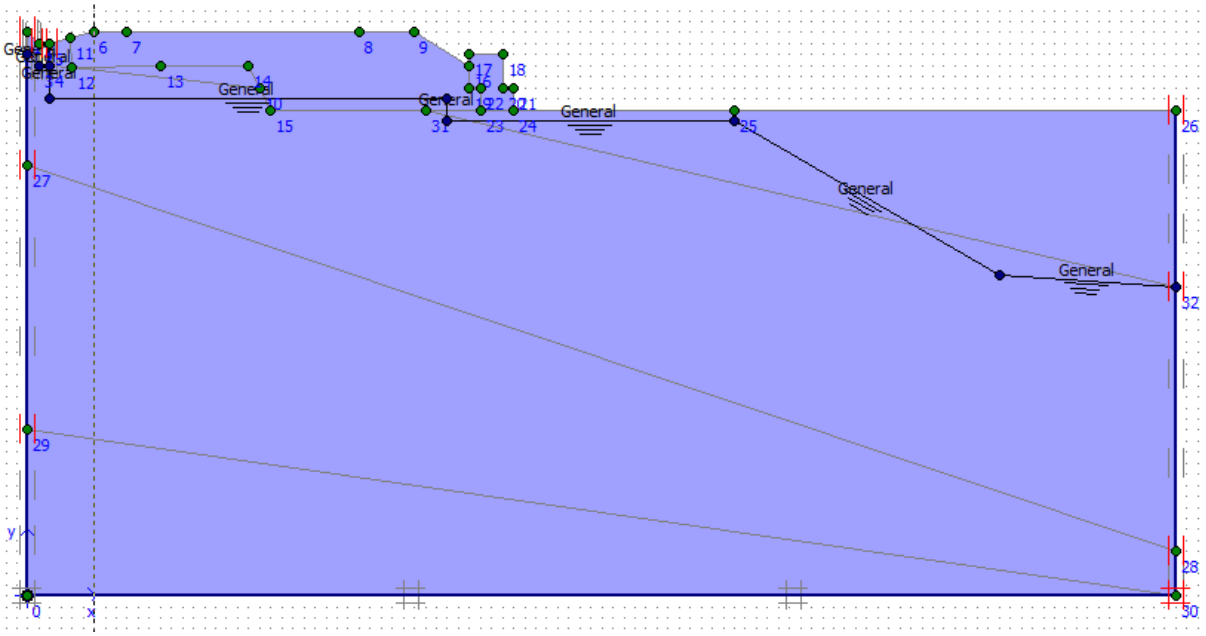


Figure 6-21 : toit de la nappe phréatique.

