



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série : ...

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : VOA

**Etude Géotechnique d'une partie de la rocade
autoroutière des hauts plateaux
(tronçon de la wilaya de Khenchela)**

Dirigé par : M. LEKOUARA Laid MAA

*Réalisé par : -MAHMAH ABD EL-HALIM
-BOUHRID HICHAM*

Membres de jury :

<i>MR. LEKOUARA LAID</i>	<i>MAA</i>	U.abbes laghrou khenchela	ENCADREUR
<i>MR. REBAI BILAL</i>	<i>MAA</i>	U.abbes laghrou khenchela	EXAMINATEUR
<i>MR. SEKKIOU SOUMIA</i>	<i>MAA</i>	U.abbes laghrou khenchela	PRESIDENT

Présenté le 10/09/2020

DEDICACE :

JE DEDIE CE TRAVAIL

A MES CHERS PARENTS SURTOUT MA CHERE MERE

**A TOUS LES PERSONNES QUI SONT PROCHES A MON
COEUR**

A TOUS MA FAMILLE

M^{er} BOUZOU. M OURAD. LAZHAR

**A TOUS MES AMIS SANS EXCEPTION SURTOUT LES PLUS
PROCHES**

**A TOUS CEUX QUI M'ONT ENCOURAGE A REALISER CE
MEMOIRE,**

SOIENT VIVEMENT REMERCIE

..... **Abdel Halim**

DEDICACE :

JE DEDIE CE TRAVAIL

**A MES CHERS PARENTS SURTOUT MA CHERE MERE
A TOUS LES PERSONNES QUI SONT PROCHES A MON
COEUR**

A TOUS MA FAMILLE

Khrou, raouf , radhwan , hmza

**A TOUS MES AMIS SANS EXCEPTION SURTOUT LES PLUS
PROCHES**

**A TOUS CEUX QUI M'ONT ENCOURAGE A REALISER CE
MEMOIRE,**

SOIENT VIVEMENT REMERCIE

..... **Hicham Boutrid**

REMERCIEMENTS

*au terme de ce travail je remercie
avant tout nous remercions "Allah" tout puissant qui nous a donné le
courage, la volonté et la force pour accomplir ce modeste travail. merci
de nous avoir éclairé le chemin de la réussite.*

*Mes reconnaissances vont tout d'abord à docteur
LEKOUARA.LAID qui m'a honoré en acceptant de diriger ce
travail, pour son encadrement rigoureux, méthodique et les compétences
dont il m'a fait bénéficier au long de toutes mes études. je lui adresse
également mes gratitude pour son aide précieuse et d'avoir été la pour
moi. Par ses conseils fructueux, son soutien continu et ses
encouragements permanents. Merci de m'avoir guidé avec patience et
d'avoir consacré autant d'heures pour les corrections de ce manuscrit.
J'exprime mon estime et mes remerciements aux membres du jury d'avoir
accepté d'évaluer ce travail en dépit de leurs nombreuses autres
obligations.*

*Un grand merci à mes enseignants « BOUTHRID AZIZ » ainsi
« MAMEN BELKACEM » les responsables du département de VOA
Finalement, je remercie tous ceux et celles qui ont contribué de près ou
de loin à l'accomplissement de ce mémoire.*

résumé

La présente étude consiste à réaliser l'étude géologique et géotechnique du Lot Routes pour le Tronçon de Khenchela, qui fait partie du projet de la Rocade Autoroutière des Hauts Plateaux, Lot Est sur 220 km.

Le présent tronçon constitue une section centrale du lot Est de 220 km de long de la Rocade

Autoroutière des Hauts Plateaux et comprend le passage du tracé dans le territoire de la wilaya de Khenchela. Prévu d'être relié avec la wilaya de Batna et de Tébessa appartenant au lot Est, ce tronçon jouera un rôle d'accès aux régions densément peuplées dont Batna, Tazoult, Tébessa.

Au-delà de ceci, la liaison avec Constantine et l'autoroute Est-Ouest au Nord aidera à renforcer les différents échanges en profitant du développement des installations industrielles des régions des hauts plateaux.

Le tracé de ce tronçon trouvant son d'origine à la limite de la wilaya de Batna, se croise avec la RN 88 ou s'étend à proximité de celle-ci, avant de s'arrêter à la limite de la wilaya de Tébessa, et le linéaire total du tronçon d'étude est de 72,9 km.

La grande partie du tracé se trouve en parallèle avec la RN 88, à l'exception de certaines sections où le tracé se croise avec cette route. Les zones d'habitat dont les différentes communes et localités dispersés aux environs du tracé sont contournées en général par le Nord ou par le Sud.

La topographie du présent tronçon est caractérisée par le terrain peu accidentée des hauts plateaux sur la quasi-totalité du tracé.

Le PK 25+700 présente l'altitude la plus basse, soit 920 m, tandis que les hauts plateaux ayant l'altitude la plus élevée de 1170m sont constatés au PK 52+ 500. En particulier, la section du PK 48+ 800 au PK 55+850 montre le relief des hauts plateaux d'environ 1100m d'altitude dont la pente est relativement douce.

Le présent document est réalisé dans le cadre de l'étude géotechnique du Lot Route en phase d'APD, qui traite les contenus suivants :

- Géologie et structure géologique des régions traversées par le tracé
- Résultats de l'investigation géotechnique (Essais in situ et en laboratoire)

Résumé

- Etude des terrassements
- Etude de stabilité des talus (sous les charges normales et sous le séisme)

ملخص

تتكون هذه الدراسة من إجراء الدراسة الجيولوجية والجيوتقنية للطريق قسم خنشلة ، وهو جزء من مشروع الطريق الدائري السريع t أكثر من 220 كم يشكل هذا القسم قسماً مركزياً من قطعة الأرض الشرقية بطول 220 كم طريق هوتس بلاتو السريع ويشمل مرور الطريق في إقليم ولاية خنشلة. من المقرر أن يتم ربط هذا القسم بولاية باتنة وتبسة التي تنتمي إلى الجزء الشرقي ، وسوف يلعب هذا القسم دوراً في الوصول إلى المناطق المكتنزة بالسكان بما في ذلك باتنة وتازولت وتبسة. علاوة على ذلك ، سيساعد الارتباط بقسنطينة والطريق السريع بين الشرق والغرب في الشمال على تعزيز التبادلات المختلفة من خلال الاستفادة من تطوير المنشآت الصناعية في مناطق المرتفعات. يتقاطع مسار هذا القسم الذي يعود أصله إلى حدود ولاية باتنة مع الطريق السريع RN 88 أو يمتد بالقرب من الأخيرة ، قبل التوقف عند حدود ولاية تبسة ، و الطول الخطي الكلي لقسم الدراسة 72.9 كم. يمتد معظم المسار بالتوازي مع RN 88 ، باستثناء بعض الأقسام التي يتقاطع فيها المسار مع هذا الطريق. المناطق السكنية ، بما في ذلك مختلف البلديات والمحليات المنتشرة حول الطريق ، يتم تجاوزها بشكل عام من قبل الشمال أو الجنوب. تتميز تضاريس هذا القسم بالتضاريس غير المستوية قليلاً للهضاب العالية على المسار بأكمله تقريباً. يوجد أدنى ارتفاع لـ 700 + 25 PK ، 920 م ، بينما توجد المرتفعات ذات أعلى ارتفاع 1170 م في 500 + 52 PK على وجه الخصوص ، قسم 800 + 48 PK عند يُظهر 850 + 55 PK ارتفاع الهضاب المرتفعة التي تقع على ارتفاع 1100 متر فوق مستوى سطح البحر ، ومنحدرها لطيف نسبياً. تم إنتاج هذه الوثيقة كجزء من الدراسة الجيوتقنية لطريق السريع ، والتي تتناول المحتويات التالية:

- دراسة أعمال الحفر
- طريقة استعمال ادوات الحساب باستعمال بلاكسيس
- تقديم شامل للمشروع
- حساب الحفر فوق 10 امتار على ثلاث مستويات

Abstract

Abstract

This study consists of carrying out the geological and geotechnical study of the Lot Routes for the Khenchela section, which is part of the Hauts Plateaux Motorway Ring Road project, Lot EST over 220 km.

This section constitutes a central section of the 220 km long east lot of the Rode Hauts Plateaux motorway and includes the passage of the route in the territory of the wilaya of Khenchela. Planned to be linked with the wilaya of Batna and Tébessa belonging to the East lot, this section will play an access role to densely populated regions including Batna, Tazoult, Tébessa.

Beyond this, the link with Constantine and the East-West motorway in the North will help to strengthen the various exchanges by taking advantage of the development of industrial facilities in the regions of the highlands.

The route of this section having its origin at the limit of the wilaya of Batna, intersects with the RN 88 or extends near it, before stopping at the limit of the wilaya of Tébessa, and the total linear length of the study section is 72.9 km.

Most of the route runs parallel to the RN 88, with the exception of some sections where the route intersects with this road. The residential areas including the various municipalities and localities scattered around the route are generally bypassed by the North or the South.

