REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

RENFORCEMENT PAR ENROCHEMENT D'UN REMBLAI ROUTIER SITUE DANS UNE ZONE INONDABLE KASAR EL BOUKHARI-BOUGHZOUL

Présenté par :

-CHAHBOUB ISRAE
-MEBROUKI NASSIMA

Proposé et Dirigé par :

Dr. OTESMANE LALAHOUM

Promotion Juin 2022

Remerciements

Nous tenons à remercier, tout d'abord, Allah le tout puissant qui nous a donné la santé, la force, la volonté et la patience pour l'aboutissement de ce modeste travail en ces temps difficiles.

Nous remercions très sincèrement notre encadrant Mme Otsmane Lalahoum de nous avoir proposé ce sujet, de nous faire participer à cette expérience. Nous le remercions également pour son encadrement et les efforts qu'il nous a consacrés durant toute cette année, malgré tous les imprévus qu'il y a eu. Aussi, pour sa patience, sa rigueur, sa disponibilité, son aide, ses conseils et ses orientations. Sans ses expériences, ses professionnalismes, son aide pratique et ses conseils, nous n'aurions jamais pu arriver à ce résultat.

Nous tiens vivement à remercier notre chère enseignante Amel DUIFI qui m'aidé dans les touts initiations de plaxis et nous remercier plus sincèrement Dr RABEH BOUACHA et Dr EL HADI et leurs directeur de la direction des travaux publique.

Merci ingénieur SAKHRI LOTFI pour de nous avoir aidés toute l'année.

Mes sincères remerciements vont également aux membres des jurys qui ont accepté de relire et commenter cette mémoire.

Toutes nos expressions de reconnaissance et de gratitude des ont présentée s à tous les professeurs, les enseignants et au cadre administratif de l'université Dr Yahia Farés, Médéa, département de génie civil.

Nous adressons mes remerciements et ma gratitude aux aimables parents qui nous ont aidés tout au long de notre vie et cette chaire nous leur disons que vous avez désiré pour nous une couronne parsemée de diamants sur notre tête, sans oublier de mentionner mon deuxième père de la famille GUAAGIA.

Nous adressons également mes remerciements à tous nos frères, souhaitant que le seigneur leur accorde les plus élevés.

Dédicaces

A mon père :

A ceux qui m'ont appris que le monde est une lutte et que sa justice est connaissance. A celui qui ne m'a rien épargné, à celui qui cherchait mon confort et ma réussit. A l'homme le plus grand et le plus cher de l'univers, mon cher père BOUALAM je t'aime tellement.

A ma mère :

A celle qui m'a soutenu dans ses prières et ses supplications, à celle qui est restée éveillée tard la nuit, illuminant mon chemin. A ceux qui partagent mes joies et mes peines, à la source de bonté et de tendresse, au plus beau sourire de ma vie HAFIDA je t'aime tellement.

A mes frères :

A tous ceux qui ont reçu un don de la prédestination, afin qu'ils connaissent le sens de la fraternité à ceux qui partagent tous mes pas : MOADH et MOSAAB et mo petit chéri ZAID. Sans oublier ma chère sœur ROFAIDA et son mari AISSA et notre petite-fille RAWAN, que dieu les protège et prenne soin d'eux, sans oublier mon chère frère et ami qui m'a soutenu dans mes études ABD EL RAHMAN MENACER.

Ma famille mes tantes et mes oncles CHALI et mon deuxième père ils m'ont aidé tout au long de mon parcours académique merci beaucoup.

Mes amies KAMILIA, KHAWLA ,NASSIMA,…nous avons veillé et étudié ensemble merci pour chaque sourire que nous avons dessiné ensemble.

CHAHBOUB ISRAE

Je dédie ce mémoire

A mes chers parents ma mère DALILA et mon père MOHAMED pour leur patience, leur amour, leur soutien et leurs encouragements.

A mes frères

NACIRA et IKRAME et ISHAK et AZZE EL DINNE et A tous ceux qui ont reçu un don de la prédestination, afin qu'ils connaissent le sens de la fraternité à ceux qui partagent tous mes pas.

MABROUKI NASSIMA

ملخص

تتضمن الاعمال الهندسية جميع المشاريع التي تتحكم في الفيضانات. وتقوم ببناء أنظمة ضخمة من السدود وحواجز العواصف وبناء الاقفال على مصبات الأنهار.

تهدف هذه الاعمال الهندسية لحماية الطرقات من اخطار الفيضانات، حيث بعض الاعمال الهندسية تؤثر على بعض المناطق من خلال تحسين المجرى المائي او بناء الهياكل، كما انها تتطلب مبالغ مالية ضخمة.

في هذا البحث تطرقنا للدراسة الرقمية لاستقرار الردم فوق الأتربة المشبعة بالمياه معالجة بطبقة من الأحجار محاطة بأنسجة اصطناعية. تم اجراء هذه الدراسة بواسطة برنامج بلاكسيس 2د

الذي يعتمد على طريقة الاختلافات الدقيقة. أيضا اعتمدنا على السلوك المطاطي موهر كولمب

الفيضانات وجدار قد أجريت هذه الدراسة من خلال وضع طبقة من الأحجار ترفع مستوى الطريق عن مستوى مياه الاستناد مكوناته الأحجار. لمعرفة مدى تأثير احجام الأحجار وصلابتها والفراغ الذي بينها له إيجابية على تمرير المياه وعلى امان استقرار الردم.

كلمات مفتاحية : الاعمال الهندسية، أنظمة ضخمة، الفيضانات، السدود وحواجز العواصف

Résumé

Les travaux d'ingénierie comprennent tous les projets de lutte contre les inondations. Ou vous construisez d'énormes systèmes de barrages, et de barrières anti-tempête et construisez des écluses sur les estuaires, Ces travaux d'ingénierie visent à protéger les routes des dangers d'inondation, car certains de ces travaux améliorent le cours d'eau ou construisent des ouvrages, car cela nécessite d'énormes sommes d'argent.

Une étude numérique sur la stabilité d'un remblai établie sur un sol saturé d'eau traité par des enrochements entourés par géotextile a été présentée dans ce travail. Ce travail a été effectué à l'aide d'un code des éléments finis (PLAXIS 2D). Le comportement élastique parfaitement plastique a été adopté pour le sol en considèrent le critère de Mohr- coulomb avec une règle d'écoulement associée.

Cette étude a été menée en plaçant une couche de pierres pour élever le niveau de la route au niveau des eaux de crue, ainsi qu'en resserrant la pente au moyen d'un mur de soutènement dont les composantes sont des pierres. Pour connaitre l'effet des tailles de pierres, leur dureté, et l'espace entre elles, le passage positif de l'eau et la stabilité du remblai.

Mots clés : ouvrages d'art, méga systèmes, inondations, barrages et barrières anti-tempêtes

Abstract

Engineering works include all flood control projects. It builds huge systems of dens and storm barriers and builds locks on estuaries. These engineering works aim to protect the roads from the dangers of floods, where some engineering works affect some areas by improving the watercourse or building structures, and it also requires huge amounts of money.

In this project, we dealt with the digital study of the stability of the back fill over saturated soils, water treated with à layer of stones surrounded by geotextiles.

This study was conducted by program plaxis which depend on the method of subtle differences, we also relied on the ideal rubber behavior Mohr-coulomb.

Thes study was conducted by laying a layer of stores to raise the level of the road at the level of the flood waters and the retaining wall of its components.

To find out the effect of the stones, their thickness, their hardness and the es pace between them has a positive effect on the passage of water and on the safety and stability of the backfill.

Key words: engineering works, mega systems, floods, dams and storm barriers

SOMMAIRE

Table des matières

Remerciements

Dédicace

Résume

Liste des figures

Liste des tableaux

Notions et abréviations

Introduction générale…….....01

Chapitre01 : Généralité sur les mouvements de terrains

I-1 Introduction…….…….....03

I-2 Définition du mouvement de terrain…….…….…….....03

I-3Types de mouvement de terrain…….…….....04

I-3-1 Les mouvement lents…….....04

I-3-1-1 Le retrait-gonflement des argiles…….…….…...04

I-3-1-2 Solifluxion…….…..04

I-3-1-3 les glissements de terrain…….…….…..05

I-3-1-4 Le fluage…….…….05

I-3-1-5 Les affaissements……....06

I-3-2 Les mouvements rapides…….06

I-3-2-1 Les effondrements…….…….07

I-3-2-2 Les chutes pierres…….07

I-3-2-3 Les éboulements ou écoulements……..07

I-4 Un glissement de terrain…….....08

I-5 Les types de glissements……..…...08

I-5-1 Glissement plan……..……08

I-5-2 Glissement circulaire……..….09

I-5-3 Glissement quelconque ou composite……..…...09

I-6 Les causes de glissements de terrain……..……09

I-6-1 L'effet anthropique……..…....09

I-6-2 L'effet sismique……..……09

I-6-3 L'effet de la pesanteur……..…...11

I-6-4 L'effet de l'eau……..……11

I-7 Les méthodes de traitement d'un glissement de terrain……..…..12
I-7-1 Méthodes des tranches……..12
I-7-2 Méthode de Fellenius1927…….13
I-7-3 Méthode de Bichop simplifiée……...…….…...13
I-7-4 Méthode éléments finis…….…14
I-8 Conclusion……...……15

Chapitre II : les méthodes de renforcement

II-1 Introduction…….....16
II-2 Définition d'un remblai…….…..16
II-3 Problèmes posés par la construction des remblais……..17
II-3-1 Problèmes de stabilité…….….17
II-3-2 Problèmes de tassement…….…..17
II-3-3 Problèmes d'écoulements des eaux……...…….….19
II-3-4 Problèmes liés aux interactions remblai-ouvrage……..….….19
II-4 Techniques et moyens de renforcement……..20
II-4-1 Généralités……....20
II-4-2 Approche douce……....20
II-4-2-1 Terrassements…….20
II-4-2-2 Le drainage…….21
II-4-3 Approche dure……...23
II-4-3-1 Soutènement……...24
II-4-3-2 Les renforcements……..25
II-4-3-2-1 Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement……. 29
II-4-3-2-2 Les fonction des géosynthétique……..…29
II-5 Le renforcement par enrochement…….....31
II-5-1 La réalisation d'un enrochement…….…32
II-5-2 Les compositions de l'enrochement…….....32
II-5-3 Principe de l »enrochement…….…32
II-5-4 Types d'enrochement…….….33
II-5-5 Les ouvrages mettre en œuvre pour réaliser un enrochement dans des conditions défavorable…….....….34
II-5-6 Caractérisation des enrochements……34
II-5-6-1 La taille…….....34
II-5-6-2 Les propriétés physique et mécanique…….……34

II-5-6-3 La résistance……35
II-5-6-4 Durabilité……....35
II-5-6-5 La forme des blocs d'enrochement……..…36
II-5-7 Pré dimensionnement des paramètres géométrique…….36
II-5-8 Dimensionnement…….36
II 5-9 Analyse sommaire des forces appliquées sur un enrochement…….37
II-6 Conclusion……..38

Chapitre III : Analyse de site

III-1 introduction……...39
III-2 But de projet……..39
III-3 Présentation de site étudie…….39
III-3-1 Localisation……...39
III-3-2 Présentation de la région……...41
III-3-3 Sismicité…….…….....41
III-3-4 Climat…….42
III-3-5 Contexte géologique régional……42
III-3-6 Hydrogéologie de site……....43
III-3-7 Caractérisation du bassin versant……...44
III-4 Investigation géotechnique……..45
III-4-1 Sondage carottés…….....45
III-4-2 Essais in situ……...…..48
III-4-2-1 Essais SPT…….....48
III-4-3 Essai en laboratoires…….....49
III-4-3-1 Identification et classification……...49
III-4-3-2 Essais de cisaillement rectiligne et essai de compressibilité à l'œdomètres
……...53
III-4-3-3 Essais d'analyses chimique……54
III-5 Les solution des remblais en zone inondable…….54
III-5-1 Corps du remblai..…….....55
III-5-2 Matériaux pour les remblais en zone inondable et couche de forme…….…..56
III-6 Conclusion……..57

Chapitre IV : Analyse numérique

IV-1 Introduction……..…….58
IV-2 Présentation du plaxis……..…….58

IV-2-1 Le points forts de plaxis……58
IV-3 Les étapes de modélisation par plaxis…….59
IV-3-1 Input…….59
IV-3-2 Calculs……...59
IV-3-3 Résultats…….....59
IV-3-4 Courbes charge déplacement et chemise de contrainte…….60
IV-4 Les modèles de comportement utilisés dans plaxis……....60
IV-4-1 Comportement des sols saturés……...61
IV-4-2 Comportement élastoplastique…….61
IV-4-3 Modèle élastique linéaire……..63
IV-4-4 Modèle de Mohr-coulomb…….....63
IV-4-4-1 Module d'Young…….....65
IV-4-4-2 Coefficient de poisson……..65
IV-4-4-3 Angle de frottement……65
IV-4-4-4 Cohésion……..……66
IV-4-4-5 Angle de dilatation……..66
IV-4-4-6 Modèle de sol avec écrouissage……..66
IV-5 Proposition de solution d'amélioration……..….67
IV-5-1 Décapage de la terre végétale…….…67
IV-5-2 Amélioration par enrochement……..67
IV-6 Vérification de la sécurité……69
IV-6-1 Stabilité globale……..69
IV-7 La modélisation……..……..69
IV-7-1 Modélisation d'un remblai sans confortement……..….71
IV-7-2 Résultats et discussion……..…..73
IV-8 Conclusion……..77
Conclusion général……..78
ANNEX

Liste des figures

Numéro de la figure	Désignation de la figure	page
Figure I-1	Exemple d'un mouvement de terrain.	03
Figure I-2	Phénomène de retrait-gonflement.	04
Figure I-3	Un schéma typique du phénomène de descente.	05
Figure I-4	Glissement de terrain.	05
Figure I-5	Courbe graphique représentant le fluage.	06
Figure I-6	Le phénomène d'affaissement.	06
Figure I-7	Les étapes de l'effondrement par cavités souterraines.	07
Figure I-8	Les chutes de pierres.	07
Figure I-9	Représentation d'un danger de l'éboulement.	08
Figure I-10	Glissement de terrain.	08
Figure I-11	Les déférents types de glissement.	09
Figure I-12	Les types de faille sous l'effet sismique.	10
Figure I-13	Rupture d'une route à cause de l'effet de pesanteur.	11
Figure I-14	L'effet de l'eau.	12
Figure I-15	La méthode des tranches.	12
Figure I-16	Forces agissant sur une tranche de sol selon la méthode de FELLENIUS.	13
Figure I-17	Représentation des forces sur une tranche dans la méthode de BICHOP.	14
Figure II-1	Exemple de renforcement par enrochement.	16
Figure II-2	Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation.	19
Figure II-3	Revêtement de talus et protection anti-érosion.	21
Figure II-4	Image expressive de tranchée drainante.	22
Figure II-5	Mise en œuvre les éperons drainants.	22
Figure II-6	Les techniques de drainage horizontal.	23
Figure II-7	le drainage vertical.	23
Figure II-8	Système de stabilisation par approche dure (renforcement).	24
Figure II-9	Quelques types de mur de soutènement.	25
Figure II-10	Structure de géogrille.	26
Figure II-11	Pose des géogrille de séparation.	26
Figure II-12	Géo composite de drainage.	27
Figure II-13	Structure d'un non tisse à liaison mécanique.	27
Figure II-14	Structure de différent tricotés.	28
Figure II-15	Le renforcement de sol par des colonnes ballastées.	28
Figure II-16	Pose des géogrille de séparation.	29
Figure II-17	L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration.	30
Figure II-18	Géosynthétique en drainage.	31
Figure II-19	Utilisation des géotextiles pour le drainage.	31

Figure II-20	La stabilisation d'un remblai par enrochement.	31
Figure II-21	La réalisation de l'enrochement par des engins.	32
Figure II-22	Les types de l'enrochement.	33
Figure II-23	Schéma montrant le pré dimensionnement des paramètres géométrique.	36
Figure II-24	Modèle des travaux de BLANCHET(1946).	38
Figure II-25	Modèle des travaux D4ISBACH (1955).	38
Figure III-1	Extrait d'un vue satellite de localisation du site.	40
Figure III-2	Vue d'ensemble de l'assiette du projet.	40
Figure III-3	Carte de macro sismicité avec l'épicentre du séisme du 21 mai 2003	41
Figure III-4	Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).	42
Figure III-5	La réalisation d'un sondage carotté.	46
Figure III-6	Le principe d'essai SPT.	48
Figure IV-1	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.	62
Figure IV-2	Comportement élastique parfaitement plastique.	62
Figure IV-3	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	62
Figure IV-4	Représentation du Mohr-coulomb dans le plan de Mohr.	64
Figure IV-5	Rapprochement des critères de Mohr-coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales.	64
Figure IV-6	Définition du module à 50% de rupture.	65
Figure IV-7	Les différentes étapes de réalisation d'amélioration par enrochement.	68
Figure IV-8	La géométrie de modèle avant confortement.	71
Figure IV-9	Maillage en élément finis de remblai.	71
Figure IV-10	Remblai modélisé avant glissement avec la nappe phréatique.	72
Figure IV-11	Générer des pressions d'eau.	72
Figure IV-12	Générer des contraintes initiales.	72
Figure IV-13	Calcule de coefficient de sécurité.	73
Figure IV-14	Enrochement modélise avec rabattement de la nappe.	73
Figure IV-15	Maillage en élément finis de modèle après le confortement.	74
Figure IV-16	Générer des pressions d'eau après le renforcement.	74
Figure IV-17	Elimination des couches inclinées pour K0	75
Figure IV-18	Résultats en raison de l'état de l'eau souterraine variant	75

	horizontalement.	
Figure IV-19	Position des lignes de rupture sous l'effet combiné est stable.	75
Figure IV-20	Caractéristique de chaque phase de calcul sous plaxis.	76
Figure IV-21	Les résultats finale de calcule.	76

Liste des tableaux

Numéro de tableau	Désignation de tableau	page
Tableau I-1	Les dommages induits par le séisme.	10
Tableau II-1	Les résultats de l'essai de Micro-Deval.	35
Tableau II-2	Les différents types de la zone et sa condition climatique.	35
Tableau II-3	Proportion de blocs.	36
Tableau III-1	Division du territoire algérien dans divers zones de sismicité.	42
Tableau III-2	Les résultats des sondages carottés.	47
Tableau III-3	Compacité des sables.	49
Tableau III-4	Consistance des argiles.	49
Tableau III-5	Résultats des essais en laboratoire.	50
Tableau III-6	Les résultats obtenus de l'essai de compressibilité à l'œdomètres.	53
Tableau IV-1	Les paramètres géotechniques du terrain adopté dans les calculs.	70

Notations et Abréviations

C : La cohésion du sol
E : Le module d'élasticité de Young
F_s : Facteur de sécurité
ε : Déformation
W : Poids de terre
β : Angle du talus
T : Force de cisaillement
N : Force normale
β' : Angle trajectoire du bloc
α : Inclinaison du talus
θ : Angle au repos
Φ : Angle du talus
G : Coefficient de courbure
R : Coefficient de pente
υ : Coefficient de poisson
D_{min} : Diamètre minimum de l'enrochement
e : Epaisseur
Ψ : Angle de dilatation du sol
γ_d : Poids volumique sec du sol
γ_h : Poids volumique humide du sol
γ_{sat} : Poids volumique saturé du sol
B : La moitié de la largeur de la fondation
Δq : Charge qui provoque le tassement correspond au poids du remblai
Cu : Cohésion non drainé
σ : Contrainte
σ' : Contrainte effective
φ : Angle de frottement interne du sol
EA : Rigidité normal
g : accélération due aux forces de volume
MEF : méthode des éléments finis
Rc : résistance mécanique
γ_s : Poids volumique sec
GTR : Guides des terrassements routiers
MDE : Micro-Deval en présence d'eau
LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
ASTM: American society for testing and materials
NLL : les limites nominales inférieures
NUL : les limites nominales supérieures

INTRODUC-
TION
GENERALE

Les sols et les sous-sols instables sont des dangers naturels qui menacent la vie et la propriété. Parmi les instabilités du sol ; les mouvements de terrain qui se rencontrent fréquemment dans la construction des routes et ouvrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Ces phénomènes naturels dont d'origines très diverses et peuvent être catastrophiques et provoquent des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

Par conséquent, la propriété ou les terres pourraient ne pas se prêter de façon sure à un aménagement et une modification d'emplacement.

A titre d'exemple, dans le monde, les mouvements de terrain provoquent la mort de 800 à 1000 personnes par ans, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers. En fait, on s'est tout d'abord essentiellement préoccupé de secourir les victimes, mais on se rend compte, aujourd'hui, que les catastrophes naturelles sont un formidable obstacle au développement économique et social.

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par jour à quelques mètres par an) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables.

C'est le but de notre travail présenté dans ce mémoire est amélioration et traitement par enrochement d'une route de wilaya de MEDEA (Sud de la wilaya exactement en section KSAR EL BOUKHARI-BOUGHZOUL entre le PK 17+700 et PK 22+700).

Il est compose de quatre chapitres résumes comme suit :

Le premier chapitre : est une revue bibliographique sur les différents mouvements de terrain également le type et les causes de glissement et les méthodes de traitement d'un glissement de terrain.

Le deuxième chapitre : sera réservé aux méthodes de renforcement par enrochement et par l'approche douce et dure.

Dans la troisième chapitre : décrit l'analyse du site.

Le quatrième chapitre : comporte la modélisation numérique et étude paramétrique de la stabilité du glissement de terrain par l'enrochement en utilisant le logiciel **« PLAXIS 8.2 ».**

Enfin nous terminons cette mémoire par une conclusion.

CHAPITRE I :

Généralité sur les mouvements de terrains

I-1-Introduction

Un glissement de terrain est un type gravitaire et se produisent donc selon la ligne de plus grande pente, donc on pourra observer des vitesses de 0 déplacement variables en fonction de la pente locale du terrain, édifier des mouvements différentiels.

Ils surviennent à la suite d'un évènement naturel (érosion de berge, forte précipitation…). Dans les sols cohérents la rupture ou le glissement se livrer à le long d'une surface de cisaillement identifiable. Les profondeurs de ces surfaces sont très changeantes allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètre jusqu'à de la centaine de mètre dans les grands glissements de versant.

I-2- Définition du mouvement de terrain

Le mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou sous-sol et généralement prévisible sous l'effet d'influence naturel.

Les mouvements de terrain restent, à l'échelle humaine : en principe, les prévoir, souvent les contrôler et les maitriser.

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

Les principaux critères de classement des mouvements de terrain sont :

-La géométrie (hauteur de chute, la pente moyenne et le volume en déplacement).

-La vitesse du mouvement.



Figure I-1 : Exemple d'un mouvement de terrain

I-3- Types de mouvement de terrain

On distingue deux types de mouvement de terrain sont :

I-3-1 Les mouvements lents

C'est la déformation progressive des terrains, pas toujours visible par l'humain. Ils collectionnent principalement :

I-3-1-1 Le retrait-gonflement des argiles :

Les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements (période humide) et des tassements (période sèche).

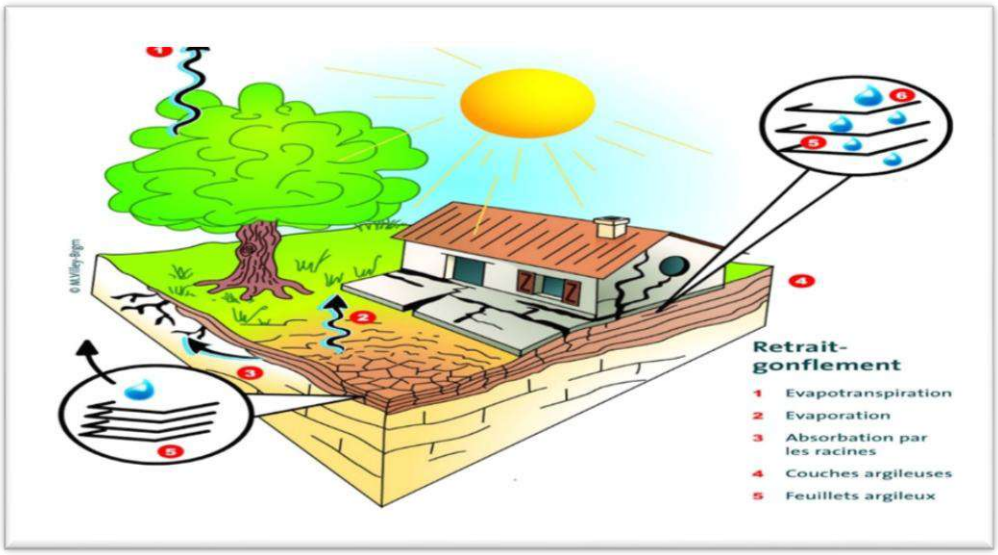


Figure I-2: Phénomène de retrait-gonflement

I-3-1-2 Solifluxion :

La solifluxion est la descente, sur un versant, de matériaux boueux ramollis par l'augmentation de leur teneur en eau liquide. Pendant la saison chaude la couche en surface se met à fondre et glisse littéralement sur la couche inférieure solidifiée par le gel à une vitesse de 0,5 cm par an.

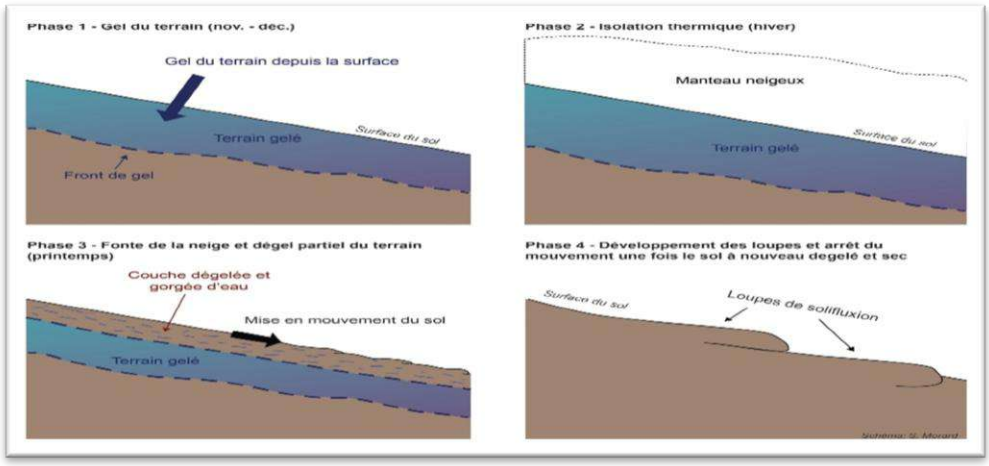


Figure I-3: Un schéma typique du phénomène de descente

I-3-1-3 Les glissement de terrain :

On appelle glissement de terrain le déplacement plus ou moins rapide vers le bas et l'extérieur de masse de terre, éventuellement de roches, le long d'une pente.

La surface de rupture, c'est-à-dire la partie de la pente qu'a glissée peut être rotationnelle s'elle est de forme incurvée ou plane si elle est droite.

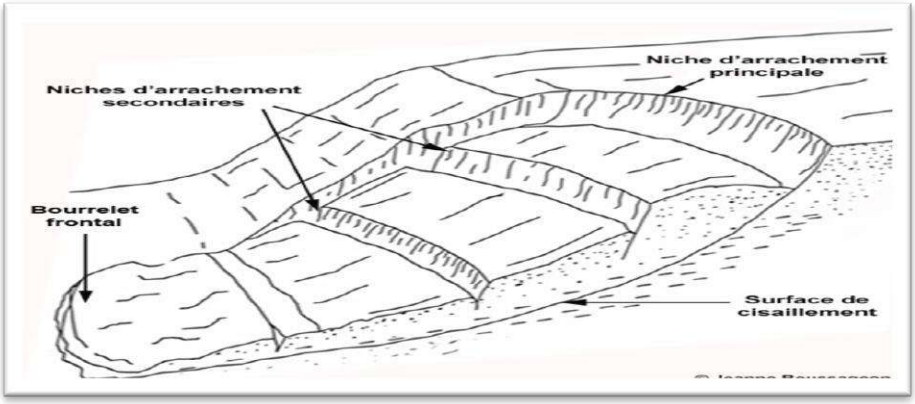


Figure I-4: Glissement de terrain

I-3-1-4 Le fluage :

Déformation lente et retardée d'un corps soumis à une contrainte constante de matériaux plastique sur faible pente qui résulte d'une déformation gravitaire continue d'une masse de terrain non limité par une surface de rupture franchement assimiler.