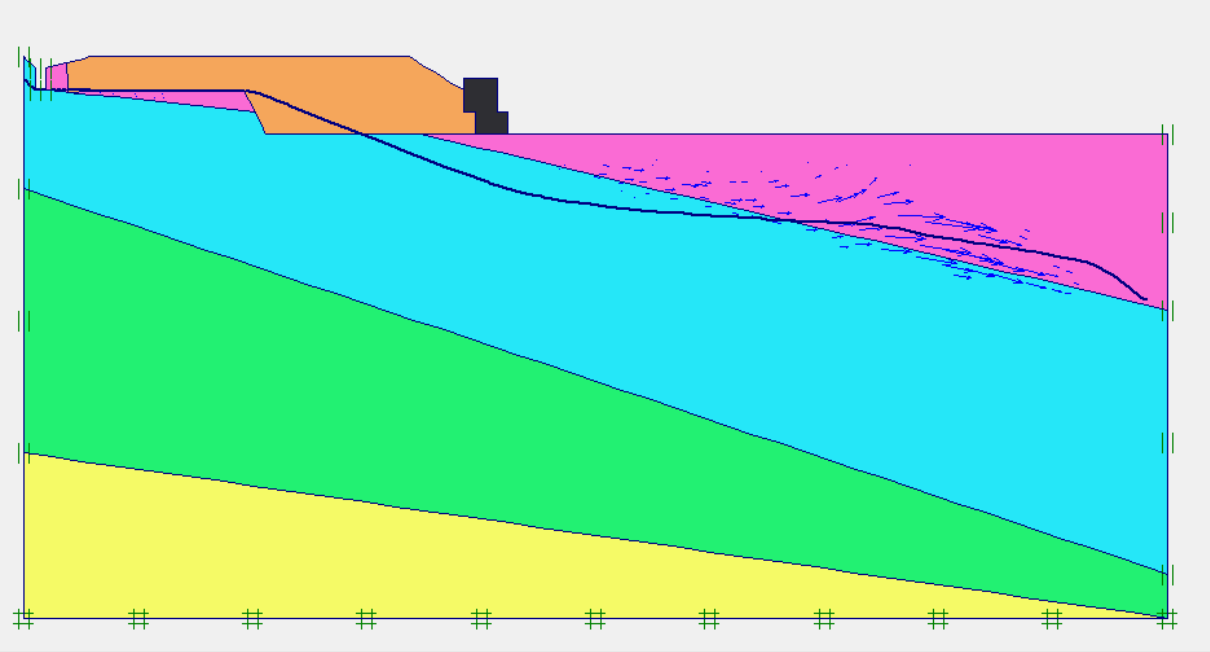


Figure 6-22 : généralisation de la nappe phréatique.

L'étape suivante c'est la détermination des trois phases de calcul :

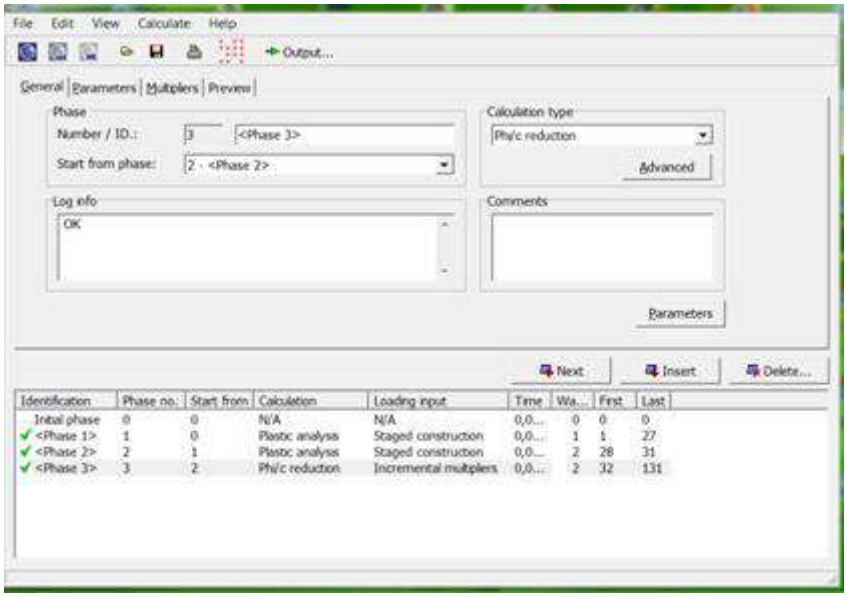


Figure 6-23 : les différentes phases.

Les trois phases de calcul sont les mêmes phases de la 1ére partie :

1- Activation de la nappe phréatique.

2- Activation de la nappe phréatique et les surcharges.

3- Calcul du coefficient de sécurité F_s

Après le calcul on obtient le résultat suivant :