The topography of this section is characterized by the slightly uneven terrain of the high plateaus on almost the entire route.

PK 25 + 700 has the lowest altitude, 920 m, while the highlands with the highest altitude of 1170m are found at PK 52+ 500. In particular, the section of PK 48+ 800 at PK 55 + 850 shows the relief of the high plateaus around 1100m above sea level, the slope of which is relatively gentle.

This document has been produced as part of the geotechnical study of the Lot Route in the APD phase, which deals with the following contents:

- Geology and geological structure of the regions crossed by the route
- Results of the geotechnical investigation (in situ and laboratory tests)
- Study of earthworks
- Embankment stability study (under normal loads and under earthquakes)

Sommaire

Titre N°	
REMERCIEMENTS	
ملخص	
RÉSUMÉ	
ABSTRACT	
SOMMAIRE	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES NOTATIONS	
INTRODUCTION GENERALE	
SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	
CHAPITRE1: GENERALITES SUR LES REMBLAIS.....	02
1.1. Terminologie de base :	02
1.2. Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur :	04
1.3. Modes de déformations des grands remblais :	08
CHAPITRE2 : METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAI	12
2.1. Introduction	12
2.2. Études de la stabilité des pentes :	13
2.2.1 Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite	15
2.2.2 Méthodes Numériques :	20
2.3 Étude des tassements du sol de fondation :	21
2.4 Calcul des tassements selon la méthode oedométrique :	23
2.5 Calcul de la stabilité au poinçonnement	27
2.6. Conclusions	28
CHAPITRE 3 : OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL	31
3.1. Introduction	31
3.2. Logiciel Plaxis	32
3.2.1 présentation de plaxis	32

Sommaire

3.2.2 fonctionnement de logiciel	32
-CHAPITRE 4 : présentation du projet rocade autoroutière.....	39
4-1 Introduction	39
4.1.1. Généralité	39
4.2 CARACTERISTIQUES DU TRACE DU TRONÇON DE KHENCHELA	40
4.2.1 Description du tracé du tronçon de Khenchela	40
4.2.2 Géologie des régions traversées par le tracé :	42
4.2.2.1 Description des principaux terrains	42
4.2.2.2 Structures géologiques	43
4.2.2.3 Géologie détaillée	43
4-3-Hydrogéologie des régions traversées par le tracé	63
4.3-1 Contexte hydrogéologie	63
4.3.2- Contexte climatique : précipitation	64
4.4-Sismicité et Degré de vulnérabilité	65
4.4.1 Manifestations sismiques et sismicité	65
CHAPITRE 5 : Calcul détaillés de la stabilité de 3 section a l'aide du code plaxis	70
5.1 : introduction	70
5.2 Calcul du coefficient de sécurité de la section en Remblai au PK 14 +750	72
5.2.1 : Modélisation de la section (Menu Input) données	72
5.2.2 : Calcul du modèle (module Plaxis calculations)	75
5.2.3 : Résultats des calculs (module Plaxis Output)	77
5.2.4 : Traçage de courbes (module Plaxis)	78
5.2.5 : Calcul du coefficient de sécurité de la section en déblai au PK 36 +200	79
5.2.6 Calcul du coefficient de sécurité de la section en déblai au PK 37+625	81
6 : Conclusion	82
CONCLUSION GENERALE	
BIBLIOGRAPHIQUE	

Liste des figures

Figure 1.1 : types de remblai (ferroviaire , routier).....	02
Figure 1.2 : exemples de remblais	03
Figure 1.3 : remblai de grande hauteur.....	04
Figure 1.4 : caractéristiques géométrique d'un remblai	04
Figure 1.5 : la construction par couches du remblai	06
Figure 1.6 : remblai isolé.....	07
Figure 1.7 : répartition des contraintes à la base du remblai.....	07
Figure 1.8 : augmentation progressive du poids volumique.....	07
Figure 1.9 : phasage de la construction par couches	08
Figure 1.10 : rupture par poinçonnement.....	08
Figure 1.11 : rupture rotationnel sans fissuration.....	09
Figure 1.12 : rupture rotationnel avec fissuration.....	10
Figure 1.13 : allure de la courbe de consolidation.....	10
Figure 2.1 : état des contraintes le long de la courbe de rupture.....	12
Figure 2.2 : surface de rupture potentielle.....	13
Figure 2.3 : surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle	14
Figure 2.4 : schéma type d'une rupture circulaire ; méthode des tranches.....	16
Figure 2.5 : abaque de bishop-Morgenstern-paramètre m	19
Figure 2.6 : abaque de bishop-Morgenstern-paramètre-n.....	19
Figure 2.7 : principales méthodes de calcul des tassements.....	22
Figure 2.8 : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957)	24
Figure 2.10 : déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles	26
Figure 2.11 : détermination du coefficient (bourges et mieussens,1979).....	27

Liste des figures

Figure 2.12 : abaques de calcul du FS selon la méthode de mata et Alençon (1979)	28
Figure 3.1 : modèles géométriques du projet	33
Figure 3.2 : maillage du projet	34
Figure 3.3 : génération des contraintes effectives initiales.....	34
Figure 3.4 : génération des surpressions en présence de la nappe phréatique.....	35
Figure 3.5 : fenêtre des phases de calcul	36
Figure 3.6 :exemples de courbes du facteur de sécurité en fonction du déplacement	37
Figure 4.1 : tracé de l'autoroute Batna Tébessa	40
Figure 4.2 : plaine village de Taouziant	44
Figure 4.3 : miocène à dominante marneuse	45
Figure 4.4 : alluvions argilo sableuses à intercalation	45
Figure 4.5 : pk 2+30, vue au vers le sud	46
Figure 4.6 : conglomérats moyennement consolidés et encroutées formant des colluvions	46
Figure 4.7 : pk 5+300, conesconglomératiques emboites épais plus de 10 m	47
Figure 4.8 : détail du coneprécédent	47
Figure 4.9 : pk 2+300,pk 4+300, matériau conglomératique de cône	48
Figure 4.10 : pk 3+800, matériau conglomératique de cône reposant sur des marnes	48
Figure 4.11 : vue d'ensemble vers le nord	49
Figure 4.12 : vue d'ensemble vers le sud noter les premiers reliefs gréseux du miocène	49
Figure 4.13 : pk 16+400, oued guises et reliefs à dominante gréseuse	50
Figure 4.14 : formation à dominante gréseuse au pk 16+400	51
Figure 4.15 : colluvions Congo mercatiques des piedmonts	51
Figure 4.16 : vue générale vers le sud au pk 15+800	52
Figure 4.17 : colluvions conglomératique encroutées dans leur partie supérieure	52

Liste des figures

Figure 4.18 : détail des colluvions	53
Figure 4.19 : gros blocs conglomératique et matériaux affinés	53
Figure 4.20 : alluvions gréseuses à conglomérats	54
Figure 4.21 : plaine à alluvions argileuse	54
Figure 4.22 : <i>Les grands ensembles géomorphologiques. Vue vers El Hama</i>	55
Figure 4.23 : Formation des Argiles rouges, sujet à ravinement.	56
Figure 4.24 : Glacis conglomératique nappant les Argiles rouges	56
Figure 4.25 : PK 36+000	57
Figure 4.26 : Sud du PK 37+000, Grés au Djebel Men char : les alluvions développées dans les intervalles argileux	57
Figure 4.27 a : Sud du PK 37+000. Grés au Djebel Men char. Alternances argiles. marneuses et bancs de grés.	57
Figure 4.27 b : Sud du PK 37+000. Détail des grés précédents.	58
Figure 4.28 : Côté sud au PK 39+800 Argiles et cargneules du Trias	58
Figure 4.29 : Côté sud au PK 39+800. Détail des argiles et cargneules du Trias	59
Figure 4.30 : Côté sud au PK 39+800.) Formation marne-calcaire du Crétacé.	59
Figure 4.31 : Marnes et marne-calcaires au début du tracé, passant vers des argiles	60
Figure 4.32 : Vue des craies, marnes et calcaires du Campanien et Maastrichtien à la sortie de Khenchela	60
figure 4.33 : Barre calcaire du Santonien intercalée dans des marnocalcaires et marnes	61
figure 4.34 : vue générale du tracé montrant le glacis d'épandage quaternaire	62
figure 4.35 : Vue d'Aïn Touila dans la plaine de la Makian	62
Figure 4.36 : Dépôts argileux à encrustements calcaires, d'âge quaternaire récent, près d'Aïn Touila (Vallée de Krar El Kalbi)	62
Figure 4.37 : Affleurements de marnocalcaires dans le glacis quaternaire moyen	63

