



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tebessi – Tébessa

معهد المناجم

Institut des mines

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

Département des mines et de la géotechnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

Etude de la stabilité des terrains au cours de la réalisation d'une autoroute.

Présenté et soutenu par

Asma HATI

Devant le jury:

	Grade	Etablissement
Président : Serhane BRAHMI	M.A.A	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur : Adel DJELLALI	M.C.A	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineurs : Dounia AMRANIE	M.A.A	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2020-2021



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة العربي التبسي - تبسة



مقرر رقم 06 مؤرخ في: 2021/05/19
يتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر

إن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة،
- بموجب القرار الوزاري رقم 318 المؤرخ في 05 ماي 2021 المتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي - تبسة،
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012، يعدل ويتم المرسوم التنفيذي رقم 09-08 المؤرخ في: 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة،
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،
- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادتان 10 و 11 منه،
- وبموجب القرار رقم 357 المؤرخ في 15 جوان 2020، المعدل للمحق القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات التسجيل الوطني بعنوان السنة الجامعية 2015-2016 بجامعة تبسة، اختصاص جيوتقني،
- ويعد الأطلاع على محضر المجلس العلمي لمعهد المناجم المؤرخ في 2021/05/09،
يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: تُعيّن بموجب هذا المقرر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضّرة من طرف الطالب (ة):

أسماء حاتي، المولود (ة) بتاريخ 1998/05/17 بتبسة،

والموسومة ب

Étude de la stabilité des terrains au cours de la réalisation d'une autoroute

والمسجلة بمعهد المناجم

المادة 2: تتشكل اللجنة المشار إليها في المادة الأولى من الأعضاء الآتي ذكرهم:

رقم	الاسم والألقب	الرتبة	مؤسسة الانتماء	الصفة
1	عادل جلاي	أستاذ محاضر-أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مؤطرا
2	سرحان براهي	أستاذ مساعد-أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسا
3	دنيا عمراني	أستاذة مساعدة-أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مناقشة

المادة 3: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يُسلم نسخة عنه إلى كلّ من الطالب المعني والمشرف على المذكرة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه.

المادة 4: تحفظ نسخة عن هذا المقرر في الملفّ البيداغوجي للطالب المعني، وينشر في النشرة الرسمية لجامعة العربي التبسي.

خُزّر ب تبسة، في: 2021/05/19

مدير معهد المناجم
المولود (ة) روبيير

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

السيد (ة) : حاتي أسماء الصفة : طالبة

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم : 100589225 و الصادرة بتاريخ 2016-04-14

المسجل بمعهد المناجم قسم: الجيوتقني

و المكلف بانجاز أعمال بحث مذكرة ماستر، عنوانها :

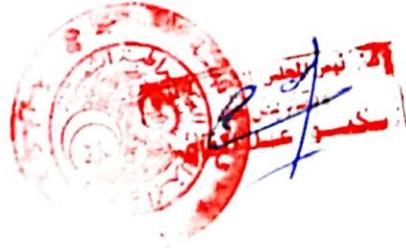
Etude de la stabilité des terrains au cours de la réalisation d'une autoroute

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية و المنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية و النزاهة الأكاديمية
المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ: 2021/06/09

إمضاء المعنى (ة)

07 جويل 2021





Tébessa le : 09/06/2021

Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms d'étudiante

Hati Asma

Niveau : 2^{ème} année Master Option : Géotechnique

Thème : Etude de la stabilité des terrains au cours de la réalisation d'une autoroute

Nom et prénom de l'encadreur : Djellali Adel

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
Chapitre 1 : Généralités sur les routes	
Chapitre 2 : Risques d'instabilités liés au trafic routier et des talus	
Chapitre 3 : Analyses et récoltes des données	
Chapitre 4 : Modélisation numérique	

Remerciements

Je tiens à remercier "Dieu" le tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier et de suivre le chemin de la science et de la connaissance.

Mes profonds remerciements vont à Monsieur Djellali Adel professeur à l'université de Laarbi tebessi Tebessa pour m'avoir encadré et dirigé, pour ses encouragements et son soutien tout au long de ce mémoire, et surtout pour sa disponibilité dont il a fait preuve à mon égard et l'attention qu'il m'a consacré malgré ses nombreuses obligations. Merci infiniment !

Je remercie Madame Amrani Donia, enseignant à l'université de Laarbi tebessi Tebessa, qui m'a fait l'honneur d'examiner ce mémoire.

Je tiens à remercier Mr Brahmi Serhane enseignant à l'université de Laarbi tebessi Tebessa, d'avoir accepté d'être président de jury ce travail et aussi de m'avoir accordé son temps précieux de par son acharnement, ses conseils et son soutien tout au long de ma carrière universitaire, merci beaucoup.

Un grand merci au Monsieur Ghems eddine Verbal pour ses conseils utiles et précieuses, et pour son soutien moral tout au long de ma carrière universitaire.

Toute ma gratitude va également aux personnes du laboratoire d'Oum El Bouaghi où je suis passé la période de stage et toute la famille d'institut des mines de l'Université Laarbi tebessi Tebessa, ainsi qu'à tous mes collègues pour leur soutien et pour tous les bons moments passés ensemble.



Dédicace

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux.

Je dédie le fruit de mon humble effort à :

À mes chers parents 'Ali et Pherrada', qui ont tracé la voie du succès pour moi avec leur amour, leur soutien et leurs prières pour moi.

A mes sœurs et mes frères 'Wassila' _ 'Amina' _ 'Amel' _ 'La regrettée Nadia' _ 'Nour eddine' _ 'Abd el ghani' _ 'Ismail' _ 'Le regretté Abd el rahim' _ 'Zouka'.

A toute la famille HATTI.

A mes enseignants du primer à l'université.

*A mes amis 'Saida' _
'Omthana' _ 'Nadjette' _ 'Anissa' _ 'Mehnia' _ 'Aya' _ 'Meriem'
_ 'Imene' _ 'Khadija' _ 'Aymen' _ 'Issam'.*

Résumé

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent être de grandes ampleurs et provoquer des dégâts considérables. Dans certains cas ils peuvent causer des pertes en vies humaines. Le présent travail consiste à faire une étude de glissement et de renforcement d'un talus au niveau de la RN 83 reliant les deux villes : Hammamet et Bir Mokadem dans la wilaya de Tébessa. Le site est composé d'un remblai (tuf), une couche de calcaire qui repose sur des argiles marneuses en contact de l'eau. Après modélisation a le code de calcul Plaxis 8.2, on constate que l'ensemble du modèle est stable, le coefficient de sécurité n'a pas été amélioré après renforcement par gabionnage. La géogrille ne pas augmenter la stabilité de la structure de chaussé puisque le foyer de déformation se localisé au niveau de la couche de marne qui est en contact avec l'eau qui favorise le glissement de l'ensemble du talus.

Mots clés : Stabilité, Modélisation numérique, Glissement, Chaussée, Plaxis.

Abstract

Ground movements are natural phenomena that can be caused considerable damages. In some cases, they can cause loss of human life. The present work consists to study the slope stability before and after reinforcement of an embankment of the national read RN 83 between Hammamet and Bir Mokadem cities in the wilaya of Tébessa. The site is composed of an embankment of calcareous tufa, a layer of limestone that rests on marly clays with contact with water. After the simulation with the Plaxis 8.2 code, we have found that the model is stable, the safety coefficient has not been improved after reinforcement by gabion. The reinforcement with geogrid does not increase the stability of the pavement structure since the center of deformations is located marl layer which is in contact with the water which favorites the sliding of the entire slope.

Keywords: Stability, Numerical modeling, Sliding, Pavement, Plaxis.

ملخص

تعتبر حركات الأرض ظاهرة طبيعية يمكن أن تكون كبيرة الحجم وتسبب أضراراً جسيمة. في بعض الحالات يمكن أن تسبب خسائر في الأرواح البشرية. يتمثل العمل الحالي في إجراء دراسة عن انزلاق وتقوية جرف على مستوى الطريق الوطني 83 الذي يربط مدينتين: الحمامات وبئر مقدم بولاية تبسة. يتألف الموقع من طبقة من قشرة كلسية ، طبقة من حجر الكلس تتركز على طبقة طينية من نوع المارل ملامسة للماء. بعد النمذجة العددية باستخدام برنامج حساب Plaxis 8.2 ، وجد بأن النموذج بأكمله مستقر ، ولم يتم تحسين معامل الأمان بعد التعزيز بواسطة أكياس الحجارة. هذا الدعم لم يزيد من ثبات هيكل الرصيف وذلك بأن بؤرة التشوه تقع على مستوى طبقة المارل التي تلامس الماء مما يعزز انزلاق المنحدر بأكمله.

الكلمات المفتاحية : إستقرار ، نمذجة عددية ، إنزلاق ، رصيف ، بلاكسيس.

Sommaire

Résumé	i
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xi
Liste des notations	xii
Introduction générale	01
Chapitre 1 : Généralités sur les routes	03
1- Introduction	04
2- Définition d'un route	04
2-1 Classification des routes	04
Classification administrative	04
a- Chemins communaux	04
b- Chemins nationaux.....	04
c- Chemins départementaux.....	04
d- Autoroutes	05
2-2 Catégorie des routes.....	05
3- Caractéristiques géométriques.....	05
3-1 Profil en travers.....	05
Terminologie routière.....	06
3-2 Profil en long.....	06
3-3 Tracé en plan.....	06
3-4 Routes à deux voies de circulation.....	06
3-5 Routes à une voie de circulation.....	06
4- Définition d'une chaussée.....	07
4-1 Types de chaussées.....	07
• Chaussée souple.....	07
• Chaussée semi-rigide.....	08
• Chaussée rigide.....	08
• Chaussées bitumineuses épaisses.....	08
• Chaussées à structure mixte.....	09
• Chaussées à structure inverse.....	09
5- Rôle d'une chaussée.....	09
- Assises non traitées.....	10
- Assises constituées de matériaux traités.....	10

• Adhérence.....	10
• Homogénéité et absence de pièges.....	10
• Uni et régularité.....	10
6- Méthodes de dimensionnement des chaussées.....	11
6-1 Historique de chaussée.....	11
6-2 Trafic.....	12
6-2-1 Classe du trafic (TPLi).....	12
6-2-2 Calcul du trafic cumulé de PL (TCi).....	12
6-2-3 Calcul du trafic cumulé équivalent (TCEi).....	12
6-2-4 Sol support.....	14
6-2-5 Calcul des déformations admissibles.....	13
6-3 Méthode de Boussinesq (1885).....	13
6-4 Modèle bicouche de Westergaard (1926).....	14
6-5 Méthode Californian Bearing Ratio CBR (1938).....	15
6-6 Modèle multicouche de Burmister (1943).....	17
6-7 Modèle d’Odemark (1949).....	18
6-8 Méthode AASHTO (1993).....	20
6-9 Méthode Algérienne de dimensionnement des chaussées (1992).....	21
6-9-1 Durée de vie.....	22
6-9-2 Risque de calcul (r %).....	22
6-9-3 Données climatiques.....	22
6-9-3-1 État hydrique du sol support.....	22
6-9-3-2 Cycles saisonniers de température.....	22
Chapitre 2 : Risques d’instabilités liés au trafic routier et des talus	23
1- Introduction.....	24
2- Définition.....	24
3- Principales familles de mouvements de pente.....	25
3-1 Glissement de terrain.....	25
• Glissements plans.....	26
• Glissements circulaires ou rotationnels.....	26
• Glissements quelconques, composites ou complexes.....	26
3-2 Chutes de blocs et éboulements.....	26
3-3 Solifluxion.....	27

3-4 Coulées boueuses et laves torrentielles.....	27
3-5 Fauchage.....	28
3-6 Reptation.....	28
4- Facteurs d'instabilité.....	29
4-1 Facteurs permanents.....	29
4-1-1 Pesanteur.....	29
4-1-2 Eau.....	29
4-1-2-1 Action mécanique.....	29
4-1-2-2 Action chimique.....	29
4-1-3 Nature et caractéristiques mécaniques des terrains.....	29
4-1-4 Structure des terrains.....	30
4-1-5 Morphologie.....	30
4-1-6 Couvert végétal.....	30
4-2 Facteurs variables dans le temps.....	31
4-2-1 Précipitations.....	31
4-2-2 Température.....	32
4-2-3 Gel et dégel.....	32
4-2-4 Séisme et volcanisme.....	32
4-2-5 Action d'homme.....	33
5- Autre classification des causes d'instabilité.....	33
5-1 Facteurs hydrauliques.....	34
5-1-1 Précipitations ou fonte des neiges.....	34
5-1-1-1 Humidification du sol et infiltration.....	34
5-1-1-2 Ruissellements de surface.....	35
5-1-1-3 Evapotranspiration.....	36
5-1-2 Gel et dégel.....	36
5-1-3 Phénomène du retrait-gonflement.....	36
5-1-4 Vidange rapide.....	36
5-1-5 Infiltration par sources d'eau artificielles (réservoir ou canal).....	37
5-1-6 Déboisement – déforestation.....	37
5-2 Facteurs dynamiques.....	37
5-2-1 Tremblement de terre et vibrations.....	37
5-2-2 Mouvements tectoniques.....	37

5-3 Facteurs mécaniques.....	37
5-3-1 Terrassements.....	37
5-3-2 Surcharges sur un versant.....	38
6- Méthodes de calcul de la stabilité des talus.....	38
6-1 Calculs de stabilité.....	38
6-2 Définition du coefficient de sécurité.....	38
6-3 Cas des ruptures planes (glissements plans).....	38
6-5 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires).....	39
6-6 Méthodes de calcul de stabilité et de déformation des talus.....	39
6-7 Techniques de confortement des pentes instables.....	39
Chapitre 3 : Analyses et récoltes des données	42
1- Introduction.....	43
2- Situation géographique de la zone d'étude.....	43
3- Géologiques de la région.....	44
3-1 Formation superficielle locale	44
3-1-1 Contexte géologique du site.....	44
3-1-2 Crétacé supérieur CS	44
3-1-3 Crétacé moyen Cm	44
4- Stratigraphie de la région.....	45
4-1 Turonien.....	45
• Turonien inférieur.....	45
• Turonien moyen.....	46
• Turonien supérieurs.....	46
4-2 Emschérien.....	46
4-3 Campanien.....	46
4-4 Maastrichtien.....	46
• Maastrichtien Inférieure.....	46
• Maastrichtien moyen.....	46
• Maastrichtien supérieure.....	46
4-5 Remplissage mio-plio-qualcinaire.....	46
• Miocène.....	47
• Pliocène.....	47
• Villafranchien.....	47

4- Modèles utilisés dans le modèle numérique.....	69
4-1 Modèle élastique linéaire.....	69
4-2 Modèle de Mohr-Coulomb.....	69
a- Module de Young.....	70
b- Coefficient de Poisson.....	70
c- Angle de frottement.....	70
d- Cohésion.....	70
e- L'angle de dilatance.....	71
5- Analyses par éléments finis.....	71
6- Modèle numérique.....	71
7- Conditions aux limites et chargements.....	72
7-1 Conditions aux limites.....	73
8- Caractéristiques des matériaux.....	73
9- Génération du Maillage.....	74
10- Conditions initiales.....	74
a- Conditions hydrauliques.....	74
b- Contraintes initiales.....	75
11- Résultats de la simulation.....	75
11-1 Principaux résultats.....	75
11-1-1 Avant le renforcement.....	75
a- Déplacements.....	75
b- Contraintes.....	76
c- Points plastiques.....	77
d- Coefficient de sécurité F_s	77
11-1-3 Après le renforcement.....	78
a- Déplacements.....	78
b- Contraintes.....	79
c- Points plastiques.....	80
d- Coefficient de sécurité F_s	81
12- Conclusion.....	82
Conclusion générale	83
Références Bibliographiques	86
Annexe	90

Liste des figures

Figure 1-1	Profil en travers type d'une route [12]	05
Figure 1-2	Structure type d'une chaussée souple.	07
Figure 1-3	Structure de chaussée semi-rigide.	08
Figure 1-4	Structure type d'une chaussée rigide.	08
Figure 1-5	Structure de chaussée bitumineuse épaisse.	08
Figure 1-6	Structure de chaussée à structure mixte.	09
Figure 1-7	Structure de chaussée à structure inverse.	09
Figure 1-8	Comportement des différents sols [6].	11
Figure 1-9	Schéma d'une chaussée romaine [6].	12
Figure 1-10	Diffusion des pressions dans un massif de Boussinesq [6].	14
Figure 1-11	Schéma du modèle de Westergaad [6].	15
Figure 1-12-a	Variations de $\frac{\sigma_z}{P}$ en fonction de $\frac{z}{R}$ [9].	15
Figure 1-12-b	Courbe charge - déformation du matériau californien [9].	15
Figure 1-13	Abaque d'estimation de l'épaisseur de la chaussée à partir de l'indice <i>CBR</i> [9].	16
Figure 1-14	Schémas du modèle de Burmister [6].	18
Figure 1-15	Principe des hauteurs équivalentes d'Odemark [10].	19
Figure 1-16	Approche de calcul d'Odemark [10].	19
Figure 1-17	Solution par abaque de l'équation AASHTO pour chaussées souples [11].	21
Figure 2-1	Différents types de mouvements de terrain [24].	25
Figure 2-2	Différents types de glissements [16].	26
Figure 2-3	Schéma de principe de chutes de blocs et éboulements [16].	27
Figure 2-4	Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques (fauchage affectant un versant à une échelle hectométrique) [14].	28
Figure 2-5	Relation entre mouvement de pente et végétation [17].	31

Figure 2-6	Résultats de calculs effectués sur le versant instable de Sidi-Ahmed (Bejaïa) par la méthode des perturbations à l'aide du logiciel PETAL-LCPC [21].	40
Figure 2-7	Confortement du versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa) à l'aide de pieux disposés en milieu de pente [21].	41
Figure 3-1	Situation géographique de la zone d'étude [27].	43
Figure 3-2	Carte géologique au 1 / 500 000 de la zone d'étude [27].	45
Figure 3-3	Colonne stratigraphique synthétique de la région de l'Hammamet Tébessa [28-31].	48
Figure 3-4	Répartition de la précipitation annuelle au col de Gaagaa.	51
Figure 3-5	Répartition de la température moyenne annuelle au col de Gaagaa.	51
Figure 3-6	Localisation des sources dans les calcaires Maastrichtien Dj Gaâga, Dj Troubia ouest de la région d'étude (Tébessa-Kasserine / Algérie-Tunisie.) [33]	52
Figure 3-7	La principale source de calcaire Maastrichtien Ain Gaagaa de la région d'étude (Tébessa-Kasserine / Algérie-Tunisie.) [33].	52
Figure 3-8	Système de fonctionnement dans les calcaires Maastrichtien Dj Gaâga, Ouest de la région d'étude (Tébessa-Kasserine / Algérie-Tunisie.) [33].	53
Figure 3-9	Classification du sol support à base de l'abaque de Casagrande.	61
Figure 4-1	Courbe charge déformation (Mohr-Coulomb) [37].	69
Figure 4-2	Définition du module à 50% de la rupture [37].	70
Figure 4-3	Modèle numérique.	72
Figure 4-4	État de la chaussée dégradée.	72
Figure 4-5	Conditions aux limites.	73
Figure 4-6	Discretisation du modèle.	74
Figure 4-7	Conditions hydraulique et la distribution des contraintes effectives.	74
Figure 4-8	Distribution des contraintes totales.	75
Figure 4-9	Distribution des déplacements totaux.	76
Figure 4-10	Distribution des contraintes totales.	77
Figure 4-11	Distribution des points plastique.	77

Figure 4-12	Valeur de coefficient de sécurité F_s sans géogrid.	78
Figure 4-13	Le modèle géométrie avec la géogrid.	78
Figure 4-14	Distribution des déplacements totaux avec la géogrid.	79
Figure 4-15	Distribution des contraintes totales avec géogrid.	80
Figure 4-16	Distribution des points plastique avec géogrid.	81
Figure 4-17	Valeur de coefficient de sécurité F_s sans géogrid.	81

Liste des tableaux

Tableau 1-1	Classes de portance à long terme du sol support [7].	13
Tableau 2-1	Etude statistique sur les causes des glissements de terrain [18].	33
Tableau 3-1	Résultats exprimé en % et en poids [27].	62
Tableau 3-2	Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 1.	63
Tableau 3-3	Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 1.	63
Tableau 3-4	Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 1.	63
Tableau 3-5	Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 2.	63
Tableau 3-6	Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 2.	63
Tableau 3-7	Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 2.	64
Tableau 4-1	Données physico-mécaniques de modèle.	73

Liste de notations

a	Rayon du cercle équivalent
A	Coefficient d'agressivité des poids lourds
<i>A.A.S.H.O</i>	American Association of State Highways Officials
BB	Béton bitumineux
c	Cohésion du sol
C	Cohésion effective
$C'p$	Cohésion primer
CBR	Californian Bearing Ratio
D_i	Épaisseur de la couche
e	Indice des vides
e	Épaisseur de la chaussée
E	Module d'Young
E_1	Module de Young du corps granulaire
E_s	Module de Young du sol support
E_{oed}	Module œdométrique
f	Surface de charge
F	Coefficient de sécurité
GB	Grave bitumineux
GNT	Gravies non traité
GC	Grave concassé
H	Profondeur du sol
h_e	Épaisseur équivalente de la chaussée
H_0	Épaisseur de chaussée
i	Indice CBR
K_0	Coefficient de pression des terres au repos
$LCPC$	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LA	Essai Los Angeles
MDE	Micro Deval en présence d'eau
MEF	Méthode des éléments finis
m	Masse
P_d	Charge sur le pneu

PL	Poids lourd
q_0	Pression de contact du pneu
R	Rayon
R_p	Résistance de pointe calculée à partir de la formule des Hollandais
$r \%$	Risque de calcul
S	Surface spécifique
SB	Sable bitumineux
S_r	Degré de saturation
TC_i	Trafic cumulé
TCE_i	Trafic cumulé équivalent
T	Température absolue en Kelvin
TPC	Terre-plein central
T_{100}	Effort tangentiel
$T_{1,...6}$	Classes de trafic
U	La résultante des pressions interstitielles éventuelles
V	Volume
w	Teneur en eau
w_n	Teneur en eau naturelle
W	Poids des terres en mouvement
α	Pente
γ	Poids volumique du sol
γ_d	Poids volumique sec
γ_h	Poids volumique humide
ψ	Angle de dilatance
ε_z	Déformation verticale
$\varepsilon_{z,ad}$	Déformation verticale admissible
ϕ'	Angle de frottement interne effectif
ϕ'_{ρ}	Angle de frottement interne effectif primer
ϕ'_{f}	Angle de frottement interne effectif final
θ_{eq}	Température équivalente
τ_f	Contrainte de cisaillement final
τ_p	Contrainte de cisaillement primer
δl_f	Déplacement final

$\delta l p$	Déplacement primer
ν	Coefficient de Poisson
σ_0	Contrainte initial
σ'	Taux de la contrainte effectif

Introduction générale

Introduction générale

Les sols et les sous-sols instables ont des dangers naturels qui menacent la vie humaine et les infrastructures qu'elle soit minière ou en génie civil. Parmi les instabilités du sol ; les mouvements de terrain qui se rencontrent fréquemment dans la construction des routes et des ouvrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Les glissements de terrain constituent l'évènement le plus vaste des phénomènes naturels, et le plus étudié du point de vue géotechnique. Ce phénomène est entièrement consacré tant par leurs localisations quasi globales que par le nombre de variétés de leurs formes, leurs manifestations et leurs effets.

Les glissements de terrain sont des déplacements obliques plus ou moins étendus et rapides, de matériaux généralement meubles, plastiques ou fragmentés. Partout où il y a des pentes naturelles, sur les bords de rivières, de montagne, l'angle de la pente, le climat local, et généralement à la suite d'un événement secondaire, naturel le plus souvent météorologique, ou anthropique, il se produit du fluage, des glissements, des coulées de boue, de chutes de pierres, des éboulements, des écroulements, certains de ces phénomènes peuvent se superposer ou s'enchaîner.

L'étude des glissements de terrain relève d'une démarche pluridisciplinaire qui fait appel au géologue, au géomorphologue, à l'hydrogéologue sous la direction d'un géotechnicien expérimenté. Ainsi notre travail consiste à analyser et conforter un glissement de terrain qui se situe sur la RN 83 entre l'Hammamet et Bir Mokadem dans la wilaya de Tébessa. Afin de mener à bien cette étude, nous avons organisé notre mémoire en quatre chapitres.

Le premier chapitre représente des généralités sur les routes et leurs différents types, caractéristiques, rôle et méthodes de dimensionnement des chaussées.

Le deuxième chapitre concerne de la stabilité des pentes et les risques d'instabilité, il résume les méthodes de calcul de la stabilité des pentes.

Le troisième chapitre contient une analyse et récolte des données géotechniques du cas d'étude (col de l'Gaagaa).

Le dernier chapitre vise à la modélisation numérique, un modèle réel contient d'un remblai et chaussée sur trois couches (tuf, calcaire, marne) a été effectuer à l'aide de logiciel PLAXIS v 8.2, avant et après le renforcement.

Le travail se finalise par une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthodes d'étude et de confortement des glissements de terrain.

Chapitre 1: Généralités sur les routes

Chapitre 1

Généralités sur les routes

1- Introduction

Depuis la création de l'univers, Dieu a donné une grande richesse à l'homme en l'occurrence la terre c'est ainsi que le domaine de route constitue une partie très importante du patrimoine national d'un pays. Elle est alors un très important facteur de développement économique et social, entre les provinces, les villes, les pays et des civilisations. Les routes sont construites pour permettre le déplacement des personnes et des biens entre deux destinations, c'est-à-dire pour fournir la mobilité et l'accès. Le processus de construction routière comprend les étapes de planification, de construction et de mise en place, de stabilisation et de maintenance. Il est à noter que les phases de construction et de planification peuvent s'étaler sur plusieurs années allant même jusqu'à une dizaine d'années selon l'importance de la route et les difficultés rencontrées.

2- Définition d'une route

Voie de communication empruntée par un moyen de transport pour relier certains points du globe : Les routes maritimes, terrestres. Ce terme s'applique plutôt aux voies importantes situées en rase campagne et ne peut être apparenté à une rue. La géotechnique routière a pour objectif de définir les caractéristiques des sols qui serviront d'assise pour la structure de chaussée [1].

2-1 Classification des routes

Classification administrative

a- Chemins communaux

Dépendant de la commune. On distingue 2 types, l'un appelé chemin urbain : et qui par définition est voie à l'intérieur de l'agglomération urbaine. L'autre appelé chemin rural : et qui par définition assure la liaison, entre habitations rurales et les propriétés agricoles.

b- Chemins nationaux

Son entretien et sa construction relèvent de la responsabilité du ministère des Travaux publics.

c- Chemins départementaux

Son entretien et sa construction relevant de la responsabilité de la wilaya.

d- Autoroutes

Sont des routes internationales et nationales réservées à la grande circulation mécanique rapide [12].

2-2 Catégorie des routes

A- catégorie exceptionnelle d'une vitesse $V= 120\text{km/h}$: c'est une route avec de chaussées séparées.

B- Voirie primaire d'une vitesse $V= 100 \text{ km/h}$: c'est un tracé peu accidenté avec quelques agglomérations croisements et en terrain facile.

C- Voirie secondaire d'une vitesse $V=80\text{Km/h}$: c'est une voirie qui a son développé en terrain vallonné ou accidenté.

D- Voirie tertiaire d'une vitesse $V= 40 \text{ km/h}$ à 60 km/h : c'est une voirie qui présent des sections très difficiles, et dont le relief ne permet pas de réaliser une route [12].