- F_s=1.75

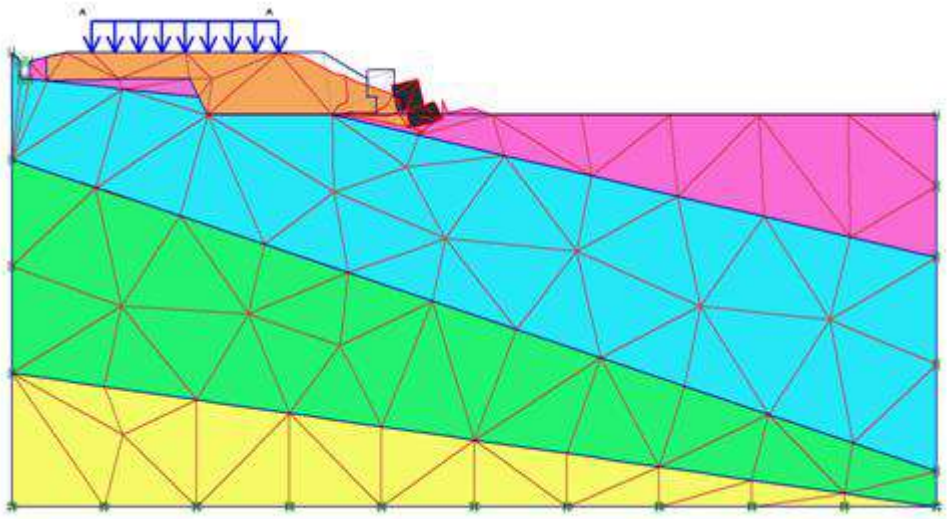


Figure 6-24 : déplacement total.



Figure 6-25 : coefficient de sécurité.

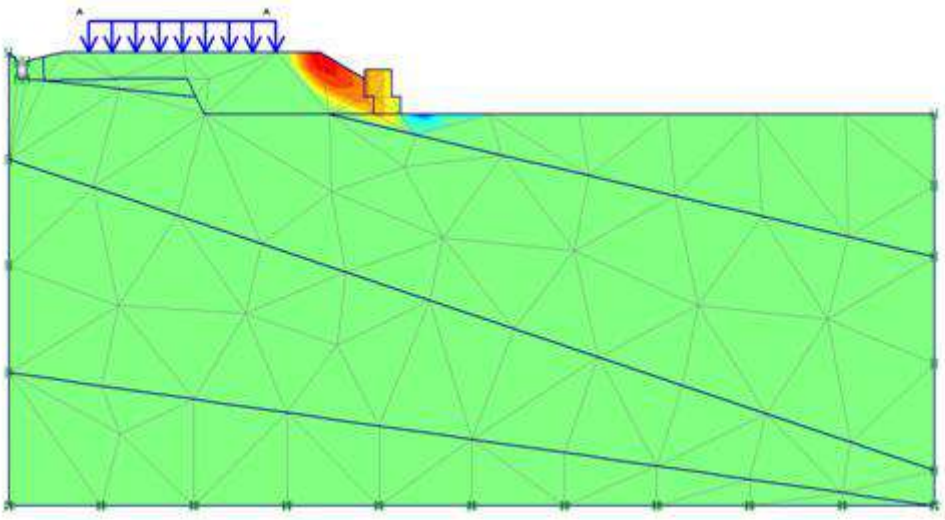


Figure 6-26 : déplacement horizontale.

6-4 Interprétation des résultats :

- L'analyse du profil critique à l'état initial donne un facteur de sécurité FS=1.06, ce qui conduit à chercher une solution de confortement pour stopper le glissement.
- La mise en place du remblai renforcé par nappes de géotextiles ; avec un parement en gabion, et l'abaissement du niveau de la nappe, améliore le facteur de sécurité et donne FS=1.75 .

- L’analyse du profil critique lors des travaux de terrassements sans prise en compte de l’effet de l’action sismique, ce qui justifie la sécurité lors des terrassements avec la pente proposée, cependant une bande de deux (02) mètres, bordant le talus du terrassement ; doit être interdite au trafic, jusqu’à la fin de la réalisation, afin d’éviter les affaissements que peut causer la charge routière, et ainsi assurer plus de sécurité pour le chantier.

6-5 Conclusion :

Les résultats de calcul montrent clairement que la solution de confortement proposée pour le glissement sur RN 01 au PK 96+000 donne un gain de sécurité appréciable, la solution se résume comme suit :

1-Ouvrage de confortement :

Remblai renforcé par deux nappes de géotextiles à la base, avec un parement de deux lignes de gabion d'un mètre (1m) de largeur à la base, et deux mètre (2m) de hauteur

2-Ouvrage de drainage :

Qui Consiste à réaliser ; en amont de la route, une tranchée drainante qui longe cette dernière, afin de rabattre le niveau de la nappe et éviter les infiltrations des eaux dans le corps du remblai.