Liste des figures

Figure 5.1 : section autoroute au PK 14+ 750	72
Figure 5.2 : paramètres généraux	73
Figure 5.3 : Géométrie de la section du remblai PK 14+750 -Plaxis input.	74
Figure 5.4 : génération du maillage dans les différentes zones de la section	75
Figure 5.5 : niveau général de la nappe phréatique	75
Figure 5.6 : plaxis calculations	76
Figure 5.7 : maillage déformée (phase 10) FS =1,28 sous charge sismique	77
Figure 5.8 : déformation verticale du Remblai (phase 10) valeur maximale -26 cm	77
Figure 5.9 : contraintes effective (valeur max -200,28 KPa)	78
Figure 5.10 a : position du point A	78
Figure 5.10 : courbe $\sum Msf$ en fonction du déplacement du point A	79
Figure 5.11-a) : Sect5.11-b) Demi- section de calcul du PK 36+200.	79
5.11-b) Demi- section de calcul du PK 36+200.	80
Figure 5.11 : valeurs du coefficient de sécurité de la section PK 36+200	80
Figure 5.12-a) : Section PK37+625	81
Figure 5.12-b) : Demi- section de calcul PK37+625	81
Figure 5.13 : valeurs du coefficient de sécurité de la section PK 37+625	82

Liste des tableaux

Tableau1.1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur	05
Tableau 2.1 : Variations de ru en fonction des conditions hydrauliques régnant au sein du massif	18
Tableau 2.2 : Hypothèses de calcul et équations des déformées types (Magnan et al, 1984) (Pilot et al, 1988).	25
Tableau 4.1 : Manifestation sismiques dans la région de batna – Tèbessa	65
Tableau 5.1 : talus en remblai	70
Tableau 5.2 : talus en déblais	71
Tableau 5.3 : Classification des ouvrages selon leur importance	73
Tableau 5.4 : Résultats des calculs des coefficients sismiques	73
Tableau 5.5 : Caractéristiques du sol et du remblai	74
Tableau 5.6 : phases de calcul.	76

Introduction générale

L'histoire des peuples est indissociable de celle de la route, cette dernière demeure un élément irremplaçable dans l'échange, l'ouverture, le développement et dans la croissance socio-économique, elle impose la préservation et la rénovation des moyens de communication notamment dans le domaine des travaux publics.

Dans ce contexte, l'Algérie a mis en point une technique routière pour s'adapter en permanence à l'avancement de la technologie et aux nouvelles exigences de qualité, en utilisant plusieurs textes réglementaires, guides métrologiques et outils d'informatique.

L'Algérie a compris récemment le rôle incontestable des voies de communication ce qui justifie l'investissement consentis par l'état pour son développement et son maintien en bon état. Le réseau routier a évolué conformément à la distribution de la population et de ces activités.

Le réseau est dense dans la frange côtière, beaucoup moins dense sur les hauts plateaux et se réduit dans le sud. Et vu le problème du trafic en Algérie, notre projet vient donc pour donner un nouveau souffle à l'économie du pays et un nouvel espace pour les utilisateurs de la route, en réalisant la Rocade Autoroutière des Hauts Plateaux entre la ville de Batna et Tebessa qui s'étale sur 200km.

Notre travail est composé de cinq chapitres résumés comme suit :

- Le premier chapitre est consacré généralités sur les remblais, modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur, modes de déformation des grands remblais.
- Le deuxième chapitre donne un bref aperçu sur les méthodes d'analyse des stabilités des remblais, hypothèse classique de la méthode de l'équilibre limite, méthode numériques, étude de tassements et calcul des tassements et calcul de la stabilité au poinçonnement
- Le troisième chapitre parler outils numériques de calcul, introduction, présentation du logiciel plaxis 8.2.
- Le chapitre quatre est consacré présentation du projet rocade autoroutière des hauts plateaux tronçon de la wilaya de khenchela
- Le cinquième chapitre calcul de la stabilité des remblais et calcul détaillés de la stabilité de 3 sections à l'aide du code plaxis.

GENERALITES SUR LES REMBLAIS

1.1. Terminologie de base:

On précise ici un certain nombre de termes très courants qui seront régulièrement utilisés par la suite et qu'il convient de bien connaître.

1.1.1 Le Remblai:

Un remblai est un ouvrage en terre qui provient de la mise en place de matériaux pour rehausser ou niveler le terrain naturel. Il doit pouvoir supporter les sollicitations ultérieures (trafics routier ou ferroviaire, bâtiments, super-structures...) sans déformation préjudiciable (tassements, glissements...).



Figure 1. 1 : Types de Remblai (ferroviaire, routier)

La qualité d'un remblai dépend de la nature des matériaux qui le compose et de leur mise en œuvre. Les matériaux, issus des déblais (Consiste à abaisser le niveau du terrain par enlèvement des terres) du site ou d'un emprunt, doivent être mis en place à une teneur en eau correcte (pour assurer une portance suffisante) et compactés (pour garantir leur stabilité).



Figure 1. 2 : Exemples de Remblai

1.1.2 Le remblaiement:

Remblayer un terrain avant des travaux de construction : c'est même une technique d'aménagement de terrain.

Il est indispensable dans les cas suivants :

- la profondeur du décapage est supérieure à l'épaisseur du dallage futur et de sa fondation ;
- le terrain doit être mis à l'abri des inondations ;
- le dallage doit être placé au niveau de la plate-forme des camions ou des wagons.

1.1.3 Les remblais de grande hauteur:

Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux (Les réseaux d'assainissement des eaux).

Les remblais de grande hauteur peuvent également être construits avec des matériaux de caractéristiques moins sécuritaires (sols fins argileux notamment). Dans ce cas, leur conception et leur réalisation ne s'appuient plus seulement sur les règles empiriques évoquées précédemment, mais font aussi un large appel à des études spécifiques de mécanique des sols et des roches au même titre qu'un ouvrage d'art.

Il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il faut donc s'accommoder des matériaux disponibles. Cela doit inciter les projeteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés.



Figure 1.3 : Remblai de grande hauteur

1.2. Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur:

On doit tout d'abord présenter la géométrie utilisée ainsi que les méthodes de dimensionnement afin de mener à bien l'étude théorique.

1.2.1 La Géométrie du remblai:

Il faut choisir la géométrie 2D qui convient parfaitement pour le type de calculs qu'on souhaite mettre en place. Le schéma suivant modélise le profil transversal d'un remblai.

H représente la hauteur du remblai et (**i**) la pente.

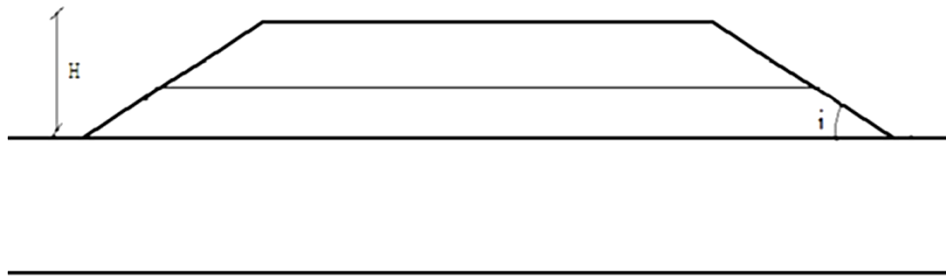


Figure 1.4 : Caractéristiques géométrique d'un remblai

1.2.2 Méthodes de dimensionnement des remblais:

Le dimensionnement du corps principal de remblai présente les différents choix nécessaires à la construction d'un remblai, l'épaisseur des couches du remblai en passant par la pente de talus et la hauteur totale du remblai à construire.

✓ PENTE DE REMBLAI :

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable. Cette pente se définit :

- Par la tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale

$$\text{Pente : } \text{Tg}(i) = h / b$$

- L'angle i doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé ϕ .
- D'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau ci-après:

Nature du matériau	Hauteur du remblai		
	$h \leq 5$ m	$5 \leq h \leq 10$ m	$h \geq 10$
Sols et matériaux cohérents sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/2$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
matériaux issus de roche dure non altérée	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

(*) Les pentes de talus considérées dans le présent document sont exprimées par la tangente de l'angle formé par le plan du talus avec le plan horizontal.

Tableau 1.1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur

✓ **L'épaisseur des couches de remblai :**

On peut construire le remblai par étapes sur des hauteurs successives (en vérifiant la valeur de $f=1,5$) cas des déformations trop importantes. L'accroissement de la cohésion non drainée C_u qui résulte de la consolidation est:

$$\Delta C_u = \gamma H_i \cdot Tg\phi C_u$$

On déterminera la hauteur suivante H_2 en utilisant

$$H_2 = \frac{\pi + 2}{\gamma F} (C^{(0)} + \Delta c_u)$$

Où $c^{(0)}$ est la cohésion initiale du sol avant la construction du remblai

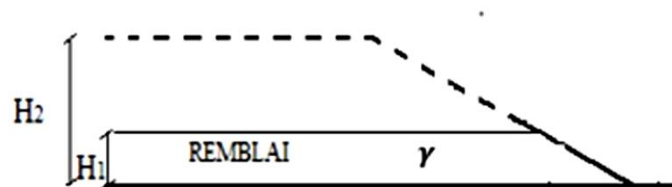


Figure 1.5 la construction par couches du remblai

H_1 : Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol

H_2 : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente.