3- Caractéristiques géométriques

3-1 Profil en travers

Il illustre essentiellement la largeur de la chaussée et celle des accotements. Il indique aussi les pentes transversales (Fig1-1).

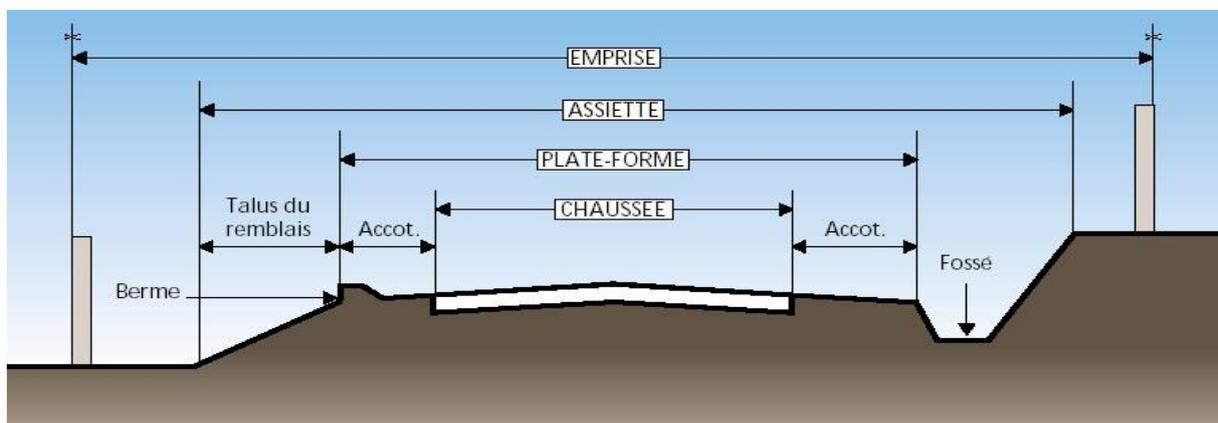


Figure 1-1 Profil en travers type d'une route [12].

Terminologie routière

D'après la figure on distingue

Emprise partie du terrain qui appartient à la collectivité et affectée à la route ainsi qu'à ses dépendances.

Assiette surface du terrain réellement occupée par la route.

Plate-forme surface de la route qui comprend la chaussée et les accotements.

Chaussée surface aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules.

Accotements zones latérales de la plate-forme qui bordent extérieurement la chaussée.

Talus la ligne d'équilibre de la terre, l'inclinaison du talus est de 3/2 pour les remblais et de 1/1 par déblais.

Fossé creux qui borde longitudinalement un accotement construit en terre ou en B.A ayant (fausse trapézoïdale) son rôle est de collecter les eaux de pluie.

Berne palier constituée longitudinalement à un accotement construit en déblai au niveau du terrain avoisinant ayant comme rôle de collecter les eaux de ruissellement ou de drainage [12].

3-2 Profil en long

Il indique la valeur des pentes et des rampes, ainsi que les rayons des sommets des côtes et des points bas.

3-3 Tracé en plan

Il met en évidence les longueurs des sections rectilignes et la valeur des rayons de courbure dans les virages.

3-4 Routes à deux voies de circulation

Les caractéristiques géométriques respectent les critères liés à la sécurité et au confort des usagers.

Les caractéristiques géométriques extrêmes des routes à deux voies de circulation sont données ci-après :

- largeur de la chaussée : 5,50 à 6,00 mètres ;
- dévers : 2 à 3 % ;
- rayon de courbure d'un point bas : 700 mètres (min) ;
- rayon de courbure d'un point haut : 500 mètres (min) ;
- pentes et rampes : 8 à 10 % (maxi) ;
- rayon de courbure (en plan) : 30 mètres (min) [12].

3-5 Routes à une voie de circulation

Les caractéristiques géométriques respectent les données suivantes :

- le profil en long épouse au mieux le profil du terrain naturel
- le profil en travers présente en général une pente transversale unique orientée de façon à permettre l'écoulement des eaux.

Les caractéristiques géométriques extrêmes des routes à une voie de circulation sont données ci-après :

- largeur de la chaussée : de 3 à 5 mètres ;
- dévers : de 2 à 3 % ;
- rayon de courbure d'un point bas : 100 mètres (min) ;
- rayon de courbure d'un point haut : 30 mètres (min) ;
- rayon de courbure (en plan) : 15 mètres (min) ;
- pentes maxi. Profil en long : 15 % (maxi) [12].

4- Définition d'une chaussée

La chaussée au sens structurel c'est l'ensemble des couches des matériaux superposés qui permettent la reprise des charges. Au sens géométrique du terme est la partie aménagée de la route sur laquelle circulent les véhicules. Pour subir directement aux actions des facteurs naturels et les véhicules. La chaussée doit avoir une constamment régulière et une résistance correspondante pour assurer les conditions de sécurité et de confort [2].

4-1 Types de chaussées

On distingue en général trois types de chaussées [4,6] :

- **Chaussée souple**

C'est une structure de chaussée constitue la majorité des routes actuelles, elle composé d'une couche bitumineuse (BB) pour la couche de roulement d'une épaisseur (< 15 cm) aussi constituent des couches de base et de fondation de gravies non traité (GNT).

L'épaisseur totale de la chaussée est allant entre 30 et 60 cm.

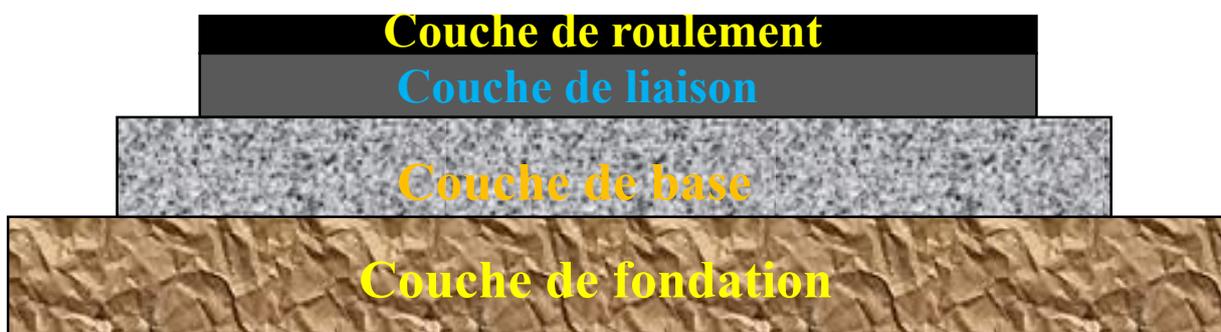


Figure 1-2 Structure type d'une chaussée souple.

- **Chaussée semi-rigide**

Comporte une couche roulement est en enrobé hydrocarboné et repose quelquefois par l'intermédiaire d'une couche de liaison bitumineuse sur une couche d'assise en matériaux traités au liant hydraulique (ciment, laitier, cendre volante...) disposé en deux couches (base et fondation) ou une couche (base), sur une épaisseur comprise entre 20 à 50 cm.

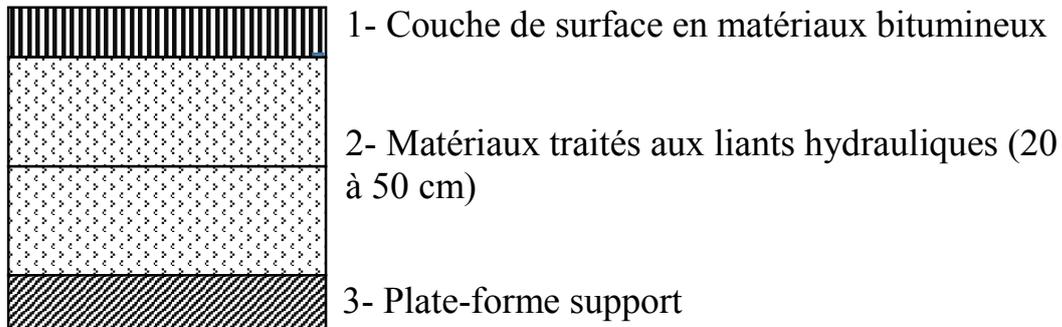


Figure 1-3 Structure de chaussée semi-rigide.

- **Chaussée rigide**

Ce type de chaussée à un comportement très spécifique au trafic lourd, elle comporte les couches suivantes :

Une couche de base en béton de ciment qui sert aussi une couche de roulement.

Une couche de fondation qui est soit en béton maigre, soit en (MTLH) soit sur une couche drainante (GNT) ; qui repose sur le sol naturel.



Figure 1-4 Structure type d'une chaussée rigide.

- **Chaussées bitumineuses épaisses**

Composent d'une couche de surface bitumineuse sur une assise traitée avec un liant hydrocarboné.

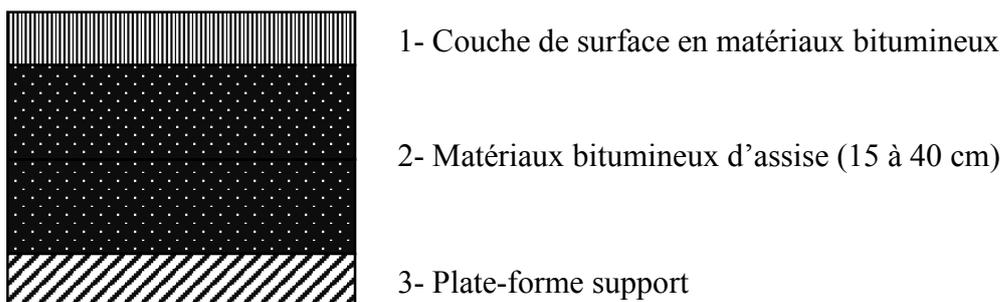


Figure 1-5 Structure de chaussée bitumineuse épaisse.

- **Chaussées à structure mixte**

Constituent de couche de surface et de base en matériaux bitumineuse, entre 10 et 20cm ; repose sur une couche de fondation en matériaux traités aux liants hydrauliques sur 20 à 40.

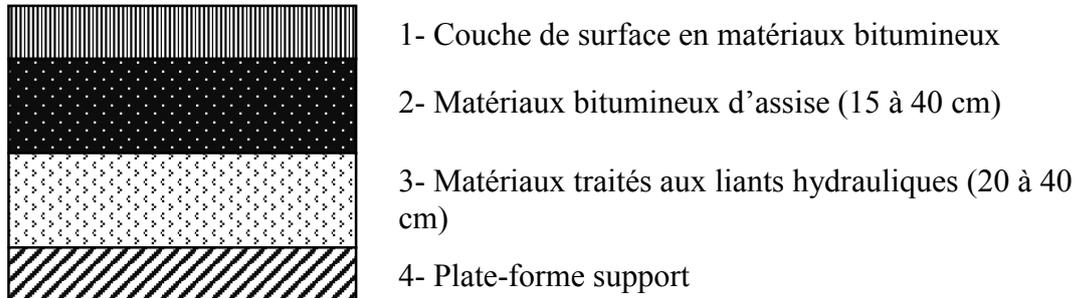


Figure 1-6 Structure de chaussée à structure mixte.

- **Chaussées à structure inverse**

Alliant une couche de surface et de base en matériaux bitumineuse sur une couche en (GNT), reposant elle-même sur une couche de forme en (MTLH) qui joue également le rôle de couche de fondation.

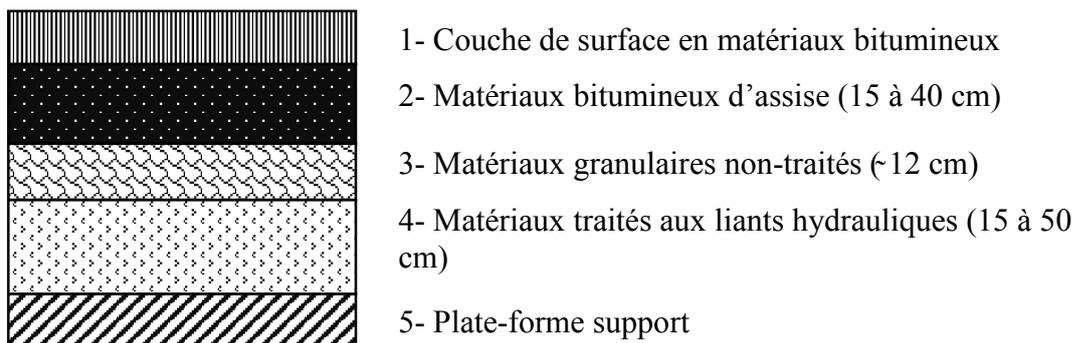


Figure 1-7 Structure de chaussée à structure inverse.

5- Rôle d'une chaussée

Les terrains naturels sont incapables de supporter un trafic soutenu de véhicules lourds, surtout en phase humide, le rôle d'une chaussée est de pallier à cette inaptitude, elle sera constituée par la superposition de plusieurs couches de matériaux. C'est pour la route, l'équivalent des fondations d'une maison qui vont permettre à la couche de roulement de ne point se déformer sous le passage des poids lourds. En effet le sol est incapable de supporter le trafic et le corps de chaussée va répartir les charges roulantes évitant ainsi les déformations du sol support [3].

La qualité, la nature, le nombre et l'épaisseur de ces couches dépendent du trafic (surtout celui des poids lourds) pris en compte, mais également de la qualité visée de la plateforme de

chaussée, ces structures sont déterminées par le projeteur, soit par l'emploi de catalogues, soit par le calcul ou de logiciels spéciaux conçus à cet effet : c'est le dimensionnement.

Il est mis en œuvre en deux couches (de base et de fondation) lorsque l'épaisseur totale est trop importante pour faire une seule couche [3].

On distingue deux grandes catégories de corps de chaussées :

- **Assises non traitées** constituées seulement de matériaux granulaires (gravier, sable), leur épaisseur assurant seule la répartition des charges. (Cas de routes de trafic faible à moyen)
- **Assises constituées de matériaux traités** aux liants hydrauliques (laitier, cendre, ciment) ou aux liants hydrocarbonés (bitume) pour accroître la portance et la rigidité de la chaussée (routes à trafic élevé).

Au niveau du revêtement, les couches de « surface » sont constituées de la couche de roulement, associée parfois à une couche de liaison.

La couche de surface est « multifonction » : son rôle principal, est d'offrir une surface de roulement permettant la maîtrise du véhicule ainsi qu'un confort d'utilisation à l'utilisateur caractérisé par une surface unie, une bonne adhérence, régulière et la plus silencieuse possible, elle doit également protéger les couches inférieures contre les infiltrations d'eau grâce à son imperméabilité.

Enfin, son entretien aisé, sa durabilité doit être optimisée et le moins contraignant possible pour l'utilisateur comme pour le gestionnaire [3].

L'objectif final est de favoriser les caractéristiques suivantes :

- **Adhérence**

Elle dépend de la qualité et de la nature du matériau retenu (béton bitumineux, béton de ciment, enduits, etc..) mais aussi du bon choix des constituants de la mise en œuvre et de la formulation.

[3]

- **Homogénéité et absence de pièges**

Tel que déformations, ornières, trous, bosses, aquaplanage, quant à l'homogénéité elle se caractérise par la constance d'un même revêtement sur une certaine longueur d'itinéraire ces deux éléments dépendent au départ d'une bonne réalisation et de son uniformité et ensuite de l'entretien, de la qualité des réparations ainsi que du traitement des dégradations dans leur ensemble sur des sections entières. L'homogénéité peut être volontairement interrompue pour servir d'éveil à l'utilisateur à l'approche d'un point particulier (entrée de ville, virage, carrefour, etc....) [3].

- **Uni et régularité**

Il s'agit de l'uni longitudinale, sa défektivité entraîne des secousses mal, des vibrations ressenties par les usagers, car synonyme d'inconfort.

L'uni dépend au départ de la bonne mise en œuvre des couches inférieures, mais surtout de la régularité de la couche de surface assujettie à la qualité des réglages du matériel de mise en œuvre [3].

6- Méthodes de dimensionnement des chaussées

6-1 Historique de chaussée

La roue, dont l'invention se perd dans l'histoire, est incontestablement l'instrument miracle du transport terrestre. Mais elle a ses inconvénients, quand bien même est munie de pneumatique. On circule très bien sur les pistes argileuses bien nivelées, mais quand il pleut l'argile mouillée devient un borbier. On circule sur les plages, mais quand le sable se dessèche il devient impraticable. Il est tentant de mélanger argile et sable pour avoir un mortier, qu'il soit insensible, du moins peu sensible à la pluie et à la sécheresse. Encore faut-il avoir de l'argile en régions sableuses ou du sable en régions argileuses. On accepte quelques transports lorsqu'il s'agit de petites quantités, mais la route est une grosse consommatrice de matériaux et elle doit être résistante (Figure 1-8) [5].

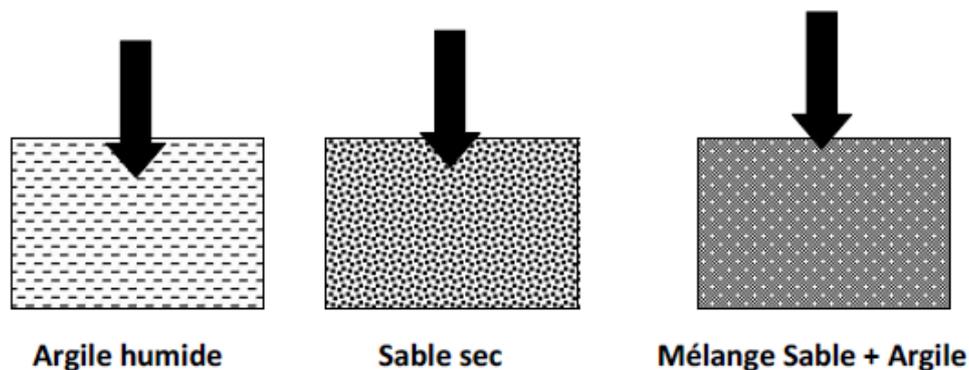


Figure 1-8 Comportement des différents sols [6].

Par la suite, le matelas de pierres est apparu en s'interposant entre le sol et la roue.

Cette couche de pierres exige des efforts de transport et de confection, et d'être rigoureusement insensible à l'eau. Évidemment, le suprême luxe et le dallage des gens riches, des Romains et disposants d'esclaves, l'avaient adopté pour leur voie impériale. Posée sur un béton de chaux il a traversé les siècles (Figure 1.9). Aujourd'hui les esclaves sont remplacés par des engins de terrassement qui fonctionnent au mazout ou à l'électricité, et sont consciencieux et puissants, mais ils ne savent pas poser les dallages en pierre. Ceci d'ailleurs ne saurait convenir aux exigences de l'adhérence et confort des véhicules modernes [5].

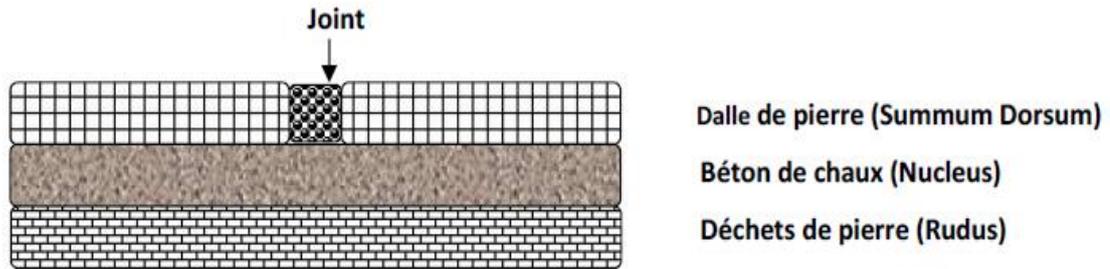


Figure 1-9 Schéma d'une chaussée romaine [6].

6-2 Trafic

La connaissance du trafic, essentiellement celui du poids lourd intervient :

- Comme paramètre d'entrée dans le dimensionnement des structures de chaussées ;
- Dans le choix des caractéristiques intrinsèques des matériaux (MDE , LA) pour la fabrication des matériaux de chaussées.

Pour le calcul du dimensionnement proprement dit, c'est le trafic cumulé sur la durée de vie choisie qui est à prendre en considération. Ceci fait intervenir les notions d'agressivité des poids lourds et de trafic cumulé équivalent ($TCEi$) [6].

6-2-1 Classe du trafic ($TPLi$)

La classe du trafic est déterminée à partir du trafic PL/j/sens compté en moyenne journalière annuelle, MJA , sur la voie la plus chargée, à l'année de la mise en service [6].

6-2-2 Calcul du trafic cumulé de PL (TCi)

Le TCi est le trafic cumulé de poids lourds PL sur la période considérée pour le dimensionnement (durée de vie), est calculé comme suit :

$$TCi = TPLi \times 365 \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad (1-1)$$

Où

- i : taux accroissement géométrique (pris égale à 4%) ;
- n : durée de la vie considérée ;

6-2-3 Calcul du trafic cumulé équivalent ($TCEi$)

Le trafic cumulé équivalent, $TCEi$ est, le trafic à prendre en compte dans le calcul du dimensionnement et correspond au nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 tonnes sur la durée de vie considérée. En Algérie l'essieu de référence standard est l'essieu isolé à roue jumelée de 130kN (13 tonnes) [6].

$$TCEi = TCi \times A = TPLi \times \frac{(1+i)^n - 1}{i} \times A \quad (1-2)$$

Où A : coefficient d'agressivité des poids lourds par rapport à l'essieu de référence de 13 tonnes.

6-2-4 Sol support

Le sol support de la chaussée est assimilé à un massif semi-infini élastique homogène et isotrope. Les caractéristiques mécaniques nécessaires pour la modélisation par le logiciel *Alizé III*, sont le module de Young E et le coefficient de poisson ν (Tableau 1-1) [6].

Tableau 1-1 Classes de portance à long terme du sol support [7].

Classe de portance	S4	S3	S2	S1	S0
Module E(MPa)	15	25	50	125	200
CBR	3	5	10	25	40

6-2-5 Calcul des déformations admissibles

La déformation verticale ε_z , calculé par le code de calcul *Alizé III*, devra être limité à une valeur admissible $\varepsilon_{z,ad}$ qui est donnée par une relation empirique déduite d'une étude statistique de comportement des chaussées algériennes, avec :

$$\varepsilon_{z,ad} = 22 \times 10^{-3} (TCEi)^{-0.235} \quad (1-3)$$

Pour chaque classe de trafic $TCEi$, correspond une valeur de $\varepsilon_{z,ad}$. La vérification $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,ad}$ sera surtout à faire dans le cas des chaussées à matériaux non traités, car c'est le critère prépondérant dans le calcul de dimensionnement. Dans le cas des chaussées traitées au bitume et aux liants hydrauliques, la pression sur le sol support sera tellement faible que le critère $\varepsilon_z < \varepsilon_{z,ad}$ sera pratiquement toujours vérifié [6].

6-3 Méthode de Boussinesq (1885)

La répartition de la pression est prise de la même manière que celle du sol dans le cas où le corps de chaussée n'est pas trop différent du sol support. Ceci conduit à considérer la structure de chaussée comme un massif semi-infini, ce qui permet d'utiliser une méthode de dimensionnement simple. Avec l'hypothèse d'élasticité linéaire et d'isotropie, ce problème a été résolu par Boussinesq en 1885[8].

Pour une charge circulaire de de pression q_0 et rayon a la contrainte $\bar{\sigma}_z$ à l'aplomb du cercle est maximale. A la profondeur z , elle se calcule comme suit :

$$\sigma_z = q_0 \left[1 - \frac{\left(\frac{z}{a}\right)^3}{\left(1 + \frac{z^2}{a^2}\right)^{3/2}} \right] \quad (1-4)$$

Grâce aux résultats de Boussinesq, on peut calculer la profondeur H du sol où la pression verticale est suffisamment diffusée pour ne pas dépasser la valeur admissible. On peut ensuite faire correspondre une épaisseur de chaussée H₀ à l'épaisseur H par une règle simple qui tient en compte du module E_s du sol support et E_l du corps granulaire. Autrement dit, nous pouvons écrire :

$$H_0 = H.f(E_l/E_s) \quad \text{où} \quad f(E_l/E_s) \leq 1 \quad (1-5)$$

La détermination de la fonction f suppose que l'on dispose d'un modèle à bicouche

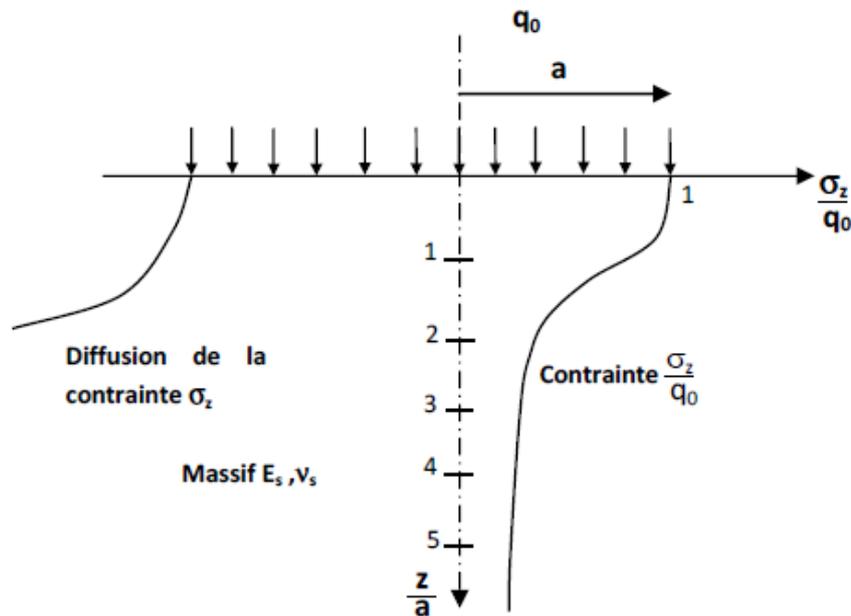


Figure 1-10 Diffusion des pressions dans un massif de Boussinesq [6].

6-4 Modèle bicouche de Westergaard (1926)

Westergaard a créé le premier vrai modèle dédié aux chaussées (modèle bicouche en termes d'aujourd'hui) dont la simplicité associée au génie mathématique de Westergaard lui permet d'exprimer les contraintes sous forme d'équations simples explicites et à la portée de tous. Ce modèle donne les déformations et les contraintes d'un système constitué d'une plaque reposant sur un sol assimilé à un ensemble de ressorts verticaux sans connexions horizontales communément appelé fondation de Winkler, dont le déplacement vertical en un point est proportionnel à la pression verticale en ce point.

Cela implique que le sol réagit de manière élastique et uniquement dans le sens vertical. Or, le sol ne se comporte pas comme un massif élastique : il incrimine les déformations

permanentes. La réaction du sol n'est donc pas strictement verticale : les contraintes se dispersent en profondeur et des contraintes de cisaillements ne sont pas à éliminer [6].

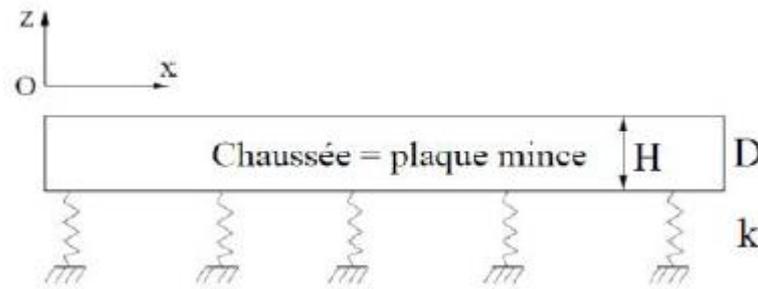


Figure 1-11 Schéma du modèle de Westergaad [6].

