



République Algérienne Démocratique Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A\ MIRA Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

ETUDE COMPARATIVE DE CONFORTEMENT PAR MASSIFE EN GEOTEXTILES OU MUR EN B.A

*Cas du glissement de terrain survenue sur la RN 24
aux PK 231 + 100
dans la région de SAKET Bejaia*

Réalisé par :

M^r : OUATMANI Fares

M^r : ATMANIOU Adil

M^{me} : ATTIL Souad

M^r : BNEDADOUCHE Houcine

Encadré par :

M^{me} : BOUCHE Leila

Devant le jury :

Présidente

Examineur

Soutenu le : 16/09/2015

2014/2015

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements à :

A nos familles : Qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{me} L. Bouaiche : Notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre travail.

A M^{er} DJOUDER; Pour son bon accueil au sein du laboratoire SOUMMAME et à tous les membres, plus spécialement a M^{er} S. BOUNIA

A M^{er} BOUZIDI : Pour son bon accueil au sein du bureau d'étude Technique consille et à tous les membres de ce bureau.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

*A mes très chers parents que j'aime et qui m'ont soutenu tout au long
de mes années d'études.*

A mes très chères sœurs Lamia, Katia, Assia, Liela et a mon frère ZIAD.

A toute la famille OUATMANI et Bennai.

A plus presieux cousins Fouad.O ; Soufiane.S

A ma chère bien aimée Katia.Y

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme Adil et toute sa famille

Mes dédicaces vont également à la promotion de GEOTHÉCNIQUE 2015.

FARES



Dédicaces



Je dédie ce travail à :

*A mes très chers parents que j'aime et qui m'ont soutenu tout au long
de mes années d'études.*

A mes très chers frères et seures .

A toute la famille ATMANIOU .

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme Fares et toute sa famille

*Mes dédicaces vont également à la promotion de GEOTHECNIQUE
2014/2015.*

ADIL



SOMMAIRE

SOMMAIRE	I
LISTE DES FIGURES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX	X
LISTE DES SYMBOLES	XI
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1

Partie 01 : Synthèse Bibliographique

CHAPITRE I : Généralités sur les glissements

I.1. INTRODUCTION :	3
I.2. DÉFINITION D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN :	3
I.3. TYPES DE GLISSEMENT :	4
I.3.1. Glissement plan :	4
I.3.2. Glissement rotationnel :	4
I.3.2.1. Glissements rotationnels simples :	4
I.3.2.2. Glissements rotationnels complexes :	5
I.3.3. Les coulées boueuses :	5
I.3.4. Les éboulements et chutes de pierres	6
I.3.5. Fluage et solifluxion :	6
I.3.5.1. Le fluage :	6
I.3.5.2. La solifluxion :	7
I.3.6. Affaisements et effondrements :	7
I.3.7. Laves torrentielles	7
I.4. ÉLÉMENTS DESCRIPTIFS D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN	8
I.5. CAUSES D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN :	8
I.5.1. Nature des terrains constituant le versant.....	9
I.5.2. Les diverses formes d'action de l'eau :	9
I.5.3. Les secousses sismiques :	9
I.5.4. Les facteurs humains :	9
I.5.5. La pente :	10
I.6. CONCLUSION :	10
CHAPITRE II : Reconnaissances des sols	
II.1. INTRODUCTION :	11
II.2. LES GÉOSCIENCES :	11

SOMMAIRE

II.2.1. La géotechnique :	11
II.2.2. La géomécanique :	11
II.2.3. La géologie :	12
II.3. LA RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE :	12
II.3.1. Domaines d'applications de la géotechnique :	12
II.3.2. Les essais de reconnaissances :	12
II.3.2.1. Essais de laboratoire :	13
II.3.2.1.1. La teneur en eau naturelle « W »	13
II.3.2.1.2. Limites d'Atterberg :	13
II.3.2.1.3. L'analyse granulométrique :	13
II.3.2.1.4. Déterminations des poids volumiques :	14
II.3.2.1.5. Mesure de l'équivalent de sable :	15
II.3.2.2. Les essais de résistance mécanique	15
II.3.2.2.1. L'essai de cisaillement rectiligne :	15
II.3.2.2.2. L'essai de compression triaxiale :	16
II.3.2.2.3. L'essai de compressibilité œdométrique :	16
II.3.2.3. Les essais in-situ :	17
II.3.2.3.1. Essais pénétrométriques :	17
II.3.2.3.2. Sondages destructifs :	18
II.3.2.3.3. Essais à la plaque :	19
II.4. RECONNAISSANCES GÉOLOGIQUES :	19
II.5. RECONNAISSANCES TOPOGRAPHIQUES :	20
II.6. HYDROGÉOLOGIES :	20
II.7. CONCLUSION :	20
CHAPITRE III : Méthodes de calculs des talus	
III.1.INTRODUCTION	21
III.2.LES DIFFÉRENTES MÉTHODES DE CALCUL D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN	21
III.2.1.Détermination du facteur de sécurité	21
III.2.2.Méthode globale	22
III.2.3.Choix de la méthode de calcul	24
III.2.4.Méthode des perturbations	24
III.2.5.Méthode d'équilibre limite	24
III.2.5.1.Méthode des tranches	25
III.2.5.1.1.Méthode de FELLENIUS :	27
III.3.CONCLUSION	29

SOMMAIRE

CHAPITRE IV : Méthodes de confortement des talus

IV.1. INTRODUCTION :	30
IV.2. MÉTHODES DE CONFORTEMENT :	30
IV.2.1. Terrassement :	30
IV.2.2. Chargement au pied.....	30
IV.2.3. Allègement en tête :	31
IV.2.4. Substitution totale ou partielle :	31
IV.2.5. Le reprofilage :	32
IV.2.6. Purge :	32
IV.3. DISPOSITIFS DE DRAINAGE :	32
IV.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :	33
IV.3.2. Tranchées drainantes :	33
IV.3.3. Les drains verticaux et subhorizontaux :	34
IV.4. RENFORCEMENTS RIGIDES :	34
IV.4.1. Tirants d'ancrage :	34
IV.4.2. Clous et micropieux :	35
IV.4.3. Murs de soutènements :	35
IV.5. RENFORCEMENTS PAR GÉOSYNTHÉTIQUES :	36
IV.5.1. Butée de pied renforcée au géotextile :	36
IV.5.2. Mur renforcé par nappes de géotextiles :	36
IV.5.3. Textsol :	37
IV.6. CONCLUSION :	37

Partie 02 : Étude de cas pratique (glissement de terrain sur la RN 24 au PK 231+100)

CHAPITRE V : Études Géologiques et Géotechniques du site

V.1. ÉTUDES GÉOLOGIQUES DU SITE	38
V.1.1. Situation géographique	38
V.1.2. Géologie et géomorphologie régionale :	38
V.1.2.1. Géologie régional du site :	38
V.1.2.2. Le socle et sa couverture	39
V.1.2.3. Unités épitelliennes	39
V.2. GÉOMORPHOLOGIE RÉGIONALE	40
V.2.1. Hydrologie et hydrogéologie régionale :	40
V.2.2. Climat Régionale :	40

SOMMAIRE

V.2.3. Sismicité Régionale :	41
V.2.4. Géologie locale du site :	42
V.2.5. Hydrogéologie et hydrologie du site.....	43
V.2.5.1. Hydrogéologie.....	43
V.2.5.2. Hydrologie.....	43
V.2.6. Stabilité du site	43
V.2.7. Classification du site.....	44
V.3. DESCRIPTION DU SITE DE GLISSEMENT	44
V.4. RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE	44
V.4.1. Programme de Reconnaissances géotechniques	44
V.4.1.1. Essai in- situ	44
V.4.1.1.1. Sondages carottés	45
V.4.1.1.2. Essai pressiométrique	46
V.4.1.2. Essai au laboratoire.....	49
V.4.1.3. Les analyses chimiques :	50
V.4.2. Profil géotechnique du site	52
V.5. CONCLUSION.....	53
CHAPITRE VI : Calcul et dimensionnement de l'ouvrage de confortement	
VI.1. INTRODUCTION	54
VI.2. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU TALUS.....	54
VI.2.1. Détermination du F_s de talus.....	54
VI.2.1.1. Calcul de F_s par la méthode manuelle	54
VI.2.1.2. la localisation du cercle de glissement	55
VI.2.1.3. Procédure de dessin.....	55
VI.2.1.4. Calcul de F_s par le modèle numérique GEOSLOP 2007	58
VI.2.1.5. interprétation des résultats et comparaison :	60
VI.3. L'ÉTUDE DE CONFORTEMENT :	61
VI.3.1. mur de soutènement rigide en (BA) :	61
VI.3.1.1. Vérification vis-à-vis le renversement	61
VI.3.1.2. Vérification vis-à-vis du glissement :	63
VI.3.1.3. Vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation.....	63
VI.3.1.4. Ferrailage de mur de soutènement et de la semelle filante.....	64
VI.4. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DU MASSIF	66
VI.4.1. Étude de stabilité du massif.....	66
VI.4.1.1. Étude de la stabilité externe du massif.....	66
VI.4.1.1.1. stabilité au poinçonnement.....	67

SOMMAIRE

VI.4.1.1.2. stabilité au soulèvement	68
VI.4.1.1.3. Étude de stabilité vis-à-vis le renversement	68
VI.4.1.1.4. Etude de stabilité vis-à-vis le glissement	70
VI.4.1.2. Etude de la stabilité interne du massif.....	71
VI.4.1.2.1. Etude de résistance des géotextiles à la traction.....	71
VI.4.1.2.2. Etude de résistance à l'arrachement	72
VI.4.1.2.3. Effort au point d'attache au parement.....	73
VI.4.1.3. Prédimensionnement du géotextile	73
VI.4.1.3.1. Évaluation des coefficients de réduction.....	74
VI.4.1.3.2. Le choix du type de géotextile	75
VI.4.1.4. Épaisseur des couches	75
VI.5. ÉTUDE DE STABILITÉ GLOBALE.....	76
VI.6. CONCLUSION	80
CHAPITRE VII : Modélisation	
VII.1. INTRODUCTION.....	81
VII.1.1. Conventions de signes.....	81
VII.1.2. Les éléments.....	82
VII.2. MODÈLES DE COMPORTEMENT UTILISÉ DANS PLAXIS.....	82
VII.2.1. Modèle élastique linéaire	83
VII.2.2. Modèle élastoplastique.....	84
VII.2.3. Modèle de Mohr-coulomb	84
VII.2.4. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) :.....	85
VII.2.5. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model).....	85
VII.2.6. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) :.....	85
VII.2.7. Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model) :.....	85
VII.3. LES PARAMÈTRES UTILISÉS.....	85
VII.3.1. Le module d'Young(E)	85
VII.3.2. Le coefficient de Poisson(ν)	86
VII.3.3. La Cohésion(c).....	87
VII.3.4. L'angle de frottement (φ)	87
VII.3.5. L'angle de dilatance	87
VII.4. SIMULATION AVEC LE CODE PLAXIS.....	87
VII.4.1. Données par interfaces	88
VII.4.2. Etude et simulation sur Plaxis.....	88
VII.4.2.1. Caractéristique du massif renforcé.....	88

SOMMAIRE

VII.4.2.2. Analyse de résultats	89
VII.4.2.2.1. Géométrie du modèle.....	89
VII.4.2.2.2. Déplacement total	89
VII.4.2.2.3. Déplacement vertical	90
VII.4.2.2.4. Déplacement horizontal	90
VII.4.2.2.5. Le maillage du modèle.....	91
VII.4.2.2.6. Déplacements au niveau de chaque nappe.....	91
VII.4.2.2.7. Application de la surcharge	92
VII.5. CONCLUSION.....	93
CHAPITRE VIII : Mise en œuvre du confortement	
VIII.1. INTRODUCTION	94
VIII.2. RÉALISATION	94
VIII.2.1. Terrassement.....	94
VIII.2.2. Préparation de la plateforme d'assise	95
VIII.2.3. Disposition du drainage	95
VIII.2.4. La mise en place des couches	96
VIII.3. CONTRÔLE DE QUALITÉ	97
VIII.3.1. Contrôle in situ	98
VIII.3.2. Contrôle au laboratoire	98
VIII.4. CONCLUSION	101
CONCLUSION GÉNÉRALE	102
BIBLIOGRAPHIE	XIII
WEBOGRAPHIE.....	XV
ANNEXES	

Liste des figures

CHAPITRE I :

FIGURE I. 1:GLISSEMENT DE TERRAINS	3
FIGURE I. 2:GLISSEMENT PLAN	4
FIGURE I. 3:GLISSEMENT ROTATIONNELLE SIMPLE	5
FIGURE I. 4:GLISSEMENT ROTATIONNELLE COMPLEXE	5
FIGURE I. 5: ECOULÉES BOUEUSES	6
FIGURE I. 6:LES ÉBOULEMENTS, CHUTES DE BLOCS ET DE PIERRES.....	6
FIGURE I. 7:EXEMPLE DE FLUAGE	7

CHAPITRE II :

FIGURE II. 1:COURBE GRANULOMÉTRIQUE	14
FIGURE II. 2:ESSAIS DE CISAILLEMENT À LA BOITE CASAGRANDE	16
FIGURE II. 3:COURBE DE COMPRESSIBILITÉ ŒDOMÉTRIQUE	17
FIGURE II. 4:REPRÉSENTATION DES ESSAIS PÉNÉTROMÉTRIQUES	18
FIGURE II. 5:PRINCIPE D'EXÉCUTION D'UN ESSAI A LA PLAQUE RÉALISER SUR LE SITE.....	19
FIGURE II. 6:MODÉL D'UNE CARTE TOPOGRAPHIQUE	20

CHAPITRE III :

FIGURE III. 1: EQUILIBRE GLOBAL DU MASSIF	23
FIGURE III. 2: ANALYSE PAR LA MÉTHODE DES TRANCHES	25
FIGURE III. 3: FORCES CONSIDÉRÉES SUR UNE TRANCHE PAR LA MÉTHODE DE FELLENIOUS	28

CHAPITRE IV :

FIGURE IV. 1: BUTÉ OU CHARGEMENT AU PIÉD	31
FIGURE IV. 2:MODÈLE D'UNE TRANCHÉE DRAINANTE.....	33
FIGURE IV. 3:REPRÉSENTATION D'UN MODÈLE DE SOUTÈNEMENT PAR TIRANTS D'ANCRAGES RÉALISÉ À L'AIDE D'UN LOGICIEL CAO	34
FIGURE IV. 4: LE SOUTÈNEMENT RIGIDE (MUR DE SOUTÈNEMENT EN BA).....	35
FIGURE IV. 5:RENFORCEMENT DES TALUS PAR NAPPE GÉOTEXTILES.....	37

Liste des figures

CHAPITRE V :

FIGURE V. 1:SITUATION GÉOGRAPHIQUE DU SITE DE GLISSEMENT.....	38
FIGURE V. 2:COUPE SCHÉMATIQUE DES GRANDS ENSEMBLES STRUCTURAUX DE L'ALGÉRIE DU NORD, D'APRÈS DURANT DELGA EN 1969, COMPLÉTÉE PAR LES ZONES INTERNES PAR D.RAYMOUND, 1971	39
FIGURE V. 3:CARTE SISMIQUE DU LA RÉGION DE NORD ALGÉRIEN.....	42
FIGURE V. 4:COUPE LEPTOLOGIQUE ET GÉOLOGIQUE DE LA CÔTE OUEST BOULIMATE BEJAIA ..	43
FIGURE V. 5: RÉSULTATS DU SP 01	47
FIGURE V. 6:TRACER DES RÉSULTATS SP 02	48
FIGURE V. 7:COUPE LATÉRALE STRATIGRAPHIQUE DU VERSANT.....	52

CHAPITRE VI :

FIGURE VI. 1:LE CERCLE DE GLISSEMENT DE TALUS NATUREL PAR LA MÉTHODES DES TRANCHES	56
FIGURE VI. 2:LA MÉTHODE DES TRANCHES AVEC LA PRÉSENCE D'UNE NAPPE D'EAU	57
FIGURE VI. 3:LES RESULTATS DONNÉ PAR LE LOGICIEL GEOSLOP 2007 CAS SEC	59
FIGURE VI. 4:LES RESULTATS DONNÉ PAR LE LOGICIEL GEOSLOP 2007 CAS HUMMIDE.....	59
FIGURE VI. 5: COUPE DE PROFILE DU MUR DE SOUTÈNEMENT RIGIDE EN BA.....	61
FIGURE VI. 6: LA RÉPARTITION DES FORCES DE BUTÉE ET DE POUSSÉE SUR LE MUR	62
FIGURE VI. 7: FORSE AGISSANTE SUR LE MUR	63
FIGURE VI. 8: DIMENSIONEMENT ET FERRAILLAGE DU MUR EN BA.....	65
FIGURE VI. 9:IMPLANTATION DE MUR EN BA	65
FIGURE VI. 10:LA RÉPARTITION DES CHARGES AGISSANTES SUR LE MASSIF	71
FIGURE VI. 11:LES DIMENSIONS FINALES DU MASSIF EN GÉOTEXTILE	76
FIGURE VI. 12:CERCLE DE STABILITÉ VIS-À-VIS LE MASSIF	77
FIGURE VI. 13 : POUR UN RAYON QUI PASSE PAR LA BERME DU MASSIF	79

Liste des figures

CHAPITRE VII :

FIGURE VII. 1: POSITION DES NŒUDS ET DES POINTS DE CONTRAINTE DANS LES ÉLÉMENTS DE SOL.....	82
FIGURE VII. 2: COURBE DANS UN ESSAI DE TRACTION.....	83
FIGURE VII. 3: COURBE INTRINSÈQUE DU MODÈLE DE MOHR – COULOMB.....	84
FIGURE VII. 4: DONNÉE GÉOMÉTRIQUE ET CHARGEMENT.....	89
FIGURE VII. 5: DÉPLACEMENT TOTAL $U_{TOTAL} = 3.66$ CM.....	89
FIGURE VII. 6: DÉPLACEMENT VERTICAL $U_Y = -2.26$ CM.....	90
FIGURE VII. 7: DÉPLACEMENT HORIZONTAL $U_X = 3.64$ CM.....	90
FIGURE VII. 8: MAILLAGE DU MODÈLE.....	91
FIGURE VII. 9: COURBE DÉPLACEMENT DES NAPPES GÉOTEXTILE.....	91
FIGURE VII. 10: INFLUENCE DE LA SURCHARGE SUR LE REMBLAI.....	92

CHAPITRE VIII :

FIGURE VIII. 1: SURFACE DES TERRASSEMENTS.....	95
FIGURE VIII. 2: DISPOSITIF DE DRINAGE.....	95
FIGURE VIII. 3: MISE EN ŒUVRE DE LA PREMIÈRE COUCHE.....	96
FIGURE VIII. 4: MISE EN ŒUVRE DE LA DEUXIÈME COUCHE.....	96
FIGURE VIII. 5: LE MASSIF ACHEVÉ.....	97
FIGURE VIII. 6: PHOTO PRISE SUR CHANTIER.....	97

Liste des Tableaux

CHAPITRE III :

TABLEAU III. 1: RÉCAPITULATION DE QUELQUES MÉTHODES DES TRANCHES	29
--	----

CHAPITRE V :

TABLEAU V. 1: CLASSIFICATION DES SONDAGES CAROTTÉS.....	45
TABLEAU V. 2: LES VALEURS DU SONDAGE PRESSIOMÉTRIQUE 01	46
TABLEAU V. 3: LES RÉSULTATS ESTIMÉ PAR LE SONDAGE PRESSIOMÉTRIQUE 01	47
TABLEAU V. 4: LES VALEURS DU SONDAGE PRESSIOMÉTRIQUE 02	47
TABLEAU V. 5: LES RÉSULTATS ESTIMÉ PAR LE SONDAGE PRESSIOMÉTRIQUE 02	48
TABLEAU V. 6: RÉSULTATS DES ESSAIS AU LABORATOIRE SUR LES ÉCHANTILLONS PRÉLEVÉS DES SONDAGES CAROTTÉS	49
TABLEAU V. 7 : RÉSULTATS DES ANALYSES CHIMIQUES	50
TABLEAU V. 8: CIRCULAIRE DU MINISTÈRE DE L'HABITAT N° 83/04 DU 04/12/1983.....	50
TABLEAU V. 9: LES CARACTÉRISTIQUES DES COUCHES DE SOL	53

CHAPITRE VI :

TABLEAU VI. 1: LES RÉSULTATS OBTENUS PAR LA MÉTHODE FELLENIUS	56
TABLEAU VI. 2: LE COEFFICIENT DE SECURITÉ FS EN CAS DE PRÉSENCE D'UNE NAPPE D'EAU.....	58
TABLEAU VI. 3: DONNÉE DES COUCHES DE SOL PRISES POUR LE CALCUL.....	58
TABLEAU VI. 4: LA COMPARAISON DES FS	60
TABLEAU VI. 5: LES ET LES MOMENT AGISSANTS SUR LE MUR	62
TABLEAU VI. 6:FERRAILLAGE DU MUR DE SOUTÈNEMENT EN BA	64
TABLEAU VI. 7:VALEURS FORFAITAIRES DU COEFFICIENT P_END	74
TABLEAU VI. 8:VALEUR PAR DÉFAUT DE P_END.....	74
TABLEAU VI. 9:VALEUR PAR DÉFAUT DU COEFFICIENT P_DEG	75
TABLEAU VI. 10:LES VALEUR DE FS CALCULÉS PAR LA MÉTHODES FELLENIUS	78
TABLEAU VI. 11:FS POUR UN RAYON QUI PASSE PAR LA BERME DU MASSIF	79

CHAPITRE VII :

TABLEAU VII. 1:CARACTÉRISTIQUE DU MASSIF	88
--	----

CHAPITRE VIII :

TABLEAU VIII. 1:ESSAIS DE CARACTÉRISATION DES GÉOTEXTILES	98
---	----

Liste des symboles

γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).

γ_d : Poids volumique sec (t/m^3).

γ_w : Poids volumiques de l'eau (t/m^3).

γ_s : Poids volumique des grains solides (t/m^3).

γ' : Poids volumiques déjaugé de sol (t/m^3).

P : Poids total de l'échantillon (t).

P_s : Poids total des grains solides (t).

P_w : Poids de l'eau (t).

V : Volumes total de l'échantillon (m^3).

V_v : Volume des vides (m^3).

V_s : Volume des grains solides (m^3).

V_w : Volume des l'eau (m^3).

n : La porosité.

e : L'indice des vides.

S_R : Degrés de saturation (%).

W : La teneur en eau naturelle (%).

W_L : Limite de liquidité (%).

W_p : Limites de plasticité (%).

I_p : Indice de plasticité (%).

I_c : Indice de consistance (%).

Liste des symboles

q_u : La capacité portante du sol (bars).

D : L'ancrage de la fondation (m).

F_s : Coefficient de sécurité.

σ_{adm} : La contrainte admissible du sol.

K_p : Coefficient de butée des terres

K_a : Coefficient de poussée des terres

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente (bars).

D_e : La hauteur d'encastrement équivalente (bars).

$\Delta\sigma$: Contrainte verticale (bars).

σ'_{vo} : La contrainte verticale des terres (bars).

α : Coefficient rhéologique.

E_c et E_d : Modules pressiométrique moyens (bars).

E_{oed} : Module oedométriques (bars).

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques de nature très diverse, ils peuvent être brusques, comme ils peuvent s'étaler sur plusieurs mois voire plusieurs années.

La rupture se produit selon des formes vaguement circulaires ou bien, elle ne présente à la contrainte aucune caractéristique géométrique particulière. Ces phénomènes sont très destructeurs, en plus des pertes en vies humaines qu'ils peuvent engendrer, les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles.

Un mouvement de terrain survient principalement lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme, leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. L'analyse de la stabilité comporte deux volets essentiels, le premier étant un calcul de stabilité pour déterminer la courbe selon laquelle la rupture est la plus probable, et le deuxième est le calcul du coefficient de sécurité correspondant.

Les recherches dans le domaine de la géotechnique et le développement de la mécanique des sols ont permis la mise au point de plusieurs techniques qui permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, parmi ces techniques, le renforcement de sol par géosynthétique, qui consiste à ajouter au sol une résistance à la traction. Cette technique est l'objectif de notre projet.

Afin de définir le coefficient de sécurité, plusieurs méthodes d'analyse de stabilité des pentes ont été développées, parmi lesquelles on utilise la méthode des tranches (FELLENIOUS).

Depuis quelques années, la modélisation en géotechnique est en constante progression, les méthodes numériques sont devenues aujourd'hui un complément utile voire nécessaire à des méthodes d'équilibre limites, qui elles souffrent de sérieuses limitations pour l'analyse de la stabilité. Les méthodes numériques sont exécutées par des logiciels spécialement mis en œuvre et adaptés à toutes sortes d'études géotechniques, ces logiciels permettent de traiter des problèmes en deux ou trois dimensions.

Introduction générale

Afin de bien structurer notre travail, nous l'avons partagé en deux parties principales:

La première partie comporte une synthèse bibliographique subdivisée en quatre chapitres, touchant les glissements de manière générale :

- Le premier chapitre est porté sur les généralités et la définition liée aux glissements.
- Le deuxième chapitre est consacré aux diverses reconnaissances et investigations géotechniques et géologiques requises lors de l'étude d'un glissement.
- Le troisième chapitre est porté sur les différentes méthodes de calculs utilisées pour le traitement d'un talus.
- Le quatrième chapitre décrit les diverses méthodes de confortements des talus utilisées et leurs caractéristiques mécaniques et résistance.

La deuxième partie est consacrée à l'étude pratique et au traitement de notre projet sur la RN 24 au PK 231+100 dans la région de SAKET, qui comporte quatre chapitres illustrés comme suit :

- Nommé cinquième chapitre par suite au précédent, comporte la reconnaissance du site de projet ainsi les différentes études géotechniques portées sur ce dernier.
- Dans le Sixième chapitre, un calcul et une étude comparative portés sur deux méthodes de confortement possibles et proposition pour le renforcement de ce talus.
- Le septième chapitre entièrement consacré à la modélisation d'une des méthodes de renforcement la plus favorable au confortement du talus glissant.
- Le huitième chapitre est porté sur la méthode de la mise en œuvre et la réalisation du projet.

Notre travail est clôturé par une conclusion générale dans laquelle on a dû illustrée la globalité de notre modeste étude liée à ce projet.

I.1. Introduction :

On rencontre les problèmes de stabilité des pentes fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

Dans ce chapitre on va aborder quelques définitions concernant les glissements des terrains, et en ajoutant à ce là les classifications et les causes provoquant ce phénomène naturelle.

I.2. Définition d'un glissement de terrain :

Un glissement de terrain est défini comme un mouvement d'un massif de terrains meuble ou rocheux le long de surface de rupture par cisaillement, il est en fonction de la nature et la disposition des couches géologiques, le mouvement est engendré par l'action de gravité de forces extérieures (hydraulique ou sismique) ou d'une modification des conditions aux limites.

Les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane. Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris : ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme. Leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. [11]

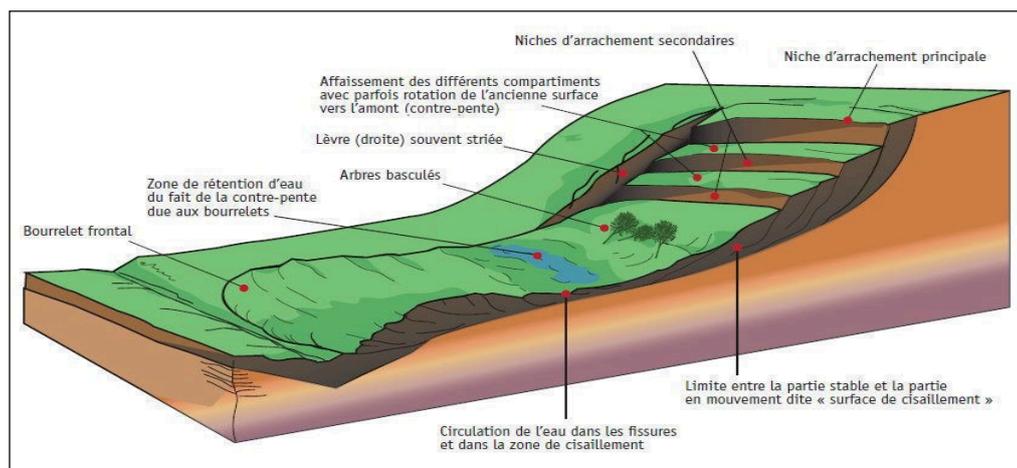


Figure I. 1:Glissement de terrains [29]

I.3. Types de glissement :

On définit deux grandes catégories de glissement selon la forme de surface de la rupture, on peut avoir :

- Les glissements plans.
- Les glissements rotationnels.

I.3.1. Glissement plan :

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques et mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon. [08]

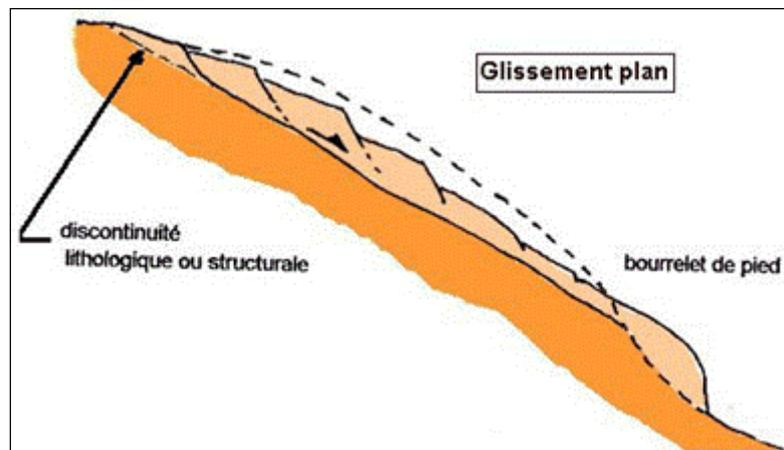


Figure I. 2:Glissement plan [08]

I.3.2. Glissement rotationnel :

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. En général, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. On peut distinguer deux types de glissement rotationnel :

I.3.2.1. Glissements rotationnels simples :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire. [08]

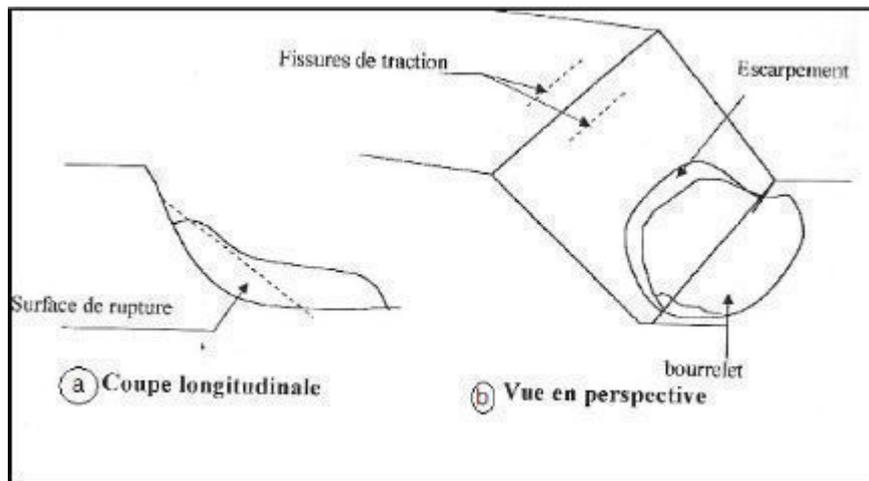


Figure I. 3: Glissement rotationnelle simple [08]

I.3.2.2. Glissements rotationnels complexes :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtes » les uns dans les autres. L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont. Instabilités de terrain à surfaces de rupture diffuses : [08]

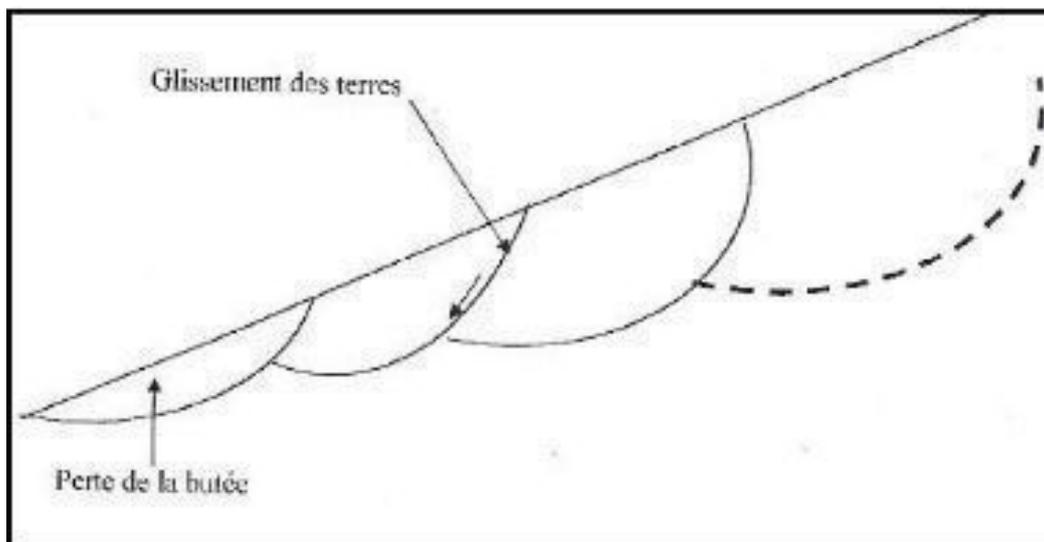


Figure I. 4: Glissement rotationnelle complexe [08]

I.3.3. Les coulées boueuses :

Appelées aussi « glissement de terrains liquides ». Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. Ils se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide.

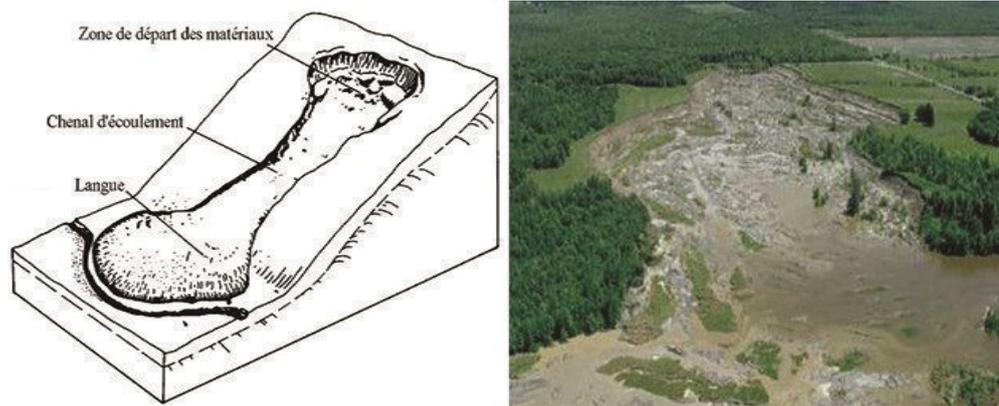


Figure I. 5: Écoulés boueuses [30]

I.3.4. Les éboulements et chutes de pierres

L'évolution naturelle des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres et de blocs ou des éboulements en masse, ils se manifestent par des ruptures rapides et brutales affectant les sites en falaises sous l'action de la pesanteur, ils résultent au développement de fissures préexistantes dans la roche. [07]

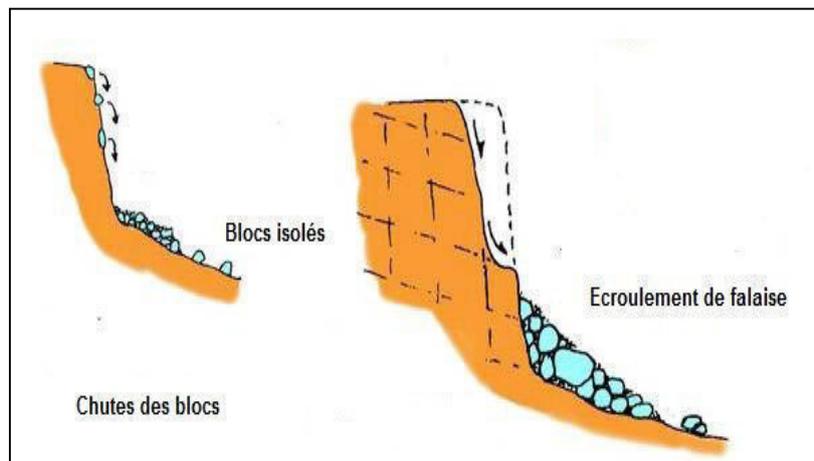


Figure I. 6: les éboulements, chutes de blocs et de pierres [28]

I.3.5. Fluage et solifluxion :

I.3.5.1. Le fluage :

Le fluage est une déformation viscoplastique lente dus à des sollicitations proche de la rupture, concerne essentiellement les milieux argileux. Les déplacements dans le massif en mouvement sont continus, mais avec une vitesse faible. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers et se distinguent des glissements par le fait qu'il n'existe pas de surface de glissement qui se manifeste. [08]

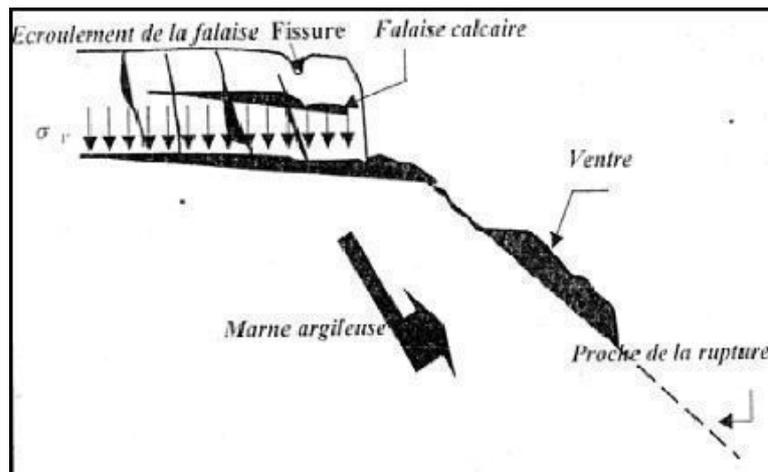


Figure I. 7: Exemple de fluage [08]

I.3.5.2. La solifluxion :

C'est un cas particulier de fluage, il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel, alternance de saisons sèches et pluvieuses). La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et l'inclinaison des arbres et se produit essentiellement dans les pentes agressives et les argiles gonflantes.

I.3.6. Affaissements et effondrements :

L'affaissement se traduit par une dépression topographique sans rupture apparente, parfois en cuvette ; peu profond, il est lent, progressif, plus lent, plus ou moins continu.

L'effondrement est brutal, discontinu, et provoque l'apparition d'une dépression plus ou moins circulaire dont les bords sont verticaux ou escarpés et montrent la rupture de terrain. Avec le temps, un affaissement peut se transformer en effondrement.

Les causes des affaissements et effondrements sont nombreuses, naturelles ou ; de plus en plus, liées aux activités humaines :

- Construction élevés sur des terrains compressibles ;
- Pompage des eaux et extraction pétrolière ;
- Rupture des roches qui forment la voûte de cavités souterraines (naturelle, carrières, mines).

I.3.7. Laves torrentielles

Dans les montagnes et hautes montagnes ou les bassins torrentiels ont des pentes fortes, les coulées peuvent atteindre des vitesses plus grandes. Les circonstances du déclenchement de la lave ne diffèrent pas de celles des coulées. Ce sont, la plus part du temps, des averses d'intensité forte ou exceptionnelle qui entraînent un matériau rocheux peut cohérent.

I.4. Éléments descriptifs d'un glissement de terrain

Escarpement principal : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et plongée en profondeur par la surface de glissement.

- **Couronnes** : sont situées au-dessus de l'escarpement principal souvent peu affecté par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones .
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Éléments** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flan** : limites latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone avale du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : Elles se forment dans le bourrelet de mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- Fissures d'attraction : s'apparaissent à la surface de la couronne, considérée comme un témoin de glissement.

I.5. Causes d'un glissement de terrain :

Un glissement de terrain a rarement une cause unique. C'est le plus souvent l'action conjointe de Plusieurs facteurs négatifs qui déclenchent un glissement. Pour analyser le mécanisme d'une rupture, il convient de bien repérer les divers facteurs susceptibles d'être intervenus et de créer une hiérarchie entre eux. Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à trois catégories.