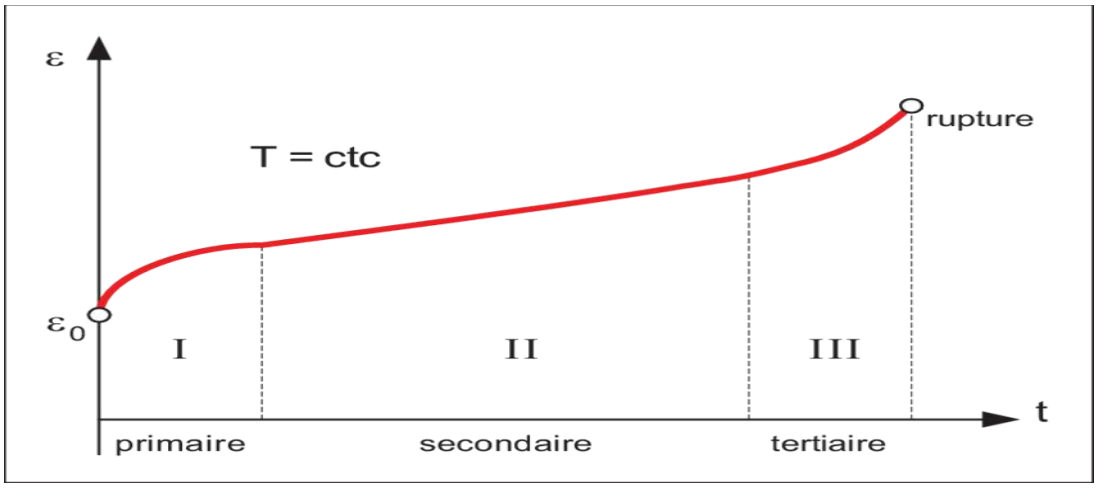


Figure I-5 : Courbe graphique représentant le fluage

I-3-1-5 Les affaissements :

Consécutifs à l'évolution de cavités souterraines naturelles ou artificielles, évolution amortie par le comportement souple des terrains superficiels.

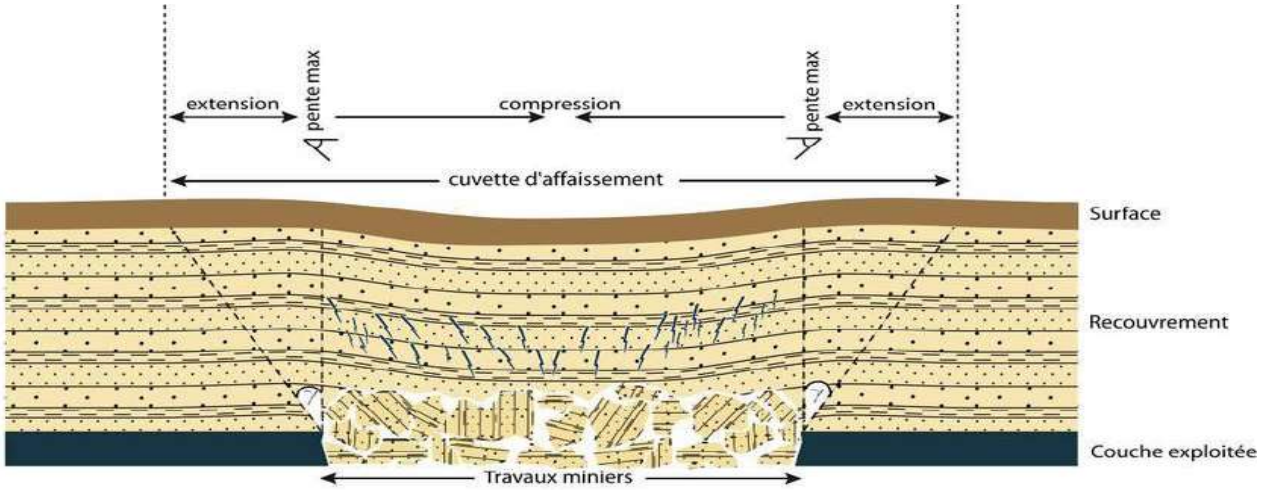


Figure I-6 : Une illustration montrant le phénomène d'affaissement

I-3-2 Les mouvements rapide

Ce sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés tels que calcaires, grés, roches cristallines …etc. Ces chutes sont caractérisées par une zone de départ, une zone de propagation (glossaire) et une zone d'épandage.

I-3-2-1 Les effondrements :

Qui résultent de la rupture brutale de voutes de cavités souterraines naturelles ou artificielles, sans atténuation par les terrains de surface.



Figure I-7 : Les étapes de l'effondrement par cavités souterraines

I-3-2-2 Les chutes de pierres ou de blocs :

Provenant de l'évolution mécanique de falaises ou d'escarpements rocheux très fracturés.



Figure I-8 : Les chutes de pierres

I-3-2-3 Les éboulements ou écroulements :

Un éboulis, parfois est appelé la chute de fragments rocheux déplacés pierre par pierre par gravité est dont l'accumulation se fait à la base de pentes rocheuses montagneuses, typiquement des falaises, dont ils se sont détachés.

C'est-à-dire de s'affaisser, de s'effondrer en se désagrégeant, par exemple un grillage avait été installé tout le long de la paroi rocheuses afin d'éviter que les éboulements ne provoquent des accidents de voiture.



Figure I-9 : Représentation d'un danger de l'éboulement

I-4- Un glissement de terrain :

C'est un phénomène d'origine sismique, géologique et géophysique. Le déplacement plus ou moins rapide vers le bas et l'extérieur de masse de terre, descente d'une partie d'un terrain le long d'une pente, en revanche un glissement de terrain a englouti la route et quelques habitations**. [17]**



Figure I-10 : Glissement de terrain

I-5 Les types de glissements :

I-5-1 Glissement plan :

La surface de rupture est droite et la masse de sol de mauvaises caractéristiques mécaniques. L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaine de mètres.

I-5-2 Glissement circulaire :

Il y a un mouvement de rotation autour d'un axe central à la surface de rupture. La combinaison circulaire est plus commune, elle est une approximation du cas en spirale logarithmique minimisant l'énergie.

I-5-3 Glissement quelconque ou composite :

Lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types précédents, la forme de section verticale de glissement irrégulière.

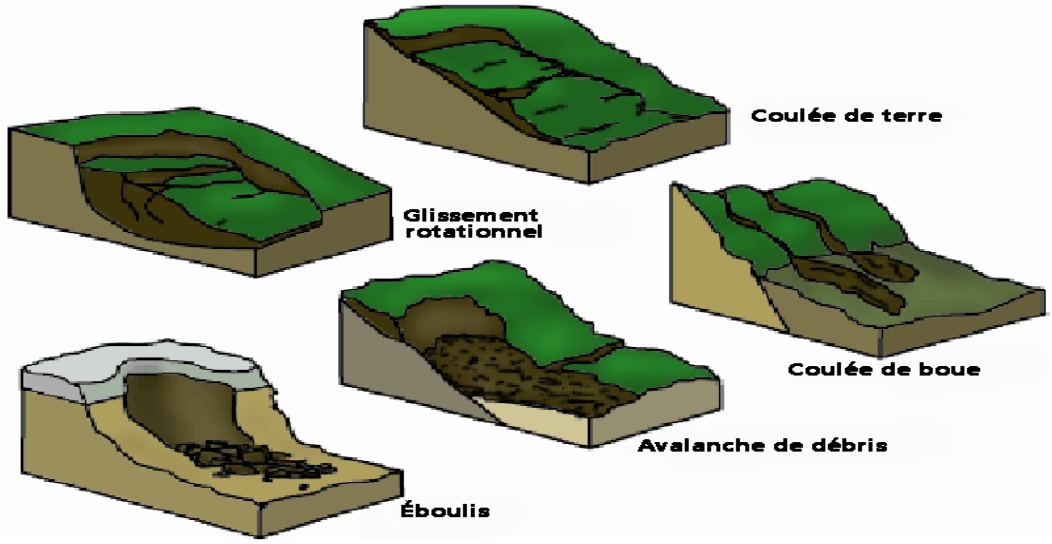


Figure I-11 : Les déférents types de glissements

I-6 Les cause de glissement de terrain :

I-6-1 L'effet anthropique :

Sont qualifiés d'anthropiques tous les phénomènes qui possiblement conséquents de la présence ou de l'action de l'être humain, l'adjectif éventuellement utilisé pour qualifier des progrès ou des nuisances. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement.

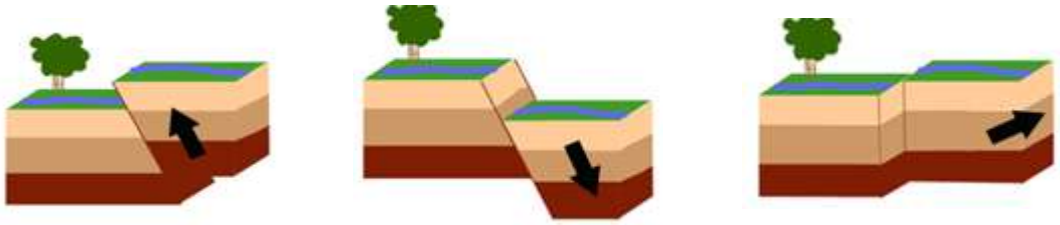
I-6-2L'effetsismiques:

Le mouvement du sol créé par la propagation des ondes sismiques se traduit notamment par une accélération dans les trois directions (deux horizontales, une verticale) en tout point de la surface du sol.

Les travaux effectués jusqu'à présent ont conduit rapidement à la prise en compte d'une telle sollicitation dans le dimensionnement d'ouvrages de génie civil.

Tableau I-1 : Les dommages induits par le séisme

<table>
<tr><th colspan="5">LES DOMMAGES DIRECTS</th></tr>
<tr><td>Affaissement des chaussées par rapport à la sortie du pont.
</td><td>Ouverture des joints de chaus-sées.
</td><td>Endommagement des bloqueurs de déplacement laté-raux.
</td><td>Déplacement et translation des poutres de tablier.
</td><td>Endommage-ment des appa-reils d’appuis.
</td></tr>
<tr><th colspan="5">LES DOMMAGES INDIRECTS</th></tr>
<tr><td colspan="2">La liquéfaction des sables (perte de la capacité portante des sables gorgés d’eau qui provoque le basculement et l’enfoncement des constructions).</td><td colspan="2">Le glissement de terrain : sur les versants, le glissement provoqué par les séismes ne sont pas raretés entrainent la perte totale des ouvrages concernés.</td><td>Les éboulements rocheux : ils sont fréquents dans les Régions montagneuses. Les constructions peuvent alors être partielle-ment ou totalement détruites. Ce danger ne peut être appré-cié que par un spécialiste.</td></tr>
</table>



(a) (b) (c)

Figure I-12 : Les types de faille sous l’effet sismique

a : Faille inverse (convergentes)

b : Faille normale (divergentes)

c : Faille décrochement (transformant)

I-6-3 L'effet de la pesanteur :

Le champ de pesanteur est le champ attractif qui s'exerce sur tout corps doté d'une masse stabilisantes sont des deux rapports de la stabilité d'un bloc, on parle du facteur de sécurité (F_s).si elle était F_S<1 il existe rupture de l'équilibre, et s'il F_S>1 il y a conservation de l'équilibre.

Le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied.



Figure I-13 : Rupture d'une route à cause de l'effet de pesanteur

I-6-4 L'effet de l'eau :

Les venues d'eaux probablement d'origine pluviales ou souterraines provenant de l'amont. Les eaux pluviales peuvent provoquer une érosion de surface et des infiltrations rejoignant les eaux souterrains.

A cet effet, se rajoute le rôle de l'eau sur le comportement mécanique des sols non saturés. La non-saturation crée une succion entre les grains de sol qui peut s'interpréter comme une cohésion capillaire. Celle-ci est très favorable à la stabilité, mais elle disparait lors de la saturation, causant ainsi le glissement.

Enfin, lorsque les argiles sont cisaillées sur une surface de glissement, elles subissent une augmentation de teneur en eau qui diminue leur résistance au cisaillement.



Figure I-14 : L'effet de l'eau

I-7 Les méthodes de traitement d'un glissement de terrain :

En ayant défini les causes et la géométrie du glissement, l'ingénieur peut choisir des actions de stabilisation par les méthodes suivants :

I-7-1 Méthode des tranches :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

• Son poids $W = \gamma_n . h_n . b_n$ (1-1)

• Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux Hn et Hn+1 et en efforts verticaux Vn et Vn+1.

• La réaction Rn du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

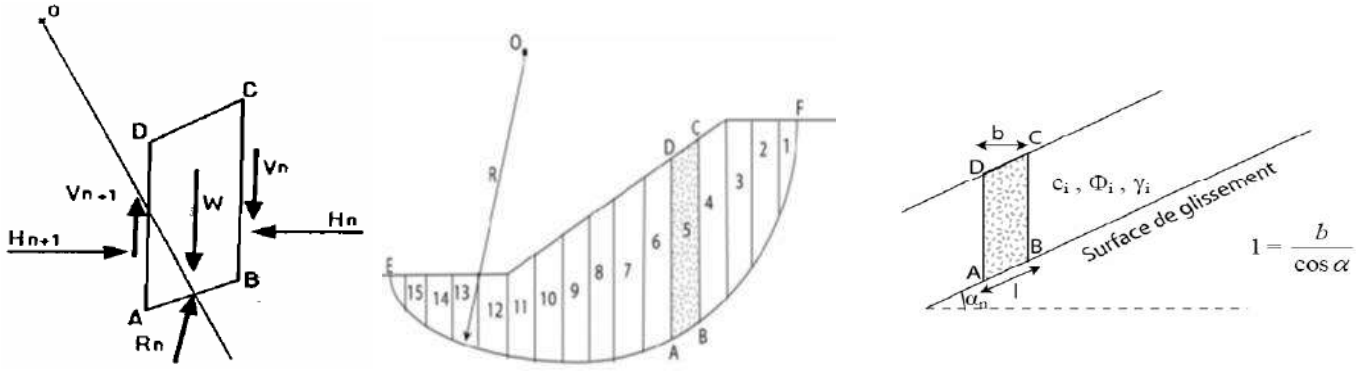


Figure I-15 : La méthode des tranches

I-7-2 Méthode de FELLENIUS (1927) :

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

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

La méthode de FELLENIUS vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression suivant :

$$F_s=\frac{\sum(c.\Delta l+W\cos\alpha.\tan\phi)}{\sum W.\sin\alpha} \quad \text{(I-2)}$$

$$N=W.\cos\alpha \quad \text{(I-3)}$$

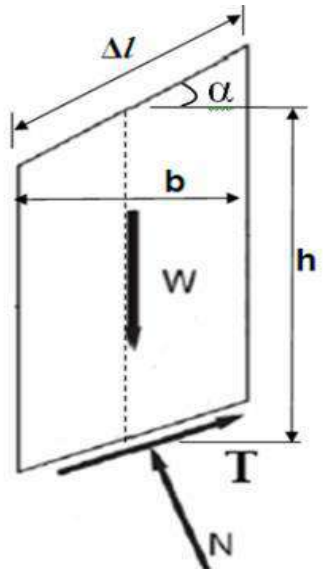


Figure I-16 : Forces agissant sur une tranche de sol selon la méthode de FELLENIUS

I-7-3 Méthode de Bishop simplifiée :

Dans cette méthode on considère que :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls (Vn-Vn+1=0).
- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.

La méthode de bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre verticale pour chaque tranche, nous aurons, on peut monter que cette expression de F_S est équilibre à :

***F_S*= moment des forces résistantes / moment des forces motrice. [6]**

$$N.\cos\alpha+T.\sin\alpha-W=0 \quad \text{(I-4)}$$

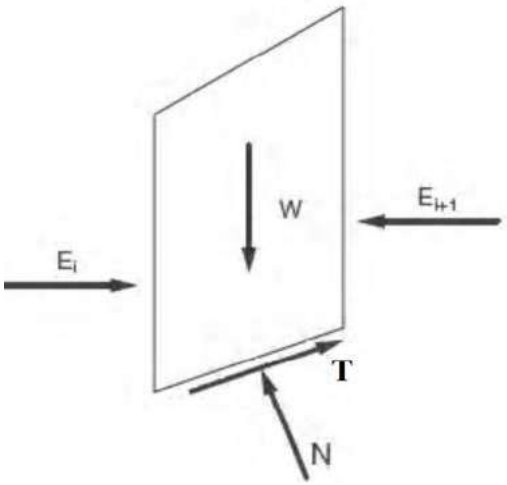


Figure I-17 : Représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop

I-7-4 Méthode éléments finis :

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque sol présent sous l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude (durée des calculs ,temps passé par les ingénieurs à réaliser l'étude numérique), et aussi des informations disponibles sur les différents aspect du problème .par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs compliqués à cause du nombre des variables calculées.

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché :

a) Modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc..).
b) Modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, condition aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc…).
c) Modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position de la surface libre, consolidation, etc…).
d) Modèle de matériaux (élasticité, élasto-plasticité, viscoplasticité, etc…).
e) Modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges).
f) Modèle de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élasto-plasticité, etc…).
g) Modèle d'interaction sol-structures (loi d'interface, modules de réaction, etc…).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande des modèles de calcul oblige à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants.

Pour que les résultats demeurent réalistes, les hypothèses de calcul ne doivent pas négliger les aspects essentiels d'un problème : par exemple, on ne peut négliger les aspects mécaniques liés au frottement dans la modélisation d'un pieu, ni les effets du front de taille dans la modélisation du creusement d'un tunnel, ni les effets des écoulements transitoires dans les sols peu perméables, etc.

On peut se permettre beaucoup d'hypothèses et d'approximations seulement si l'on a bien repéré et modélisé les caractères essentiels du comportement de l'ouvrage étudié. En général, l'observation d'ouvrages réels permet de mettre en évidence ces caractères essentiels.**[2]**

I-8 Conclusion

Les massifs de terre limités par des talus aménagés ou par des versants naturels peuvent perdre leur stabilité par détachement et glissement d'un volume de terre au long d'une surface critique de rupture, par la suite de dépassement de la résistance au cisaillement sur cette surface. Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement. C'est la surface de glissement pour laquelle le facteur de la sécurité a la valeur minimale qui représente la surface critique de rupture.

Il existe des dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.la méthode de Bishop simplifiée donne des résultats aussi précis que d'autres méthodes rigoureuses.

Chapitre II :

Les méthodes de ren-forcement

II-1 Introduction

Dans la construction, on peut choisir ses matériaux mais , pour ce qui est du sol et de la roche, on est bien obligé de faire avec ce que la nature nous offre. Les sols compressibles, sont des sols qui tassent lorsqu'on les soumet à une charge. La nature du sol support et de l'importance des charges appliquées. Cependant, depuis le début des années quatre-vingt, les technologies de renforcement des sols et des roches utilisant des inclusions diverses ont fait des progrès considérables. Si les mélanges de plusieurs sols(stabilisation dite mécanique) ou l'addition de faibles quantités de ciment, de chaux ou de bitume(stabilisation chimique), le pré-chargement allié au drainage, ou les injections sont des méthodes employées depuis longtemps pour améliorer les terrains défectueux, les renforcements par inclusions ont permis d'obtenir des résultats spectaculaires. Le renforcement par géo grilles, par géotextiles perméables, par géo membranes étanches, tous ces exemples que la géotechnique, c'est-à-dire les technique de la construction sur le sol ou avec le sol pour le génie civil et pour les fondations des bâtiments a considérablement évolué depuis ses origines lointaines. Dans ce chapitre, nous présentons en générale les technique de traitement de sol les plus utilisées à l'heure actuelle, on particulier la méthode de renforcement des sols par des enrochements.

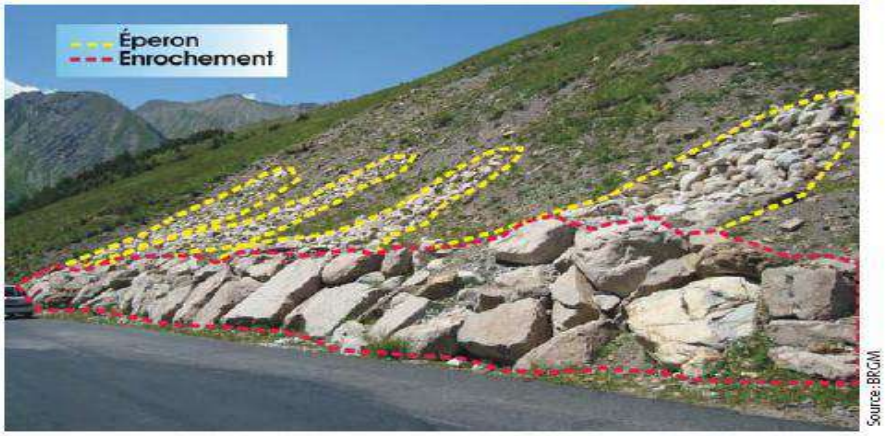


Figure II-1 : Exemple de renforcement par enrochement

II-2 Définition d'un remblai

1. juridiquement qualifié d'exhaussement du sol», c'est l'action de rehausser la terre. Il consiste en l'apport de toutes matières pour élever un terrain, combler un creux ou combler les vides d'une exploitation minière **[18].**

2. Le terme remblais est employé ici pour des sols qui ont été mis en place afin de créer des terrains gagnés sur le milieu aquatique ou afin de combler des zones terrestres. Ces sols sont constitués de remblais hydrauliques, remblais argileux, remblais divers de démolition. La

zone remblayées sont donc particulièrement difficiles à traiter compte tenu de la nature et de l'hétérogénéité spatiale de ces sols **[19].**

II-3 Problèmes posés par la construction des remblais

La construction de remblais peut poser des problèmes sur les types de sols variés tels que : les tourbes, les vases, les argiles molles, les limons argileux ou lâches. Ces sols associent en général une forte déformabilité, une faible perméabilité et une résistance faible. On les appelle habituellement « sols compressibles » ou « sols mous ». Par ailleurs, la profondeur et l'épaisseur des sols compressibles ont une grande influence sur la nature et l'ampleur des problèmes posés par la construction des remblais et sur les solutions que l'on peut envisager pour les résoudre :

- en surface, la médiocrité des sols pose en premier lieu des problèmes de stabilité, mais une solution de purge peut être envisagée ;
- plus la couche compressible est épais, plus les tassements sont importants et évoluent lentement **[18].**

II-3-1 Problèmes de stabilité

La mise en place d'un remblai sur sol mou entraine une augmentation des contraintes au sein de ce sol. Si cet accroissement dépasse un seuil critique qui dépend des caractéristiques mécaniques du sol, ce dernier se rompt en cours de construction en provoquant un affaissement important et brutal du remblai. Parallèlement à cet affaissement, il se produit des déformations du sol porteur qui se traduisent par des soulèvements importants du terrain naturel autour du remblai **[20].**

II-3-2 Problèmes de tassement

L'étude des tassements a été réalisée en tenant compte des trois phases de déformation. La première phase, dite immédiate, produite aux premiers moments après l'application de la charge du remblai sur le terrain. Cette déformation n'a aucun impact en phase d'exploitation de la route car il s'agit d'une déformation instantanée, qui a lieu immédiatement après la construction du remblai et avant l'exécution de la chaussée et qui est compensée par l'augmentation du volume de remblai. La seconde phase, dite de consolidation primaire, se produit un peu plus en différé dans le temps et sa durée dépend de la nature du sol. Les déformations produites correspondent à la perte de porosité, tant des creux que de l'élimination de l'eau interstitielle, s'il y en a. La troisième phase, désignée par consolidation secondaire, débute après la fin de la phase de consolidation primaire (t1) et correspond à la déformation

de l'ouvrage pendant le temps restant de sa durée de vie, en résultat de la charge constante du poids du remblai et de la surcharge routière agissante.

Les tassements résultant de la première phase de déformation, tassements immédiats, ont un caractère indicatif car, pendant la construction du remblai, une surépaisseur est considérée afin d'annuler ce tassement, Ainsi, cette valeur n'est pas importante pour le comportement du remblai à long terme. C'est pour cette même raison que le tassement engendré par le propre remblai, lorsqu'il est sujet à son propre poids, n'a pas été considéré. Basés sur la nature des matériaux du corps du remblai aussi bien que de leur hauteur associée, on ne prévoit pas des tassements de fluage au cours du temps.

Vis-à-vis de l'exposé, ce sont les tassements de la seconde et troisième phase et des couches du terrain de fondation sous-jacentes au remblai qui conditionnement le comportement à long-terme. Le tassement total, par consolidation primaire et secondaire, résulte de la somme de deux parcelles, notamment de la parcelle de consolidation primaire, s1, et de la parcelle de consolidation secondaire, s2. Le tassement par consolidation secondaire a lieu après la conclusion de la phase de consolidation primaire et correspond à une déformation au fil du temps de l'exploitation de l'ouvrage pour une charge constante.

En ce qui concerne les actions à considérer dans l'estimation des tassements, on a considéré l'ajout de charge dû à l'équivalent au poids du remblai et, pour les tassements par consolidation, à la surcharge routière.

Pour correspondre au scénario le plus contraignant, les tassements ont été estimés en tenant compte du niveau de la nappe phréatique à la surface du terrain naturel.

Le calcul du tassement immédiat, s0, a été déterminé en ayant recours à l'expression suivante:

$$s_0 = \Delta q \text{ x } B \text{ x} \frac{1-\upsilon}{E} \text{ x } I_s \qquad \text{(II-1)}$$

En ce qui concerne les tassements par consolidation primaire, s1, ils peuvent être déterminés en ayant recours aux expressions suivantes:

Echantillon normalement consolidé:

$$S_1 = \frac{C_c}{1+e_0} \text{ x} H_0 \text{ x log } \left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right) \qquad \text{(II-2)}$$

Echantillon sur-consolidé et

$$\Delta\sigma' > \sigma'_p - \sigma'_0 S_1 = \frac{C_e}{1+e_0} \text{ x } H_0 \text{ x log } \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0}\right) + \frac{c_c}{1+e_{02}} \text{ x } H_0 \text{ x log } \left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right) \qquad \text{(II-3)}$$

$\Delta\sigma' < \sigma'_p - \sigma'_0$ $S_1 = \frac{C_e}{1+e_0}$ x H_0 x l$\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$ (II-4)

Echantillon sous-consolidé

$S_1 = \frac{C_c}{1+e_0}$ xH_0 x log $\left(\frac{\sigma'_0+\Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right)$ (II-5)

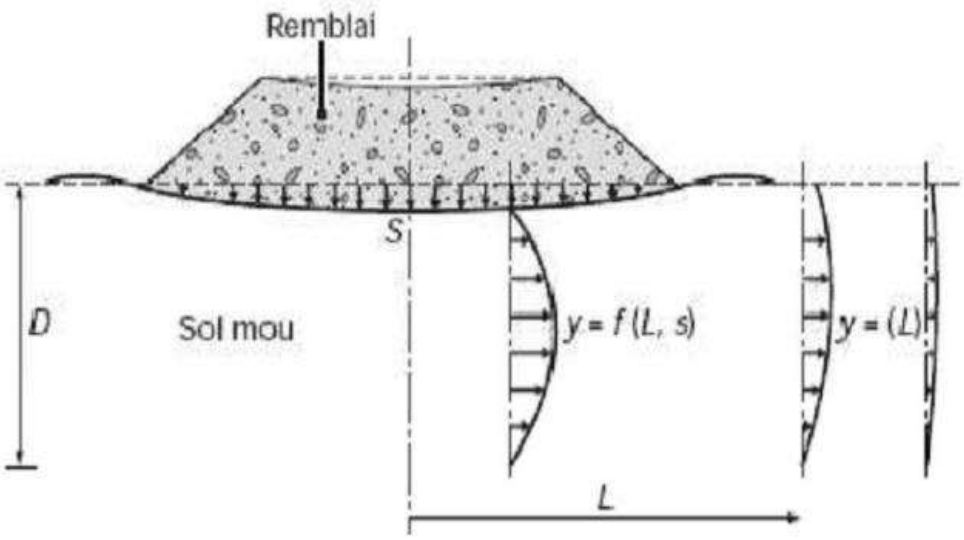


Figure II-2 : Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation.