6-5 Méthode Californian Bearing Ratio *CBR* (1938)

Cette méthode connue en 1938 est basée sur deux abaques complémentaires qui donnent l'épaisseur totale de la chaussée en fonction du *CBR* de la plateforme. C'est une méthode semi-empirique basée d'une part sur la résistance au poinçonnement du sol support (résistance appréciée par un essai normalisé, essai *CBR*), et d'autre part sur la méthode Boussinesq qui donne la répartition des pressions verticales en profondeur. [9]

Sous une charge P de rayon R , la figure 1.12.a présente la variation du facteur de contrainte verticale $\frac{\sigma_z}{P}$ en fonction de $\frac{z}{R}$. Comme base de calcul, la contrainte de sécurité est prise $\sigma_0 = 18 \text{ kg/cm}^2$ avec un enfoncement de 0,25 mm. L'indice *CBR* du sol est considéré, pour les enfoncements de 2,5 et 5 mm, à une vitesse de 1,27 mm/min. L'indice recherché est par convention la plus grande des deux valeurs.

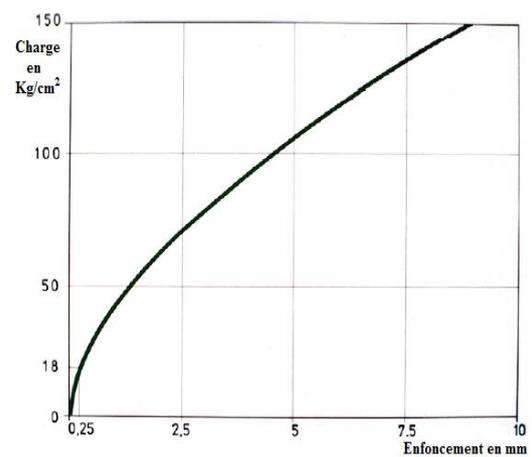
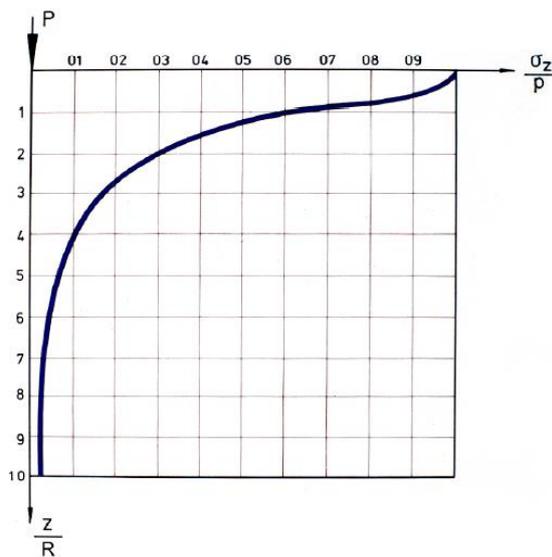


Figure 1-12-b Courbe charge - déformation du matériau californien [9].

Figure 1-12-a Variations de $\frac{\sigma_z}{P}$ en fonction de $\frac{z}{R}$ [9].

On considère dans ces conditions que le matériau californien sera sollicité dans son domaine élastique dans le seuil de 18 kg/cm². On a par conséquent :

$$p \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{R^2}{Z^2}\right)^{\frac{3}{2}}} \right] = \frac{\sigma_0}{100} \quad \text{avec } \sigma_0 = 18 \text{ kg/cm}^2 \quad (1-6)$$

$$\text{d'où : } Z = \frac{R}{\left(1 - \frac{\sigma_0}{100}\right)^{\frac{2}{3}} - 1} \quad \text{avec } p = \frac{P}{\pi R^2} \quad \text{donc } R = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \quad (1-7)$$

La formule sera :

$$Z = \frac{\sqrt{P}}{\sqrt{\pi p \left[\left(\frac{1}{1 - \frac{\sigma_0}{100 P}} \right)^{\frac{2}{3}} - 1 \right]}} \quad (1-8)$$

Le taux du travail maximum des matériaux, obtenu par application de la méthode *CBR*, vaut 18/70 (arrondis 1/4) du taux de charge qui produit dans le moule *CBR* pour un enfoncement de 0.1 pouce (2.5 mm).

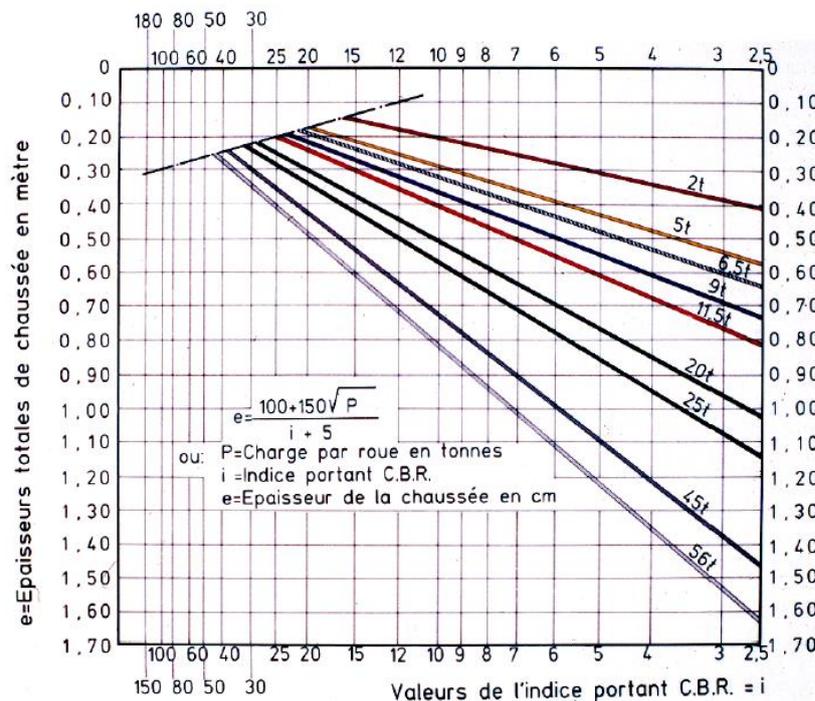


Figure 1-13 Abaque d'estimation de l'épaisseur de la chaussée à partir de l'indice *CBR* [9].

Ces abaques correspondent, de manière très proche, à la formule

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P}}{i + 5} \quad (1-9)$$

Où e est l'épaisseur de la chaussée exprimée en cm, P , la charge par roue exprimée en t et i l'indice CBR.

Cette formule suppose que le sol est compacté sur une épaisseur d'au moins 15 cm à une teneur en eau optimale, avec une compacité de 90 à 100 % de l'optimum Proctor. On tiendra compte du volume total de trafic N qui représente la moyenne journalière de plus de 1.5 t. Dans ces conditions :

$$e = \frac{100 + \sqrt{P} \left(75 + 50 \log_{10} \frac{N}{10} \right)}{i + 5} \quad (1-10)$$

La valeur de P dépend naturellement des règlements de chaque pays et il est assez difficile d'obtenir une législation commune. La valeur $P = 6.5$ t semble dans les limites admissibles [6].

6-6 Modèle multicouche de Burmister (1943)

Il a fallu attendre près de 20 ans avant de disposer d'un modèle pour les chaussées souples. C'est en 1943 que Burmister, professeur à l'Université de New York, publia sa solution du multicouche élastique. Son modèle est schématisé sur la figure 1-14. Le système multicouche de chaussée est supposé infini dans le plan, et repose sur le sol infini de Boussinesq. La charge est supposée de forme circulaire, ce qui facilite beaucoup le problème en le rendant axisymétrique. La résolution d'un problème d'élasticité en coordonnées cylindriques se réduit à la recherche d'une fonction de tension $\phi(r, z)$ à double Laplacien nul :

$$\Delta^2 \phi(r, z) = 0 \quad (1-11)$$

Pour le problème de n couches, on recherche n fonctions définies dans chacune des couches i par $\Delta^2 \phi(r, z) = 0$, et par les conditions aux limites. En effectuant la transformation de Hankel d'ordre 0 sur les variables du problème, on obtient la solution :

$$\Delta_i^* \phi(r, z) = 0$$

$$\phi_i^*(m, z) = y_i(m) [(A_i(m) + zC_i(m))e^{mz} - (B_i(m) + zD_i(m))e^{-mz}] \quad (1-12)$$

Où $y(m)$ est une fonction arbitraire de m et $A_i(m)$, $B_i(m)$, $C_i(m)$, $D_i(m)$ sont déterminés par les conditions aux limites du problème. Par transformation de Hankel inverse, on aura :

$$\phi_i(r, z) = H_0^{-1} \phi_i^*(m, z) \quad (1-13)$$

Les champs de contraintes et de déplacements sont alors ensuite déduits des fonctions $\phi_i(r, z)$.

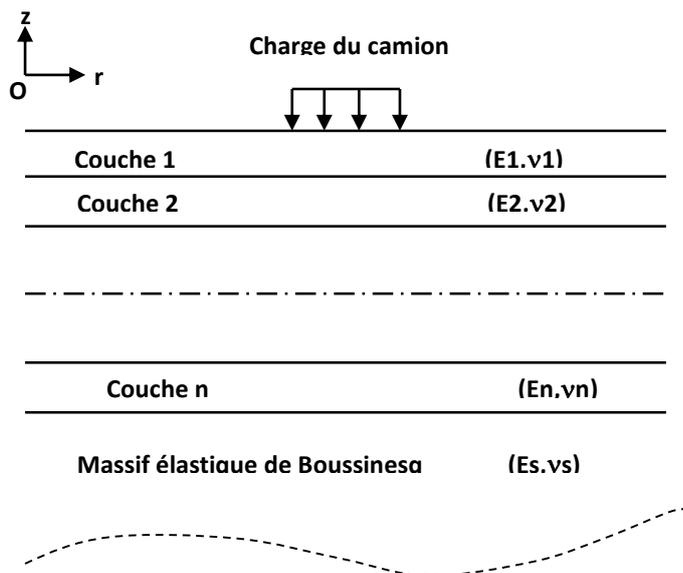


Figure 1-14 Schémas du modèle de Burmister [6].

Par rapport aux modèles précédents, celui de Burmister présente plusieurs avantages, puisque :

- Toutes les couches sont traitées comme solides élastiques ;
- L'interface entre les couches peut être collée ou décollée, et une même structure peut comporter les couches collées ou décollées ;
- Le cas de charges multiples : jumelage, essieux tandem et tridem peut-être traité en additionnant les effets de charges élémentaires. C'est pourquoi plusieurs logiciels de dimensionnement l'utilisent comme noyau de calcul. On peut citer entre autres *ALIZE* du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), *Bistro* de la société Shell et *Chev 5L* de la société Chevron [8].
- Dans le cas des dalles en béton, il est notamment nécessaire de le compléter par un modèle aux éléments finis pour évaluer les conséquences des charges en bord ou en angle de dalle.

6-7 Modèle d'Odemark (1949)

En 1949 la méthode de la hauteur équivalente a été développée par Odemark. Le principe de la méthode consiste à transformer un système de plusieurs couches avec des modules différents élastiques en un système équivalent homogène, où toutes les couches ont un même module pour pouvoir appliquer la théorie classique de Boussinesq sur le système [10].

Donc le module élastique doit être décroissant avec la profondeur, au moins par un facteur 2 pour deux couches adjacentes, et l'épaisseur des couches doit être au moins égale au rayon de la plaque de chargement (Figure 1-15).

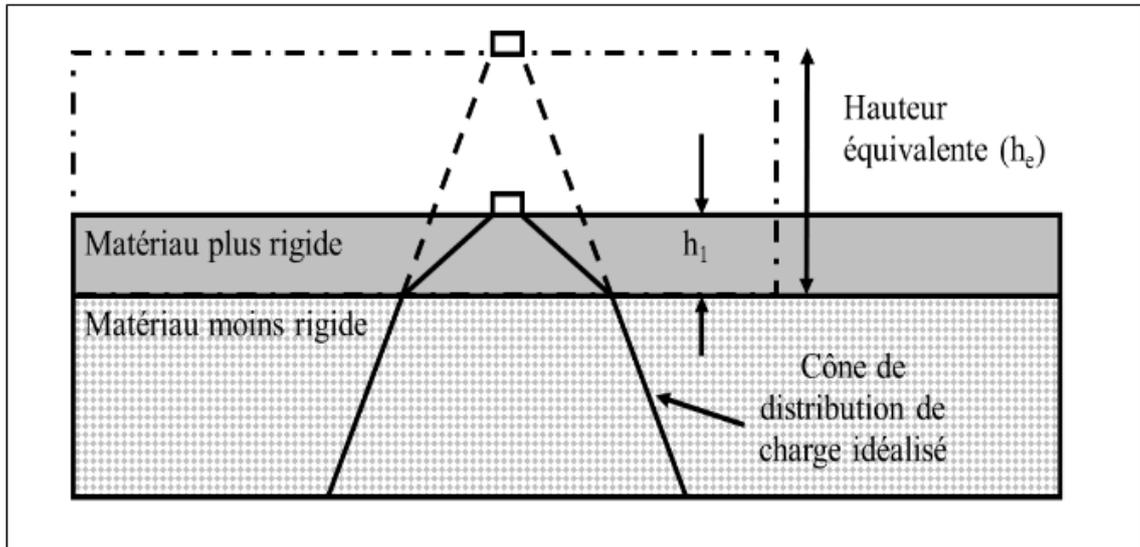


Figure 1-15 Principe des hauteurs équivalentes d'Odemark [10].

Odemark a adopté les hypothèses de calcul suivantes :

- Lors du calcul les contraintes et/ou les déformations au-dessus de l'interface, le système est traité comme un demi-espace de module E_1 ;
- Lors du calcul les contraintes et les déformations au-dessous de l'interface, la couche supérieure est transformée en couche équivalente de module E_2 et de coefficient de poisson ν_2 (Figure 1-16) ;
- Pour que la rigidité demeure la même, l'expression $\frac{I \times E}{(1-\nu^2)}$ doit demeurer constante.

Avec I est le moment d'inertie.

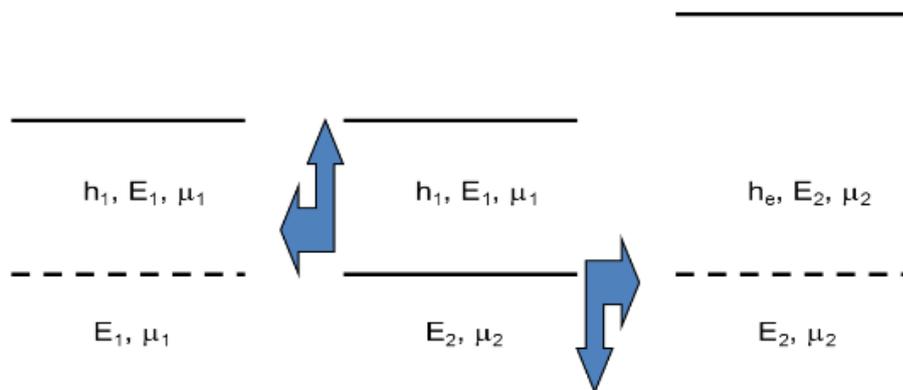


Figure 1-16 Approche de calcul d'Odemark [10].

$$\frac{h_e^3 \cdot E_2}{1-\nu_2^2} = \frac{h_1^3 \cdot E_1}{1-\nu_1^2} \Rightarrow h_e = h_1 \left[\frac{E_1}{E_2} \times \frac{(1-\nu_2^2)}{(1-\nu_1^2)} \right]^{1/3} \quad (1-14)$$

Où h_e est l'épaisseur équivalente. En introduisant un facteur de correction f on aura :

$$h_e = f h_1 \left[\frac{E_1}{E_2} \right]^{1/3} \quad (1-15)$$

Avec :

- $f = 0.9$ pour le système bicouches ;
- $f = 0.8$ pour le système multicouche ;
- $f = 1.0$ pour la première interface d'un multicouche ;
- $f = 1.1$ pour la première interface si le rayon de chargement $r > h$.

Une fois l'épaisseur équivalente est calculée on applique les équations de Boussinesq.

6-8 Méthode AASHTO (1993)

Fondée par l'association *AASHTO* (1959-1961), Cette méthode est empirique et dont l'objectif est d'établir une relation entre les caractéristiques structurales de la chaussée et l'évolution dans le temps du niveau de qualité de la chaussée exprimée en indice de fiabilité [11].

L'indice de variabilité (Pavement Serviceability Index) *PSI* est déterminé à partir du niveau de détérioration (fissure et rapiéçage) et du niveau l'uni (variation de la pente) avec une échelle subjective allant de 0 à 5, où il peut se calculer sous l'équation suivante :

$$PSI = 5.03 - 1.91 \text{ Log}(1 + SV) - 1.38 RD^2 - 0.1(C + P)^{1/2} \quad (1-16)$$

Où : *SV* : Uni (Slop variation) ;

RD: Orniérage (Rut Depth);

C+P: Fissuration (Cracking and Patching).

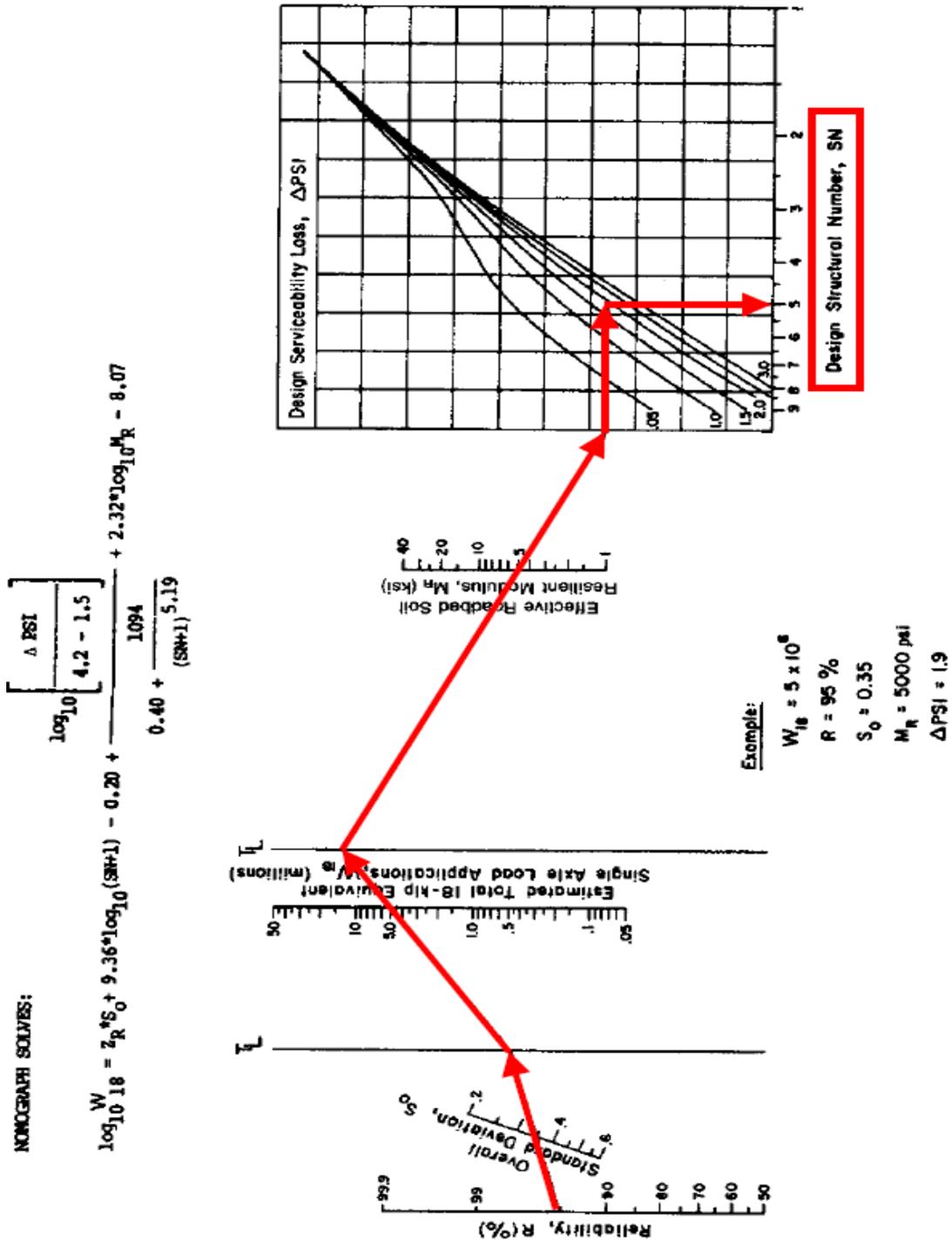


Figure 1-17 Solution par abaque de l'équation AASHTO pour chaussées souples [11].

6-9 Méthode Algérienne de dimensionnement des chaussées (1992)

Le dimensionnement des structures de chaussée Algérienne fait appel au choix de la politique de gestion du réseau routier définie par le maître de l'ouvrage en fonction de la hiérarchisation de son réseau routier. Concrètement, ceci se traduit par un classement en type

de réseaux routiers regroupant des routes de mêmes catégories du point de vue trafic et considérations socio-économiques. Les données de base pour le dimensionnement les structures de chaussées se résument ci-dessous [6].

6-9-1 Durée de vie

La durée de vie est en étroite relation avec la stratégie d'investissement retenu par le maître d'ouvrage et correspond à un investissement initial moyen à évaluer des durées de vie allant de 15 à 25 ans en fonction du niveau de réseau principal considéré [6].

6-9-2 Risque de calcul (r %)

Compte tenu du caractère probabiliste relatif au dimensionnement des chaussées dû à l'importance de la dispersion et du caractère aléatoire des essais de fatigue, l'objectif qui est retenu est que la probabilité d'apparition de dégradation avant une période donnée de X années soit inférieure à une valeur fixée. Cette probabilité de rupture est appelée *risque de calcul*, et la période de X années ou la durée de vie de dimensionnement. Les risques de calcul, r %, adoptés dans le dimensionnement des structures, sont en fonction du trafic et du niveau de réseau principal [6].

6-9-3 Données climatiques

Les données utilisées dans le calcul de dimensionnement des chaussées se rapportent comme suit :

6-9-3-1 État hydrique du sol support

L'état hydrique du sol est pris en compte à travers la portance du sol support. Cette portance est estimée à partir d'essai de poinçonnement, *CBR*, dont les conditions d'imbibition (immédiat ou à 4 jours) sont liées à la zone climatique considérée [6].

6-9-3-2 Cycles saisonniers de température

Le calcul de dimensionnement est réalisé pour une température constante appelée température équivalente θ_{eq} . Celle-ci est telle que la somme des dégâts endurés par la chaussée durant une année, pour une température attribuée, soit égale au dégât que subirait la chaussée soumise au même trafic mais pour une température constante θ_{eq} . Cette dernière se détermine par application du cumul des dommages. Les cycles saisonniers de température qui influent sur les caractéristiques mécaniques des matériaux bitumineux, grave bitumineux *GB*, béton bitumineux *BB*, et sable bitumineux *SB* sont pris en compte à travers la notion température équivalente [6].

Chapitre 2 : Risques
d'instabilités liés au
trafic routier et des
talus

Chapitre 2

Risques d'instabilités liés au trafic routier et des talus

1- Introduction

Les mouvements de terrain jouent un rôle prépondérant dans l'évolution des versants comme ceux des talus routiers par exemple. Les études géologiques et géotechniques du terrain sont le plus souvent motivées par la recherche de solutions à apporter à un mouvement déclaré. Ainsi l'objectif de ce chapitre est d'étudier la stabilité des talus autoroutiers. Les calculs de stabilité nous permettront de conclure à quel type de rupture (circulaire ou plan). Le mouvement de terrain est favorisé par quatre principales raisons : 1) l'action de l'eau qui engendre des pressions interstitielles supérieures à la résistance au cisaillement, permettant le développement des forces motrices nécessaires au déplacement, 2) les matériaux argileux du talus qui présentent des caractéristiques physiques favorables aux mouvements de terrain, 3) le talus qui pourrait déjà avoir subi des déformations, et 4) les aménagements, les travaux de déblaiement et le poids des arbres et végétations qui dérangent l'équilibre précaire du talus. Des mesures inclinométriques et piézométriques à effectuer pour confirmer la nature et la délimitation de la zone de glissement qui révéleront les déformations du matériau support. Les solutions techniques envisagées pour assurer la stabilité du talus seront des aménagements de confortement, comme le changement de géométrie pour réduire la hauteur du talus immédiatement à l'est du glissement, la mise en place d'un système de drainage et la stabilisation par un soutènement.

2- Définition

Les mouvements de pente regroupent tous les processus de transport en bloc, un volume plus au moins grand de matériaux d'un versant [13]. Selon la vitesse du mouvement, ils se répartissent en deux familles :

- Les mouvements de terrain ;
- Les déformations lentes, fauchage et reptation.

Les mouvements de terrain impliquent une rupture et un déplacement simultané des matériaux [14]. Ils sont divisés en quatre catégories ; définies par Colas et Pilot en 1976 et repris d'une manière universelle.

- Les glissements de terrain ;
- Les chutes ;
- Le fluage et les solifluxions ;
- Les coulées.

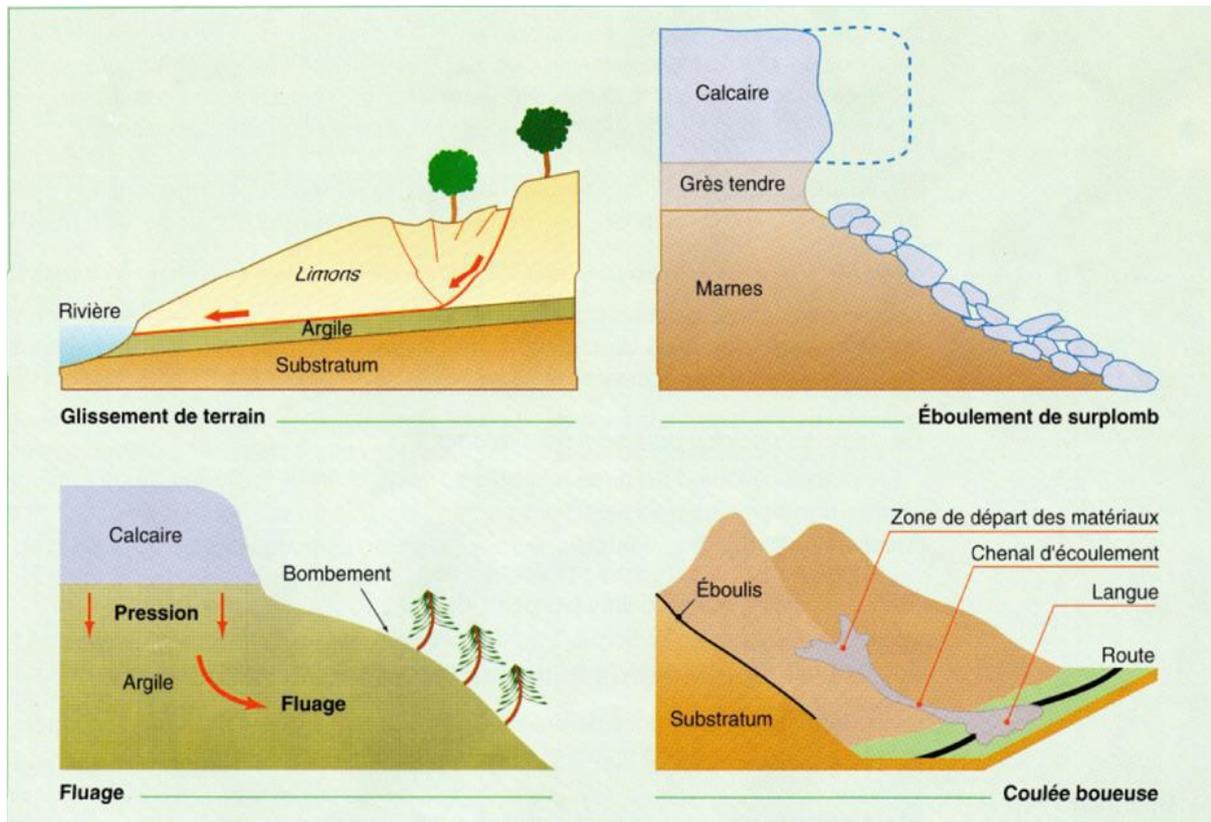


Figure 2-1 Différents types de mouvements de terrain [24].