I.5.1. Nature des terrains constituant le versant

Certains terrains sont vulnérables sont prédisposés au glissement, il s'agit :

- Des terrains à granulométries fines (silts, limons, montmorillonite)

Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées sur un substratum, ou ils peuvent être disposés entre deux couches compactes. Toutefois des glissements peuvent se produire dans des milieux pulvérulents grossiers. La perte de résistance par remaniement des sols rencontrés dans les versants naturels joue un rôle très important dans les glissements de terrains. Les apports d'eau dans la masse remaniée vont d'ailleurs sous un autre angle aggraver la situation. [12]

I.5.2. Les diverses formes d'action de l'eau :

Avant d'examiner les diverses actions de l'eau, il est utile de rappeler les principales provenances envisageables lors de l'étude d'un site instable, ainsi que toutes les ouvertures qui favorisent la pénétration des eaux superficielles dans la masse du terrain (fissuration naturelle, tranchées...) et qui jouent un rôle négatif. [12]

I.5.3. Les secousses sismiques :

Dans le cas du séisme, il se produit une émission d'ondes sismiques de deux types qui se propagent dans le sol : les ondes de volume dites ondes longitudinales et transversales, et les ondes de surface dites ondes de love et de Rayleigh. Ces ondes sismiques provoquent des sollicitations, ce qui peut conduire à des mouvements de terrain. Les déstabilisations dues au séisme peuvent se manifester de différentes façons. Elles peuvent provoquer immédiatement des glissements de terrain, des coulées, des chutes de blocs, et elles peuvent aussi avoir des effets à long terme, par augmentation de la fissuration du massif rocheux et diminution de sa résistance mécanique. [12]

I.5.4. Les facteurs humains :

La présence de l'homme dans un espace se traduit par des remaniements de terrain et une modification des conditions d'équilibre des versants, ce qui peut contribuer à les déstabiliser.

Les travaux en pied de versants peuvent également avoir des conséquences considérables : le fait de modifier ou faire disparaître des terrains situés en aval, par exemple en effectuant des terrassements, a pour effet de déstabiliser l'ensemble de la masse située en amont Assurant l'équilibre. [12]

I.5.5. La pente :

Il est évident que la pente du versant d'un talus est un élément fondamental dans le mouvement de terrain. Ce paramètre est notamment pris en compte dans les différentes procédures de calcul liées au glissement. [12]

I.6. Conclusion :

Les phénomènes de glissements de terrains ont des conséquences relativement importantes. La suppression du risque est impossible : il n'existe pas de méthodes pour empêcher la montagne de s'écrouler. La seule action envisageable concerne les conséquences secondaires d'un éboulement ou d'un glissement causé par diverses causes naturelles telles qu'on les a cités, quant à la prédiction de ce type d'événements, elle n'est pas toujours parfaite malgré des techniques de surveillance pointues. La prévention liée à ce type de phénomène est donc indispensable. Les mesures adoptées sont alors généralement très onéreuses.

II.1. Introduction :

Durant toute notre vie on est confronté à des risques naturels, à ce jour l'humain a été en progression afin de lutter contre ces innombrables aléas qui nous entourent chaque jour. On définit par les risques naturels, tout ce qui est déplacements des terrains peu importe la cause que ce soit averses ou séismique. De cet effet, les investigations géologiques et géotechniques d'un talus sont si indispensables pour mener à bien l'étude de ce dernier.

II.2. Les géosciences :

Ce sont un groupe de sciences bien définies, qui ont pour rôle d'interagir avec les domaines de construction et du BTP. Elles ont pour but d'étudier les déformations et les déplacements des sols et améliorer leurs états de contrainte. Parmi les géosciences on peut citer les plus intéressantes d'entre elles qui sont les suivantes : [18] ; [19]

- La géotechnique
- La géomécanique
- La géologie

II.2.1. La géotechnique :

Dans le groupe des géosciences, *la géotechnique*, est la technoscience consacrée à l'étude pratique de la subsurface terrestre sur laquelle notre action directe est possible pour son aménagement et de son exploitation, lors d'opérations de BTP (génie civil, bâtiment, carrières), de gestion des eaux souterraines (exploitation, drainage) et de prévention des risques naturels. [18] ; [19]

II.2.2. La géomécanique :

Généralement confondu avec la géotechnique. La géomécanique, n'est qu'un outil utilisé dans la géotechnique, elle est nécessaire mais insuffisante. Son objectif est en effet de fournir des solutions mathématiques à des problèmes techniques posés par la mise en œuvre du géomatériau. Ces branches sont la mécanique des sols, la mécanique des roches, l'hydraulique souterraine et une partie de la géophysique ; ses méthodes et moyens sont la modélisation des formes et du comportement du géomatériau et l'analyse des effets d'efforts qui lui imposent des actions extérieures. [17]

II.2.3. La géologie :

Le rôle de la géologie est indispensable en géotechnique ; c'est la discipline de base qui permet à la description du géomatériau et de son comportement d'être cohérent et convenable, en s'appuyant sur l'observation du visible et de l'accessible à plusieurs échelles spéciales « paysages, affleurement, échantillon...etc. ». Aussi qualitatives et géométriques des aspects rocheux naturels, la topographie des affleurements, profondeur des échantillons, les directions, les pendages et les épaisseurs des strates...etc. Elle doit donc être précisée par des mesures spécifiques in-situ. [16]

II.3. La reconnaissance géotechnique :

La reconnaissance géotechnique, est une opération compliquée dont dépend en grande partie l'intensité ou autrement dit l'importance de l'ouvrage concerné. Sa démarche générale consiste tout d'abord à illustrer le modèle structural du site, ensuite vient la caractérisation et l'étude des phénomènes naturels induits, puis vient l'étape où on propose des solutions pratiques aux problèmes géotechniques que pose l'adaptation spécifique de l'ouvrage au site. [21]

II.3.1. Domaines d'applications de la géotechnique :

On sous-entend par la géotechnique tout ce qui est sols et infrastructures, aussi implique une batterie d'essais cumulés sur l'objectif étudié, les applications de la géotechnique sont innombrables, d'une très grande diversité, toujours uniques et pour certaines d'une extrême complexité, de là on peut citer ses quelques secteurs là où la géotechnique est inévitable. [18]

Les aménagements, ouvrages et travaux de terrassements, soutènements, fondations, drainages , exploitations de matériaux ou d'eau souterraine, prévention de pollutions, réhabilitation des sites pollués, stockages de déchets..., en fait tout ce que l'on peut creuser, construire, exploiter ou rejeter à la surface de la Terre. [29]

II.3.2. Les essais de reconnaissances :

Les sondages mécaniques et les essais de pressiomètre, sont généralement les mieux connus et les plus prises de toutes les techniques de récolte de données géotechniques. Une étude géotechnique se divise en deux parties dites essais *in situ*¹ et de laboratoire. Pourtant ces techniques sont loin d'être à la hauteur de leur réputation quand elles sont mises en œuvre sans discernement, sans préparation soignée et sans suivi rigoureux.

¹ Un mot anglais qui indique un travail sur place et il est généralement attribué ainsi pour tout essai fait dans le lieu du projet.

Par analogie avec la méthode statistique, on doit en effet disposer d'un modèle géologique et géophysique aussi élaboré que possible avant d'effectuer un sondage. [11]

II.3.2.1. Essais de laboratoire : [11]

Ces essais, généralement simples, sont destinés à décrire et à identifier les sols, à les classer et à apprécier leur état. Les essais en laboratoire sont indiqués comme suit :

- Mesure de la teneur en eau naturelle « W »
- Détermination des limites d'Atterberg « W_L » et « W_P »
- L'analyse granulométrique
- Déterminations des poids volumiques « γ », « γ_d », « γ_s »
- Mesure de l'équivalent de sable « ES »

II.3.2.1.1. La teneur en eau naturelle « W » [11]

Elle est définie comme le rapport en pourcentage « % » du poids d'eau « W_w » que le sol contient, au poids « W_d » de ses éléments secs.

$$W \% = \frac{W_w}{W_d} * 100 \quad [\text{II-1}]$$

II.3.2.1.2. Limites d'Atterberg : [04]

Ces limites sont des teneurs en eau caractérisant conventionnellement, sur un sol remanié et selon un mode opératoire bien déterminé. D'où on distingue deux états de limites qui sont appelés comme suit :

- La limite de liquidité, est le passage de l'état liquide à l'état plastique. Elle est notée W_L .
- La limite de plasticité, est le passage de l'état plastique à l'état solide. Elle est notée W_P .

L'indice de plasticité est déterminé par la formule suivante :

$$I_P = W_L - W_P \quad [\text{II-2}]$$

II.3.2.1.3. L'analyse granulométrique : [11]

Celle-ci permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- Le tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 μm .
- La sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 μm .

Cette analyse est représentée par une courbe appelée « courbe granulométrique », telle qu'elle est illustrée sur la

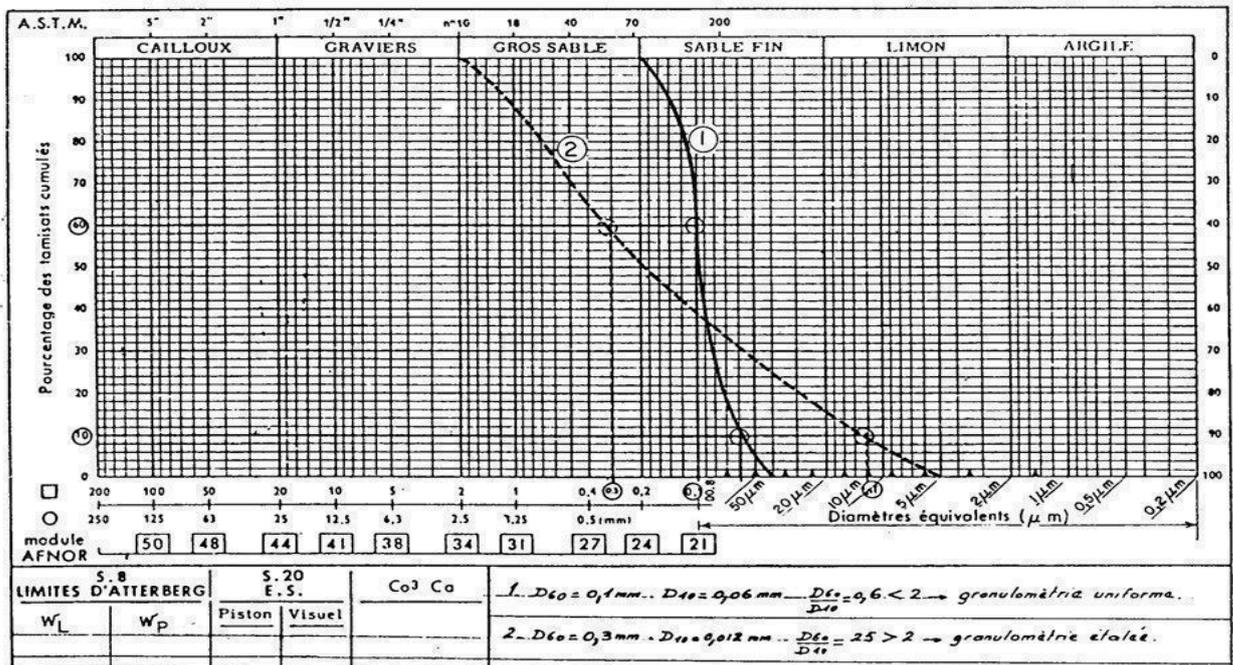


Figure II. 1: courbe granulométrique [26]

II.3.2.1.4. Déterminations des poids volumiques : [04]

On distingue trois cas de poids volumiques, nommés comme suit :

- Le poids volumique du sol humide « γ », est le rapport du poids total W d'une certaine quantité de sol à son volume V. sachant que le sol comporte une teneur en eau « w » :

$$\gamma = \frac{W}{V} \tag{II-3}$$

- Le poids volumique du sol sec « γ_d », est le rapport du poids de la matière sèche W_d contenue dans le volume V de cet échantillon.

$$\gamma_d = \frac{W_d}{V} \tag{II-4}$$

- Le poids volumique des grains « γ_s », est le rapport di poids des grains W_d contenus dans une certaine quantité de sol au volume « V_s » de ces grains.

$$\gamma_s = \frac{W_d}{V_s} \tag{II-5}$$

II.3.2.1.5. Mesure de l'équivalent de sable : [11]

Cet essai, simple, est destiné à déterminer selon un mode opératoire précis la proportion relative d'éléments fins floclés dans la fraction d'éléments de dimensions inférieures à 5 mm d'un sol granulaire fin.

L'équivalent de sable «ES» est représenté en pourcentage et il est démontré par le rapport de la hauteur de sable sédimenté à la hauteur totale du sable et du floclat. On doit indiquer la méthode de lecture de la hauteur du sable (visuelle ou au piston de mesure).

II.3.2.2. Les essais de résistance mécanique : [11]

Les essais de résistances mécaniques ont pour but de déterminer la résistance des sols au cisaillement. Les trois essais les plus utilisés sont :

- L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande.
- L'essai de compression triaxiale.
- L'essai de compression simple.

II.3.2.2.1. L'essai de cisaillement rectiligne : [12]

Le principe de cette essai est de placer une boîte composée de deux parties mobiles qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre selon une direction déterminée. Un piston permet d'exercer sur l'échantillon une contrainte verticale donnée « σ ». L'échantillon est cisailé à vitesse constante suivant un plan imposé.

Cet essai se décompose alors sur quatre phases distinctes nommées selon la méthode d'exécution comme illustré sur la (figure II.2) :

- Consolidé drainé « CD »
- Consolidé non drainé « CU »
- Non consolidé drainé « UD »
- Non consolidé non drainé « UU »

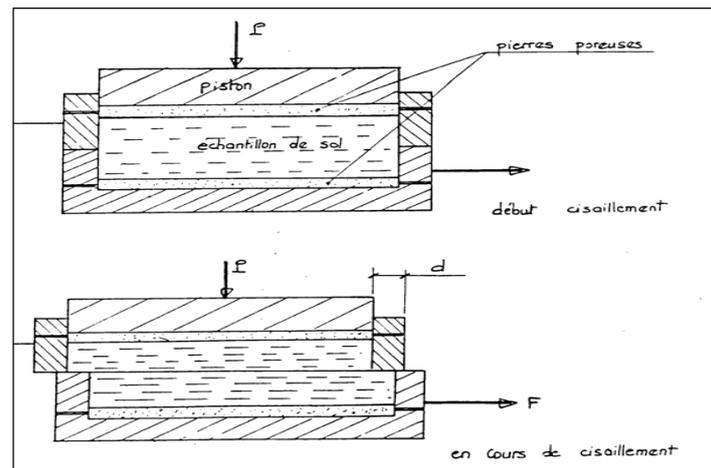


Figure II. 2:Essais de cisaillement à la boîte casagrande [12]

II.3.2.2.2. L'essai de compression triaxiale : [11]

Cet essai a pour objet d'étudier le comportement des grains dans un milieu de contraintes concentrées, cet essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol, d'élancement compris entre 2 et 2.6, à une pression hydrostatique σ_3 appelée « contrainte latérale », appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule de l'appareil, et une contrainte axiale σ_1 appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

L'objet de l'essai est de faire croître σ_1 à vitesse de déformation constante jusqu'à la rupture de l'éprouvette, σ_3 restant constante. Pour les sols grenus, le diamètre de l'éprouvette est au moins égal à 5 fois la dimension du plus gros élément. Tout comme l'essai de cisaillement cet essai aussi est effectué en quatre phases distinctes à l'état hydrique de l'échantillon.

II.3.2.2.3. L'essai de compressibilité œdométrique : [11]

Les essais de compressibilité ont pour objet de mesurer les variations d'un volume d'un échantillon de sol placé dans un champ de contraintes uniforme avec possibilité de drainage. L'échantillon de sol intact est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme σ constante pendant un temps déterminé, tout en respectant les différents états hydriques de l'échantillon.

Les résultats sont interprétés de manière adéquate dans une courbe (**Figure II.3**) logarithmique du principe (e indice des vides en fonction de $\log \sigma$ logarithme de la contrainte effective) et P correspond au chargement entre état sur consolidé et l'état normalement consolidé.

«ABCD » premier chargement

« EFG » deuxième chargement

« DE » déchargement partiel

« GH » déchargement total

« EFG » deuxième chargement

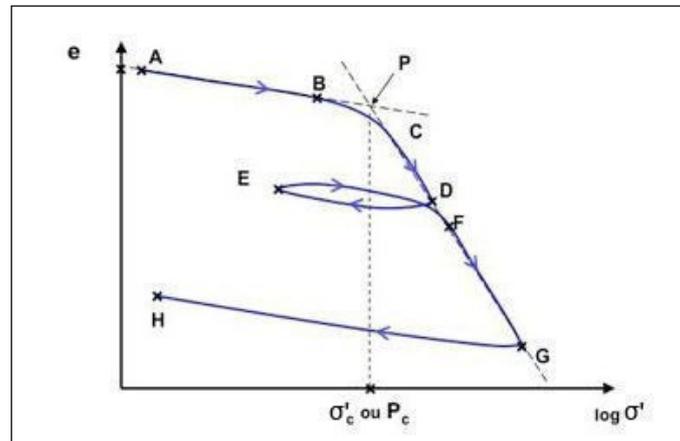


Figure II. 3: courbe de compressibilité œdométrique [25]

Sans oublier les divers essais liés aux états mécaniques du sol appliqués au laboratoire : on cite, essais los Angeles, le Deval et le micro Deval, les essais aux compactages CBR et CBR modifié.

II.3.2.3. Les essais *in-situ* :

Sur le terrain, on est détenu à appliquer une batterie d'essais effectués sur place afin de mieux évaluer notre situation du site en question à étudier, et parmi ces nombrable essais on cite les suivants :

- Les sondages destructifs
- Essai pénétrométrique
- Essai pressiométrique
- Essais de plaque

II.3.2.3.1. Essais pénétrométriques :

Ces essais sont divisés en deux types, pénétromètre statique et dynamique, appelé ainsi suite à la méthode de leurs exécutions.

Exécuter un sondage au pénétromètre statique ou dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol, par vérinage à vitesse constante, une pointe conique portée par un train de tiges et à mesurer, de manière continu ou à intervalles déterminés, la résistance à la pénétration du cône q_c est obtenue en divisant la force sur le cône Q_c (ou effort de pointe) par la surface A_c qui la plus grande section droite de la pointe :

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

[II-6]

A. Pénétrömètre statique : Il permet d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité. Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe. Pour prévenir tout risque de tassement différentiel, le pénétrömètre statique est utilisé pour le contrôle du compactage de couches de remblais.

B. Pénétrömètre dynamique : Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante. Ainsi ces résultats sont illustrés dans un graphe arithmétique, en fonction de la profondeur atteinte par la pointe conique par rapport à la résistance de la pénétration q_c . [13]

II.3.2.3.2. Sondages destructifs :

Ils sont destinés à l'acquisition de données. Les paramètres sont enregistrés soit sur cassettes soit sur diagrammes directement exploitables sur le chantier

L'appareil permet après étalonnage sur un sondage carotté ou à la tarière et interprétation des enregistrements, de retrouver et situer avec précision les différentes couches traversées, de détecter les hétérogénéités à l'intérieur d'une même couche, de localiser les cavités ou les blocs.

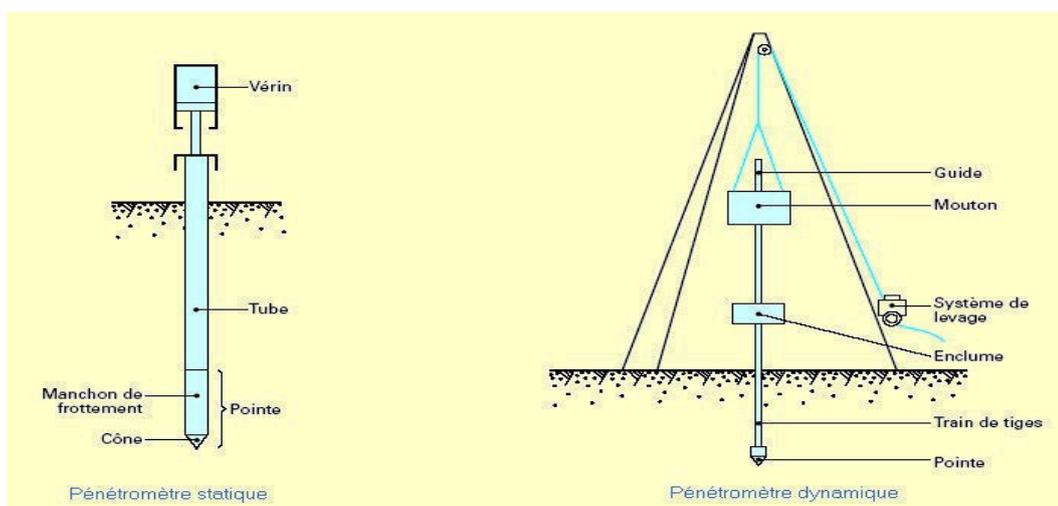


Figure II. 4:représentation des essais pénétrömétriques [27]

II.3.2.3.3. Essais à la plaque :

Les essais à la plaque consistent à déterminer le déplacement vertical moyen de la surface du sol située sous une plaque rigide circulaire chargée. Les essais à la plaque ont essentiellement pour buts :

- Soit de mesurer la déformabilité des plateformes de terrassement constituées par des matériaux dont les plus gros éléments ne dépassent pas 200mm. On utilise généralement dans ce cas les mesures faites au cours de 2 cycles de chargement successifs (modules de déformation E_{v1} et E_{v2}).
- Soit de contrôler les fonds de fouille de fondations ou d'apporter des éléments complémentaires sur le comportement d'une fondation.

II.4. Reconnaissances géologiques :

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" du sol. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches. La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages dont certains exemples sont décrits au paragraphe de la reconnaissance géotechnique. [27]



Figure ii. 5: principe d'exécution d'un essai a la plaque réalisé sur le site

II.5. Reconnaissances topographiques :

Les plans topographiques sont des documents géométriques (voire figure-II.5), modèles de la surface d'un site à une échelle adaptée aux préoccupations de ceux qui les ont établies et de ceux qui les utilisent. En géotechnique, on consulte d'abord les cartes topographiques commerciales qui sont généralement établies à une échelle de 1/25000 et 1/50000 puis on utilise les plans spécifiquement levés sur le terrain et/ou par photogrammétrie pour l'étude et la réalisation de l'ouvrage, dont l'échelle va de 1/200 à 1/5000 selon le type d'ouvrage et l'étape d'étude. [27]

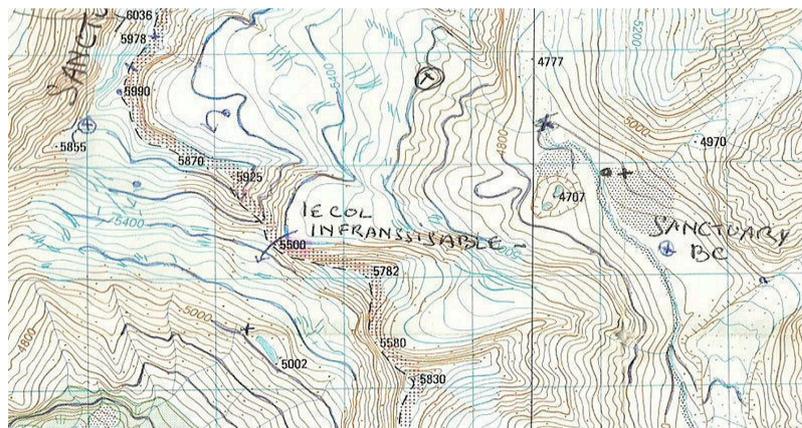


Figure II. 6:Modèle d'une carte topographique [30]

II.6. Hydrogéologies :

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de pentes, l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, et leur évolution dans le temps, en prévision de la réalisation d'un drainage. Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. [21]

II.7. Conclusion :

Tout de même la reconnaissance géotechnique et géologique est impérativement importante pour les investigations du sol en question, et pour cela la réalisation de divers essais portés sur le sol que ce soit en laboratoire ou sur le terrain notamment appeler in-situ, de même la cartographie et la topographie liée au site est si indicative afin de mener à bien, les reconnaissances géologiques rapportées aux terrain, et d'autre part il ne faut pas négliger les états hydriques du site, c'est pour cela qu'une étude hydrogéologique s'impose.

III.1. Introduction

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En règle générale, les mécanismes de rupture sont schématisés par le glissement d'un bloc sur surface de rupture cylindrique plane ou circulaire et les méthodes de calcul reposent sur des hypothèses simplistes. Cependant, une longue expérience a été acquise tant dans les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

III.2. Les différentes méthodes de calcul d'un glissement de terrain

Un glissement de terrain est caractérisé par un déplacement de masse de terrain plus ou moins brutal sous l'action de la pesanteur et se résume à une étude de stabilité de pentes. Ce déplacement se produit en un lieu, si de nombreux facteurs d'instabilités (facteurs permanents et variables) peuvent être réunis pour générer des mécanismes de rupture. Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la stabilité des terrains plus ou moins efficaces. Un mouvement de terrains présente différentes phases, différents mécanismes de rupture et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être décrits par le programme de calcul (il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique du site). L'étude d'un glissement nécessite de savoir si le problème va dépendre de ce choix, si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps de leur acquisition vont être très importants. Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres: les moyens disponibles et le comportement global de la pente [05].

III.2.1. Détermination du facteur de sécurité

Pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F . C'est en effet le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

$$F_S = \frac{\text{Forces résistantes}}{\text{Forces motrice}}$$

Le facteur de sécurité F_S minimal à adopter dépend de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque

humain et dommages matériels .De manière classique, dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si $F_s < 1$: la rupture est inévitable,
- Si $F_s = 1$: le massif est en état d'équilibre,
- Si $F_s > 1$: le milieu est en équilibre et le massif est stable.

Dans la réalité, et l'expérience dans le domaine de stabilité des pentes le montre :

- Si $F_s > 1,5$: le talus est stables ;
- Si $F_s < 1$: il ya un glissement ;
- $1 \leq F_s \leq 1,5$: le risque est réel, surtout si F_s se rapproche de 1.

FS est défini comme coefficient par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol devraient être répartis (divisés) pour donner l'état de glissement qui va apparaître. Selon l'équation $F_s = \frac{c}{c_m}$ (c la cohésion et c_m la cohésion mobilisés) comme la définition du coefficient de sécurité pour le matériau en frottement, les surfaces de glissement sont des surfaces de rendement potentiel, les déplacements et le mécanisme de rupture dépend du coefficient de sécurité. [13] ; [03]

III.2.2.Méthode globale

Il est à noter que les premières indications sur la stabilité globale d'un massif homogène peuvent être données à partir de la méthode globale. Cette méthode nous permet aussi d'énumérer d'une manière générale toutes les forces qui peuvent entrer en jeu en sollicitant le corps en question. La méthode globale consiste à ce que le massif soit homogène et isotrope et il est défini par les caractéristiques suivantes : c , φ et γ , si le milieu est aquifère la pression interstitielle U se rajoute a ces paramètres. [09]

Dans la Figure (**Figure III.1**), on étudie l'équilibre du massif en supposant que : la rupture va se produire le long de la ligne AMB assimilée à un arc de cercle de centre O et de rayon r. le mouvement du corps (1) se ramène donc à une rotation de centre O. le problème qui se pose est : quelles sont les forces susceptibles d'intervenir dans l'équilibre du corps (1) ?

- Tout d'abord, le poids W des terres, appliqué au centre de gravité G .
- Les forces de résistance au cisaillement mobilisées le long de la ligne de rupture AMB.

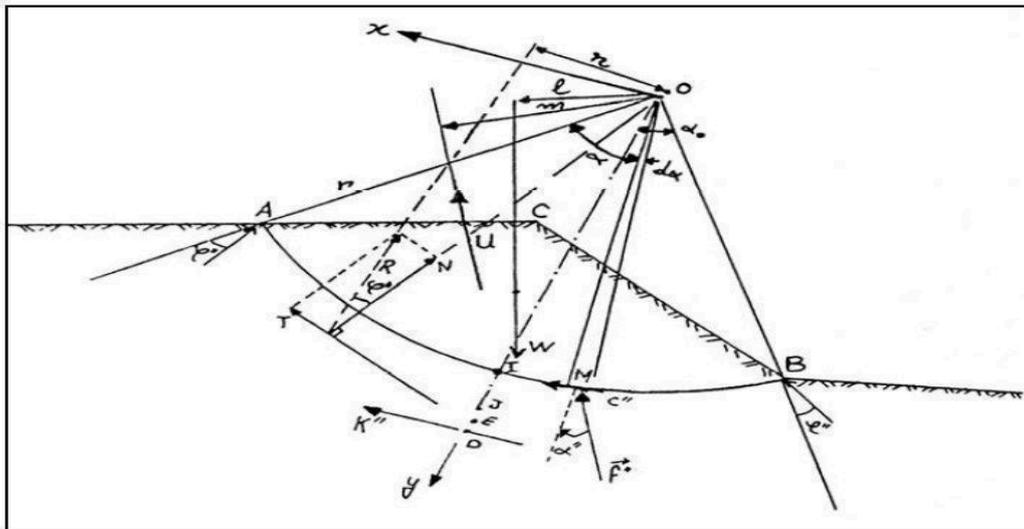


Figure III. 1: Equilibre global du massif [09]

La résistance en un point M est la somme :

D'une résistance due à la cohésion C'' , portée par la tangente en M, en admettant que la valeur de C'' soit constante en tout point de AMB, $C'' = C / F_s$ avec : F_s : le coefficient de sécurité recherché.

La résultante de ces forces \vec{K}'' est parallèle à AB et passe par le point D tel que :

$OD = r \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0}$, et a pour intensité : $K'' = 2r \sin \alpha_0 C''$ d'où le moment de cette force par rapport au centre O est égale à : $2r^2 \alpha_0 C''$.

D'une résistance due au frottement dont la résultante est R.

Les efforts transmis par l'eau de la nappe admettent pour résultante U appelée pression Interstitielle.

L'équilibre du volume ACBMA est acquis si : la somme géométrique des forces appliquées est nulle, et également la somme de leurs moments par rapport au centre O est nulle, alors :

$$\vec{W} + \vec{U} + \vec{K}'' + \vec{R} = \vec{0} \text{ D'où la somme des moments : } Wl - U_m - Rn - 2r^2 \alpha_0 \frac{C}{F_s} = 0.$$

Dans ces équations, les forces W, U et K'' sont parfaitement connues, il ne reste que le problème de la distribution des contraintes le long de la ligne AMB, ni donc sur l'intensité ou la direction de la force R, c'est bien là que réside la difficulté du problème.

Les différentes méthodes misent au point pour le calcul de la stabilité diffèrent les unes des autres par la manière dont elles traitent cette difficulté. Vu la multiplicité de ces méthodes, nous exposerons ici les méthodes qui nous avons utilisé dans nos calculs. [09]

III.2.3.Choix de la méthode de calcul

Dans la littérature scientifique, il existe de nombreuses méthodes de calcul de stabilité des pentes ; méthode d'équilibre limite et méthode des éléments finis bénéficiant d'une assise assez solide.

Tous ces méthodes ont des avantages et inconvénients, et reposent sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations. Dans le cas des méthodes d'équilibres limite, les hypothèses portent sur les lois qui régissent le comportement des sols et sur les conditions aux limites. Alors que les méthodes des éléments finis modélisent toute la masse et fourniront la zone de rupture la plus probable.

III.2.4.Méthode des perturbations

Dans certains cas, la morphologie du site permet de prévoir la ligne de glissement la plus probable ou du moins son allure. Si celle-ci est ni circulaire ni plane, on parle de rupture quelconque. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture ; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes et le long de la surface de rupture.

III.2.5.Méthode d'équilibre limite

Toutes ces méthodes sont appelées d'équilibre limite [10] :

- La surface critique,
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface,
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Les méthodes d'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogènes (exemple. BISCHOP, MORGENSTERN-PRIS...) et les méthodes de stabilité globale dans lesquelles on considère de façon globale les équations d'équilibre au lieu de les vérifier au niveau de chaque tranche, surtout utilisées pour les sols homogènes (BELL, méthodes des perturbations...). Dans le cadre de notre travail, nous allons étudier la stabilité d'un sol saturé.

III.2.5.1. Méthode des tranches

Le principe de base de toutes ces méthodes est de décomposer la masse de sol en tranches pour tenir compte d'une variation des caractéristiques du sol (**figure III.2**). Il est alors possible d'écrire pour chacune d'elles les équations d'équilibre. On considère ensuite les résultantes des forces inter-tranches qui s'exercent en un point d'application.

Les forces agissant sur la tranche peuvent être définies de la manière suivante :

W , poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h ,

\bar{N} , Composante normale de la force agissant à la base de la tranche et valant $\bar{N} = \sigma l$,

\bar{T} , Composante tangentielle de la force agissant à la base de la tranche et valant

$$\bar{T} = \tau_m l,$$

X , composante verticale des forces inter-tranchent,

E , composante horizontale des forces inter-tranchent,

b , épaisseur de la tranche ($b = l \cos \alpha$).

α , angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ou le rayon du cercle avec la droite passant au centre de la tranche,

R , rayon du cercle de rupture de centre o ,

l , longueur du plan de glissement de la rupture,

x , bras de levier du poids des terres.

Définissons le facteur de sécurité F_s par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite :

$$F_s = \frac{\tau}{\tau_m} \quad \text{[III-1]}$$

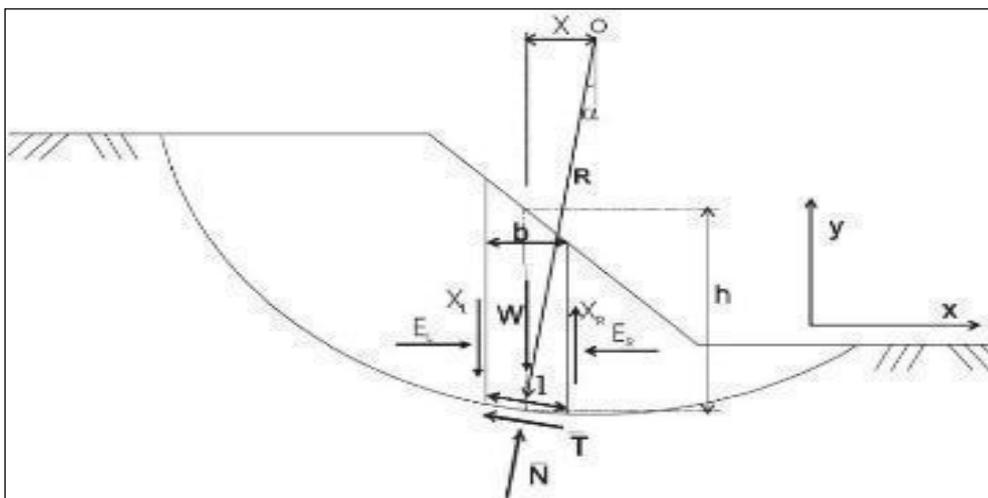


Figure III. 2: analyse par la méthode des tranches [02]

Ou, τ_m , contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche, τ , résistance au cisaillement caractérisée par l'équation de Mohr-Colomb, donnant à la rupture une relation linéaire entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale : en paramètres totaux,

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \text{et en paramètres effectifs, } \tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

Si on remplace τ_m par sa valeur dans \bar{T} , on obtient :

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] = \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \quad [\text{III-2}]$$

Pour une tranche, les équations d'équilibre donnent :

➤ En projetant verticalement toutes les forces, on obtient :

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = w + X_L - X_R \quad [\text{III-3}]$$

Si on remplace \bar{T} par sa valeur dans l'équation 3, on obtient :

$$\bar{N} \cos \alpha + \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \sin \alpha = w - (X_R - X_L) \quad [\text{III-4}]$$

$$\bar{N} = \frac{w - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (c'l - ul \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F_s}} \quad [\text{III-5}]$$

➤ En projetant horizontalement toutes les forces, on obtient :

$$\bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = -(E_R - E_L) \quad [\text{III-6}]$$

Si on remplace \bar{T} par sa valeur dans l'équation 5, on obtient :

$$\frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = -(E_R - E_L)$$

$$\Rightarrow \bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha = (E_R - E_L) \quad [\text{III-7}]$$

Considérons maintenant l'ensemble des tranches. Le talus sera en état d'équilibre limite si les moments moteurs sont égaux aux moments résultants. L'équilibre global des moments donne le facteur de sécurité F_m :

$$M_{moteur} = M_{résist} \Rightarrow R \sum W \sin \alpha = R \sum \bar{T}, \text{ si on remplace } \bar{T} \text{ par sa valeur de l'équilibre 2,}$$

$$\sum w \sin \alpha = \sum \frac{1}{F_m} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']$$

$$\Rightarrow F_m = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad [\text{III-8}]$$

L'équilibre global des forces donne le facteur de sécurité F_f :

En absence de tout chargement de la masse de sol étudié

$$\sum E_R - E_L = 0 \quad [\text{III-9}]$$

$$\sum X_R - X_L = 0 \quad \text{[III-10]}$$

L'équation 6 devient alors :

$$\bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_f} [c'l + \bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha = 0$$

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad \text{[III-11]}$$

Les deux facteurs de sécurité (F_m et F_f) sont assez proches. Pour la résolution de ces équations, des hypothèses supplémentaires doivent être posées. La nature de ces hypothèses provient du choix des équations de statiques et des forces inter-tranches qui sont satisfaites, et différencie les méthodes de calcul existantes. La méthode d'équilibre limite présentée ici, à titre indicatif, pour la compréhension de cette problématique de stabilité de pente est celle de FELLENIUS [06] dont le calcul est possible à la main.

III.2.5.1.1. Méthode de FELLENIUS :

Les hypothèses de la méthode de FELLENIUS sont :

- On suppose une surface de glissement circulaire et décompose le talus en tranches,
- On néglige les forces inter-couches et respecte seulement l'équilibre des moments.

À partir des équations (3) et (5), la force normale sur la base de la tranche devient

$$\begin{cases} \bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha \\ \bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W \cos \alpha \quad \text{[III-12]}$$

Une fois que la force normale \bar{N} , est calculée. On peut remplacer \bar{N} , par sa valeur dans l'équation (7) pour calculer le facteur de sécurité, on obtient

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (w \cos \alpha - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{[III-13]}$$

Si on remplace $W = \gamma h b$ avec $b = l \cos \alpha$ dans l'équation (12), on aura :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (\gamma h \cos^2 \alpha - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad \text{[III-14]}$$

Cette équation représente l'expression du facteur de sécurité pour la méthode de FELLENIUS. [06]

Cette méthode est moins précise que les autres méthodes des tranches et peuvent même amener à des valeurs négatives pour les contraintes effectives sur la surface de glissement. Mais, elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

Comme autres méthodes des tranches développées dans la littérature scientifique, on retrouve la méthode simplifiée de BISHOP, la méthode simplifiée de JANBU, la méthode suédoise modifiée, les méthodes de SPENCER et MORGENSTERN-PRICE,...etc. Toutes ces méthodes d'équilibre limite ont leur limitation, car elles sont fondées sur des hypothèses simplificatrice, telles que la division de la masse susceptible de glisser en tranches, le comportement du sol qui est supposé rigide parfaitement plastique, le facteur de sécurité F_s qui est supposé identique en chaque point du plan de glissement, la relation contraintes-déformations qui n'est pas prise en compte explicitement et pour des géométries complexes.

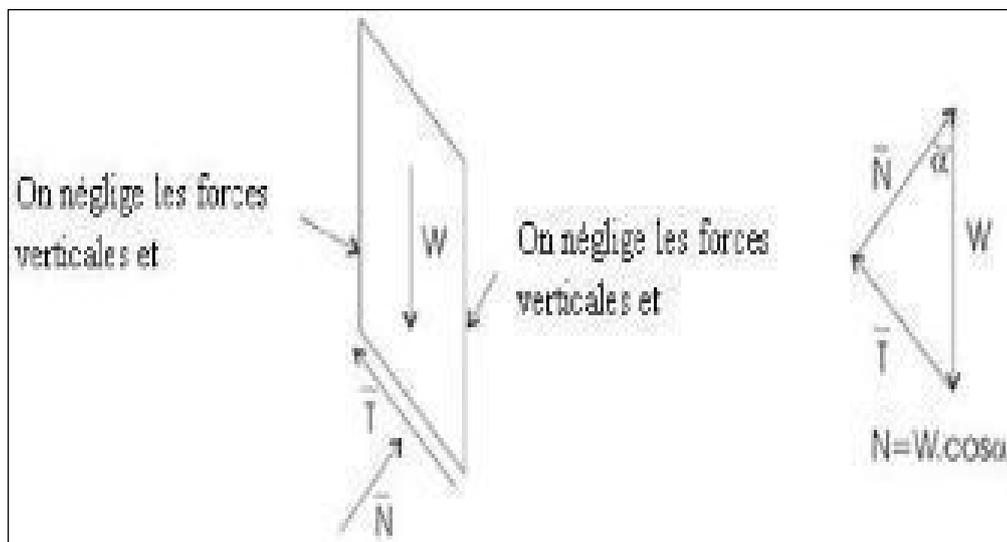


Figure III. 3: Forces considérées sur une tranche par la méthode de FELLENIUS [06]

Le (tableau III.1) donne un bref résumé de certaines des méthodes d'analyses en tranches verticales fréquemment utilisées pour le calcul de la stabilité des pentes en tenant compte des hypothèses supplémentaires et des surfaces de rupture.