II-3-3 Problèmes d'écoulement des eaux :

Les sols compressibles sont souvent situés en fond de vallée. La construction d'un remblai en travers de la vallée d'un cours d'eau ou le long de cette vallée perturbe l'écoulement des eaux en période de crues. Les écoulements de crues peuvent éroder le pied du remblai, qui droit alors être protégé. Ils nécessitent aussi souvent de prévoir des ouvertures à travers le remblai pour laisser passer l'eau. La déformation des sols compressibles peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe **[21].**

II-3-4 Problèmes liés aux interactions remblai-ouvrage :

Les déformations du sol mou sous le poids d'un remblai s'étendent au-delà des limites de la zone chargée en surface. La construction d'un remblai peut pour cette raison provoquer des tassements sous des ouvrages voisins existants (voies ferrées, autres voies, voie dont le remblai constitue un élargissement, fondations superficielles de bâtiment ou d'ouvrage d'art, etc.). Les déformations verticales et horizontales des sols compressibles peuvent d'autre part induire des efforts très importants sur les ouvrages fixes ou incapables de suivre les déplacements des sols qui les entourent (fondations profondes d'ouvrages d'art, de bâtiment ou de quais, par exemple).

Cette interaction des remblais et des ouvrages existants ou à construire peut avoir des conséquences importantes sur les conditions d'exploitation des ouvrages. Elle doit être examinée avec soin lors de l'élaboration du projet et du phasage des travaux de construction **[20].**

II-4 Techniques et moyens de renforcement

II-4-1 Généralités :

Le renforcement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent a stabilisés la masse de terrain instable.

La méthode de confortement choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- **Coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins couteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation.
- **Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus.
- **Coté technologique** : la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement **[5].**

II-4-2 Approche douce

II-4-2-1 Terrassements :

Les conditions de stabilité étant directement liées à pente du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème.

✓ **Le déchargement en tête :**

Le déchargement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure, il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

La méthode de dimensionnement consiste en calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête.

✓ **Le chargement en 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.

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement et la stabilité au glissement à la base.

✓ **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.

- ✓ **Le reprofilage :**

Ce type de traitement est spécifiquement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

II-4-2-2 Le drainage :

Différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de quatre options fondamentales :

- Capter les eaux de surface.
- Éviter les ruissellements et infiltrations dans les zones instables.
- Diminuer les pressions interstitielles en profondeur en abaissant la nappe.
- Améliorer l'écoulement des eaux dans les structures.



Figure II-3 : Revêtement de talus et protection anti-érosion

- ✓ **Les tranchées drainantes :**

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe. Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes en P.V.C ; on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant.



Figure II-4 : Image expressive de tranchée drainante

- ✓ **Les éperons drainants**

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m.

Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers.



Figure II-5 : Mise en œuvre les éperons drainants

- ✓ **Les drains subhorizontaux :**

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain.

Leur exécution présente des difficultés liées par exemple à la longueur du drain à réaliser dans le cas de terrains à faible pente Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

La meilleure 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 perméable (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible.

La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.



Figure II-6 : Les techniques de drainage horizontal

- ✓ **Les drains verticaux :**

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain silteux ou argileux).

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transport l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré-chargement.



Figure II-7 : Le drainage vertical

- ✓ **La végétalisation :**

La végétation 00000possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement. L'utilisation de la végétation arboricole et herbacée a de tout temps donné des résultats positifs dans la prévention de l'érosion et le renforcement de la stabilité des pentes **[4].**

II-4-3 Approche dure :

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre **[3].**



Figure II-8 : Système de stabilisation par approche dure (renforcement)

Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont les suivantes :

II-4-3-1 Soutènement :

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique, par utilisation d'ouvrages souples ou rigides :

- Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids.
- Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des talus, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; on outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le mouvement du talus. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis –à- vis des efforts qui lui sont appliqués **[1].**



(1)



(2)



(3)



(4)

Figure II-9: Quelques types de mur de soutènement. (1). mur en caisson ; (2).mur en béton projeté ; (3).mur en gabion ;(4).mur en enrochement.

II-4-3-2 Les renforcements :

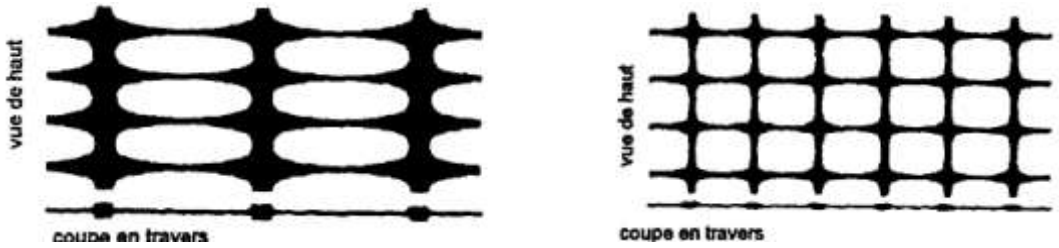
Le renforcement est un domaine récent et particulier. Il recouvre toute technique permettant d'améliorer le comportement géotechnique d'un massif de sol. En général, on renforce un massif de sol pour deux raisons principales :

- Soit pour limiter ses déformations à chargement fixé.
- Soit pour augmenter la capacité du sol à supporter des déformations élevées **[4].**

✓ **Le renforcement par géo grille :**

Une géogrille est une structure plane constituée par un réseau ouvert d'éléments résistant à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier. Elle est fabriquée à partir de bandes de polymères de haut module, L'étirage peut être réalisé dans une seule direction (géogrille un axiale) ou dans deux directions (géogrille biaxiale). Au cours de l'étirage, une orientation des macromolécules se produit, ce qui entraîne une grande résistance à la traction dans le sens de

l'étirage. Les géogrille sont aussi fabriquées par soudure de lanières de polymères ou par liaison thermique de fibres extradées **[23].**



a-géogrille uniaxiale. b-géogrille biaxile.

Figure II-10 : structure de géogrille.



Figure II-11 : Pose des géo grille de séparation

- ✓ **Le renforcement par géo composite :**

Un géo composite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géo synthétique, par exemple une géo grille combinée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de chaussée (fonction de renforcement, particulièrement en réfection **[7].**



Figure II-12: Géo composite de drainage

- ✓ **Le renforcement par géotextile :**

Les géotextiles appartiennent à la famille des Géo synthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants ses t base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bande lette ou d'une structure tridimensionnelle, utilisée Contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil **[22].**

Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion selon les éléments constituants, le procédé de fabrication et la structure, plusieurs types de géotextiles et produits apparentés sont obtenus.

- ➢ Non-tissés.
- ➢ Tissés.
- ➢Tricotés **[23].**

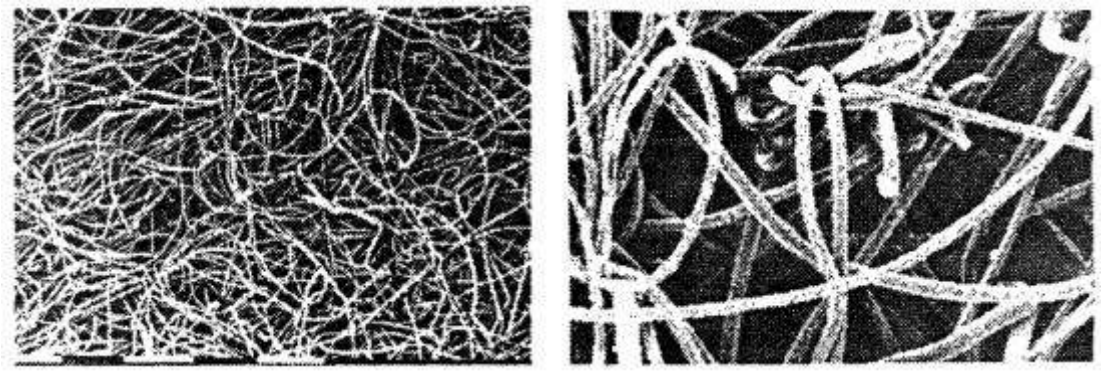


Figure 2-13 : structure d'un non tissé à liaison mécanique.

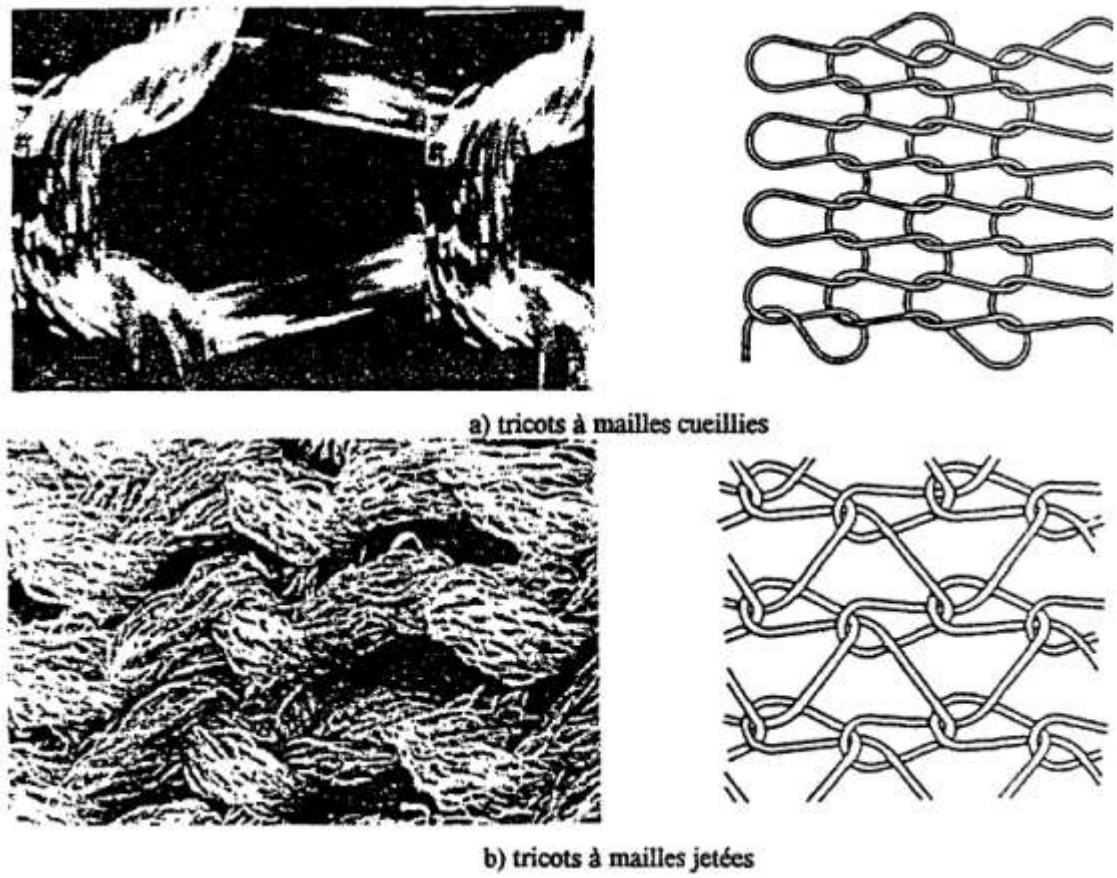


Figure II-14 : structure de différents tricotés.

- ✓ **Renforcement par Colonnes ballastées :**

Le renforcement des sols par colonnes ballastées s'applique généralement dans le cas des sols compressibles et de faible portance quand la solution de fondations superficielles ou profondes s'avère inadaptée. Cette catégorie de terrain renferme en général les sols mous non organiques (argile, limon), les sables fins argileux et /ou limoneux décomprimés et les remblais anthropiques inertes **[9].**



Figure II-15: Le renforcement de sol par des colonnes ballastées

II-4-3-2-1 Avantage de l'utilisation de géo synthétique pour le renforcement :

- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols.

-Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre.

-Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau.

-Modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités.

-Diminution des emprises.

-Création de merlons antibruit d'aspect naturel.

-Réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale).

-Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais.

-Préservation de l'aspect naturel du paysage.

-Optimisation des coûts de construction **[24].**

II-4-3-2-2 Les fonction des géo synthétique :

- **La séparation :**

le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes **[25]**



Figure II-16 : pose des géogrille de séparation.

➢ **La filtration :**

le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols **[25].**

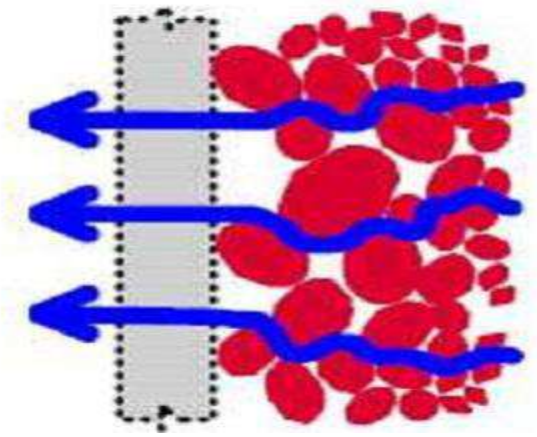


Figure II-17 : l'utilisation des géosynthétiques dans la filtration.

➢ **Le drainage :**

le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais pré-chargés. assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe **[25].**

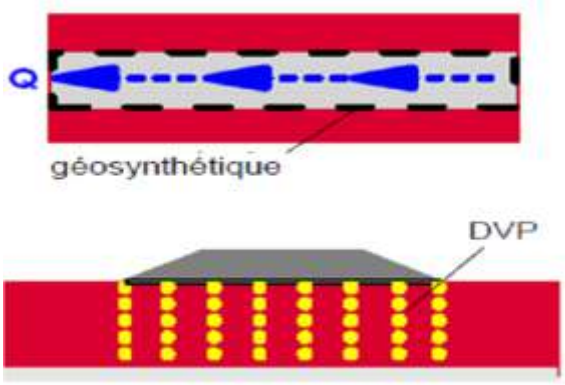


Figure II-18 : géosynthétique en drainage.



Figure II-19 : utilisation des géotextiles pour le drainage.

II-5 Le renforcement par enrochement :

L'enrochement est un aménagement extérieur, il possède un rôle important car il doit soutenir des terres et pour d'éviter le glissement ou éboulement d'un talus et permettre de stabiliser une zone instable, ou bien délimiter des espaces et agrandir une surface plane.

L'enrochement est un substitut, à moindre cout, aux murs de soutènement et permet un drainage naturel des eaux de ruissellement.



Figure II-20 : La stabilisation d'un remblai par enrochement

II-5-1 La réalisation d'un enrochement :

Les principales étapes de travaux pour réaliser un enrochement :

- Préparer le terrain, c'est –à- dire délimiter la surface ou les roches doivent être posées. Ensuite il faut aussi réaliser un (canevas) de position des roches pour voir comment elles vont être imbriquées.
- Vérifier la solidité du terrain avant d'y déposer des roches de plusieurs tonnes.
- Poser les roches :
    - S'il s'agit de roches décoratives, vous devez niveler le terrain, y poser un lit de granulats, un feutre géotextile (évite la pousse de mauvaises herbes) et enfin positionner les roches.
    - Dans le cas d'un enrochement de soutènement, les roches seront portées et positionnées à l'aide du godet d'une pelle mécanique. Vérifier la stabilité et l'emboitement des roches au fur et à mesure.



Figure II-21 : La réalisation de l'enrochement par des engins

II-5-2 Les compositions de l'enrochement :

L'enrochement se compose de pierre monolithe très dure, non gélive et non friable. En effet, les pierres utilisées sont des éléments d'un seul bloc et la nature des pierres utilisées doit permettre un vieillissement inaltérable par les conditions météorologiques (gel, choc thermique, etc.…)

II-5-3 Principe de l'enrochement :

Les travaux d'enrochement sont souvent effectués dans le but de :

- ✓ Consolider et protéger un ouvrage : il s'agit d'un enrochement de soutènement permettant de maintenir un remblai de terre. Tout risque d'éboulement, d'érosion, d'inondation ou de glissement de terrain est ainsi évité.
- ✓ Réaliser un aménagement extérieur, notamment le jardin. Dans ce cas, l'enrochement peut se présenter sous la forme d'un muret.
- ✓ Eviter les débordements et de stabiliser le lit d'une rivière grâce à la régulation de la vitesse de l'eau par le talus de roche.

- ✓ Structure une route, une berge ou d'autres aménagements.

II-5-4 Types d'enrochement :

- ✓ **L'enrochement paysager :**

Ce type d'enrochement est souvent connu sous le nom de « muret de jardin ». Il est particulièrement destiné à des fins d'esthétique. Afin de créer un effet volumineux, il faut emplir des roches de taille et de forme différentes donc l'enrochement paysage est facile à réaliser.

- ✓ **L'enrochement cyclopéen :**

Il se présente sous la forme d'un petit muret, favorisant la rétention de terre sur un petit ou grand terrain. Il est surtout adapté dans les régions montagneuses ou soumises à des ruissellements.

- ✓ **L'enrochement de soutènement :**

L'enrochement est une solution de soutènement très appréciée aussi appelé enrochement de talus ou mur d'enrochement. Dans ce cas, des travaux d'enrochement de soutènement d'une qualité irréprochable sont indispensables pour assurer la sécurité des biens et des personnes.

En effet, il permet de stabiliser un terrain en pente ou un terrain sur différents niveaux pour écrites les éboulements et le glissement de terrain.



(a)



(b)



(c)

Figure II-22 :(a).l'enrochement de paysager ; (b).l'enrochement de soutènement ; (c).l'enrochement de cyclopéen.

II-5-5 Les ouvrages mettre en œuvre pour réaliser un enrochement dans des conditions défavorable :

Les ouvrages périphériques aux enrochements sont :

- Le drainage pour assurer une stabilité de la fondation
- Le remblai en matériaux de remblai avec ou sans géotextile selon l'utilisation des tète d'enrochement
- Le jointement au béton des blocs préalablement posés en quinconce.

II-5-6 Caractérisation des enrochements :

II-5-6-1 La taille :

La classe granulaire de l'enrochement est la désignation normalisée des enrochements en terme de :

-Limites nominales, à rapprocher de spécifications à atteindre

-Limites extrêmes, à rapprocher de tolérances.

1) Les catégories standard A d'enrochement sont définies par :
   - Des limites nominales et des limites extrêmes
   - Une gamme de masse moyenne.

2) Les catégories standard B d'enrochement sont définies par des limites nominales et des limites extrêmes (uniquement).

3) Trois familles de classes granulaires :
   - Petit enrochement : 45mm<NLL et NUL<250mm
   - Enrochement moyen : 5Kg<NLL et NUL<300Kg
   - Gros enrochement : 300Kg<NLL

Dimensionnement de l'enrochement :

- D50>D_{min}. G/R (II-6)

D_{min} : dépend de la vitesse moyenne du courant

G : dépend de la courbure de la rivière

R : dépend de la pente du talus

II-5-6-2 les propriétés physiques et mécaniques :

- Masse volumique ≥ 2.3tm³-sinon problème de durabilité possible.
- Résistance mécanique :

  -catégorie CS80 (R_c≥ 80 Mpa) en carapace et filtre.

  -catégorie CS60 (R_c≥60 Mpa) pour un usage non-sollicité.
- Intégrité : pas de recommandations

- Absorption :

  -catégorie W$A_{0.5}$(absorption ≤ 0.5) :pas de problème de durabilité à priori.

  - dans le cas contraire, il est nécessaire de réaliser des essais de durabilité (gel-dégel, résistance au sel, etc.…)

II-5-6-3 La résistance :

La résistance à l'usure est mesurée à l'essai de Micro-Deval :

Tableau II-1 : les résultats de l'essai de Micro-Deval

Catégorie	Suggestion d'usage de catégories
MDE_{10} (ie≤10)	Environnement extrêmement abrasif, comme mers avec de fréquentes tempêtes et interaction entre l'ouvrage et des galets, torrents.
MDE_{20} (ie≤10)	Environnement très abrasif, comme mers avec des tempêtes occasionnelles avec plage de galets ou de sable.
MDE_{30} (ie≤10)	Environnement modérément abrasif, comme mers avec de grosses vagues occasionnelles ou une action du courant chargé de sédiment.

II-5-6-4 Durabilité :

Tableau II-2 : les différents types de la zone et sa condition climatique

Zone d'exposition	Condition d'exposition	
	Méditerranéen	Océanique et continental
Zone submergées en permanence (comprenant les zones immergées situées au-dessous de la profondeur de pénétration du gel dans les régions soumises au gel)	Modérées	Modérées
Saturation partielle ou totale en eau douce.	Modérées	Sévères
Saturation partielle ou totale en eau salée.	Sévères	Sévères
	Modérées	Sévères
Gel-dégel : climat océanique et continental.	Catégorie NR	Catégorie A
Résistance au sel : climat méditerranées.	Catégorie NR	Catégorie A

Climat méditerranéen = résistance au gel non-requise.

II-5-6-5 La forme des blocs d'enrochement :

Tableau II-3 : Proportion de blocs

Rapport L/E supérieur à 3			
% en masse		% en nombre	catégorie
Petit enrochement	Enrochement moyen	Enrochement lourd	LT
≤ 20	≤20	≤ 5	LT_A

Pour des usages spécifiques, les exigences complémentaires du guide LCPC-CETMEF peuvent être requises (L+G)/2E< 2 ou 2.5 **[16].**

II-5-7 pré dimensionnement des paramètres géométriques :

- Pente m : 5/3< m < 2
- Epaisseur de la couche : e1=2D (II-7)
- Epaisseur de la banquette : e2=3D (II-8)

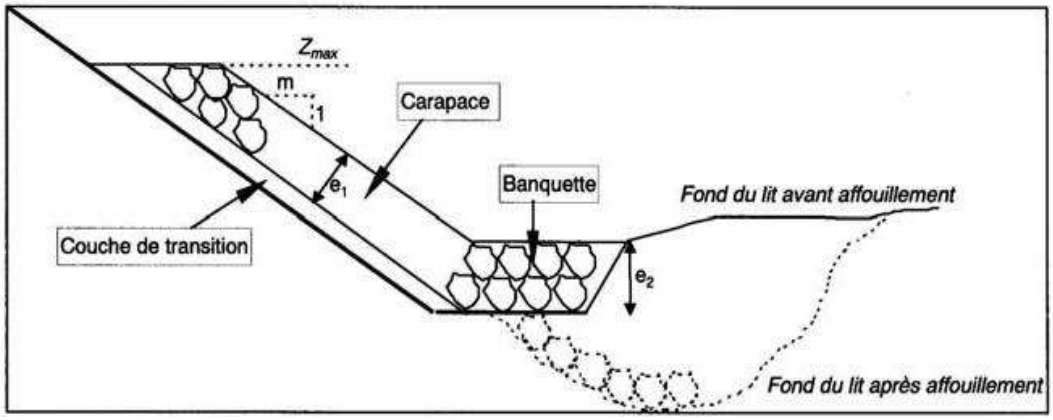


Figure II-23 : Schéma montrant le pré dimensionnement des paramètres géométriques

II-5-8 dimensionnement :

Diamètre minimum :

- D_{min} : utilisation de la formule D'ISBACH (1955) :

$$V=n\sqrt{2.g.\Delta Dmin} \quad \text{(II-9)}$$

$$\Delta= (\gamma_S - \gamma_W)/\gamma_W \quad \text{(II-10)}$$

$n = 0{,}7$ à1,38 Selon la position de l'enrochement (tenir compte de la turbulence et de la profondeur)

n=1,2 : enrochements encastrés en lignes d'eaux parallèles

D_{min}=0,7.V^2 / (2.g.Δ) (n=1.38 : Coef de 0,5) (II-11)

Coefficient de pente (R) :

$$R = \cos\varphi\sqrt{(1-\frac{tan^2\varphi}{tan^2\theta})} \quad \text{(II-12)}$$

Φ: angle du talus θ: angle au repos (environ 40°)

Coefficient de Courbure : G varie de 1à4

Lit rectiligne : 1à1.25 / Lit à sinuosité modérée : 1,5

Coude à 60° :2à2.5 / coude à angle droit :4 **[15].**

II-5-9Analyse sommaire des forces appliquées sur un enrochement :

- Force stabilatrice : le poids, $p=\pi\gamma D^3/6$ (II-13)
- Force déstabilisatrice : force hydrodynamique du courant :

  $F=K_1 D^2V^2$ (II-14)

➢ Des force de frottement dépendent de l'arrangement des enrochements : viennent en réaction aux deux autres force, difficiles à quantifier, elles interviennent comme sécurité supplémentaire.

Pour que l'enrochement soit en équilibre :

$P=KF$ (II-15)

$\pi\gamma D^3/6=KK_1D^2V^2$ soit $V=K(\gamma D)^{1/2}$ (II-16)

On constate une proportionnalité entre la vitesse et $(\gamma D)^{1/2}$.

Travaux de BLANCHET (1946) :

Analyse des forces intervenant dans la stabilité du talus horizontal

$V_0=KD^{1/2}\ (2g/\gamma)^{1/2}[\cos(\alpha+\beta)]^{1/2}$ (II-17)

α inclinaison du talus.

β angle trajectoire du bloc **[13].**

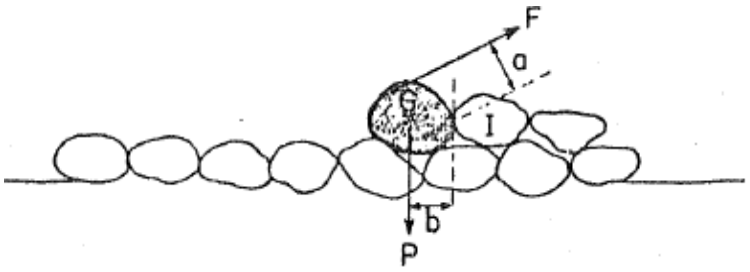


Figure II-24 : Modèle des travaux de BLNCHET

➢ **Travaux D'ISBACH (1955) :**

$V_{min}=K_c\ \Delta\ D^{1/2}\ (\cos\alpha)^{1/2}$ glissement du bloc sur le talus.

$V_{MAX}=K_b\ \Delta\ D^{1/2}\ (\cos\alpha)^{1/2}$ basculement du bloc de son logement.

$\Delta=(2g\ \gamma\ s-\gamma/\gamma)^{\frac{1}{2}}$ (II-18)

D : diamètre du bloc.

α : angle du talus.

K_c =0.86

K_b=1.20

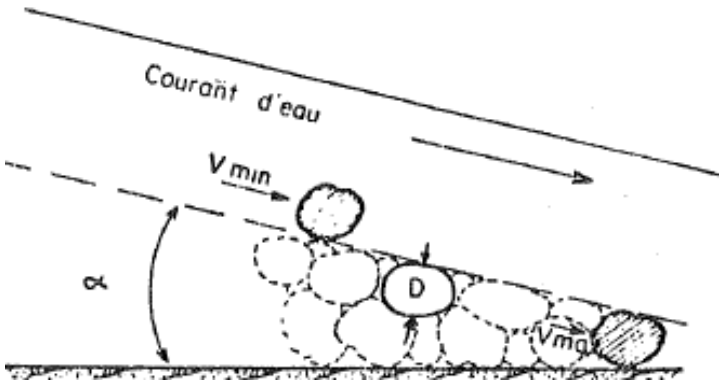


Figure II-25 : Modèle des travaux D'ISBACH

II-6 Conclusion

Dans ce chapitre, ont été présentés les différents types de renforcement et quelques problèmes posés par la construction des remblais sur sols saturés.

Nous avons exposé dans ce chapitre aussi les techniques les plus utilisés en pratique pour l'amélioration des sols.

Le renforcement par des nappes d'enrochement représente une alternative économiquement et techniquement intéressante. La méthode de traitement et renforcement par des roches est largement utilisée pour résoudre les problèmes de stabilité des ouvrages sur sols saturé comme matelas drainante.

Chapitre III

Analyse de site

III-1 Introduction

Une zone inondable « ZI » est un espace reconnu comme étant potentiellement submersible par un cours d'eau ou par la mer.