✓ **HAUTEUR TOTALE DU REMBLAI A CONSTRUIRE :**

Le GTR limite les remblais à des hauteurs :

- Les remblais de faible hauteur sont limités à 5m,
- Les remblais de hauteur moyenne sont limités à 10m,
- Les remblais de grande hauteur dépassent 10m.

Pour atteindre le niveau désiré pour le profil projeté, la hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante ;

$$R_t = H_r * 100 / (100 - T)$$

Où : R_t : hauteur totale du remblai à construire.

H_r : hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé Pour la surcharge;

T : pourcentage de tassement prévu.

1.2.3 Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai :

Trois types de modélisation peuvent être envisagés pour la représentation de la construction d'un remblai isolé :

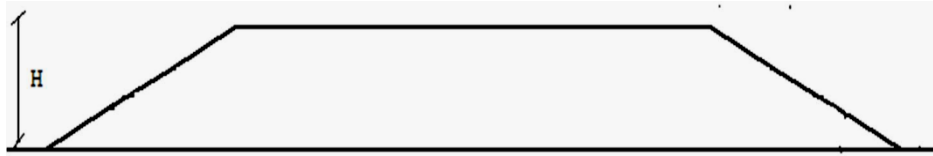


Figure 1.6 : Remblai isolé

✓ **Une pression trapezoidale, uniforme sur une grande longueur :**

Le remblai n'est pas pris en compte dans le maillage, il est supposé infiniment souple et les déformations latérales à sa base sont libres (figure 1.6). Lorsque le remblai est très large par rapport à sa hauteur H , il est normal de supposer que, dans la région centrale, la répartition des contraintes à la base du remblai est verticale, uniforme et vaut $\gamma.H$;

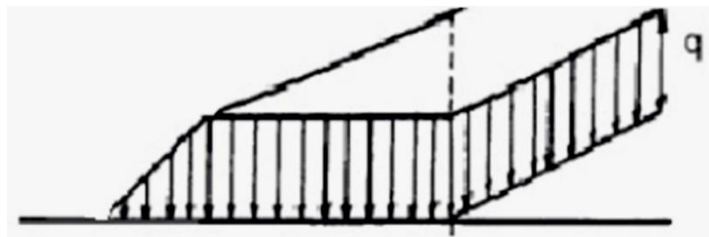


Figure 1.7 : Répartition des contraintes à la base du remblai

✓ **Un augmentation progressive du poids volumique dans le remblai :**

Cette approche a l'inconvénient d'imposer de manière instantanée toute la rigidité du remblai, alors que seule une fraction de son poids est appliquée. Toutes les nœuds du remblai se déforment instantanément, et ceci quel que soit l'instant de construction de l'ouvrage. D'une manière rigoureuse, ce type de calcul ne peut représenter d'un essai en centrifugeuse ou il y a une montée progressive de la gravité. Cependant, pour les problèmes habituels, cette approche est encore souvent utilisée ; seules les déformations du sol de fondation dont alors exploitables ;

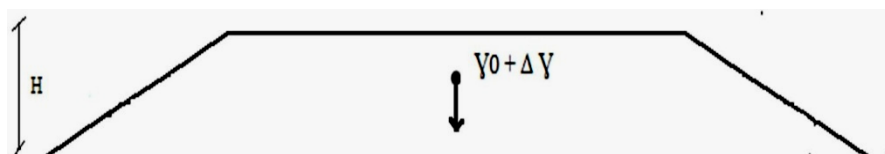


Figure 1.8 : Augmentation progressive du poids volumique

Un phasage de la construction par couches du remblai :

Cette approche est la plus satisfaisante, car elle permet de tenir compte de la technique de la construction, en installant des couches successives de sol (terrassement). Le calcul par éléments finis s’effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées.

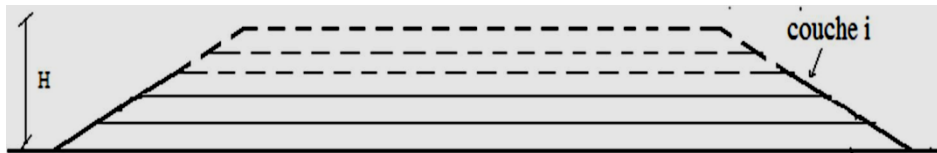


Figure 1.9 : Phasage de la construction par couches

1.3. Modes de déformations des grands remblais:

Les ruptures de remblais sur argiles molles présentent des caractères particuliers dus à la présence fréquente en surface d'une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Cette particularité est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les ruptures de remblai observées ont été classées en trois grandes catégories (Magnan et al. 1984) :

1.3.1 Poinçonnement du sol de fondation:

Lorsque la croûte superficielle est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement sans subir de cisaillement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il y a formation de deux bourrelets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus (Figure1.5)

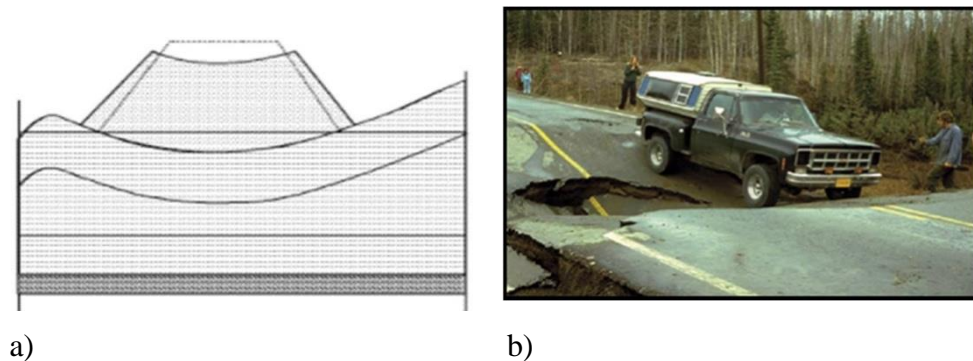


Figure1.10 : Rupture par poinçonnement

Des instabilités de Capacité portante par poinçonnement de la couche de sol mou sur compressibles. (L'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles.

1.3.2 Rupture rotationnelle sans fissuration du remblai (glissement):

Lorsque la croûte est épaisse et nettement plus consistante que le sol mou, les déplacements horizontaux de la couche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas

La rupture rotationnelle constitue la forme de glissement la plus répandue. Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourrelet de pied. Ces glissements sont généralement profonds et la surface de rupture est souvent tangente au substratum (sauf si celui-ci est à grande profondeur).

La stabilité d'un remblai sur sol mou est la plus critique à court terme, pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également.

Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important (Mestat et al. 1999).

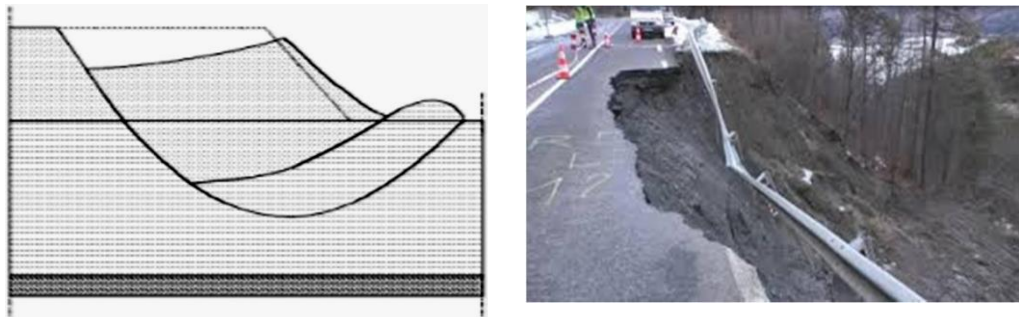


Figure 1.11 : Rupture rotationnel sans fissuration

1.3.3 Rupture rotationnelle avec fissuration du remblai:

Lorsque la croûte est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement

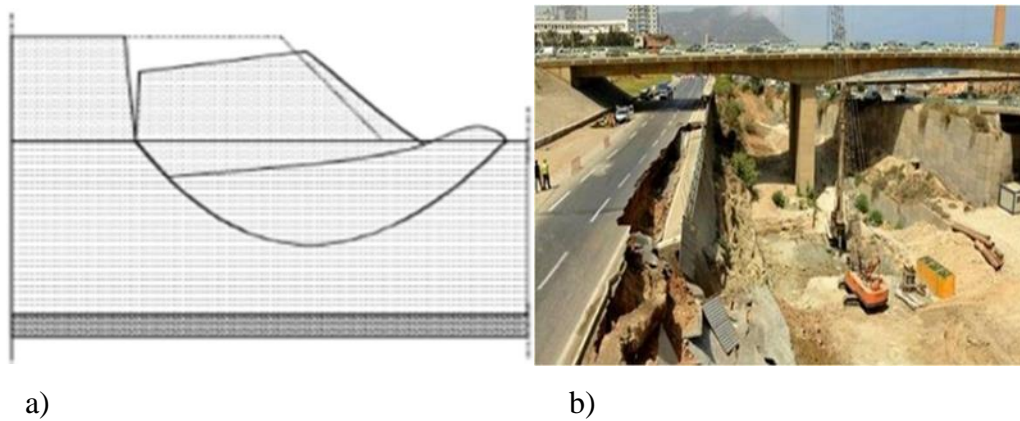


Figure 1.12 : Rupture rotationnel avec fissuration

1.3.4 Tassement de sol de fondation:

Dans un grand remblai, le tassement est d'autant plus important que l'énergie de compactage soit faible par rapport à la charge statique des couches sus-jacentes.