Tableau III. 1: Récapitulation de quelques méthodes des tranches [14]

<i>Méthodes</i>	<i>Surface de rupture</i>	<i>Hypothèses supplémentaires</i>
FELLENIOUS [1936]	Circulaire	-Négliger les forces inter-tranche $X = E = 0$ -Respecter l'équilibre des moments
BICHOP [1955]	Circulaire	-Négliger les forces verticales entre les tranches $X = 0$ -Respecter l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger l'équilibre horizontal des farces
JANBU [1956]	Circulaire	-forces entre les tranches sont horizontales $X = 0$ -Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales -Négliger l'équilibre des moments
MORGENTERN Et PRICE [1965]	Arbitraire	-Forces entre les tranches sont parallèles entre elles -L'inclinaison θ varie linéairement à chaque tranches $X = \lambda f(x)E$, avec $f(x)$ variant Continuellement le long de la surface de chaque tranche -Equilibre des forces horizontales et verticales ainsi que l'équilibre des moments sont respectés
SPENCER [1967]	Circulaire	-Forces entre les tranches sont parallèles entre elles -L'inclinaison θ est constante -Force normale agit au centre de la base de chaque tranche -Equilibre des forces horizontales et verticales ainsi que l'équilibre des moments sont respectés

III.3. Conclusion

Les géotechniciens calculent par habitude le facteur de sécurité pour évaluer la stabilité des pentes en utilisant les méthodes déterministes malgré les différences entre les résultats obtenus- le facteur de sécurité, la surface hypothétique de glissement-, mais l'analyse de la stabilité des pentes obtenue par la méthode d'équilibre limite calcule le facteur de sécurité en se basant sur un ensemble fixe de conditions et de Paramètres matériels. Dans la pratique géotechnique, il ya plusieurs sources d'incertitudes dans l'analyse de la stabilité des pentes, par exemples, incertitudes spatiales (topographie et stratigraphie d'emplacement, ... etc.) et incertitudes de données d'entrée (caractéristiques du sol, propriétés du sol in situ, ... etc.). L'analyse déterministe de la Stabilité des pentes par le calcul du facteur de sécurité, n'est pas une bonne manière pour considérer la variabilité des paramètres de résistance du sol.

IV.1. Introduction :

Les confortements des talus en glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser les masses des terrains. Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement). Ainsi le choix de la méthode de confortement d'un glissement dépend de ses dimensions et de son origine, or que dans notre cas ce qui nous importe le plus sont deux cas principaux qui sont : soit le confortement par mur rigide en «B.A» soit le soutènement à base des matériaux géosynthétiques, plus exactement en géotextile.

IV.2. Méthodes de confortement :**IV.2.1. Terrassement :**

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de confortement par terrassement: [11]

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied.
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

IV.2.2. Chargement au pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, et le glissement à la base. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. : [11]

- L'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont.
- L'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

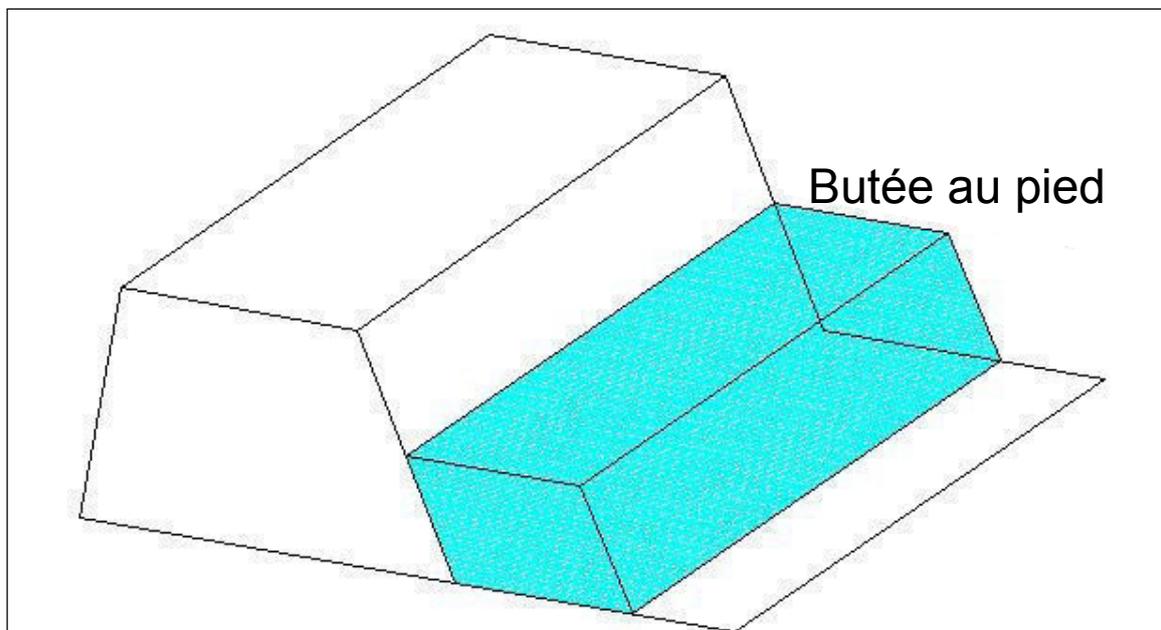


Figure IV. 1: Butée ou chargement au pied

IV.2.3. Allègement en tête :

L'allègement en tête du glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou à long terme. [11]

IV.2.4. Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, d'où la profondeur de l'excavation soit importante que la surface de rupture pour avoir une meilleure adhérence avec le substratum. Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

IV.2.5. Le reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par le réarrangement de talus du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risberme¹ a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants. [26]

IV.2.6. Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable. [26]

IV.3. Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site ;
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation. [27]

¹ Une plate-forme réalisée au milieu d'un talus de grande hauteur pour augmenter sa stabilité et faciliter son entretien.

Définition obtenu de Wikipédia de la source « DICOBAT ».

IV.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont, et des eaux de ruissellement.

En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

IV.3.2. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi.

L'écran en géocomposite est drainant, composé d'un géotextile et de tuyaux collecteur, le géocomposite permet de réaliser des écrans drainants s'étendant jusqu'à 6 m de profondeur et ils sont réalisés soit à la main ou par pelle mécanique. [11]

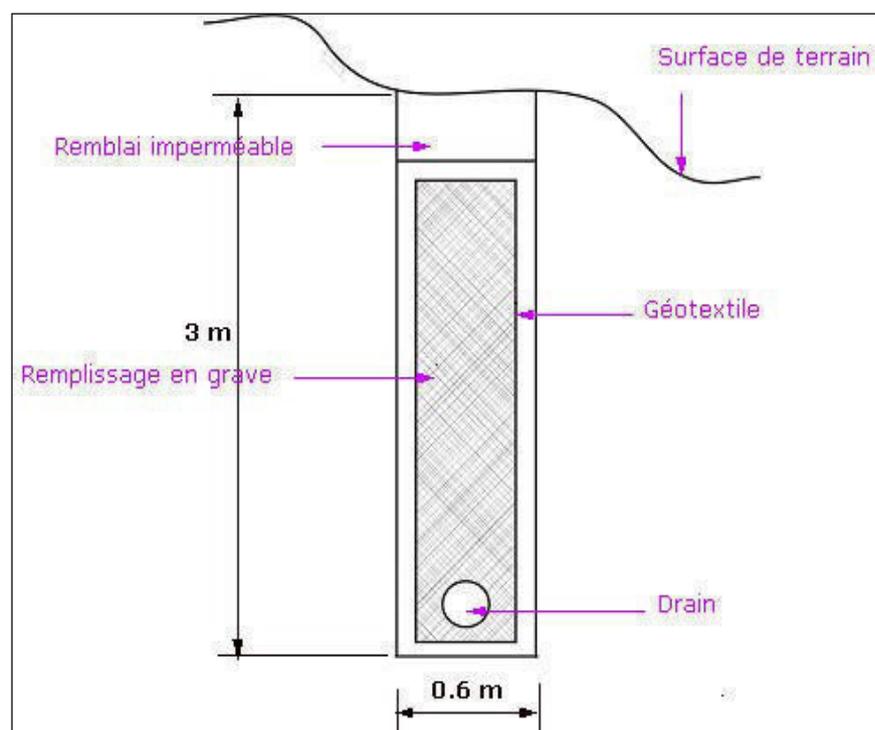


Figure IV. 2:Modèle d'une tranchée drainante [28]

IV.3.3. Les drains verticaux et subhorizontaux :

Cette méthode fût appelée drains verticaux, consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

Cette méthode qu'on nomme drains subhorizontaux, est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleur justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). [11]

IV.4. Renforcements rigides :

Le but principal de ce type de solution est de faire réduire ou parvenir à arrêter les mouvements du massif en déplacement qu'on veut traiter généralement, le choix de cette méthode est intéressante dans le cas où les solutions curatives (terrassement, drainage) ne sont pas adaptables au sujet d'étude. [29]

IV.4.1. Tirants d'ancrage :

Le principe consiste à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Dans la plupart des cas cette technique est utilisée pour la stabilisation de pentes rocheuses ou des applications à titre préventif, mais il est judicieux d'utiliser des structures ancrées pour améliorer les pentes en limite de stabilité ou pour compenser le déchargement dû à une excavation en pied de versant. Par contre, l'application de cette technique à la stabilisation de glissements est beaucoup moins fréquente. En pratique cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension. [23]

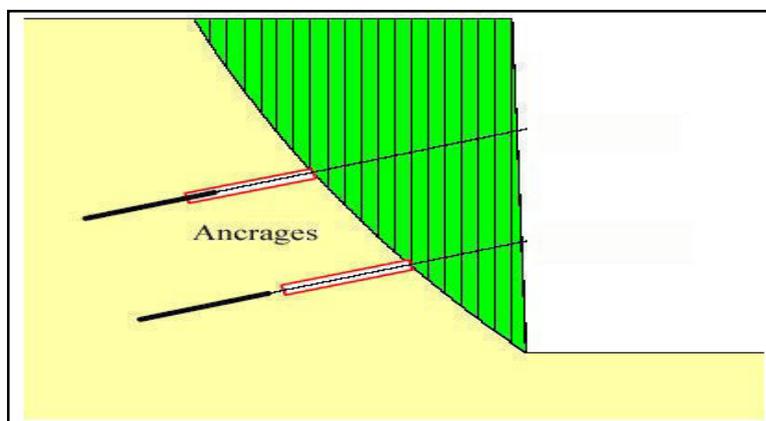


Figure IV. 3:représentation d'un modèle de soutènement par tirants d'ancrages réalisé à l'aide d'un logiciel CAO [23]

IV.4.2. Clous et micropieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables. [23]

IV.4.3. Murs de soutènements :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas le déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran. Les efforts qui en résultent sont très importants. Il est donc très rare de stopper un glissement par un mur fixe.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.

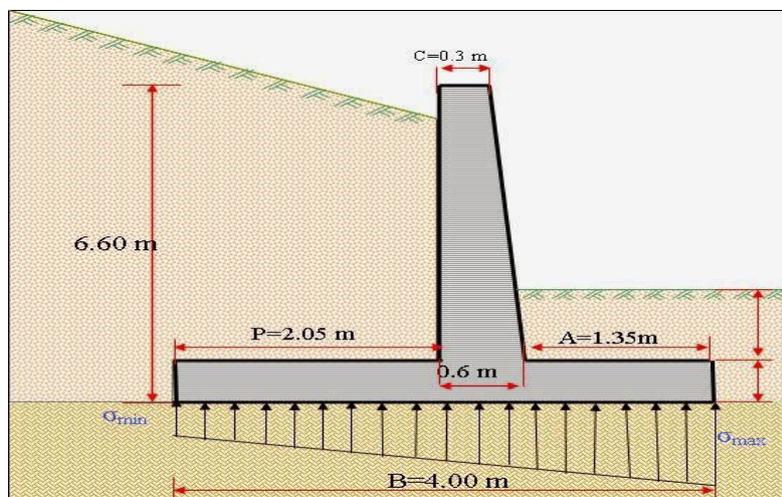


Figure IV. 4: Le soutènement rigide (mur de soutènement en BA) [23]

IV.5. Renforcements par géosynthétiques :

IV.5.1. Butée de pied renforcée au géotextile : [11]

Les techniques utilisant la géosynthétique ont connu un développement considérable dans les domaines de la géotechnique et de génie civil ces dernières années. On peut dire qu'en ce moment ils sont indispensables dans les travaux de confortement de talus et des glissements à grand envergure là où les ouvrages de soutènement rigides sont défavorables ou inapplicables, et leurs domaines d'applications ne cessent de s'accroître. Durant les quatre dernières années, de nombreux ouvrages géotechniques incluant des géosynthétiques ont été construits en Algérie.

La technique géosynthétique pour le traitement de certains glissements de terrains constitue une réelle alternative, innovante et économique par rapport aux solutions classiques. Elle peut même devenir la seule solution possible à utiliser pour remédier aux phénomènes de mouvements des terres au fil du temps.

IV.5.2. Mur renforcé par nappes de géotextiles : [04]

Les murs en géosynthétiques sont constitués par des armatures, un parement est un massif en remblai.

- Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissés, géogrilles ou des non-tissés. Ces produits sont désignés par le terme générique de géosynthétiques.
- Le parement est destiné à assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets.
- Il existe différents procédés parmi lesquels on peut citer ceux où le parement est constitué d'éléments cellulaires en béton préfabriqués, remplis de sol et généralement des terres végétale, et ceux où le géotextile est retourné en bordure, un parement indépendant est alors édifié pour protéger le géotextile.

Ainsi le comportement local en place à l'interface sol grossier/géotextile, a été appréhendé à partir des essais d'extraction de nappes, bien spécifiques pour le cas d'étude posé en question. Le respect de certaines normes peut conduire à un meilleur dimensionnement de nappes constituantes les parements de sol appliqués à la composition du mur renforcé.



Figure IV. 5:renforcement des talus par nappe géotextiles

IV.5.3. Texusol :

Le Texusol est un mélange de sable concassé intimement lié par des fibres synthétiques, (120 km de fils par mètre cube de sable). Le matériau ainsi obtenu présente des propriétés intéressantes, Les applications du Texusol en soutènement sont de deux types : Il peut être utilisé pour former un mur poids, encastré dans le sol de fondation par une bêche, pour retenir un sol de remblai ; Le deuxième type d'application concerne la stabilisation de talus raidis.

Un massif de Texusol a la propriété remarquable, par rapport à un mur poids classique en béton, aussi déformable que le sol de déblai ou remblai et il présente l'avantage de pouvoir être construit rapidement sans coffrage. [23]

IV.6. Conclusion :

Les talus glissant ont toujours besoin d'être renforcés ou autrement dit confortés, et pour cela on devra remédier à de diverses méthodes. De multiples choix de confortement sont disposés afin de venir empêcher le phénomène du glissement. Dans ce projet, ce qui nous intéresse le plus sont les matériaux à base du géosynthétique, ainsi le développement et l'amélioration de ce dernier dans les domaines du renforcement des sols et le confortement des talus en glissement.

V.1. Études géologiques du site

V.1.1. Situation géographique

La route nationale N° 24 d'orientation globale Est-Ouest, traverse les terrains à relief montagneux, le long de la côte littorale de la wilaya de BEJAIA.

Notre projet d'étude est situé à 29 km au Nord-Ouest du chef lieux de la wilaya de Bejaia, sur le littoral côtier de la commune de TOUDJA. Ce glissement est localisé sur la RN 24 au PK 231+100 au piedmont d'un versant de pente moyennement élevée, et présentant une topographie irrégulière. [20]



Figure V. 1: situation géographique du site de glissement [20]

V.1.2. Géologie et géomorphologie régionale :

V.1.2.1. Géologie régional du site :

Du point de vue géologique, la région de Bejaia appartient au domaine des Bâbords occidentaux qui comprend :

- Le socle cristallophyllien et sa couverture sédimentaire tertiaire ;
- Les flyschs créacés et tertiaires qui affleurent de part et d'autre de la plaine ;
- Les nappes épitelliennes : Brek-Gouraya, Barbacha et Bou-hamza ;
- Les formations post-nappes.

V.1.2.2. Le socle et sa couverture

Cette unité fait partie du domaine interne des Maghrébines et équivaut au massif de grande Kabylie. Le socle affleure aux environs du village de Bouhatem dans le massif

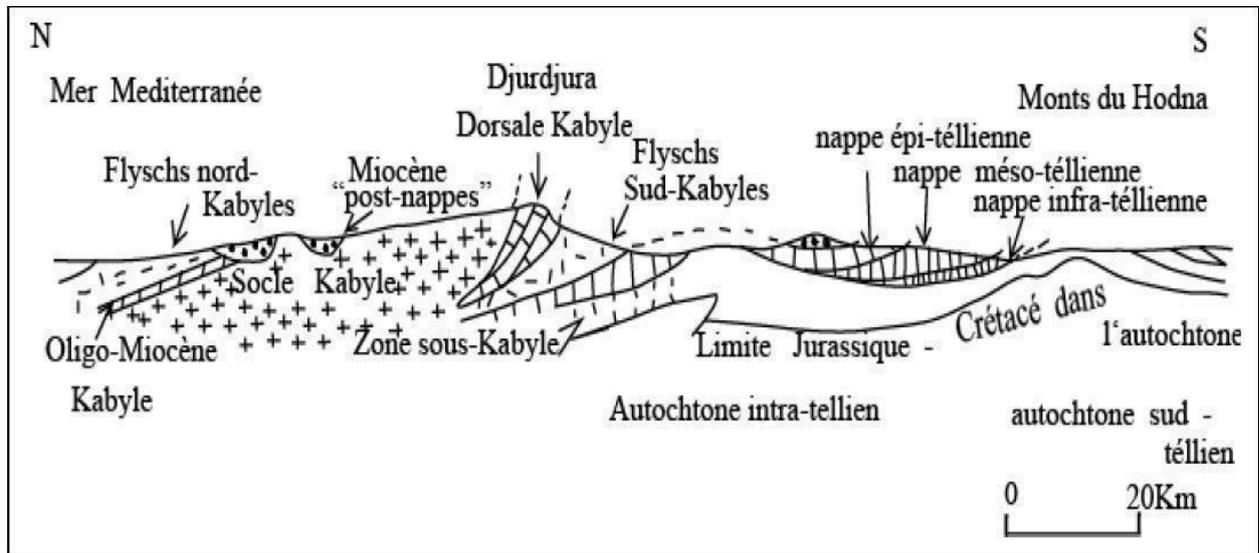


Figure V. 2: Coupe schématique des grands ensembles structuraux de l'Algérie du Nord, d'après Durant Delga en 1969, complétée par les zones internes par D.Raymound, 1971

d'Aghbalou et comporte :

Un terme métamorphique formé de :

Quartzites ; Schistes à séricite.

Un terme éruptif formé essentiellement de pegmatites.

Sur ce socle vient reposer en discordance la couverture tertiaire formé de :

- Conglomérats de base ;
- Grés rouges et calcaires bréchiques alternant avec des marnes rouges ;
- Un niveau de sillexites de couleur jaune.

L'ensemble, formé par le socle et sa couverture est recouvert à son tour par les unités de flysch et il est affecté par un réseau de failles. [20]

V.1.2.3. Unités épitélliennes [20]

Unité Aghbalou-Gouraya

Unité de Barbacha

Unité de Bouhamza

Unités des flyschs

Les flyschs massyliens

V.2. Géomorphologie régionale

Le site de point de vue géomorphologique est une surface topographique inclinée, situé au pied d'un massif accidenté, ayant une pente moyenne à élevée, traversé par divers accents, raviné par plusieurs thalwegs et surmonté par une colline (grés, marnes gréseuses marno-calcaire), qui présente un relief irrégulier.

La morphologie du site résulte de certains facteurs :

- Nature lithologique liée à l'érosion différentielle des formations dures (calcaire, marno-calcaires et grés) et formations tenders (marne, pélites et argiles) ;
- Tectonique relative aux réseaux de fracturation, discontinuités et diaclases.

V.2.1. Hydrologie et hydrogéologie régionale :

Ces eaux pluviales provoquent des érosions agressives le long des talus des rivières, provoquant ainsi des glissements.

Une partie de cette eau se déverse dans les oueds à régimes irréguliers, se caractérise par une période de hautes eaux (hiver) et par une durée d'étiage en été et une autre partie s'infiltré à travers la couverture d'argiles marneuses.

L'écoulement doit être pris en compte dans la préparation, il se trouve deux origines :

- Les eaux superficielles (intempéries) ;
- Les eaux souterraines (nappe souterraine).

On constate des formations très hétérogènes sur le plan lithologique (longitudinal et vertical), la disposition géométrique des différentes couches dans l'espace conditionne la probabilité de l'existence d'un aquifère d'une valeur hydrogéologique.

Après chaque sollicitation pluviométrique, les formations marno-argileuses qui dominant donnent naissance à des sources d'eau à faible débit qui tarissent rapidement en période des basse eaux. En période des hautes eaux ces poches d'eau souterraine peuvent provoquer des problèmes considérables. [20]

V.2.2. Climat Régionale :

Bien que de nombreux glissements de terrains dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des évènements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes, ayant suivies des températures estivales élevées.

La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations.

L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements des terrains, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation atteint.

D'après le service météorologique, pendant la période (2000-2009), la région de Bejaia est marquée une pluviométrie annuelle de **781.4 mm**, avec un maximum moyen de **135.7 mm** au mois de Janvier et le minimum est de **2.2 mm** enregistré en Juillet. On constate que les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver (de Septembre jusqu'au mois de Mai), et les mois les plus secs sont Juin, Juillet et Aout.

La température est également un élément fondamental en tant que facteur climatique vital et déterminant dans la vie des végétaux. La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de 18°C, et les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année ; cette augmentation des températures entraine une évaporation pour les sols argileux qui donne naissance à des fentes de retraits. Lors des pluies les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fentes de retraits ce qui provoque les glissements de terrains, une fois la saturation des sols atteinte. [20]

V.2.3. Sismicité Régionale :

Les séismes peuvent avoir des effets secondaires qui consistent en des mouvements de terrain ; glissement de terrain, écoulement, perte de cohésion de terrain gorgé d'eau ou liquéfaction.

La région de Bejaia n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. Cette région a été secouée plusieurs fois par les séismes.

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité, la région de Bejaia dont fait partie notre secteur d'étude appartient à la zone II_a de moyenne sismicité. [20]

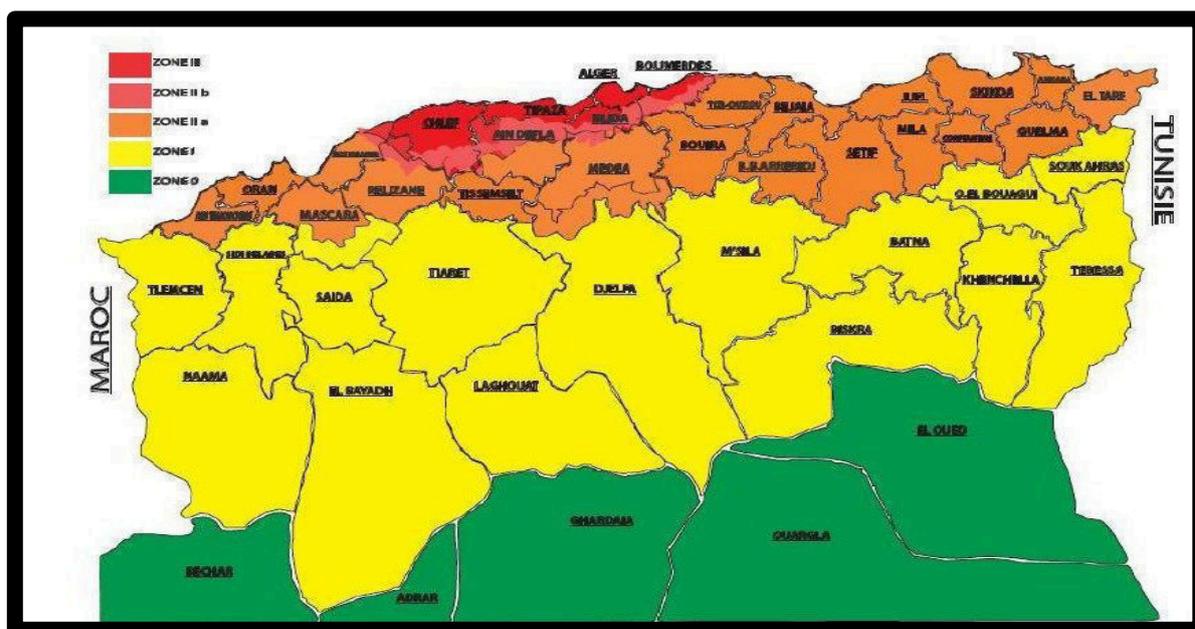


Figure V. 3: Carte sismique de la région du nord Algérien [20]

V.2.4. Géologie locale du site :

La région de BOULIMAT, d'orientation Ouest-Sud Est, matérialisée sur la carte géologique de Bejaia, est caractérisée par la présence d'une écaille de socle formée de schistes satinés, à proximité du village Loubar, le socle chevauche la série flysch du crétacé par l'intermédiaire d'un contact anormal à regard Nord. La série flysch et conglomératique du crétacé au niveau du village d'Oussama montre des structures plissées avec des cisaillements à vergence Sud dont le mouvement est accommodé par des failles normales à regard Nord qui se sont développées à l'arrière du front de ce chevauchement. Au niveau du village de SAKET, le flysch numidien gréseux-argileux montre une structure en écailles à vergence Sud également.

Le tracé de la route nationale N° 24 traverse des formations gréseuses dans lesquelles sont inter-stratifiées des pélites constituant le faciès flysch.

Ces grès forment tantôt des entablements horizontaux, tantôt des arêtes et des parois très déchiquetées.

Ce faciès flysch mis en place à l'oligocène ont subi au quaternaire des phénomènes d'altération et d'érosion qui ont abouti à combler les dépressions par des dépôts de produits argileux très graveleux et blocs.

Ces produits d'altération constituent une nappe d'éboulis à blocs gréseux enveloppés dans une matrice argileuse. [20]

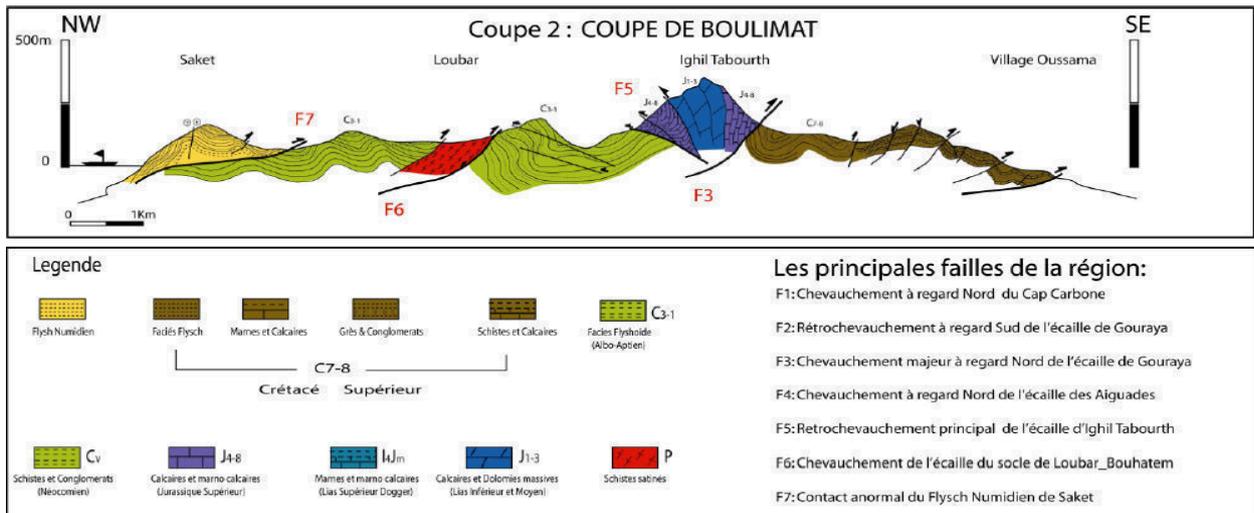


Figure V. 4: Coupe l'ethologique et geologique de la cote ouest BOULIMAT Bejaia [20]

V.2.5. Hydrogéologie et hydrologie du site

V.2.5.1. Hydrogéologie

L'étude hydrogéologique présente un aspect particulier et complémentaire à l'étude géologique d'une région, donc son étude est nécessaire afin de mieux connaître l'origine, la distribution et la modalité d'écoulement des eaux souterraines.

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques. Dans les argiles et les marnes argileuses, elles jouent un rôle important dans les mécanismes qui conduisent aux fréquents mouvements gravitaires observés.

Le massif rocheux fissuré accumule l'eau de pluie et alimente régulièrement une nappe qui circule dans les éboulis dont la matrice argileuse subit les effets d'altération par suite une diminution des propriétés physico-mécaniques. [20]

V.2.5.2. Hydrologie

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes. Ces cours d'eau débouchent dans la mer.

Les pentes naturelles du site, sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies quelle que soit l'intensité des averses, seuls quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement favorisent la stagnation des eaux. [20]

V.2.6. Stabilité du site

Le site est localisé sur un versant ayant une pente élevée et une topographie irrégulière et délimité en aval par un talus abrupt de hauteur moyenne.

Le versant est constitué par des terrains meubles exposés aux phénomènes d'érosion dû aux ruissellements et aux infiltrations des eaux pluviales.

Pour parer contre ces phénomènes, il y'a lieu d'effectuer un bon dispositif de confortement et d'intercepter les venues d'eau et d'opter pour un drainage efficace des eaux. [20]

V.2.7. Classification du site

Les sols du site sont constitués par des argiles graveleuses à caillouteuses, grés intercalées avec des pélites, il peut être classé dans la catégorie S3 (sol meuble), évoluant vers un site rocheux en profondeur. [20]

V.3. Description du site de glissement

C'est un glissement de terrain qui a affecté la demi chaussée de la RN24, situé au piedmont du versant Nord de SAKET délimité par un talus abrupt en aval.

C'est un glissement d'une moyenne ampleur qui couvre une superficie de 100 m de longueur et de 300 m de largeur. [20]

V.4. Reconnaissance géotechnique

Le calcul de la stabilité des talus revient à déterminer le facteur de sécurité. Pour cela, il est nécessaire d'abord de déterminer les propriétés physico-mécaniques des différentes couches de sols au laboratoire et in-situ. La suite de ce chapitre est basée essentiellement sur l'analyse des échantillons au laboratoire et les essais in- situ. Ces essais doivent être faits avec présentation d'un programme de reconnaissances géotechniques. [20]

V.4.1. Programme de Reconnaissances géotechniques

Plusieurs essais (essais in-situ et laboratoire) ont été effectués par le laboratoire (SOUMMAM), ils permettent d'obtenir des renseignements sur le comportement mécanique des sols.

V.4.1.1. Essai in- situ

Une campagne de reconnaissance géotechnique in-situ, consiste à réaliser plusieurs essais dans le site qu'on veut étudier : des sondages carottés, sondages pressiométriques.

V.4.1.1.1. Sondages carottés

Le laboratoire a réalisé un nombre de Cinq (05) sondages carottés de 13 à 22 mètres de profondeur répartis sur toute la superficie du site de glissement. Ces résultats sont représentés dans le tableau suivant : [20]

Tableau V. 1: Classification des sondages carottés [20]

Sondages	Profondeurs	Couches
Sondage N° 01	0.00 – 0.30 m	Remblais
	0.30 – 9.00 m	Argiles beiges avec concrétions blanchâtres
	9.00 – 22.0 m	Grès intercalés avec des pélites
Sondage N° 02	0.0 – 5.00 m	Remblais
	5.00 – 14.0 m	Éboulis gréseux à matrice argilo-sableuses.
	14.0 – 20.0 m	Argiles sableuses à passages d'éboulis gréseux.
Sondage N° 03	0.00 – 0.50 m	Remblais.
	0.50 – 10.0 m	Argiles graveleuses à caillouteuses
	10.0 – 11.0 m	Éboulis à blocs
	11.0 – 17.0 m	Argiles beiges graveleuses à caillouteuses
	17.0 – 22.0m	Grès intercalés avec des pélites
Sondage N° 04	0.00 – 0.50 m	Remblais
	0.50 – 12.0 m	Argiles beiges graveleuses à caillouteuses
	12.0 – 22.0 m	Grès intercalés avec des pélites
Sondage N° 05	0.00 – 0.90 m	Remblais
	0.90 – 9.20 m	Éboulis gréseux à matrice argileuses.
	9.20 – 15.60m	Argiles sableuses à passages d'éboulis gréseux
	15.6 – 20.00m	Grès intercalés avec des pélites

V.4.1.1.2. Essai pressiométrique

Deux sondages pressiométriques de 10 et 13 m de profondeur ont été implantés à proximité des points de sondages carottés, afin d'établir une corrélation entre les résultats des essais pressiométriques et la lithologie du terrain.

Les essais pressiométriques ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme NFP94-110. Ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :

- ✓ Module pressiométriques **E**
- ✓ Pression de fluage **Pf**
- ✓ Pression limite **PI**

Ces essais ont été effectués à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées, et les valeurs de pressions limites et modules pressiométriques sont insérés dans les tableaux suivants :

a-Sondage pressiométrique N°1 :**Tableau V. 2:** Les valeurs du sondage pressiométrique 01 [20]

Profondeur (m)	Module de déformation E (bars)	Pression limite PI (bars)	P0 (bars)	Pression limite nette PI*=PI-P	E/PL
2	214.94	12.69	0.40	12.29	17.48
4	454.94	15.93	0.41	15.52	29.31
6	669.85	18.14	0.61	17.53	38.21
8	784.56	22.38	1.68	20.70	37.90
10	1620.41	40.53	2.10	38.43	42.16

➤ Interprétation des résultats

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur les huit premiers mètres (correspond aux valeurs de remblai ou éboulis de pente) puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

D'après le rapport $\frac{E_M}{P_l}$, on a opté pour la classification suivante :

Tableau V. 3: Les résultats estimés par le sondage pressiométrique 01

Profondeur (m)	E_M/P_l	Classification
2	17.48	Sol consolidé
4	29.31	Normalement consolidé
6	38.21	Normalement consolidé
8	37.90	Normalement consolidé
10	42.16	Normalement consolidé

Les résultats du tableau précédent sont représentés sur les graphes suivants :

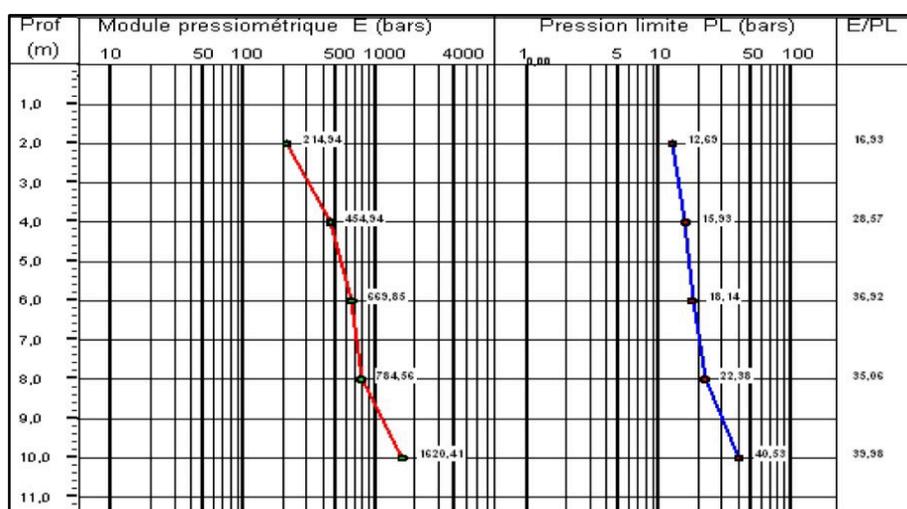


Figure V. 5: Résultats du SP 01

b-Sondage pressiométrique N°2

Tableau V. 4: Les valeurs du sondage pressiométrique 02 [20]

Profondeur (m)	Module de déformation E(bars)	Pression limite Pl(bars)	P0 (bars)	Pression limite nette $PI^*=PI-P0$	E/PL
2	580.36	17.73	0.21	17.52	33.12
4	712.82	19.88	0.42	19.46	36.63
6	801.64	26.13	1.24	24.89	32.20
8	1161.61	26.33	1.68	24.65	47.12
10	1620.41	40.53	2.1	38.43	42.16
12	1466.12	40.73	2.52	38.21	38.37
13	1748.45	45.83	2.73	43.1	40.56

➤ **Interprétation des résultats**

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur les huit premiers mètres puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

D'après le rapport $\frac{E_M}{P_l}$, on a opté pour la classification suivante :

Tableau V. 5: Les résultats estimé par le sondage pressiométrique 02 [20]

Profondeur (m)	E_M/P_l	Classification
2	33.12	Sol consolidé
4	36.63	Sol consolidé
6	32.20	Normalement consolidé
8	47.12	Normalement consolidé
10	42.16	Normalement consolidé
12	38.37	Normalement consolidé
13	40.56	Sol consolidé

Les résultats de cet essai sont représentés sur les graphes suivants :

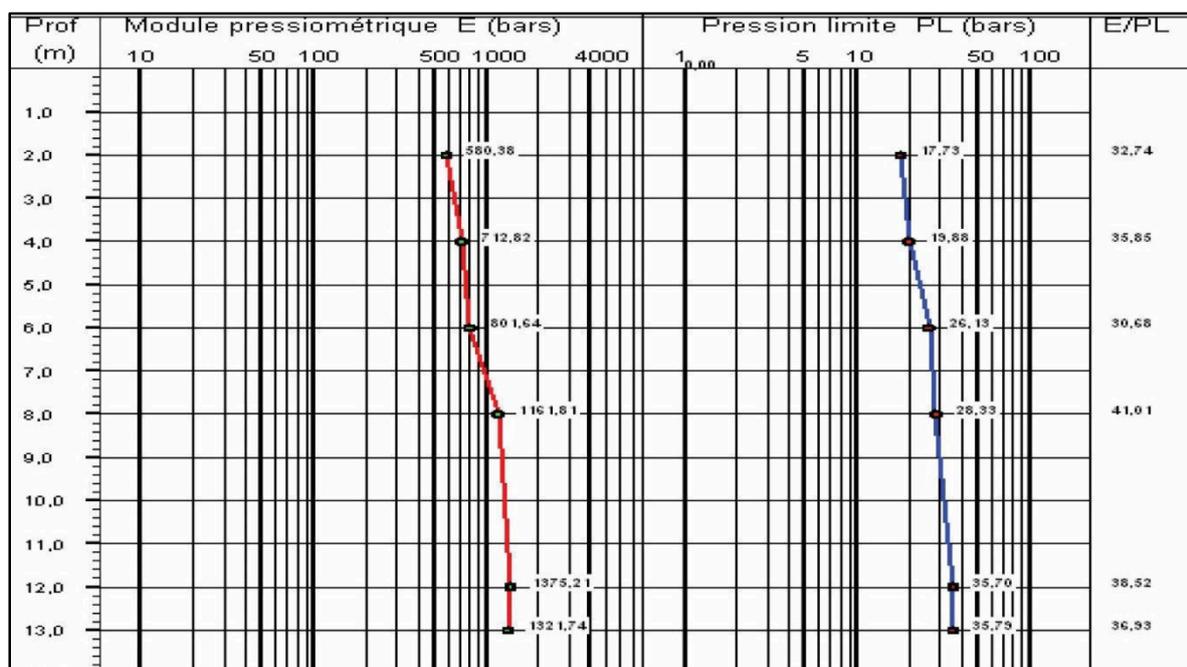


Figure V. 6: tracé des résultats SP 02

V.4.1.2. Essai au laboratoire

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques à savoir :

- ✓ Analyses granulométriques ;
- ✓ Mesure de teneurs en eau et degré de saturation ;
- ✓ Mesure de densités ;
- ✓ Limites d'Atterberg ;
- ✓ Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ;
- ✓ Analyse chimiques sommaires.

Les résultats des essais au laboratoire sont résumés en fonction des différentes couches géologiques rencontrés sur le site dans le tableau suivant : [20]

Tableau V. 6: Résultats des essais au laboratoire sur les échantillons prélevés des sondages carottés

SONDAGE		Remblais	Argiles graveleuses à caillouteuses	Éboulis gréseux (blocs de grés à matrice argileuse)	Argiles à passages d'éboulis gréseux	Intercalation des grés avec des argiles consistantes superficiellement altérées
Teneur en Eau Wn%		10.68	21.43	12.08	16.85	18.65
Poids volumique Sec γ_d (t / m ³)		1.71	1.67	2.14	1.71	2.10
Poids volumique Humide γ_h (t / m ³)		1.9	2.03	2.4	2	2.5
Granularité et sédimentométrie %Tamisât	2mm	-	30.81	-	-	-
	80 μ	-	19.24	-	-	-
Limite d'Atterberg	W _L %	-	47.38	-	-	-
	W _p %	-	26.32	-	-	-
	I _p %	27.82	22.46	26	17.86	-
Cisaillement a la boîte	C _{uu} bars	0.10	0.16	0.09	0.25	-
	ϕ_{uu}°	21	23	30	10	-

V.4.1.3. Les analyses chimiques :

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés dans les différents sondages sont insérés dans le tableau suivant : [20]

Tableau V. 7 : Résultats des analyses chimiques

Désignation	Teneur exprimée en % par rapport au mat. Sec			Teneurs en anions de sulfate
	% Insoluble	% Carbonate	% gypse	So ₄ - mg / kg
SC 3 (3.00 m)	92.34	6.36	Néant	Néant
SC 4 (6.00 m)	95.21	4.64	Néant	Néant

D'après la norme NF P 18-011 du 06/92, ces résultats indiquent que ces sols ne sont pas agressifs pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure.