Elle est reprise également sous l'appellation de terrain inondable, est un lieu géographique délimité qui a été recouvert par les eaux lors d'une inondation. Les ZI sont liées à deux catégories de phénomènes : les inondations naturelles et les inondations dues aux activités humaines.

Notre projet d'étude permet d'examiner la zone du projet d'exécution de la zone inondable situer entre le Pk 17+700 et Pk 22+700 de la section Ksar El BOUKHARI - BOUGHZOUL du Tronçon SEGOUANE- BOUGHZOUL**.**

III-2 But de projet

Une investigation géotechnique à été établé afin de définir les caractéristiques des unités/formations géologiques de la fondation des remblais, en se basant sur les visites de reconnaissance et les résultats de prospection géotechnique disponibles le long du tracé.

En se basant sur les éléments disponibles, les missions de reconnaissances effectuées sur le terrain et le recueil complémentaire de données géologiques sur la région, on présente, dans les points suivants, le cadre géologique régional et les différents terrains traversés par le tracé.

En fonction des investigations géotechniques disponibles, la présente étude fait l'analyse globale de toutes les informations disponibles et la caractérisation géotechnique des formations géologiques intéressées par le tracé.

Les résultats obtenus dans les travaux de reconnaissance et en laboratoire sont détaillés dans ce chapitre.

III-3 Présentation de site étudie

III-3-1 Localisation :

La zone étudie se situe au niveau de projet de dédoublement de RN 01 entre Ksar El BOUKHARI - BOUGHZOUL du Tronçon SEGOUANE- BOUGHZOUL de façon plus précise, les coordonnées UTM. (WGS-84 du fuseau S31) limitant la section d'étude est relevées au moyen d'un GPS sont:

1- X=478028. Y=3948737.

L'assiette de projet objet de cette étude est située au niveau de l'évitement de boughezoul Au PK 17.9. (Figure 3-1).



Figure III-1 : Extrait d'une vue satellite de la localisation du site



Figure III-2 : Vue d'ensemble de l'assiette du projet **[10].**

III-3-2 Présentation de la région

La commune de Boughezoul se situe dans la région des haut-plateaux dans les limites sud de l'atlas au croisement de la RN1 (nord-sud) et de la RN40 (est-ouest) à plus de 600 mètres d'altitude. Une grande partie de son territoire est occupée par le barrage qui porte son nom, inauguré le 30 novembre 1993 dans lequel se jette l'oued Nahr-Ouassel et d'où démarre l'Oued Chleff.

Elle est localisée au sud-ouest de la wilaya de Médéa à 25 km au sud de ksar el Bokhari et 30 km au nord de Ain Oussara wilaya de Djelfa. Elle est limité administrativement par :

- au nord la commune Ksar El Boukhari, saneg, om djeleil
- au sud-est la commune d'Ain Oussera
- à l'ouest la commune de Chahbounia, Aziz.

III-3-3 Sismicité

La localité de BOUGHEZOUL est située dans la zone de moyenne sismicité (IIa). La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région référer à la réglementation.

En effet, pour le calcul dynamique des ouvrages projets, il y a lieu de se référer au règlement Parasismique Algérien en vigueur.

On présente, dans les figures suivantes, des cartes de macro sismicité, d'isoséistes et des sources sismiques qui encadrent la région en étude et qui montrent que, d'une façon générale, la sismicité historique est faible.

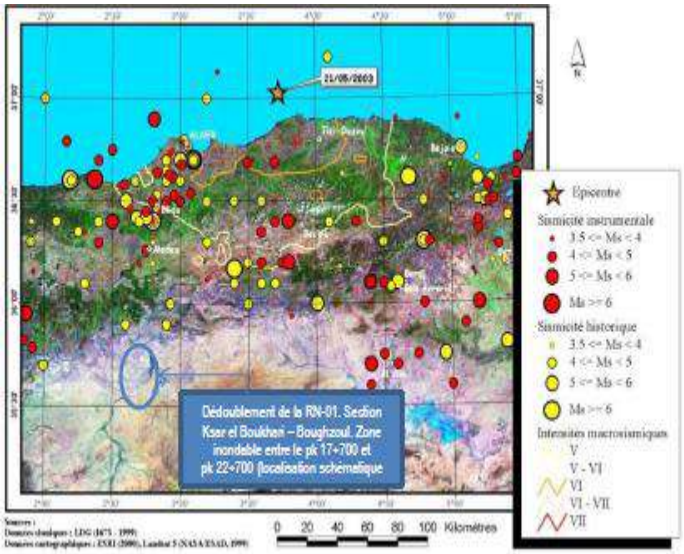


Figure III-3 : Carte de macro sismicité avec l'épicentre du séisme du 21 mai 2003 **[10].**

❖ Paramètres parasismiques et zonage sismique :

Le document technique réglementaire D.T.R. concernant les règles parasismiques algériennes RPOA 2008, élaboré par le CTTP et le CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique), divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante

Tableau III-1 : Division du territoire algérien dans divers zones de sismicité

Zone	0	I	IIa	IIb	III
Sismicité	Négligeable	Faible	moyenne	Elevée	Très élevée

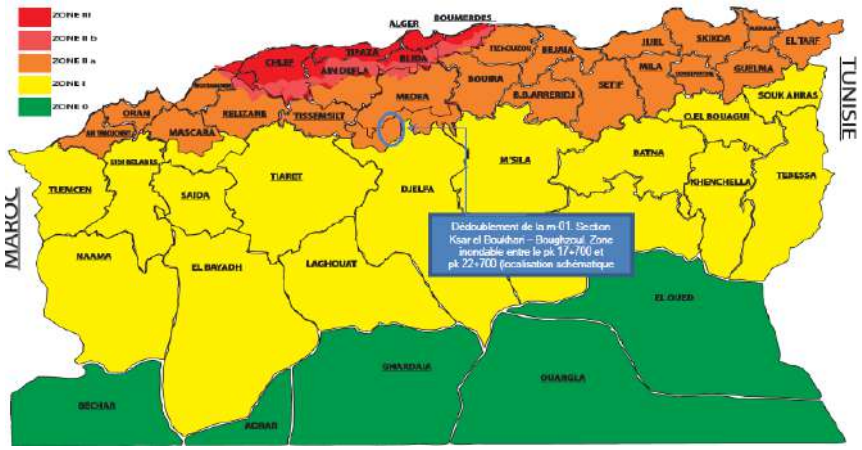


Figure III-4 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA) **[10].**

III-3-4 Climat

A- Température et pluviométrie

Le climat de BOUGHEZOUL est de type aride-moyen à hiver frais. Les températures moyennes annuelles de 16.2° C. Avec une tranche pluviométrique de 250mm / an.

B- Les vents dominant et l'ensoleillement

Les vents dominant dans la zone de BOUGHEZOUL sont de secteur :

- Sud-ouest en été
- Sud-ouest en hiver
- Vitesse modéré 60Km/h
- Vitesse excessive 120Km/h

III-3-5Contexte géologique régional

Le terrain d'étude est localise à la limite de deux grands ensembles géologiques et structuraux de l'Algérie du Nord:

• Pays des nappes de charriage au Nord.

• Hauts plateaux au Sud.

Ces deux ensembles possèdent beaucoup de différences du point de vue morphologiques que Géologiques, à savoir :

A- Zone des nappes de charriage :

A1-Topographie: région de topographie chahutée, marquée par des reliefs accidentes, des Corniches, des crêtes etc.

A 2- Age et nature lithologique:

Trias: argile versicolores et gypse.

Infra-Trias: dolomies emballées dans le trias.

Paléocène - Miocène: calcaire marneuse, marne argileuse, grés rouge, marne gréseuse.

A3- Structure géologique:

Elle se présente sous forme d'écailles imbriquées entre elles et séparées par des accidents tels que failles et chevauchements.

B - Zone des hauts plateaux:

B1-Topographie : zone de topographie sub-verticale qui s'étend aux pieds des reliefs.

B2- Age et nature lithologique:

- Miocène anté-nappes: marne, grés et conglomérats.
- Miocène synchro-nappes et post-nappes: argile, conglomérats, et marne.
- Pliocène: croute calcaire.

Quaternaire: alluvions diverses, limon, limon sableux, sable argileux, argile sableuse, alluvions grossières.

B3- Structure géologique: c'est une formation peu tectonisée, surmontée par des horizons Lithologiques quaternaires non affectées par la tectonique.

III-3-6Hydrogéologie de site :

Le site a, d'une façon générale, de faibles ressources hydrogéologiques, normalement associées aux formations sédimentaires datées du Quaternaire continental (Qt), du Pliocène (Pc) et du Miocène (Mi).

Les aquifères sous-superficiels associés aux dépôts de terrasse et les alluvions sont, en raison de leur nature essentiellement argileuse et, par conséquent, de leur faible perméabilité et productivité, peu importants. Il faut également signaler que la nature argileuse de ces sédiments réduit l'infiltration de l'eau et facilite sa vidange superficielle, conditionnant évidemment la circulation souterraine.

En termes généraux, ces dépôts constituent, du point de vue hydrogéologique, des aquifères superficiels ayant un niveau phréatique sujet aux variations saisonnières et se situent entre la surface du terrain et le contact terrain meuble/substrat, en fonction de la précipitation.

En ce qui concerne les formations du Pliocène (Pc) et Miocène (Mi), de nature essentiellement gréseuse et calcaire, se prévoit que seulement existant à des profondeurs considérables. Cependant, ces formations ont différents comportements par rapport au passage de l'eau, selon leur degré d'altération et de fracturation, et ont une perméabilité primaire (intrinsèque au matériau rocheux) et secondaire (vers les fractures et les fissures existantes).

Les lithologies rapportées présentent fondamentalement des caractéristiques de perméabilité secondaire. La circulation de l'eau s'effectue à travers les fractures et les fissures existantes et est d'autant plus importante que plus grand ce sera l'ouverture des fractures et combien moindre l'espacement entre elles.

Dans les zones où les fractures sont remplies, le flux est interrompu. Dans ce cas, les fractures deviennent des barrières imperméables, perdant leur caractère de "conduites" préférentielles de la circulation de l'eau.

III-3-7 Caractérisation du bassin versant :

Le franchissement de la zone inondable de l'oued Cheliff sur la RN01 est localisé au sud de la ville de Boughezoul à environ trois (3) kilomètres en amont de la retenue du barrage de Boughezoul. Ainsi on peut considérer que le bassin versant est pratiquement coïncident avec le bassin versant dominé par le barrage de Boughezoul.

Le barrage de boughezoul et le tronçon de la RN01, objet de cette étude, sont situés en aval de la confluence des oueds touille et Ouassel, les duels donnent origine à l'oued Cheliff. Il prend sa source dans le Djebel Amour prés d'Aflou.

Le bassin versant est assez large, avec une superficie de 20500 Km² et se développe globalement dans le sens sud-ouest nord-est. Situé dans les hauts plateaux, la topographie du bassin versant est généralement peu accidentée, avec de nombreuses dépressions localisées qui forment des marais et des lacs temporaires, ou se perdent une bonne partie des écoulements d'hiver des oueds.

III-4 Investigation géotechnique

III-4-1 Sondages carottés :

Dans la zone d'étude, les sondages ont été réalisés au niveau des sites des moyens/grands remblais et des ouvrages d'Art, afin de définir le profil géologique et d'étudier les conditions d'assise.

La majorité des sondages carottés exécutés a été accompagnée de la réalisation d'essais de pénétration du type SPT (Standard Pénétration Test) et de la détermination du pourcentage de récupération.

Les sondages SC07, S101, S102, S103 et S104 effectués en phase d'APD, ont été pris en compte dans le modèle géologique interprétatif.

L'exécution des sondages a permis le prélèvement d'échantillons intacts pour des essais ultérieurs au laboratoire (d'identification et de caractérisation géo mécanique).

D'après l'analyse des résultats des sondages carottés, on constate que:

- La profondeur atteinte par les sondages a varié entre 17,0 m et 30,0 m.
- Le niveau d'eau a été identifié à des profondeurs variables, de l'ordre de 3,5 à 14,0 m, pendant la phase d'exécution des sondages. Néanmoins, compte tenu du fait qu'il s'agit d'une zone inondable, le niveau d'eau devra devrait atteindre vers la surface du terrain.
- Les sondages ont intercepté essentiellement des dépôts de terrasse du quaternaire, composée par une alternance des formations lithologiques suivantes:

✓ Qt1 - Argile / argile marneuse / argiles sablo-limoneuses / limons argilo-sableux

✓ Qt2 - Sable limoneux/limon sableux/sable argileux

✓ Qt3 - Sable fin à grossier / sable graveleux, peu caillouteux à caillouteux dans une matrice limono-argileuse.

- Les valeurs obtenues dans les essais SPT effectués dans cette formation sont très variables (19 à > 60 coupes). Le pourcentage de récupération est compris entre 30% et 100%.

Dans ce tableau (III-2), nous présentons les résultats obtenus dans les sondages carottés :



Figure III-5 : La réalisation d'un sondage carotté

Tableau III-2 : les résultats des sondages carottés.

Sondage nº	Localisation (pk)	Objet	Formation Géologique	Profond. max. (m)	Niveau d'eau (m)	Nature géologique		Prof. (m): NSPT (nº phase) = Coups	Taux de récupération(%)	Taux de RQD (%)
SC07	17+390	Remblai	Qt	20,0	-	0-20,0	Intercalation de sable fin à moyen peu argileux et graveleux, de argiles carbonatées riche en inclusions gypseuses, carbonaté.	10 ,5m ; Nspt=56	40-100%	-
S101	18+545	Remblai	Qt	20,0	9,0	0-6,0	Argiles sablo-limoneuses referment des traces d'oxydation et inclusions gypseuses	1,5-6,0m ; Nspt=11à > 60	87%	-
						6,0-20,0	Intercalation de sable limoneux argileux et graveleux et sable Gravel caillouteux	6,0-16,5m ; Nspt=15 à >60	68%	-
S102	19+990	Remblai	Qt	20,0	11,0	0-20,0	Intercalation de limons sableux, argiles limono-sableuses avec traces de gypse, sable limoneux, argiles sableuses et sable graveleux.	1,5-16,5m ; Nspt=5 à >60	68%	-
S103	21+310	Remblai	Qt	19,0	12,0	0-19,0	Intercalation de limons sableux, argiles limono-sableuses referment des inclusions gypseuses, sable fin à grossier limono argileux graveleux, argiles marneuses et sable graveleux caillouteux.	1,5-19,0m ; Nspt=5 à >60	40-95%	-
S104	21+930	Remblai	Qt	18,0	13,55	0-18,0	Intercalation de limons sableux, argiles sablo-limoneuses, sable fin à grossier, sable graveleux et sable limoneux.	2,0-15,5m ; Nspt=8 à >60	40-98%	-

III-4-2 Essais in situ

III-4-2-1 Essais SPT (NF P 94-116):

Principe:

L'essai standard pénétration test est un essai de pénétration dynamique, suppose standard et réalisé à l'intérieur du forage. L'essai SPT consiste à battre dans le sol un carottier normalise et à compter le nombre de coups N nécessaires pour enfoncer le carottier de 30 cm à raison de deux passes de 15 cm. C'est un essai très indique dans les sols pulvérulents (ou il est souvent impossible de récupérer des échantillons intacts pour les essais en laboratoire), car il permet à partir du nombre de coups mesures et grâce à des corrélations d'estimer l'angle de frottement, la compacité et la force portante des sables.

Les valeurs brutes obtenues N1, N2 et N3 de l'essai SPT réalise et dont seules les valeurs N2 et N3seront prises en considération, car la valeur N1 correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer, ainsi la valeur de N que nous prendrons en considération sera N2 et N3

Les principales caractéristiques de l'essai sont

- Le poids du mouton doit être 63 Kg.
- La hauteur de chute de 76 cm.



Figure III-6: Le principe d'essai SPT

Calcul du nombre de coups exact mesure par l'essai SPT :

Les valeurs brutes obtenues N 1, N2 et N3 de l'essai SPT réalise et dont, seules les valeurs N2 etN3 seront prises en considération, car la valeur N1 correspond à la partie remaniée du sol et donc à éliminer, ainsi la valeur de N que nous prendrons en considération sera:

N = N2 + N3

Le nombre N est appelé résistance à la pénétration.

Les résultats des essais SPT ont permis la caractérisation géotechnique des formations incohérentes sableuses, quant à la compacité (Tableau III-3), et des formations cohérentes argileuses, quant à la consistance (Tableau III-4) :

Tableau III-3 : Compacité des sables

Nspt	Compacité dessables
0-4	Très peu compact
4-10	Peu compact
10-30	Moyennement compact
30-50	Compact
>50	Très compact

Avec :

Nspt : essai standard pénétromètre test.

Tableau III-4 : Consistance des argiles

Nspt	Consistance	Résistance à compression simple (KN/m²)
0-4	Très molle	<25
4-10	Molle	25-50
10-30	Consistance moyenne	50-100
30-50	Très consistance	100-200
>50	Dure	>400

III-4-3 Essais en laboratoires

III-4-3-1 Identification et classification :

L'exécution des sondages a permis d'obtenir des échantillons intacts qui ont fait l'objet d'une caractérisation en laboratoire, à travers la réalisation de plusieurs essais géotechniques, à savoir :

- Analyse granulométrique (AG);
- Limites d'Atterberg (WL - limite de liquidité et WP - limite de plasticité);
- Teneur en eau naturelle (W);
- Poids spécifique ($_{\gamma}$);
- Equivalent de sable (ES).

Les résultats des essais d'identification obtenus dans les déblais et remblais, ainsi que la classification GTR (NF P 11-300) et ASTM de tous les échantillons prélevés sont présentés dans le tableau (3-5) :

Tableau III-5 : Résultats des essais en laboratoire

SC7			Sondage	
13,05-13,45	7,0-7,4	3,0-3,35	Echantillon(prof/m)	
100	100	100	#10(%<2,0))mm)	Granulométrie
79	74	94	#200 (%<0,074mm)	
-	-	-	%<2µm	
54	41	53	W_L(%)	Limites d'Atterberg
24	20	23	W_P(%)	
30	22	31	I_P(%)	
-	-	-	W(%)	Humidité
-	-	-	γ_h(t/m^3)	
-	-	-	γ_d(t/m^3)	
-	-	-	Sr(%)	
-	-	-	Pc(bar)	Essais de Compressibilité à l'œdomètre
-	-	-	C_c%	
-	-	-	C_G%	
-	-	-	Nature d'essai	Essais de cisaillement direct (boite de casa grande)
-	-	-	Φ(°)	
-	-	-	C(kg/cm²)	
-	-	-	Nature d'essai	Résistance à la compression simple
-	-	-	Rc(kg/cm²)	
-	-	-	Carbonates (%)	Analyse chimiques sommaires
-	-	-	Anahydritecarbonique	
-	-	-	Chlorure (%)	
-	-	-	Sulfate (%)	
CH	CL	CH	ASTM	classification
A3	A2	A3	LCPC	
QT1	QT1	QT1		Formation litholo-

S102				S101			
12,5-12,8	7,5-8,0	3,45-4,0	2,6-3,0	9,45-9,65	3,0-3,45	2,5-3,0	1,1-1,5
100	100	-	100	100	100	-	100
79	97	-	96	18	96	-	96
27	37	-	18	5	26	-	28
29	60	-	58	NM	61	-	61
18	29	-	29	NM	30	-	30
12	32	-	29	NM	32	-	32
14,37	22,73	-	25,11	17,40	18,45	-	22,26
2,0	-	-	2,1	-	2,0	-	2,0
1,7	-	-	1,6	-	1,7	-	1,7
68	-	-	100	-	89,9	-	97,3
1,2	-	-	1,9	-	2,7	-	-
9,75	-	-	21,94	-	19,1	-	-
2,83	-	-	4,44	-	7,86	-	-
	UU saturée	-	UU saturée	-	-	-	UU saturée
	6	-	6	-	-	-	4
	0,33	-	0,19	-	-	-	0,78
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
CL	CH	-	CH	SC-SM	CH	-	CH
A1	A1	-	A3	B5	A3	-	A3
QT2	QT1	QT1	QT1	QT3	QT1	QT1	QT1

S104			S103		
4,5-5,0	3,0-3,55-	2,45-3,0	11,4-12,0	6,55-7,0	2,4-3,0
95	100	100	100	97	100
34	99	99	98	14	87
7	27	20	32	-	13
74	NM	51	54	30	62
37	NM	27	27	16	31
37	NM	25	27	15	31
13 ,22	23,75	21,81	20,31	-	17,53
-	2,0	2,0	2,1	-	2,1
-	1,6	1,6	1,7	-	1,8
-	91,0	88,8	96,8	-	88,0
-	-	3,4	3,7	-	3,6
-	-	27,42	22,08	-	20,65
-	-	5,26	5,75	-	10,52
-	UU saturée	-	UU saturée	-	UU saturée
-	3	-	6	-	9
-	0,11	-	0,23	-	0,33
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
SM	ML	CH	CH	SC	CH
B6	A1	A2	A3	B6	A3
QT3	QT1	QT1	QT1	QT	QT1

III-4-3-2 Essais de cisaillement rectiligne et essais de compressibilité à l'œdomètres

L'exécution des sondages a permis l'obtention d'échantillons intacts qui ont fait l'objet d'une caractérisation en laboratoire, à travers la réalisation de plusieurs essais géotechniques.

Lors de la campagne de reconnaissance, les essais de caractérisation géotechnique suivants ont été réalisés:

- essais de cisaillement rectiligne à long terme du type UU et essais à la compression simple, pour la caractérisation mécanique des matériaux des terrains d'assise des remblais.
- essais de compressibilité à l'œdomètre pour la caractérisation de la déformabilité.

Les résultats obtenus lors des essais de caractérisation géotechnique, ainsi que des essais d'identification et des classifications de tous les échantillons intacts prélevés dans les sondages carottés, sont présentés dans le Tableau (III-6) ci-dessous :

Tableau III-6 : les résultats obtenu de l'essai de compressibilité à l'œdomètres

Sondages N°	Profondeur (m)	PC (bars)	Cc (%)	Cg (%)	Interprétation des résultats d'après K-TERZAGUI et G-SANGLERAT
S101-PK18+545	3.00-3.45	2.70	19.10	7.86	Sol sur consolidé, moyennement compressible et gonflant
S102-PK19+980	2.30-3.00	1.89	21.94	4.44	Sol sur consolidé, assez compressible et gonflant
	12.50-12.80	1.18	9.75	2.83	Sol sur consolidé, peu compressible et gonflant
S103-PK21+310	2.40-3.00	3.59	20.65	10.52	Sol sur consolidé, assez compressible et gonflant
	11.40-12.00	3.66	22.08	5.75	Sol sur consolidé, assez compressible et gonflant
S104-PK21+900	2.45-3.00	3.35	27.42	5.26	Sol sur consolidé, assez compressible et gonflant

Avec :

Pc : Pression de consolidation ;

Cc : Coefficient de compressibilité ;

Cg : Coefficient de gonflement.

III-3-3-3 Essais d'analyses chimiques :

Dans le but d'évaluer l'agressivité des milieux environnant le béton (au niveau des zones des ouvrages d'art), des essais d'analyses chimiques pour déterminer le pourcentage de chlorures (Cl-), de sulfates (SO4-) et de carbonates (CaCO3) ont été effectués.

Ces essais ont été réalisés sur des échantillons sélectionnés et considérés représentatifs des matériaux en analyse. Les résultats obtenus sont synthétisés dans le Tableau (3-7).

D'une façon générale, on a obtenu dans les essais des valeurs de carbonates (CaCO3) allant de 12 à 35%, d'anhydride carbonique de 5 à 16%, de chlorures de 0,1 à 0,5% et des traces de sulfates. Selon la norme française NF P18-011, il s'agit d'un terrain n'est pas agressif. Toutefois, des inclusions gypseuses ont été observées par endroits.

Commentaire :

D'après les essais réalisés et le classement de sol, on a constaté que le site est composé d'un mauvais sol de type **argileux** et à partir de là, il produit un risque de **gonflement** en cas de saturation, et risque de **retrait** dans le cas sec. Et cela nécessite une amélioration et surélévation.

III-4 Les solutions des remblais en zone inondable

En se basant sur les données obtenues dans la reconnaissance de surface et dans les travaux de prospection, on prévoit une épaisseur de terre végétale à décaper d'un minimum de 0,5m.

On ne prévoit pas l'occurrence de problèmes significatifs (stabilité ou tassements) dans l'assise de la plupart des remblais.

Après le décapage, les terrains auront, d'une façon générale, une portance suffisante pour l'assise de la plupart des remblais de l'autoroute.

Un aspect important rapporté au niveau de la fondation des remblais correspond à l'éventuelle présence de la nappe d'eau proche de la surface. Cette situation pourra soulever des problèmes lors de la mise en construction des premières couches de remblai et du compactage respectif. Ces cas seront aggravés si les travaux ont lieu pendant la période des pluies.

Dans ces circonstances, on considère que la construction de la partie inférieure des remblais avec des matériaux sélectionnés (désignés matériaux de zone inondable), ayant des caractéristiques drainantes, est très favorable. En effet, cette solution permet d'améliorer les caractéristiques de drainage et d'augmenter la capacité de support des terrains de fondation des remblais.

III-4-1 CORPS DU REMBLAIS

Cette solution admet une surélévation du plan d'eau, pour la crue centennale, d'un ordre de grandeur supérieur aux solutions antérieures, ce qui implique des modifications dans le remblai autoroutier.

D'une façon générale, les remblais en zone inondable sont des remblais susceptibles d'être immergés temporairement avec l'arrivée et le retrait d'une quantité d'eau et dont le plus haut niveau (NPHE) pour la crue centennale.

Au-delà des exigences particulières applicables aux remblais courants, les remblais en zone inondable doivent être dimensionnés pour assurer :

- la stabilité générale de l'ouvrage ;
- l'absence de déformations préjudiciables telles que tassements, gonflements, fissuration ;
- le maintien de la portance prévue sur l'arase des terrassements ;
- la résistance à l'érosion externe ;
- la résistance aux vidanges rapides ;
- la garantie contre les conditions de renard.

Dans le but d'éviter l'érosion des tronçons de talus localisés au-dessous de la cote NPHE, on préconise l'exécution d'un masque de protection superficielle. Ce masque qui a pour objectif d'éviter l'altération des matériaux des talus, lorsqu'ils sont en contact avec les eaux, aura 0,6 m d'épaisseur et sera parallèle au talus à protéger. La cote découronnement de la protection sera celle qui s'avère nécessaire pour garantir une revanche de 0,6m, par rapport au NPHE.

Le terrain de fondation des remblais est caractérisé par des dépôts de terrasse ancienne du Pliocène (pc), constitués de blocs, de cailloux et de graves arrondis dans une matrice sablo-limoneux, éventuellement, après criblage et/ou tamisage.

Basés sur les résultats obtenus dans la campagne de prospection réalisée, on considère qu'il sera suffisant de procéder au décapage du matériau de surface, le massif de fondation étant adéquat pour supporter les charges transmises par les remblais

III-4-2 Matériaux pour les remblais en zone inondable et couche de forme

En ce qui concerne les matériaux pour les remblais en zone inondable et pour la couche de forme, le groupement a identifié une zone d'emprunt potentielle située à Boughezoul nouvelle ville.

D'après l'analyse des travaux d'investigations et des essais en laboratoire réalisés, il y a lieu de constater que le site comporte des tufs calcaires graveleux.

Il s'agit de matériaux avec les suivants caractéristiques principaux :

- Classification LCPC-SETRA (NF P 11-300) R22
- Fuseau granulométrique ..... 0/40 (classe 1 – TUF1)
- Pourcentage de matériaux fins (< 80ų m) 17-36%
- Teneur en eau naturelle 9-13%
- Indice de plasticité (IP) 10-15%
- Poids spécifique sec ..... 2,1 t/m^3
- Poids spécifique sec ($p_{modifié}$ corrigé) (γ_{dmax}) ..... 1,7-1,9 t/m^3
- Teneur en eau optimale ($p_{modifié}$corrigé) (w_{OPM}) 13-16%
- Indice LA (moyen) 31%
- Indice Micro Deval (MDE) 47%
- Indice CBR immédiate (95% de l'OPM) 114%
- Indice CBR immédiate (98% de l'OPM) 116%
- Indice CBR95% de l'OPM 111%
- Indice CBR98% de l'OPM 114%

Pendant l'exploitation de la zone d'emprunt, on considère qu'il est nécessaire de prévoir le stockage préalable des matériaux ayant de meilleures caractéristiques, en vue de leur utilisation dans les remblais en zone inondable.