La distinction entre ces différentes classes se fait généralement selon l'agent de déplacement, la nature du matériau et la surface de rupture.

Le fauchage désigne une évolution lente des têtes de couches qui s'incurvent peu à peu vers le bas sous l'effet de la gravité [15]. Il est très fréquent sur les versants où la stratification ou la schistosité sont proches de la verticale.

La reptation est un déplacement lent et continu de l'ensemble du matériau, résultant d'une infinité de très petits mouvements de particules les unes par rapport aux autres [16]. La caractéristique essentielle de la reptation est l'absence d'une limite nette entre zone mobile et zone stable.

3- Principales familles de mouvements de pente

3-1 Glissement de terrain

Il est défini comme le déplacement d'une masse de terrain bien délimitée, meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante.

Le mouvement est engendré par l'action de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques), de la gravité ou d'une modification des conditions limites.

Les matériaux déplacés peuvent évoluer de façon très variée suivant leur nature et les volumes en cause. S'il s'agit de roches, celles-ci se fragmentent généralement et le glissement initial se transforme en un éboulement. S'il s'agit de sols saturés, le remaniement et la destruction partielle de la texture peuvent donner un matériau de consistance plastique ou fluide à l'origine de coulées boueuses.

En fonction de la géométrie de la surface de rupture (figure 2-2), on distingue :

- **Glissements plans** Mouvement au long d'une surface de rupture sensiblement plane pouvant être un joint stratigraphique, une surface de schistosité ou de foliation, une interface entre formations de pente, un plan de faille.
- **Glissements circulaires ou rotationnels** Surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement en général caractérisé par un bourrelet frontal plus ou moins marqué et par l'existence d'une zone de départ nette. Ils se produisent en particulier en terrains assez homogènes, à dominante marneuse ou argileuse.
- **Glissements quelconques, composites ou complexes** Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la (ou les) surface (s) de rupture est (sont) de forme générale convexe et passe (ent) au travers de différents niveaux de faiblesse du massif.

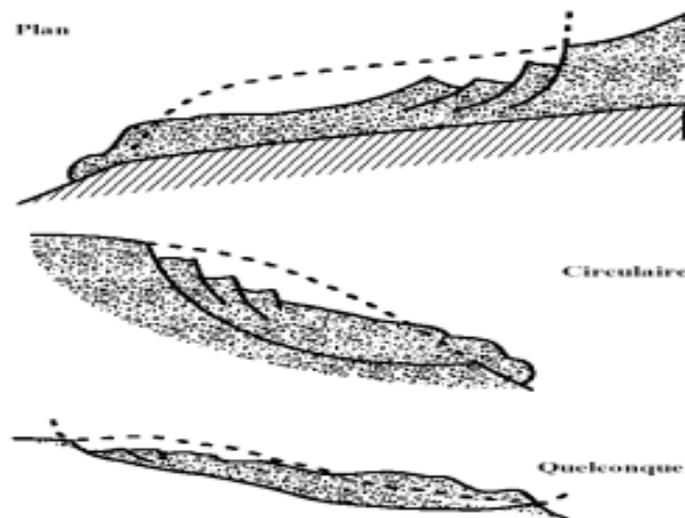


Figure 2-2 Différents types de glissements [16].

3-2 Chutes de blocs et éboulements

Ce sont des phénomènes rapides ou événementiels, résultant de l'évolution de falaise, et mobilisant des blocs de roche plus ou moins homogènes depuis un sommet ou une pente. (Figure 2-3)

Ils consistent au roulement ou en la chute libre au départ, après rupture, de blocs par fragmentation. Le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur décroissante (dans le cas d'une pente régulière).

La chute de blocs ne concerne qu'un nombre réduit d'éléments. La masse instable est beaucoup plus volumineuse pour les éboulements.

Les blocs déstabilisés ont une trajectoire plus ou moins autonome. L'extension du phénomène est donc variable, car la distance parcourue par les blocs rocheux sera en fonction de la taille des blocs, de l'amortissement des chocs et de la raideur de la pente, etc.

Ce phénomène se caractérise par une dislocation des matériaux mis en mouvement ou forte désorganisation. Le volume de matériaux mis en jeu est extrêmement variable, de quelques dizaines à quelques milliers de m³.

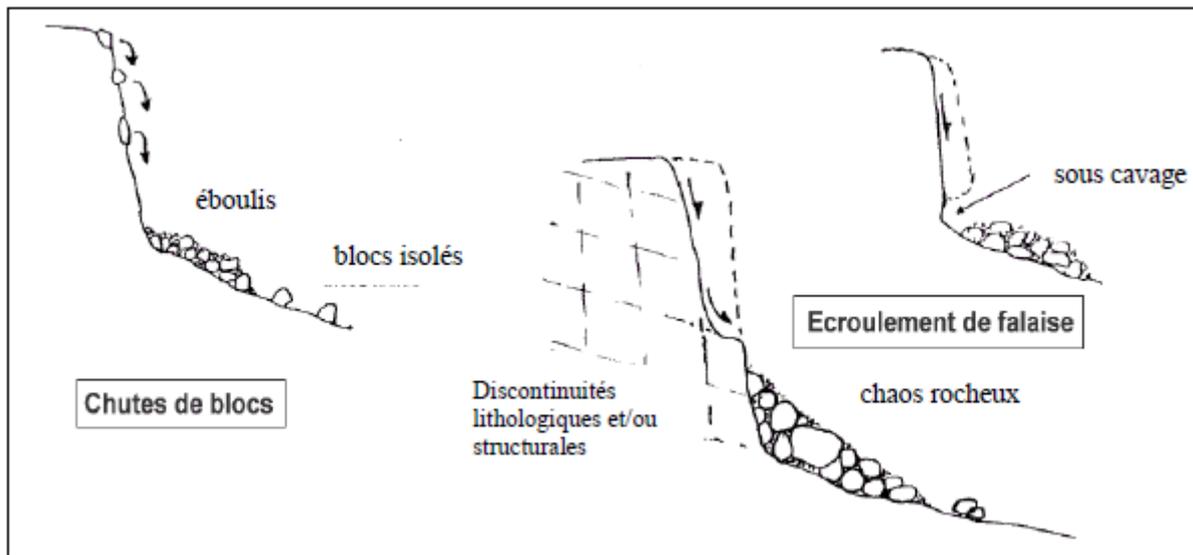


Figure 2-3 Schéma de principe de chutes de blocs et éboulements [16].

3-3 Solifluxion

Ce phénomène s'accroît sous l'effet du gel-dégel, particulièrement au moment du dégel quand le matériau de surface est saturé et qu'un sol gelé subsiste en profondeur.

En général, les solifluxions touchent superficiellement (profondeur inférieure à 2m) les sols meubles et spécialement les versants marneux. Elles sont caractérisées par une faible extension des masses en mouvement et une zone de départ inexistante.

3-4 Coulées boueuses et laves torrentielles

Les coulées apparaissent dans des matériaux meubles (sols marneux ou argileux) lorsque leur teneur en eau augmente de manière importante (la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité). Ces coulées peuvent se produire à la suite d'un glissement de terrain ou d'une solifluxion.

Elles consistent en la propagation de matériaux sans cohésion ou ayant perdu brutalement leur cohésion dès la mise en mouvement.

Lors d'un phénomène de coulée boueuse :

- Le degré de remaniement de la masse en mouvement est total.
- La distance et la vitesse parcourue par une coulée boueuse sont très variables, dépendant de nombreux facteurs comme la quantité d'eau, la nature des matériaux, la topographie, la saturation en eau des sols sur lesquels se déplace la coulée, la viscosité du mélange eau/matériau.

3-5 Fauchage

C'est un mouvement lent des têtes de couches qui s'incurvent peu à peu sous l'effet de la gravité vers le bas. (Figure 2-4)

Ce type de déformation affecte des formations géologiques sur lesquelles la schistosité, le litage ou la foliation sont proches de la verticale.

Le mécanisme de fauchage peut évoluer et se transformer en un mécanisme de glissement rocheux.

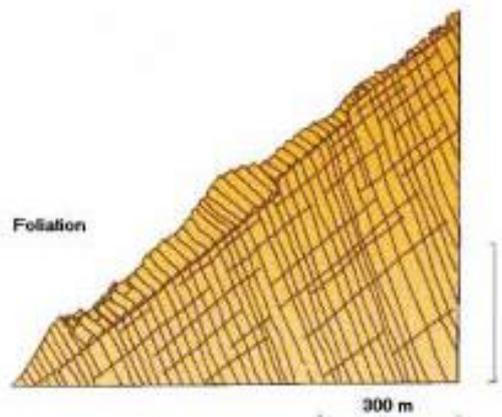


Figure 2-4 Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques (fauchage affectant un versant à une échelle hectométrique) [14].

3-6 Reptation

C'est un déplacement par gravité, de vitesse lente (de quelques mm à quelques dm par an), continue de l'ensemble du matériau, ils peuvent cependant s'accélérer en phase paroxysmale pour aller même jusqu'à la rupture et le mouvement s'évoluera en un glissement de terrain.

En général, la reptation intéresse les couches superficielles (quelques décimètres ou mètres de profondeur) et argileuses (formations d'altération).

La caractéristique essentielle de la reptation est l'absence d'une limite nette entre zone stable et zone mobile.

4- Facteurs d'instabilité

Les mouvements de pente sont des manifestations naturelles de l'évolution du relief, en action, depuis des millions d'années à la surface terrestre. Les études et les observations effectuées à partir d'événements passés ont permis de mettre en évidence certaines conditions de site favorables à l'apparition de tel ou tel phénomène d'instabilité.

4-1 Facteurs permanents

Ce sont des facteurs de prédisposition d'un site aux instabilités (nature géologique des terrains, relief,etc.).

4-1-1 Pesanteur

Elle constitue le moteur essentiel des mouvements de terrain, qualifiés souvent de gravitaires.

4-1-2 Eau

Elle est un facteur très déterminant pour la genèse d'un glissement de terrain. Elle agit par ameublissement et dégradation mécanique des terrains. Elle joue en même temps un facteur variable dans le temps et un facteur permanent (précipitation).

4-1-2-1 Action mécanique

Les pressions interstitielles élevées dans les sols constituent un élément défavorable à la stabilité d'une pente. Ces zones humides sont caractérisées par une nappe affleurant en quasi-permanence et par une végétation hygrophile particulière. Elles indiquent dans la plupart des cas une forte probabilité d'avoir une instabilité dans une pente.

L'érosion des berges de cours d'eau ou des côtes marines est aussi la cause des instabilités de masse. L'action des vagues qui s'exerce au pied des falaises côtières contribue au recul des côtes par éboulements successifs.

4-1-2-2 Action chimique

On peut citer en particulier l'hydrolyse, qui est un processus lent et qui conduit à la transformation climatique de certains minéraux silicatés, par exemple les feldspaths, dont l'altération entraîne la formation d'argiles.

L'hydratation de certains minéraux (anhydrite, par exemple) accompagnée de gonflement peut contribuer à désorganiser un massif.

4-1-3 Nature et caractéristiques mécaniques des terrains

Les caractéristiques mécaniques des terrains représentent les données de base imposées par la nature et l'histoire du terrain.

Les argiles, les schistes argileux, les micaschistes, les marnes s'altèrent facilement en surface et donnent lieu à des coulées boueuses ou à des glissements.

Chapitre 2 : Risques d'instabilités liés au trafic routier et des talus

Les formations superficielles récentes, non consolidées généralement, tapissant les versants à forte pente, sont vulnérables et instables.

Les formations anisotropes (formations stratifiées) présentent souvent des alternances de niveaux tendres et durs (marno-calcaires, comme exemple) qui ont un comportement hydraulique et mécanique particulier, souvent défavorable à la stabilité.

Les terrains affectés par de grands glissements anciens, dits fossiles, sont cependant fragilisés et donc sensibles à une perturbation d'origine humaine ou naturelle.

La variation importante lithologique dans une même formation géologique peut être à l'origine d'une répartition des mouvements de terrain.

4-1-4 Structure des terrains

La tectonique, cassante ou simple, conditionne notablement la susceptibilité des terrains aux instabilités.

Les discontinuités qui affectent les roches cohérentes jouent un rôle déterminant dans la stabilité des massifs rocheux. Elles constituent des surfaces de faiblesse sur lesquelles se désigne la rupture et qui peuvent être à l'origine d'une étude de prédiction du mécanisme et du type de glissement (des glissements de dièdres, glissements plans, etc.) en se basant sur leurs orientations.

Les joints sédimentaires, de foliation ou plan de schistosité sont eux aussi des surfaces de faiblesse qu'il faut prendre en compte. Ils jouent le même rôle (favorisant l'instabilité des massifs) que les discontinuités.

4-1-5 Morphologie

La pente des talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité. Il existe une pente limite au-delà de laquelle on observe un optimum favorable aux glissements.

On ne peut pas utiliser la valeur de la pente comme déterminante, elle s'associe avec d'autres facteurs tels que la hauteur des versants, la nature lithologique et la présence ou non de l'eau.

4-1-6 Couvert végétal

Le rôle stabilisateur du couvert végétal et des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines : Le terrain du versant se trouve emprisonné dans un radicaire dense et donc il est stable.
- Le drainage par l'évapotranspiration : Les arbres prélèvent dans le terrain par l'évapotranspiration une quantité d'eau considérable.
- La rétention des eaux de pluie : La couverture végétale permet la rétention des eaux pluviales qu'elles ne viennent pas imbiber la masse de terrain.

- La protection contre l'érosion : La couverture végétale représente un tapis protecteur qui réduit fortement l'action du ruissellement superficiel.

A l'inverse, l'action de la végétation peut être déstabilisante en :

- Favorisant l'infiltration ;
- Chargeant le versant ;
- Interceptant l'énergie éolienne et induction des forces de traction dans le sol ;
- Créant une structure étagée : roche mère, roche altérée et sol compacté par la structure des racines ;
- L'élargissement des fissures dans un massif fissuré et leur progression en profondeur par le développement des racines et par suite augmentation des forces motrices à l'écoulement.

Sur le terrain, la végétation peut être indicatrice des glissements, il est possible de localiser et de délimiter les différentes parties d'un glissement à partir de la tenue des arbres ; arbres inclinés, arbres en pipe, paquets d'arbres isolés. (Figure 2-5)

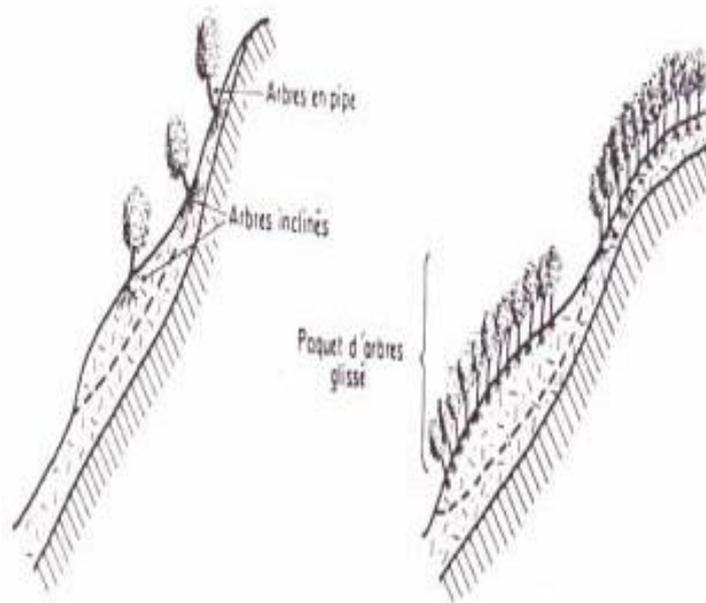


Figure 2-5 Relation entre mouvement de pente et végétation [17].

4-2 Facteurs variables dans le temps

Ce sont eux qui déclenchent l'instabilité ou qui provoquent une accélération marquée du mouvement conduisant à la rupture.

4-2-1 Précipitations

Les glissements de terrain apparaissent souvent au moment hydrologique le plus défavorable, c'est-à-dire lors de fonte de neige, lors de périodes pluvieuses prolongées ou après une longue période humide, selon des mécanismes tels que :

- L'augmentation de la pression interstitielle dans les sols saturés, due à une fonte de neiges ou à un épisode pluvieux exceptionnel, qui entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol.
- La saturation des sols par descente d'un front d'infiltration influe aussi et fait augmenter le poids moteur.
- Une réduction de la consistance d'une argile causée par l'augmentation de la teneur en eau, lorsque celle-ci se rapproche de la limite de liquidité W_L , le milieu passe de l'état plastique à l'état liquide et la résistance au cisaillement diminue.
- L'érosion provoquant des changements de géométrie du versant, et par suite une modification de la pente qui implique une diminution du coefficient de sécurité.
- Des écoulements souterrains qui ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes telles que l'érosion souterraine et la pression de courant.

4-2-2 Température

Les variations de température sont un facteur déclenchant de chutes de blocs ou de pierres, en raison des dilatations différentielles qui se manifestent.

4-2-3 Gel et dégel

Dans les principaux sols limoneux, la congélation et la décongélation peuvent donner des pressions interstitielles excessives et par suite, elles influent sur les mouvements de surface (solifluxion).

Le gel s'accompagne d'une augmentation de volume de 9% environ, et tend à écraser les particules des sols en créant et élargissant des fissures. Ce phénomène est à l'origine de certaines de glissement de terrain ou chutes de blocs.

Le dégel s'accompagne de libération de grandes quantités d'eau et donne lieu à des glissements-coulées ou à des chutes de blocs et éboulements.

4-2-4 Séisme et volcanisme

Les vibrations provoquées par les séismes sont responsables du déclenchement de mouvements de pente très variés tels que glissements, écroulements ou chutes de blocs, soit par la modification des pressions interstitielles, soit par action mécanique directe.

Des phénomènes plus spécifiques se produisent également, comme des glissements à morphologie particulière, soumis à une forte amplification des vibrations ou survenant dans des sites sujets à la liquéfaction de couches sableuses.

L'explosion d'un volcan est souvent accompagnée d'une activité sismique qui favorise l'instabilité des versants.

L'action de surpression de vapeur d'eau peut et de gaz, en outre, favoriser le déclenchement de mouvement de pentes sur les flancs du volcan.

4-2-5 Action d'homme

L'homme constitue fréquemment une cause déclenchement des instabilités ou d'accélération, notamment :

- Les modifications de l'équilibre naturel des pentes ; remblaiement en tête de versant, talutage en pied de versant ;
- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel ; rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple), pompage excessif d'eau qui favorise la dissolution des roches solubles, etc.
- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles de déclenchement des chutes de blocs et de pierres ou vibrations dues au ferroviaire ou trafic routier qui peuvent déstabiliser à la longue des versants.

5- Autre classification des causes d'instabilité

Les facteurs d'évolution et de déclenchement de mouvements de pente, appelés auparavant facteurs variables dans le temps, sont variés et nombreux. Certains auteurs les ont regroupés en trois familles principales :

- Modification des conditions hydrauliques ;
- Modification du moment moteur ;
- Modification des caractéristiques rhéologiques et géotechniques des terrains.

Alors, différentes études statistiques ont fait apparaître que les causes les plus fréquentes sont d'origine hydraulique. (Tableau 2-1)

Tableau 2-1 Etude statistique sur les causes des glissements de terrain [18].

	ALLAL (1993)	E. GERVEAU (1991)	DESVARREUX (1988)	J.L. DUVILLE & J. LACUBE (1989)
Modification moment moteur	34%	31%	---	---
Modification condition hydraulique	53%	49%	52%	61%
Modification caractéristique géotechnique et rhéologique	13%	20%	---	---
Nombre de mouvements étudiés	32	50	250	?

D'une façon générale, il y a une seule cause globale de tous les mouvements de pente, c'est une modification de l'équilibre du massif considérée. Cette cause a été décomposée en plusieurs causes de différentes origines dont la première approche qualitative a été donnée en 1950 par Terzagui [22].

Pour plus de simplicité et de clarté, on propose de voir la classification des causes de mouvements de pente réalisée par [18]. Elle est faite suivant les trois familles de facteurs suivantes :

- Facteurs hydrauliques ;
- Facteurs dynamiques ;
- Facteurs mécaniques.

5-1 Facteurs hydrauliques

5-1-1 Précipitations ou fonte des neiges

Zaruba et Mencl [25] ont trouvé une corrélation entre une forte pluie annuelle et la fréquence des glissements pour plusieurs zones en Tchécoslovaquie.

Il existe relation entre les pluies fortes et la vitesse de glissement du sol pour de nombreux glissements, aussi les glissements ravageurs dans Rio De Janeiro en Brésil durant 1966 et 1967 se sont produits pendant ou après de très forts orages. Des pluies torrentielles dans la région de Saguenay au Canada pendant l'année de 1996 ont déclenché plusieurs mouvements de terrain (Service de la Géotechnique et de la Géologie, Québec).

Alors toute augmentation de la pression interstitielle tout le long de la surface de glissement, diminue la contrainte normale effective et par suite la résistance par frottement (de cisaillement).

Les précipitations et fontes des neiges font naître trois processus :

- Humidification du sol et infiltration ;
- Ruissellement de surface ;
- Evapotranspiration.

5-1-1-1 Humidification du sol et infiltration

L'eau qui tombe à la surface du sol commence par humidifier la fraction supérieure du sol. Si la pluie se poursuit suffisamment et longtemps, l'humidification sera de plus en plus importante et entraîne une infiltration, c'est-à-dire une arrivée d'eau à la nappe (réalimentation des nappes). Ces phénomènes peuvent jouer un rôle mécanique dans l'équilibre de la pente, et ceci à différents niveaux :

- Augmentation du degré de saturation : Ceci va avoir deux conséquences mécaniques :
 - * Le poids volumique de sol situé au-dessus de la nappe augmente ;
 - * Les forces de capillarité, qui se développent à l'interface entre la phase eau et la phase air, vont diminuer avec la raréfaction de la phase air. Il va alors y avoir diminution de la succion qui joue un rôle cohésif sur le sol.

- Forces de volume dues à l'eau : C'est un paramètre important, il est nécessaire de pouvoir les diminuer (les forces) par des réseaux de drainage performants pour améliorer la stabilité.
- Élévation brutale du niveau d'eau ou du niveau de la nappe dans un réseau fissuré : Lorsque le front d'infiltration atteint le niveau de la nappe, celle-ci va supporter une surpression qui peut être importante (quelques kPa) et qui peut apparaître brutalement. En même temps que la hauteur de la nappe augmente, le coefficient de sécurité de la pente chute.

Dans un massif rocheux fissuré, il peut arriver qu'une venue d'eau apparaisse brutalement, entraînant une augmentation des pressions d'eau et par conséquent une baisse du coefficient de sécurité.

- Écoulements souterrains : Ils ont des actions défavorables sur la stabilité des pentes, et qui sont :

- * La pression de courant : Elle correspond aux frottements visqueux liés à l'écoulement qui est transmis aux grains solides (force d'entraînements).

L'écoulement freiné par le milieu poreux transmet à ce dernier des efforts mécaniques (principe de l'action et de la réaction). L'eau exerce donc une poussée sur le matériau qu'elle traverse et met en question la stabilité de la pente.

- * Colmatage des terrains : Il résulte du dépôt des particules qui se trouvaient en suspension dans le liquide filtrant (l'eau), dans les interstices du milieu. Ce phénomène peut changer les conditions aux limites hydrauliques, et notamment la pression interstitielle, en diminuant la perméabilité des terrains à l'aval des versants. Il est fréquent à l'origine des ruptures sur venants en pied des pentes.

- * Érosion souterraine : C'est le transport des particules du matériau dans les terrains, traduit par une augmentation des débits qui vont causer le phénomène du renard (érosion régressive), ce dernier diminue la résistance mécanique des terrains.

- Un ramollissement des sols d'origine chimique : Lorsque l'eau infiltrée est agressive ou usée, elle peut par une action électrolytique (échange d'ions) modifier la structure de certaines argiles par floculation ou défloculation du milieu colloïdal, ce dernier phénomène correspond à un ramollissement.

5-1-1-2 Ruissellements de surface

Lorsque l'intensité de la pluie est forte, la pellicule d'eau en surface peut circuler sur la tranche supérieure du sol saturé (sur une faible épaisseur). Ils induisent, essentiellement des phénomènes d'érosion externe (superficielle) qui ont pour effet de modifier la géométrie des versants et donc leurs conditions de stabilité (sapement des falaises côtières ou des berges fluviales, ravinement des versants).

5-1-1-3 Evapotranspiration

Ce terme regroupe généralement transpiration et évaporation. Pendant et après un épisode pluvieux, une partie non négligeable de l'eau arrivée au sol est immédiatement évaporée. Le phénomène de la transpiration joue dans le même sens que l'évaporation, les racines des plantes sont capables de reprendre de l'eau du sol. Cela provoque le phénomène de retrait, donc la formation des fissures.

5-1-2 Gel et dégel

Ces deux phénomènes sont cités auparavant (paragraphe 4-2-3). On peut ajouter que l'observation d'un certain nombre de sites d'écoulements en Norvège (1951-1955) a permis, pour la première fois, de dégager l'influence du gel et du dégel. La majorité de ces écoulements ont eu lieu en automne et au printemps, quand la température varie autour du point de congélation [19].

5-1-3 Phénomène du retrait-gonflement

Pour bien comprendre l'impact du phénomène sur le glissement de terrain, citons l'expérience réalisée par Nascimento [23] : Un échantillon d'argile est successivement desséché puis humidifié plusieurs fois de suite. Posé sur une surface horizontale, il conserve sa position. Mais sur une surface inclinée, il progresse doucement vers le bas, donc le retrait/gonflement de l'argile favorise l'action de la pesanteur (reptation des talus).

Sous un climat semi-aride, les massifs argileux prennent leur maximum de retrait et se fissurent très profondément (diminution de la résistance mécanique). Après, lorsque les pluies surviennent, toutes les fissures se remplissent d'eau en causant le gonflement de l'argile, où la résistance au cisaillement diminue davantage et une coulée boueuse peut s'amorcer.

5-1-4 Vidange rapide

L'expérience a montré qu'un versant baigné par un plan d'eau est fréquemment touché par des mouvements de pente lors de l'abaissement brutal de ce plan d'eau.

On peut citer comme exemples, le glissement se produisant lors du drainage du lac Steep Rock et le mouvement de pente pendant la vidange du réservoir Look Out Point en Oregon en Canada.

Cette instabilité provient de la pression de courant des eaux interstitielles du massif qui, en s'écoulant, charge le haut du massif. Ce type de mouvement provient particulièrement dans les barrages en terre, les digues, et le pied des versants des lacs artificiels.

5-1-5 Infiltration par sources d'eau artificielles (réservoir ou canal)

Le remplissage du réservoir peut déclencher aussi de grands mouvements de masse, comme c'était le cas à Vajont en Italie [26], le cas du réservoir à Gepatsch en Autriche, et le cas du remplissage du lac Franklin Roosevelt à Washington aux États-Unis où plus de 500 glissements se sont produits.

La fuite des barrages et des réservoirs peut causer une rupture par une érosion interne régressive ou par une canalisation. Comme se développe, l'écoulement de l'eau augmente et le toit de la conduite ainsi créée peut s'affaisser et causer un glissement.