➤ **Indice de références**

D'après la norme NF P 18-011 du 06/92, ces résultats indiquent que ces sols ne présentent aucune agressivité pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure. [20]

Tableau V. 8: Circulaire du Ministère de l'habitat N° 83/04 du 04/12/1983

SO ₄ --	<2000 mg/Kg	Agressivité nulle	X
SO ₄ --	2000à 6000 mg/Kg	Agressivité faible	
SO ₄ --	6000à 12000 mg/kg	Agressivité modérée	
SO ₄ --	>12000 mg/Kg	Agressivité forte	

➤ **Interprétation des résultats**

Les coupes de sondages carottés montrent que le sous-sol du site est constitué par les formations suivantes :

✓ **Argiles graveleuses à caillouteuses**

- Les analyses granulométriques indiquent des sols grenus car moins de 20% des éléments passent au tamis 80 µm.

20 % < 80 µm => 80 % d'éléments > 80 µm

- Ces sols ont donné des densités humides moyennes et des teneurs en eau faibles.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les sols lâche à peu plastiques.

-
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont indiqué des sols grenus.
 - ✓ **Éboulis gréseux (blocs de grés à matrice argileuse)**
 - Les analyses granulométriques indiquent une granulométrie non régulière et non définie
 - Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau faibles.
 - Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement à peu plastiques.
 - Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs de sol non cohérent.
 - ✓ **Argiles à passages d'éboulis gréseux**
 - Les analyses granulométriques indiquent une granulométrie non régulière et non définie
 - Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau faibles.
 - Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement à peu plastiques.
 - Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé montrent que ces sols sont très frottant et présentent une fraction granulaire dominante. Pour une homogénéité horizontale, on a opté pour une argile de frottement et de cohésion moyen compris entre $\varphi_{uu} = 15^\circ$ à 30° et $C_{uu} = 0.2$ à 0.35 bar.
 - ✓ **Formation gréseuse intercalée avec des pelites**
 - Les analyses granulométriques indiquent une granulométrie non régulière et non définie
 - Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau faibles.
 - Ces sols ont donné des densités humides moyennes.
 - Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement plastiques.
-

V.4.2. Profil géotechnique du site

Des coupes géologiques, basées sur les sondages carottés, ont été établis selon plusieurs profils et diverses directions, afin de déterminer la géométrie et les épaisseurs des couches sous-jacentes du terrain et de tracer le profil géotechnique représenté sur la figure

Ces sondages carottés qui ont été réalisés sur l'étendue du secteur d'étude permettent de définir la séquence stratigraphique suivante :

Elle est constituée par une couche de remblai, une couche d'argile marneuse à caillouteuse, reposant sur des bancs centimétriques des grés. Ces coupes ont montré que l'épaisseur des couches est variable.

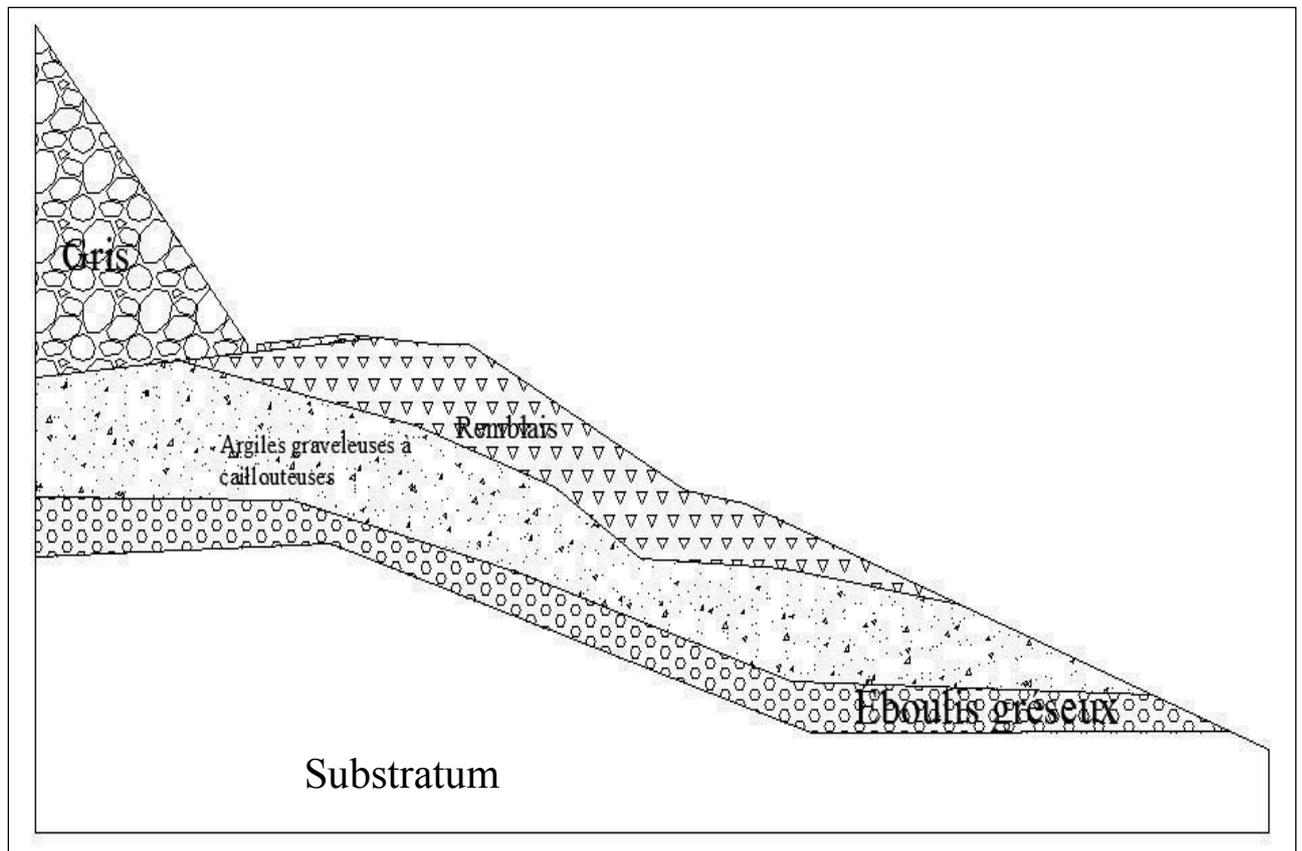


Figure V. 7: Coupe latérale stratigraphique du versant

Les caractéristiques des différentes couches sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 9: Les caractéristiques des couches de sol

Caractéristique Couches	Poids volumique γ_h (KN/m ³)	La cohésion C_{uu} (KPa)	L'angle de frottement ϕ_{uu}
Remblai	19	0	11
Argiles marneuses à caillouteuse	24	20	20
Éboulis gréseux a matrice argileuse	22	100	25

V.5. Conclusion

La zone étudiée est localisée à environ 30 km de la wilaya de Bejaia, sur la section de la RN°24 au Pk 231+100 aux lieux dit, SAKET.

Le site de glissement est localisé sur un versant de pente moyenne à élever, traversé par la route nationale N°24. le glissement survenu sur le site est un glissement actif, il est considéré comme l'un des anciens glissements sur l'endroit, l'importance de cette route touristique est aujourd'hui menacé par un ensemble de mouvements de terrain.

C'est un glissement de moyenne ampleur, qui s'est localisé le long d'un couloir et s'est manifesté sur une longueur de 300m et une largeur de 100m.

Ce glissement est développé dans des terrains de nature très différente, varie de l'amont à l'aval entre des argiles a blocs gréseuses à des éboulis gréseux, le tout repose sur des couches de grés emblées dans une matrice argileuse de pendage variant entre 30° à 60°.

Les essais pressiométriques ont donné des valeurs faibles de pressions limites sur les premiers mètres puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

Les désordres sont liés d'une part, aux caractéristiques des sols, à la géomorphologie du terrain et au régime hydraulique. Ce déplacement est facilité par la pente du terrain naturel qui est élevée et sujette à des instabilités associées à la présence d'eau qui a été l'élément moteur ayant provoqué le déplacement des matériaux.

VI.1. Introduction

Les problèmes de la stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, comme dans notre cas sur la RN24 aux PK 231+100, on est confronté à un glissement de type circulaire, sur le côté aval du talus de la chaussée. Causé par le débit important du trafic que subit la région ; les averses ; mais la cause principale de ce glissement est liée aux travaux de terrassements effectués sur le côté aval de la pente en question. Pour cela une étude et des solutions à ce problème sont imposées, et là on a dû comparé deux types de confortement possibles à cette situation, que sont soit le confortement par un mur rigide en béton armé ou l'utilisation d'un mur souple on géotextile, qu'on va détailler à travers ce chapitre.

VI.2. Vérification de la stabilité du talus

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part le cercle de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

VI.2.1. Détermination du F_s de talus

Dans ce cas on va procéder à l'utilisation de deux types de vérifications différentes ; la première est basée sur une méthode manuelle dans laquelle on utilisera la méthode de FELLENIUS ; et par l'autre on utilisera un modèle numérique nommé GEOSLOP 2007 qui utilise la méthode de BISHOP.

VI.2.1.1. Calcul de F_s par la méthode manuelle

Par définition le coefficient de sécurité est à l'origine un rapport de moments qui devient sous cette forme : [06]

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}} \quad [\text{VI-1}]$$

Et on projetant les différentes forces agissant sur une tranche « n », on arrive à un système d'équation ou FELLENIUS a fait l'hypothèse qui simplifie considérablement les calculs ; de sorte que la seule force agissante sur la tranche « n » est le poids « W », d'où il a décomposé en deux forces (horizontale « T » et verticale « N »). De sorte que la formule du coefficient de sécurité s'écrit de cette manière : [06]

$$F_s = \frac{\sum[(c_i.b_i + (W_i.\cos^2\theta_i - u_i.b_i).tg\varphi')].\frac{1}{\cos\theta_i}}{\sum W_i.\sin\theta_i} \quad [VI-2]$$

Par simplification de la formule et négligence de la pression de l'eau, la formule devienne la suivante :

$$F_s = \frac{\sum[(c_i.b_i + (W_i.\cos\theta_i.b_i).tg\varphi')]}{\sum W_i.\sin\theta_i} \quad [VI-3]$$

VI.2.1.2. la localisation du cercle de glissement

Le cercle de glissement critique peut être déterminé soit à l'aide d'un logiciel (Nixwin, Talren...) ou à défaut au moyen d'abaques, montrés dans (**annexe 09**).

Détermination des angles α_0 et β_0

On trace une droite perpendiculaire à l'axe des abscisses (β) au point $\beta = 19^\circ$, la projection du point d'intersection de cette droite avec la courbe β_0 ($\varphi = 10^\circ$) sur l'axe vertical gauche nous donne l'angle β_0 qui est égale à 17° , et la projection du point d'intersection de cette droite avec la courbe α_0 ($\varphi = 10^\circ$) sur l'axe vertical droite nous donne l'angle α_0 qui est égale à $28,00^\circ$.

VI.2.1.3. Procédure de dessin

On dessine une droite qui fait un angle $\beta = 19^\circ$ avec le terrain naturel, puis on trace une droite qui fait un angle de $\beta_0 = 17^\circ$ avec la droite précédente, au milieu de cette dernière on trace une droite perpendiculaire et à l'extrémité on trace une droite qui fait un angle de 70° , le point d'intersection de ces deux dernières est le centre du cercle de glissement qui a un rayon de 26 m, aussi appelé « rayon du glissement ».

En utilisant le découpage par la méthode des tranches, qui est illustré par la figure (Figure VI-1) et en appliquant la loi de FELLENIUS en suivant les étapes de dessin expliquées auparavant on obtient ceci : (voire la Figure VI-1) [06]

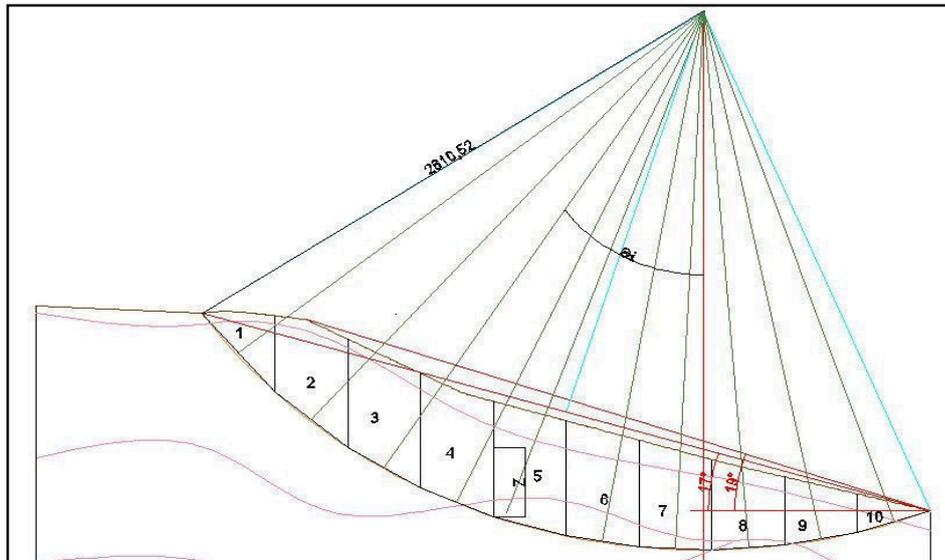


Figure VI. 1:le cercle de glissement de talus naturel par la méthodes des tranches

Par exploitation de la formule de FELLENIUS, l'application numérique est résumée dans le tableau ci-dessous (Tableau VI.1) :

Tableau VI. 1: Les résultats obtenus par la méthode FELLENIUS

N°	b_i (m)	θ_i (°)	s_i (m ²)	C (MPa)	ϕ (°)	γ (KN/m ³)	w_i (KN)	$c_i \cdot l_i$	$W \sin \theta \tan \phi$	$w \cdot \sin \cdot \phi$
01	4,95	51	60,2	20	15	19	1143,8	99	192,87	888,90
02	4,13	41	144,1	20	15	19	2737,9	82,6	553,67	1796,22
03	3,69	32	168,5	20	15	19	3201,5	73,8	727,49	1696,54
04	3,43	24	172,2	20	15	19	3271,8	68,6	800,88	1330,76
05	3,27	17	174,8	20	15	19	3321,2	65,4	851,03	971,02
06	3,18	10	168,4	10	17	15	2526	31,8	776,24	438,64
07	3,14	3	179,6	10	17	15	2694	31,4	839,48	140,99
08	3,14	-18	120	10	17	15	1800	31,4	534,18	-556,23
09	3,19	-11	80,9	10	17	15	1213,5	31,9	371,70	-231,55
10	3,3	-4	29,1	2	20	17	494,7	6,6	179,62	-34,51
								522,5	5827,17	6440,79
								Fs	0,986	

Par ce tableau on déduit un coefficient sans prendre en considération le niveau de la nappe d'eau, d'où le coefficient **Fs** est estimé à une valeur de : [06]

$F_s = 0.986 < 1.5$ ce qui implique que le talus est très instable. (FELLENIUS)

En ajoutant les pressions interstitielles « u » à la formule de FELLENIUS, de telle sorte qu'elle prenne cette forme-là :

$$F_s = \frac{\sum[(c_i \cdot b_i + (W_i \cdot \cos \theta_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i)]}{\sum W_i \cdot \sin \theta_i} \quad [\text{VI-4}]$$

Où $u_i = \gamma_w * Z_i$

Où Z_i est la profondeur entre la limite de cercle de glissement et la nappe d'eau comme illustré dans la **figure VI.2** :

D'où les paramètres de la formule sont

- c : est la cohésion de la couche de sol par une tranche
- b_i : est la largeur d'une tranche
- w_i : le poids d'une tranche
- θ_i : l'angle entre la médiane d'une tranche et la verticale par rapport au talus
- φ_i : angle de frottement de la couche de sol pour chaque tranche

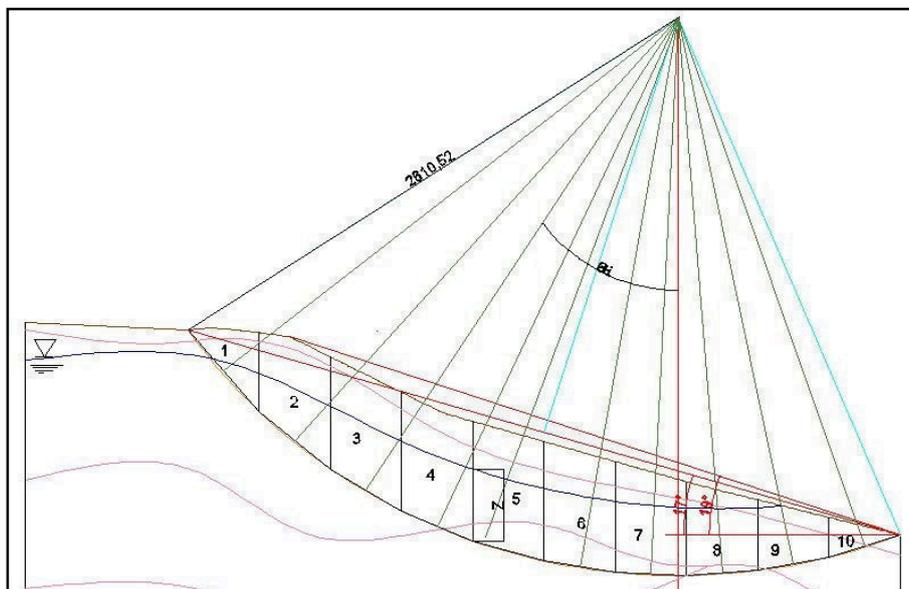


Figure VI. 2: La méthode des tranches avec la présence d'une nappe d'eau

Dans le cas où une nappe d'eau est présente le calcul de F_s devient sur cette forme détaillée dans le tableau

Tableau VI. 2: Le coefficient de sécurité F_s en cas de présence d'une nappe d'eau

N°	b_i	θ_i	s_i	c (MPa)	ϕ (°)	γ (KN/m ³)	w_i (KN)	c^*l_i	$(W_i \cos \theta_i - u_i) \tan \phi$	$W_i \cdot \sin \phi$
01	4,95	51	60,2	20	15	19	1143,8	99	169,40	888,90
02	4,13	41	144,1	20	15	19	2737,9	82,6	521,36	1796,22
03	3,69	32	168,5	20	15	19	3201,5	73,8	695,75	1696,54
04	3,43	24	172,2	20	15	19	3271,8	68,6	770,09	1330,76
05	3,27	17	174,8	20	15	19	3321,2	65,4	821,41	971,02
06	3,18	10	168,4	10	17	15	2526	31,8	743,39	438,64
07	3,14	3	179,6	10	17	15	2694	31,4	808,62	140,99
08	3,14	-18	120	10	17	15	1800	31,4	505,77	-556,23
09	3,19	-11	80,9	10	17	15	1213,5	31,9	353,19	-231,55
10	3,3	-4	29,1	2	20	17	494,7	6,6	179,62	-34,51
								522,5	5568,60	6440,79
								Fs	0,946	

Ceci implique que la structure de talus est encore fragilisée avec la présence de la nappe d'eau qui entraîne la diminution du facteur de sécurité F_s .

$F_s = 0,946 < 1,5$ talus instable (FELLENIOUS). [06]

VI.2.1.4. Calcul de F_s par le modèle numérique GEOSLOP 2007

Un calcul de stabilité a été effectué sur la zone d'étude à l'aide du logiciel GEOSLOPE 2007 selon un profil qui permet de balayer toute la masse du versant en mouvement.

Les caractéristiques géotechniques pris dans le calcul de la stabilité sont insérées dans le tableau ci-dessous (Tableau VI.3)

Tableau VI. 3: Donnée des couches de sol prises pour le calcul

<i>Nature de sol</i>	γ (KN/M3)	Φ°	C (kPa)
Remblais	19	11	3.5
Argiles graveleuses à caillouteuses	20.3	15	40
Éboulis gréseux à matrice argileuses	24	25	2
Argiles à passages de blocs gréseux	20	12	20
Bancs de grés intercalés avec des pelites	25	10	60

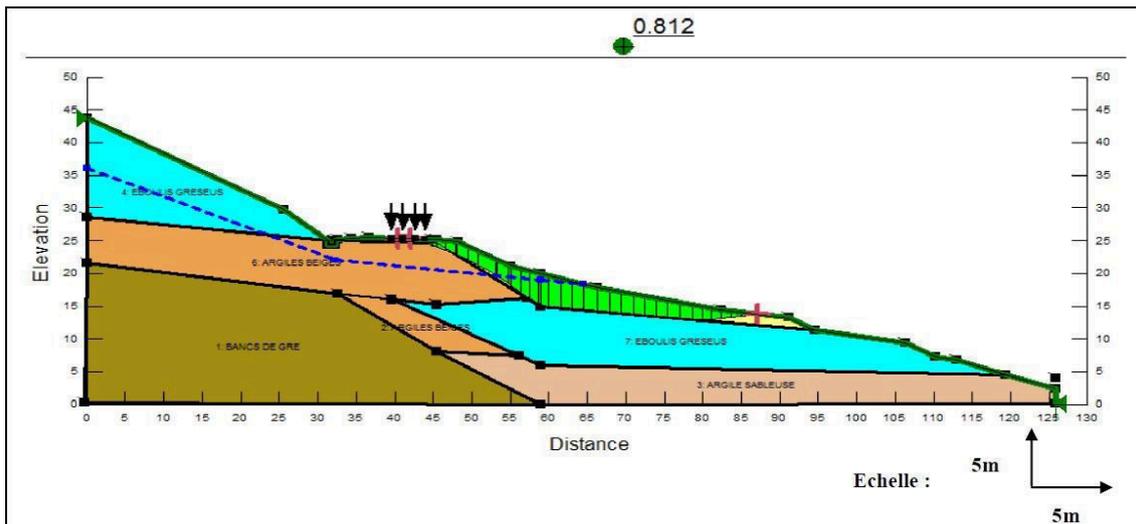


Figure VI. 4: les résultats donnés par le logiciel GEOSLOP 2007 cas humide

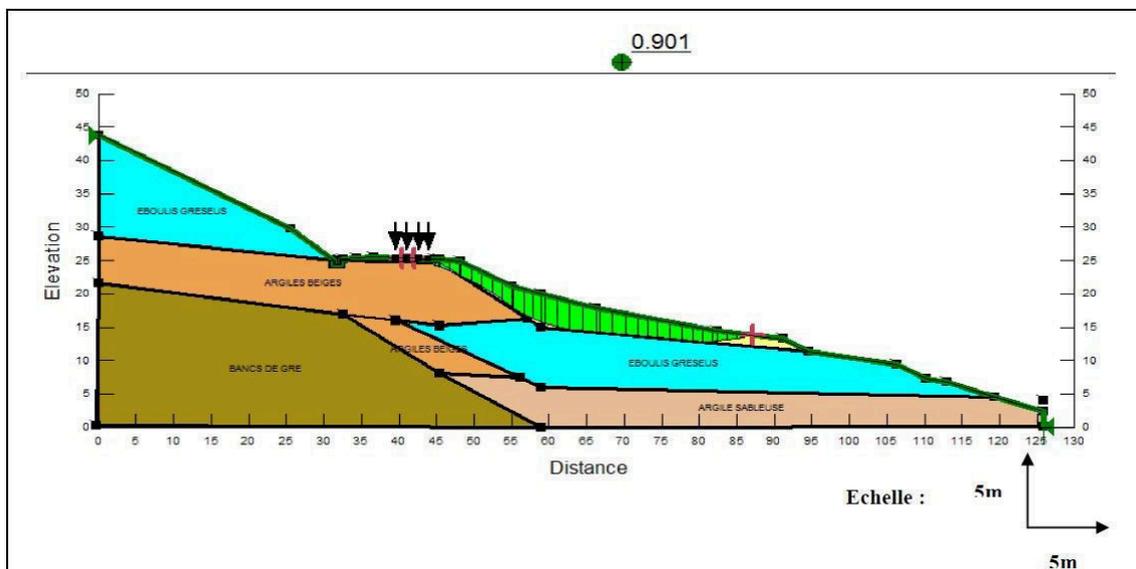


Figure VI. 3: les résultats donnés par le logiciel GEOSLOP 2007 cas sec

Suite à des constatations sur site et les données géotechniques et géométriques de la zone instable, nous pouvons conclure, à priori, que le glissement est plus au moins profond, car il présente un cercle de glissement allant de 1 à 3m.

Le résultat obtenu par la méthode **BISHOP** utilisée ci-dessus, a donné plusieurs valeurs très proches, Le cercle de glissement correspondant à la valeur de coefficient de sécurité $f = 0.901$ (absence de la nappe).

Et $f = 0.812$ (présence de la nappe), affecte seulement la première couche qui correspond aux remblais.

Selon l'étude de stabilité effectuée selon les deux variantes, la déstabilisation du site est due principalement à la morphologie du site conjuguée aux infiltrations et aux ruissellements des eaux pluviales.

VI.2.1.5. interprétation des résultats et comparaison :

Dans le tableau (VI.4) on expose les résultats des deux méthodes respectives et on les compare à des coefficients minimaux normés de stabilité

Tableau VI. 4: La comparaison des FS [06]

La méthode	Nature de traitement	Fs	Fs de référence
manuel	Sans nappe d'eau	0,986	1,5
	Avec nappe d'eau	0,946	1,5
numérique	Sans nappe d'eau	0,901	1,5
	Avec nappe d'eau	0,812	1,5

De là on remarque un léger décalage entre les deux méthodes, illustré par le rapport des deux valeurs maximal $0,986/0,901= 1,09$ qui représente un taux d'erreur pour la méthode manuel estimé à 9 % et il est dû à la précision du logiciel numérique.

N'empêche que les deux méthodes ont révélé la fragilité du talus, qui nous amène à étudier deux cas différents de confortement possible pour ce type de glissement.

Les solutions proposées sont les suivantes :

- un mur de soutènement rigide en Béton Armé (BA)
- un confortement souple constitué d'un mur en géotextile renforcé.

VI.3. L'étude de confortement :

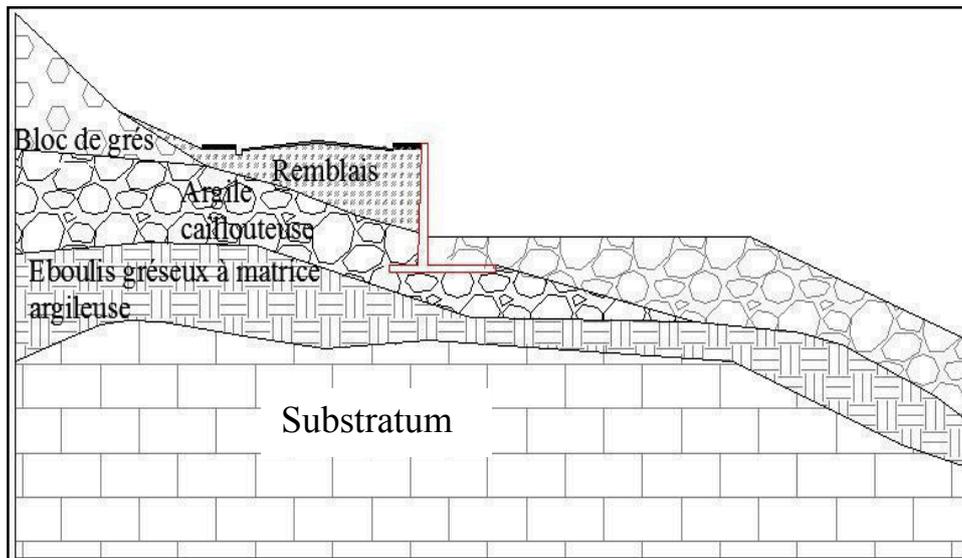


Figure VI. 5: coupe de profil du mur de soutènement rigide en BA

VI.3.1. mur de soutènement rigide en (BA) :

Pour qu'un mur de soutènement soit stable, il ne doit ni **glisser**, ni se **renverser**, ni **Poinçonner** le sol de fondation, pour cela il faut faire plusieurs vérifications :

VI.3.1.1. Vérification vis-à-vis le renversement

Calcule des forces agissantes horizontalement sur le mur par recours à la loi de poussée active de RANKINE.

$$F_{ah} = \frac{1}{2} K_a \gamma \cdot H^2 \cos \beta + F_0 \quad [01] \text{ [VI-5]}$$

$$F_0 = K_0 \frac{\gamma H^2}{2} \quad [01] \text{ [VI-6]}$$

Avec :

K_a : Coefficient de poussée des terres actif

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos

F_0 : la force du poids des terres au repos

γ : Masse volumique de sol

H : hauteur totale du mur

Application numérique :

$K_0 = 1 - \sin(\varphi) = 1 - \sin(11) = 0,2$ ou φ est l'angle de frottement interne du sol

$K_a = 0,44$ (prise du tableau **Annexe 20**)

$$F_{ah} = 0,5 \cdot 0,44 \cdot 24 \cdot (4,6)^2 \cdot \cos(21^\circ) + 0,2 \cdot (24 \cdot (4,6)^2) / 2$$

$$F_{ah} = 154,81 \text{ KN/m}$$

$$M_r = \frac{1}{3} \cdot H \cdot F_{ah} = 236,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ru} = 1,35 \cdot M_r = 319,77 \text{ KN.m}$$

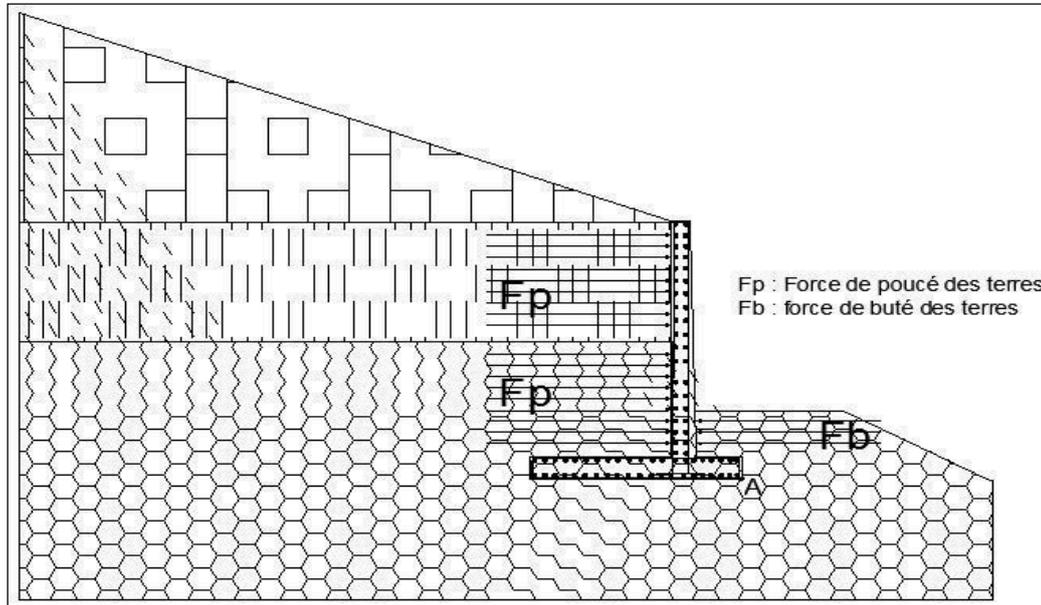


Figure VI. 6: La répartition des forces de butée et de poussée sur le mur

Avec:

F_{ah} : Force de poussée horizontale

M_r : Moment de renversement

Pour s'assurer qu'un mur ne basculera pas autour du point aval le plus éloigné sous la semelle (point A), il faut connaître la valeur des moments résistants (stabilisateurs) et des moments moteurs (de renversement) par rapport au point(A). On calcule le coefficient de sécurité F_s :

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

Tableau VI. 5: les et les moment agissants sur le mur

Force en (KN)	Distance en (m)	Moment (KN.m)
$F_1 = 196,09$	2,15	421,59
$F_2 = 36,75$	0,8	29,4
$F_3 = 33$	1,65	54,45
$F_4 = 19,48$	0,3	5,84

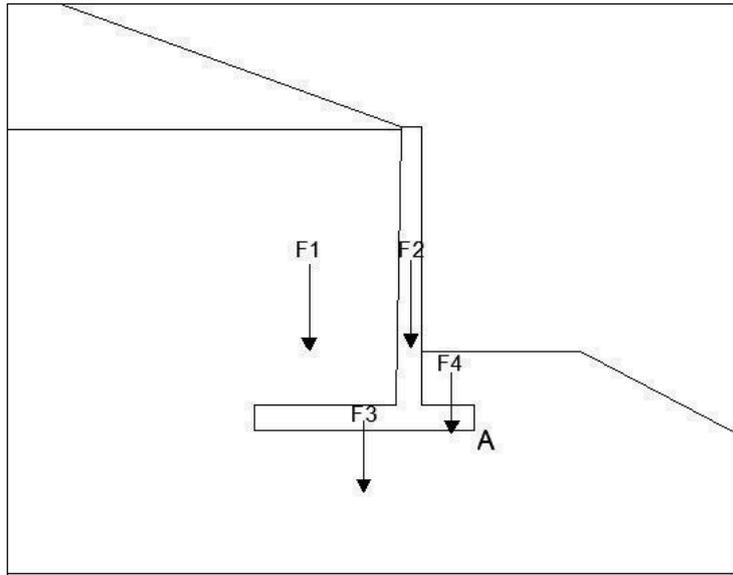


Figure VI. 7: forse agissante sur le mur

Σ moments résistants = 511,28 KN/m

Σ moments moteurs (ELU) = 319,77 KN/m

$$F_s = \frac{511,28}{319,77} = 1,59$$

$F_s = 1,59 > 1,5$ d'où la condition vis-à-vis le renversement est vérifiée (fascicule 62)

VI.3.1.2. Vérification vis-à-vis du glissement :

La poussée active est la seule force qui tend à faire glisser un mur de soutènement sur sa base et pour que notre mur soit stable au glissement il faut vérifiée la condition suivante :

$$H_u \leq \frac{N_u \tan \varphi}{\gamma_{g1}} + \frac{c.B}{\gamma_{g2}} \quad [01] ; [08][VI-7]$$

Avec : H_u et N_u : composantes horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation,

B : la largeur de la fondation,

φ et c : angle de frottement interne et cohésion du sol,

$$\gamma_{g1} = 1,2 \text{ et } \gamma_{g2} = 1,5 \quad [06]$$

$$H_u = 1,35.F_{ah} = 154,81 \cdot 1,35 = 209 \text{ KN}$$

$\Rightarrow H_u = 209 \text{ KN} > 174 \text{ KN}$ par çà on déduit que la condition dû au glissement n'est pas vérifiée.

VI.3.1.3. Vérification vis-à-vis de la portance du sol de fondation

La résultante des forces doit se situer à l'intérieur du noyau central de façon que la pression entre la semelle et le sol soit positif en amont ; en aval, cette pression de contact ne doit pas être

supérieure à la capacité portante admissible du sol. Pour déterminer le lieu de passage de cette résultante, on doit calculer le moment total autour du point (A) déjà illustré dans (figure VI. 8) :

L'excentricité de la force par rapport au point (A) est : [08]

$$M_{su} = 1,35 \cdot 511,28 = 690,22 \text{ KN.m}$$

$$M_s = d \cdot \sum F_i \Rightarrow d = \frac{M_s}{\sum F_i} = \frac{511,28}{285,32} = 1,8 \text{ m}$$

L'excentricité de la force par rapport au centre de la semelle est

$$e = d - \frac{B}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$M_{résultant} = M_{moteurs} - e \cdot \sum F_v$$

$$\Rightarrow M_{résultant} = 160 - (0,15 \cdot 285,32) = 117,20 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{résultant}}{\sum F_i} = 0,41 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,55 \text{ m} \quad (\text{ok})$$

On calcule alors les contraintes à l'aval et à l'amont de la semelle σ_{max} et σ_{min}

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{B} \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) = 203,73 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{B} \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) = 29,71 \text{ Kpa}$$

$$Q_{réf} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1,6 \text{ bars} < 2 \text{ bars} \quad (\text{donnée dans le rapport de sol}) \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

VI.3.1.4. Ferrailage de mur de soutènement et de la semelle filante

Pour ferrailer le mur et la semelle on a utilisé le logiciel expert robot. Les résultats donnés par logiciel sont insérées dans le tableau (VI.6)

Tableau VI. 6: ferrailage du mur de soutènement en BA

Position	Section d'acier théorique [cm ² /m]	Barres ϕ [mm]	Espacement [cm]	Surface réelle [cm ² /m]
voile f droite	20.12	T16	10.00	20.11
voile f droite (h/3)	8.23	T16	10.00	8.21
voile f droite (h/2)	4.15	T12	25.00	4.52
semelle gauche (-)	4.11	T12	25.00	4.13
semelle droite (+)	15.09	T16	12.00	16.72
semelle droite (-)	4.30	T12	25.00	4.28
semelle gauche (+)	0.00	T12	6.00	18.85

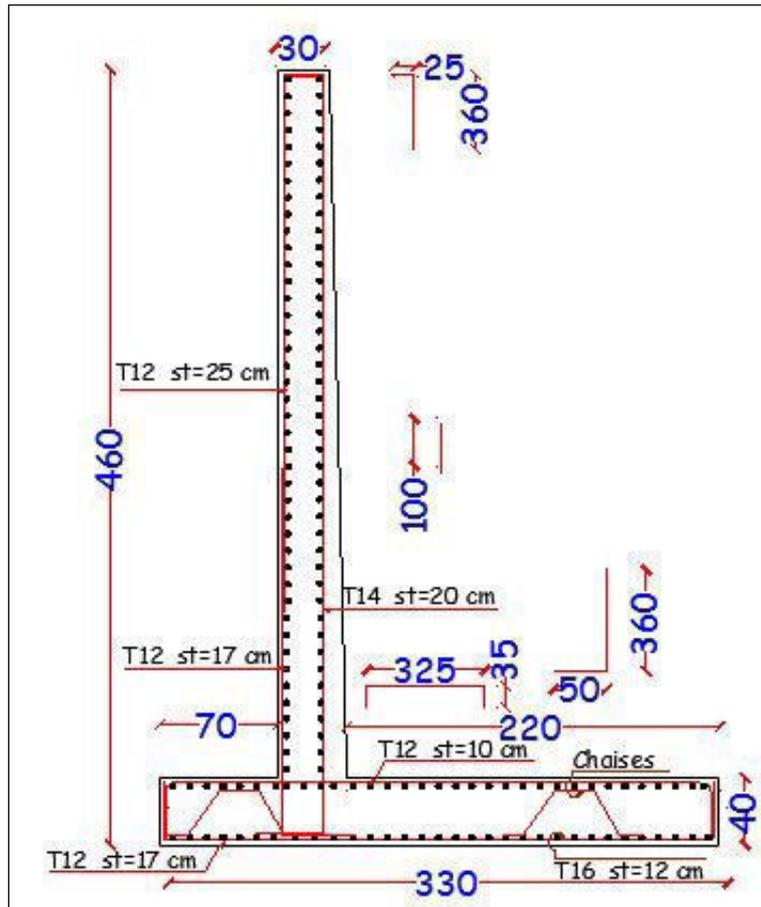


Figure VI. 9: dimensionnement et ferrailage du mur en BA

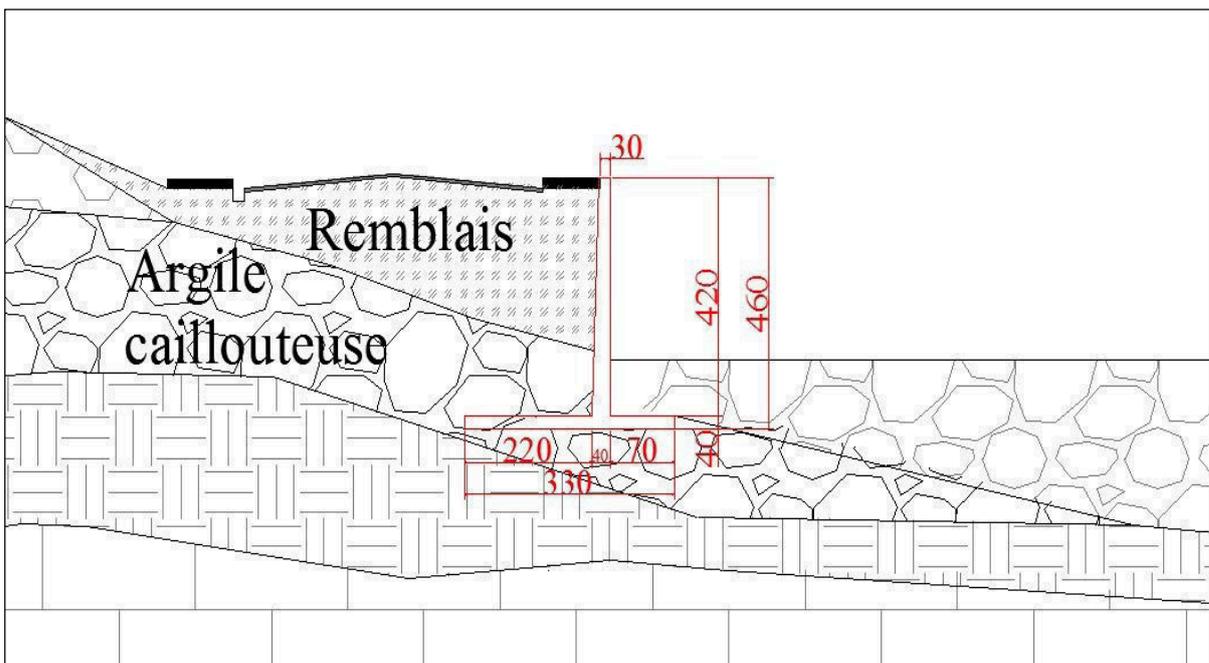


Figure VI. 10: Implantation de mur en BA

VI.4. Pré-dimensionnement du massif

D'après la coupe lithologique du terrain, on prend la hauteur du mur $H= 9$ m (voir la figure)

$$0.6 H < B \leq 1H \Rightarrow B= 0.65H = 5.85 \text{ m}$$

$$\frac{Linf}{H} = \frac{5.85}{9} = 0.65$$

$$\frac{Sv}{H} \leq \frac{1}{6} \Rightarrow Sv \leq \frac{H}{6} \quad [\text{VI-8}]$$

$$\Rightarrow Sv \leq 1.5 \text{ m}$$

on prend $Sv = 0.3$ m (S_v est la hauteur des lits de confortement)

On doit adopter une pente du parement au voisinage de 60° ;

Pour les terrassements sur chantier, on donne une pente de $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} = 60^\circ$ au talus afin d'assurer sa stabilité lors de la réalisation ;

Notre soutènement sera ancré de 2 m dans les bancs centimétriques de grès ;

Pour des raisons économiques on fait 1 berme pour notre soutènement. Afin de drainer les eaux souterraines, un géo-composite de drainage sera réalisé derrière le mur et sera raccordé à un tube perforé au-dessus de la fondation, ce dernier aura une pente de 1.5% pour assurer l'écoulement des eaux vers un collecteur. [15]

VI.4.1. Étude de stabilité du massif

VI.4.1.1. Étude de la stabilité externe du massif

La stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé doit être vérifiée durant et pendant les phases de construction qu'une fois l'ouvrage achevé.