A cet effet, les matériaux exploités doivent être dépourvus de fractions argileuses, d'autant plus que les sols exigés pour une couche de forme doivent répondre à certains critères, notamment celle qui est la plus indiquée l'insensibilité à l'eau.

III-5 Conclusion

Les études réalisées dans cette région ont été concentrées dans les zones inondables du versant instable. Le tassement de terrain de Boughzoul est caractérisé par une structure très complexe.

Dans ce chapitre, nous avons décrit une manière générale de la situation de traçons de SEGHOUANE-BOUGHZOUL section KSAR EL BOUKHARI-BOUGHZOUL et donné un bref aperçu sur l'inondation catastrophique vécues dans cette région, on a essayé de donner une image et un diagnostic grâce à analyse de la zone d'étude montre en générale :

- La prédominance de matériaux fins essentiellement sableux argileux.
- L'exploitation des résultats des sondages carottes et pressiometriques montre la prédominance de matériaux fins essentiellement sablo-argileux avec quelques passages de graviers et cailloux.

- Un sol fin, peu plastique a plastique, peu a assez compressible, non gonflant a gonflant et par endroits agressif
- La prédominance de matériaux fins essentiellement limono-sableux à argileux.
- Le secteur étudié, est dans son ensemble occupé par des dépôts alluvionnaires. En effet, la structure géologique du site déterminée à partir des sondages carottés, exécutés dans la zone confirme la nature du sol déjà décrite, à savoir une alternance d'alluvions fines à grossières.

Chapitre IV
Analyse numérique

IV-1 Introduction

La simulation numérique d'un remblai renforcé par des géotextiles et enrochement sur sols compressibles et saturés est un problème complexe. Nous présentons ici les principes du code de calcul PLAXIS qui a été utilisé pour notre étude.

IV-2 Présentation du « PLAXIS 8.2 »

Conçu par des géotechniciens numériciens, Le logiciel PLAXIS 8.2 est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son

ut initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, PLAXIS 8.2a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS 8.2pour Windows est développée.

Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS 8.2 Tunnel program est sorti en 2001. Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que PLAXIS 8.2 est utilisé par de nombreux ingénieur géotechnique de nos jours, dans le monde entier.

IV-2-1Les points forts de PLAXIS 8.2

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.
- Générateur automatique de maillage.
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.
- Calculs de coefficient de sécurité.

IV-3 Les étapes de modélisation par PLAXIS

IV--3-1 Input

Ou pré-procession, ce sous-programme contient des options nécessaires à la création et à la modification d'un modèle géométrique, à la génération du maillage des éléments finis et à la définition des conditions initiales **[24].**



IV--3-2 Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation). PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis.

Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic Calculation), une analyse de consolidation (Consolidation Analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-C Réduction) ou un calcul dynamique (Dynamics Calculation) **[24].**



IV--3-3 Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis **[24].**



IV--3-4 Courbes charge déplacement et chemise de contrainte

Le programme des courbes (Curves) peut être utilisé pour dessiner des courbes charge-déformation ou temps-déplacements, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie. Ces courbes représentent les évolutions au cours des différentes phases de calcul, et cela donne un aperçu du comportement global et local du sol.

Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches non linéaire et dépendant du temps et anisotropie **[24].**



IV-4 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS 8.2

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Colomb jusqu'aux lois de comportement les plus améliorées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis afin de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste et du comportement réel du sol.

Pour traiter un problème de soutènement il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas, on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastique de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblais sur sol mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage.

Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais en peut avoir à coupler écoulement et déformation dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrive ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

IV-4-1 Comportement des sols saturés

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire les lois de comportement en contraintes effec-

tives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de la non - variation de volume, celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme, les variations de volume empêchés par les perméabilités créent des pressions interstitielles, en fait celle-ci dépendent des variations de volume, en élasticité si les grains de sols sont incompressible, on démontre que :

$$\sigma_w = \frac{K_w}{\eta} \varepsilon_v \qquad \text{(IV-1)}$$

Où :

σ_w : est la surpression interstitielle.

η: la porosité.

K_w: Le module volumique de l'eau.

ε_v: est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme. Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

IV-4-2 Comportement élastoplastique :

Un modèle élastoplastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, ou de petits déplacements peuvent apparaitre aux interfaces, et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire (Figure IV-1).La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée (Figure IV-2).

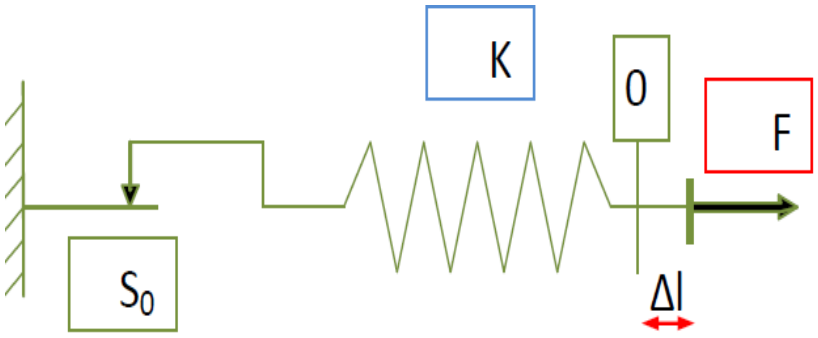


Figure IV-1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

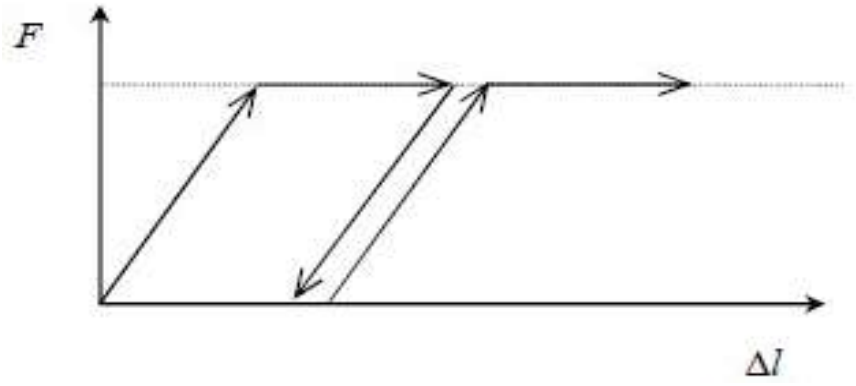


Figure IV-2 : Comportement élastique-parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible, la longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représentée par les **(**Figure IV-1) et (Figure IV-2) est un comportement élasto plastique sans écrouissage.

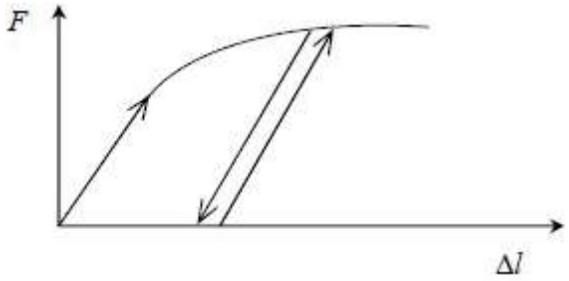


Figure IV-3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

IV-4-3 Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans PLAXIS pour modéliser le comportement du remblai qui constitué d'un matériau granulaire frottant. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν. L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (G_u=G'), ce qui ne pas le cas des modules d'Young, le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé E.

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part Ku est infini (correspondant à ν = 0,5) et il est moins courant d'emploi.

G est en fait le module mesuré dans les essais pressiomètrique. La relation entre le module d'Young E et le module de cisaillement G est donnée par l'équation :

$$E = 2G\,(1 + \nu) \qquad \text{(IV-2)}$$

Le modèle élastique de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments des structures en béton ou métal en interaction avec le sol.

Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécaniques des roches. C'est un modèle à 5 paramètres. Dont 2 paramètres élastiques : E et ν, et 3 paramètres de rupture (c, φ et ψ) tels que :

- E : Module d'Young ;
- ν : Coefficient de poisson ;
- C : Cohésion ;
- φ : Angle de frottement ;
- Ψ : Angle de dilatance.

IV-4-4Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = c + \sigma_n tg(\varphi) \qquad \text{(IV-3)}$$

Où : $\sigma_n$et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure IV-4).

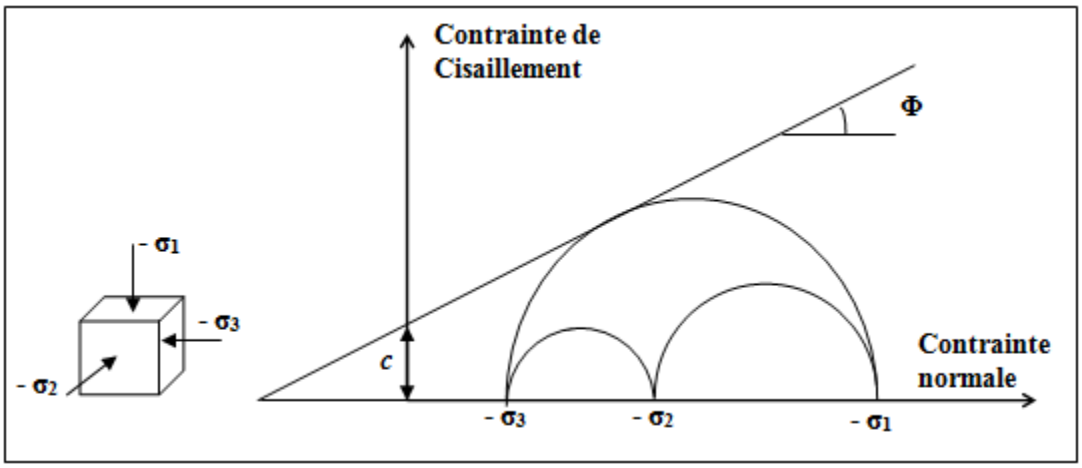


Figure IV-4 : Représentation du critère de Mohr-coulomb dans le plan de Mohr

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure(IV-5). Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr-Coulomb lorsque φ=0) **[14].**

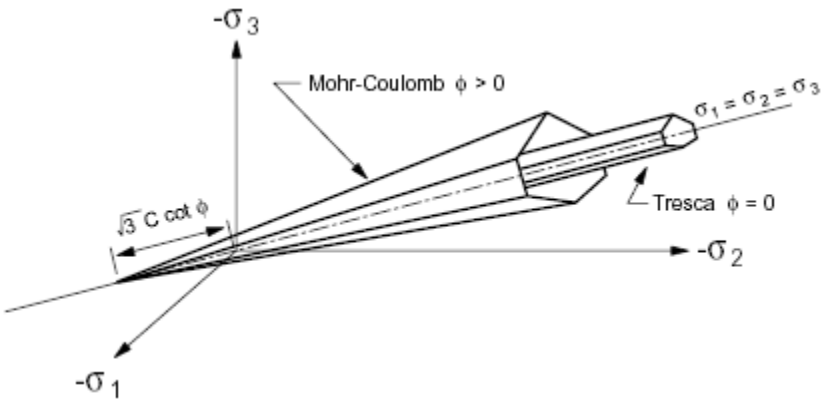


Figure IV-5 : Rapprochement des critères de Mohr-coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3) = \sigma_1 \frac{1+sin\varphi}{1-sin\varphi} \sigma_3 - \frac{2c\ cos\varphi}{1-sin\varphi} \qquad \text{(IV-4)}$$

Avec:

σ_1 : Contrainte principale majeure ;

σ_3 : Contrainte principale mineure.

IV-4-4-1 Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique.

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de50 % du déviateur de rupture (Figure IV-6).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

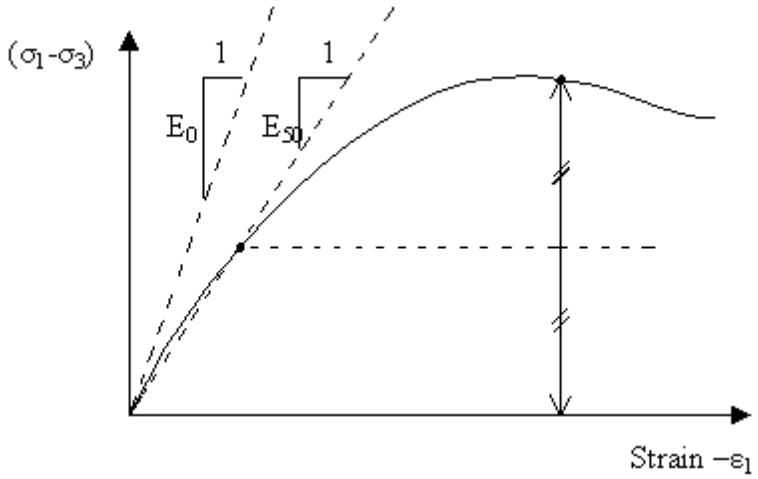


Figure IV-6 : Définition du module à 50 % de rupture.

IV-4-4-2 Coefficient de poisson :

Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire. Dans ces types de chargement, Plaxis devrait des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de$\sigma_h/\sigma_v = \nu/(1-\nu)$ pour une compression unidimensionnelle, il est facilede choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pourK_0. Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre0,3 et 0,4. Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

$$\frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \qquad \text{(IV-5)}$$

IV-4-4-3 Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne.

L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul.

Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (Figure IV-4).

IV-4-4-4 Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec φ_u= 0, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

Cette option est réalisée avec le paramètre C-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kPa/m).

IV-4-4-5 Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

ψ = φ - 30° pour φ > 30°

ψ = 0° pour φ < 30°

Le cas où ψ < 0° correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur ψ = 0° correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité.

C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

IV-4-4-6 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) :

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites.
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E50 n'est pas réaliste: il y a une courbure des courbes effort- déformation avant d'atteindre la plasticité.
- de distinguer entre une charge et une décharge.
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

IV-5 Proposition de solution d'amélioration

IV-5-1 Décapage de la terre végétale

Le décapage dans ce cas est une opération de terrassement visant à ôter la couche superficielle de terre de 0.3m. Cette dernière se compose en effet de végétaux et de déchets organiques susceptibles de rendre instable le futur édifice.

IV-5-2 Amélioration par enrochement

Les enrochements naturels et durables sont l'un des principaux matériaux utilisés dans les travaux maritimes et fluviaux pour empêcher l'affouillement et l'érosion.

Dans ce cas de zone inondable ils ont mis les pierres à une hauteur estimée de 1m.

Les caractéristiques de la couche d'enrochement sont données sur les matériaux utilisées suivants :

- Les roches : Comme critère général, les matériaux de remblais en zone inondable devront être constitués de matériaux aux dimensions entre 63 mm et 500 mm, insensibles à l'eau, avec MDE + LA ≤ 80% et le passant à 80 µm ≤ 5%.
- Géotextile : Afin d'éviter le colmatage du matériel désigné par 4 et 5, il est fondamental d'assurer son enveloppement total dans des géotextiles (Mat. G) du type non-tissés en polypropylène.
- Masque de protection : Il garantit une protection contre les glissements de terrain sur la route. Il est composé de pierres de différente taille entre 20mm et 500mm,

Pour notre modèle on a calculé les dimensions du masque de protection comme suit :

D'apprêt l'équation (II-11)

On a :

D_{min}=0,02 m

Avec

g=9,81m/s² et v=1,3 et Δ=1,65 est calculé a partir de l'équation (II-10)

On remplace D_{min} dans l'équation (II-6) on trouve : D_{50}>0 ,02mm avec G=1 et R=0,7 l'équation (II-12)

On a choisir D_{50}=30mm

Donc on remplace D_{50} dans l'équation (II-7) et (II-8) on trouve :

Epaisseur de la couche e1=60mm

Epaisseur de banquet e2=90mm



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figure IV-7 : Les différentes étapes de réalisation et amélioration par enrochement

(a): décapage et préparation de l'assise de remblai ;

(b) : pose la première nappe de géotextile ;

(c) : mise en œuvre de la couche d'enrochement ;

(d) : pose de la deuxième nappe de géotextile ;

(e) : mise en œuvre de la couche de remblai.

IV-6 Vérification de la sécurité

IV-6-1 Stabilité globale

Pour la vérification de la stabilité globale des talus de remblais, on a utilisé les méthodes d'élément finis, notamment la méthode de Bishop. Cette méthode consiste à déterminer un coefficient de sécurité de rupture par cisaillement sur une surface de glissement, à travers la répartition en nombre variable de tranches, de la masse glissante, qui est en fonction de sa géométrie et des différents types de matériaux qui la constitue, et en admettant quelques sim-

plifications en rapport avec les forces d'interaction entre les tranches. Pour le calcul des coefficients de sécurité, on a utilisé le programme de calcul automatique PLAXIS 8.2.

IV-7 La modélisation

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante.

Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Dans ce chapitre on va travailler à l'aide d'un logiciel en élément fins (PLAXIS 8.2).

La présente étude s'intéresse à l'étude de la stabilité d'un remblai posé sur zone inondable traité par des enrochements entourés par géotextile en appliquant : la méthode numérique bidimensionnelle. Ainsi, ce modèle est adopté dans la présente étude et considéré comme un modèle de base pour l'étude de la stabilité du remblai. Il s'agit d'un remblai de hauteur 3,6 m qui fait un angle β = 26,5° avec l'horizontale (pente 1/2).Le remblai et la surface de protection reposent sur des couches du sol saturé d'épaisseur 13 m. Ce sol est constitué de trois couches sont caractéristique présentées dans le tableau (IV-1) :

Tableau IV-1: Les Paramètres géotechniques du terrain adopté dans les calcules

	Diamètre ou épaisseur des couches	Module d'Young E	Coefficient de poisson υ	Angle de frottement φ	Cohésion C	Poids volumique saturé γ_{sat}	Poids volumique humide γ_h
Unité	M	Kpa	-	°	Kpa	KN/m^3	KN/m^3
Couche 1	1,8	20000	0,3	6	23	20,5	17
Couche 2	8,2	20000	0,3	7,5	28	20,8	17,5
Couche 3	3	20000	0,3	9	33	21,8	19
Enrochement	1	80000000	0,25	-	-	20	19
Remblai	3	20000	0,3	25	2,5	21,8	19
Couche de forme	0,6	20000	0,3	33	0,1	22,4	20

La Géotextile a une rigidité axiale estimée de EA=1000 KN/m

Pour l'action sur les remblais, on a considéré une surcharge d'exploitation routière de 10kPa.

Le comportement du remblai, la couche de forme, le sol saturé, et les enrochements sont régis par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée a été adopté. Ce critère est caractérisé par le poids volumique γ, le mo-

dule d'Young E, coefficient de Poisson ν, la cohésion c, l'angle de frottement interne des sols φ et l'angle de dilatance ψ.

Les géotextiles sont modélisés à l'aide d'élément de structure du type « géogrid », telle que EA=100000 KN/m.

La géométrie de notre modèle sans confortement a été montrée dans la figure suivante :

IV-7-1 Modélisation d'un remblai sans confortement

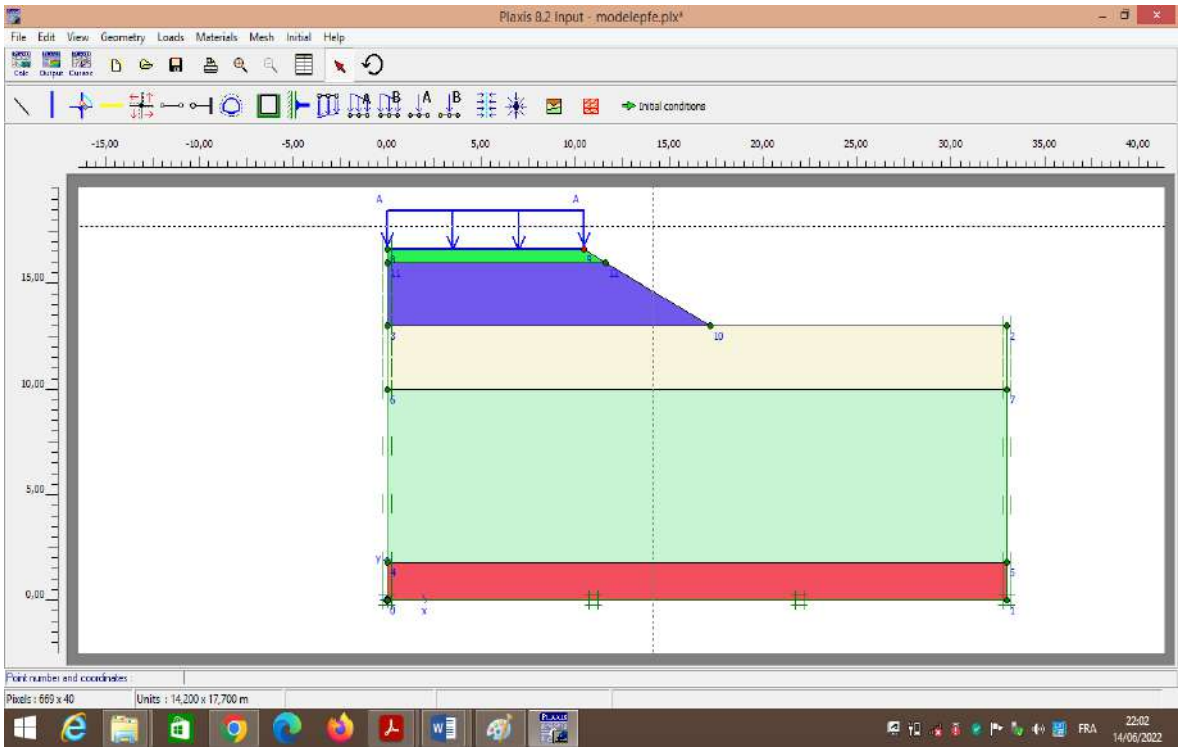


Figure IV-8 : La géométrie de modèle avant confortement.

Le logiciel Plaxis permet l'utilisation des éléments triangulaire de 6 et 15 nœuds. Dans notre cas nous avons choisi pour des éléments triangulaires à 15 nœuds recommandés par le logiciel pour augmenter précision des résultats en ce qui concerne le calcul du coefficient de sécurité.

Le maillage comporte un nombre important d'éléments, ce qui conduit à un temps de calcul exorbitant. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, les déplacements sont bloqués dans toutes les directions pour la base du modèle figure (IV-9) :

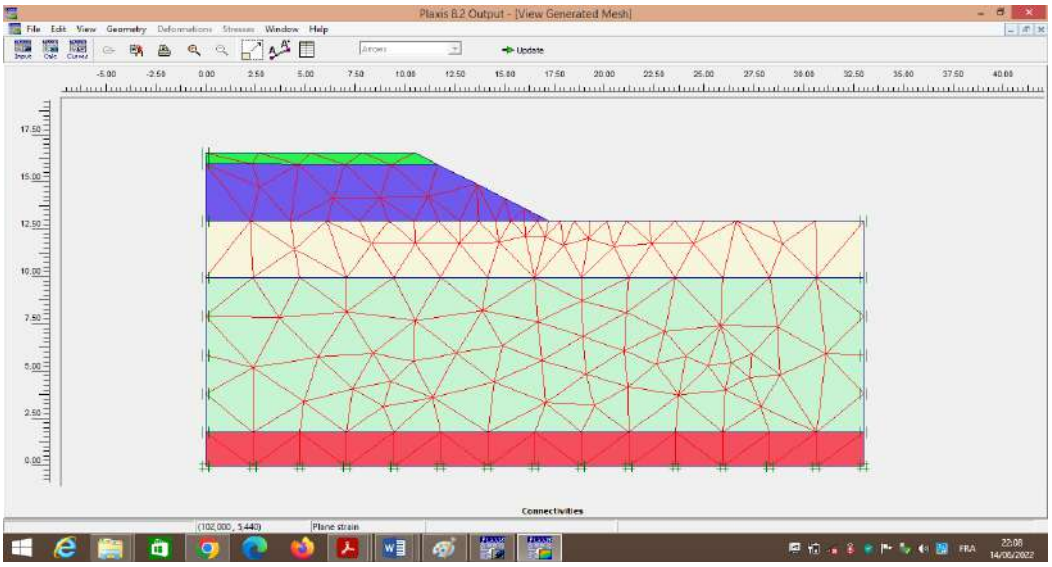


Figure IV-9 : Maillage en éléments finis de remblai

Et après le maillage nous avons cliquez sur le bouton qui donne remblai modélisé avant glissement avec la nappe phréatique dans la figure (IV-10) :