Le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente. Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire augmente comme le logarithme du temps.

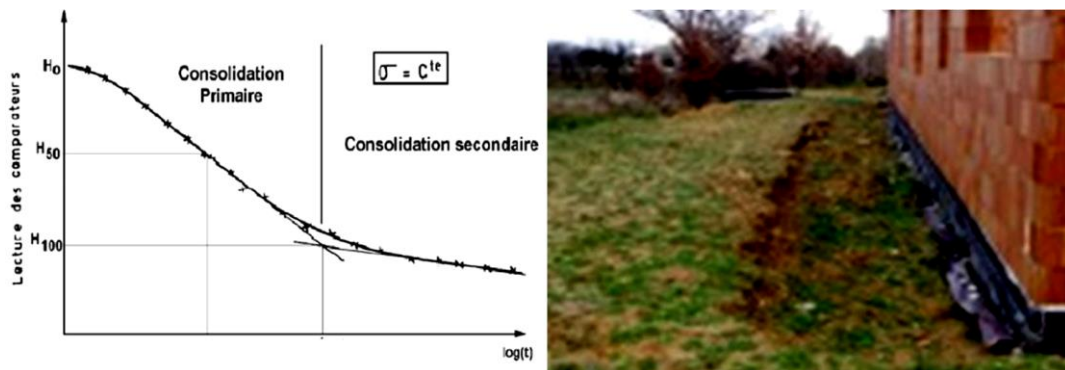


Figure 1.13 : Allure de la courbe de consolidation

Les tassements calculés doivent être pris en compte dans l'épaisseur totale du remblai à mettre en place pour obtenir à terme la cote prévue au projet. En particulier, il faut analyser la stabilité en tenant compte de l'épaisseur totale du remblai, tassements compris.

Des tassements importants dans les remblais de grandes hauteurs lors de construction par étapes, dans chaque étape.

2.1. Introduction :

Dans l'art de l'ingénieur le glissement de terrain peut intervenir à propos des travaux qui peuvent modifier un équilibre préétabli : (talus naturels, remblai d'autoroute ou de canaux d'irrigation ...).

Le calcul de la stabilité des talus est destiné à prévenir ces incidents, c'est-à-dire à trouver la pente à donner à un talus pour qu'il présente un certain degré de sécurité vis-à-vis du glissement.

L'analyse de la stabilité des pentes contre les glissements s'effectue habituellement à la rupture à l'aide :

→ des méthodes d'équilibre limite ;

→ des méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.

Ces méthodes donnent 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 plane, circulaire ou quelconque.

2.1.1. Notion de facteur de sécurité :

Le coefficient de sécurité au glissement des massifs en pente F est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture.

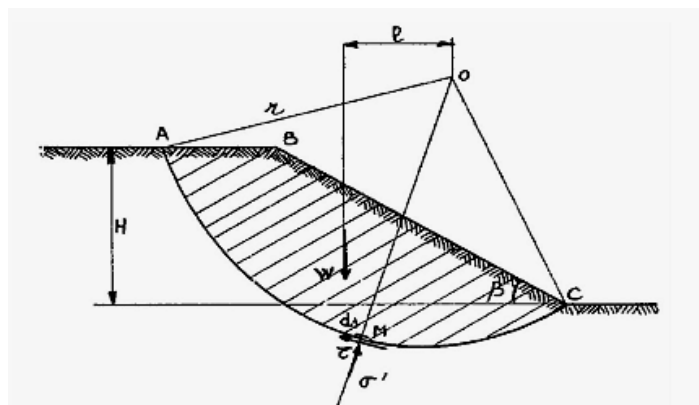


Figure 2.1 : Etat des contraintes le long de la courbe de rupture

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ;

Si $F < 1$, il y a rupture ;

Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du talus

2.2. Études de la stabilité des pentes :

Les méthodes sont divisées en deux grandes parties :

→ Les méthodes analytiques ;

→ Les méthodes numériques.

2.2.1. Méthodes Analytiques :

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

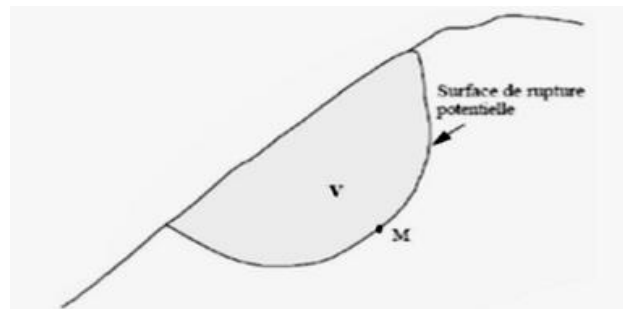


Figure 2.2 : Surface de rupture potentielle.

Les méthodes incluent :

- ✓ Des méthodes à l'équilibre limite.
- ✓ Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.

→ Méthodes d'équilibre limite :

La méthode d'équilibre limite a été utilisée par (I to et al., 1979) pour traiter le problème de la stabilité de la pente, le coefficient de sécurité de la pente renforcé par pieux a été défini comme le rapport du moment résistant au moment de renversement (moteur) agissant sur la masse du sol potentiellement instable.

La figure 2.2 présente une simple surface de rupture supposée circulaire et le bilan des efforts

pour une tranche i , concept utilisé dans le cadre de méthodes conventionnelles (i.e. méthode d'équilibre limite).

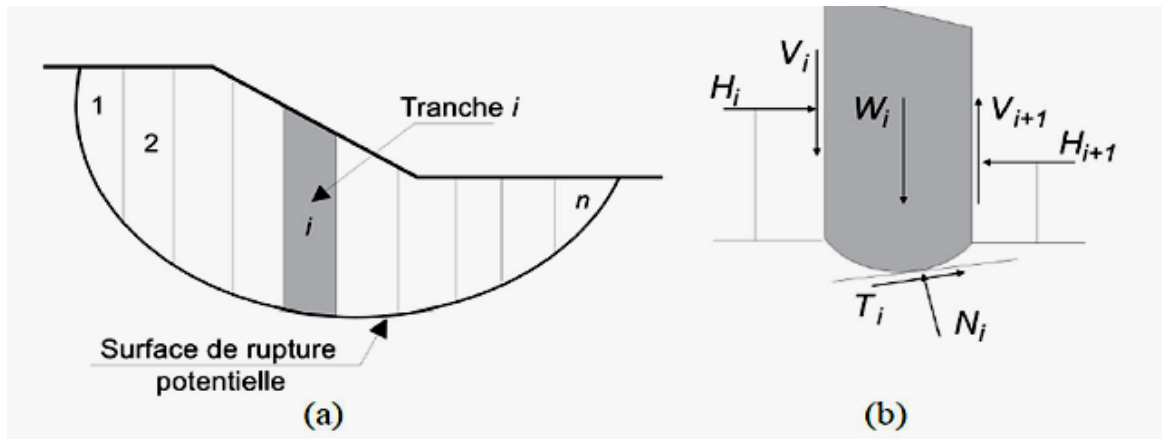


Figure 2.3 : Surface de rupture et bilan des efforts pour une méthode conventionnelle.

Nous découpons la masse de sol supposée en mouvement (zone de glissement) en n tranches verticales successives (Fig. 2.3 (a)), en veillant à ce que la base de chaque tranche puisse être considérée comme à peu près rectiligne et située dans un seul type de sol ou de régime hydraulique.

Le nombre total de variables (inconnues) associées à chaque tranche est de $6n-2$, (Fig.2.3 (b)). L'équilibre des forces, définies ci-dessus, s'exprime par les considérations statiques habituelles, à savoir par $3n$ équations d'équilibre :

équations de rotation, s'exprimant ici par la sommation des moments, - n équations de translation, à savoir la sommation des forces dans deux directions.

C'est à partir de ces équations que sont définis les coefficients de sécurité. Les 3 équations d'équilibre et $2n$ équations données par le critère de rupture (qui est généralement le critère de Mohr-Coulomb) ne suffisent pas à rendre le problème déterminé, aussi est-on obligé de posséder des informations supplémentaires relatives, soit à la répartition des composantes normales à la base, soit à celle des forces entre les tranches. Donc, le nombre d'équations supplémentaires est de $2n-2$.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité global F_s est défini par le quotient de la résistance au cisaillement du sol τ_{\max} et de la contrainte de cisaillement τ mobilisée s'exerçant réellement sur la surface :

$$FS = \frac{\tau_{\max}}{\tau}$$

- FS=1, il n'y a pas de rupture ;
- FS<1, la rupture se produit.