Pour démontrer que la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé est assurée avec une sécurité adéquate, les états limites ultimes suivants doivent être vérifiés :

La portance du terrain de fondation de l'ouvrage (stabilité vis-à-vis le poinçonnement et le soulèvement) ;

La résistance vis-à-vis le renversement ;

La résistance au glissement de l'ouvrage sur sa base. [04]

VI.4.1.1.1. stabilité au poinçonnement

Pour vérifier que la capacité portante du terrain de fondation de notre l'ouvrage est suffisante, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite: $q_{ref} \leq q_{adm}$ [15]

à l'ELU

$$q_{ref} = \frac{Nu}{S} \quad [08][VI-9]$$

$$N_u = 1.35 (\gamma N d) \quad [08][VI-10]$$

$$q_{adm} = \frac{1}{2}(q_u - q_0) + q_0 \quad [08][VI-11]$$

à l'ELS

$$q_{ref} = \frac{N}{S} \quad [08][VI-12]$$

$$N = (\gamma N d) \quad [08][VI-13]$$

$$q_{adm} = \frac{1}{3}(q_u - q_0) + q_0 \quad [08][VI-14]$$

$$q_0 = \gamma h$$

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* + q_0 \quad \text{d'après les valeurs su SP 02 voire (annexe 7 et 8)}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{\prod P_{li}^*}$$

$$k_p = 1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L}\right) \frac{D_e}{B} \quad [08][VI-15]$$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D \sum_{i=0}^n z P_{li}^* dz \quad [08][VI-16]$$

Application

$$q_0 = 24(2) \Rightarrow Q_0 = 48 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{le}^* = \sqrt[7]{(17.52)(19.46)(24.89)(24.65)(38.43)(38.21)(43.1)} \Rightarrow P_{le}^* = 27.40 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{27.40} \int_0^2 z (24.89 + 24.65) dz \Rightarrow D_e = 3.61$$

$$k_p = 1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{5.85}{1}\right) \frac{3.61}{5.85} \Rightarrow k_p = 1.5$$

$$q_u = 1.5(2740) + 48 \Rightarrow q_u = 4158 \text{ KN/m}^2$$

à l'ELU

$$q_{adm} = \frac{1}{2}(4158 - 48) + 48 \Rightarrow q_{adm} = 2103 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1.35(19)[(5.85)(4.3) + (3.85)(4.7)] \Rightarrow N_u = 1109.36 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ref}} = \frac{1109.36}{5.85} \Rightarrow q_{\text{ref}} = 189.63 \text{ KPa}$$

On a : $q_{\text{ref}} = 189.63 \text{ KPa} < q_{\text{adm}} = 2103 \text{ KN/m}^2$ (la condition de poinçonnement est vérifiée) [15]

à l'ELS

$$q_{\text{adm}} = \frac{1}{3}(4158 - 48) + 48 \Rightarrow q_{\text{adm}} = 1418 \text{ KN/m}^2$$

$$N = (19)[(5.85)(4.3) + (3.85)(4.7)] \Rightarrow N = 821.75 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ref}} = \frac{821.75}{5.85} \Rightarrow q_{\text{ref}} = 140.47 \text{ KPa}$$

On a : $q_{\text{ref}} = 140.47 \text{ KPa} < q_{\text{adm}} = 1418 \text{ KN/m}^2$ (la condition de poinçonnement est vérifiée)

VI.4.1.1.2. stabilité au soulèvement

On vérifie la condition suivante : $e_0 < \frac{B}{6}$

On a :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_G}{N} \\ M_G = M_r - N \cdot e \\ e = d - \frac{B}{2} \\ d = \frac{M_s}{N} \end{cases}$$

Application

$$d = \frac{4392.46}{821.75} \Rightarrow d = 5.34 \text{ m}$$

$$e = d - \frac{5.85}{2} \Rightarrow e = 2.41 \text{ m}$$

$$M_G = 2095.4 - 821.75 (2.41) \Rightarrow M_G = 114.98 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{114.98}{821.75} \Rightarrow e_0 = 0.14 \text{ m}$$

On a : $e_0 = 0.14 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.98 \text{ m}$ pas risque de soulèvement [15]

VI.4.1.1.3. Étude de stabilité vis-à-vis le renversement

Pour vérifier le renversement on doit vérifier l'inégalité suivante : $F_s = \frac{M_s}{M_{ru}} \geq 1.8$

a. le moment stabilisateur M_s

$$\begin{aligned} \text{On a : } M_s &= w \cdot d \Rightarrow M_s = (19)[2.92(5.85)(4.3) + 8.25(4.7)(3.85)] \\ &\Rightarrow M_s = 4392.46 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

b. le moment de renversement M_{ru}

Pour la surcharge : $\sigma_q = k \cdot q = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot q \Rightarrow \sigma_q = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{11}{2} \right) \cdot 15$
 $\Rightarrow \sigma_q = 10.19 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \sigma_q \cdot H = (10.19) \cdot 9 \Rightarrow Q = 91.71 \text{ KN}$$

Pour la couche 1 (Remblai) :

$$\sigma_1 = k_1 \gamma z_1 - 2\sqrt{k_1} \cdot C + \sigma_q \Rightarrow \sigma_1 = (0.68) \cdot (19) \cdot z + 10.19$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 12.92 z + 10.19$$

$$\Rightarrow \sigma_1(z=0) = 10.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_1(z=4) = 61.87 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = \sigma_1 \cdot z = 10.19 (4) \Rightarrow Q_1 = 40.76 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1' = \frac{1}{2} \sigma_1 \cdot z = \frac{1}{2} (61.87 - 10.19) \cdot 4 \Rightarrow Q_1' = 103.36 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche 2 (Argile) :

$$K_2 = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_2 = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2} \right)$$

$$\Rightarrow K_2 = 0.588$$

$$\sigma_2 = k_2 \gamma z_2 - 2\sqrt{k_2} \cdot C + \sigma_1 \Rightarrow \sigma_2 = (0.588) \cdot (20.3) \cdot z - 2\sqrt{0.588} (20) + 61.87$$

$$\Rightarrow \sigma_2 = 11.94 z + 31.19$$

$$\Rightarrow \sigma_2(Z=0) = 31.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_2(Z=3) = 67.01 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sigma_2 \cdot z = 31.19(3) \Rightarrow Q_2 = 93.57 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2' = \frac{1}{2} \sigma_2 \cdot z = \frac{1}{2} (67.01 - 31.19) \cdot (3) \Rightarrow Q_2' = 53.73 \text{ KN/m}^2$$

Pour la couche 3 (Éboulis gréseux à matrice argileuses) :

$$K_2 = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_2 = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2} \right)$$

$$\Rightarrow K_2 = 0.405$$

$$\sigma_3 = k_3 \gamma z_3 - 2\sqrt{k_3} \cdot C + \sigma_2 \Rightarrow \sigma_3 = (0.405) \cdot (24) \cdot z - 2\sqrt{0.405} (10) + 67.01$$

$$\Rightarrow \sigma_3 = 9.72 z + 54.28$$

$$\Rightarrow \sigma_3(z=0) = 54.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_3(z=2) = 73.72 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_3 = \frac{1}{2} \sigma_3 \cdot z = (54.28) \cdot (2) \Rightarrow Q_3 = 108.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_3' = \frac{1}{2} \sigma_3 \cdot z = \frac{1}{2} (73.72 - 54.28) (2) \Rightarrow Q_3' = 19.44 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du moment de renversement

$$M_G = M_1 + M_2 + M_3 + M_4$$

$$M_G = 52.97 + 847.8 + 414.08 + 68.32 \Rightarrow M_G = 1383.17 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = M_1 + M_2 + M_3$$

$$M_Q = 80.4 + 264.6 + 12.15 \Rightarrow M_Q = 357.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ru} = 1.35(M_G) + 1.5(M_Q)$$

$$M_{ru} = 1.35 (1383.17) + 1.5 (357.15)$$

$$M_{ru} = 2405.70 \text{ KN.m}$$

Calcul du coefficient de sécurité F_s

$$\text{On a : } F_s = \frac{Ms}{Mr_u} \Rightarrow F_s = \frac{4392.46}{2405.70}$$

$$\Rightarrow F_s = 1.83 > 1.8 \text{ (le confortement est stable vis-à-vis le renversement) [15]}$$

VI.4.1.1.4. Etude de stabilité vis-à-vis le glissement

Pour vérifier la stabilité vis-à-vis le glissement il suffit de vérifier l'inégalité suivante :

$$Q_{AHU} \leq \frac{Nutg\varphi}{1.2} + \frac{c \cdot A'}{1.5} \quad [08][VI-17]$$

$$Q_{AHU} = 1.35 (\sum Qi) \Rightarrow Q_{AHU} = 1.35 [40.76 + 103.36 + 93.57 + 53.73 + 108.56 + 19.44]$$

$$\Rightarrow Q_{AHU} = 566.22 \text{ KN}$$

$$\frac{Nutg\varphi}{1.2} + \frac{c \cdot A}{1.5} \Rightarrow \frac{100(5.85)}{1.5} + \frac{1109.36 \text{ tg}(25)}{1.2} = 821.08 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } Q_{AHU} = 566.22 \text{ KN} < \frac{Nutg\varphi}{1.2} + \frac{c \cdot A'}{1.5} = 821.08 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{821.08}{566.22} \Rightarrow F_s = 1.45 > 1.3 \text{ donc pas de risque de glissement}$$

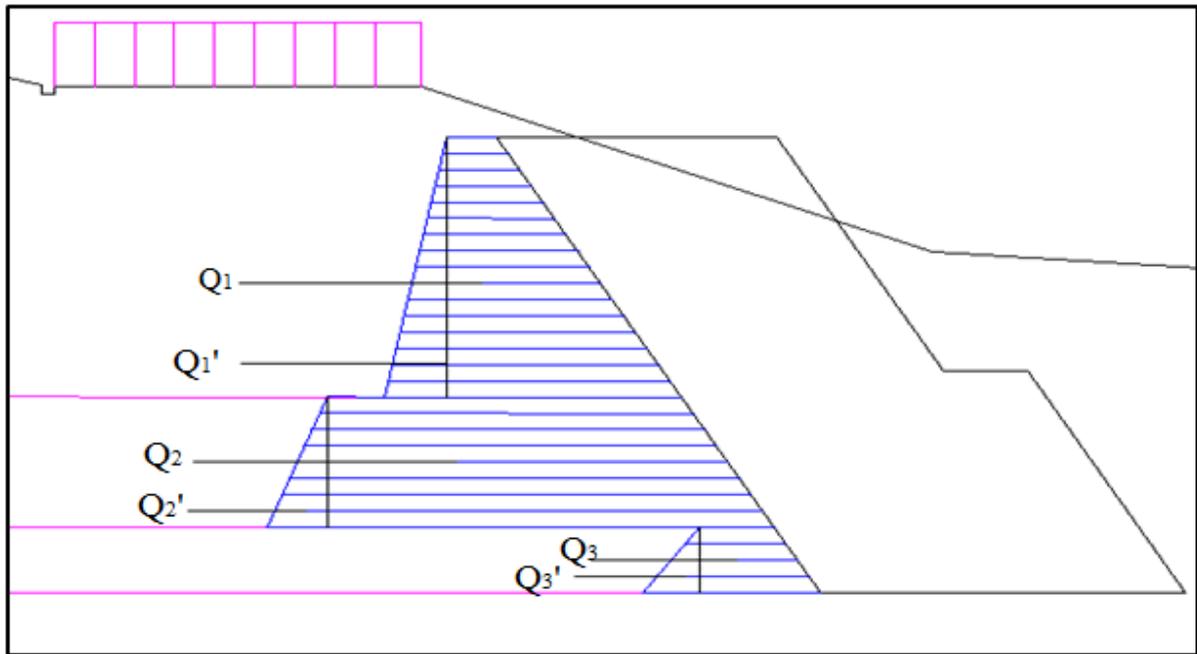


Figure VI. 11: La répartition des charges agissantes sur le massif

VI.4.1.2. Etude de la stabilité interne du massif

La procédure consiste à définir la géométrie de la ligne des tractions maximales, puis à déterminer au niveau de chaque lit de renforcement les valeurs de calcul de l'effort de traction maximal $T_{max;d}$ et de l'effort de traction au point d'accrochage au parement $T_{par;d}$.

Pour démontrer qu'un lit de renforcement supportera l'effort de traction de calcul avec la sécurité adéquate vis-à-vis une rupture ou un allongement excessif, on doit vérifier que les inégalités suivantes sont satisfaites pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

Au point de traction maximale : $T_{max;d} \leq T_{lc;d}$

$T_{max;d}$: l'effort de traction maximal du lit de renforcement ;

$T_{lc;d}$: résistance ultime de traction du lit de renforcement.

A l'attache au parement : $T_{par;d} \leq R_{ta;d}$

$T_{par;d}$: l'effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au parement ;

$R_{ta;d}$: résistance ultime de traction du lit de renforcement en ce point d'attache. [15]

VI.4.1.2.1. Etude de résistance des géotextiles à la traction

L'effort de traction maximale dans le lit de renforcement est donné par la formule:

$$R_{t,d} = k_a \sigma_v S_v \quad [15]$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_v : \text{Contrainte verticale moyenne au niveau de la nappe de géotextile ;} \\ k_a : \text{coefficient de poussée active des terres ;} \\ s_v : \text{l'espacement vertical des lits de renforcement.} \end{array} \right.$$

Application

$$k_a = 0.37 \text{ (d'après le tableau Caquot-Kérisel)}$$

$$s_v = 0.3 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \gamma h + q \Rightarrow \sigma_v = 19(9) + 15$$

$$\Rightarrow \sigma_v = 186 \text{ KN/m}^2$$

$$R_{t;d} = 0.37(186)(0.3) \Rightarrow R_{t;d} = 20.65 \text{ KN/m}$$

VI.4.1.2.2. Etude de résistance à l'arrachement

L'équilibre local de chaque nappe est vérifié vis-à-vis de l'équilibre de l'ancrage sous l'effet des efforts d'arrachement.

Le calcul de la résistance d'ancrage est conditionné par la valeur de la contrainte verticale σ_v sur la longueur ancrée dans la partie passive du massif.

La longueur à prendre en compte dans la vérification de la résistance à l'arrachement est toute la longueur des nappes.

Il revient à vérifier cette condition pour la nappe la plus tendue, si le cas est concluant, toutes les autres nappes sont admises.

L'effort d'arrachement limite est donné par la formule suivante :

$$T_{al} = 2A\sigma_v \text{tg } \varphi_{gs}$$

$$\sigma_v = \gamma h + q \Rightarrow \sigma_v = 19(9) + 15$$

$$\Rightarrow \sigma_v = 186 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{tg } \varphi_{gs} = k \text{ tg } \varphi_{sol} \Rightarrow \text{tg } \varphi_{gs} = 0.8 \text{ tg}(25)$$

$$\Rightarrow \text{tg } \varphi_{gs} = 0.373$$

$$T_{al} = 2(5.85)(1)(0.373)(186) \Rightarrow T_{al} = 811.72 \text{ KN/m}$$

$$F = \frac{T_{al}}{R_{t;d}} = \frac{811.72}{20.65} \Rightarrow F = 39.30 \text{ (la résistance à l'arrachement est vérifiée). [15]}$$

VI.4.1.2.3. Effort au point d'attache au parement

L'effort de traction au parement dans le lit de renforcement est égal:

$$T_{\text{par, d}(z)} = (k \alpha \sigma_v + \sigma_{hq, d(z)}) s_v$$

α Dépend de la flexibilité du système de parement et de la position de la ligne des tractions maximales. La valeur qui lui est attribuée, de façon conservatrice, varie suivant la profondeur de α_0 à 1 : [21],[15]

$$\begin{cases} \alpha_0 = 0.75 \text{ pour les systèmes de parement flexibles ;} \\ \alpha_0 = 0.85 \text{ pour les systèmes de parement semi-flexibles ;} \\ \alpha_0 = 1 \text{ pour les systèmes de parement rigides.} \end{cases}$$

Application

$$K = 0.37$$

$$\alpha_0 = 0.85$$

$$\sigma_v = 186 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{hq, d(z)} = 0 \text{ KN/m}^2 \text{ (car les charges routières sont des charges temporaires)}$$

$$T_{\text{par, d}(z)} = 17.54 \text{ KN/m}$$

VI.4.1.3. Prédimensionnement du géotextile

La justification d'un ouvrage en sol renforcé et les caractéristiques des produits et des matériaux à mettre en œuvre sont liées à la durée d'utilisation du projet. On doit la fixer avant d'entreprendre la conception et la justification de l'ouvrage.

Pour les murs de soutènement routiers ordinaires, la durée indicative d'utilisation du projet est environ 75 ans.

$$\text{On a: } R_{t; d} = \rho_{end} \rho_{flu} \rho_{deg} \frac{R_{t,k}}{\gamma_{M,t}}$$

Où : [32]

$R_{t; d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction au point considéré par mètre de parement ;

ρ_{end} et ρ_{flu} et ρ_{deg} : sont des coefficients de réduction qui traduisent les diminutions de résistance possibles au point considéré (point maximale ou point d'attache au parement) du fait respectivement :

ρ_{end} : des agressions mécaniques (endommagement) subies par les renforcements lors de leur mise en place dans l'ouvrage, ce coefficient dépend du type de matériau de renforcement, de son environnement et de sa susceptibilité aux agressions et phénomènes en cause et de la durée d'utilisation de l'ouvrage ;

ρ_{flu} : des phénomènes de fluage qui peuvent affecter la structure du matériau constitutif des renforcements, la diminution de résistance liée au fluage concerne la résistance de rupture des renforcements géosynthétiques ;

ρ_{deg} : des agressions chimiques (dégradation) dues à l'environnement dans lequel les renforcements se trouvent placés ;

$R_{t,k}$: est la résistance de traction caractéristique du lit de renforcement par mètre de parement ;
 $\gamma_{M,t}$: est le facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement.

VI.4.1.3.1. Évaluation des coefficients de réduction

1. Le coefficient de réduction ρ_{end}

Tableau VI. 7:valeurs forfaitaires du coefficient ρ_{end}

Condition de mise en œuvre	Peu sévères	Moyennement sévères	Sévères	Très sévères
Coefficient ρ_{end}	0.87	0.8	0.67	0.4

Les conditions de mise en œuvre sont sévères $\Rightarrow \rho_{end} = 0.67$

2. Le coefficient de fluage ρ_{flu}

La diminution de la capacité de résistance des renforcements géo-synthétiques du fait du fluage du polymère qui constitue leur section résistante doit être prise en compte par l'intermédiaire du coefficient ρ_{flu} , détermine comme indiqué dans le tableau suivant ;

Le comportement au fluage des géo-synthétiques dépend du type de polymère, de l'additif stabilisateur, du mode de fabrication, de la température de l'environnement et du niveau de chargement. Il se détermine sur le produit fini.

Tableau VI. 8:valeur par défaut de ρ_{end}

Polymère	PET, PA	PEHD	PP
Valeurs forfaitaires de ρ_{end}	1/3	1/5	1/6

En Algérie, on utilise le polymère PET, PA alors la valeur par défaut du coefficient de fluage est égale à 1/3.

3. Le coefficient de dégradation chimique ρ_{deg}

La résistance en traction des renforcements géo-synthétiques diminue dans le temps, à mesure que se produisent des coupures des chaînes macromoléculaires du polymère qui les constitue, en fonction des caractéristiques chimiques du milieu dans lequel les renforcements se trouvent

placés. La diminution de résistance doit être prise en compte par l'intermédiaire du coefficient ρ_{deg} déterminé comme indiqué dans le tableau suivant ;

Tableau VI. 9: valeur par défaut du coefficient ρ_{deg}

PH	Classe de durée d'utilisation	PET	PEHD/PP	PA
4 < PH ≤ 8	1 à 3	0.95	0.95	0.90
	4 ou 5	0.83	0.77	-
8 < PH ≤ 9	1 à 3	0.9	0.95	0.9
	4 ou 5	0.77	0.77	-

Référant au document technique du géotextile ; on a 4 < PH ≤ 8 d'où le matériau est de la classe 5, donc $\rho_{deg} = 0.83$.

4. Facteur partiel de matériau $\gamma_{M,t}$

La valeur de $\gamma_{M,t}$ est prise égale à 1.25

Application

$$R_{t;d} = (0.67) \left(\frac{1}{3}\right) (0.83) \frac{R_{t;k}}{1.25} \Rightarrow R_{t;d} = 0.148 R_{t;k}$$

$$\Rightarrow 0.148 R_{t;k} = 107.67 \text{ sv}$$

VI.4.1.3.2. Le choix du type de géotextile

On a pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{t;k} = 300 \Rightarrow s_v = 0.41\text{m} \\ R_{t;k} = 230 \Rightarrow s_v = 0.316\text{m} \\ R_{t;k} = 300 \Rightarrow s_v = 0.247\text{m} \end{array} \right.$$

On choisit le type : Rock PEC 230, ces caractéristiques sont représentées dans le tableau porté à l'Annexe 07.

VI.4.1.4. Épaisseur des couches

Section N°1 : (-4.3 < H ≤ - 9 m)

$$R_{t;d} = k_a \sigma_v s_v$$

$$\sigma_v = \gamma h + q \Rightarrow \sigma_v = 19(9) + 15$$

$$\Rightarrow \sigma_v = 186 \text{ KN/m}^2$$

$$0.148 R_{t;k} = 107.67 \text{ sv} \Rightarrow 0.148(230) = 107.67 \text{ sv}$$

$$\Rightarrow s_v = 0.4\text{m}$$

Section N°2 : ($0 < H \leq -4.3\text{m}$)

$$R_{t,d} = k_a \sigma_v s_v$$

$$\sigma_v = \gamma h + q \Rightarrow \sigma_v = 19(4.3) + 15$$

$$\Rightarrow \sigma_v = 96.7 \text{ KN/m}^2$$

$$0.148R_{t,k} = 0.37(96.7) s_v \Rightarrow 0.148(230) = 0.37(96.7) s_v$$

$$\Rightarrow s_v = 0.6\text{m}$$

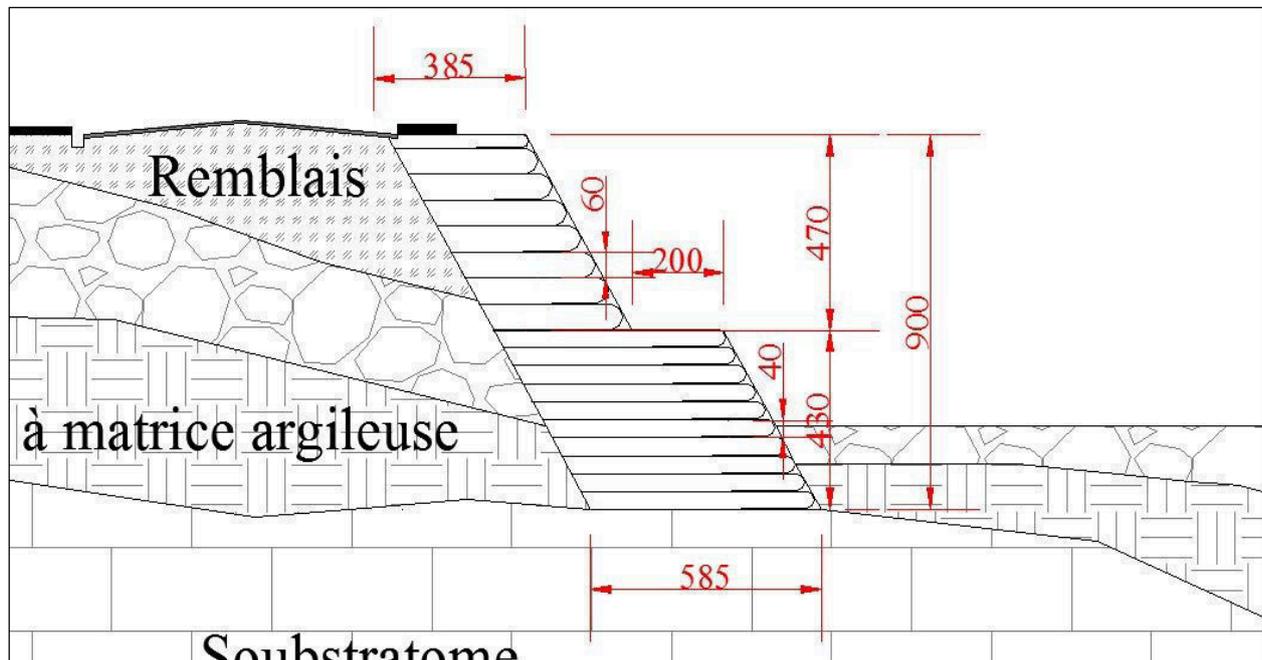


Figure VI. 12: Les dimensions finales du massif en géotextile

VI.5. Étude de stabilité globale

L'objectif d'un calcul de stabilité est de chercher la valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur.

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- La surface critique ;
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface ;
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

On fait la mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol par la décomposition du talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices ; c'est la méthode des tranches (méthode de FELLENIUS). [06]

Étude de la stabilité du mur en géotextile

Du temps que le confortement par le mur en géotextile a été le plus fiable selon la plus part des conditions requise pour assurer la stabilité du talus ; en utilisant la méthode des tranches et calculé par la loi de (FELLENIUS).

D'où les résultats sont interprétés dans les tableaux et les figures qui suivent :

L'Étude de la stabilité globale du mur et d'un cercle qui frôle la base du mur.[06]

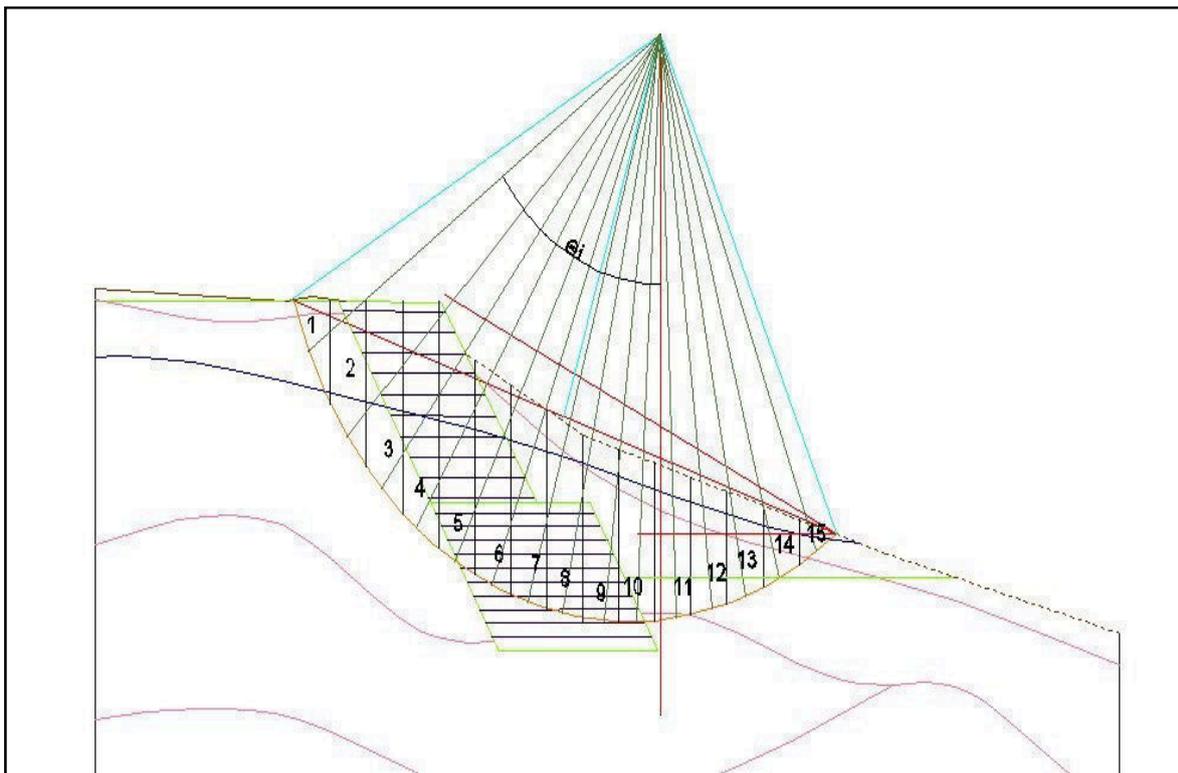


Figure VI. 13:Cercle de stabilité vis-à-vis le massif

Tableau VI. 10: Les valeurs de FS calculées par la méthode Fellenius

N°	L _i (m)	C _i (MPa)	Φ _i (°)	Θ _i (°)	Υ (KN/m ³)	S _i (m ²)	W _i (KN)	C*L _i	Wcosθtgφ	Wsinθ	U*i _i	
01	2,4	35	24	50	19	1,7	32,3	84	9,24	24,74	0	
02	2,1	35	24	44	19	5,8	110,2	73,5	35,29	76,55	0	
03	2,5	35	24	39	24	5,43	130,32	87,5	45,09	82,01	0	
04	1,87	35	24	34	24	4,93	118,32	65,45	43,67	66,16	2,43	
05	1,78	20	11	29	24	5,16	123,84	35,6	21,05	60,03	8,18	
06	1,71	20	11	24	24	5,06	121,44	34,2	21,56	49,39	10,73	
07	1,66	20	11	20	24	5,15	123,6	33,2	22,57	42,27	11,22	
08	1,62	20	11	16	24	5,2	124,8	32,4	23,31	34,40	10,06	
09	1,59	20	11	12	24	5,06	121,44	31,8	23,09	25,24	8,56	
10	1,57	20	11	7	24	4,72	113,28	31,4	21,85	13,80	6,98	
11	1,56	20	11	3	24	4,22	101,28	31,2	19,66	5,30	5,14	
12	1,56	35	24	1	24	3,55	85,2	54,6	37,92	1,48	3,43	
13	1,57	35	24	-5	19	2,7	51,3	54,95	22,75	-4,47	1,77	
14	1,58	35	24	-9	19	1,7	32,3	55,3	14,20	-5,05	0	
15	1,6	35	24	-13	19	0,6	11,4	56	4,94	-2,56	0	
sommés							1401,02	761,1	366,25	469,33	68,52	
							Fs sec	2,402				
							Fs w	2,256				

Par ces résultats obtenus on remarque que les coefficients de sécurité Fs sont pratiquement suffisants d'où il vérifie la condition suivante selon la norme NFP90-10.

$F_s = 2,40 < 1,50$ par la valeur du coefficient la plus élevée.

Par vérification de sureté on refait les calculs au niveau de la berme comme il est exprimé sur la figure (VI.13), pour lesquelles on a obtenus les résultats montrés sur le tableau (VI.11).

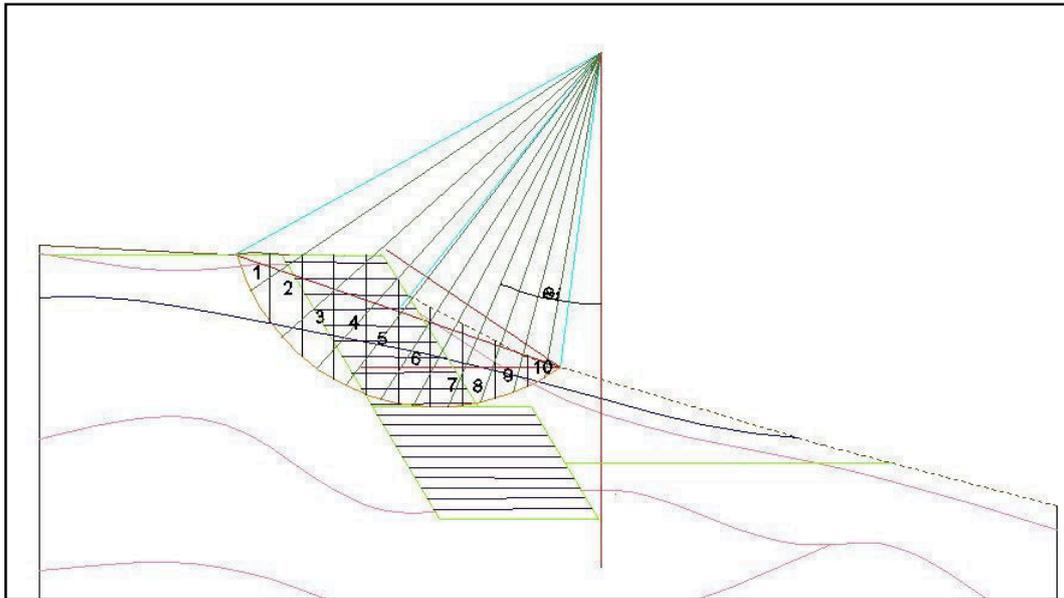


Figure VI. 14 : Pour un rayon qui passe par la berme du massif

Tableau VI. 11:Fs pour un rayon qui passe par la berme du massif

N°	Li (m)	Θi (°)	Si (m ²)	Ci (MPa)	Φi (°)	Yi (KN/m ³)	Wi (KN)	C*Li	wtefi	wsinfi	U*li
01	4,95	51	6,02	40	0,26	23	138,46	198	23,35	107,60	-0,13
02	4,13	41	14,41	40	0,262	23	331,43	165,2	67,02	217,44	34,71
03	3,69	32	16,8	40	0,262	23	386,4	147,6	87,80	204,76	56,06
04	3,43	24	17,22	40	0,262	23	396,06	137,2	96,95	161,09	66,16
05	3,27	17	17,48	40	0,262	23	402,04	130,8	103,02	117,55	73,40
06	3,18	10	16,84	20	0,302	19	319,96	63,6	98,32	55,56	65,48
07	3,14	3	17,96	20	0,302	19	341,24	62,8	106,33	17,86	75,47
08	3,14	-18	1,2	20	0,302	19	22,8	62,8	6,77	-7,05	-21,65
09	3,19	-11	8,09	20	0,302	19	153,71	63,8	47,08	-29,33	28,57
10	3,3	-4	29,1	2	0,349	17	494,7	6,6	179,62	-34,51	179,62
Sommes								1038,4	816,27	810,98	557,70
								Fs sec	2,287		
								Fs W	1,968		

Par ces résultats obtenus on remarque que les coefficients de sécurité Fs sont pratiquement suffisants d'où il vérifie la condition suivante selon la norme NF P90-10.

$Fs = 2,28 < 1,50$ par la valeur du coefficient la plus élevée.

VI.6. Conclusion

D'après l'étude réalisée on constate ce qui suit :

- Le sol est de nature fragile
- La stabilité du mur en BA n'est pas vérifiée vis-à-vis le paramètre du glissement
- La solution d'utilisation d'un mur en BA dans cette situation est inadaptable suite au nombrables inconvénients
- La solution favorable est un massif on géotextile
- La stabilité externe du massif est assurée ;
- La stabilité interne du massif est assurée ;
- La stabilité globale est vérifiée ;
- Le géotextile utilisé sera ROCK PEC 230 ;
- L'épaisseur des couches inférieures sera 40 cm (de -4,3 à - 9m), pour la partie supérieure sera 60 cm et l'épaisseur de la dernière nappe sera 20 cm ;
- Les eaux internes seront collectées par un géocomposite de drainage derrière les massifs et évacuées par des tranchées drainantes vers l'exutoire qui sera évacuées vers la mer
- Et de là on a opté pour le du mur en géotextile pour modéliser par outille numérique.

VII.1. Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux ou trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. L'interface d'utilisation PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curvers).

Il est conçu par des géotechniciens numériques, le PLAXIS est un outil d'analyse non linéaire en elasto-plasticité avec prise en compte des pressions interstitielles, doté de méthode de résolutions et d'algorithme robuste. Il est très fiable sur le plan numérique, et il fait appel à des éléments de haute précision.

VII.1.1. Conventions de signes

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

PLAXIS version 8 est un programme 2D, les contraintes sont basées sur un système de coordonnées cartésiennes 3D, indiqué sur la figure ?? Dans une analyse en déformation planes, σ_{zz} correspond à la contrainte perpendiculaire au plan de la coupe. Dans une analyse axisymétrique, x représente la direction radiale, y la direction axiale et z représente la direction tangentielle. Dans ce cas, σ_{xx} représente la contrainte radiale et σ_{zz} la contrainte circonférentielle.

L'utilisateur a le choix entre deux conventions de signes :

- La MEF et la RDM prennent les contraintes de tractions et les allongements de signes positifs, tandis que les contractions ou compressions sont négatives.
- La convention géotechnique prend les contraintes de compressions positives.

VII.1.2. Les éléments

Pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume l'utilisateur a le choix de sélectionner les éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

Les différents types d'éléments sont représentés sur la figure suivante:

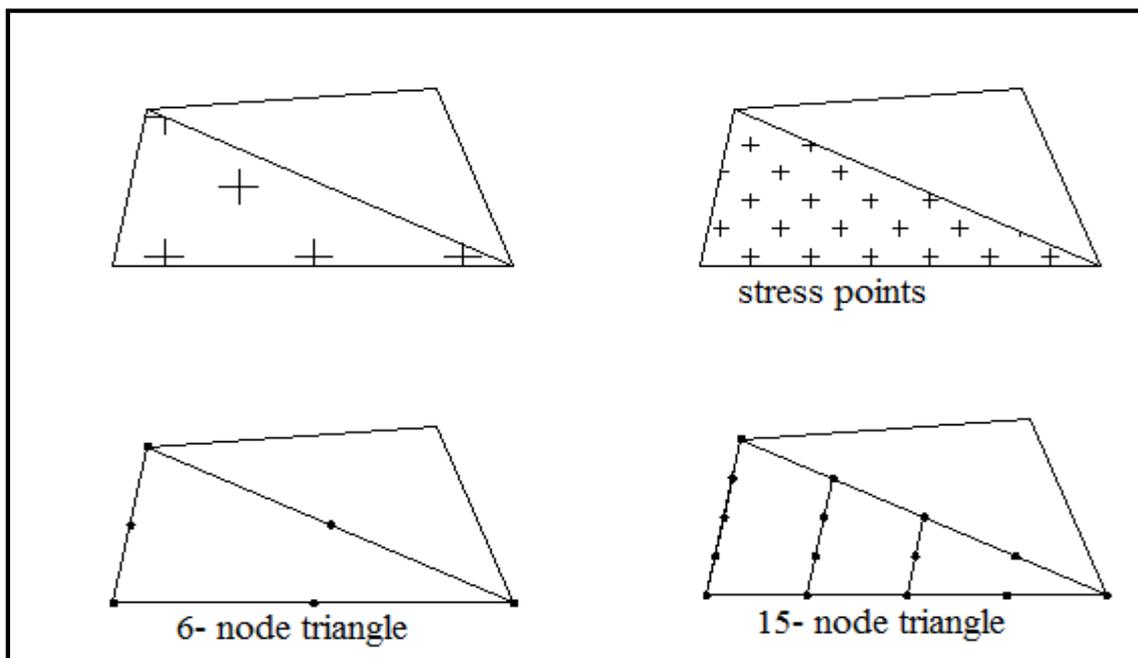


Figure VII. 1: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

VII.2. Modèles de comportement utilisé dans PLAXIS

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux d'amélioration. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré d'amélioration. Le modèle de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle élastique parfaitement plastique nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module

d'Young E , le coefficient de poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatation ψ .