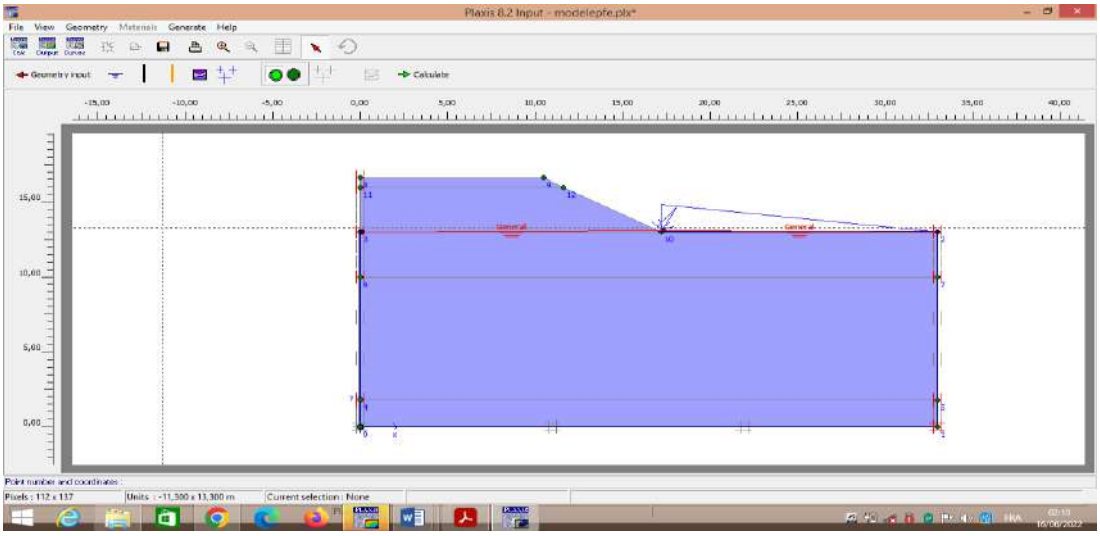


Figure IV-10 : Remblai modélisé avant glissement avec la nappe phréatique

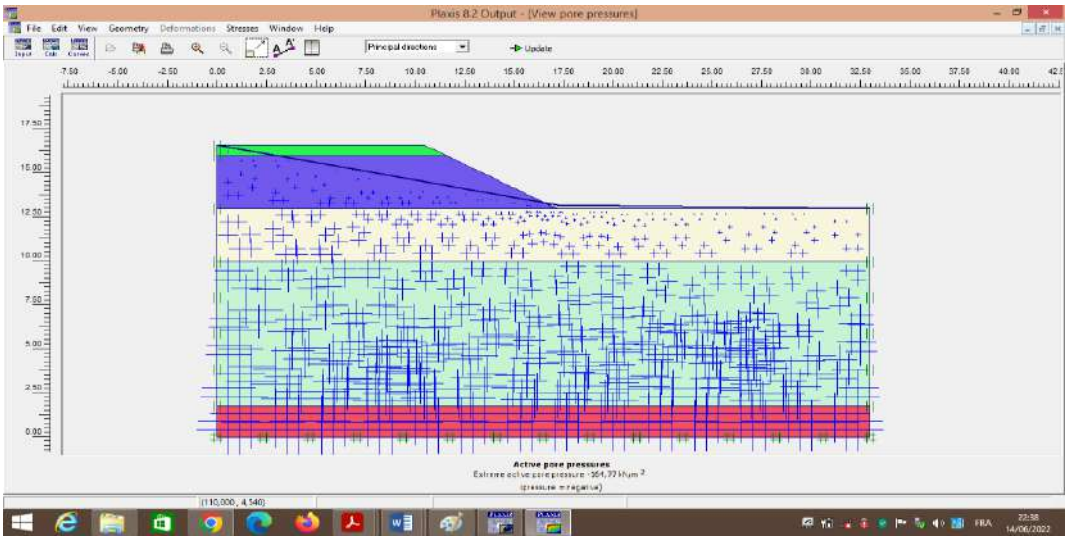


Figure IV-11 : Générer des pressions d'eau

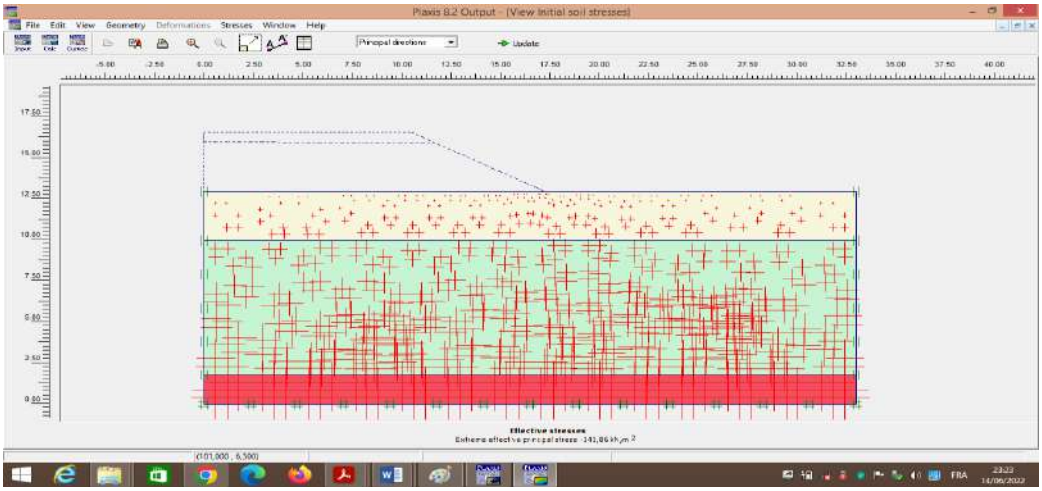


Figure IV-12 : Générer des contraintes initiales

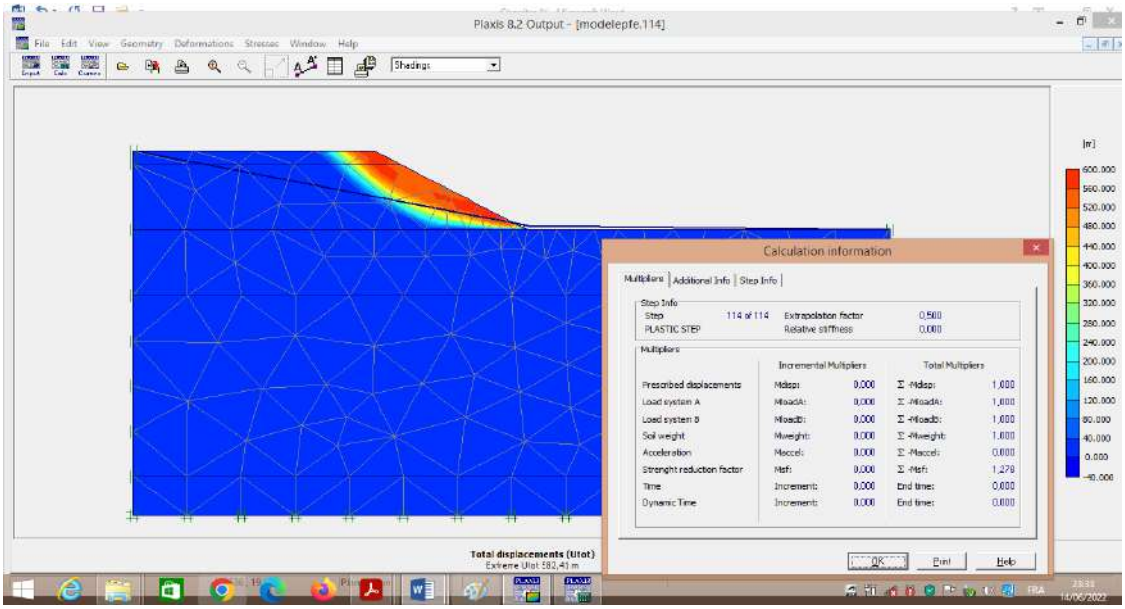


Figure IV-13 : Calcule de coefficient de sécurité.

D'après les résultats obtenus par logiciel Plaxis, on constate que la valeur de coefficient de sécurité est 1,278, donc notre modèle est instable.

IV-7-2 Résultats et discussions

Validation du modèle

La méthode présentée ci-dessus est utilisée pour étudier la stabilité d'un remblai établi sur un sol saturé traité par des roches renforcée par géotextile dans une zone inondable.

Cette technique consiste à placer à la base de remblai en matériau drainant et pesant le géotextile et les roche de dimensions défirent de diamètre 63 mm à 500 mm

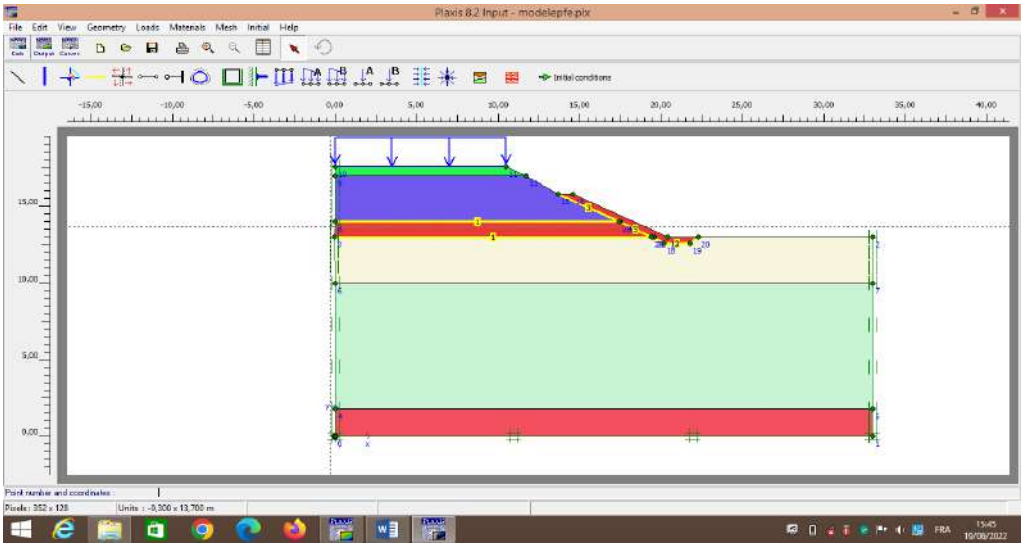


Figure IV-14 : Modèle après confortement

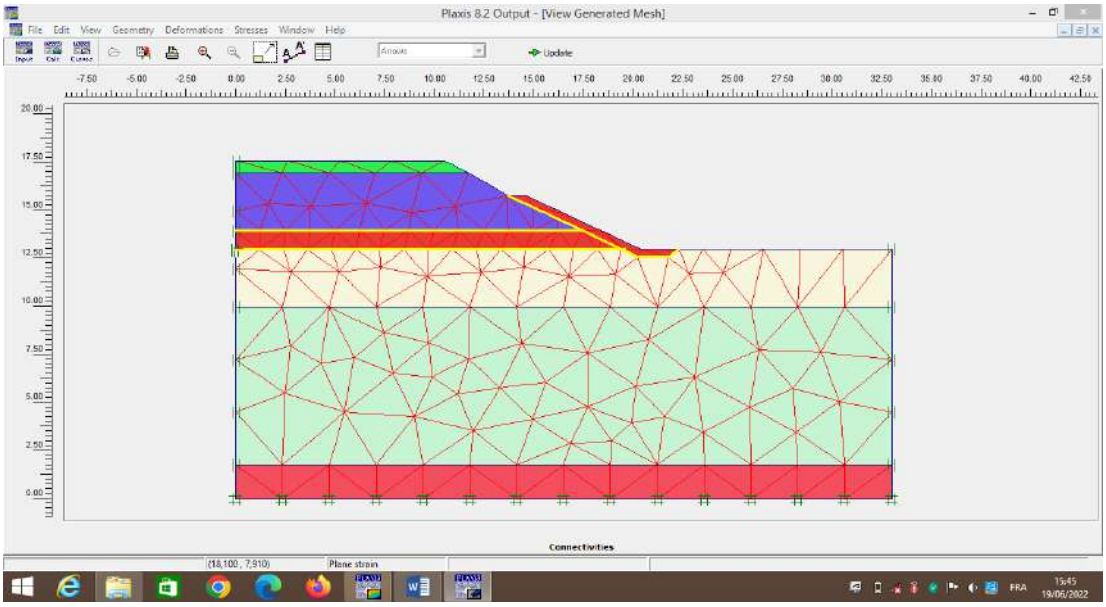


Figure IV-15 : Maillage en élément finis de modèle après le confortement

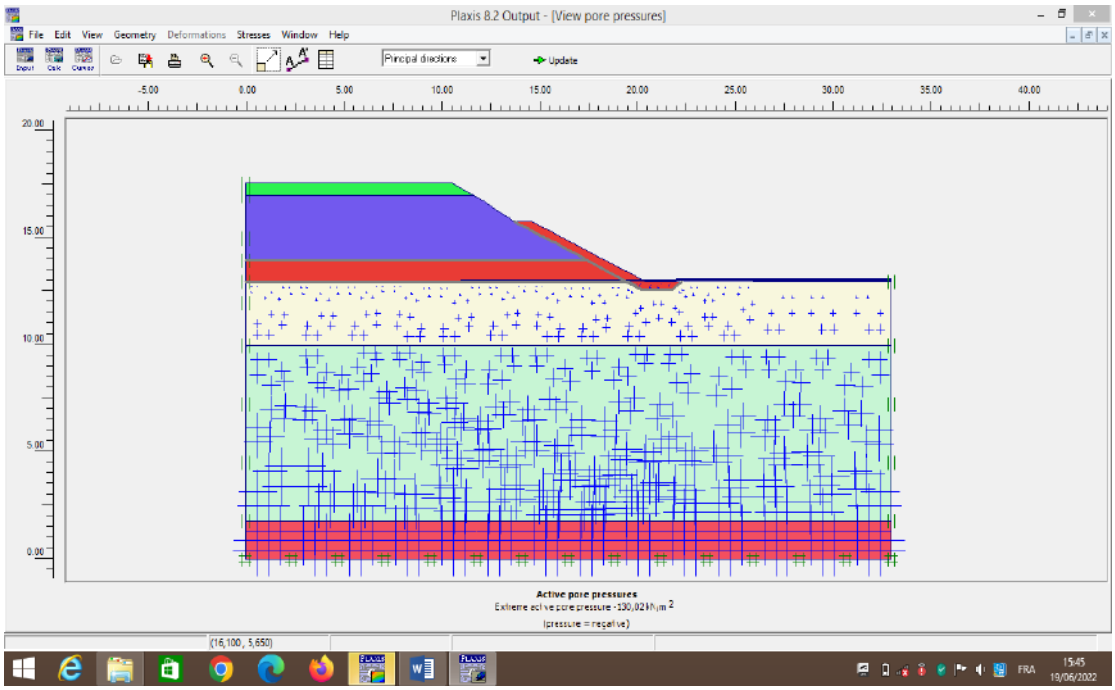


Figure IV-16 : Générer des pressions d'eau après renforcement

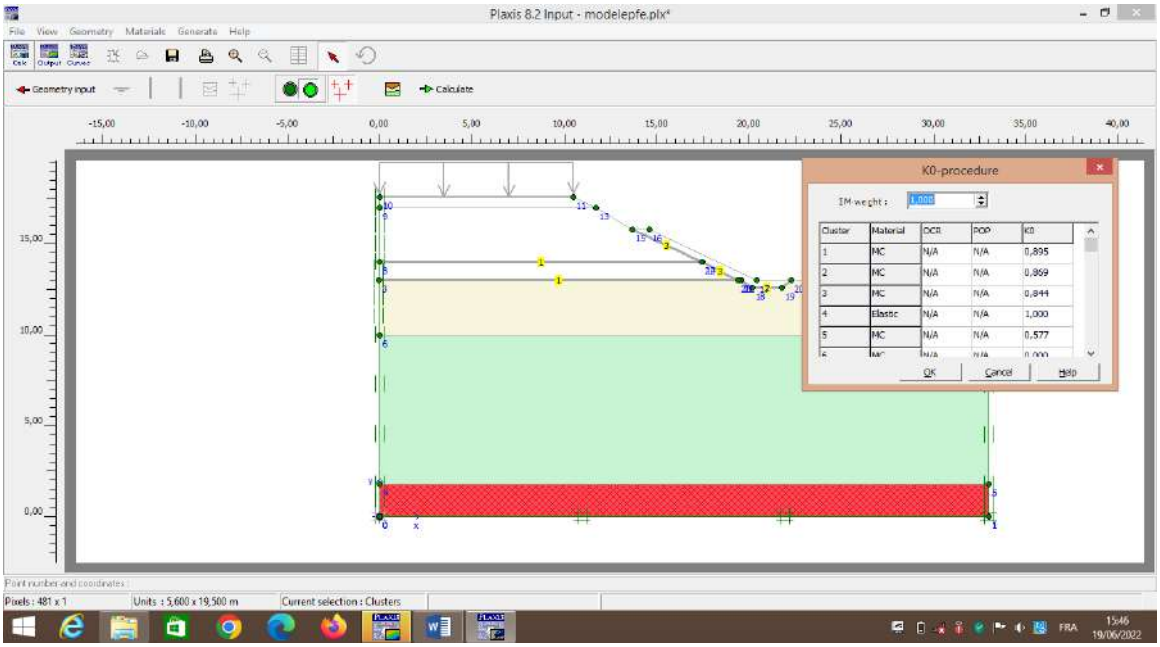


Figure IV-17 : Elimination des couches inclinées pour K0

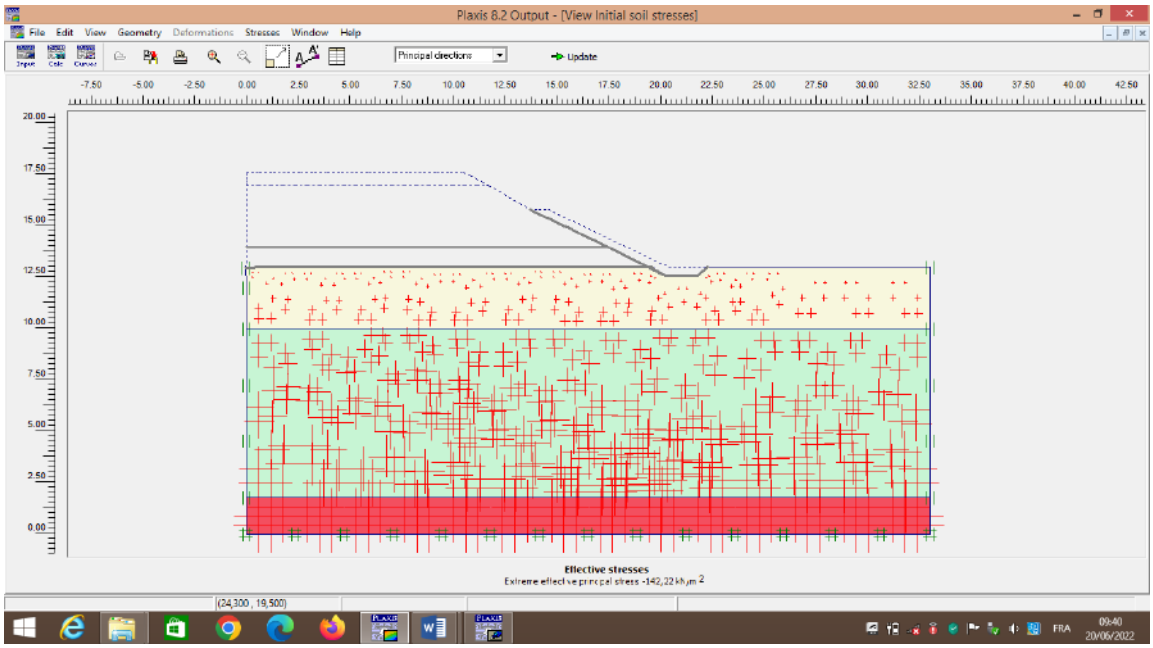


Figure IV-18 : Résultats en raison de l'état de l'eau souterraine variant horizontalement

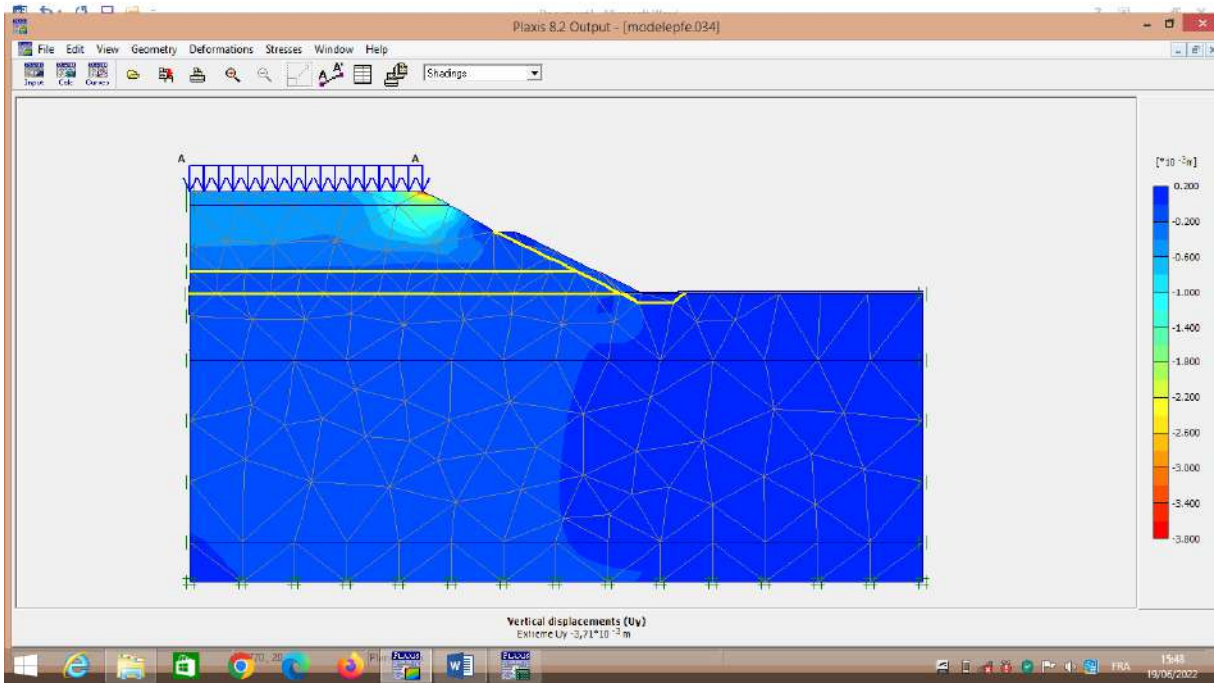


Figure IV-19 : Position des lignes de rupture sous effet combiné est stable

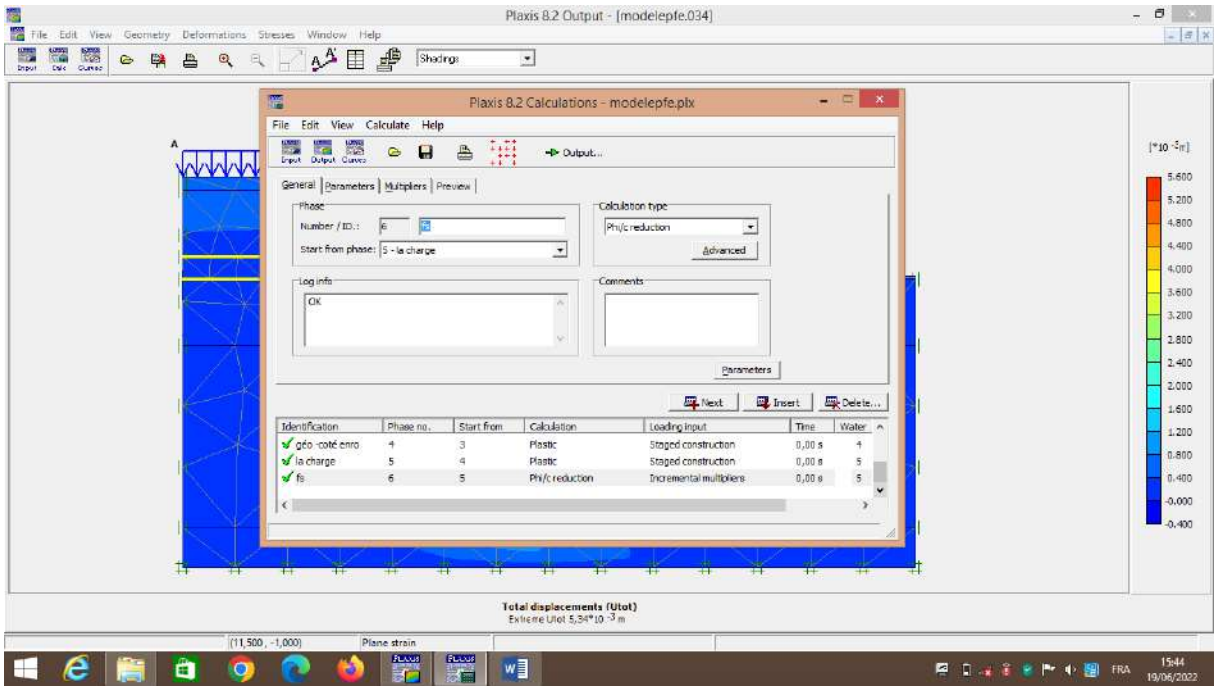


Figure IV-20 : Caractéristiques de chaque phase de calcul sous PLAXIS

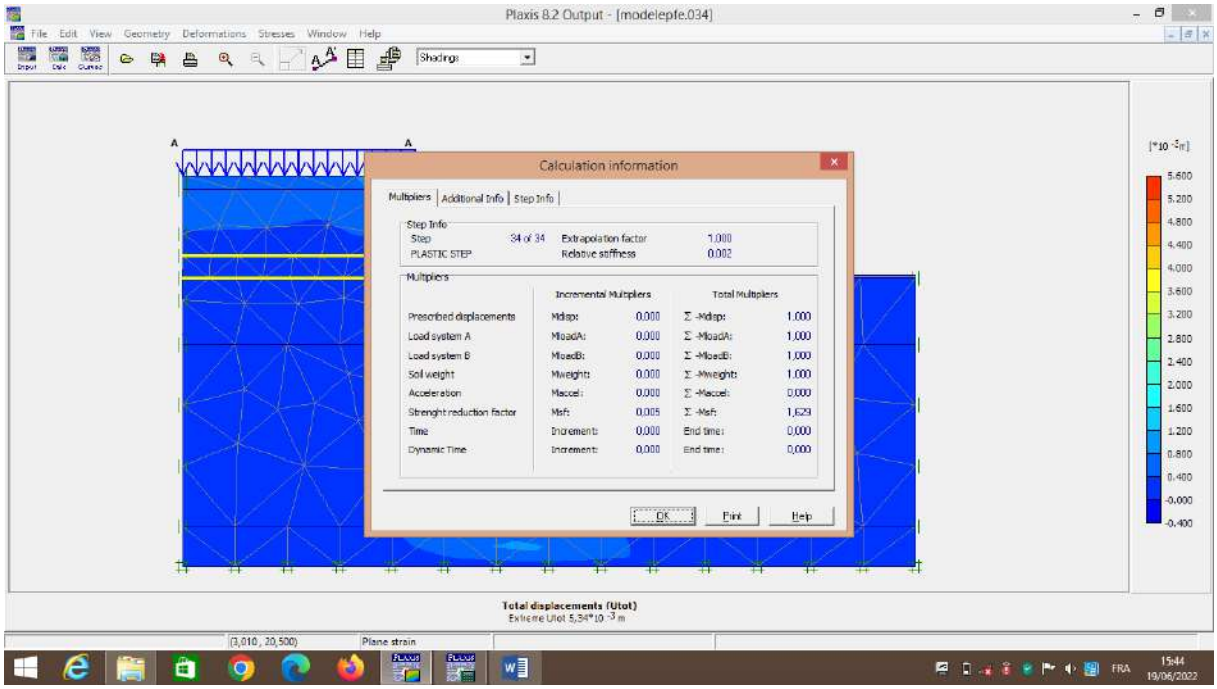


Figure IV-21: Les résultats finale de calcule

Discutions des résultats

Grace aux outils numériques utilisés, et le code en éléments finis Plaxis, on a pu vérifier la stabilité général du remblai et de calculer les déplacements verticaux, horizontaux et totaux en tout point du profil étudié en prenant en compte les différents cas de chargement possible et en incluant le phénomène consolidation dans les calculs des déplacements.

Les résultats de la modélisation montrent que le versant se trouve dans un état stable ; le coefficient de sécurité calculé $\sum Msf$ égale à 1,629 (figure IV-21) est supérieur à 1,5 et le déplacement trouver égale à $5{,}34*10^{-3}$(figure IV.20).

IV-8 Conclusion

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques.

L'étude présentée dans ce chapitre a pour but d'analyser le comportement des remblais vis-à-vis des différents cas de chargement possible avec une étude du cas du remblai de route se trouver dans la zone inondable entre BOUGHZOUL et SEGHUIANE.

Le glissement de terrain de BOUGHZOUL est actif et étendu. La modélisation numérique constitue une alternative efficace pour l'analyse du comportement et du risque de l'amorce d'une rupture brusque et catastrophique du versant dans le futur proche. Une modélisation numérique par éléments finis est réalisée pour le versant de BOUGHZOUL.

Les résultats des calculs montrent la stabilité de modèle après confortement.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail est d'étudier les risques d'inondation sur les routes en posant une couche de pierres de différentes tailles de 60mm à 500mm comme un matelas drainant enveloppé par géotextile , afin de surélever la route au niveau du plan d'eau, ensuite le butée de pied par un masque de protection il se compose de pierres dont la taille varie de 30mm à 500mm. Par conséquent, nous avons mené une étude numérique de la stabilité du remblai à l'aide d'un programme PLAXIS 8.2 permettant de calculer la déformation avant et après le confortement.