Pour assurer une tenue durable à cette solution de confortement, il faut que les accotements soit réalisés en tout venant de carrière protégé par un enduit superficiel en monocouche, sur les deux cotés de la chaussée, afin d'éviter les infiltrations des eaux de surface dans le corps de chaussée et le remblai.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce travail a été réalisé dans le but de réduire tous risques de glissement de terrain survenu sur la RN01, PK 96+000 à ben chicao (Médéa) ; et aussi de trouver des solutions de confortement à ce glissement.

Le confortement d'un glissement de terrain passe, d'abord, par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur. En plus de cette donnée, il est primordial de diagnostiquer et déterminer les causes de ce glissement et d'avoir une idée sur son origine : surcharges, écoulements d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel.

Se basant sur les paramètres géotechniques et topographique de la zone de glissement, un calcul de stabilité du glissement de terrain a été menée par un logiciel à savoir : le logiciel « PLAXIS ». et en s'appuyant sur l'observation visuelle du glissement (géométrie, hauteur, envergure, escarpement) et sur l'analyse numérique avant le confortement , la solution retenue consiste à purger toute la zone glissée et de reconstruire avec un remblai renforcé pour deux nappes de géogrille à la base, avec un parement à face enveloppée végétalisable et faire un rabattement du niveau de la nappe à 3 mètres de profondeur, avec une tranché drainante qui longera le coté amont de la route sur toute l'étendue de tronçon affecté.

Pour conclure on se basant sur le coefficient de sécurité obtenu après cette l'analyse faite durant ce travail la mise en place du gabion et la nappe géotextile est parmi les meilleures solutions et aussi économiquement parlant.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- **Bouafia, A (2006)** Les essais in-situ dans les projets de fondations, Université de Blida, Office des Publications Universitaires, Algérie.
- **Etude d'un glissement de terrain par différente méthodes** par Djamel Eddine BENOUIS Université de Saida (Algérie) - Ingénieur d'état en génie civil option Construction Civile et Industrielle 2010
- **Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi Yousef (Béni Messous, Alger)** par Mohammed Hamza AISSA Centre universitaire Khemis Miliana Algérie - Master géotechnique 2011.
- **Analyse de stabilité des pentes.** Par El Gonnouni Mahmoud.
- **étude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs au Maroc** septembre 2008.
- **étude d'avant projet détaille glissement sur rn 01 pk96+000** par direction des travaux publics de la wilaya de Médéa
- **Brinkgreve, R. B. J., P. A. Vermer (2002)** Praxis: Finite Element Code For Soil and Rock Analysis, Version 8. Balkema.
- **Praxis 2D version 8,** edited by R.B.J.Brinkgreve Delft University of technology and PLAXIS b .v. Netherlands.
- **Glissements en terrain meuble** par **Jean-Louis DURVILLE** (Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées Chef de la division Mécanique des sols et géologie de l'ingénieur au Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC)) et **Gilles SÈVE** (Ingénieur des Travaux publics de l'État Section Mécanique des sols et fondations au (LCPC)).
- **COLAS (G.) et PILOT (G.). –** Description et classification des glissements de terrain. Bull. Labo. P. et Ch., spécial, p. 21-30, mars.

- **Classification des talus et versants instables. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Numéro spécial** MILLIES-LACROIX A., (1981).
- **Utilisation de nappes géotextiles pour la stabilisation d'un glissement de terrain Djedid A., Boumechra N., Bourdim S.M.A.** Université Aboubakr Belkaid, Faculté de Technologie, Tlemcen, Algérie
- **Risques hydrauliques induits par la formation et la rupture d'un barrage naturel provoqué par un glissement de terrain**
  Mémoire pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur de l'Agriculture et de l'Environnement de l'ENGEES Juin 2008 par -ANDRIES Emilie
- **Renforcement de sol de Chlef (influence des géotextiles).**
  A .Ibrahim 1*, A. Arab 1, A .Djafar henna 1.
- **Le comportement des fondations superficielles en bord de pente, Comptes rendus Journées nationales Génie civil-Génie côtier, Université de Nantes.** BAKIR N., GARNIER J, CANÉPA Y. (1992)
- **Les glissements de terrains. Présentation d'une carte prévisionnelle des mouvements de masse dans le Rif (Maroc septentrional). Mines et Géologie.** MILLIES-LACROIX A., (1968).

- **Classification des talus et versants instables. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Numéro spécial** MILLIES-LACROIX A., (1981).