VII.2.1. Modèle élastique linéaire

L'élasticité classique est l'étude du comportement des solides déformables, élastiques, isotropes, en petites déformations, avec une loi de comportement linéaire. Le couple d'hypothèses petits déplacements et petites déformations est souvent appelé «Hypothèse des petites perturbations». On verra plus loin que toutes ces hypothèses ont pour conséquence de rendre linéaires les équations différentielles de l'élasticité. L'élasticité classique est appelé **élasticité linéaire**.

Ce modèle représente la loi de Hook pour l'élasticité, il comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module de Young E , et le coefficient de poisson ν . le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. La relation entre le module de Young et les autres modules sont :

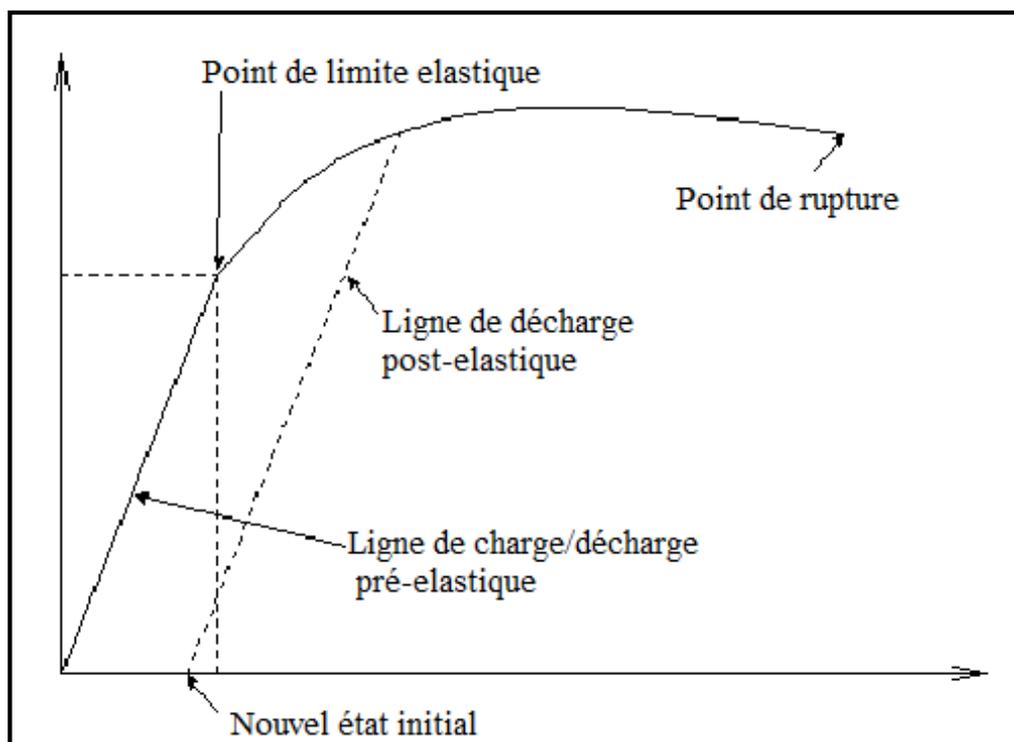


Figure VII. 2: Courbe dans un essai de traction

$$\mathbf{G} = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \mathbf{K} = \frac{E}{3(1+\nu)} ; \mathbf{E}_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

VII.2.2. Modèle élastoplastique

Modèles plastiques sans écrouissage : (a) élastique parfaitement plastique, (b) rigide parfaitement plastique.

VII.2.3. Modèle de Mohr-coulomb

Ce modèle est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol, il comporte cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ .

Le comportement de Mohr-coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Vu les bons résultats obtenus dans les calculs, il est caractérisé par le critère donné par la fonction de charge :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_2| - (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi - 2C \cos \varphi \leq 0$$

- σ_1, σ_2 : Les contraintes principales.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représenté par : $\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$.

τ et σ_n : sont respectivement les contraintes tangentielles de cisaillement et les contraintes normales.

La courbe intrinsèque est représentée sur la figure suivante :

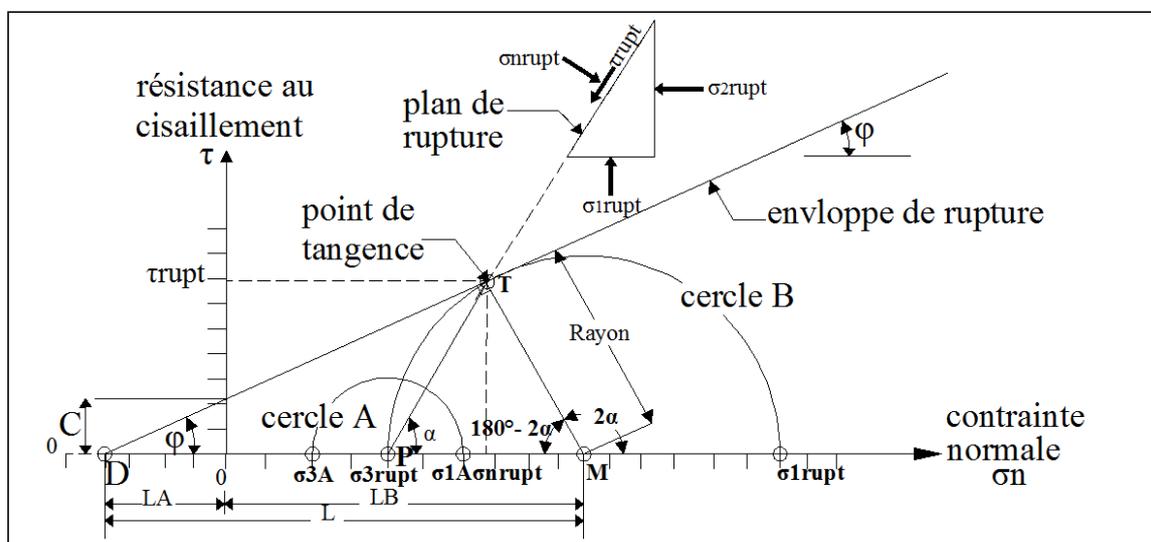


Figure VII. 3: courbe intrinsèque du modèle de Mohr – Coulomb

La forme du critère est celle d'une pyramide construite autour de la trisectrice sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

VII.2.4. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) :

C'est un modèle élastoplastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

VII.2.5. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)

C'est un modèle hyperbolique de type élastoplastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. De plus, ce compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

VII.2.6. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) :

C'est un modèle de type Cam-Cly qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

VII.2.7. Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model) :

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

VII.3. Les paramètres utilisés

VII.3.1. Le module d'Young(E)

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent

Une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement. Le Module d'Young E a la dimension d'une contrainte et se mesure généralement en (GPa). Il représente la contrainte qu'il faudrait appliquer pour obtenir une déformation unitaire soit doubler la longueur initiale. Aucun matériau ne répond linéairement à une telle contrainte.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} . Voir la figure :

VII.3.2. Le coefficient de Poisson(ν)

Le coefficient de poisson ν est un nombre sans dimension compris dans l'intervalle $[0, 1/2]$. A l'exception des élastomères comme le caoutchouc dont le coefficient de Poisson, la plupart des matériaux isotropes continus ont un coefficient de Poisson compris dans l'intervalle $[0.25, 0.35]$.

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson. Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr- Coulomb, l'utilisation d'une valeur pour le coefficient de poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou de modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport : $k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu}$

Pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour k_0 . Ainsi, n'est pas évalué par l'intermédiaire de k_0 .

En plus du module d'Young, PLAXIS permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement G , et le module oedométrique E_{oed} . Ces

modules sont relation avec le module de Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν .

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Lorsqu'on définit l'un de ces paramètres, PLAXIS retient la valeur du coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

VII.3.3. La Cohésion(c)

Il est préférable d'entrer une valeur faible de cohésion qui varie entre 0.1 et 0.2 KPa pour les sables de cohésion nul, même si le PLAXIS peut manipuler en désactivent certains option, PLAXIS offre l'option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croit avec la profondeur.

VII.3.4. L'angle de frottement (φ)

L'angle de frottement φ (phi) est entré en degrés. On obtient parfois des angles de frottement élevés pour des sables dense.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. L'angle de frottement à introduire est soit celui de pic ou de palier.

VII.3.5. L'angle de dilatance

L'angle de dilatance ψ , est donné en degré. Il peut être fixé par la règle :

$$\text{Pour} \begin{cases} \varphi > 30^\circ : \psi = \varphi - 30 \\ \varphi < 30^\circ : \psi = 0^\circ \end{cases}$$

VII.4. Simulation avec le code Plaxis

Le logiciel Plaxis permet de modéliser le comportement des géogrilles. Les modélisations ont supposé un comportement elastoplastique répondant au modèle de Mohr-coulomb, qui est le modèle le plus utilisé en mécanique des sols, en particulier dans l'étude de la stabilité des talus.

VII.4.1. Données par interfaces

- Les données géométriques sont introduites directement par coordonnées x et y lors de la construction du modèle.
- Les données relatives interfaces du sol et du remblai du massif.
- Les données relatives aux géotextiles. (voir le tableau III-4) ;
 - a- Résistance à la traction $T_{max} = 230 \text{ KN/m}$
 - b- Déformation à la traction $\varepsilon_{max} = 11\%$
 - c- Epaisseur $e_p = 2.5 \text{ mm}$

VII.4.2. Etude et simulation sur Plaxis

VII.4.2.1. Caractéristique du massif renforcé

Les caractéristiques des couches de sol et des matériaux utilisés dans le massif sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 1:Caractéristique du massif

	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	c_{uu}	ϕ_{uu}	ψ	K_0	E_{ref} (KN/m ²)	EA KN/m ²
Remblai	19	19	1	11	0	0.5	7546	-
Eboulis gréseux	21	21	10	20	0	0.5	11847	-
Bancs de grés	22	22	100	25	0	1	315182	-
GNT	19	23.8	1	35	5	0.42	35000	
Géotextile (ROCKPEC 230)	-	-	-	-	-	-	-	2200

VII.4.2.2. Analyse de résultats

VII.4.2.2.1. Géométrie du modèle

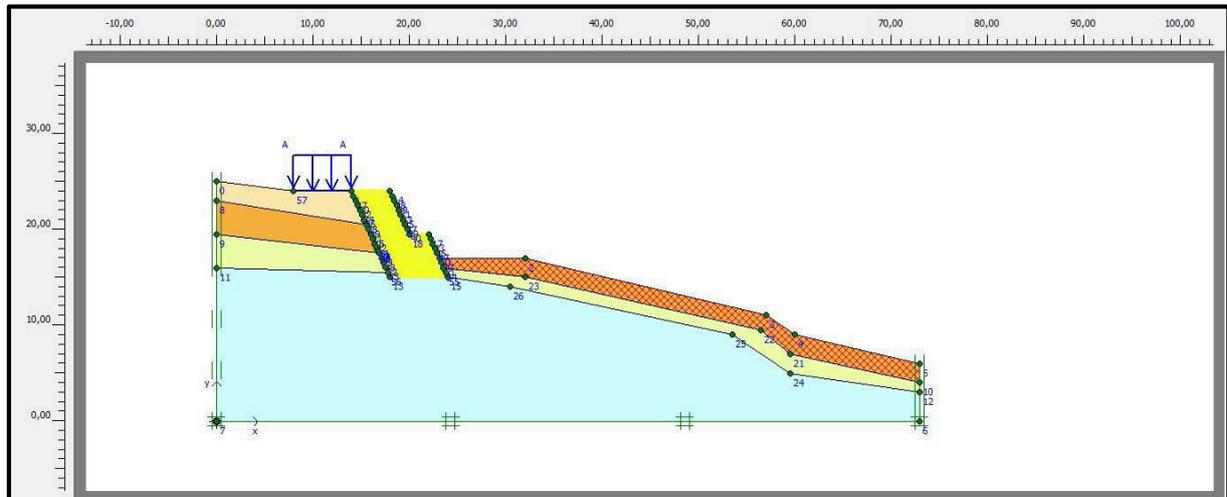


Figure VII. 4: Donnée géométrique et chargement

Dans ce modèle, on a opté aux dimensions suivantes : 74 mètres selon l'axe des abscisses (soit $10b + B + 5B$) et 28 mètres selon l'axe des ordonnées (soit $5B + H$).

VII.4.2.2.2. Déplacement total

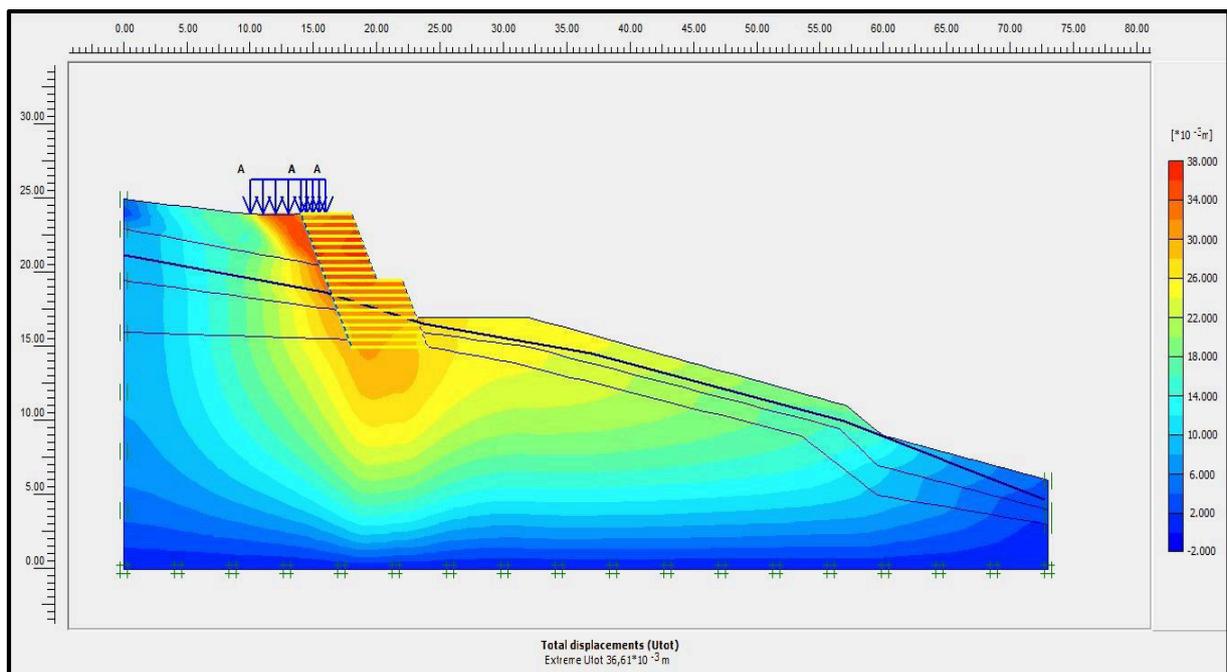


Figure VII. 5: Déplacement total $U_{total} = 3.66$ cm

➤ Discussion des résultats

La couche supérieure (remblai) est la plus sollicitée par les déplacements, le déplacement total U_{total} est égal à 3.66 cm.

VII.4.2.2.3. Déplacement vertical

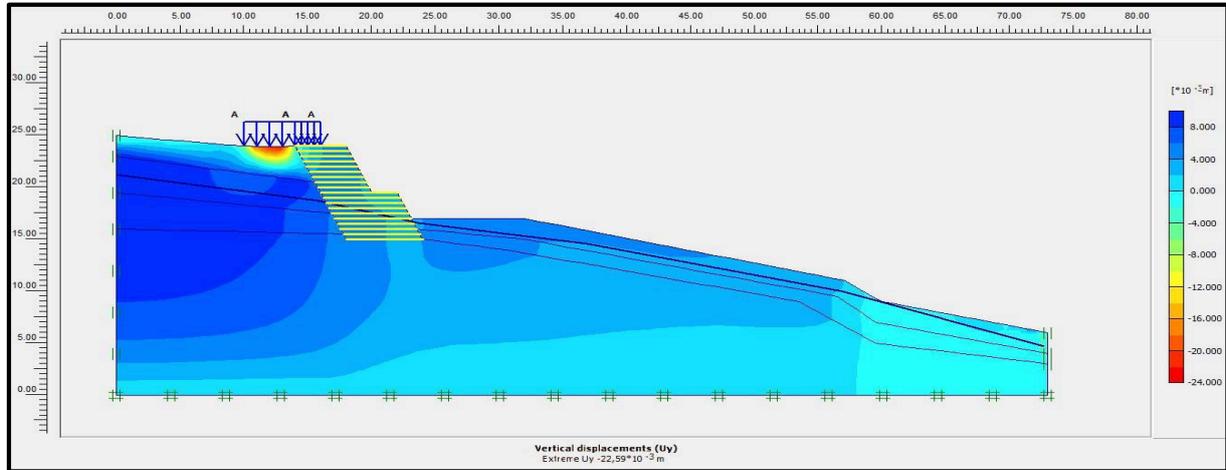


Figure VII. 6: Déplacement vertical $U_y = -2.26$ cm

Discussion des résultats

D'après la figure le sol subit un soulèvement de 22.59 mm, soit 2.26 cm, et les soulèvements sont localisés dans la couche d'argile à éboulis gréseux situé au dessous de la couche des remblais.

VII.4.2.2.4. Déplacement horizontal

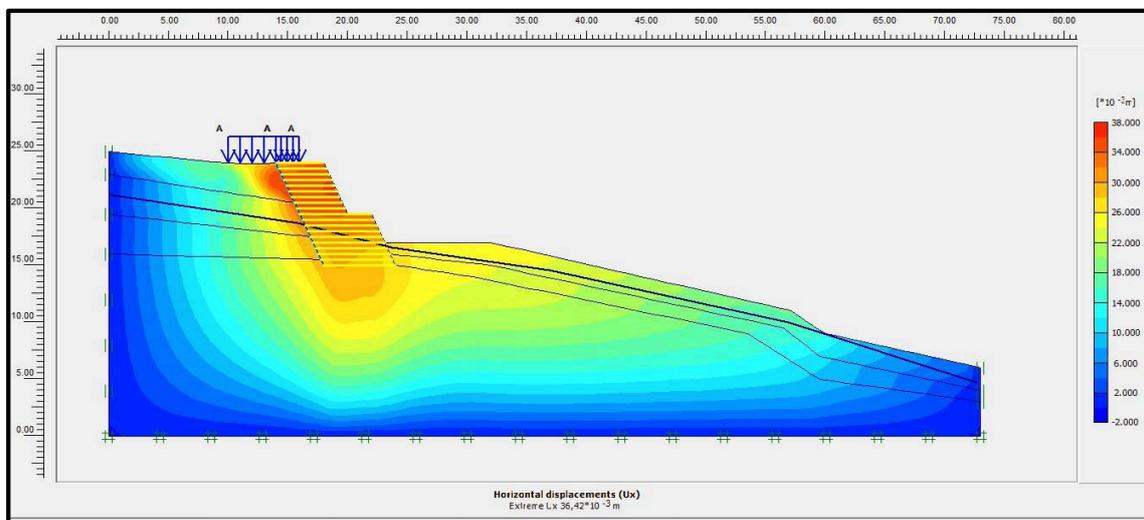


Figure VII. 7: Déplacement horizontal $U_x = 3.64$ cm

Discussion des résultats

Le déplacement horizontal le plus important dans le massif est enregistré au niveau des nappes supérieur (couche de remblai), il est de l'ordre de 36.42 mm, soit 3.64 cm d'allongement horizontal que subit les nappes de géotextiles.

VII.4.2.2.5. Le maillage du modèle

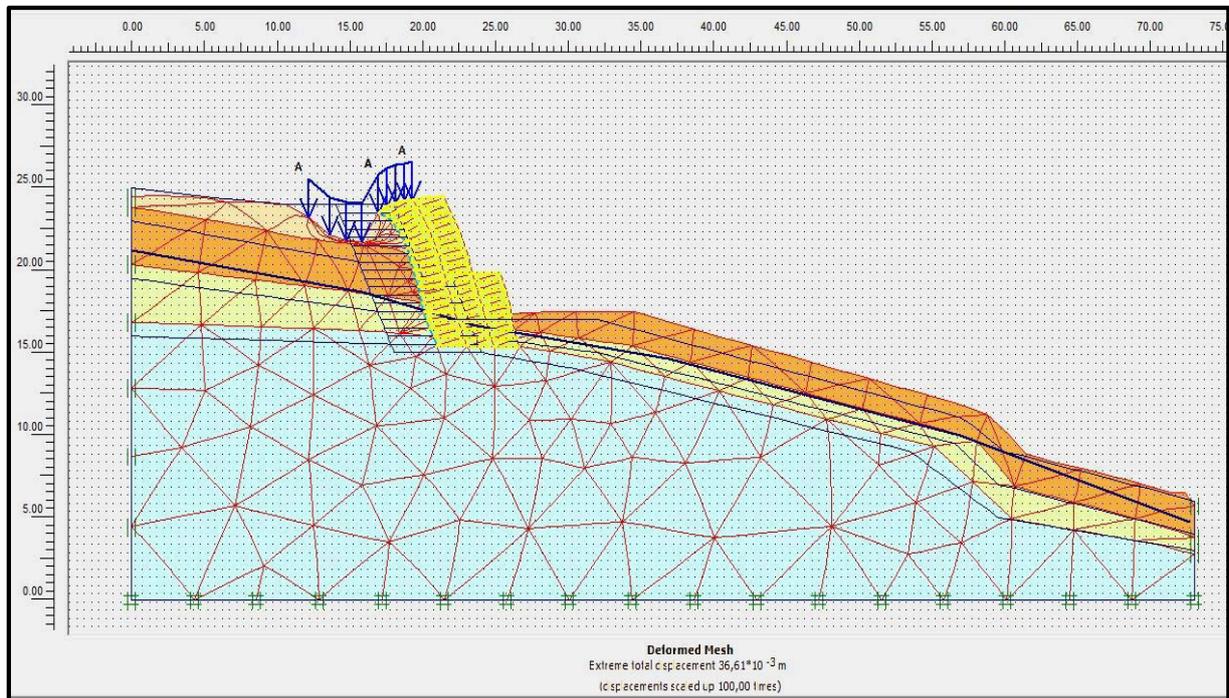


Figure VII. 8:maillage du modèle

VII.4.2.2.6. Déplacements au niveau de chaque nappe

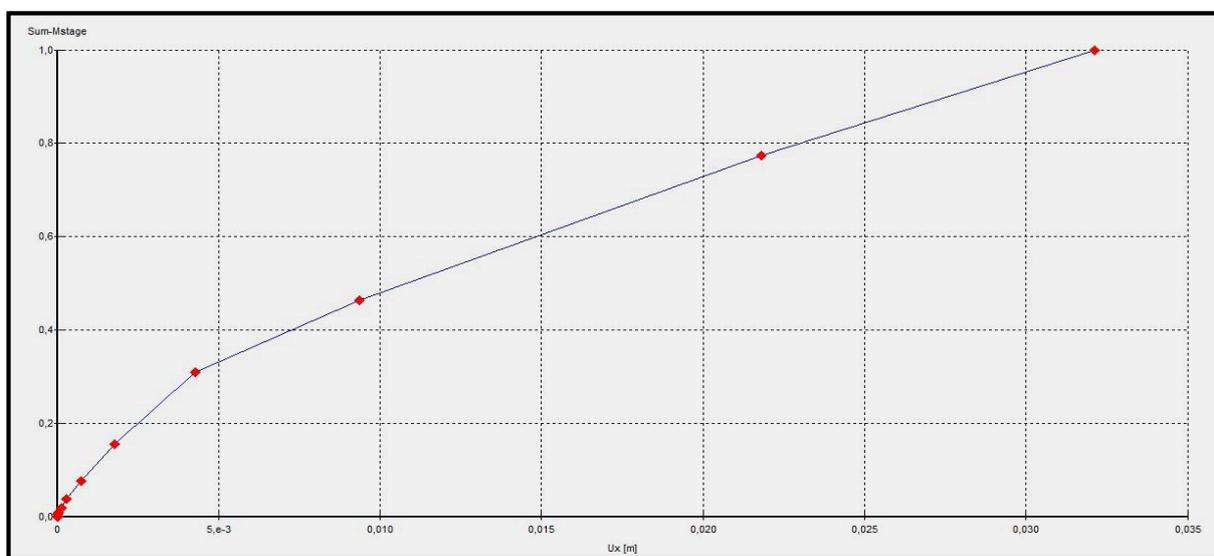


Figure VII. 9:courbe déplacement des nappes géotextile.

Les déplacements horizontaux de chaque nappe sont représentés sur la courbe ci-dessous :

Les déplacements enregistrés sont élevés dans la couche de remblai (de 0 à -5 m) de l'ordre de 0.032 m, puis commencent à diminuer dans la couche d'argile. Ils sont faibles au niveau d'ancrage (Bancs de grés) de l'ordre de 0.026m à 0.022m à cause de l'effet de butée qui empêche les nappes de se déplacer.

VII.4.2.2.7. Application de la surcharge

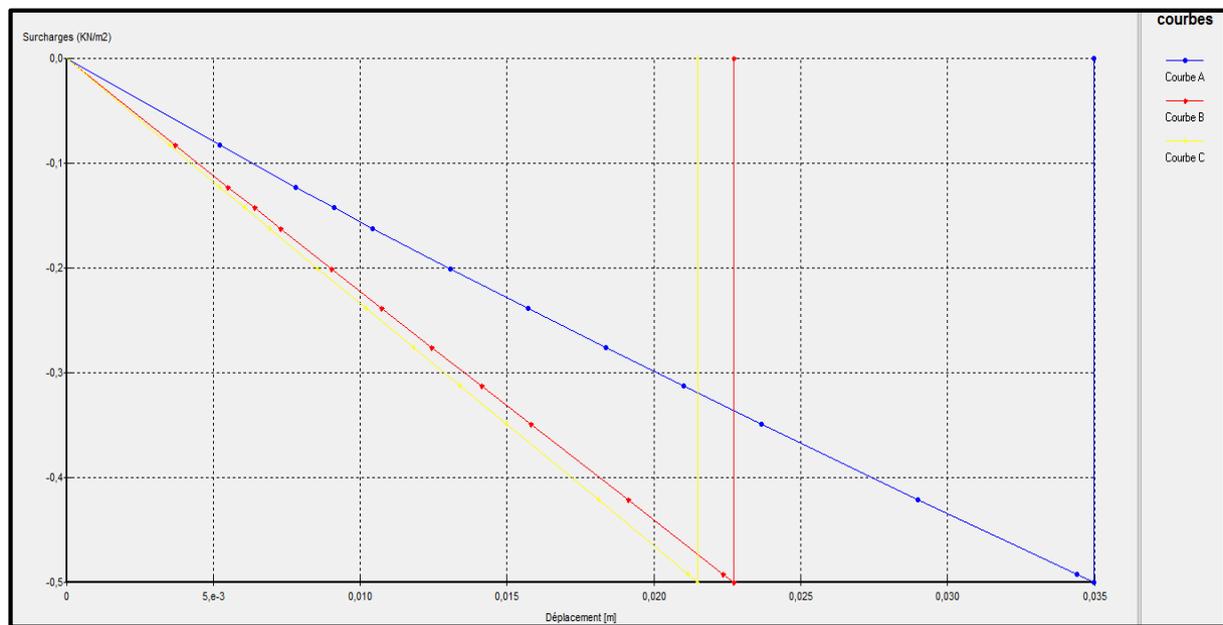


Figure VII. 10:Influence de la surcharge sur le remblai.

Discussion

Quand on applique une surcharge, les différents déplacements (total, vertical et horizontal) diminuent d'un point à un autre de haut en bas.

VII.5. Conclusion

La modélisation du massif en Plaxis (2D), nous a permis d'obtenir les déformations horizontale et verticale sous un chargement statique. D'après les résultats obtenus, on constate ce qui suit :

- L'allongement de 3.64 cm ne représente que 0.36% de la longueur des nappes. (Le géotextile conserve une grande réserve de déformation, soit environ 11%).
- le soulèvement du sol est de 2.25 cm. Le tassement permis pour la route étant de 10 cm, le résultat semble stable.
- Le déplacement est compatible avec le fonctionnement du massif.
- Le logiciel Plaxis permet de déterminer les différents points déformés dus au chargement.

VIII.1. Introduction

D'après les l'étude mené et la comparaison entre les méthodes respectives le soutènement par un mur en (BA) ou le confortement par géotextile, l'ensembles de données géotechniques et géologiques, la déclivité du terrain sur lequel sera implanté notre confortement, notre choix est porté sur une solution de confortement par géosynthétiques du fait de leur grande adaptabilité et de la facilité et rapidité de leur mise en œuvre, et de leur bonne résistance par rapport à beaucoup d'autres solutions classiques.

VIII.2. Réalisation

Le confortement de ce glissement doit réaliser par une entreprise spécialisée, cette dernière doit respecter les plans d'exécution représentés par le bureau d'étude. Pour réaliser ce confortement en toute sécurité l'entreprise doit respecter les étapes suivantes :

VIII.2.1. Terrassement

Avant d'entamer les terrassements, un topographe doit délimiter les contours de ce confortement grâce à des piquets et un cordeau. À l'aide d'une pelle hydraulique, l'entreprise creuse le sol sur environ 9 mètre de profondeur, et une largeur équivalente à celle de la base de notre mur de soutènement (5,85 mètre) ou un peu plus dans le but d faciliter les déplacements. La pente de talus est définie suivant la hauteur et la largeur (2/3, 1/3, 1/1), ce rapport correspond à la tangente de l'angle formé par le talus avec l'horizontal.

Dans notre cas, on fixe une pente du talus égale à $\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} = 60^\circ$ soit 2/3.

L'entreprise doit réaliser une piste pour l'accès et la sortie des engins du site.

On ancre ce soutènement de 2 mètre dans les bancs de grés. Les détails sont représentés sur la figure (

Les terres extraites doit charger et évacuer à la décharge publique désignée par le maître d'ouvrage à l'aide des camions à bennes.

La section à terrasser est 96.96 m².

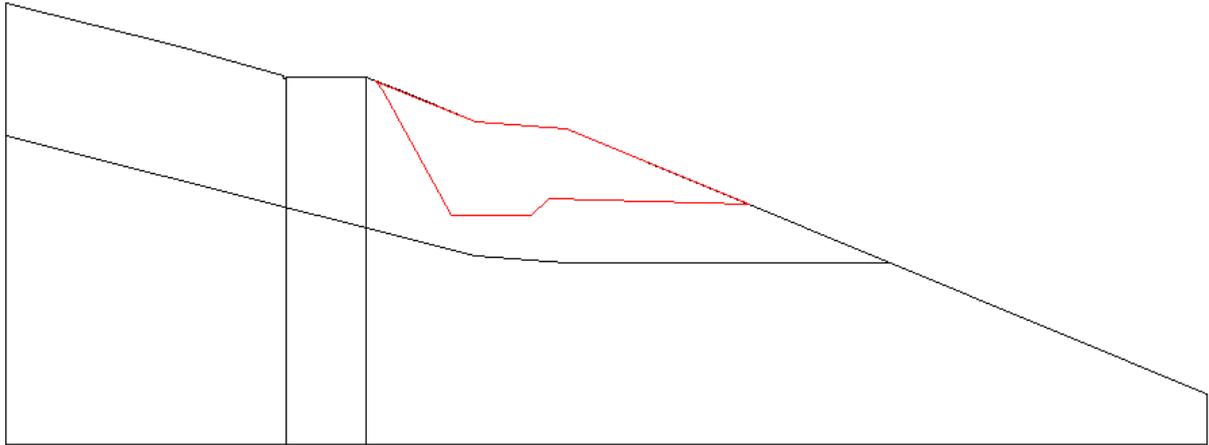


Figure VIII. 1: surface des terrassements

VIII.2.2. Préparation de la plateforme d'assise

À la fin de cette opération, l'entreprise doit régler, arroser et compacter la plateforme pour assurer l'assise du massif.

VIII.2.3. Disposition du drainage

à l'intersection du talus avec la plateforme, l'entreprise doit excaver une tranchée de 0.5x0.5 m sur le long de la couche d'assise. La mise en place d'un tuyau PVC perforé sur une couche de sable dans cette tranchée qui sera relié à un exutoire.

La mise en place d'un géocomposite de drainage à partir de la route jusqu'à la tranchée sur toute la surface de la pente. On remplit cette tranchée par un matériau drainant qui assure une granulométrie décroissante (Ballast puis gravier).

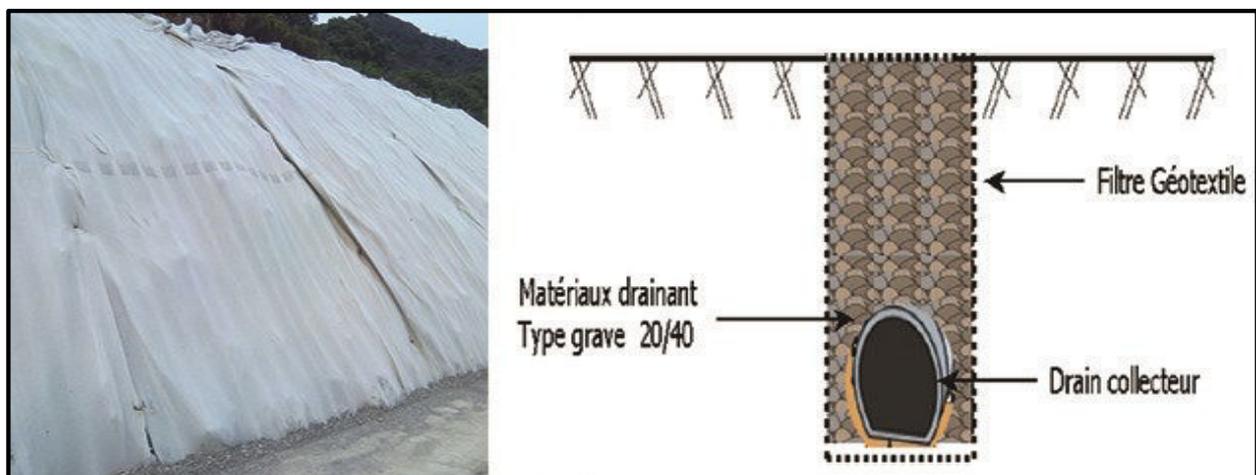


Figure VIII. 2: Dispositif de drainage

VIII.2.4. La mise en place des couches

Dès que l'opération de drainage sera achevée, l'entreprise entamera la mise en œuvre des couches de remblais renforcés par géotextile. Cette opération sera comme suit :

La mise en place d'un tissu en géotextile (ROCK PEC 230) sur toute la surface de la couche d'assise.

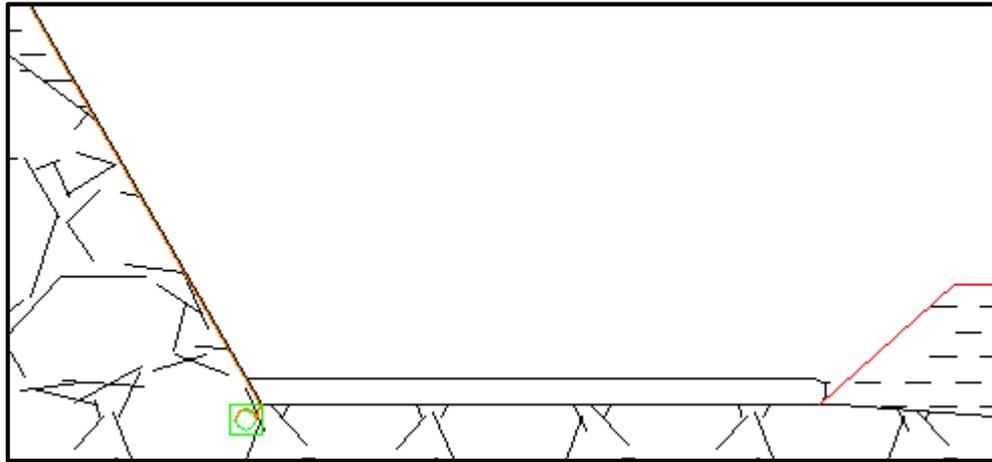


Figure VIII. 3: mise en œuvre de la première couche

La mise en œuvre d'une couche de Tout Venant d'Oued (TVO) sur une épaisseur de 30 cm. Réglage, arrosage et compactage de la couche.

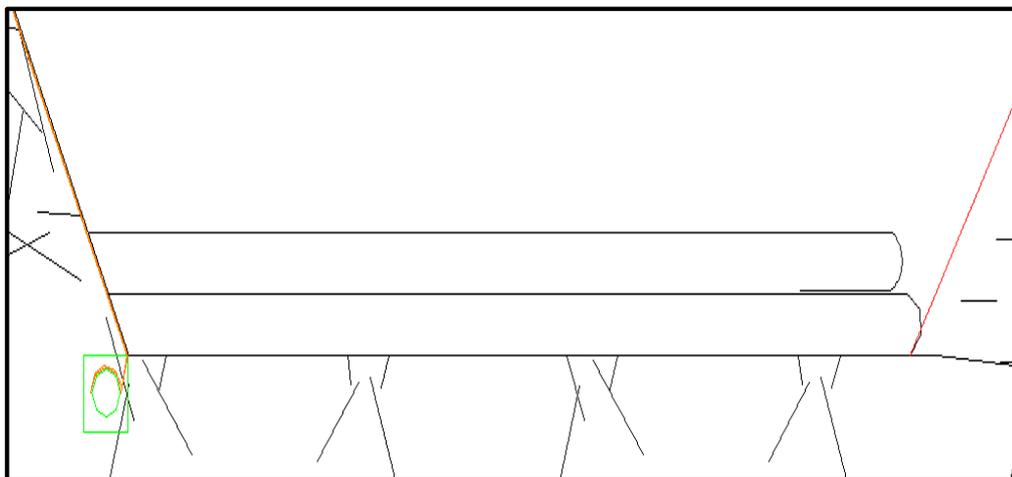


Figure VIII. 4: mise en œuvre de la deuxième couche.

La même opération sera faite pour la deuxième couche, sauf qu'on assure un retour des tissus en géotextile de 0.75 m.

a. On refait l'opération sur une hauteur de 4.2 mètre ($s_v = 0.3$ m). Puis on reprend les couches avec une épaisseur de 0.6 mètre jusqu'à atteindre 9 mètre de hauteur.

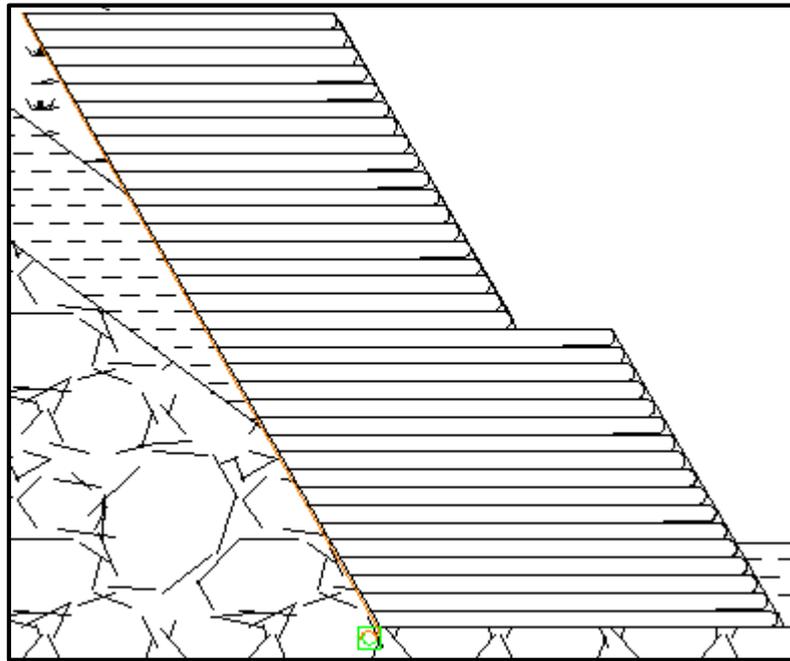


Figure VIII. 5: le massif achevé

On fixe une inclinaison du parement à 60° .

b. La protection du parement contre les rayons solaires sera assurée par des terres végétales.