→METHODE DE L'ANALYSE LIMITE :

L'approche cinématique de l'analyse limite était proposée par (Ausilio et al. 2001). Nous considérons cette approche pour le cas d'une pente n'est pas renforcée, une solution sera indiquée pour déterminer le coefficient de sécurité de la pente, qui sera défini comme coefficient de réduction pour les paramètres de résistance du sol, Le coefficient de sécurité est analytiquement défini comme suit :

$$FS = \frac{c}{c_m} = \frac{tg\varphi}{tg\varphi_m}$$

D'où c & φ : respectivement la cohésion et l'angle de frottement du sol,

c_m : la cohésion mobilisée et φ_m est l'angle de frottement mobilisé.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient à :

- Son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture attaché aux matériaux,
- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : Équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale...

✓ **Pente sans renforcements « cas défavorable » :**

L'application de l'approche cinématique exige l'égalité du taux du travail des forces externes et le poids propre du sol, et le taux de dissipation de l'énergie interne pour n'importe quel champ de déplacement qui est régi par la règle de normalité et aussi compatible avec la vitesse aux limites du sol en rupture (mécanisme de rupture cinématiquement admissible).

2.2.1 Hypothèses classiques de La Méthode De L'équilibre Limite :

Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- La manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité,
- Les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé.

La méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le problème est supposé bidimensionnel.
- Il existe une ligne de glissement.
- Le coefficient de sécurité F traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite.
- Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb $\tau = C + \sigma \tan \varphi$. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps .

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

→ **Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936)**: Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement,

→ **Méthode simplifiée de (Bishop, 1955)** : Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical,

→ **Méthode de (Spencer, 1967)** : Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces inter tranches,

→ **Méthode complète de (Janbu, 1968)** : Qui suppose que le point d'application de chaque force inter tranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée.

→ **Calculs de stabilité Sans Séisme** :

Ce type de rupture est analysé par la méthode des tranches

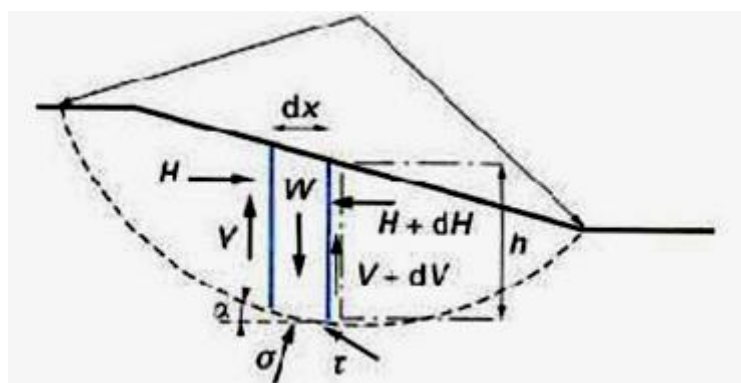


Figure 2.4 : Schéma type d'une rupture circulaire : méthode des tranches

Le coefficient de sécurité au glissement circulaire est défini par le rapport des moments résistants et moteur selon l'expression suivante :

$$F = \frac{M_{résistant}}{M_{moteur}}$$

Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

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

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

Soit après identification :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [c'b + (\gamma h^2 \cos^2 \alpha - u)tg\varphi'] / \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha}$$

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

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

Soit après identification :

$$F_{Bishop} = \frac{\sum \frac{c'b + (\gamma h - u)tg\varphi'}{1 + tg\alpha tg\varphi'} \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha}$$

→ **Calcul manuel à l'aide d'abaques** : Pour les cas les plus simples, les solutions obtenues ont été portées sous forme d'abaques qui permettent ainsi l'obtention rapide de Facteurs de sécurité. Il faut cependant toujours les utiliser avec beaucoup de précautions et n'appliquer leurs résultats qu'après avoir soigneusement vérifié qu'on se trouve dans le domaine de validité de ces abaques.

Les abaques de Bishop-Morgenstern

Les abaques de Bishop-Morgenstern ont été établies pour permettre le calcul du facteur de sécurité d'un talus (et donc lié au cercle de rupture le plus critique) pour un sol homogène, peu ou faiblement cohésif mais soumis à un régime hydraulique défini. Ce dernier est défini par le paramètre r_u donné par la formule ci-dessous :

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot h}$$

On suppose aussi que ce rapport reste constant sur toute la section de la pente. Cette hypothèse est fortement restrictive car r_u n'est constant que si la surface piézométrique est confondu avec l'enveloppe du talus. Dans ce cas, si l'on considère la nappe au repos (pas d'écoulement), r_u est égal au rapport entre le poids volumique de l'eau et le poids volumique du sol et varie entre 0.4 et 0.5 suivant le poids du sol. La valeur de r_u diminue lorsque la nappe phréatique se trouve sous la surface du talus et augmente lorsque la nappe se trouve au-dessus du talus. Pour les calculs simples d'avant-projet, nous proposons d'appliquer les coefficients reportés ci-dessous.

Conditions hydrauliques	r_u
Pas de nappe	0.0
Nappe à mi-hauteur du talus	0.25
Nappe confondue avec le talus	0.4-0.5
Talus immergé	0.6

Tableau 2.1 : Variations de r_u en fonction des conditions hydrauliques régnant au sein du massif

Le coefficient de sécurité d'une pente donné peut être alors défini par :

$$FS = m(c', \varphi', \beta) - n(c', \varphi', \beta) \cdot r_u$$

Les abaques de Bishop-Morgenstern, qui donnent les facteurs m et n sont adaptés aux cas où la cohésion est nulle. Ils sont présentés dans les figures 2.5 et 2.6 ci-après.