5-1-6 Déboisement - déforestation

Le déboisement d'un versant est une action favorable pour les mouvements de pente, parce qu'il désorganise le terrain en profondeur et favorise la pénétration des eaux dans la masse.

5-2 Facteurs dynamiques

5-2-1 Tremblement de terre et vibrations

Ce qu'on peut ajouter à ce qu'il a été vu au paragraphe (4-2-4), c'est que les vibrations d'autres origines (machines vibrantes, battage de pieux, engins de terrassement, etc.) ont les mêmes conséquences qu'un séisme.

On peut évoquer le glissement de la province de Kansu en Chine de 1920, déclenché par un séisme. Le glissement de Surte en Suède de 1950 qui s'est produit sur une argile sensible molle, il a été provoqué par les vibrations du battage des pieux. Le glissement se produisant à Turtle Mountain à Alberta au Canada, il a été attribué par Terzaghi [22] à des opérations de mine dans la région.

5-2-2 Mouvements tectoniques

Les mouvements tectoniques dans la croûte terrestre peuvent causer une augmentation de l'angle de la pente et depuis contribuer aux mouvements de pente.

5-3 Facteurs mécaniques

5-3-1 Terrassements

Cette action mécanique a des répercussions défavorables sur la stabilité des talus lorsqu'elle n'est pas bien faite.

On sait que la pente des versants représente un paramètre qui conditionne sa stabilité et qu'il existe une pente limite, au-delà de laquelle la rupture apparaisse. Parfois les travaux de terrassement changent la pente naturelle en dépassant cet angle limite (modification de la géométrie). La conséquence directe est que ce talus subit un déplacement.

Les terrassements, en supprimant la butée de pied d'un versant, réduisent les moments stabilisateurs et ainsi le coefficient de sécurité qui engendre une instabilité.

5-3-2 Surcharges sur un versant

Cette surcharge peut être un mur de soutènement, une décharge, un remblai, un immeuble, etc. qui se trouve en tête ou à mi-pente d'un versant.

L'augmentation de la charge et du moment moteur crée une diminution du coefficient de sécurité qui est favorable à l'apparition d'une rupture rationnelle.

6- Méthodes de calcul de la stabilité des talus

6-1 Calculs de stabilité

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée par rapport à l'équilibre limite. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture circulaire, plane ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes totales à court terme et/ou en contraintes effectives à long terme. Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination des paramètres de cisaillement, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre.

6-2 Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité F est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (2-1)$$

Dans laquelle τ_{\max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement effectivement mobilisée le long de la courbe de rupture (si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F < 1$, il y a rupture ; si $F = 1$, il y a équilibre limite).

6-3 Cas des ruptures planes (glissements plans)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain. Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{c' L + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \phi'}{W \sin \alpha} \quad (2-2)$$

Dans laquelle « L » désigne la longueur du talus, « α » sa pente, « W » le poids des terres en mouvement,

U la résultante des pressions interstitielles éventuelles, « C » est la cohésion effective et « ϕ' » l'angle de frottement interne effectif.

6-4 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- La méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes intertranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Fellenius}} = \frac{\sum [c' b + (W \cos^2 \alpha - ub) \text{tg} \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (2-3)$$

- La méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes intertranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{\text{Bishop}} = \frac{\sum [c' b + (W - ub) \text{tg} \varphi'] / (\cos \alpha + \sin \alpha \text{tg} \varphi' / F_{\text{fellenius}})}{\sum W \sin \alpha} \quad (2-4)$$

6-5 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires)

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture.

6-6 Méthodes de calcul de stabilité et de déformation des talus

Le dimensionnement des ouvrages en terre et l'analyse de stabilité des pentes naturelles s'effectuent habituellement par la méthode des tranches. Cette méthode consiste à découper le talus en tranches verticales et résoudre le système hyperstatique des forces d'équilibre appliquées. Plusieurs variantes introduisant chacune des hypothèses de résolution simplificatrices peuvent être utilisées dans le cas d'une surface de rupture circulaire (méthodes de Bishop, Fellenius, Taylor, Caquot-Biarez) ou de forme quelconque (méthodes de Morgenstern-Price, Spencer, Janbu et méthode des perturbations). La méthode des tranches donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du talus étudié par rapport à l'équilibre limite. Le coefficient de sécurité est défini par la contrainte de cisaillement appliquée le long de la surface de rupture et du rapport de la résistance au cisaillement critique. Son expression est différente selon qu'il s'agit d'une rupture circulaire, plane ou quelconque. Dans tous les cas, les calculs de stabilité s'effectuent en contraintes effectives à long terme (cas des versants) et en contraintes totales à court terme (cas des remblais). Le degré de précision des calculs dépendra toutefois de la qualité de détermination

des paramètres de résistance au cisaillement des sols, mais aussi des moyens de calculs mis en œuvre. Le coefficient de sécurité est déterminé à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant-projet (abaques de Taylor, etc.) ou à l'aide de logiciels pour les configurations complexes (PETAL-LCPC, PROSPER-LCPC, etc.). La figure 2-6 donne les résultats des calculs effectués à l'aide du logiciel PETAL-LCPC sur le versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa) qui a été, au mois de janvier 1993, le siège d'un glissement ayant causé des désordres importants dans le versant lui-même et dans les ouvrages qui s'y trouve (route, canalisations, bâtiments, etc.).

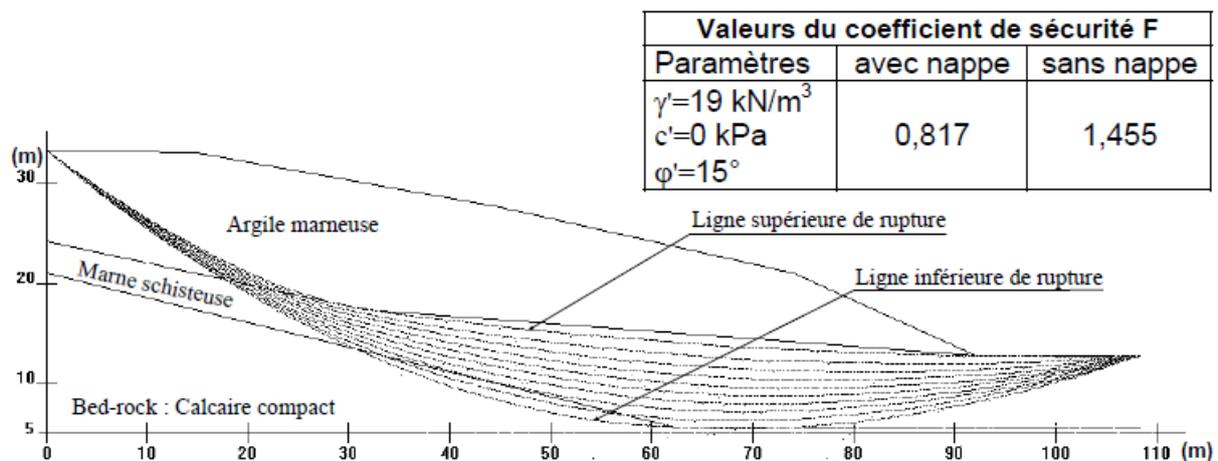


Figure 2-6 Résultats de calculs effectués sur le versant instable de Sidi-Ahmed (Bejaïa) par la méthode des perturbations à l'aide du logiciel PETAL-LCPC [21].

Les déformations et les tassements différés que peuvent subir les pentes naturelles et les remblais évoluent soit vers un nouvel état d'équilibre, soit vers la rupture. Dans le cas des remblais, les calculs peuvent être effectués soit à l'aide d'abaques, soit par la méthode œdométrique, soit à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur (CONMULT-LCPC, CESAR-LCPC, etc.), soit encore par extrapolation des mesures faites sur un autre ouvrage en terre voisine ou sur un remblai d'essai. Tandis que pour les pentes naturelles, les calculs en déformations ne se font pas parce qu'on ne peut pas définir leur géométrie exacte, on ne connaît pas encore la loi de comportement des sols constitutifs et on ignore l'état initial des contraintes nécessaires pour faire des calculs élasto-plastiques.

6-7 Techniques de confortement des pentes instables

Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause des travaux, sont variés et nombreux. Ils peuvent être hydrauliques (rabattement et drainage de la nappe) ou géométriques (modification de la pente du talus ou

réduction de sa hauteur). D'autres techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus (berges), le clouage à l'aide de barrettes ou pieux et le soutènement par murs gabions ou à l'aide de palplanches métalliques ou en béton armé. Le choix de l'une de ces solutions dépendra de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe). Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre. La figure 8 présente le confort du versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa) à l'aide de pieux en béton armé de 80 cm de diamètre et de 22 m de long disposés en milieu de pente.

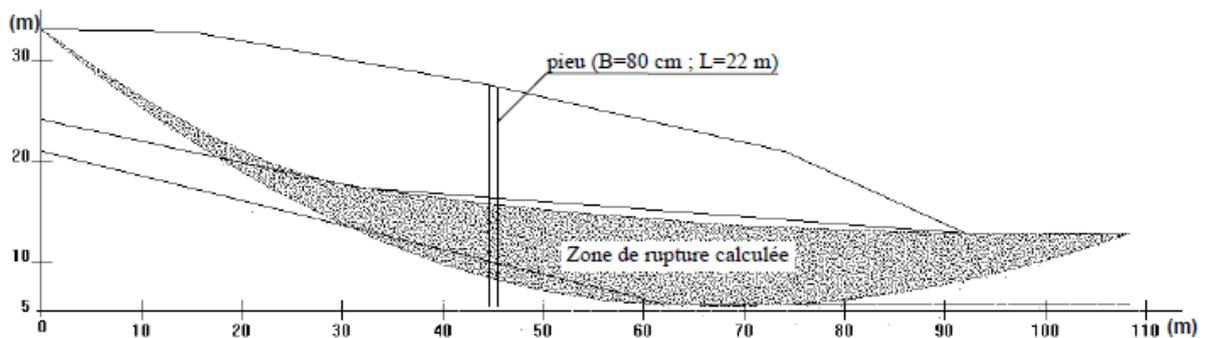


Figure 2-7 Confortement du versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa) à l'aide de pieux disposés en milieu de pente [21].

Chapitre 3 :
Analyses
et récoltes des
données

Chapitre 3

Analyses et récoltes des données

1- Introduction

Ce chapitre est de but d'élaborer une synthèse des caractéristiques géotechniques les plus importantes des sols supports argileux de col de l'Gaagaa afin de disposer d'une base complète pour l'analyse et la modélisation de leurs comportements vis-à-vis des chaussées. On s'attellera donc à récolter et analyser des différentes données géologiques, géotechniques, hydroclimatiques et minéralogiques. L'ensemble des essais conduits sur des échantillons de sols argileux est réparti en trois catégories pour fournir les trois types de caractéristiques :

1. Physiques ;
2. Chimiques ;
3. Mécaniques.

2- Situation géographique de la zone d'étude

Le col de Gaagaa situé à l'ouest de la ville de Tébessa entre la commune de Bir Mokkadem et la commune de El Hammamet, avec une altitude de 1202.34 m.



Figure 3-1 Situation géographique de la zone d'étude [27].

3- Géologiques de la région

La région d'EL Gaagaa fait partie de l'ensemble autochtone Nord où réside de l'atlas saharien, qui se caractérise par une formation sédimentaire à fascia détritique et carbonates ont particulier [32].

L'ensemble détritique occupe les plaines et les cônes d'éjections par remplissage mio-plio-quadernaire à faciès caillouteux, graveleux, gréseux et argileux.

L'ensemble carbonaté d'âges créacés à faciès constitue les versants et substratums du premier ensemble, le faciès et en général composé d'une alternance des couches calcaires et marnes.

Dans les endroits des époinements triasiques en forme de diapir sont bien visualisés avec des faciès évaporitique composés essentiellement de gypse et de sel gemme par ces affleurements diapiriques, la région prend le nom pays de diapirs.

La région d'étude constitue le flanc nord du synclinal de cheria et la bordure sud-ouest du fossé d'effondrement de Tébessa - Morssott.

3-1 Formation superficielle locale

3-1-1 Contexte géologique du site

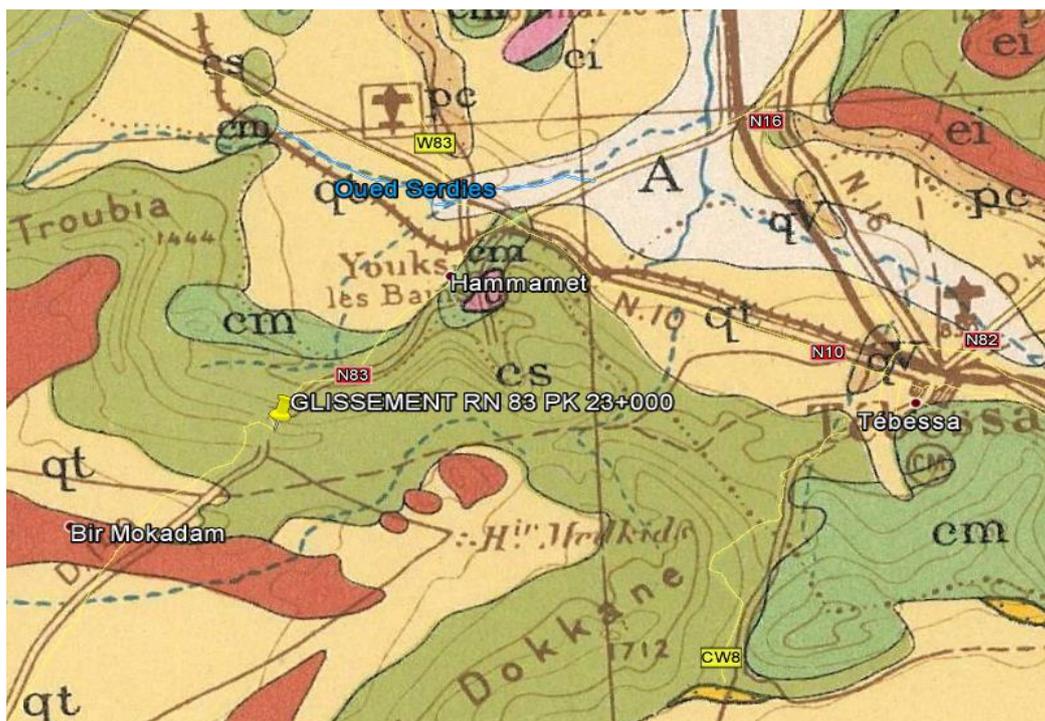
Selon la carte géologique 1 / 500 000 de la zone d'étude ; le sous-sol est constitué de [27] :

3-1-2 Crétacé supérieur CS

Composé par une série monotone de marnes argileuses verdâtre, ces marnes admettent diverses intercalations calcaires.

3-1-3 Crétacé moyen Cm

Il est marqué par des blancs de calcaires bien lités, recouverts par une très forte accumulation de marnes argileuses grises à noires.



Légende

es	csc	es Crétacé supérieur marin
csm		csc Crétacé supérieur continental
	em	csm Crétacé supérieur marin non subdivisé
	et	em Crétacé moyen (marin ou lagunaire)
	en	divisé éventuellement en $\frac{et}{en}$ Turonien
		en Cénomanién

Figure 3-2 Carte géologique au 1 / 500 000 de la zone d'étude [27].

4- Stratigraphie de la région

Dans un contexte stratigraphique, cette zone est représentée par une série litho stratigraphique qui s'étale du maastrichtien ou turonien [32].

Le remplissage mio-plio-quadernaire, se repose sur les cônes de déjection et devient plus important dans les plaines surtout au niveau du fossé d'effondrement de Tébessa-Morsot.

Comme description, la série stratigraphique se présente de plus ancien vers le plus récent comme suit :

4-1 Turonien

Il constitue la falaise de Tébessa et surtout Dj Belkif et Dj Essene. Pour notre région d'étude cette formation à une épaisseur totale de 250 m :

- **Turonien inférieur**

Il est représenté par les marno-calcaires grises d'une épaisseur de 60 m

- **Turonien moyen**

C'est une assise de calcaire beige ou rosé, massives de dolomie et de calcaire dolomitique avec des calcaires marneux dans la partie inférieure. L'épaisseur est de 80 à 100 m.

- **Turonien supérieurs**

D'une épaisseur de 150 m, le turonien supérieur est formé par des marnes noires gypsifères souvent lumachellique et rognoneuses et par des calcaires gris en plaquettes à altération blanchâtres.

4-2 Emschérien

On le rencontre un peu partout dans la région (santonien, coniocien) ; le santonien est représenté par les marnes grises ou vertes, avec des intercalations de bancs de calcaire avec des filons de calcites. Le coniocien se présente comme des marnes noires ou vertes à rares passages de calcaire d'une épaisseur dépassant les 500 m.

4-3 Campanien

Le campanien inférieur et supérieur est formé par une série de marnes grises, le campanien moyen se trouve avec des couches de calcaires gris et bleus ses épaisseurs dépassent les 600 m.

4-4 Maastrichtien

- **Maastrichtien Inférieure**

Il est représenté par des marnes grises d'une épaisseur de 30m.

- **Maastrichtien moyen**

Il est marqué par des calcaires blancs ou gris, avec présence d'empreintes d'inocérames d'une épaisseur de 80 à 100 m et peut atteindre les 200 m au sud-ouest de Youks précisément à DJ El Gaagaa.

- **Maastrichtien supérieure**

Puissantes qui il est représenté essentiellement par des marnes affleurent surtout au nord-ouest de Youks.

4-5 Remplissage mio-plio-qualcenaire

- **Miocène**

Le miocène inférieur et moyen est représenté par une série gréseuse continentale transgressive d'une épaisseur de 150 m.

Par contre le miocène supérieur est caractérisé par des marnes rouges à bariolâtes très riches en gypse continental d'une épaisseur de 100 m.

- **Pliocène**

Le pliocène affleure principalement dans la zone des calcaires, s'allume selon une direction nord-ouest sud-est le long de Djebel kifif sur la trace des principaux accidents qui délimitent la plaine au nord d'une épaisseur de 150 m. Il est formé par une accumulation de dépôts argileux conglomératique.

- **Villafranchien**

Il correspond à une masse sub-horizontale formée par une alternance des lits d'argile et les sites de conglomérats.

- **Quaternaire**

Il set rencontré essentiellement au pied des montagnes et dans la plaine. Il occupe des surfaces considérables et il est représenté :

- **Matériel d'épandages anciens**

Des cailloutis et argiles peu épais et éboulis.

- **Alluvions anciennes**

Des dépôts des bordures de cailloutis de plus en plus fins vers le centre de la plaine avec tendance argileuse.

- **Croûte calcaire**

Se trouves dans les dépressions et sur les pentes faibles. Il s'agit d'une formation calcaire blanchâtre, parfois rosée d'une épaisseur peu importante.

- **Alluvions récentes**

Elles constituent les basses terrasses des oueds formes par les galets bien roulés.

- **Lime récente**

Il est développé dans les zones basses et formées des résidus d'altérations et de lessivage des marnes environnantes et des dépôts de gypse.

- **Alluvions actuelles ou récentes**

Elles sont peu importantes et constituées par des cailloutis calcaires.

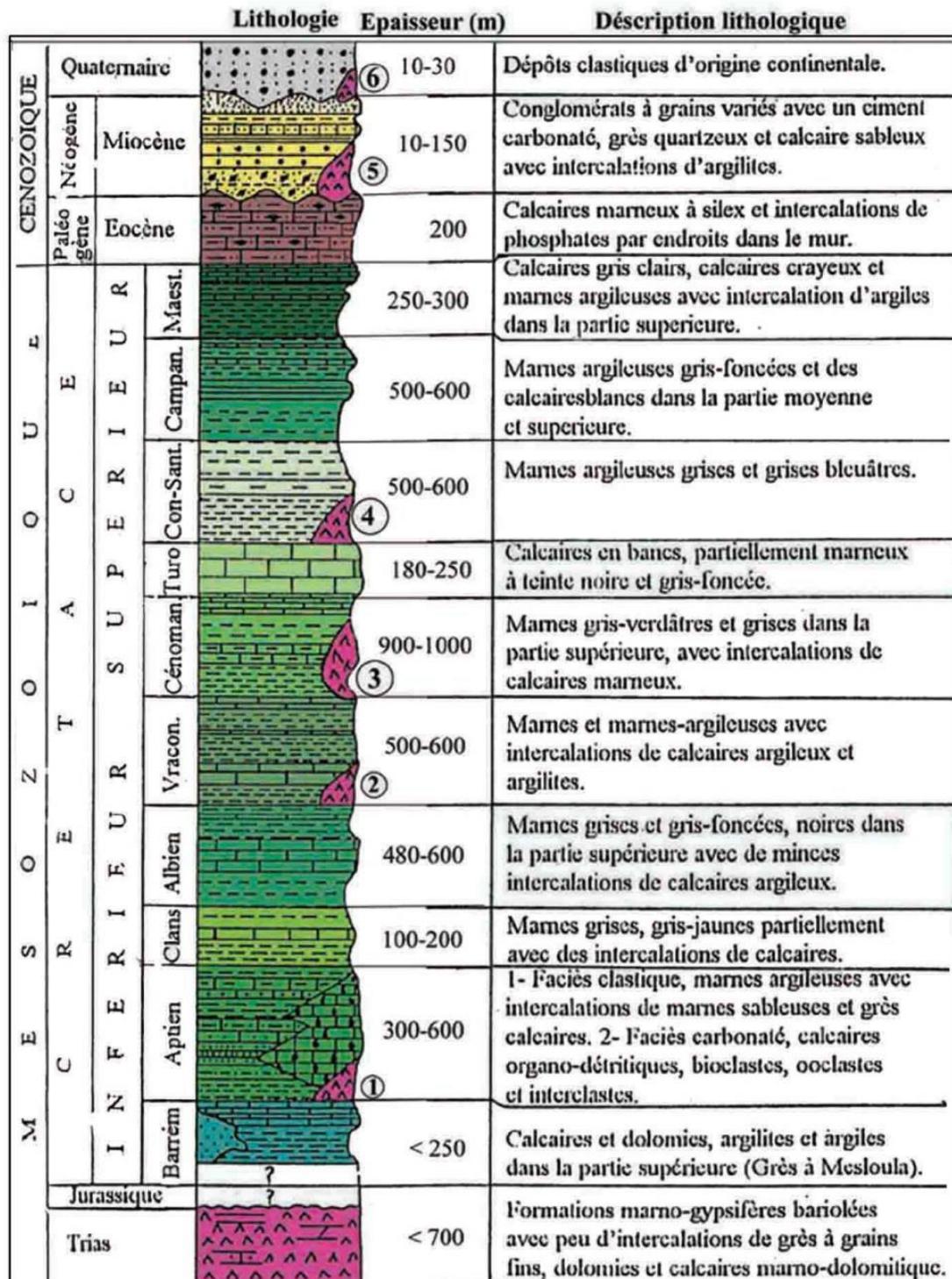


Figure 3-3 Colonne stratigraphique synthétique de la région de l'Hammamet Tébessa [28-31].

5- Tectonique de la région

Le style tectonique cassant provoque d'une part une fissuration des ensembles carbonatés ce que fournissent des phénomènes de karstification, et d'autre part des facteurs qui aboutissent à un compartimentage des ensembles carbonatés et déterminent des directions d'eau dans l'aquifère [32].

Le style tectonique souple détermine la structure et la forme des aquifères peut avoir des conséquences dans la possibilité des stockages des Caux.

Les directions et les plongements des axes des plis donnent des informations sur les écoulements de la quasi-totalité des eaux circulant dans les aquifères.

5-1 Tectonique cassante

La fracturation ancienne ne semble pas jouer un rôle orographique important dans le paysage en revanche elle exerce une grande influence sur l'érosion depuis l'éocène car ce sont ces failles qui ont accompagné les plissements facilitant le démantèlement des charnières anticlinales et la réalisation des courbes

La tectonique post-miocène a par contre joué un rôle orographique, très important dans la région c'est à cette phase qu'on attribue les grands rejets importants à orientation nord- Ouest ; sud- est.

Orthogonalement aux structures Atlantiques. Celle-ci a donné de nombreux fossés d'effondrement dans toute la région, les plus importants sont ceux de Hammamet, Morssott et Tébessa.

5-2 Tectonique souple

Luthétiens se sont des plissements d'intensité moyenne orientée comme partout dans l'Atlas saharien Nord- Est, Sud- Ouest.

Ce sont des structures plissées qui forment l'essentiel du relief actuel de la région, l'objectif avec de vastes anticlinaux bien développés, orientés par d'importantes combes taillées dans leurs cœurs marneux tels que l'anticlinal de Zitouna ou se lui de Serdies et des synclinaux étroits parfois mêmes pincés, le cas les mouvements post de petites gouttières de Troubia.

5-3 Analyse de la structure propre au massif calcaire d'el Hammamet

La géologie de région est compliquée de telle façon qu'elle est caractérisée par un s'eus de ride d'orientation sud - ouest, Nord - Est.

Une érosion dominante est une tectonique récente en joué un rôle très important dans la formation des deux systèmes hydrogéologiques les plus importants.

L'analyse de la coupe établie dans la région d'el Gaagaa montre l'existence d'un synclinal.

6- Climat de la région

En se référant aux anciennes études hydroclimatologiques, la région d'étude est caractérisée par un climat semi-aride de type méditerranée, avec un été très chaud et sec et un hiver très froid et humide.

En moyenne les précipitations varient entre 89,65 mm sur les crêtes et environ 24,41 mm sur les plaines, les précipitations sont en général sous forme des pluies orageuses ; très violentes dépassant celles observées sur le littorale pendant la période automnale.

6-1 Données hydroclimatiques

Le climat de col de Gaagaa est comme le climat de la ville de Tébessa, et comme toutes celles de la région des hauts plateaux de l'Algérie, se distingue par deux saisons : la saison sèche et chaude (avril à aout) avec des précipitations presque nulles, et la saison moyennement pluvieuse et froide (septembre à mars) avec des précipitations plus au moins importantes. La figure 3-4 montre la répartition de la précipitation annuelle. Selon cette figure, le cumul de la précipitation annuelle maximale est de 89,65 mm en 2017. La variation climatique due principalement à la variation de la précipitation, mais aussi à la variation de la température moyenne qui varie de 2,74 à 32,98 °C met les sols dans des états instables (figure 3-5).

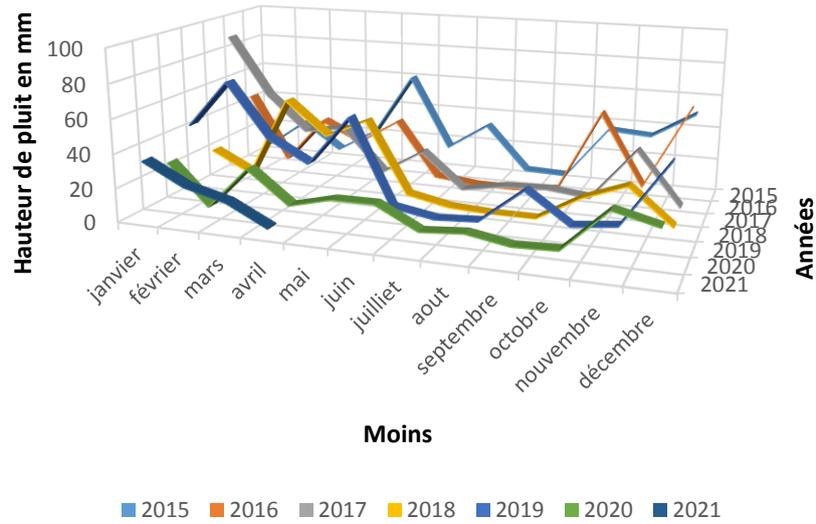


Figure 3-4 Répartition de la précipitation annuelle au col de Gaagaa.