Figure VIII. 6: Photo prise sur chantier

VIII.3. Contrôle de qualité

Afin de réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions, le maître d'ouvrage engagera un bureau d'étude pour l'assistance technique et un laboratoire pour le control de qualité.

La tâche de laboratoire sera comme suit :

VIII.3.1. Contrôle in situ

La portance de la plateforme destinée pour l'assise du massif sera contrôlée par l'essai de chargement à la plaque.

Afin de déterminer les compacités de chaque couche, le laboratoire utilisera l'appareil gamma-densimètre pour la première et la deuxième couche et la troisième couche sera contrôler avec l'essai de plaque.

VIII.3.2. Contrôle au laboratoire

- Pour déterminer les caractéristiques de TVO, le laboratoire effectuera des essais mécaniques et chimiques.
- Pour déterminer la valeur des caractéristiques des géotextiles, des essais de caractérisation seront effectués. Ces essais sont généralement assez longs, plus ou moins coûteux et complexes d'exécution. Ils doivent être exécutés selon la fréquence qui est proposée dans le bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées.

Ces essais sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 1:Essais de caractérisation des géotextiles

Caractéristique du géotextile	Essai(s) permettant de la mesurer	Stade de mise au point de l'essai	principe du processus opératoire retenu
Ouverture de filtration $O_f(m)$	Essai de porométrie	Mise au point terminée Essai normalisé décrit dans la norme NF G 38-017	On détermine la valeur O_f qui définit le diamètre de filtration du géotextile en faisant passer au travers de l'échantillon un matériau de granularité connue en suspension dans l'eau. On admet que la valeur O_f cherché est égale au D_{95} du sol ayant traversé l'échantillon
Permittivité $\frac{K}{e}(s^{-1})$	Essai de permittivité	Mise au point terminée Essais normalisé décrit dans la norme NF G 38-016	On mesure, sous une charge hydraulique constante, le débit unitaire Q/S que laisse circuler perpendiculairement à son plan un échantillon de surface S . Pour respecter les conditions de validité de la loi de Darcy. Il est nécessaire d'utiliser de l'eau désaérée et un perméamètre appliquant un gradient hydraulique assez faible de manière à respecter un débit unitaire de mesure inférieur à $3,5 \times 10^{-2} m/s$

<p>Transmissivité K e (m²/s)</p>	<p>Essai de transmissivité</p>	<p>Mise au point terminée Essai en instance de normalisation</p>	<p>On mesure, pour un gradient longitudinal donné, le débit pouvant circuler dans l'épaisseur d'un géotextile par unité de largeur de bande. L'essai est réalisé dans un perméamètre appliquant un gradient hydraulique assez faible pour rester dans les conditions de validité de la loi de Darcy, avec une pression de 2×10^5 Pa appliquée sur le géotextile dans le sens de l'épaisseur et en utilisant de l'eau désaérée</p>
<p>Résistance en traction R_t(KN/m)</p>	<p>Essai de traction sur bande large</p>	<p>Mise au point terminée Essai normalisé décrit dans la norme NF G 38-014</p>	<p>L'essai de traction est réalisé sur une éprouvette de 100mm de longueur (distance entre pinces) et 500mm de largeur. L'essai est réalisé sur une presse dont les mâchoires sont étudiées pour assurer le serrage de l'échantillon sans glissement, ni cisaillement. La vitesse de traction est de 50mm/min</p>
<p>Raideur J(KN/m)</p>	<p>Essai de traction sur bande large</p>	<p>Mise au point terminée Essai normalisé décrit dans la norme NF G 38-014 Cette norme doit cependant être complétée par la définition des différents raideurs pouvant être prises en considération (cf. commentaires sur les essais ci-après)</p>	<p>La mesure de la raideur est réalisée à partir de l'essai de traction, au cours duquel on mesure en continu : -la déformation ϵ_1 (entre pinces) -la striction ϵ_2 (mesurée sur la largeur) pour déterminer la déformation réelle ϵ^* en utilisant la relation $\epsilon^* = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_1 \epsilon_2$</p>
<p>Frottement sol-géotextile ϕ_g en degrés ou F=tg ϕ_g /tg ϕ (ϕ angle de frottement du sol)</p>	<p>Essai de cisaillement à la boîte</p>	<p>Mise au point largement avancée : -Matériel défini -Programme d'essai sur de nombreux produit géotextile déjà réalisés</p>	<p>On réalise un essai de cisaillement à l'aide d'une demi-boîte de cisaillement modifiée de 100 x 100mm L'essai est réalisé -soit avec un sol étalon (essai d'identification) -soit avec le sol concerné dans le projet (essai de dimensionnement).</p>
<p>Résistance à la déchirure statique (KN)</p>	<p>Essai de déchirement statique</p>	<p>Mise au point terminée Essai normalisé décrit dans la norme NF G 38-015</p>	<p>L'essai de déchirement est réalisé sur une éprouvette trapézoïdale de 225x670mm et de 475mm de hauteur, dans laquelle on réalise une entaille de 50mm pour amorcer la déchirure sur la petite base. Les pinces se déplacent à une vitesse de 50mm/min On enregistre et on mesure la force nécessaire pour propager la déchirure et la valeur retenue est</p>

			la moyenne des cinq valeurs maximales notées pendant l'essai.
Résistance à la déchirure dynamique (KN)	Essai de déchirement dynamique	Mise au point terminée	L'essai de déchirement est réalisé sur la même éprouvette trapézoïdale que celle utilisée pour l'essai de déchirement statique. La vitesse de déchirement est de 3,5m /s, soit 1000 fois celle du déchirement statique, ce qui nécessite un matériel spécifique imposant et relativement complexe On calcule la valeur de la résistance à la déchirure dynamique de la même façon que pour celle de la déchirure statique.
Résistance aux sollicitations localisées (expression non encore définie)	Essais de : -cisaillement -traction -Perforation Statique } sur produit Dynamique } -simulation de l'effet : - Du compactage - De la chute de blocs, etc. En réalisation un essai en demi-grandeur	Mise au point d'un ou plusieurs essais en cours d'étude	De nombreux processus d'essai ont été imaginés et pratiqués. Aucun d'entre eux ne s'avère pleinement satisfaisant sur le plan théorique (difficulté d'interprétation). En outre, les utilisateurs d'un essai donné qui, pour leurs applications propres, ont acquis les éléments d'une interprétation empirique sont réticents à charger d'essai. Dans les applications délicates (massif renforcé, couche de forme, protection de berge,...), il semble actuellement que la méthode à recommander soit de réaliser un essai en semi-grandeur dans l'environnement prévu du chantier (mêmes matériaux, compacteurs, engins divers,...) et de mesurer après simulation les caractéristiques fonctionnelles résiduelles du géotextile pour les prendre en compte dans le dimensionnement.
Confortement	Essai de flexibilité : -dans le sens perpendiculaire au plan du géotextile, -dans le plan du géotextile	Mise au point quasi terminée. Essai non encore étudié	On déplace une bande rectangulaire de géotextile sur une plate -forme horizontale. Lorsque le géotextile dépasse le bord de la plate-forme, il se courbe de plus en plus au fur et à mesure que l'on poursuit l'avancement. On note la longueur l de la partie pendante de l'éprouvette lorsque son extrémité rencontre un plan faisant un angle de 41,5° avec l'horizontal. La connaissance de l permet de calculer un module de rigidité en flexion du matériau.

VIII.4. Conclusion

La solution géosynthétique est l'une des techniques les plus utilisées dans les pays développés et cela pour leurs avantages :

- Une emprise réduite avec gain d'espace;
- Un impact positif sur l'environnement immédiat ;
- Le traitement du talus avec contrôle de ruissellement ;
- Les possibilités esthétiques : parement végétalisé et fleuri, courbes harmonieuses de la ligne du mur ;
- La rapidité d'exécution ;
- La durée de vie (75 ans pour les ouvrages routiers).

C'est dans ce cadre que nous sommes intervenus pour proposer une variante au projet initial avec des massifs renforcés par géotextile dont le parement est protégé par la terre végétale. Les eaux internes seront collectées par un géocomposite de drainage derrière les massifs et évacuées par des tranchées drainantes vers l'exutoire.

Conclusion générale

L'objectif de notre travail effectué au cours de cette étude est de faire une étude comparative entre deux techniques de renforcement de sol par un mur de soutènement en béton armé et par géosynthétique, ce travail est divisé en deux parties, la première partie est une synthèse bibliographique et la deuxième partie est une application au glissement de terrain de la route nationale N°24 au Pk 231+100.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Les techniques de stabilisation relèvent trois principales actions :

- ✓ les terrassements,
- ✓ les drainages,
- ✓ les renforcements.

Il est évidemment possible d'associer différentes actions afin d'obtenir le gain de sécurité vis-à-vis de la stabilité que l'on souhaite.

L'étude menée sur le cas du mur en « BA » s'avère non adaptable pour ce type de talus à forte angle de pente, une hauteur de glissement plus élevée qu'un mur en « BA » peut supporter, encore pour d'autres raisons, économiques et la longueur du temps pris dans la réalisation de ce genre d'ouvrage, l'incapacité de ce type d'ouvrage à drainer les eaux qui entraîne le glissement de ce talus.

On constate que le confortement du glissement par géotextile est une technique fiable et avantageuse d'un point de vue économique, et en plus c'est un procédé facile à mettre en œuvre et la durée de vie.

Dans notre modèle PLAXIS on a dû se focaliser sur la technique de confortement par géotextile car elle a été la plus adaptée pour ce type de glissement, encore c'est notre principal sujet d'étude dans ce travail.

Conclusion générale

En conclusion, la démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement d'un glissement de terrain procède des éléments suivants :

- ✓ Identification du type de mouvement.
- ✓ Étude de stabilité par différentes méthodes.
- ✓ Choix de la solution en tenant compte des contraintes du site, économiques, délai, etc.
- ✓ Dimensionnement du projet de solution.

Le présent projet nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances notamment en ce qui concerne :

- Interprétation des résultats d'après les essais de laboratoire.
- Étude de stabilité externe et interne du massif en géotextile.
- Modélisation avec PLAXIS.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail nous aide dans la vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

- [01] B. MELBOUCI ; 2009 ; méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et ouvrages de soutènement ; Edition El-AMEL.
- [02] CHOWDHURY.R.N; 1978; Slope analysis; Development in geotechnical engineering.vol.22; Elsevier, Amsterdam.
- [03] DONALD.IB, CHEN.Z; 1997; Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods; Canadian Geotechnical journal.
- [04] F. SCHLOSSER ; 1997 ; Éléments de mécanique des sols ; Presses des ponts ; 2e édition.
- [05] FAURE R.M ; 2000; L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes : méthodes à la rupture ; ponts et chaussées, PARIS.
- [06] FELLENIUS.W; 1927 ; Erdstatische berechnungen mit reidung end Kohaesion "*Calculs statiques des sols fin cohérents*". Berlin, Ernst.
- [07] G. FILLIAT ; 1981 ; La pratique des sols et fondations, Edition du Moniteur.
- [08] G. PHILIPPONNAT ; 1998 ; fondations et ouvrages en terre ; édition Eyrolles.
- [09] G. SANGLERAT et J.COSTET ; 1983 ; cours pratique des sols (calcul des ouvrages), tome II.
- [10] GUEYEI ; 1993 ; Résistance au Cisaillement des sols non saturés et stabilité des pentes. Thèse de doctorat, école polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [11] H. BENDADOUCHE, S.LAZIZI ; 2013 ; Glissement de terrain et confortement ; Edition Pages bleu.
- [12] J.P. MAGNAN ; 2000 ; résistance au Cisaillement, techniques de l'ingénieur ; pont et chaussées Paris.
- [13] K. KARAL; 1977; Energy method for soil stability analyses; journal of the geotechnical Engineering Division; ASCE.
- [14] LADGHEM, C.F ; 2009 ; Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres .Mémoire de magister. Université de M'Sila.
- [15] Norme NF P 90-10 ; *juillet 2009*.

BIBLIOGRAPHIE

- [16] P.MARTIN ; juillet 2010 ; géologie appliquée au BTP; édition EYROLLERS Paris.
- [17] P.MARTIN ; novembre 2000 ; géomécanique appliquée au BTP ; édition EYROLLES Paris.
- [18] P.MARTIN ; novembre 2005 ; géomécanique appliquée au BTP, 2^e édition ; édition EYROLLES Paris.
- [19] P.MARTIN ; novembre 2008 ; géotechnique appliquée au BTP, édition EYROLLES Paris.
- [20] Rapport de sol fournie par le laboratoire (SOUMMAM) ; Étude de confortement de glissement sur la RN24 au PK 231+100.
- [21] Revue française de géotechnique ; 2^e trimestre 1983 ; projet DTU, étude géotechnique et reconnaissance des sols, presses ponts chaussées édition N° 22, PARIS.

WEBOGRAPHIE

[22] <http://dictionnaire.education.fr/geomecanique>

[23] <http://genie-civil-cours.blogspot.com/2015/02/calcul-mur-de-soutenement-et-mecanique.html> mur sout.

[24] <http://igeologue.blogspot.com/2013/05/essais-geotechniques-exposees.html>

[25] http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap8/courbes-oedometrique.html eudiomètre.

[26] <http://www.emse.fr/~bouchardon/enseignement/processus-naturels/up3/web/geotechnique-2004-2005.htm>

[27] http://www.ente-aix.fr/documents/135-geotechnique/2_ReconnaissancesSols/co/Cours_1_AnalyseGeologie.html

[27] <http://www.lb.auf.org/kourdey/Reconnaissance.htm>

[28] www.Prim.net.

[29] www.risquests.avoir.Fr.

[30] www.U-picardie.Fr.

Annexe

Annexe 01

 مركز الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء. الطرقات و الأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91										RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC01 côté amont			
Projet : ETUDE GLISSEMENT DE TERRAIN AU NIVEAU DE LA RH24 Endroit : PK231+100					Dossier N° : 08.EG.2013 Client : BET TECHNIC CONSEIL								
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 22 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS : X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>							
Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	R.G.D	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	0.00		25 50 75 100								Remblais		
1.5	0.30										Argiles beiges avec concrétions blanchâtres.		
3.0											Bancs de grés alternés avec des argiles		
4.5											Bancs de grés alternés avec des argiles		
6.0											Bancs de grés alternés avec des argiles		
7.5											Bancs de grés alternés avec des argiles		
9.0	-9.00	9.00									Bancs de grés alternés avec des argiles		
10.5											Bancs de grés alternés avec des argiles		
12.0											Bancs de grés alternés avec des argiles		
13.5											Bancs de grés alternés avec des argiles		
15.0											Bancs de grés alternés avec des argiles		
16.5											Bancs de grés alternés avec des argiles		
18.0											Bancs de grés alternés avec des argiles		
19.5											Bancs de grés alternés avec des argiles		
21.0											Bancs de grés alternés avec des argiles		
22.5	-22.00	22.00									Fin du forage à une profondeur de 22 m.		
24.0													
25.5													
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier à vide TM : Tête à paroi lisse PS : Tête à position fixe CR : Tête carottier TO : Tête ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique G : Sédimétrie L : Unités d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Containment libre R : Rektu à l'enfoncement	
Préparé par :					Vérifié par :					26/02/2013		Page : 1 de 1	

Annexe 01

 مخبر الصوامم للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء، الطرق والأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SCN°03															
Projet : ETUDE DE GLISSEMENT DE TERRAIN AU NIVEAU DE LA RI124 PK229+000				Dossier N° : 006.EG.2013													
Endroit : 229+000				Client : TECHNIC CONSEIL													
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 22 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :													
		État des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>															
Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
			25	50	75	100											
	-0,50													Remblais			
1,5	0,50													Argiles graveleuses à caillouteuses			
3,0														Eboulis à blocs			
4,5														Argiles beiges caillouteuses			
6,0														Argiles graveleuses à caillouteuses			
7,5														Grés intercalé avec des pétilles			
9,0																	
10,5	-10,00																
12,0	10,00																
13,5	-11,00																
15,0	11,00																
16,5	-13,00																
18,0	13,00																
19,5	-17,00																
21,0	17,00																
22,5	-22,00																
24,0	22,00													Fin du forage à une profondeur de 22 m.			
25,5																	
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :			
												CF : Carottier à cône TM : Tube à paroi fine PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		AG : Analyse granulométrique S : Sédiments limoneux L : Unies d'Allenberg (W/LIP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AC : Analyse chimique		CR : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Rektu à l'enfoncement	
Préparé par :						Vérifié par :						19/03/2013		Page : 1 de 1			
Préparé par :						Vérifié par :						01/04/2013		Page : 1 de 1			

Annexe

Annexe 01

 عبد الصومام للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء، الطرق والأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC04										
Projet : ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR RH24 AU PK231+100 Endroit : 231+100		Dossier N° : 007.EG.2013 Client : EURL TECHNIC CONSEIL										
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 22 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS : X : Y : Z :										
		Boue de forage : Type forage : Foreuse :										
		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>										
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	-0,50 0,50										remblais	
1,5 3,0 4,5 6,0 7,5 9,0 10,5											argiles beiges graveleuses à caillouteuses	
12,0 13,5 15,0 16,5 18,0 19,5 21,0	-12,00 12,00										bancs de grés intercalés avec des pérites	
22,5 24,0 25,5	-22,00 22,00										Fin du forage à une profondeur de 22 m.	
REMARQUES :								TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :		
								CF : Carottier fermé TM : Tube à paroi mince PS : Tube à paroi épaisse CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		AG : Analyse granulométrique S : Sédimimentologie L : Unités d'Allenberg (WL, LP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G _s , G _w) AC : Analyse chimique CR : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Rejus à l'emboisement		
Préparé par :				Vérifié par :				29/04/2013		Page : 1 de 1		

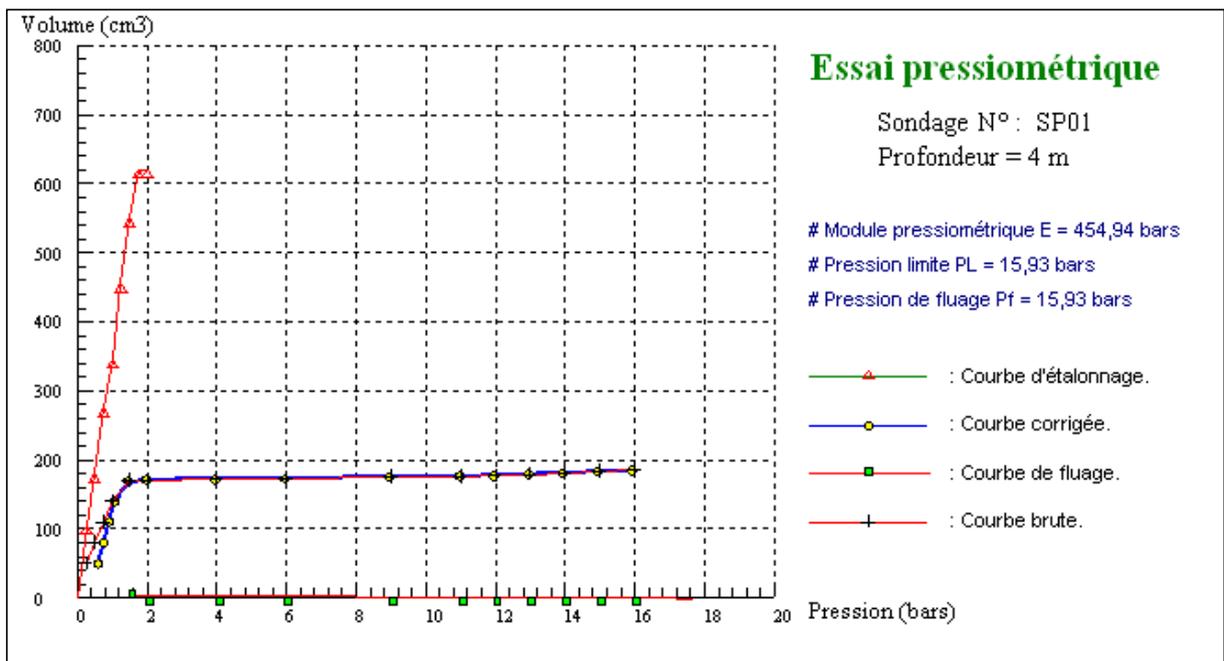
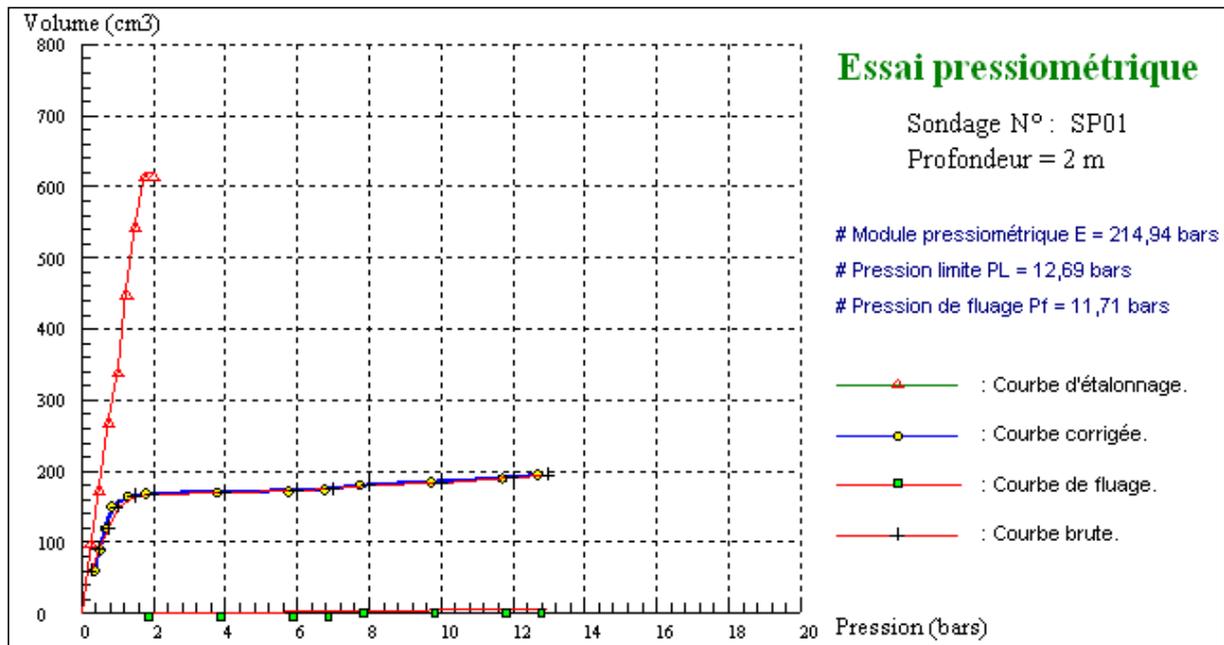
Annexe

Annexe 01

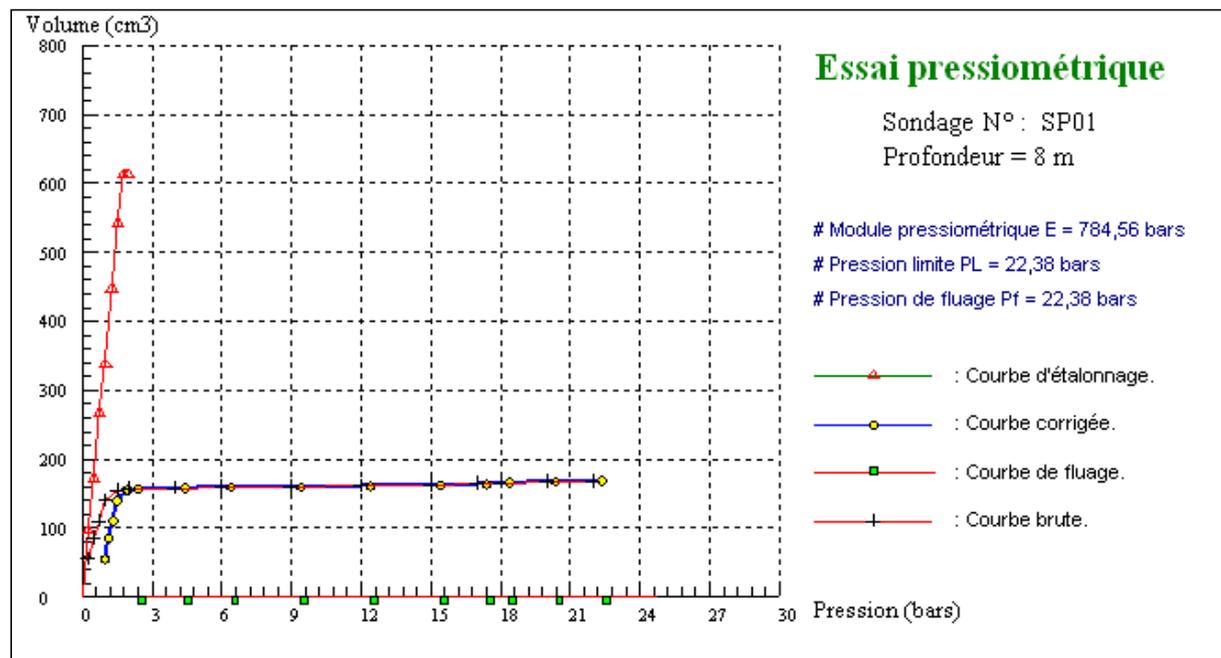
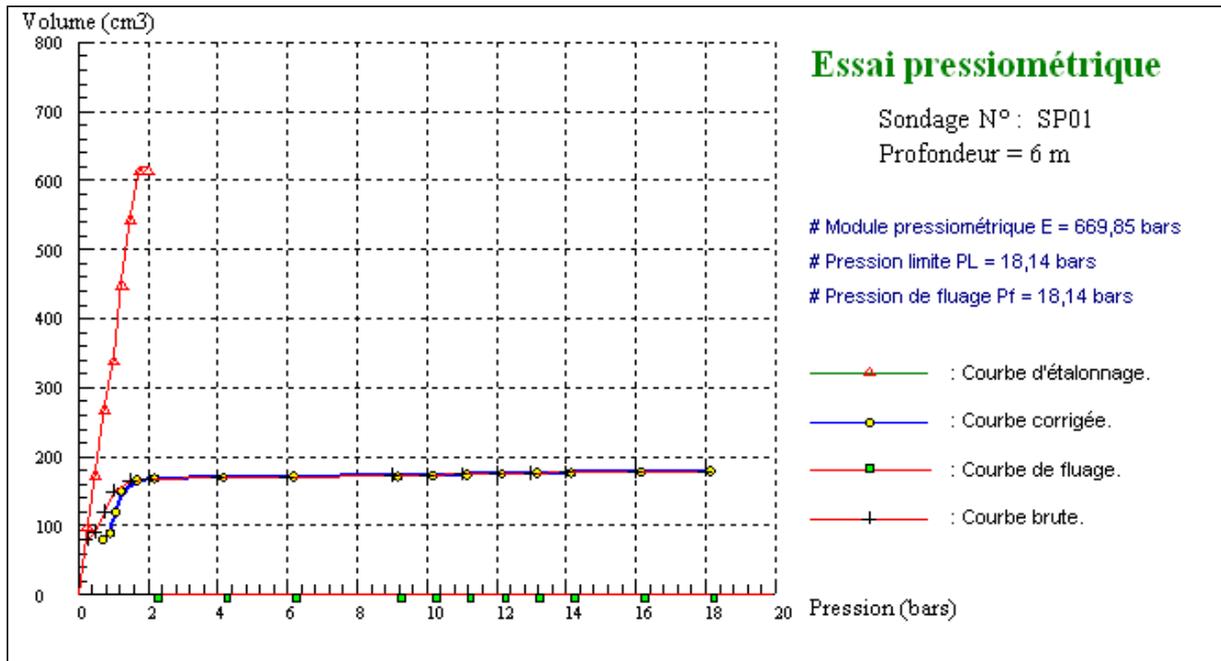
 غير الصومام للمراقبة النوعية و المطابقة لمراد البناء، الطرق و الأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC05												
Projet : ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR RH24 AU PK231+100		Dossier N° : 007.EG.2013												
Endroit : 231+100		Client : EURL TECHNIC CONSEIL												
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :												
		Boue de forage : Type forage : Foreuse :												
		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>												
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE		
	-0,50 0,50									/ / / / /	Remblais			
	1,5 3,0 4,5 6,0 7,5 9,0 9,20									• • • • •	ébouils gréseux à matrice argilo-sableuse			
	10,5 12,0 13,5 15,0 15,60									- - - - -	argiles sableuses passages d'ébouils gréseux			
	16,5 18,0 19,5 20,00									/ / / / /	grés intercalés avec pérites			
	21,0 22,5 24,0 25,5										Fin du forage à une profondeur de 20 m.			
REMARQUES :											TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carotte fermé TM : Tête à paroi lisse PS : Tête à position fixe CR : Tête carottier TO : Tête ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sedimentométrie L : Unités d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AC : Analyse chimique CID : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai œdométrique GL : Contement libre R : Rectif à l'embranchement	
Préparé par :					Vérifié par :					30/04/2013		Page : 1 de 1		

Annexe

Annexe 02

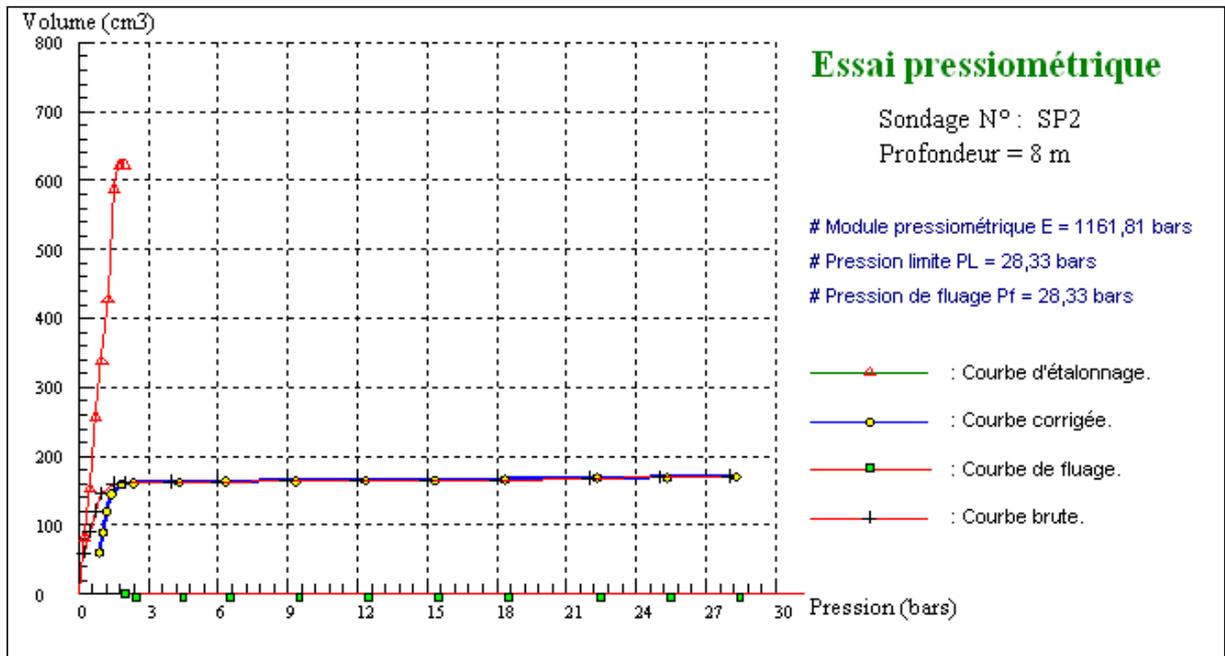
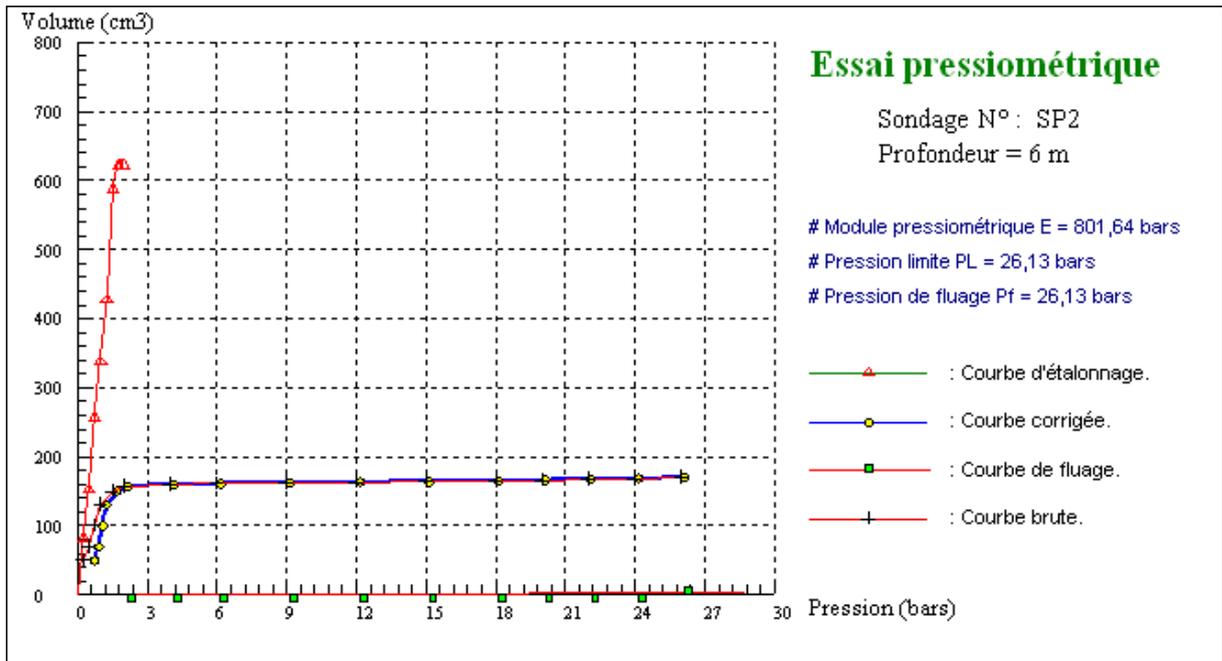


Annexe 02

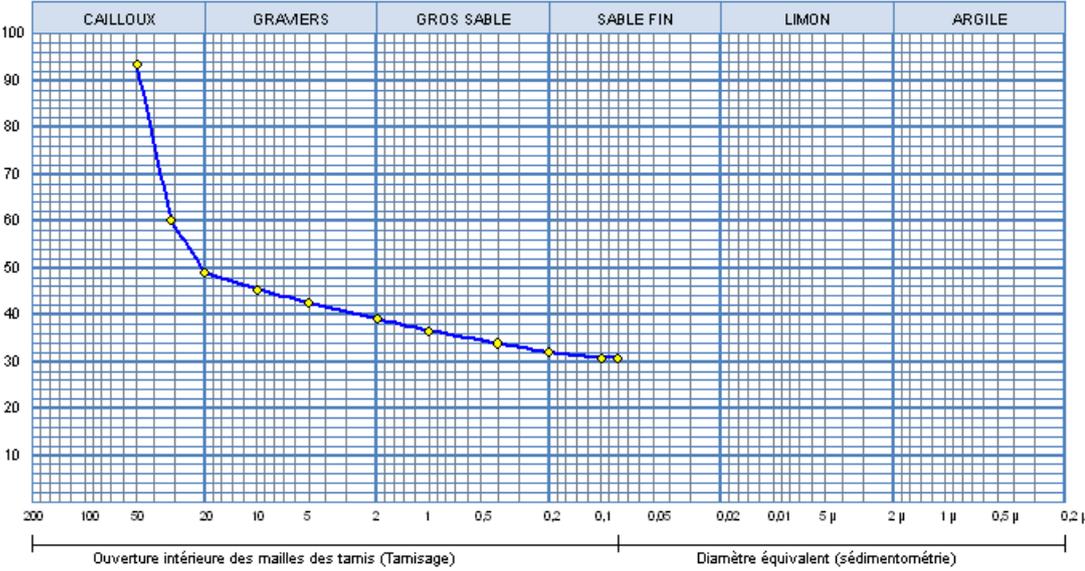


Annexe

Annexe 02

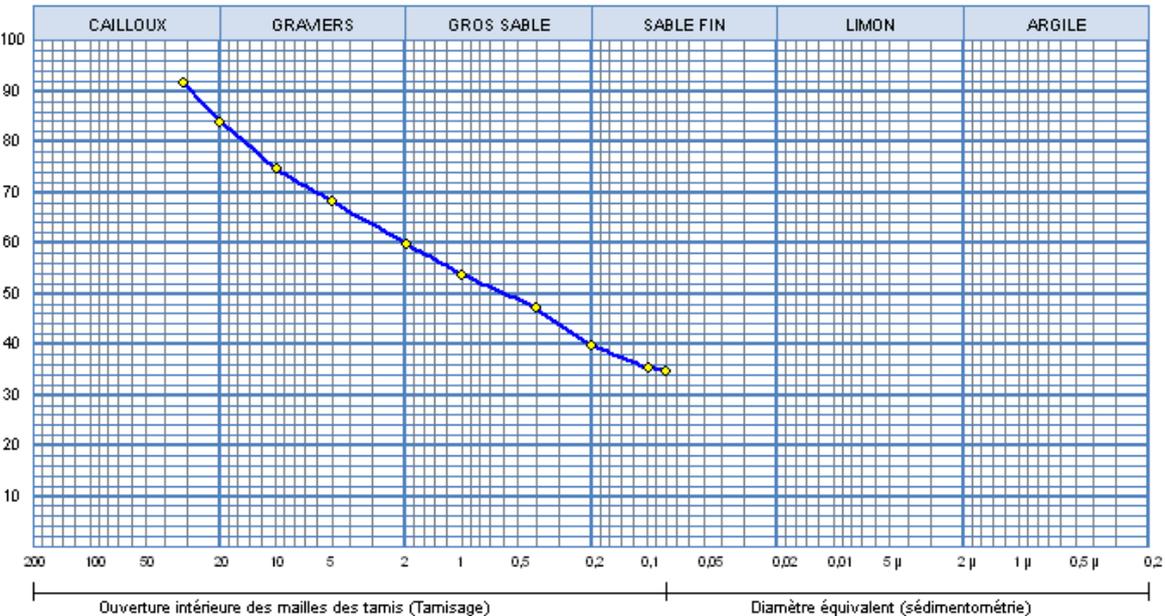


Annexe 04

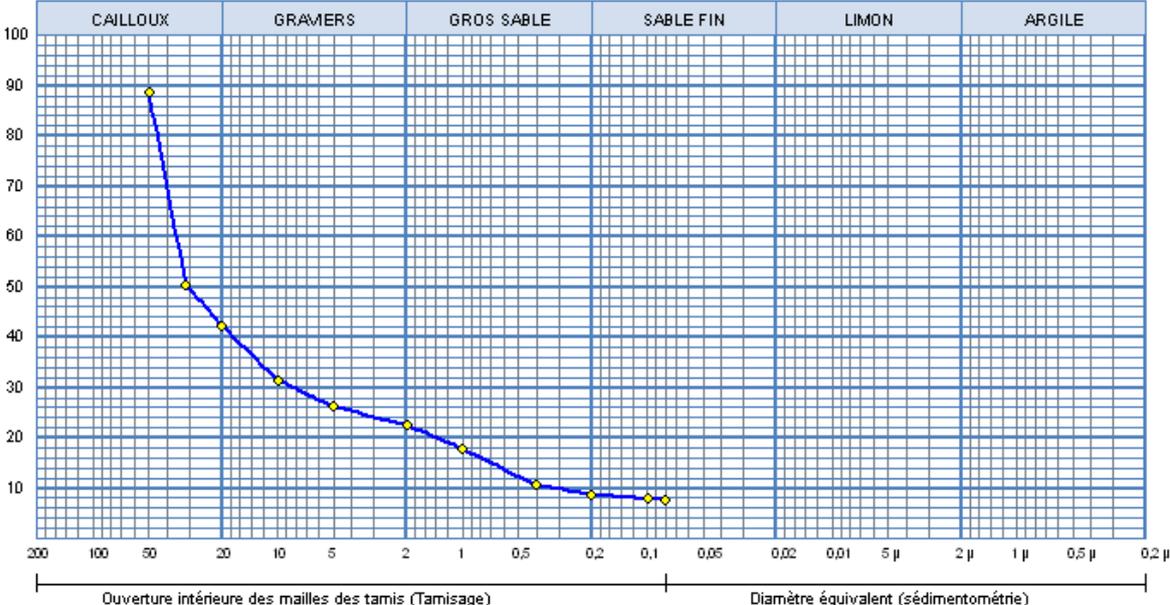
	<p>مدير الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرقات و الأشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS</p> <p>BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</p> <p>SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009</p> <p>Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI</p> <p>ANALYSE GRANULOMETRIQUE</p> <p>HF P 94-056 / IIF P 94-057</p>																																																																																					
<p>Client : BET TECHNIC CONSEIL</p> <p>Projet : ETUDE DU GLISSEMENT SUR LA RN24 AU PK231+100</p> <p>Endroit :</p>		<p>N° Projet : 007.EG.2013</p>																																																																																					
<p>Sondage n° : SC01 ◆ Sondage: SC01 : 4-5m</p> <p>Profondeur : 4-5m</p> <p>Matériaux : Argiles</p> <p>Provenance :</p> <p>Date essais :</p>																																																																																							
																																																																																							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamisé (mm)</th> <th>Tamisé (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisé (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>50,00</td><td>93,80</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>31,50</td><td>60,09</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>20,00</td><td>49,15</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>10,00</td><td>45,41</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>5,00</td><td>42,64</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>2,00</td><td>39,10</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1,00</td><td>36,61</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,40</td><td>33,95</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,20</td><td>31,93</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,10</td><td>30,83</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,08</td><td>30,74</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamisé (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)	50,00	93,80			31,50	60,09			20,00	49,15			10,00	45,41			5,00	42,64			2,00	39,10			1,00	36,61			0,40	33,95			0,20	31,93			0,10	30,83			0,08	30,74			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 µ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificatⁿ</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>◆</td> <td>30,74 %</td> <td>%</td> <td>%</td> <td>0 %</td> <td>GA</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ⁿ	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	◆	30,74 %	%	%	0 %	GA																		
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																																					
Tamisé (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)																																																																																				
50,00	93,80																																																																																						
31,50	60,09																																																																																						
20,00	49,15																																																																																						
10,00	45,41																																																																																						
5,00	42,64																																																																																						
2,00	39,10																																																																																						
1,00	36,61																																																																																						
0,40	33,95																																																																																						
0,20	31,93																																																																																						
0,10	30,83																																																																																						
0,08	30,74																																																																																						
Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ⁿ																																																																																		
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)																																																																																			
◆	30,74 %	%	%	0 %	GA																																																																																		
<p>Remarque :</p>																																																																																							
<p>Préparé par :</p>		<p>Approuvé par :</p>																																																																																					
<p>Date :</p>		<p>Date :</p>																																																																																					