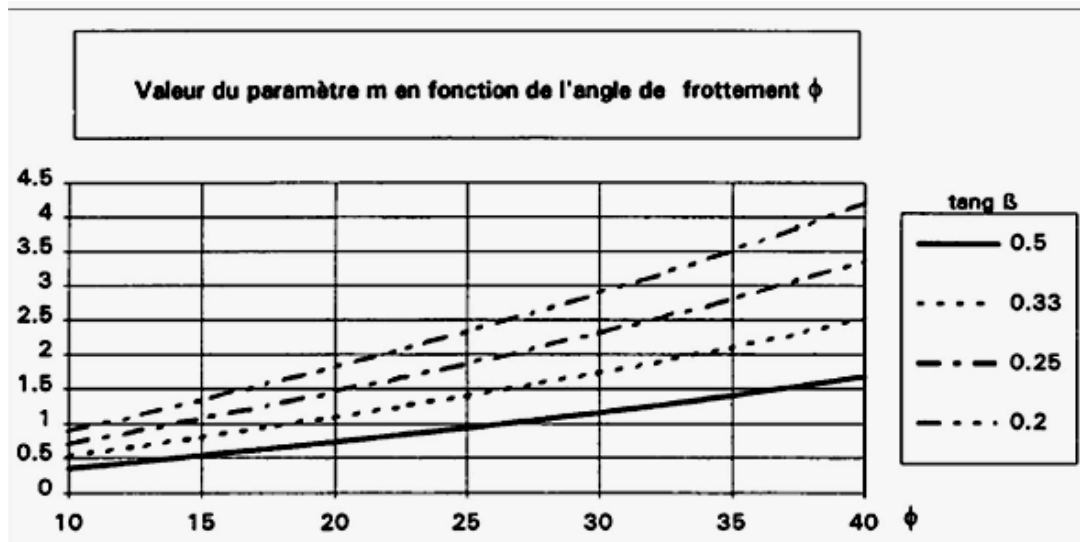


Figure 2.5 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre m

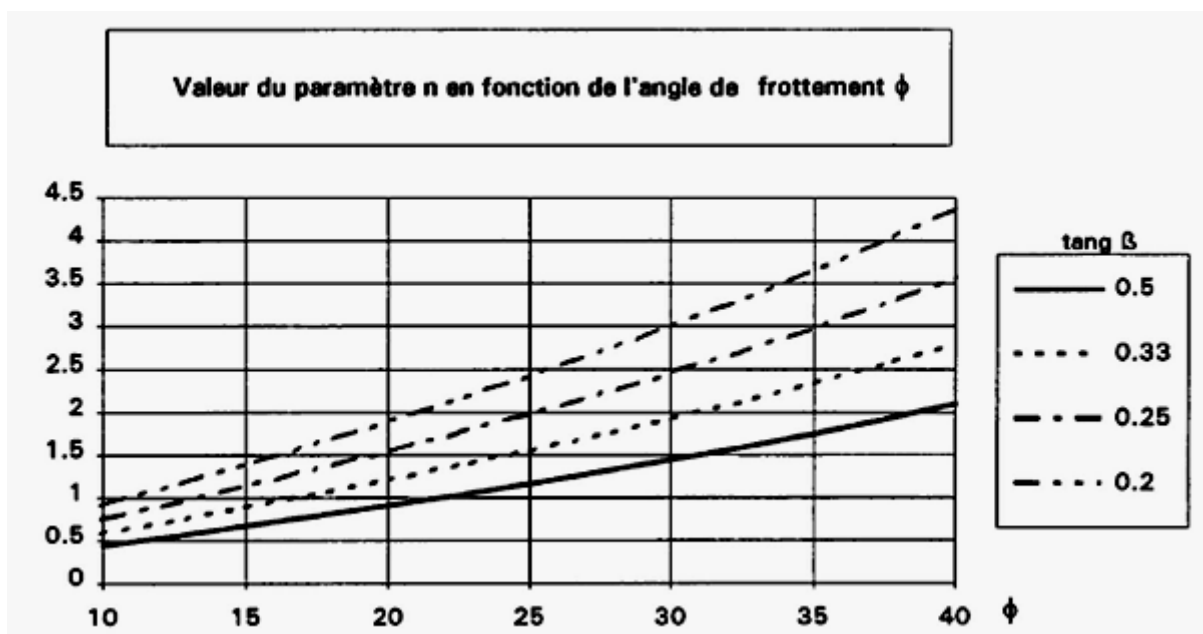


Figure 2.6 : Abaque de Bishop-Morgenstern – Paramètre n

Les autres abaques

Les abaques de Taylor-Biarez, permettent la définition du facteur de sécurité pour des talus et remblais constitué de sols granulaires dont la résistance est définie par les caractéristiques de cisaillement c' et ϕ' . La présence d'une nappe phréatique n'est pas envisagée. Pour les sols non cohésifs, ces abaques donnent les résultats définis par la formule :

$$FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

Les abaques de Hoek et Bray (1981), ne s'appliquent pas aux talus constitués de matériaux non cohérents. Elles ont cependant l'avantage de donner des facteurs de sécurité pour cinq configurations hydrauliques prédéterminées de talus homogènes présentant éventuellement une fissure de traction (fente) en tête de talus.

Les abaques de Kérisel (1966), permettent de déterminer le facteur de sécurité ainsi que le cercle le plus défavorable à la stabilité pour des talus en fonction des paramètres de résistance et de l'angle d'inclinaison par rapport à la normale des lignes de courant rectilignes et uniformes. Pour terminer nous citons .

les abaques de Pilot (1967) qui traitent de la stabilité des talus et remblais reposant sur des sols compressibles. Cependant, du fait que l'on s'appuie sur le comportement associé (élastique parfaitement plastique) donc sur une rhéologie relativement éloignée du comportement réel, les méthodes classiques ne peuvent fournir que des bornes inférieure et supérieure correspondant respectivement aux champs statiquement admissibles et cinématiquement admissible. Dès lors, des modèles de comportement élasto plastiques sont nécessaires et la méthode de calculs par éléments finis permet de contourner ces difficultés dans l'étude de la stabilité des pentes. Ceci fait l'objet de la partie suivante.

2.2.2 Méthodes Numériques :

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

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation .La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques :

→La méthode des éléments finis :

En analyse numérique, la méthode des éléments finis est une technique de calcul numérique qui consiste à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet), ces sous-ensembles sont appelés éléments.

→La méthode des différences finies :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977) , c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les autres.

→Choix de La méthode :

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat.

→Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis 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 d'abord 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.

2.3 Etude des tassements du sol de fondation :

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (rupture circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes des tassements ou, plus généralement, de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et, par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles.

Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié.

2.3.1 Principe De Calcul Des Tassements :

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai oedométrique. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions suivantes:

couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mestat et al., 1988).

Ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables.

En revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation.

A cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondé sur des sols compressibles de faible capacité portante: remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes d'aérodromes ou à des voies ferroviaires ect...

2.3.2 Les Principales méthodes de calcul des tassements :

Le calcul des tassements est obtenu par différentes méthodes selon le binôme (type d'ouvrage/ nature du sol). On distingue deux principales méthodes :

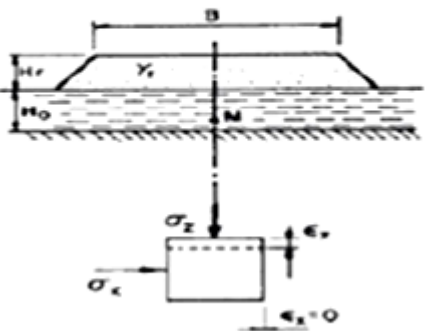
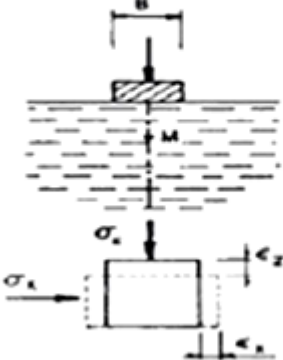
Méthode oedométrique	Méthode Préssiométrique
<p><u>Ouvrages concernés</u> .les remblais de grandes dimensions :</p> 	<p><u>Ouvrages concernés</u> .fondation ponctuelle ou linéaire :</p> 

Figure 2.7 : Principales méthodes de calcul des tassements

2.4 Calcul des tassements selon la méthode oedométrique :

✓ Calcul du tassement immédiat « s_i »

Le tassement immédiat étant provoqué par un phénomène rapide, il est admis que les déformations instantanées se produisent à volume constant ($\Delta V=0$) car l'eau n'a pas le temps d'être expulsée. Ce tassement reste souvent assez faible vis-à-vis du tassement de consolidation. On suppose généralement que le sol est isotrope, homogène et qu'il a un comportement élastique linéaire caractérisé par les modules E et $\nu=0,5$.

$$s_i = \frac{I \gamma h}{E}$$

Où γh est la pression appliquée par le remblai et I , le coefficient d'influence dépendant de la géométrie et de l'épaisseur du sol compressible. En pratique, divers recueils de tables et d'abaques, ont été publiés pour la détermination des déformations élastique des sols de fondation. Par exemple, l'abaque de Giroud pour les sols de fondation monocouches (1973):

✓ Calcul du tassement de consolidation primaire « s_c »

Il est déduit du tassement oedométrique s_{oed} moyennant l'application d'un coefficient correcteur μ de Skempton et Bjerrum. Ce coefficient correcteur permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement unidimensionnel final :

$$s_c = \mu s_{oed}$$

La méthode oedométrique se résume comme suit : Le massif compressible est assimilé à un assemblage de couches horizontales élémentaires relativement homogènes. Pour chaque couche i , le tassement résultant de l'accroissement $\Delta\sigma_{vi}$ des pressions appliquées au niveau de la couche est calculé par l'expression :

$$s_{oedi} = \frac{H_i}{1 + e_{0i}} \left[C_{s1} \lg \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}} + C_{ci} \lg \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right]$$

C_{ci} est l'indice de compression de la **couche i** . La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. L'accroissement de la contrainte effective ($\Delta\sigma_{vi}$), dans l'axe du remblai, est donné par la formule suivante, établie dans le cadre de la théorie de l'élasticité par Osterberg (1957):

$$\Delta\sigma_{vi} = \frac{2\Delta\sigma}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right]$$

Avec:

$$\alpha_1 = \arctan((a+b)/z) - \arctan(b/z)$$

$$\alpha_2 = \arctan(b/z)$$

$\Delta\sigma$: la contrainte verticale apportée par le remblai et les paramètres a et b sont définis sur la figure 2.9.

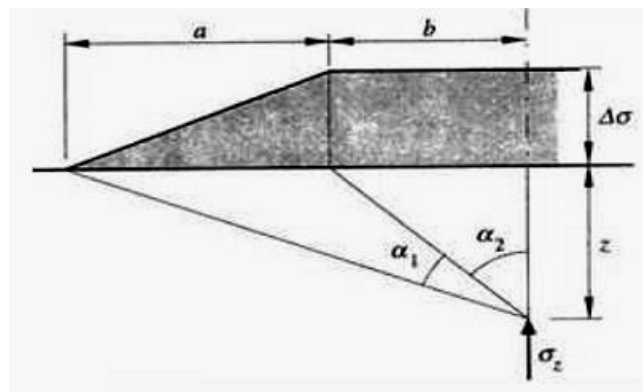


Figure 2.8 : Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).

✓ **Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux « Slat »**

Il n'existe pas actuellement de méthode de calcul de ce terme faisant l'unanimité ; aussi ce terme est-il le plus souvent ignoré dans l'évaluation des tassements. Lorsque le coefficient de sécurité est supérieur à 2, ce terme peut être négligé. Pour réduire le délai de construction des remblais sur sol mous, l'usage est d'adopter un coefficient de sécurité minimal de 1,5. Dans ce cas, le tassement dû aux déplacements latéraux n'est plus négligeable Bourges et Mieussens (1979) ont proposé une méthode qui convertit le volume correspondant aux déplacements latéraux en un tassement supplémentaire du sol (fig. 2.10).