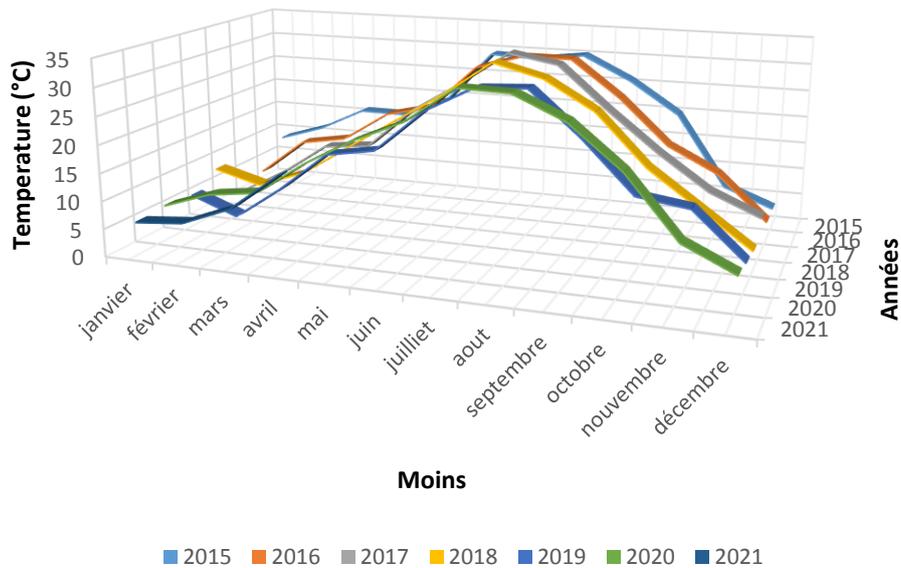


Figure 3-5 Répartition de la température moyenne annuelle au col de Gaagaa.

7- Hydrogéologie

On peut dire que le mode de fonctionnement des sources Dj Gaâga et Dj Troubia presque c'est la même série de synclinaux des calcaires Maastrichtiens (figure 3-6).

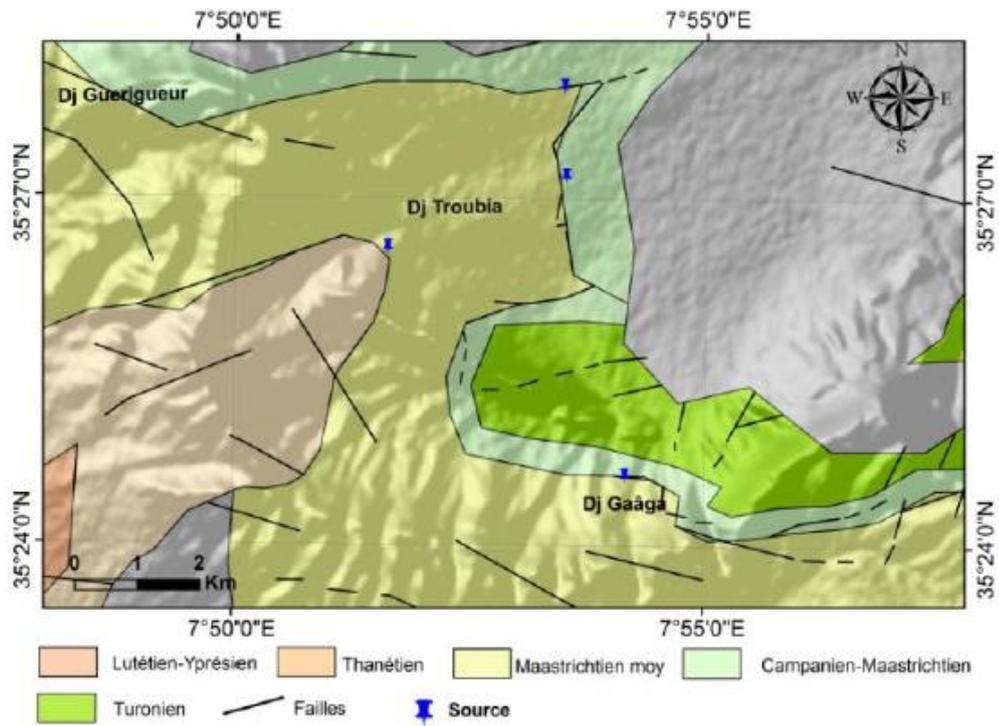


Figure 3-6 Localisation des sources dans les calcaires Maastrichtien Dj Gaâga, Dj Troubia ouest de la région d'étude (Tébessa-Kasserine / Algérie-Tunisie.) [33].

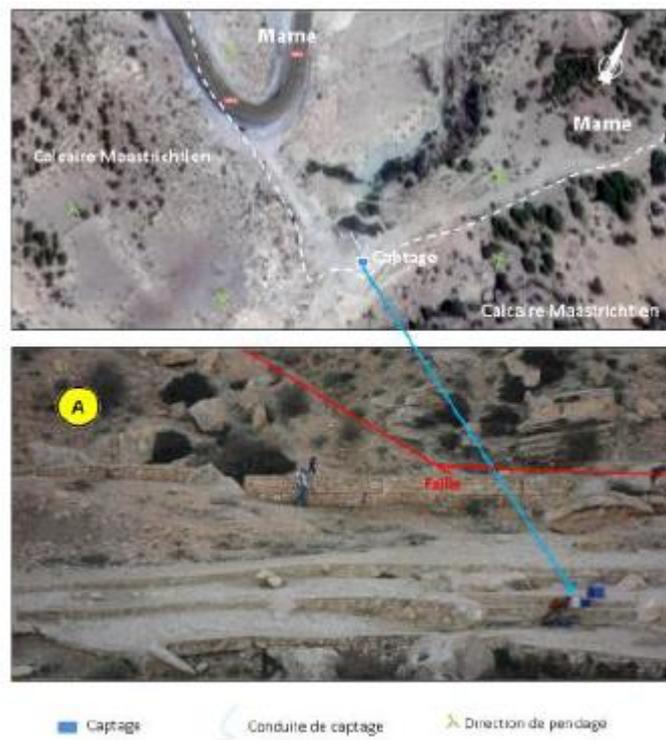


Figure 3-7 La principale source de calcaire Maastrichtien Ain Gaâga de la région d'étude (Tébessa-Kasserine / Algérie-Tunisie.) [33].

On peut déterminer le fonctionnement du système karstique dans la zone de Dj Gaâga et Dj Troubia comme un système de débordement ou trop-plein relié avec le comportement de Bouaakous, c'est un modèle de drainage de toute la série de Doukkane, Tezbent et Troubia. Et pour bien résoudre en grande partie du problème de l'identification des systèmes karstiques. Par la recherche de l'unité du système et la description de l'hydrogramme unitaire, on peut distinguer des phénomènes d'infiltration pour bien contre la manière d'alimentation et le vidange dans les calcaires Maastrichtien de la région :

- Une infiltration différée par un stockage à proximité de la surface dans l'épikarst, où l'eau est soumise aux processus biogéochimiques liés à l'évapotranspiration ; cette infiltration s'oppose à l'infiltration directe, non soumise à ces processus ;
- Une infiltration lente, de type diphasique, dans les fines fissures et la porosité de la roche, à l'origine de la dissolution de la roche carbonatée près de la surface ;
- Une infiltration rapide, ruissellement souterrain dans les fractures les plus élargies par dissolution, responsable de la dissolution en profondeur ;
- Une infiltration concentrée et rapide, alimentée par des pertes de rivières et par l'eau des dépressions fermées connectées à des conduits, absorbant le « débordement » de l'épikarst (figure 3-8).

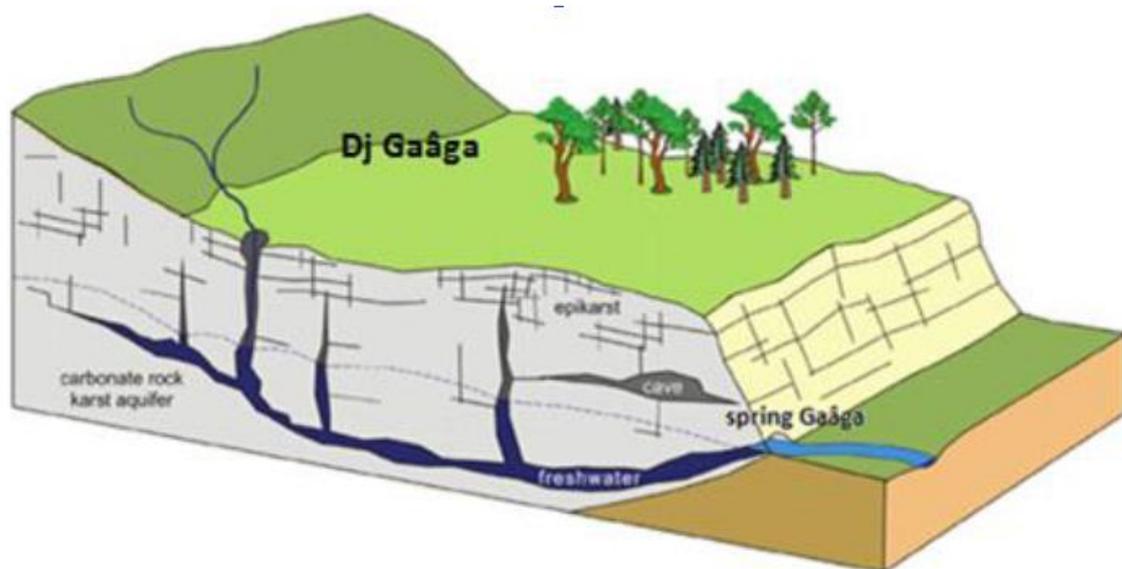


Figure 3-8 Système de fonctionnement dans les calcaires Maastrichtien Dj Gaâga, Ouest de la région d'étude (Tébessa-Kasserine / Algérie-Tunisie.) [33].

Dans la zone de Dj Gaâga et Dj Troubia on peut remarquer que la zone noyée :

- Une fonction de drainage, assurée par un réseau de conduits hiérarchisé, écoulant très rapidement vers la source les eaux de la zone noyée et les eaux reçues directement de la surface.
- Une fonction de stockage, assurée par des vides karstiques, les systèmes annexes au drainage, et par des zones fissurées, alimentant les conduits et alimentées par les eaux d'infiltration et par le drainage, en fonction des relations de charge hydraulique.

Chacune de ces fonctions de notre cas est associée à un élément de la structure karstique. Certains de ces éléments appartiennent aux caractéristiques originelles de la roche-réservoir (porosité, microfissures). D'autres résultent de processus d'altération de surface (épikarst) et de la karstification (organisation du drainage et du stockage dans la zone noyée, cheminement de l'infiltration rapide). L'originalité de l'aquifère karstique réside dans :

- L'existence de conditions de recharge variées au travers d'une zone d'infiltration ;
- La séparation du stockage et du drainage de la zone noyée ;
- La hiérarchisation de cette séparation, structurant les écoulements depuis la surface jusqu'à la source, et donc comparable à celle des bassins versants superficiels ;
- La transformation rapide à l'échelle géologique des caractéristiques hydrauliques de l'aquifère [33].

8- Reconnaissances géotechniques

8-1 Essai in situ

Les sondages carottés permettent de connaître les formations du sous-sol à des profondeurs plus importantes et d'extraire des échantillons intacts pour la pratique des essais de laboratoire à savoir les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol [27].

Par ailleurs, ces essais physico - mécaniques permettent de calculer l'ampleur des tassements, fixer le niveau d'encastrement des fondations ainsi que le choix du type de la semelle. Dans notre travail, deux sondages carottés rotationnels ont été réalisés avec la sondeuse APAFOR.

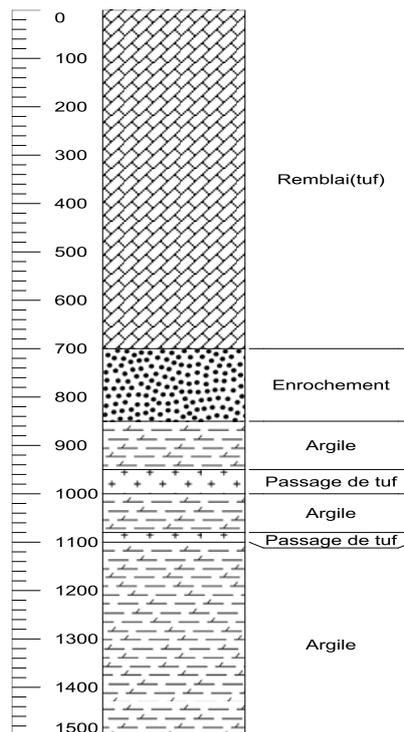
Chapitre 3 : Analyses et récoltes des données

Les résultats sont présentés sous forme de coupe appelée coupe de sondage. Cette dernière comporte les indications suivantes :

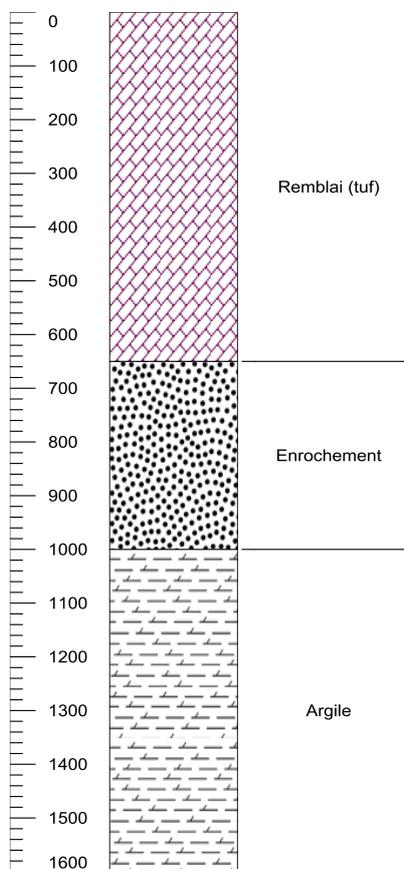
- La profondeur et l'altitude des changements de nature des sols ;
- La description lithologique et la représentation symbolique des sols ;
- Le pourcentage de récupération traduisant la qualité du carottage.

Afin de déterminer les différentes couches du terrain étudié, deux sondages carottés de 15m de profondeur ont été forés (voir annexe 1). Ces derniers permettent d'extraire des échantillons de sol intacts. Ces échantillons sont soumis aux essais de laboratoire pour la détermination des caractéristiques mécaniques et physiques des sols en place. La description visuelle des échantillons prélevés de chaque sondage nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :

Sondage SC 1



Sondage SC 2



La lithologie apparaît aussi homogène tant en plan qu'en profondeur. À la différence de la lithologie du site et constituée d'une argile marneuse en profondeur qui recouverte par des tufs (limon sableux graveleux) en surface qui présente le corps du remblai de la route.

8-1-1 Essai pénétromètre dynamique

Cette campagne comporte des essais de pénétration dynamique effectués au moyen d'un pénétromètre dynamique lourd type Borro. Ce type d'essai sa mise en œuvre est simple et robuste. Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre [27].

Cet essai permet d'une part de déterminer la résistance du sol par battage ainsi de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Les résultats sont présentés ci-dessous en forme de diagrammes appelés pénétrogrammes donnant la résistance de pointe R_p (en bars) du sol en fonction de la profondeur en mètres.

R_p : la résistance de pointe calculée à partir de la formule des Hollandais.

Selon les résultats des courbes pénétrométriques, le taux de travail qu'on peut estimer pour ce projet est de 1 bar au niveau de la couche d'argile qui supporte le corps de remblai.

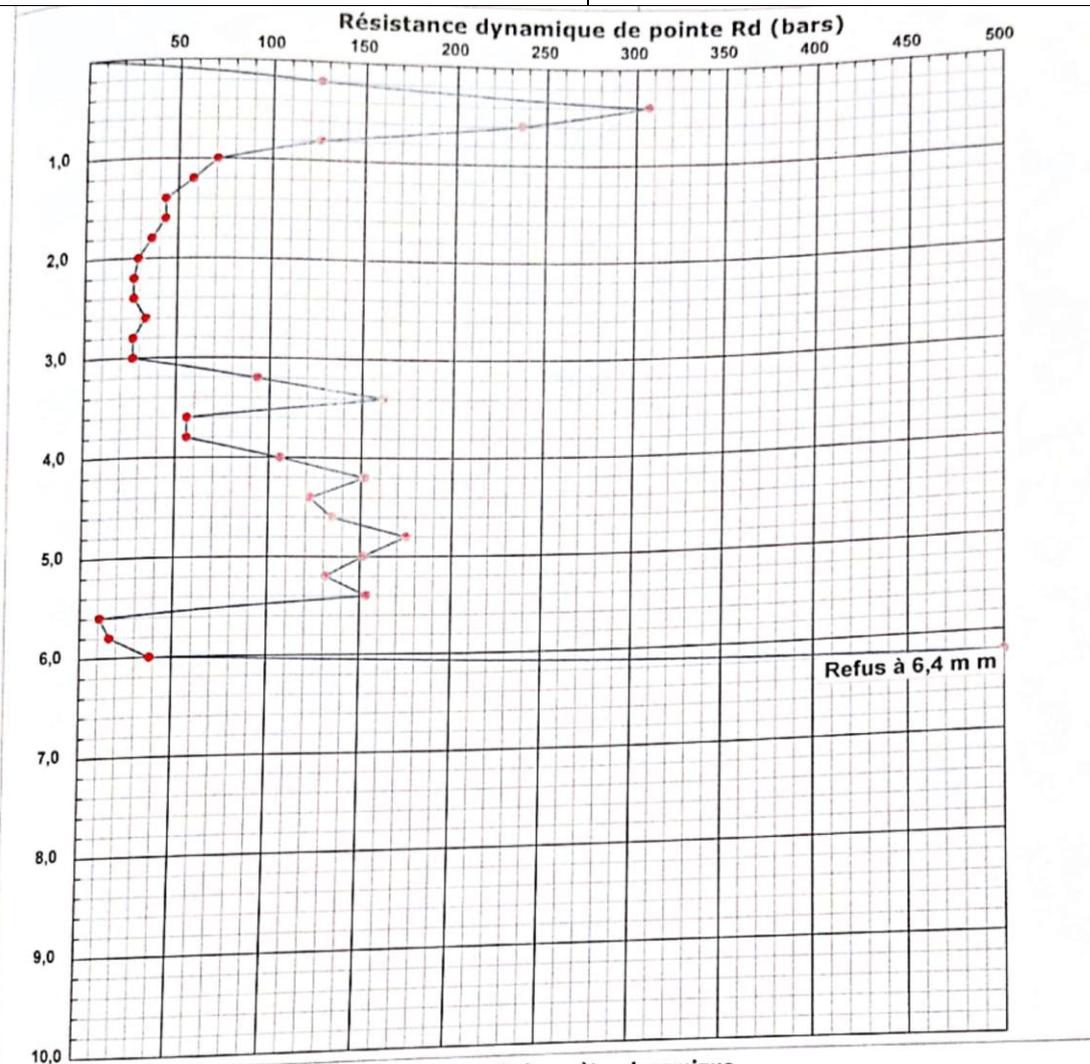
Essai de Pénétration dynamique



NF P 94-115

INTITULE : ETUDE DE GLISSEMENT
 SUR RN 83 AU PK : 23+000
 N°DOSSIER : 43/E/12/2018
 LIEU : TEBESSA
 CLIENT : DTP TEBESSA
 DATE ESSAIS : 19/11/2018 au 19/11/2018

Référence essai : PDL 01
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X : Z :
 Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enduite + guidage Mouton (m') : 25 kg
 Masse du Mouton (m) : 64 kg
 Hauteur de chute (H) : 0.75 m
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

8-2 Essais de laboratoire

8-2-1 Identifications physiques

- La densité humide varie de $\gamma_h = 1.86$ à $1.92/m^3$, la teneur en eau naturelle W_n de 30 à 36%. Selon le tableau de classification de Costet et Sanglerat, le sol est humide.
- Le degré de saturation S_r indique la quantité d'eau que contient le sol. Celui-ci est de 87 à 100 %. C'est un sol détrempe d'eau [27].

8-2-1-1 Classification selon l'abaque de Casagrande

La limite de liquidité w_L et l'indice de plasticité I_p sont utilisés non seulement pour déterminer la nature plastique des sols, mais également pour donner une idée sur le potentiel de gonflement, par le biais de l'abaque de Casagrande. L'examen graphique du nuage de points de la figure 3-6 montre que les sols sont des limons peu à très plastiques et des argiles très plastiques.

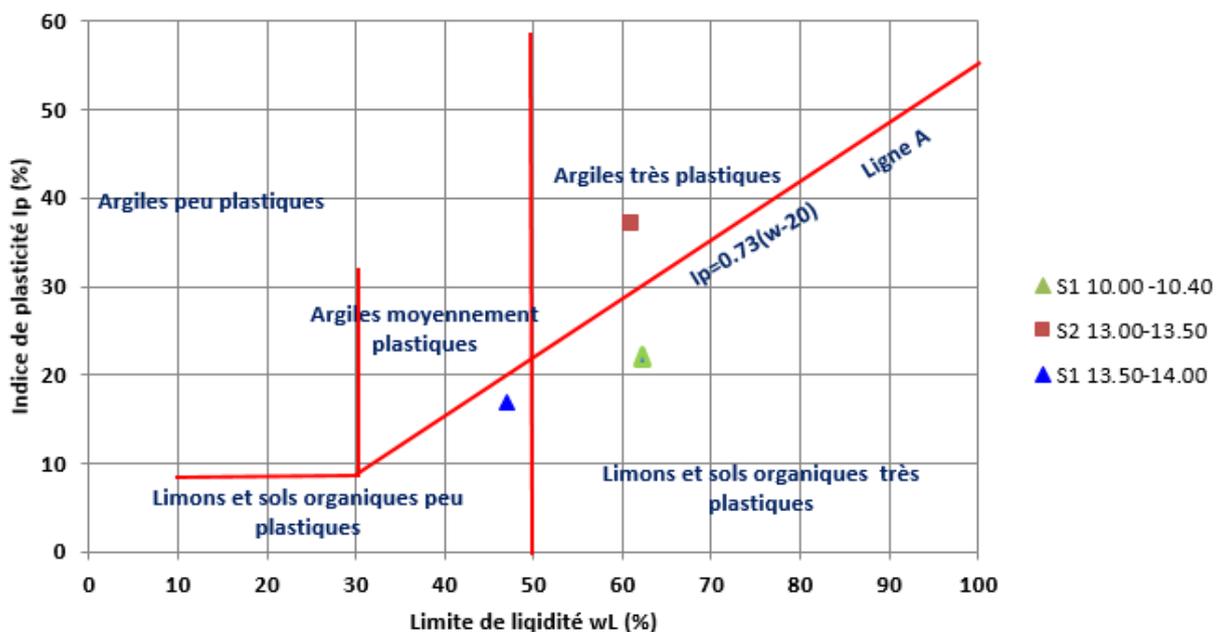


Figure 3-9 Classification du sol support à base de l'abaque de Casagrande.

8-2-2 Analyses chimiques

L'analyse chimique portant sur la détermination des pourcentages des sulfates, des carbonates et des chlorures montre qu'il s'agit d'un sol d'agressivité faible vis-à-vis des sulfates et est inorganique. Cette classification est donnée selon la norme française NF P18-011 du 06/92 [35].

Les analyses chimiques effectuées du sol sont représentées dans le tableau 3-1

Tableau 3-1 Résultats exprimé en % et en poids [27].

Sondage / prof (m)	Sc1 10m.00 - 10m.40	Sc1 13m.50 - 14m.00	Sc2 13m.00 - 13m.50	Sc2 15m.00 - 15m.50
Sulfates SO4 --	0.387	0.4081	0.562	0.785
Chlorure Cl -	Traces	Traces	Traces	Traces
Carbonates CaCo3	57.46	52.08	51.09	73.61
Matières organiques	4.89	4.18	4.80	2.84

- Le sol est considéré comme non organique.

- Pour ce qui est des carbonates, le sol est moyennement carbonaté : c'est une Argile marneuse.

- Les teneurs en sulfates confèrent au sol une agressivité faible selon la NF P 18. 011 [35] du 06/92.

8-2- 3 Essai mécanique

Il s'agit de déterminer expérimentalement la courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent puis d'en déduire les paramètres de cisaillement qui permettent d'estimer la contrainte de rupture (NF P94-071-1) [34].

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai ;
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante ;
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

Les résultats des essais de cisaillement sont indiqués dans les tableaux 3-2 au 3-7

Tableau 3-2 Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 1.

N°	H(mm)	m(g)	ρ (kg/m ³)	ρ_a (kg/m ³)	w (%)	e	Sr (%)	Vit.cisail. (μ m/min)
1	23.00	97.96	2169	1777	22.10	0.520	114.8	1500.0
2	23.00	97.36	2156	1777	21.35	0.520	110.9	1500.0
3	23.00	97.85	2167	1777	21.93	0.519	114.0	1500.0

Tableau 3-3 Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 1.

N°	T100 (min)	ρ_a (kg/m ³)	w (%)	σ' (kPa)	τf (kPa)	$\delta l f$ (mm)	τf (kPa)	$\delta l f$ (mm)
1	500.0	1840	19.37	101.9	76.39	3.799	70.79	13.80
2	500.0	1852	18.84	203.7	117.1	2.944	105.4	13.73
3	500.0	1848	19.39	305.6	159.4	4.601	144.1	13.80

Tableau 3-4 Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 1

C'_p (kPa)	C'_f (kPa)	ϕ'_p (°)	ϕ'_f (°)
108.0	54.32	20.43	23.15

Tableau 3-5 Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 2.

N°	H(mm)	m(g)	ρ (kg/m ³)	ρ_a (kg/m ³)	w (%)	e	Sr (%)	Vit.cisail. (μ m/min)
1	23.00	95.02	2104	1841	14.32	0.467	82.78	1500.0
2	23.00	95.53	2115	1853	14.19	0.457	83.74	1500.0
3	23.00	95.56	2116	1848	14.51	0.461	84.96	1500.0

Tableau 3-6 Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 2.

N°	T100 (min)	ρ_a (kg/m ³)	w (%)	σ' (kPa)	τp (kPa)	$\delta l p$ (mm)	τf (kPa)	$\delta l f$ (mm)
1	500.0	1840	19.37	101.9	76.39	3.799	70.79	13.80
2	500.0	1852	18.84	203.7	117.1	2.944	105.4	13.73
3	500.0	1848	19.39	305.6	159.4	4.601	144.1	13.80

Tableau 3-7 Résultats d'essai de cisaillement sur le sondage 2.

C'_p (kPa)	C'_f (kPa)	ϕ'_p (°)	ϕ'_f (°)
34.63	33.44	22.17	19.80

Chapitre 4 :
Modélisation
numérique

Chapitre 4

Modélisation numérique

1- Introduction

Le développement de la population algérienne dans les dernières années, et sa concertation dans le nord du pays, incité les constructeurs de projeter ses projets sur des terrains en pente, ces derniers parfois instables ou ils deviennent instables après l'intervention de l'homme lorsqu'il crée des équilibres (travaux de terrassements, travaux en pied des talus, ...). C'est pourquoi les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrées par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes en trouve essentiellement : les méthodes classiques d'équilibre limite ; les méthodes des milieux continus à savoir la méthode d'éléments finis ; les méthodes des milieux discontinus à savoir la méthode d'éléments distincts.

Dans ce chapitre en va étudier par un modèle de référence géotechnique. Dans cette étude, on propose d'étudier et modéliser les résultats avant et après le renforcement d'un talus et une chaussée dans le col d'El Gaagaa à RN 83 entre la ville de l'Hammamet et Bir MokkaDEM dans la wilaya de Tébessa renforcé par gabion.