Annexe

Annexe 04

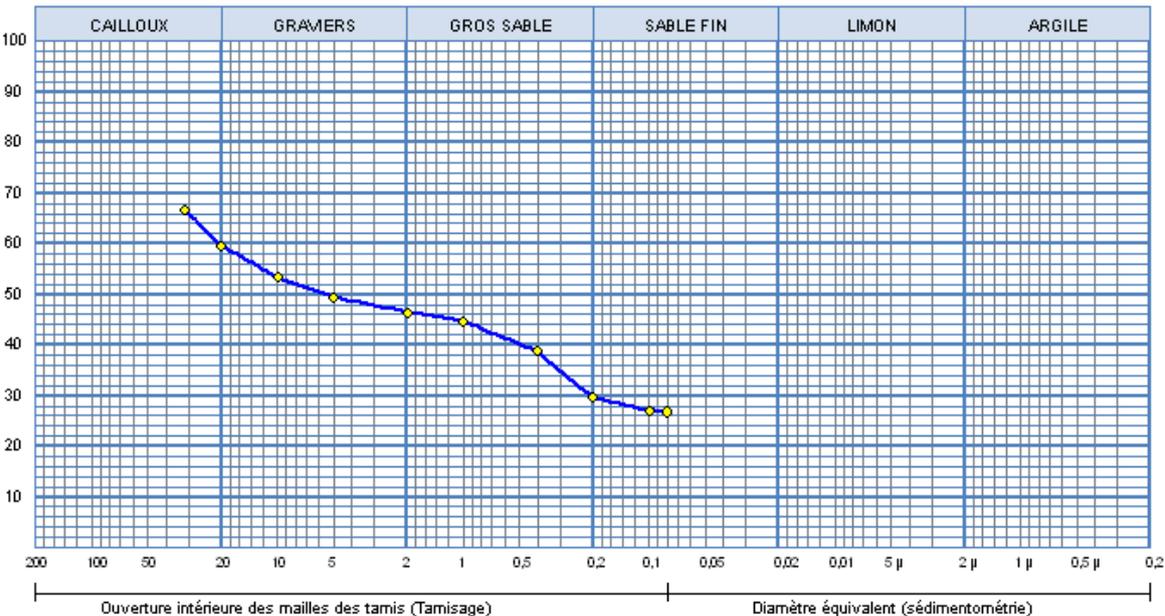
	<p>مخبر الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NF P 94-056 / NF P 94-057</p>																																																																																	
<p>Client : BET TECHNIC CONSEIL</p>		<p>N° Projet : 007.EG.2013</p>																																																																																	
<p>Projet : ETUDE DU GLISSEMENT SUR LA RN24 AU PK231+100</p>																																																																																			
<p>Endroit :</p>																																																																																			
<p>Sondage n° : SC01 —●— Sondage: SC01 : 9-10m</p> <p>Profondeur : 9-10m</p> <p>Matériaux : pelites</p> <p>Provenance :</p> <p>Date essais :</p>																																																																																			
																																																																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisé (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisé (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>31,50</td><td>91,78</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>20,00</td><td>84,02</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>10,00</td><td>74,70</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>5,00</td><td>68,26</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>2,00</td><td>59,98</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1,00</td><td>53,87</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,40</td><td>47,26</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,20</td><td>39,76</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,10</td><td>35,37</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,08</td><td>34,82</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)	31,50	91,78			20,00	84,02			10,00	74,70			5,00	68,26			2,00	59,98			1,00	53,87			0,40	47,26			0,20	39,76			0,10	35,37			0,08	34,82			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 µ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificat°</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—●—</td> <td>34,82 %</td> <td>%</td> <td>%</td> <td>0 %</td> <td>GA</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	—●—	34,82 %	%	%	0 %	GA																		
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																																	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)																																																																																
31,50	91,78																																																																																		
20,00	84,02																																																																																		
10,00	74,70																																																																																		
5,00	68,26																																																																																		
2,00	59,98																																																																																		
1,00	53,87																																																																																		
0,40	47,26																																																																																		
0,20	39,76																																																																																		
0,10	35,37																																																																																		
0,08	34,82																																																																																		
Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°																																																																														
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)																																																																															
—●—	34,82 %	%	%	0 %	GA																																																																														
<p>Remarque :</p>																																																																																			
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																																																																																	

Annexe 04

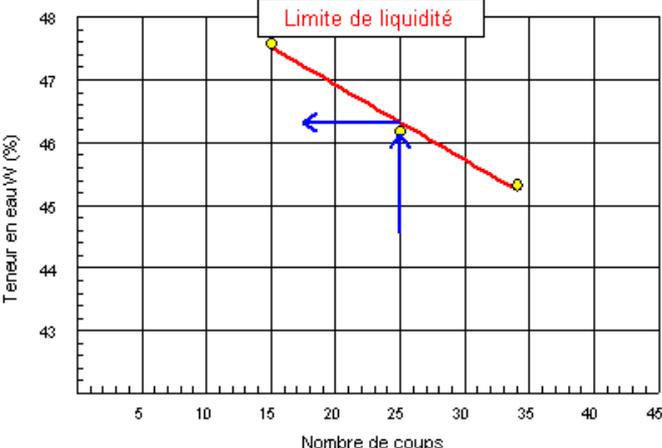
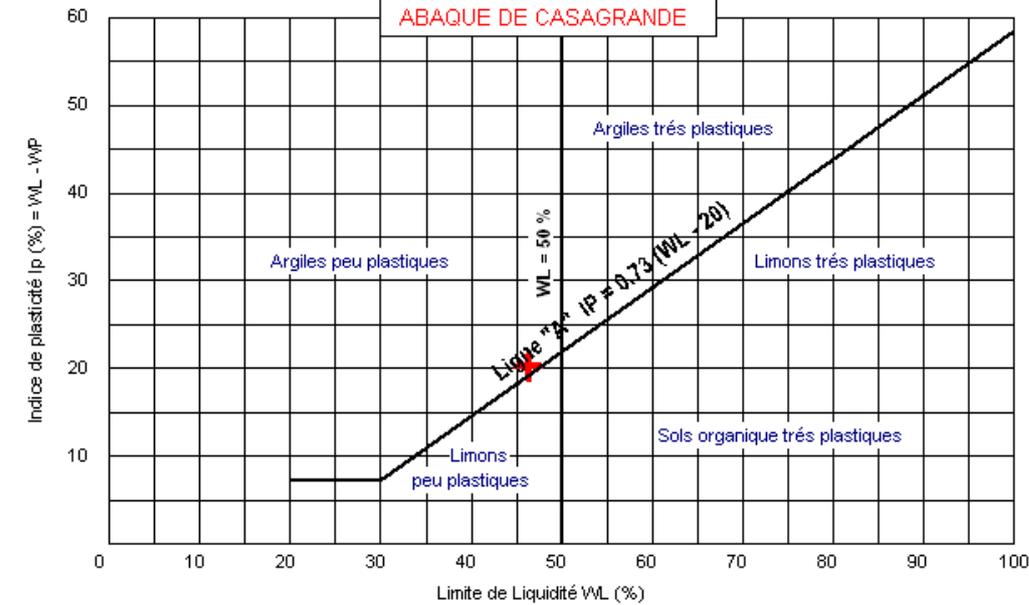
	<p>مركز الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE HIF P 94-056 / HIF P 94-057</p>																																																																																				
<p>Client : BET TECHNIC CONSEIL</p>		<p>N° Projet : 007.EG.2013</p>																																																																																				
<p>Projet : ETUDE DU GLISSEMENT SUR LA RN24 AU PK231+100</p>																																																																																						
<p>Endroit :</p>																																																																																						
<p>Sondage n° : SC03 —◆— Sondage: SC03 : 13-14m</p> <p>Profondeur : 13-14m</p> <p>Matériaux : Argiles graveleuses</p> <p>Provenance :</p> <p>Date essais :</p>																																																																																						
																																																																																						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisé (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisé (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>50,00</td><td>88,82</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>31,50</td><td>50,49</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>20,00</td><td>42,27</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>10,00</td><td>31,47</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>5,00</td><td>26,26</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>2,00</td><td>22,52</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1,00</td><td>17,93</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,40</td><td>10,55</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,20</td><td>8,73</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,10</td><td>7,87</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,08</td><td>7,74</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>	Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)	50,00	88,82			31,50	50,49			20,00	42,27			10,00	31,47			5,00	26,26			2,00	22,52			1,00	17,93			0,40	10,55			0,20	8,73			0,10	7,87			0,08	7,74			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 µ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificat^e</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—◆—</td> <td>7,74 %</td> <td>%</td> <td>%</td> <td>0 %</td> <td>GA-Gm</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ^e	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	—◆—	7,74 %	%	%	0 %	GA-Gm																		
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																																				
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)																																																																																			
50,00	88,82																																																																																					
31,50	50,49																																																																																					
20,00	42,27																																																																																					
10,00	31,47																																																																																					
5,00	26,26																																																																																					
2,00	22,52																																																																																					
1,00	17,93																																																																																					
0,40	10,55																																																																																					
0,20	8,73																																																																																					
0,10	7,87																																																																																					
0,08	7,74																																																																																					
Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ^e																																																																																	
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)																																																																																		
—◆—	7,74 %	%	%	0 %	GA-Gm																																																																																	
<p>Remarque :</p>																																																																																						
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																																																																																				

© Soletis 2007

Annexe 04

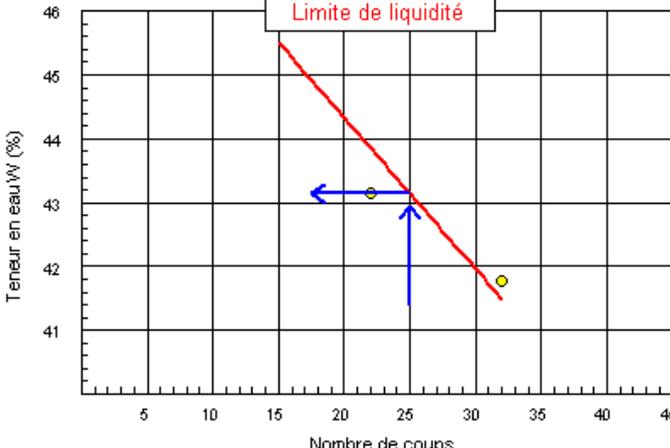
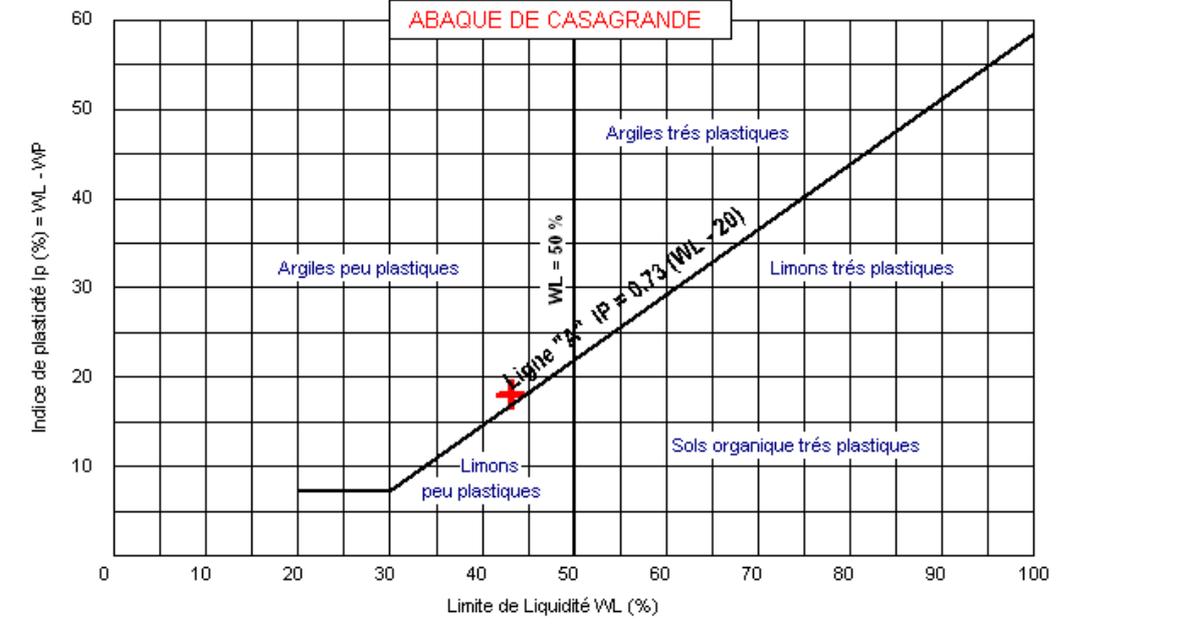
	<p>مخبر الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</p> <p>SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE</p> <p>HF P 94-056 / HF P 94-057</p>																																																																																
<p>Client : BET TECHNIC CONSEIL</p> <p>Projet : ETUDE DU GLISSEMENT SUR LA RN24 AU PK231+100</p> <p>Endroit :</p>		<p>N° Projet : 007.EG.2013</p>																																																																																
<p>Sondage n° : SC03 —●— Sondage: SC03 : 18-18.80m</p> <p>Profondeur : 18-18.80m</p> <p>Matériaux : pelites</p> <p>Provenance :</p> <p>Date essais :</p>																																																																																		
																																																																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisé (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisé (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>31,50</td><td>66,80</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>20,00</td><td>59,57</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>10,00</td><td>53,37</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>5,00</td><td>49,52</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>2,00</td><td>46,48</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1,00</td><td>44,71</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,40</td><td>38,79</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,20</td><td>29,55</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,10</td><td>27,09</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,08</td><td>26,82</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>	Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)	31,50	66,80			20,00	59,57			10,00	53,37			5,00	49,52			2,00	46,48			1,00	44,71			0,40	38,79			0,20	29,55			0,10	27,09			0,08	26,82			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 µ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificat^e</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—●—</td> <td>26,82 %</td> <td>%</td> <td>%</td> <td>0 %</td> <td>GA</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ^e	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	—●—	26,82 %	%	%	0 %	GA																		
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																																
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)																																																																															
31,50	66,80																																																																																	
20,00	59,57																																																																																	
10,00	53,37																																																																																	
5,00	49,52																																																																																	
2,00	46,48																																																																																	
1,00	44,71																																																																																	
0,40	38,79																																																																																	
0,20	29,55																																																																																	
0,10	27,09																																																																																	
0,08	26,82																																																																																	
Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ^e																																																																													
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)																																																																														
—●—	26,82 %	%	%	0 %	GA																																																																													
<p>Remarque :</p>																																																																																		
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																																																																																

Annexe 05

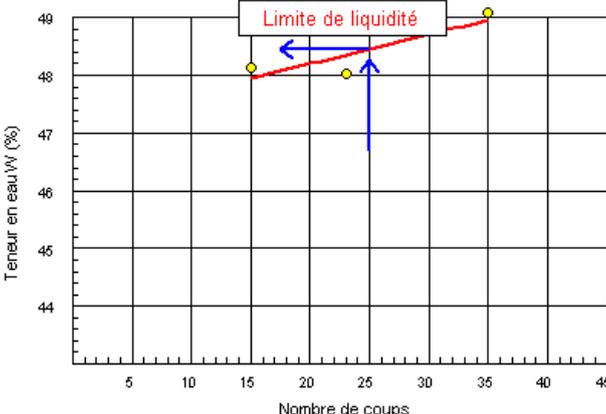
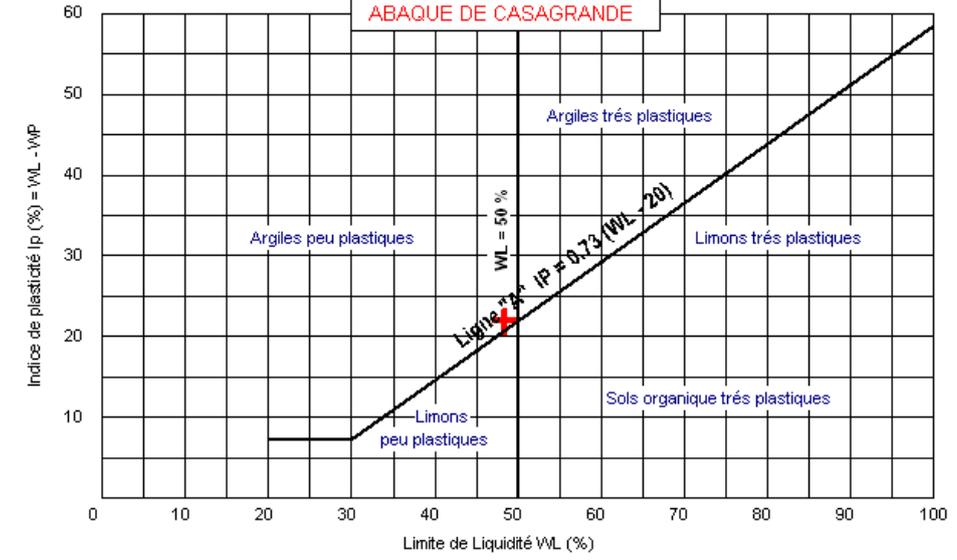
	<p>مختبر الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS</p> <p>BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</p> <p>SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009</p> <p>Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI</p> <p>Limites d'Atterberg</p> <p>HF P 94-051</p>																	
<p>Client : BET TECHNIC CONSEIL</p> <p>Projet : ETUDE DU GLISSEMENT SUR LA RN24 AU PK231+100</p> <p>Endroit : PK231+100</p>		<p>N° Projet : 007.EG.2013</p>																	
<p>Sondage n° : SC01</p> <p>Profondeur : 4-5m</p> <p>Nature : argiles</p>		<p>Date essais :</p>																	
<p>Limite de Liquidité (%) : WL = 46,32</p> <p>Limite de Plasticité (%) : WP = 26,11</p> <p>Indice de Plasticité (%) : IP = 20,21</p>		<p>Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 25,57</p>																	
 <p style="text-align: center;">Limite de liquidité</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Limite de plasticité</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Ech N°</th> <th style="text-align: center;">W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">27,1</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">26,15</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">25,09</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Limite de plasticité		Ech N°	W (%)	1	27,1	2	26,15	3	25,09								
Limite de plasticité																			
Ech N°	W (%)																		
1	27,1																		
2	26,15																		
3	25,09																		
 <p style="text-align: center;">ABAQUE DE CASAGRANDE</p>																			
<p>Remarque :</p>																			
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																	

© Sofests 2007

Annexe 05

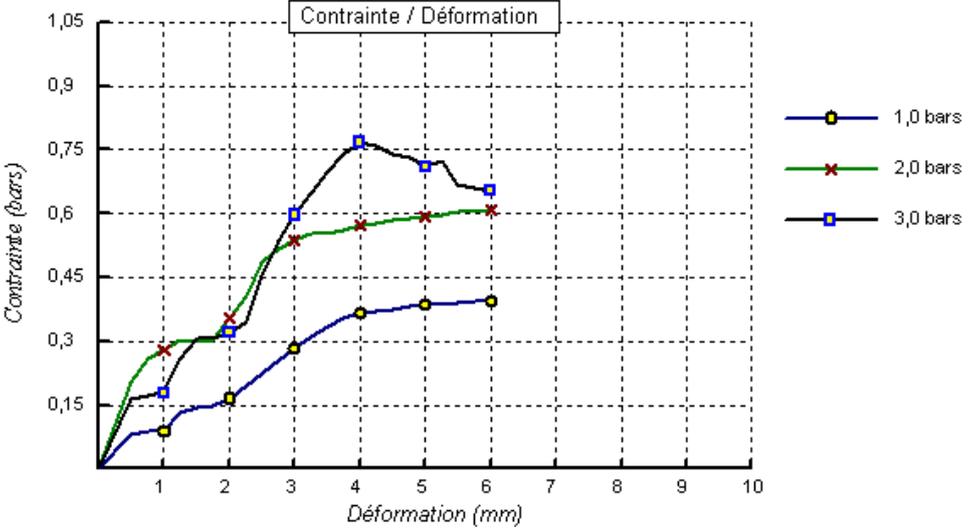
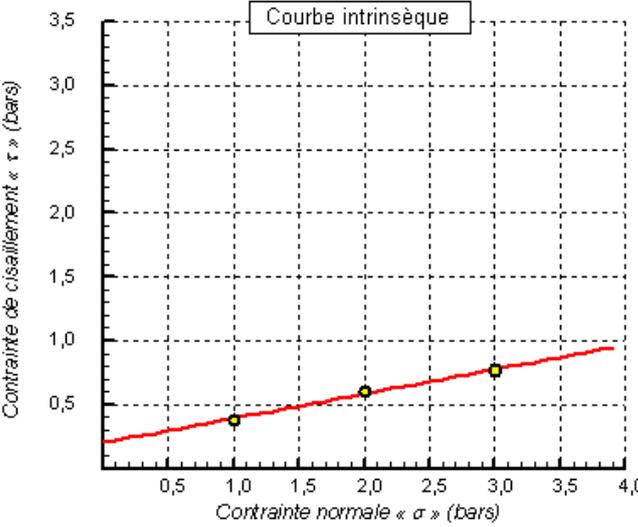
	<p>مخبر الصومام للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرقات و الأشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</p> <p>SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009</p> <p>Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI</p> <p>Limites d'Atterberg</p> <p>HIF P 94-051</p>																	
<p>Client : BET TECHNIC CONSEIL</p> <p>Projet : ETUDE DU GLISSEMENT SUR LA RN24 AU PK231+100</p> <p>Endroit : PK231+100</p>		<p>N° Projet : 007.EG.2013</p>																	
<p>Sondage n° : SC01</p> <p>Profondeur : 9-10m</p> <p>Nature : pelites</p>		<p>Date essais :</p>																	
<p>Limite de Liquidité (%) : WL = 43,14</p> <p>Limite de Plasticité (%) : WP = 25,11</p> <p>Indice de Plasticité (%) : IP = 18,03</p>		<p>Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 15,98</p>																	
<p>Limite de liquidité</p>																			
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Ech N°</th> <th style="text-align: center;">W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">25,27</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">25,15</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">3</td> <td style="text-align: center;">24,92</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Ech N°	W (%)	1	25,27	2	25,15	3	24,92										
Ech N°	W (%)																		
1	25,27																		
2	25,15																		
3	24,92																		
<p>Limite de plasticité</p>																			
<p>ABAQUE DE CASAGRANDE</p>																			
																			
<p>Remarque :</p>																			
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																	

Annexe 05

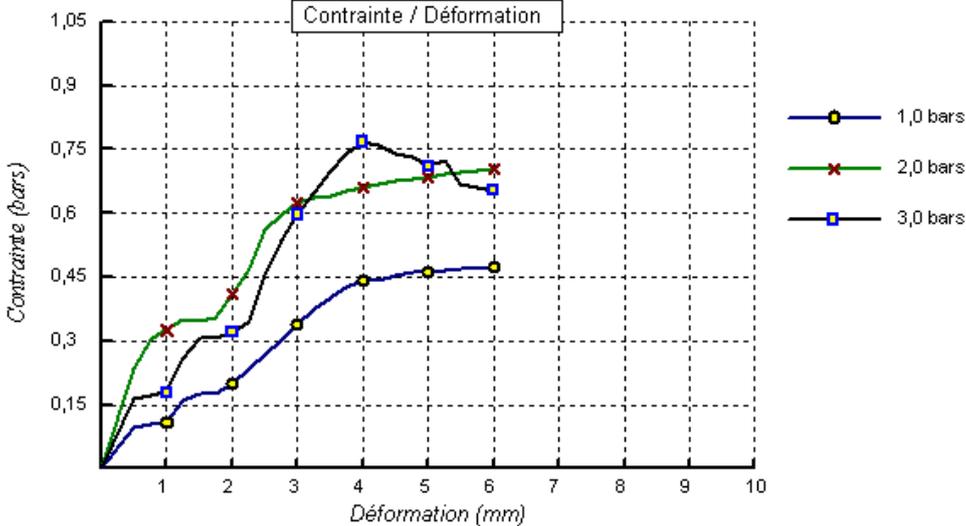
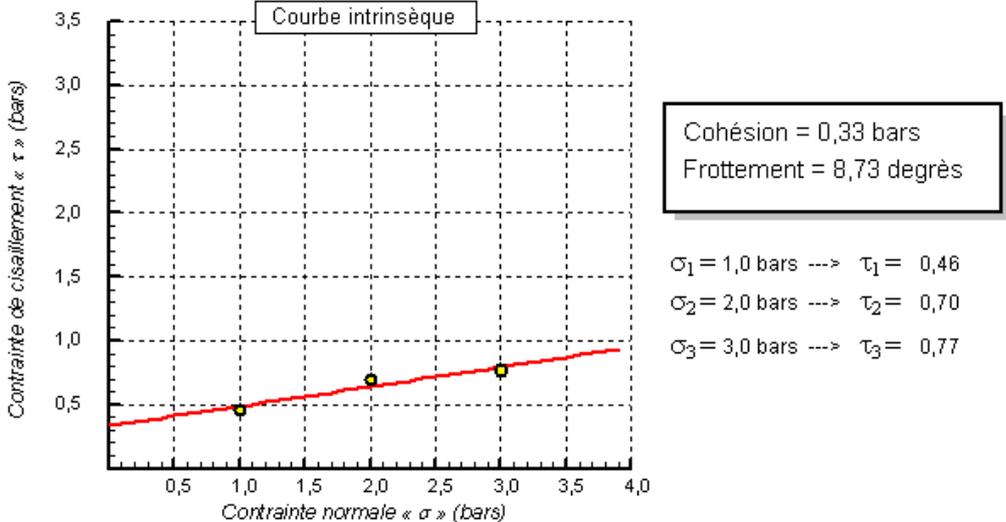
	<p>مركز الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI Limites d'Atterberg HIF P 94-051</p>																	
<p>Client : BET TECHNIC CONSEIL</p>		<p>N° Projet : 007.EG.2013</p>																	
<p>Projet : ETUDE DU GLISSEMENT SUR LA RN24 AU PK231+100</p>																			
<p>Endroit : PK231+100</p>																			
<p>Sondage n° : 8C03 Profondeur : 13-14m Nature : Argiles graveleuses</p>		<p>Date essais :</p>																	
<p>Limite de Liquidité (%) : WL = 48,45</p>		<p>Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 17,3</p>																	
<p>Limite de Plasticité (%) : WP = 26,53</p>																			
<p>Indice de Plasticité (%) : IP = 21,92</p>																			
<p>Limite de liquidité</p>																			
	<p>Limite de plasticité</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Ech N°</th> <th>W (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>26,4</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>27,35</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>25,83</td> </tr> <tr> <td> </td> <td> </td> </tr> </tbody> </table>	Ech N°	W (%)	1	26,4	2	27,35	3	25,83										
Ech N°	W (%)																		
1	26,4																		
2	27,35																		
3	25,83																		
<p>ABAQUE DE CASAGRANDE</p>																			
																			
<p>Remarque :</p>																			
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																	

© Sofrest 2007

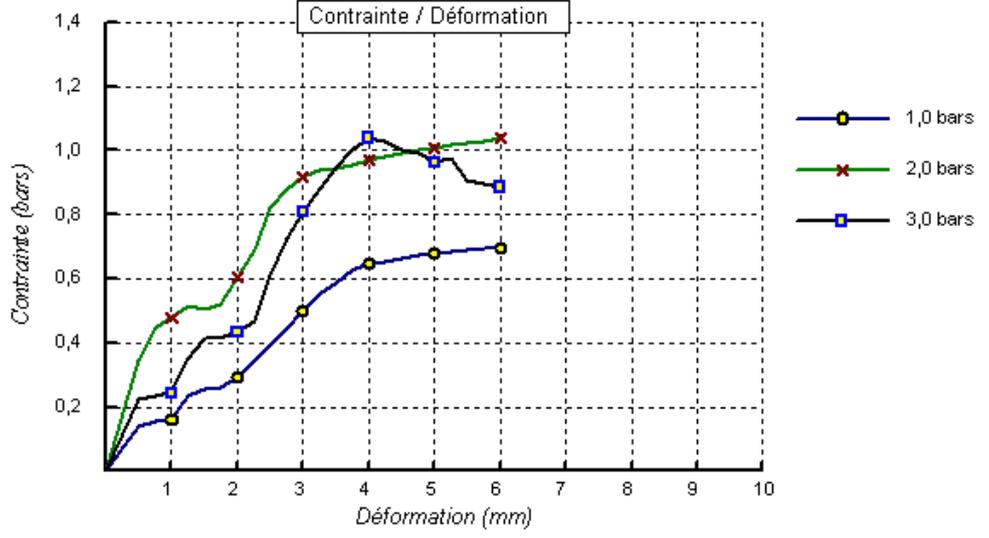
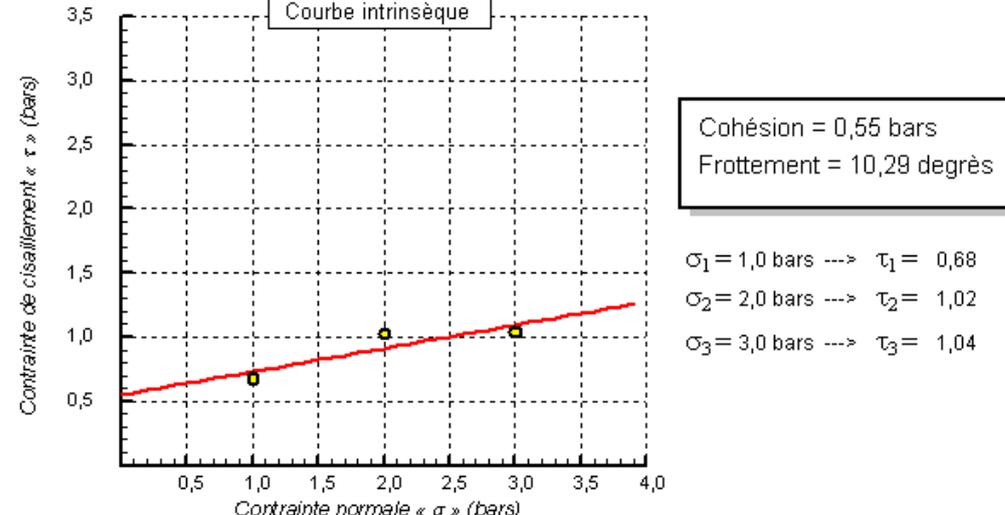
Annexe 06

	<p>مختبر الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء. الطرقات و الأشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</p> <p>SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009</p> <p>Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI</p> <p>ESSAI DE CISAILLEMENT</p> <p>NF P 94-071-1</p>									
<p>Client : DTP BEJAIA</p> <p>Projet : TRAITEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LA RN75</p> <p>Endroit : OUMLIL</p>		<p>N° Projet : 18.EG.2013</p>									
<p>Sondage n° : SC01</p> <p>Profondeur : 3.0-4.0m</p> <p>Nature : Argiles marneuses</p> <p>Date essais : 15.10.2012</p>		<p>Type d'essai : UU</p> <p>Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn</p>									
<p>Contrainte / Déformation</p>											
											
<p>Courbe intrinsèque</p>											
 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px; width: fit-content;"> <p>Cohésion = 0,2 bars</p> <p>Frottement = 10,87 degrés</p> </div> <table style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <tr> <td>$\sigma_1 = 1,0$ bars</td> <td>→</td> <td>$\tau_1 = 0,38$</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_2 = 2,0$ bars</td> <td>→</td> <td>$\tau_2 = 0,60$</td> </tr> <tr> <td>$\sigma_3 = 3,0$ bars</td> <td>→</td> <td>$\tau_3 = 0,77$</td> </tr> </table>			$\sigma_1 = 1,0$ bars	→	$\tau_1 = 0,38$	$\sigma_2 = 2,0$ bars	→	$\tau_2 = 0,60$	$\sigma_3 = 3,0$ bars	→	$\tau_3 = 0,77$
$\sigma_1 = 1,0$ bars	→	$\tau_1 = 0,38$									
$\sigma_2 = 2,0$ bars	→	$\tau_2 = 0,60$									
$\sigma_3 = 3,0$ bars	→	$\tau_3 = 0,77$									
<p>Remarque :</p>											
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>									

Annexe 06

	<p>مخبر الصومام للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tél : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT NF P 94-071-1</p>
<p>Client : DTP BEJAIA</p> <p>Projet : TRAITEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LA RN75</p> <p>Endroit : OUMLIL</p>		<p>N° Projet : 18.EG.2013</p>
<p>Sondage n° : SC07</p> <p>Profondeur : 10-10.5m</p> <p>Nature : marnes argileuses</p> <p>Date essais :</p>		<p>Type d'essai : UU</p> <p>Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn</p>
<p>Contraite / Déformation</p>		
		
<p>Courbe intrinsèque</p>		
 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px; width: fit-content;"> Cohésion = 0,33 bars Frottement = 8,73 degrés </div>		
<p>σ₁ = 1,0 bars → τ₁ = 0,46 σ₂ = 2,0 bars → τ₂ = 0,70 σ₃ = 3,0 bars → τ₃ = 0,77</p>		
<p>Remarque :</p>		
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>

Annexe 06

	<p>مخبر الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرقات و الأشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</p> <p>SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009</p> <p>Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI</p> <p>ESSAI DE CISAILLEMENT</p> <p>NF P 94-071-1</p>
<p>Client : DTP BEJAIA</p> <p>Projet : TRAITEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LA RN75</p> <p>Endroit : OUMLIL</p>		<p>N° Projet : 18.EG.2013</p>
<p>Sondage n° : SC07</p> <p>Profondeur : 16.6-17.0m</p> <p>Nature : marnes argileuses</p> <p>Date essais :</p>		<p>Type d'essai : UU</p> <p>Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn</p>
<p>Contrainte / Déformation</p>		
		
<p>Courbe intrinsèque</p>		
		
<p>Remarque :</p>		
<p>Préparé par :</p>	<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>

Annexe

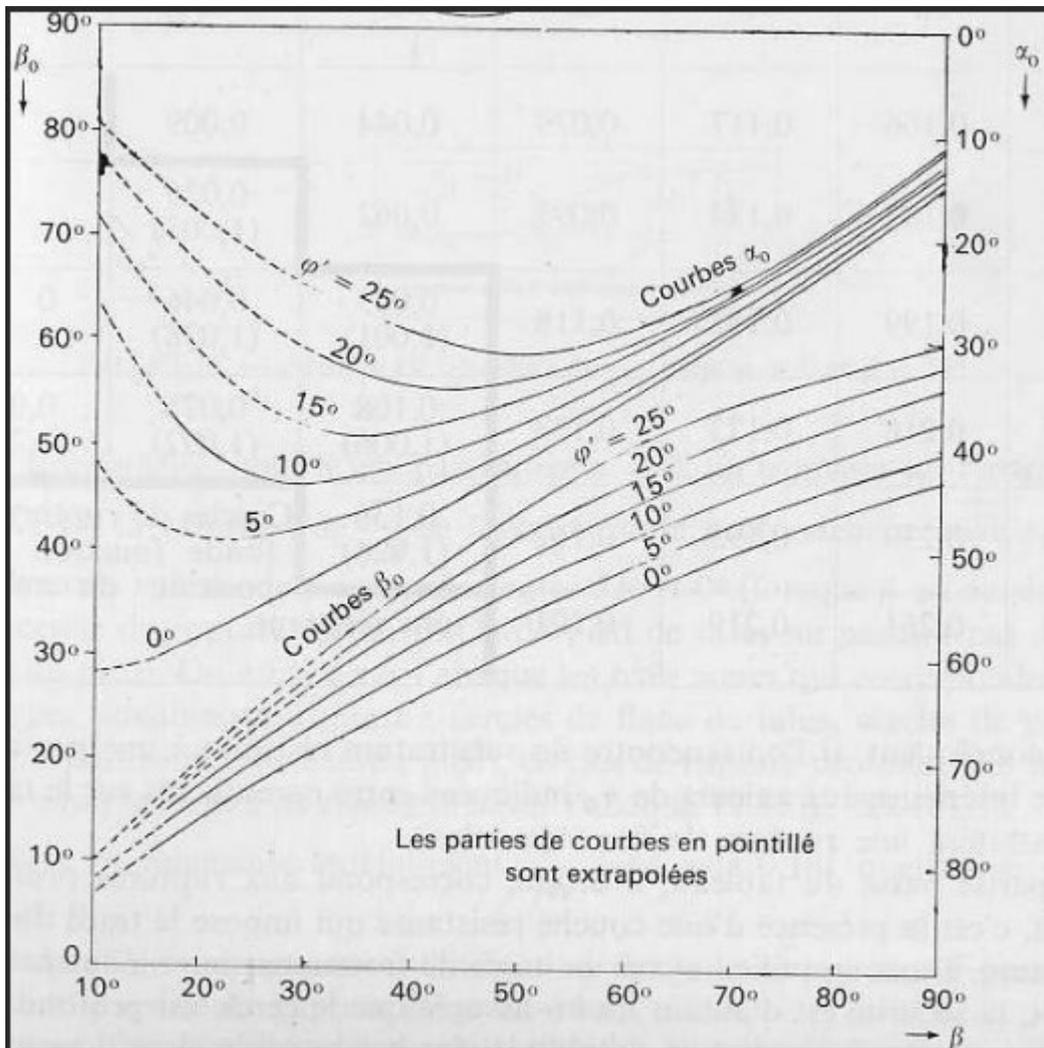
Annexe 07

Fiche technique du géotextile

Caractéristiques	Symbole	Unité	PEC 300
Caractéristiques mécaniques			
Résistance à la traction SP*	T_{max}	KN/m	242
[NF EN ISO 10319]	T_{max}	KN/m	12
Résistance à 5% de déformation ST*	$T_{5\%}$	KN/m	84.7
[NF EN ISO 10319]	$T_{5\%}$	KN/m	0.5
Déformation à l'effort de traction SP*	ϵ_{max}	%	11
Maximale [NF EN ISO 10319]	ϵ_{max}	%	95
Perforation dynamique	P_d	mm	17
Résistance au poinçonnement	P_s	KN	1.3
Résistance au poinçonnement statique CBR	P_{CBR}	KN	4.9
Caractéristiques hydrauliques			
Perméabilité normale au plan	V_{IH50}	m/s	0.07
Ouverture de filtration	$O_{90,w}$	μm	95
Capacité de débit dans	Q/l	$10^7 m^2/s$	20
Leur plan [NF EN ISO 12958]	Q/l	$10^7 m^2/s$	5
Caractéristiques descriptives			
Masse surfacique	μ_{GT}	g/m^2	620
Epaisseur sous 2 KPa	t_{GT}	mm	3.2
Caractéristiques spécifiques à la fonction renforcement			
Résistance à la traction à 2%	$T_{2\%}$	KN/m	46
Résistance à la traction à 3%	$T_{2\%}$	KN/m	-
Conditionnement***			
Largeur x Longueur		m	5.3 x 100

Annexe

Annexe 08



L'abaque de KERSEL pour déterminer α_0 et β_0