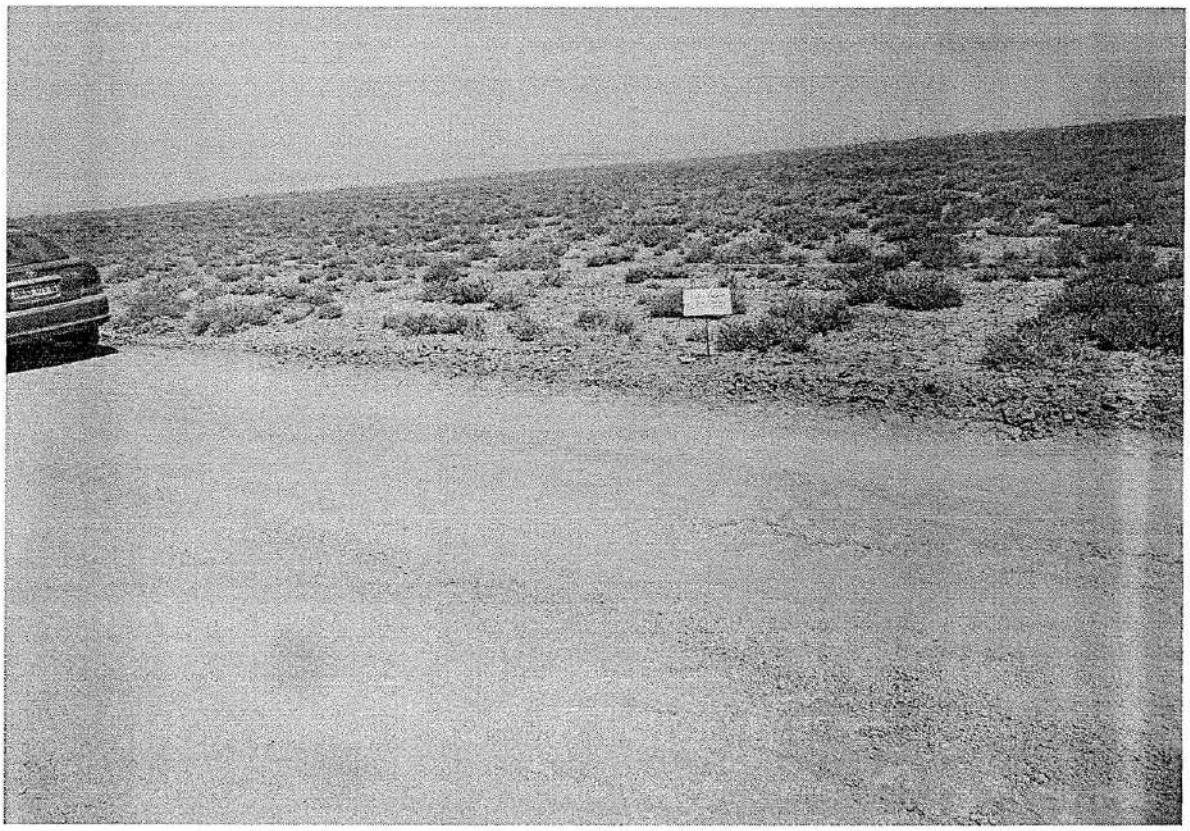
Les ruptures demeurent les phénomènes principaux gouvernant le comportement des enrochements. Ces phénomènes de rupture sont influencés par la forme et la taille des blocs,
Ce l'accomplissement est de faire développer des méthodes de résolution du problème de la stabilité des remblais, ainsi que de faire établir une méthode d'identification de le tassement des sols saturés en se basant sur l'optimisation par PLAXIS 8.2.
Dans les études du dédoublement de la RN1 entre Ksar El Boukhari et Boughezoul la présente note de calcul, concernant l'analyse de la stabilité, l'analyse des tassements et l'analyse de la percolation des remblais, a été élaborée dans le cadre de la note finale de la synthèse géotechnique, géologique et hydrologique du projet d'exécution de la zone inondable entre le Pk 17+700 et Pk 22+700 de la Section Ksar El Boukhari – Boughzoul, du tronçon Segouane-Boughzoul.

Dans le chapitre 4, on a développé le programme d'optimisation PLAXIS, permettant de résoudre par le comportement linéaire élastique et MOHR-COULOMB du coefficient de sécurité, en déterminant le coefficient de sécurité minimal et maximale 1,2 et 1,629 respectivement.

Lors de notre étude, les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant le code éléments finis (PLAXIS) donne des résultats concordant de manière satisfaisante.

ANNEXE

Sondage S103- PK21+310

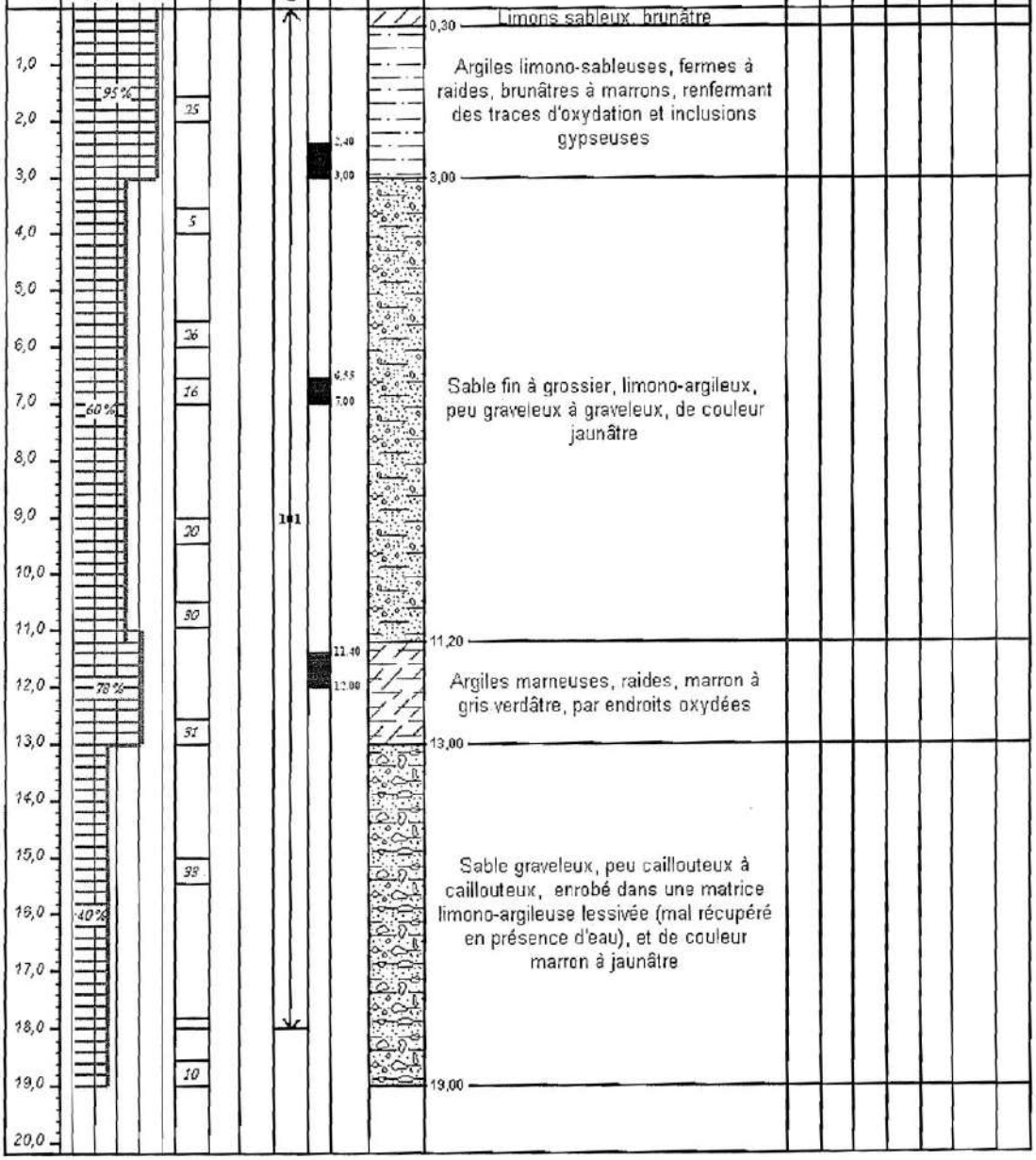


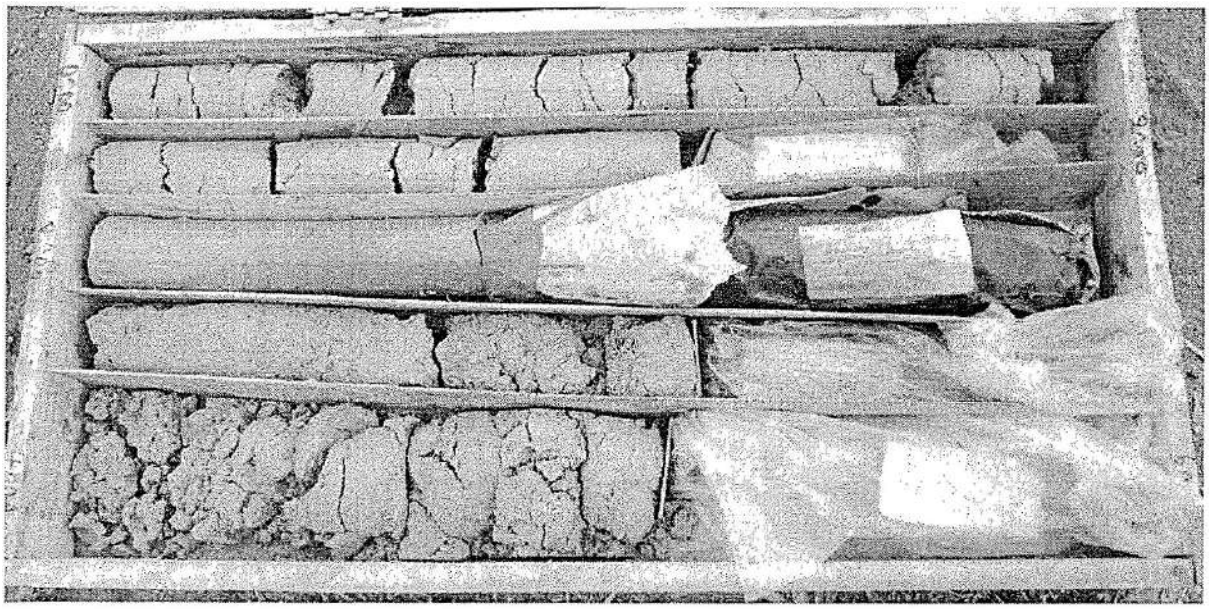
Localisation du sondage.

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: S103 :PK 21+310

ETUDE : Reconnaissances Géotechniques de la zone inondabe
LIEU : Boughezoul
CLIENT : Cosider TP - Pole T115

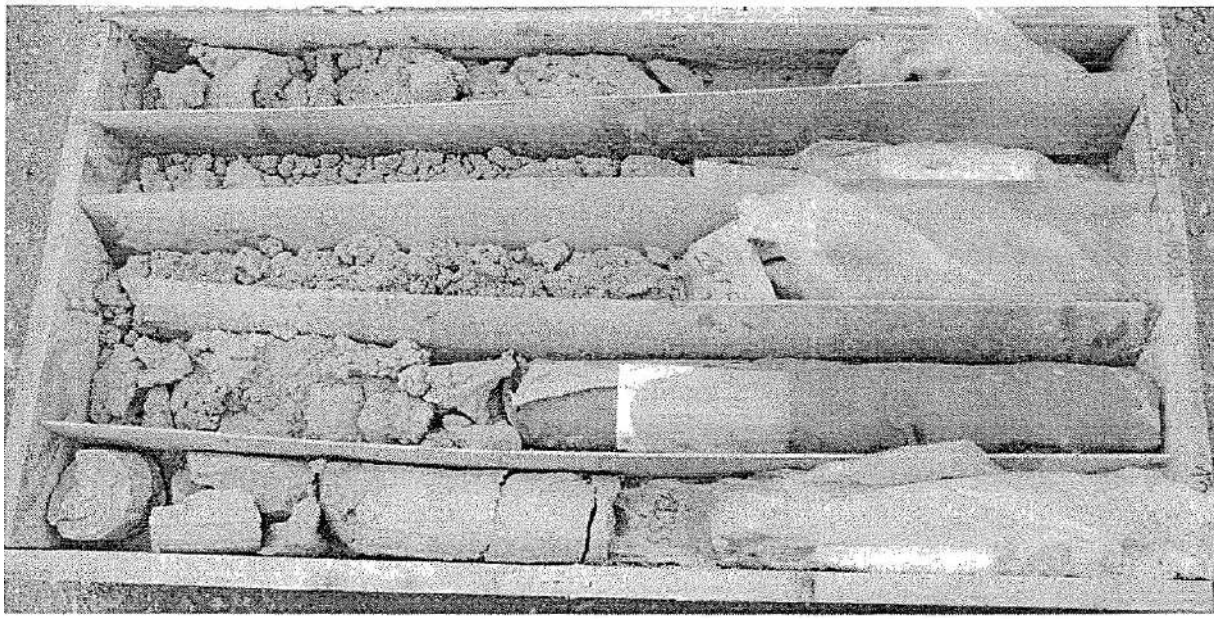
DATE DEBUT : 10.07.2012
DATE FIN : 14.07.2012
NIVEAU NAPPE : m
PROFONDEUR TOTALE : 19 ML
COORDONNEES : X = 478 883.782 Y = 3 947 341.758 Z = 639.446
BOUE DE FORAGE : Eau + bentonite
TYPE FORAGE : Carotté
TYPE DE MACHINE : Futuro





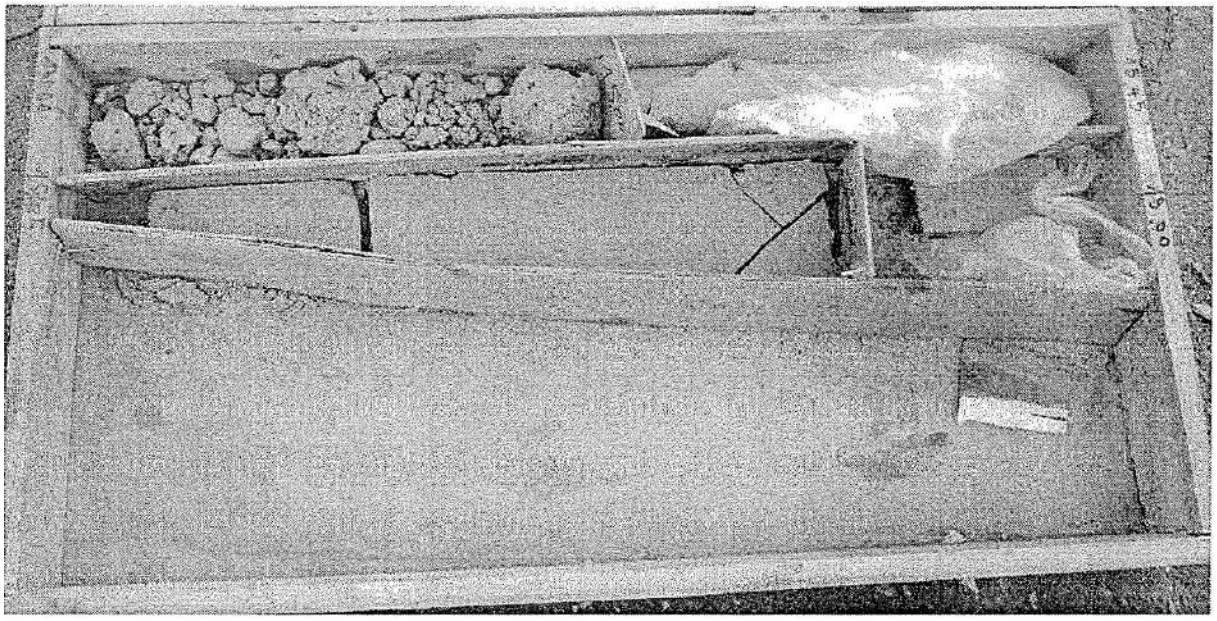
Reconnaissance géotechnique au niveau de la zone inondable

Sondage S103-PK21+310 : caisse N°1 : 00.00-06.00 m.



Reconnaissance géotechnique au niveau de la zone inondable

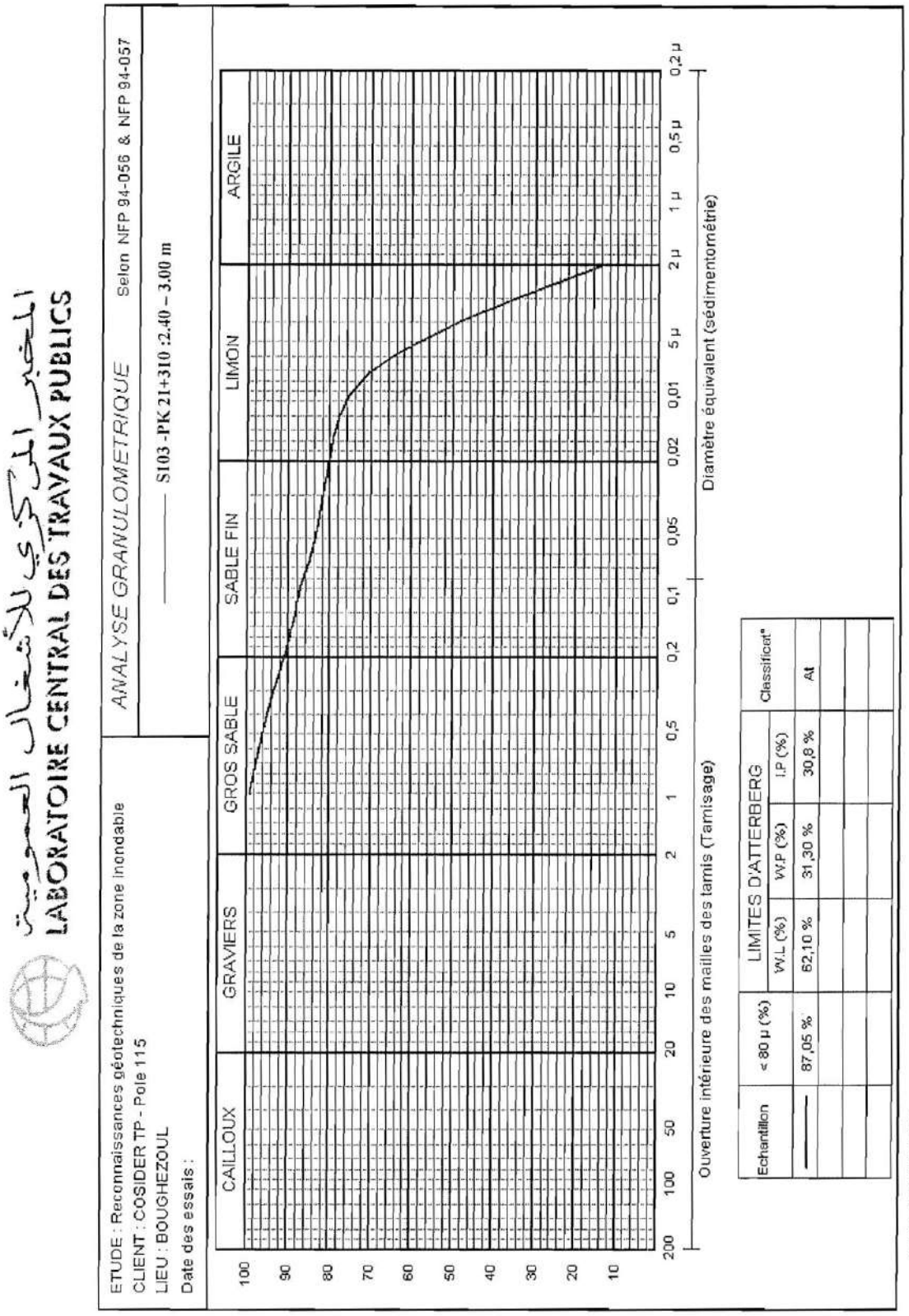
Sondage S103-PK21+310 : caisse N°2 : 06.00-13.00 m.



Reconnaissance géotechnique au niveau de la zone inondable

Sondage S103-PK21+310 : caisse N°3 :13.00-18.00 m.

Les résultats des essais au laboratoire :

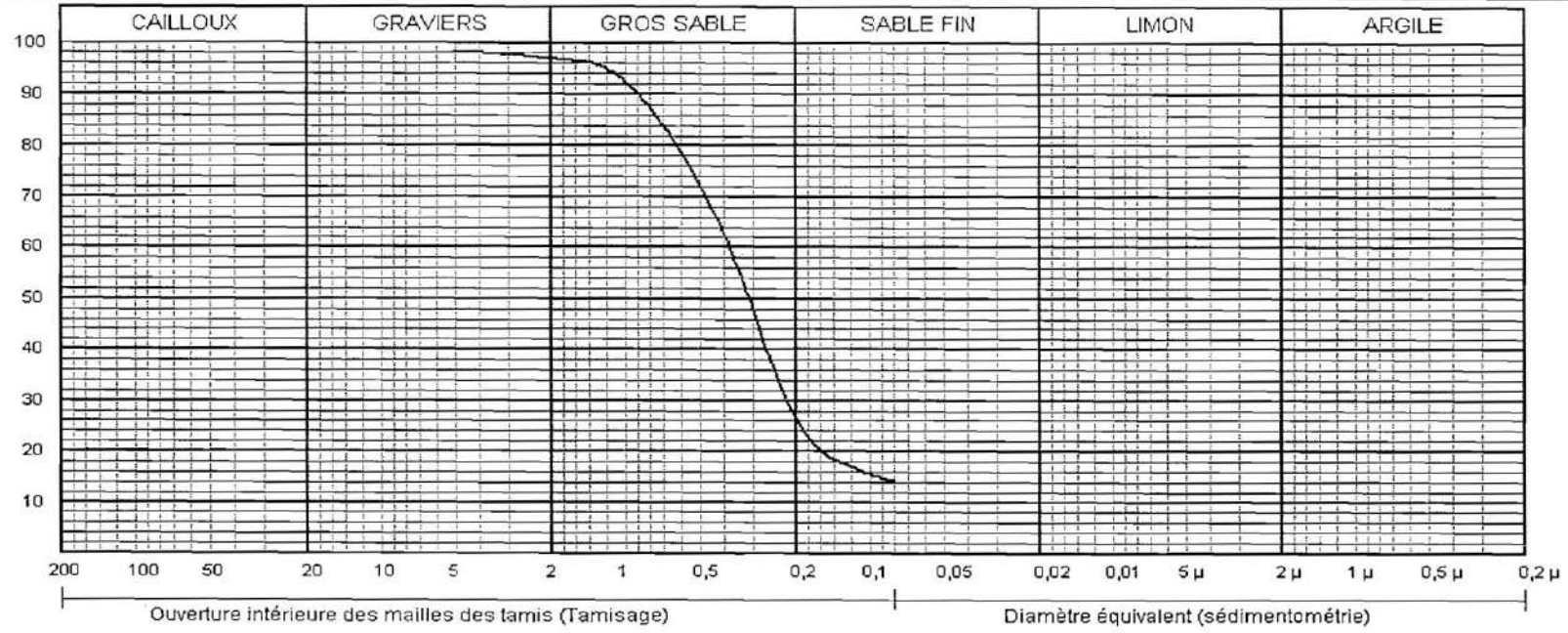


المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

ETUDE : Reconnaissances géotechniques de la zone inondable
CLIENT : COSIDER TP - Pole 115
LIEU : BOUGHEZOUL
Date des essais :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

——— **S103 -PK 21+310 : 6.55 – 7.00 m**



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
———	14,10 %	30,01 %	15,50 %	14,51 %	SA

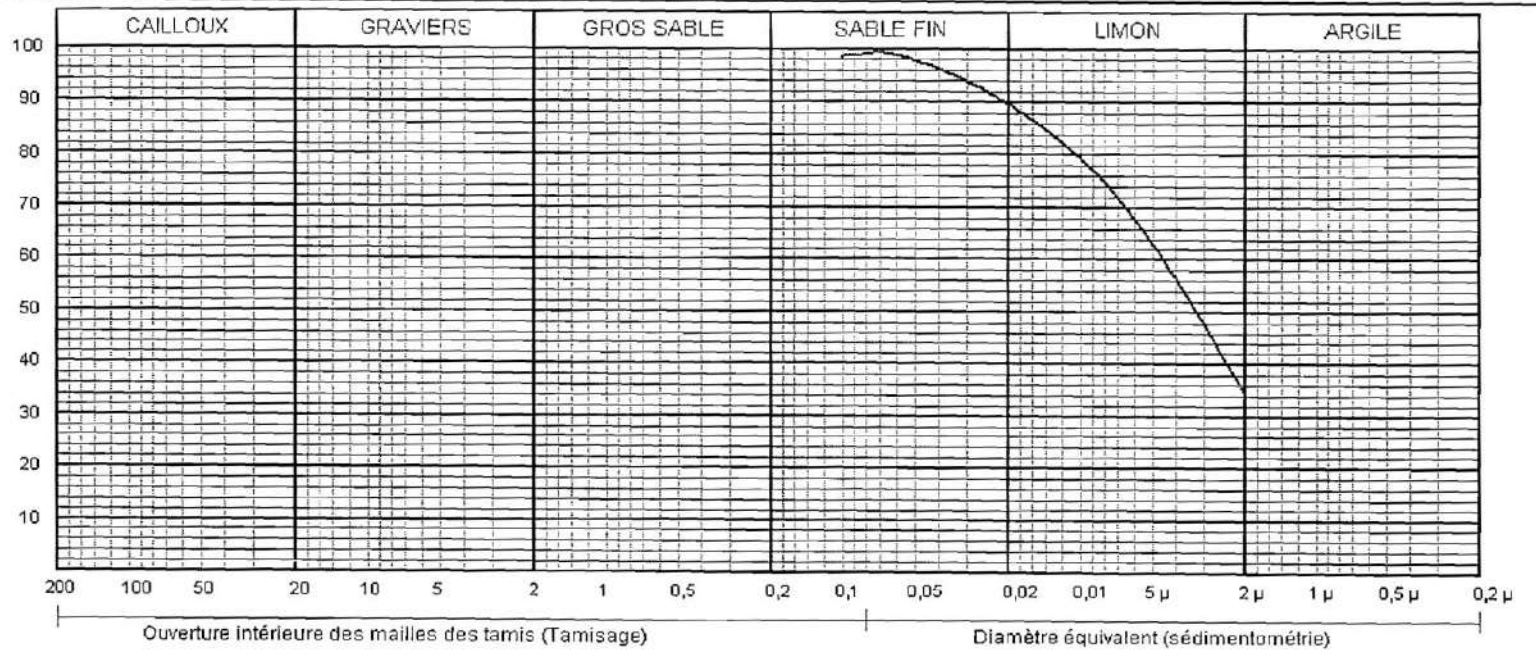
Programme: Golfech 2007 ©

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

ETUDE : Reconnaissances géotechniques de la zone inondable
CLIENT : COSIDER TP - Pole 115
LIEU : BOUGHEZOUL
Date des essais :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

——— **S103 -PK 21+310 : 11.40 – 12.00 m**



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
———	97,61 %	54,17 %	27,40 %	26,77 %	At

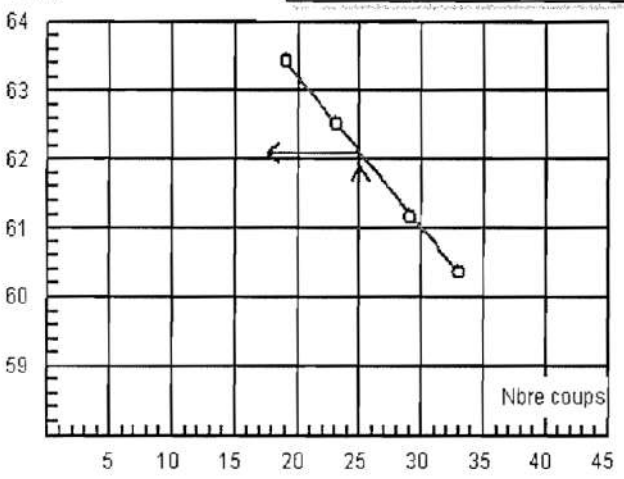
Programme: Soltest 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : Reconnaissances géotechniques de la zone inondable	Réf : **S103 -PK 21+310**
N° Dossier : 31 - 12 - 0075	Profondeur : 2.40 - 3.00 m
Lieu : BOUGHEZOUL	Nature :
Client: COSIDER TP - Pole 115	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 30,8%

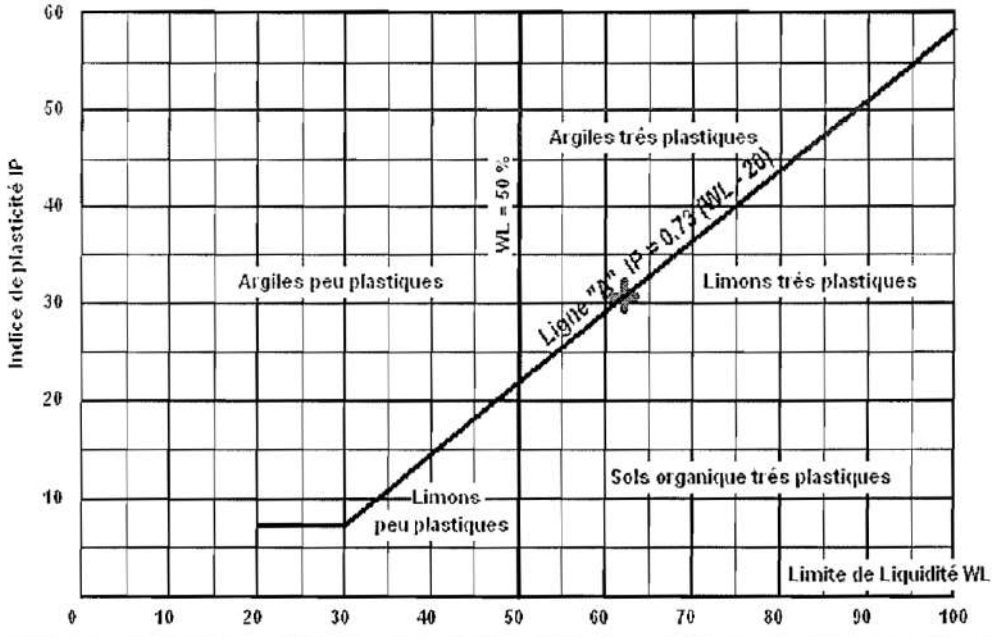


Limite de Liquidité (WL) = 62,1 %

Essai N°	W (%)
1	31,49
2	31,06
3	30,83
4	31,83

Limite de Plasticité WP = 31,3 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Solterb 2007 ©