2- Bref aperçu de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances des trois disciplines de base :

- a. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ...etc.
- b. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ...etc.
- c. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels [36].

2-1 Historique de la méthode par élément fini

L'histoire de la méthode des éléments finis a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établit d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début de 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation en ont établi les

bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles.

En 1955, Argyris présente une méthode unifiée des méthodes de déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et présentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes [36].

2-2 Concept de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique [36].

2-3 Calcul par la MEF

La méthode des éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite

- 1- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières de calcul n'influencent pas sur les résultats ;
- 2- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan...etc.
- 3- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- 4- Les caractéristiques des boutons et des tirants d'ancrage.
- 5- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet

- 1- D'effectuer les calculs d'écoulement ;
- 2- De simuler toutes phases de travaux ;

- 3- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages ; des couches de terrain et de lits de boutons ou de tirants ;

Les sorties fournissent

Pour les ouvrages

- 1- Les déplacements des ouvrages ;
- 2- Les sollicitations internes des ouvrages ;
- 3- Les efforts dans les boutons ou tirants.

Pour le sol

- 1- Les déplacements du sol ;
- 2- Les déformations du sol ;
- 3- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- 4- Les pressions interstitielles ;
- 5- De calculer un coefficient de sécurité.

3- Présentation de PLAXIS 8.2

PLAXIS 8.2 est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves) :

3-1 Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

3- 2 Le programme de calcul (Calculations)

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

3- 3 Le programme de résultats (Output)

Chapitre 4 : Modélisation numérique

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

3- 4 Le programme courbe (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

4- Modèles utilisés dans le modèle numérique

4-1 Modèle élastique linéaire

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents niveaux d'exactitude. La loi de Hook, par exemple, est la plus simple relation contrainte-déformations disponible. Cette loi considère le matériau comme étant linéaire, isotropique et élastique. Le comportement est caractérisé par le module de Young, E , et le coefficient de Poisson, cette loi est trop simple pour modéliser le comportement réel des sols.

4-2 Modèle de Mohr-Coulomb

PLAXIS regroupe dans ses différentes versions plusieurs modèles élastoplastiques (Mohr Coulomb, Mohr Coulomb avancé, Cam Clay modifié, soft Soil model...) décrivant le comportement des géomatériaux. Il reste toutefois à l'ingénieur de choisir le modèle le mieux adapté au problème qu'il désire traiter en fonction des conditions rencontrées in situ. Tout d'abord, nous avons modélisé les colonnes et le matelas de répartition en prenant comme modèle élastoplastique, celui de Mohr-Coulomb sans écrouissage qui est caractérisé par la courbe charge-déformation suivante :

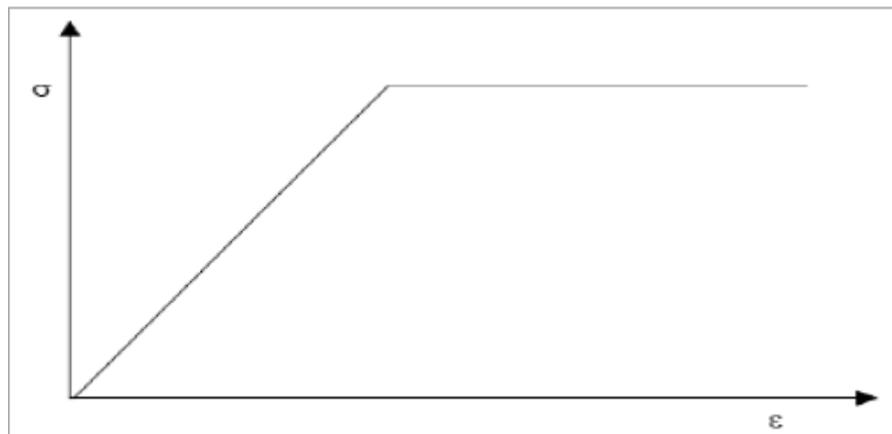


Figure 4-1 Courbe charge déformation (Mohr-Coulomb) [37].

Ce modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin ψ est l'angle de dilatance.

a- Module de Young

Le choix d'un module de déformation E est l'un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Ce paramètre varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine. La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture (figure 4-2)

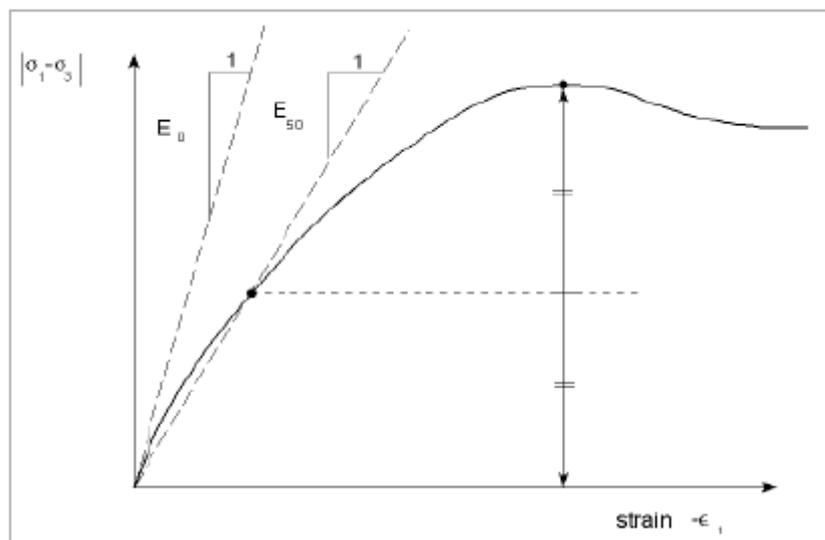


Figure 4-2 Définition du module à 50% de la rupture [37].

b- Coefficient de Poisson

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols. Nous avons adopté ces valeurs dans nos simulations.

c- Angle de frottement

L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne.

d- Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

e- L'angle de dilatance

L'angle de dilatance ψ règle le comportement non associé du sol. Il peut être évalué par la corrélation $\psi = \phi - 30^\circ$ (Plaxis, V 8.2). Le cas $\psi = 0$ correspond à une plasticité sans variation de volume.

5- Analyses par éléments finis

L'utilisation de la MEF est devenue une méthode privilégiée dans le calcul des contraintes et des déformations à l'aide d'ordinateurs qui procurent un calcul à une grande vitesse et avec la disponibilité et le développement fulgurant de nouveaux logiciels. En outre, cette méthode peut traiter le comportement non linéaire des matériaux. Dans la plupart des logiciels, la simulation la charge de trafic se fait de manière statique et l'incorporation de la charge de trafic comme charge dynamique est encore dans ses premiers stades de recherche [38].

Dans cette étude, la modélisation a été effectuée par la MEF en conditions bidimensionnelles axisymétrique et discrétisée par éléments triangulaires à 15 nœuds.

Dans cette étude, la modélisation a été effectuée par la MEF en conditions bidimensionnelles axisymétrique et discrétisée par éléments triangulaires à 15 nœuds. La dérivation de la matrice de rigidité a pris en compte les facteurs suivants : la géométrie, degrés de liberté qui autorisent les déplacements des nœuds et les propriétés des matériaux. Le comportement des couches granulaires et le sol support est considéré plastique non linéaire avec conditions non drainées et drainées respectivement, tandis que la couche de roulement en béton bitumineux est simulée par une loi élastique linéaire. Les interfaces entre les couches sont prises entièrement collées. Le modèle proposé pour l'analyse avec le code de calcul.

6- Modèle numérique

La figure 5.6 représente le modèle numérique qui correspond à un relief montagneux, composé d'un remblai et un corps de chaussée souple est constitué de : une couche de béton bitumineux (BB) de 0.08 m, une couche de grave concassé (GC) de 0.20 m le tout repose sur un sol support de type tuf calcaire de 6.5 m, dont la largeur de la chaussée est de 7m avec accotements de 2 m chaque un.

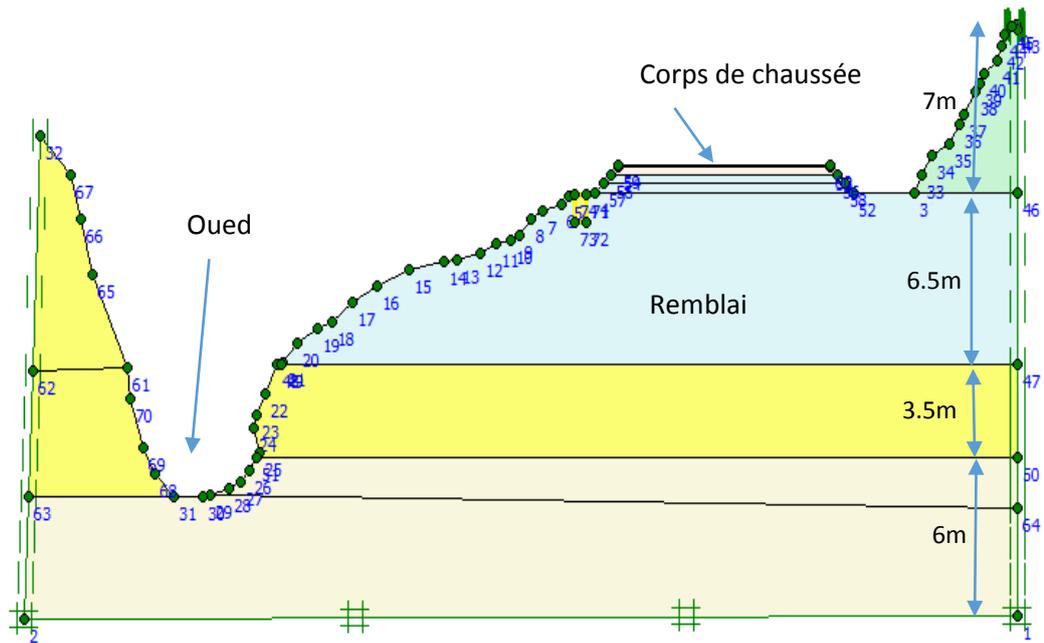


Figure 4-3 Modèle numérique.

La structure de chaussée sélectionnée pour cette étude est illustrée à la figure 4-4. Cette structure a subi plusieurs déformations, notamment des fissures longitudinales et des tassements de côtés de l'oued causé par un glissement du talus.



Figure 4-4 État de la chaussée dégradée.

7- Conditions aux limites et chargements

7-1 Conditions aux limites

Les conditions aux limites choisies par défaut (on bloque les déplacements horizontaux dans les côtes du système et on laisse les déplacements verticaux libres ; tandis le déplacement de la base sont entièrement bloqué (voir figure précédente).

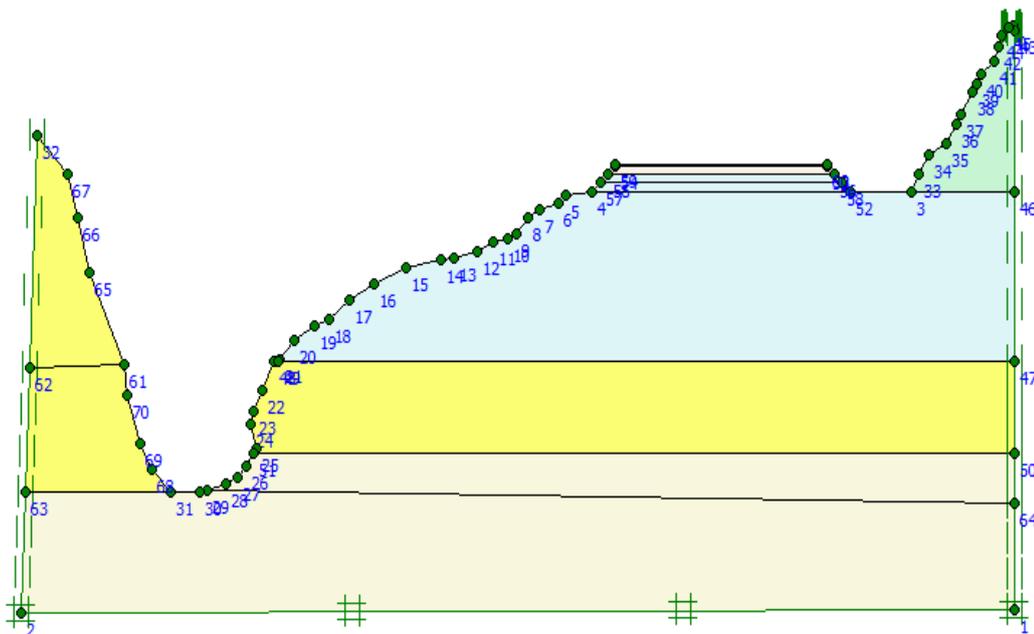


Figure 4-5 Conditions aux limites.

8- Caractéristiques des matériaux

Le modèle est formé par six couches dont les caractéristiques physico-mécaniques sont représentées dans le tableau 4-1.

Tableau 4-1 Données physico-mécaniques de modèle.

Matériaux	BB	GC	Tuf	Marne 1	Marne compacte	Calcaire
Épaisseur, m	0,08	0,20	6,5	7	6	3,5
Module de Young, MPa	4,199 e ⁶	5,000 e ⁵	4,000 e ⁶	1,000 e ⁵	2,000 e ⁴	1,000 e ⁷
Coefficient de Poisson	0,35	0,33	0,33	0,33	0,35	0,35
Poids volumique, kN/m ³	21,20	22,40	21,00	18,00	18,00	23,00
Cohésion, kPa	--	40	88	33	200	300
Angle de frottement (°)	--	42	37	22	21	44

9- Génération du Maillage

L'étape consiste à discrétiser la géométrie du modèle en élément fini. Le modèle de référence se fait part des éléments à 15 nœuds, le nombre d'éléments est de (175) avec (1571) nœuds comme indiqués sur la figure 4-6.

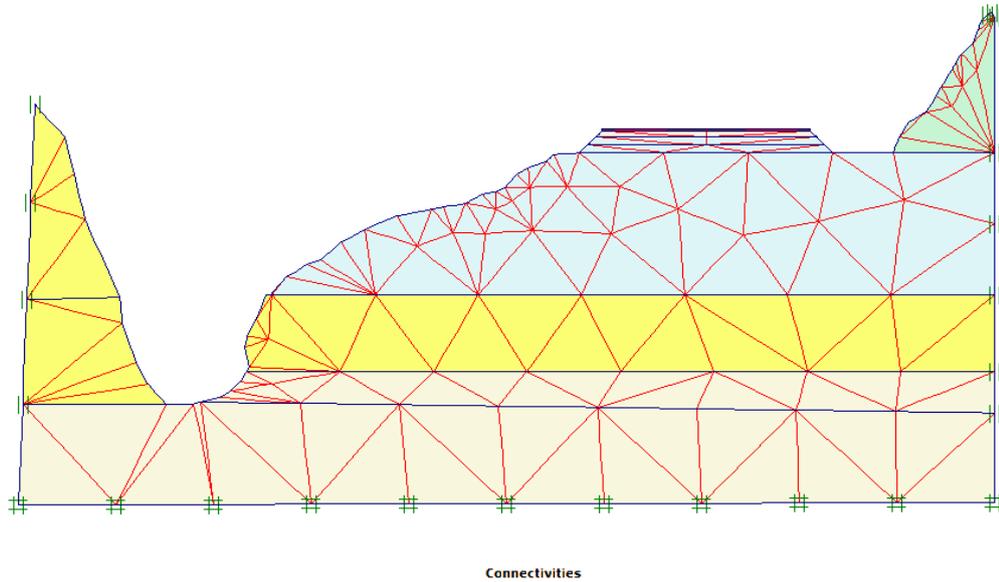


Figure 4-6 Discretisation du modèle.

10- Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a- Conditions hydrauliques

Le niveau de la source se trouve à 2 à 3,5m à la surface.

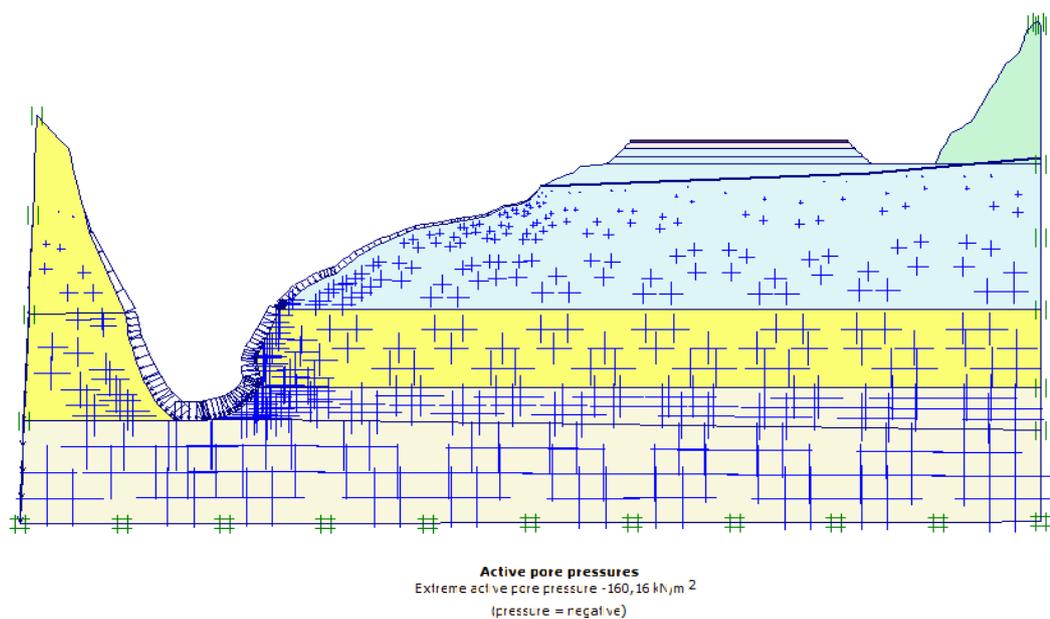


Figure 4-7 Conditions hydraulique et la distribution des contraintes effectives.

b- Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, on génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

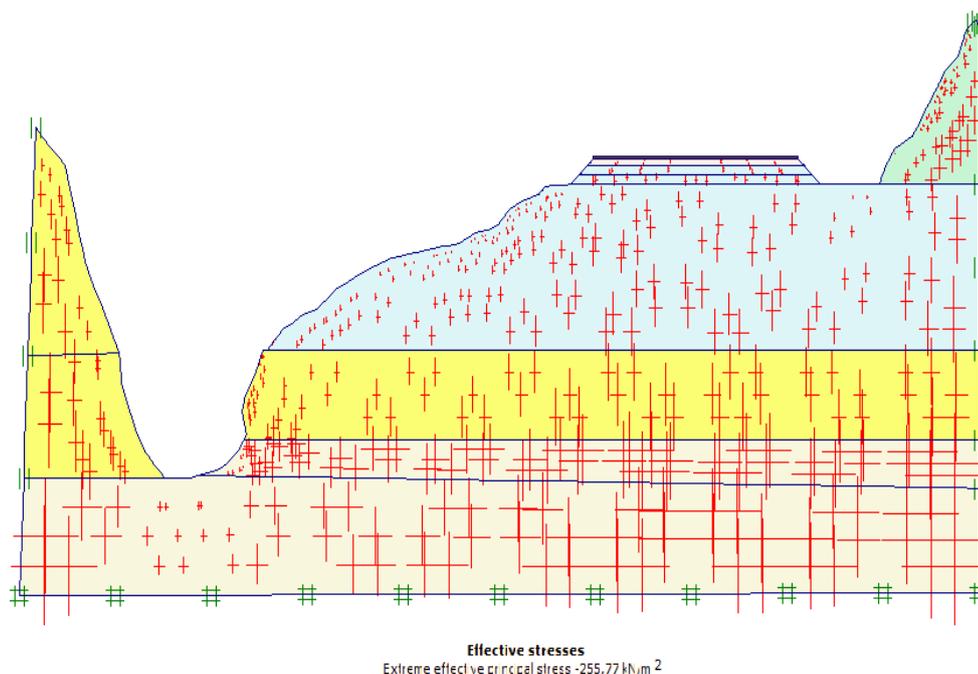


Figure 4-8 Distribution des contraintes totales.

11- Résultats de la simulation

Pour la validation, il est donc important de comparer les résultats de la simulation numérique avant et après le renforcement de la structure de la chaussée pour s'assurer que le modèle est conforme avec le comportement structural.

11-1 Principaux résultats

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

- 1- Déformation de maillage ;
- 2- Déplacement total ;

11-1-1 Avant le renforcement

a- Déplacements

La figure 4-9 représente le résultat de la simulation numérique des déplacements est le glissement qui a été manifesté sur la chaussée. On observe que les déplacements se concentrent au niveau de la couche de marne qui est en contact avec l'eau qui à

Chapitre 4 : Modélisation numérique

engendrer des déformations au niveau de la chaussée avec des déplacements totaux de $10,38 \times 10^{-3}$ m.

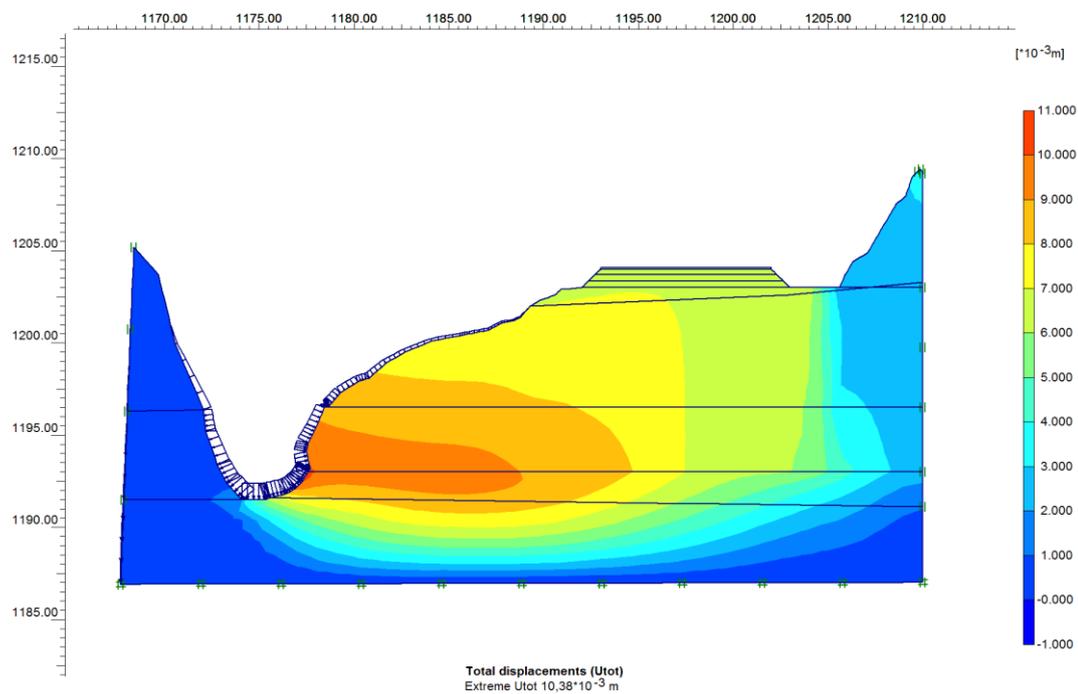


Figure 4-9 Distribution des déplacements totaux.

b- Contraintes

La figure 4-10 représente la distribution l'état des contraintes dans le modèle. On voit clairement que la majorité des contraintes sont concentrées au niveau de la couche de calcaire, avec une contrainte maximale de $250,90 \text{ kN/m}^2$.

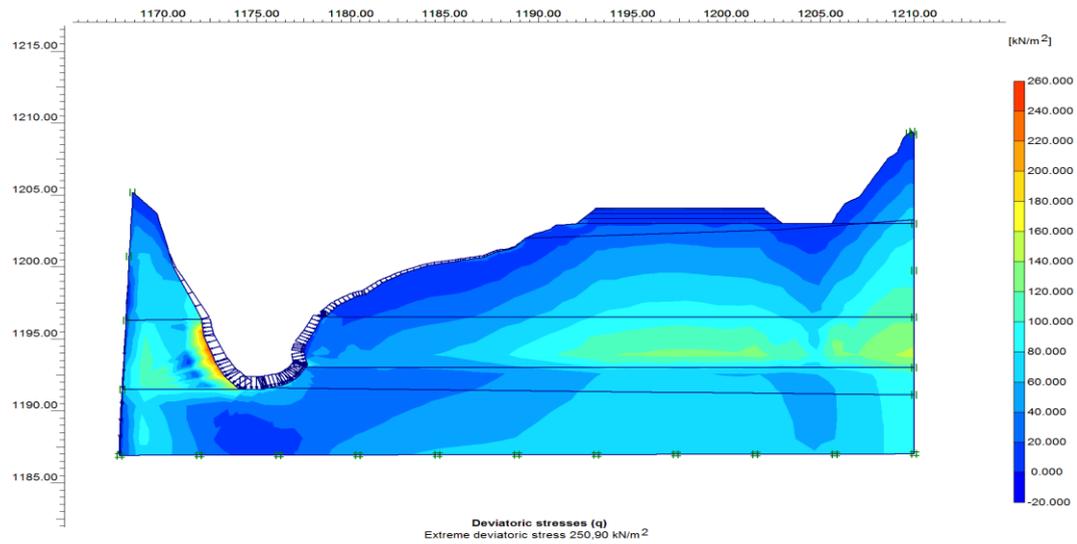


Figure 4-10 Distribution des contraintes totales.

c- Points plastiques

On observe dans la figure 4-11 la distribution des points plastique dans le modèle. On voit clairement que les point de tension « Tension cut-off point » se concentrent au niveau supérieur de la chaussée ce qui indique que la couche de roulement les lourdement détressée interprété par les déformations dans le coté aval et au niveau de la couche marneuse dans l'oued.

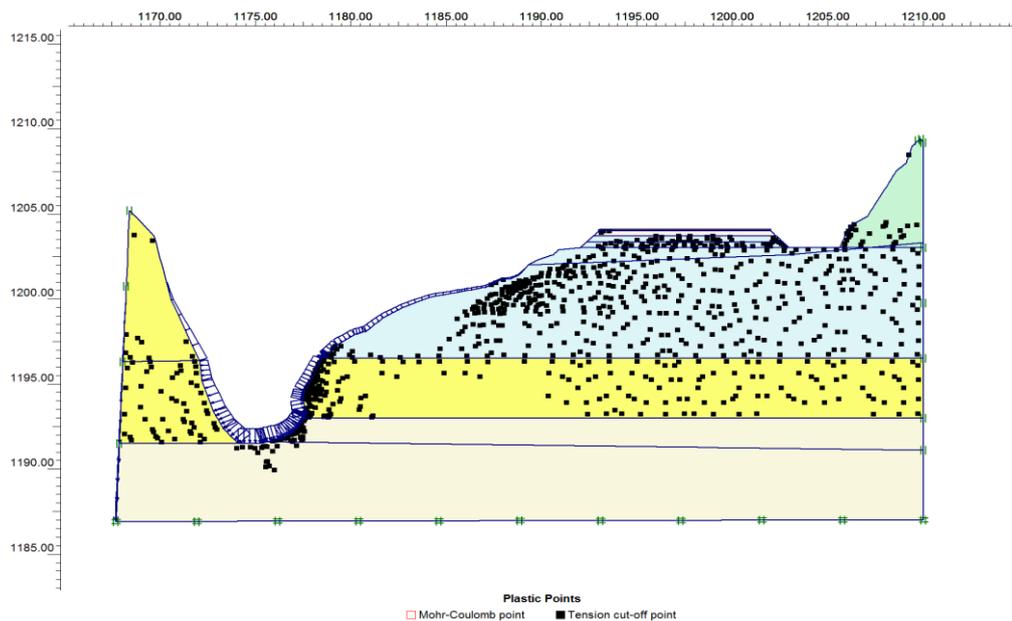
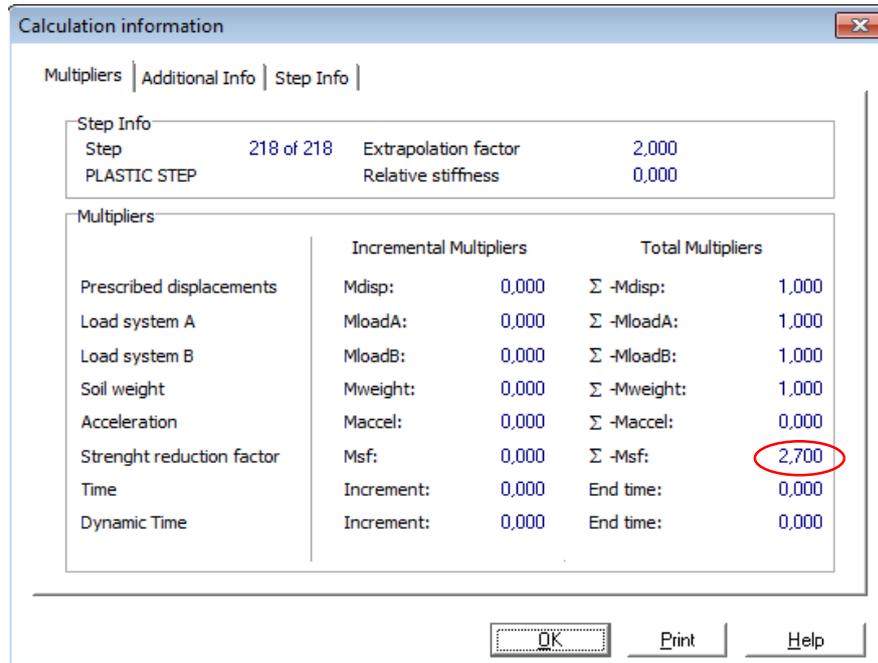


Figure 4-11 Distribution des points plastique.

d- Coefficient de sécurité Fs

Chapitre 4 : Modélisation numérique

Le coefficient de sécurité a été calculé par la méthode de Phi/c reduction qui a donné une valeur de 2,7 jugés stable pour l'ensemble de talus.



The screenshot shows a 'Calculation information' dialog box with the following data:

Step Info			
Step	218 of 218	Extrapolation factor	2,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000

Multipliers	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
	Parameter	Value	Parameter	Value
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	2,700
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Figure 4- 12 Valeur de coefficient de sécurité Fs sans géogridde.

11-1-3 Après le renforcement

Le renforcement a été effectué par gabionnage du côté de l'oued selon la figure 4-13.

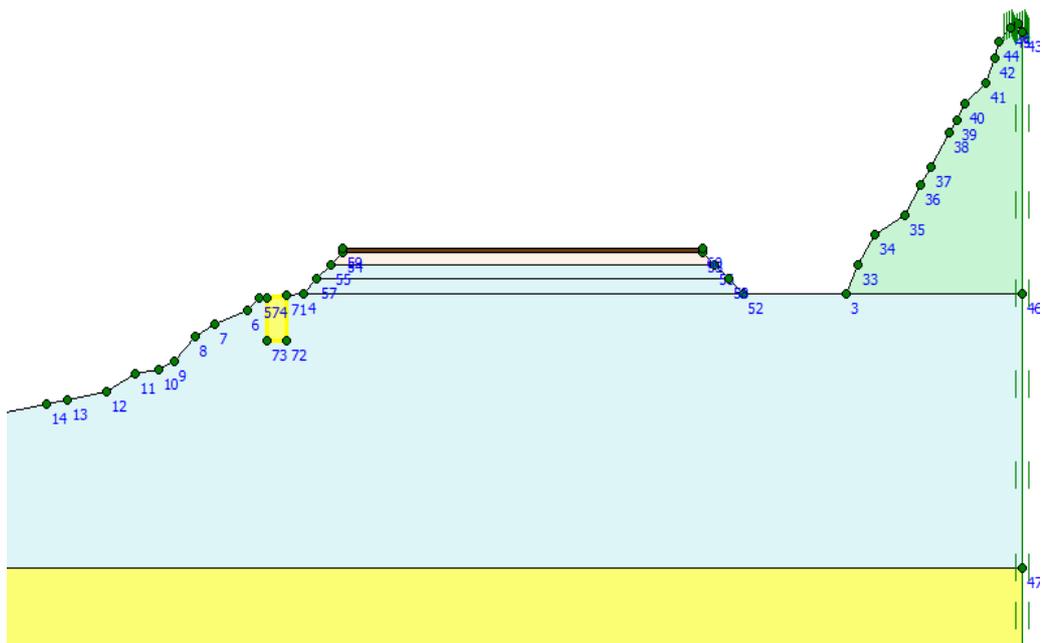


Figure 4-13 Le modèle géométrie avec la géogridde.

a- Déplacements

Chapitre 4 : Modélisation numérique

La figure 4-14 représente le résultat de la simulation numérique des déplacements est le glissement après renforcement, qui sont manifesté sur la chaussée. On observe que les déplacements se concentrent au niveau de la couche de marne qui est on contact avec l'eau qui à engendrer des déformations au niveau de la chaussée avec des déplacements totaux de $10,38 \times 10^{-3}$ m.

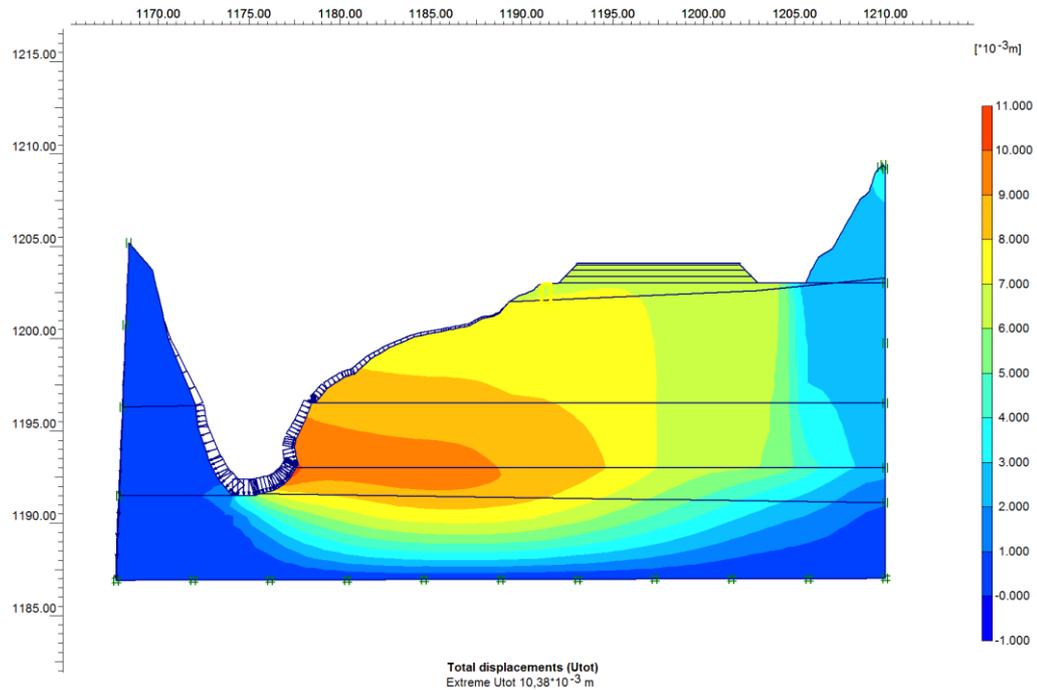


Figure 4-14 Distribution des déplacements totaux avec la géogridde.

b- Contraintes

La figure 4-15 représente la distribution l'état des contraintes dans le modèle. On voit clairement que la majorité des contraintes sont concentrées au niveau de la couche de calcaire, avec une contrainte maximale de $276,70 \text{ kN/m}^2$.

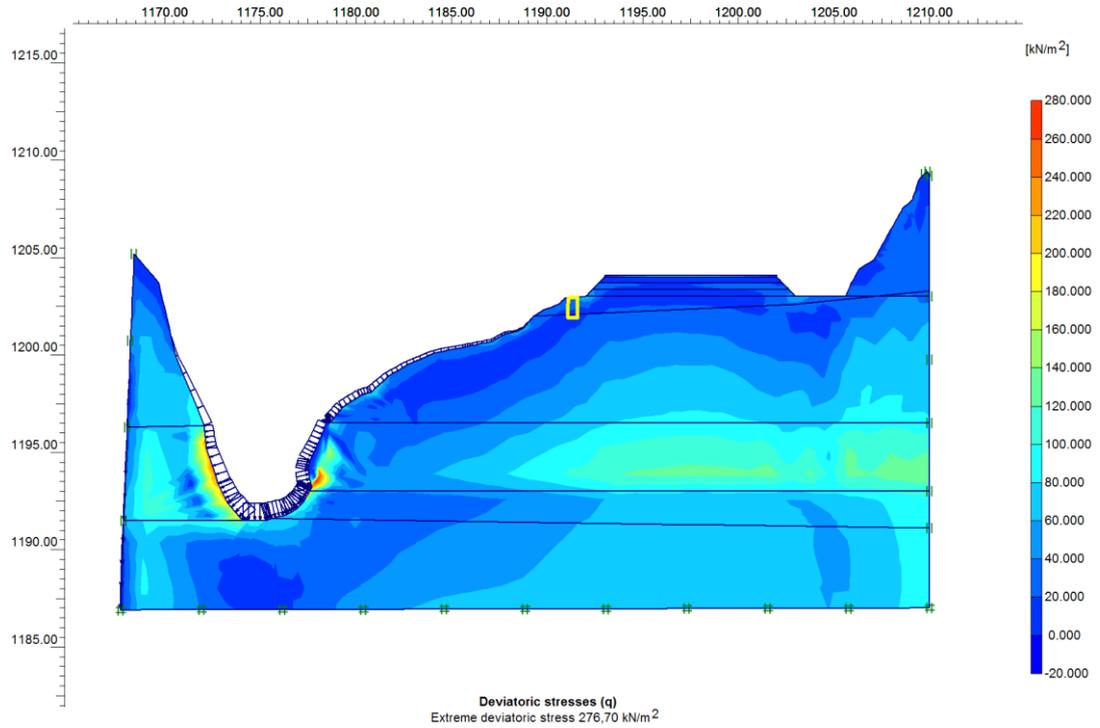


Figure 4-15 Distribution des contraintes totales avec géo grille.

c- Points plastiques

On observe dans la figure 4-16 la distribution des points plastique dans le modèle. On voit clairement que les point de tension « Tension cut-off point » se concentrent au niveau supérieur de la chaussée et au niveau du gabion ce qui indique que les contraintes sont migrées au gabion avec un soulagement sur la chaussée.

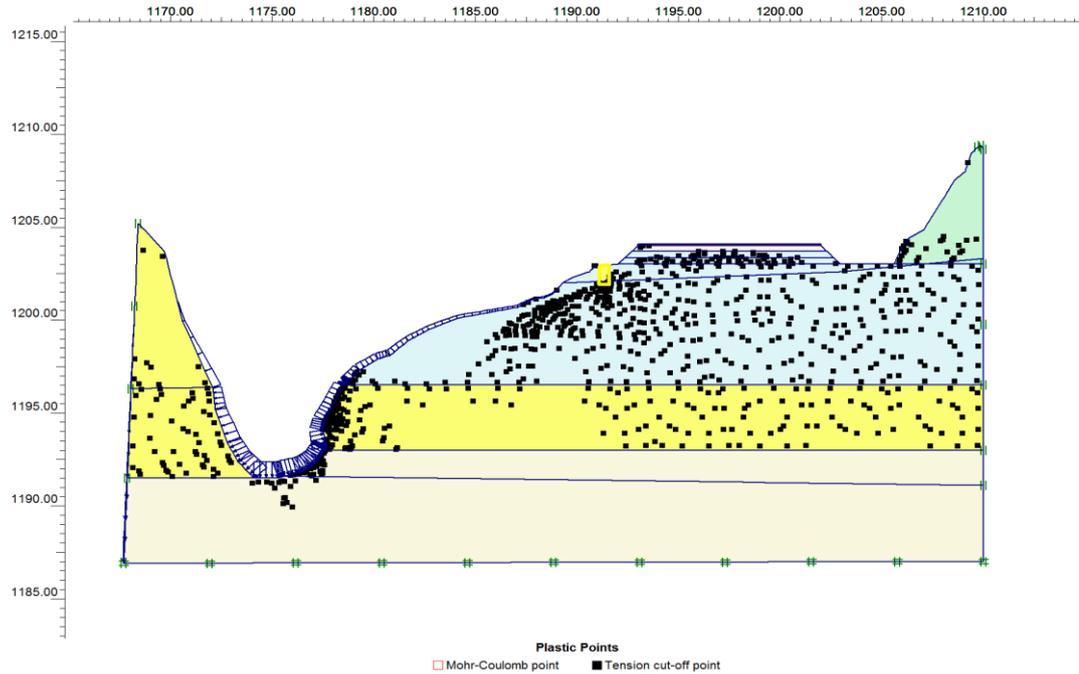


Figure 4-16 Distribution des points plastique avec géogridde.

d- Coefficient de sécurité Fs

Le coefficient de sécurité a été calculé par la méthode de Phi/c reduction qui a donné une valeur de 2,699 jugés stable pour l'ensemble de talus. (Quand nous allons ajoutons le renforcement par gabion la stabilité est augmentée).

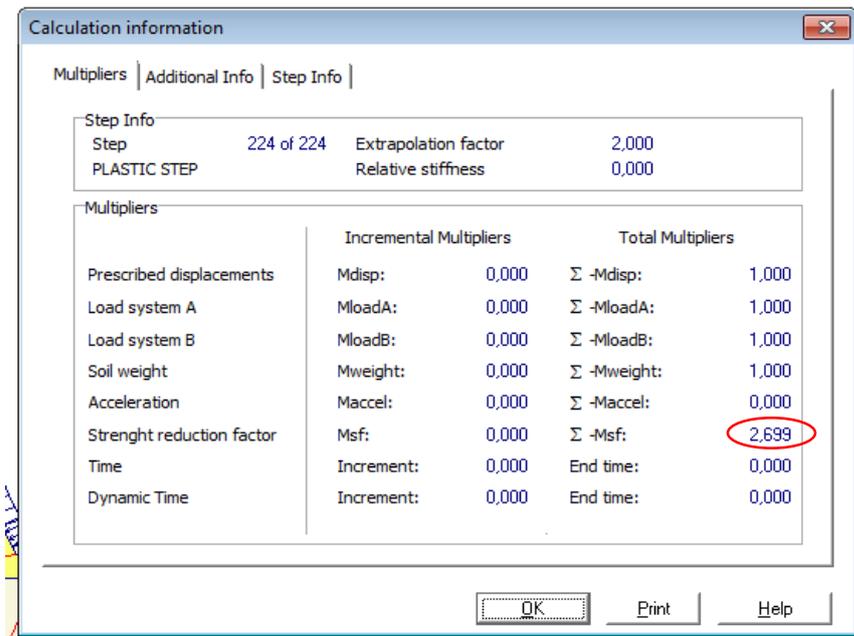


Figure 4-17 Valeur de coefficient de sécurité Fs avec géogridde.

12- Conclusion

Les principales conclusions après la modélisation sont les suivantes :

Avant renforcement :

- On observe que les déplacements se concentrent au niveau de la couche de marne qui est en contact avec l'eau qui engendrent des déformations au niveau de la chaussée avec des déplacements totaux de $10,38 \times 10^{-3}$ m.
- On voit clairement que la majorité des contraintes sont concentrées au niveau de la couche de calcaire, avec une contrainte maximale de $250,90 \text{ kN/m}^2$.
- La valeur de coefficient de sécurité 2,7 jugé stable pour l'ensemble de talus.

Après renforcement :

- On observe que les déplacements se concentrent au niveau de la couche de marne qui est en contact avec l'eau qui engendrent des déformations au niveau de la chaussée avec des déplacements totaux de $10,38 \times 10^{-3}$ m.
- On voit clairement que la majorité des contraintes sont concentrées au niveau de la couche de calcaire, avec une contrainte maximale de $276,70 \text{ kN/m}^2$.
- La valeur de coefficient de sécurité 2,699 jugé stable pour l'ensemble de talus. (Quand nous ajoutons le renforcement par gabion la stabilité est augmentée).

Après modélisation, on constate que l'ensemble du modèle est stable, le coefficient de sécurité n'a pas été amélioré après renforcement par gabionnage. La géogrille ne peut pas augmenter la stabilité de la structure de chaussée puisque le foyer de déformation se localise au niveau de la couche de marne qui est en contact avec l'eau qui favorise le glissement de l'ensemble du talus. Pour cette raison il est souhaitable de réaliser un ensemble des pieux au niveau de corps de chaussée soit d'empêcher la pénétration de l'eau au niveau de l'oued par une couche de béton.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif de ce travail de fin d'étude est d'étudier la stabilité des terrains liée à un remblai routier, qui a eu plusieurs déformations qui se résument à un glissement. Ces glissements ont été manifestés dans le corps de chaussée à cause de la couche de marne qui à favoriser le glissement à l'aide de l'action de l'eau qui se trouve dans d'oued.

Après une récolte et analyse des résultats au laboratoire et sur site, ont constaté que la zone d'étude est constituée par : un remblai (tuf), une couche de calcaire qui repose sur des argiles marneuses en contact de l'eau.

Le modèle a été modélisé par le logiciel Plaxis 8.2, a éléments de 15 noeuds, en mode de déformation plane, afin de simuler numériquement la chaussée souple. Les conditions aux limites ont été imposées. La chaussée souple et le corps de la chaussée ont été modéliser par le modèle Mohr-Coulomb.

Les principales conclusions après la modélisation sont les suivantes :

Avant renforcement :

- On observe que les déplacements se concentrent au niveau de la couche de marne qui est on contact avec l'eau qui à engendrer des déformations au niveau de la chaussée avec des déplacements totaux de $10,38 \times 10^{-3}$ m.
- On voit clairement que la majorité des contraintes sont concentrées au niveau de la couche de calcaire, avec une contrainte maximale de $250,90 \text{ kN/m}^2$.
- La valeur de coefficient de sécurité 2,7 jugé stable pour l'ensemble de talus.

Après renforcement :

- On observe que les déplacements se concentrent au niveau de la couche de marne qui est on contact avec l'eau qui à engendrer des déformations au niveau de la chaussée avec des déplacements totaux de $10,38 \times 10^{-3}$ m.
- On voit clairement que la majorité des contraintes sont concentrées au niveau de la couche de calcaire, avec une contrainte maximale de $276,70 \text{ kN/m}^2$.
- La valeur de coefficient de sécurité 2,699 jugé stable pour l'ensemble de talus. (Quand nous allons ajoutons le renforcement par gabion la stabilité est augmentée).

Après modélisation, on constate que l'ensemble du modèle est stable, le coefficient de sécurité n'a pas été amélioré après renforcement par gabionnage. La géogrille ne pas augmenter la stabilité de la structure de chaussé puisque le foyer de

déformation se localisé au niveau de la couche de marne qui est en contact avec l'eau qui favorise le glissement de l'ensemble du talus. Pour cette raison il est souhaitable de réaliser un ensemble des pieux au niveau de corps de chaussé soit d'empêcher la pénétration de l'eau au niveau de l'oued par une couche de béton.

Références

Bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Route>. Dernier accès 28-01-2021.
- [2] Chelalli., H., Chettouh., A. 2016. Etude de modernisation et de renforcement de la RN46 sur 15 km (PK 00+000 au PK 15+000). Mémoire de Master Académique. Université de Ziane ACHOUR-DJELFA-. Algérie.
- [3] http://colleges.planete-tp.com/fichier/pdf/dp3_dossier_no2_cle24bb164.pdf?arg=180696479&cle=2ce24013dc3585517bb3d41b16890610e96c73ac&file=pdf%2Fd3_dossier_no2_cle24bb16-4.pdf. Dernier accès 29-01-2021.
- [4] Ioana Maria A., 2013. Etude et modélisation des renforcements de chaussées à l'aide de grilles en fibre de verre sous sollicitations de fatigue. Thèse de Doctorat. Université de Strasbourg. France.
- [5] Jeuffroy, G., Sauterey, R., 1979. Notions élémentaires sur le comportement des chaussées. Revue générale des routes et des aérodromes, supplément au numéro 549.
- [6] Djellali., A. 2018. Modélisation des chaussées sur sols supports expansibles et estimation de la pression de gonflement : Cas de la région de Tébessa (N. E Algérie). Thèse de Doctorat. Université de Tébessa. Algérie.
- [7] Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves.,2001. Hypothèse et données de dimensionnement. Fascicule 3, CTTTP, organisme national de contrôle technique des travaux publics, Algérie.
- [8] Dat Tran, Q., 2004. Modèle simplifié pour les chaussées fissurées multicouches. Thèse de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées et à la division MSC, 156 pages.
- [9] Combere, M., 2008. Problématique du dimensionnement des chaussées souples au Burkina Faso. Mémoire d'ingénieur, école supérieure polytechnique département de génie civil, université Cheikh Anta Diop de Dakar, Sénégal, 123 pages.
- [10] Murillas, A., 2010. Application de méthodes et d'outils mécanistes empiriques pour la conception et la réhabilitation des chaussées. Thèse maître ès sciences. Faculté des études supérieures de l'Université Laval dans le cadre du programme de maîtrise en génie civil, pages 17- 23

- [11] AASHTO. Guide for Design of Pavements Structures. 1993. American Association of State Highway and Transportation Officials, pages 5- 52
- [12] Benaissa., H. 2006. Rapport de stage à l'ETRHB. ITTPB vieux kouba. Algérie.
- [13] R. Coque. 1977. Géomorphologie. Paris. Armand Colin.1 vol., 430 p., 1 ind., 53 fig., 2 cartes, 14 pl. de photos.
- [14] Flageollet, J.C. 1989. Paris, Ed. Masson, coll. Les mouvements de terrain tiennent une grande place dans le cadre de vie des hommes. Géographie, 224 p., 119
- [15] P. Antoine & D. Fabre.1980. Géologie appliquée au génie civil, Masson, Paris.
- [16] Campy, M et Macaire, J. J. 1989. Géologie des formations superficielles (Géodynamique — faciès — utilisation). Masson, Paris, 433 p., 304.
- [17] Farès A. 1994. Essai méthodologique de la cartographie des risques naturels liés. Revue française de géotechnique w69.
- [18] Allal, M.A. 2005. Que fait-on de l'université algérienne El Watan, 2–3 December, 13 et Benachenhou A. 1992. L'accès au savoir scientifique et technique. In: M. Lakehal (Eds) Algérie, de l'indépendance à l'état d'urgence (pp. 210–222). Paris: Larmises-L'Harmattan.
- [19] Bjerrum., L., JOSTAD. 1968. Stability of rock slopes in Norway. NGI publication no. 79.
- [20] KHEMISSA.M. 2006. Méthodes d'analyse de la stabilité et Techniques de stabilisation des pentes. JNGG'. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur. Pages 9-16.
- [21] Khemissa M., Rahmouni Z. 2003. Analyse de stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Bejaïa, Algérie). Actes du 13ème Congrès régional de mécanique des sols, Marrakech, 8-11.
- [22] Terzaghi,. K. 1950. Mechanism of landslides in Application of geology to engineering practice (Berkey volume): Geological Society of America. p. 83-123.
- [23] Nascimento, U. 1953. Capillarity and soil cohesion, Minist. Obras Públ. Lab . Engen . civ. Lisboa Publ .no. 37, 13 pp.
- [24] Gilles,S. Pierre ,P.1998.Guide technique .Stabilisation des glissements de terrain .Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. 97p.

- [25] Záruba, Q., Mencil, V. 1969. Mechanics of landslides with non-circular slip surfaces with special reference to the Vaiont slide. *Geotechnique* 16:329-337.
- [26] Kiersch, G.A. 1964. Vaiont Reservoir Disaster. *Civil Engineering* 34:32-39. Muller-Salzburg, L. 1964. The rock slide in the Vaiont Valley. *Rock Mechanics and Engineering Geology* 2(3):148-212.
- [27] Ministère des travaux publics et du transport, direction des travaux publics. Rapport du projet : Etude de glissement sur la RN 83 au PK : 23+000. Décembre 2018. Sétif. Algérie.
- [28] Dubourdiou, G. 1956. Etude géologique de la région de l'Ouenza (confins algéro-tunisiens). *Bull. Serv.Car.Géol.Algérie*.
- [29] Chikhi, Aouimer. 1980. Les rudistes de l'aptien supérieur de djebel Ouenza. (Algérie NE). Etude paléontologique. Contexte stratigraphique et paléontologique. Thèse doctorat de 3ème cycle en Géol. Option. Paléontologie. USTHB.
- [30] Vila, J.M. 1980. La chaîne alpine d'Algérie nord-orientale et des confins algérotunisiens. Thèse Doct. D'état, Univ. P. et M. Curie, Paris VI.
- [31] Salmi-Laouar, S. 1998. Le massif de Boujaber (N. E Algérien) : Sédimentologie, biostratigraphie et contribution des isotopes du soufre à la reconnaissance du mode de mise en place des masses triasiques et minéralisations à Pb-Zn. Thèse. Magister. Univ.Badji Mokhtar. Univ. Annaba. Algérie.
- [32] Bennia., M. 2000. Etude de l'évolution des paramètres physico-chimiques de la source d'El Gaagaa (Tébessa). Mémoire de fin d'études. Université de Tébessa. Algérie.
- [33] Hamad., A. 2017. Modélisation et intérêt hydrogéologique des réservoirs carbonatés karstiques : contribution du SIG (2D/3D), des données géophysiques et approches hydrochimie et isotopique - cas du bassin Transfrontalier (Tébessa-Kasserine/ Algérie-Tunisie). Thèse de doctorat. Université de Science de la terre Tébessa Algérie.
- [34] NF P94-071-1. 1994. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte. Sols : reconnaissance et essais. AFNOR. Association française de normalisation.
- [35] NF P18-011. 1992. Classification des environnements agressifs. AFNOR. Association française de normalisation.

- [36] Salhi, S., 2015. Etude de renforcement par géogrilles d'une plate-forme routière, Mémoire de magister, Université de Tébessa, Algérie.
- [37] Brinkgreve, R.B.J, 2002. Plaxis 2D, Material Models ManualV8, Delf University of technology & Plaxis v.b, Netherlands.
- [38] Cao, Z., Han, J., Xu, C., Khatri, D.K., Corey, R., Cai, Y, 2016. Road surface permanent deformations with a shallowly buried steel reinforced high-density polyethylene pipe under cyclic loading. *Geotext Geomembr* 44(1):28–38. doi:10.1016/j.geotexmem. 2015.06.009.

Annexe

Annexe 1

Sondage carotté N° : 01 Date de sondage : 19/11/2018

Caisse N° : 03 PK : 23+000

Profondeur : 14.00 - 15m.00



Sondage carotté N° : 02 Date de sondage : 20/11/2018

Caisse N° : 01 PK : 23+000

Profondeur : 00.00 - 10m. 50



Sondage carotté N° : 02 Date de sondage : 20/11/2018

Caisse N° : 02 PK : 23+000

Profondeur : 10m. 50- 14m. 50



Sondage carotté N° : 02 Date de sondage : 20/11/2018

Caisse N° : 03 PK : 23+000

Profondeur : 14m. 50- 16m.00