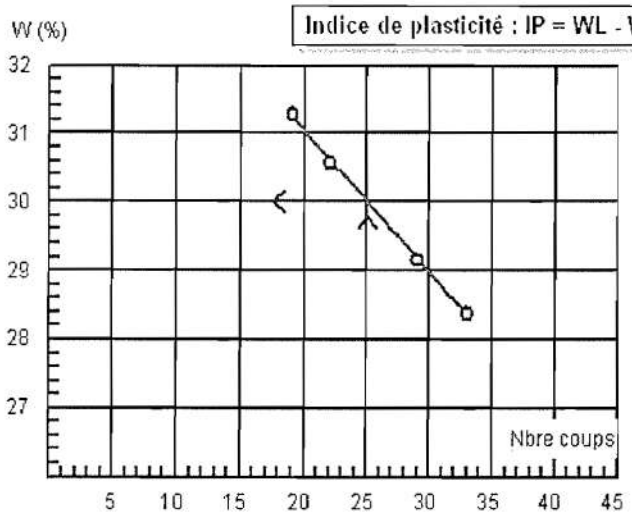
F-5-G-14-1

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : Reconnaissances géotechniques de la zone inondable	Réf : S103 -PK 21+310
N° Dossier : 31 - 12 - 0075	Profondeur : 6.55 - 7.00 m
Lieu : BOUGHEZOUL	Nature :
Client: COSIDER TP - Pole 115	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 14,51%

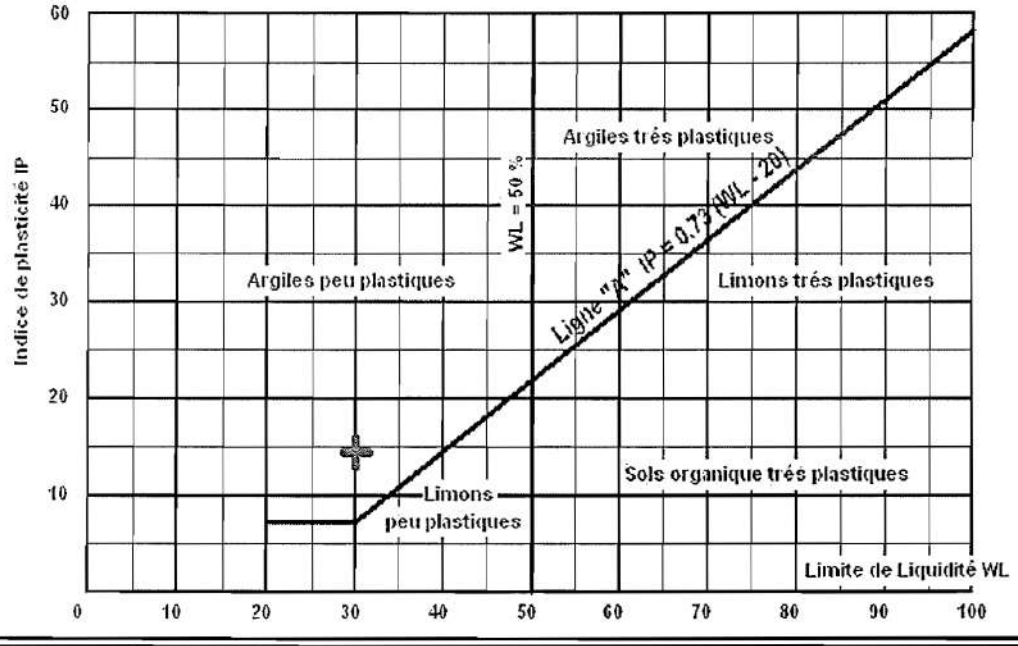


Limite de Liquidité (WL) = 30,01 %

Essai N°	W (%)
1	15,56
2	15,75
3	15,33
4	15,37

Limite de Plasticité WP = 15,5 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



Programme: Colltest 2007 ©

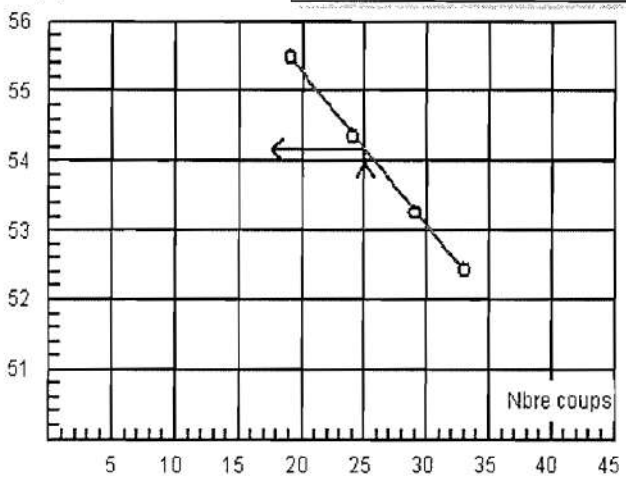
F-5-G-14-1

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : Reconnaissances géotechniques de la zone inondable	Réf : **S103 -PK 21+310**
N° Dossier : 31 - 12 - 0075	Profondeur : 11.40 - 12.00 m
Lieu : BOUGHEZOUL	Nature :
Client: COSIDER TP - Pole 115	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 26,77%

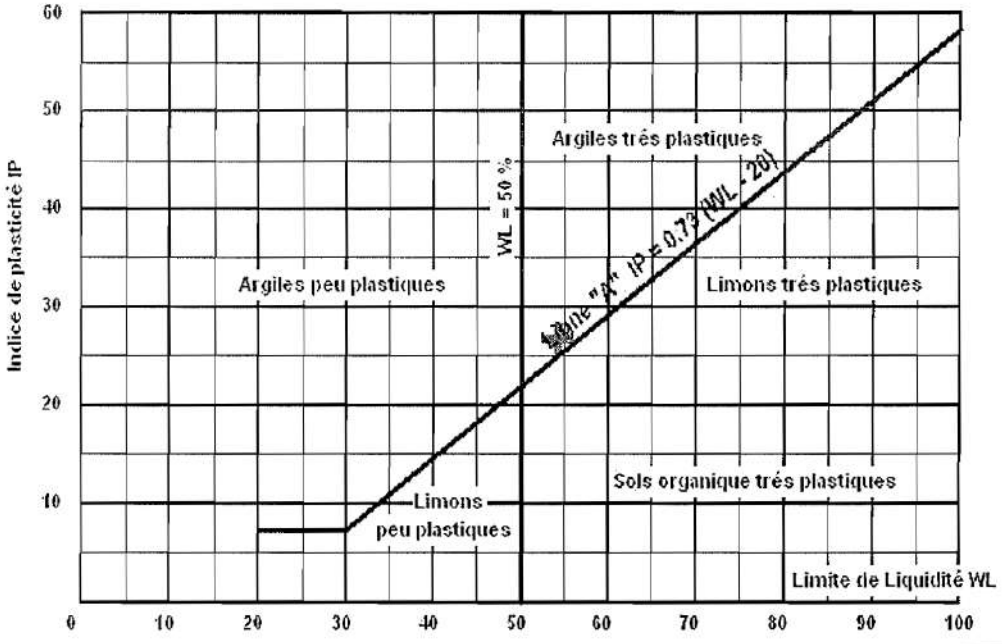


Essai N°	W (%)
1	27,24
2	27,94
3	27,2
4	27,2

Limite de Liquidité (WL) = 54,17 %

Limite de Plasticité WP = 27,4 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



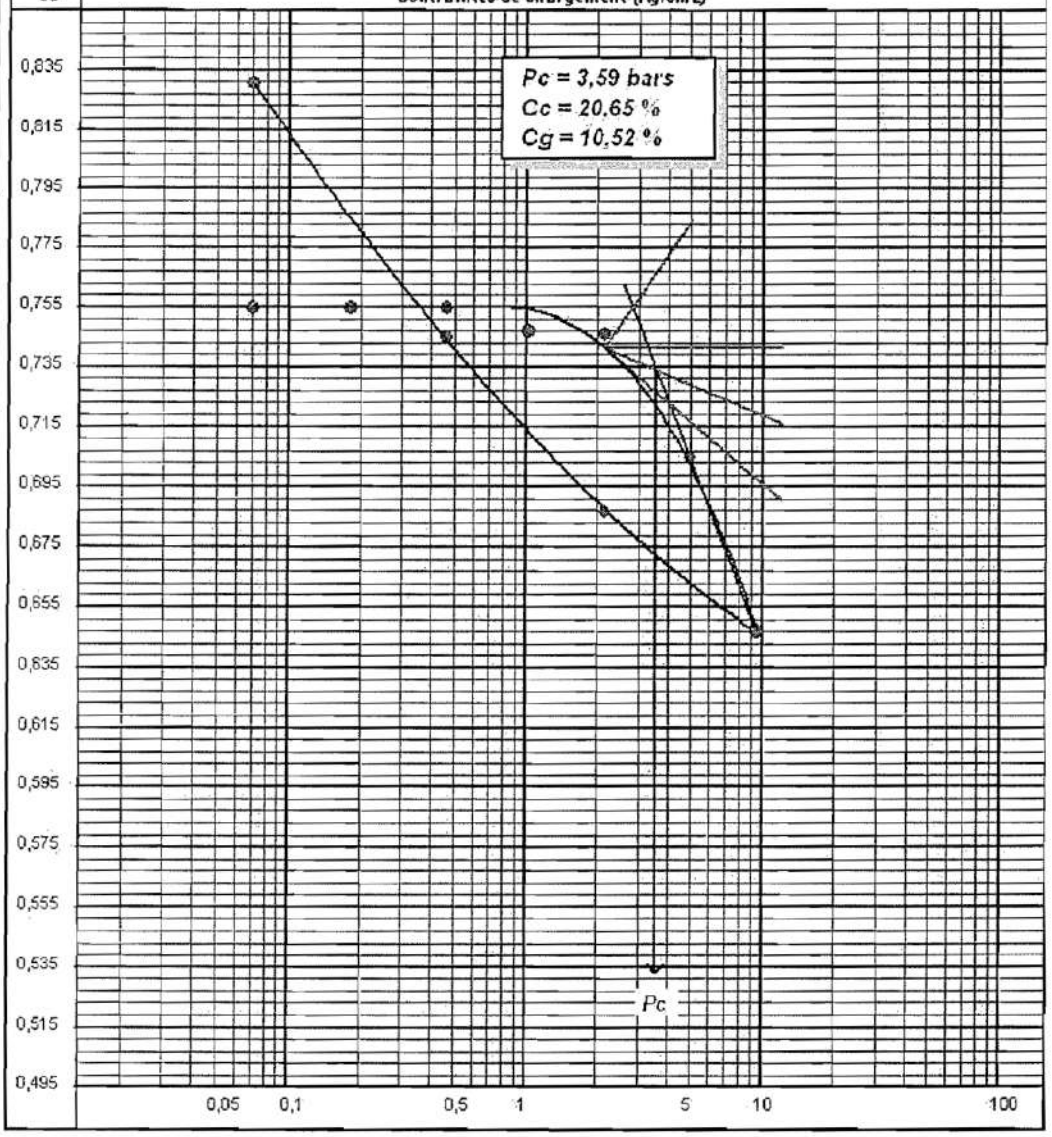
Programme: Soltest 2007 ©

F-5-G-14-1

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : Reconnaissances geotechniques de la zone inondable	Réf. Sondage **S103 -PK 21+310**
N° Dossier : 31 12 0075	Profondeur : 2,40-3,00 m
Lieu : Boughezoul	Date essais : 01-08-2012 au 14-08-2012
Client : Cosider TP - Pole 115	Nature :



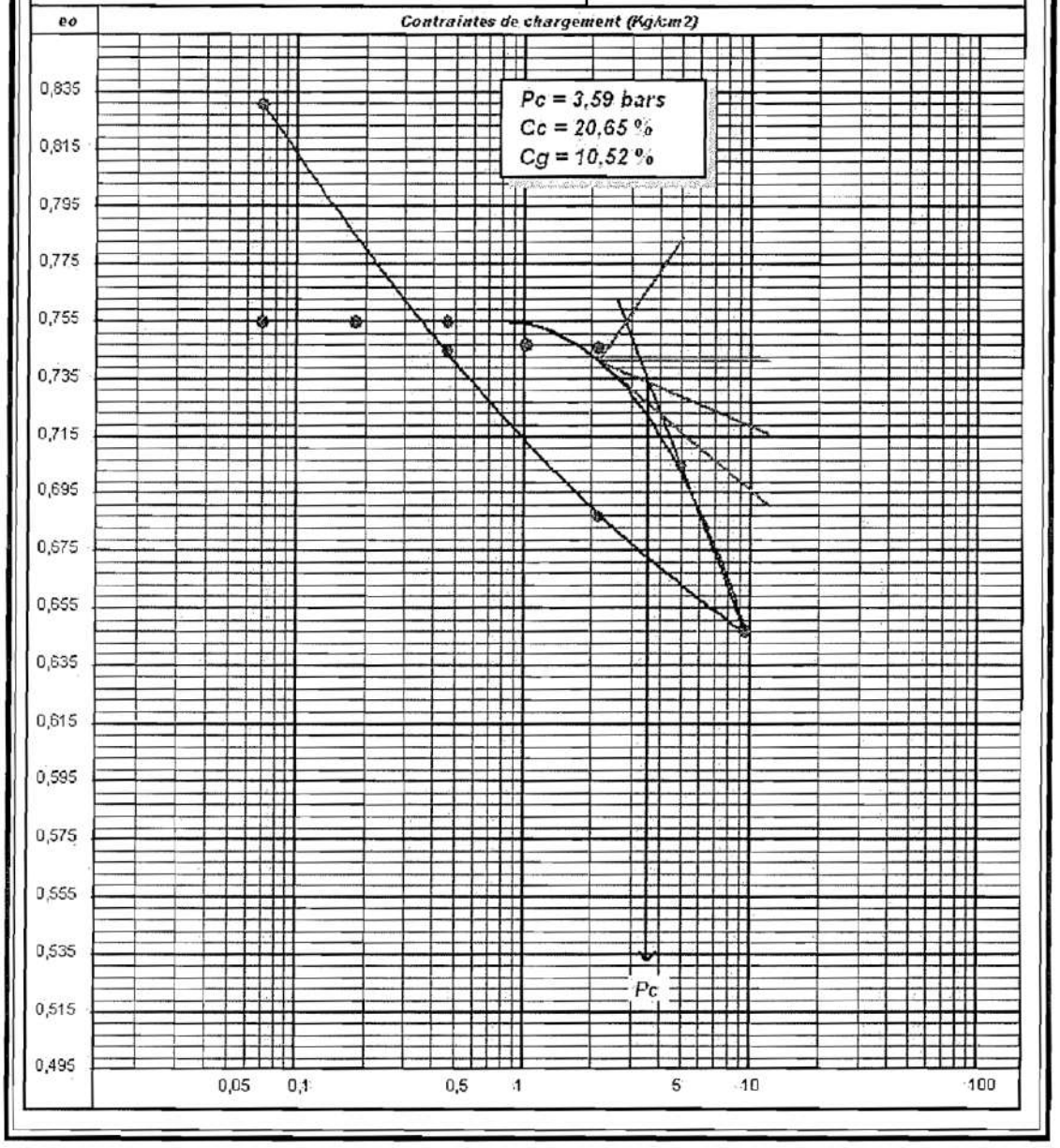
Progéssive Soft © 2007 ©

F-5-G-49-1

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : Reconnaissances geotechniques de la zone inondable N° Dossier : 31 12 0075 Lieu : Boughezoul Client : Cosider TP - Pole 115.	Réf. Sondage : **S103 -PK 21+310** Profondeur : 2,40-3,00 m Date essais : 01-08-2012 au 14-08-2012 Nature :



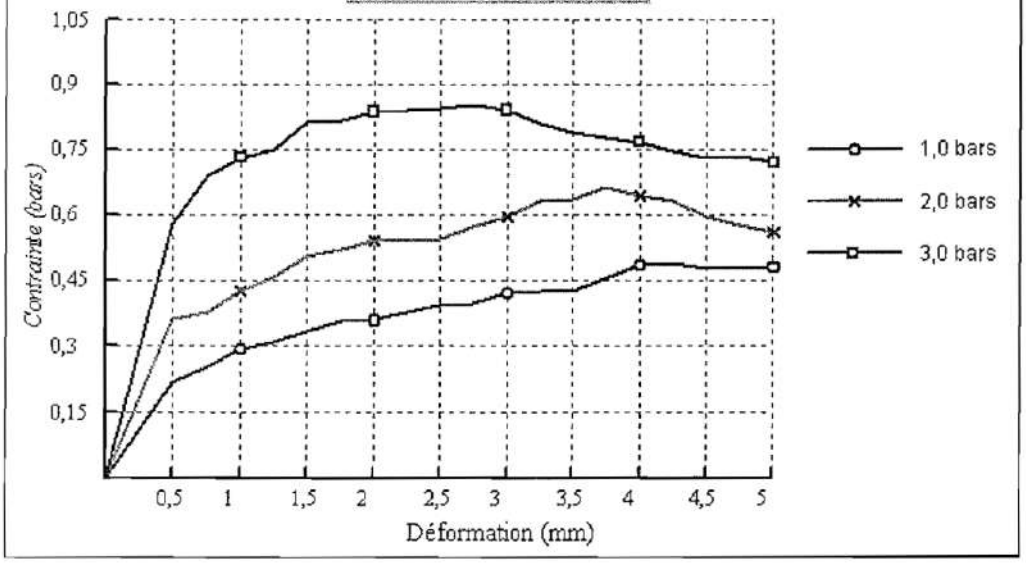
Programme : Cotef : © 2007

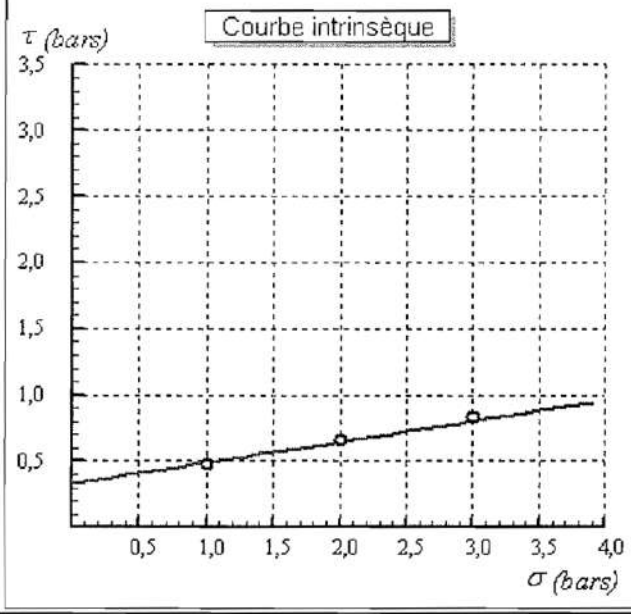
F-5-G-49-1

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : Reconnaissances geotechniques de la zone inondable	Type d'essai : UU
Dossier N° : 31-12-0075	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond :**S103 -PK 21+310**	Date début essais :
Prof : 2.40-3.00 m	Date fin essais :
Nature sol :	





Cohésion = 0,33 bars
Frottement = 8,97 degrès

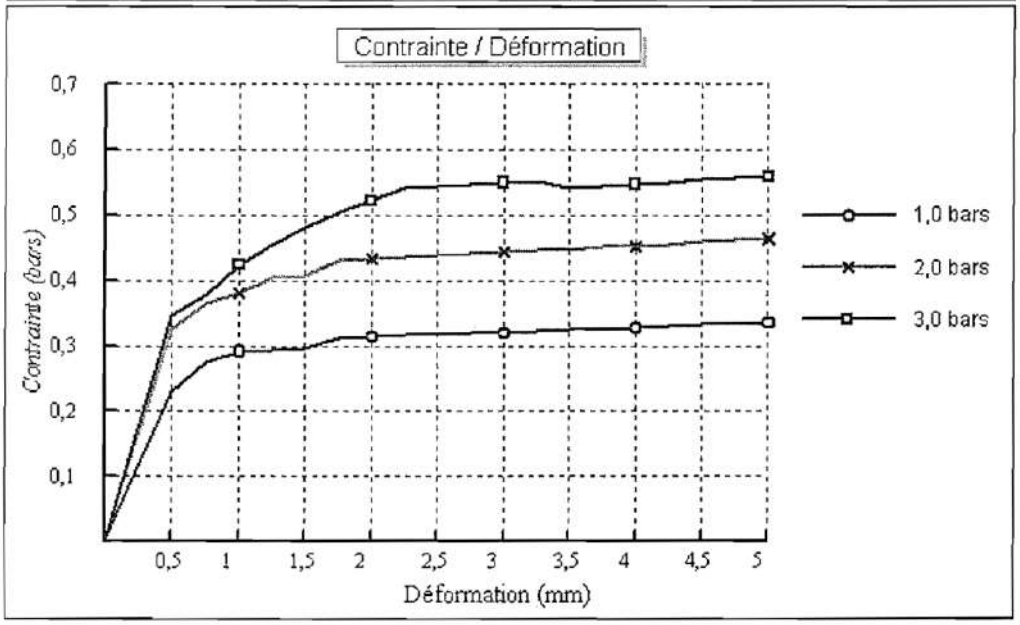
σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,49
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 0,66
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 0,84

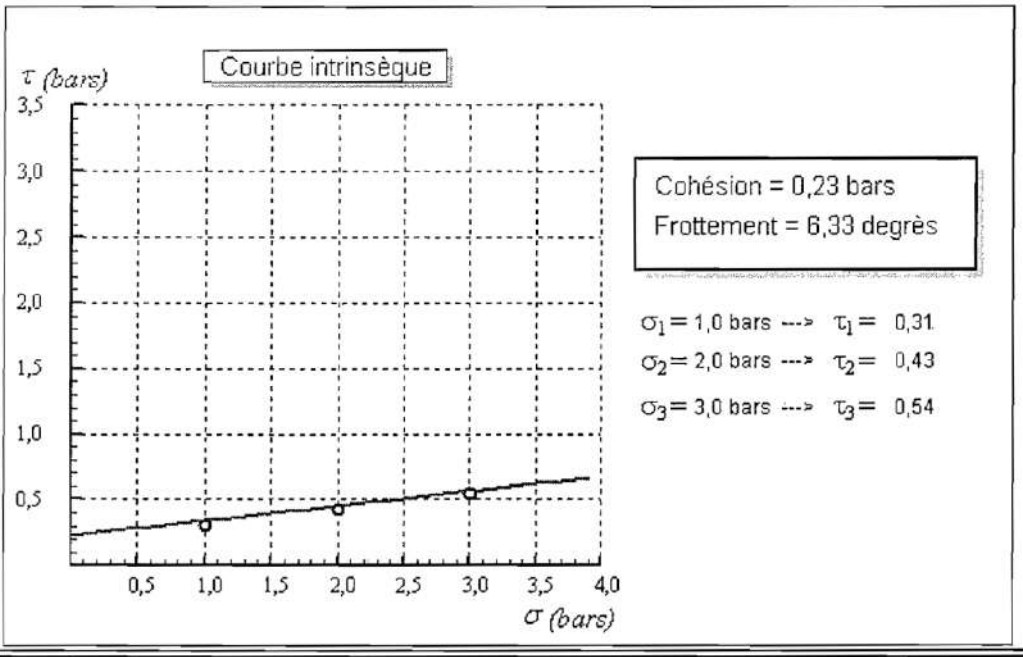
Programme Sofretb 2007 ©

F-5-46-2

RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : Reconnaissances geotechniques de la zone industrielle	Type de l'essai : UU
Dossier N° : 31-12-0075	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : **S103 -PK 21+310**	Date début essais :
Prof : 11.40 - 12.00 m	Date fin essais :
Nature sol :	





Cohésion = 0,23 bars
Frottement = 6,33 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,31
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 0,43
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 0,54

Programme Cotec © 2007

F-5-46-2

Références mentionnées

Références mentionnées :

[1]- Khouja Fahem Oussama : Mémoire de fin d'étude « Analyse et traitement d'un glissement de terrain dans la section Auto routier entre CHIFFA et BERROUAGIA PK 20-930 et PK 21-175.

[2]- BOUGUERRA Amine (2015) : analyse d'un glissement de terrain par la méthode des éléments finis, Mémoire de fin d'étude univ Médéa.

[3]- B, Said (2019) : traitement et confortement d'un glissement de terrain sur CW18 Au PK12+000, Mémoire de master univ Médéa.

[4] - F, Berkane (2021) : étude numérique de la stabilité des talus renforce par pieux au confortement nord de Médéa PK 3+325 au PK 3+400, Mémoire master univ Médéa.

[5]- M, Massinissa (2013) : étude de la stabilité du glissement de terrain de tala alem par pieux, Mémoire de Master univ de Mouloude Mammeri de Tizi-Ouzou.

[7]- F, Hammoud (2021) : étude numérique sur l'effet de l'espacement des géo grille sur les mécanismes de rupture des murs en sol renforcé, univ hadj Lakhdar Batna.

[8]- E, Khaouani (1019) : stabilisation des sols par l'utilisation des géo synthétiques, Univ aboubeker bel KAID Tlemcen.

[9]- M, Khiatine (2011) : renforcement des sols de fondation par des colonnes ballastées. Application à la fondation d'un silo de 80000 tonnes, univ des ST houari boumedianne.

[10]- projet d'exécution de la zone inondable entre le PK 17+700 et PK 22+700.

[12]- Brinkgreve R.B.J.Swolfs W.M engine, plaxis finite element code Delft University of technology and plaxis .bv.the Netherlands 2011.

[13]- GP-Levillain protection des fondations des pentes par enrochements.

[14]- B, Fouad (2015) : Evaluation numérique de l'effet du renforcement par nappes de géo synthétique sur la stabilité et le tassement des remblais sur sol compressible, thèse doctorat.

[15]- F, Daly (2006) : l'utilisation des enrochements milieu fluvial.

[16]- Enrochement Dupray part II.

[18]- Ramzi rouhani (2019) : étude numérique par plaxis de la stabilité d'un remblai sur sol mol renforce par colonnes ballastée par géosynthétique.

[19]- amel mekaoussi : analyse d'un modèle réduite de colonnes ballastées par la méthode des éléments finis, univ de batna.

[20]- k.barthélémy akouete : caractérisation géotechnique des sols compressibles de la commune de cotonou, univ d'abomey calavi (UAC).

[21]- S.D Gihislain hounlelou : étude du comportement des sols compressibles de la dépression de la lama contribution à l'étude et à la mise en œuvre de remblais pour la plateforme de chaussée de la route TOFFO-LALO, univ d'abomey-calavi (UAC).

[22]- Mr kabouyanour, Mr merad larbi : étude de stabilité de confortement du glissement de terrain de TARGUA OUZEMOUR, univ de Bejaia.

[23]- Araidou sera (1995) : ouvrages renforces par géotextiles charges en tête comportement et dimensionnement, l'écoule nationale des ponts et chaussées.

[24]- Haouam Houda (2010) : étude numérique d'un fibres et géogrilles, univ d'annaba.

Sites internet :

[6]- http://www.univ.chlef.dz.

[11]- http://www.genenali.Fr.

[25]- http://www.géosyntheti cssoiety.org / w p content / plugins / resources/ documents / function /frenche.pdf.