Cette méthode de prévision permet de déterminer la géométrie de la déformée horizontale

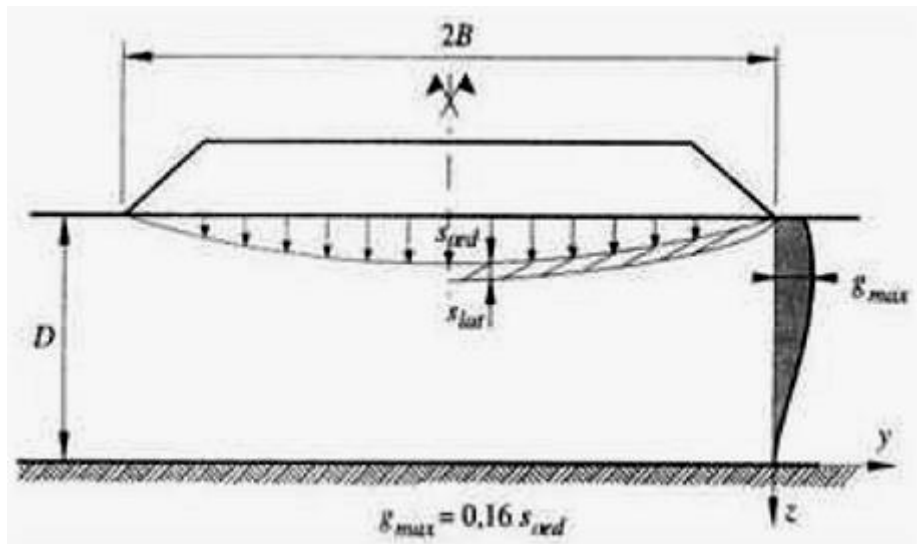


Figure 2.9: Conversion des déplacements latéraux en un tassement supplémentaire
 La méthode de Bourges et Mieussens (1979) fournit également le déplacement horizontal $g(z,t)$ sous la forme :

$$g(z, t) = G(Z) g_{max, t}$$

$g_{max,t}$: le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t et $G(Z)$ une fonction qui décrit l'allure de la déformée horizontale.

La détermination de $G(Z)$, avec $Z=z/D$, a été effectuée par une méthode empirique, suite à une analyse détaillée des déplacements latéraux mesurés en pied de remblai sur de nombreux sites de sols compressibles.

Indépendamment de la position de l'inclinomètre par rapport au pied du remblai (figure 2.11-a) et selon la nature des sols, trois types de courbe ont été proposés pour la fonction $G(Z)$ (figure 2.11-bet tableau 2.1).

Courbe	Hypothèse de calcul	Equation de la déformée type
I	Peu de données sur le sol sont disponibles.	$1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$
II	La couche molle est normalement consolidée sans couche surconsolidée en surface.	$3,42 Z^3 - 6,37 Z^2 + 2,14 Z + 0,81$
III	La couche de surface est moins déformable que les couches profondes.	$-2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$

Tableau 2.1. Hypothèses de calcul et équations des déformées types (Magnan et al., 1984)
 (Pilot et al., 1988)

La valeur du déplacement horizontale maximal en fin de construction $g_{max,0}$ est estimée au moyen de l'abaque de la figure 2.12. Connaissant le coefficient de sécurité (F) et le paramètre m qui caractérise la position de l'inclinomètre, $g_{max,0}$ est déterminé par la relation :

$$g_{max,0} = \lambda D$$

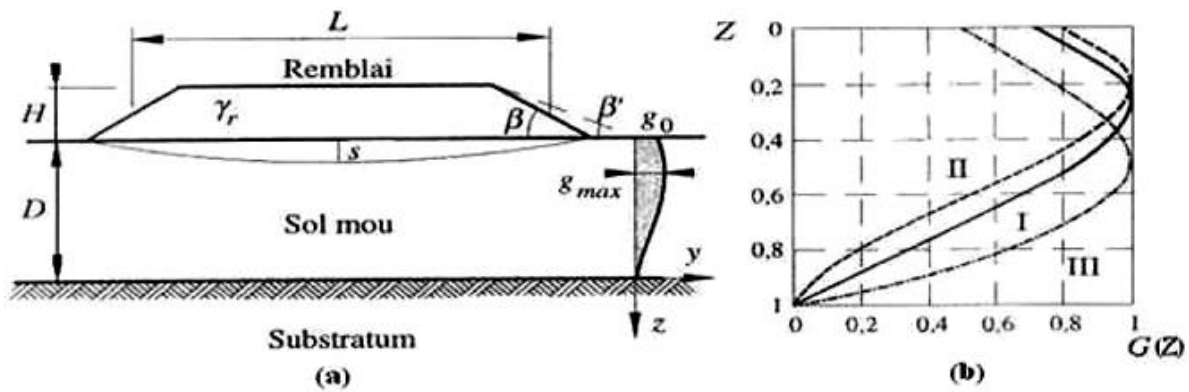


Figure 2.10 : Déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles (Bourges et Mieussens, 1979) (a) définition des paramètres utilisés pour la prévision de déformée ; (b) déformées adimensionnelles.

Pour les remblais qu'ils ont étudiés, Bourges et Mieussens (1979) ont estimé la variation ultérieure du déplacement maximal, par la relation

$$\Delta g_{max,t} = 0,16 (s_t - s_0)$$

où s_t est le tassement à l'instant t dans l'axe du remblai ; s_0 , le tassement à la fin de la construction.

Le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t est la somme de ces deux termes

$$g_{max,t} = g_{max,0} + \Delta g_{max,t}$$

Cette relation permet aussi de calculer le déplacement horizontal maximal du sol final, en calculant le deuxième terme pour le tassement final du sol sous le remblai $s (t = \infty)$.

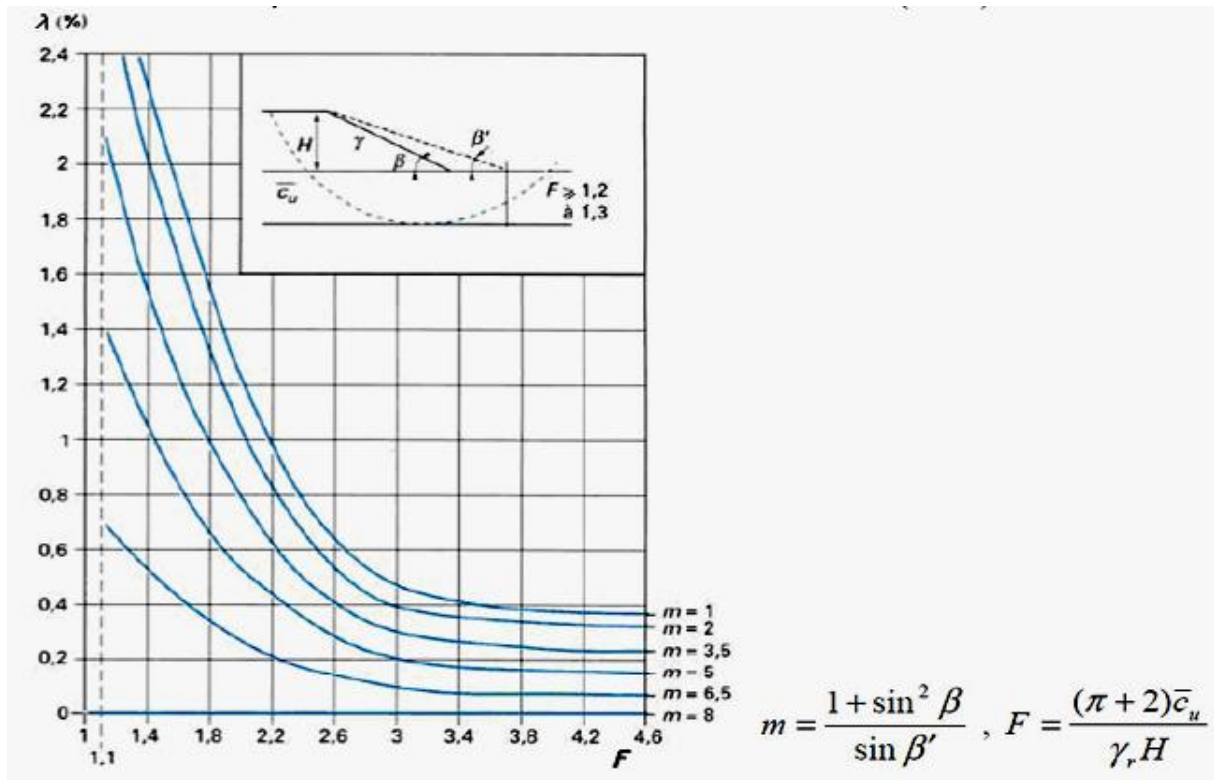


Figure 2.11 : Détermination du coefficient λ (Bourges et Mieussens, 1979).

2.5 Calcul de la stabilité au poinçonnement

Le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. A court terme (cas généralement le plus défavorable), le coefficient de sécurité est donné par (Magnan et al., 1984) :

$$F_s = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{(\pi + 2)c_u}{\gamma_r H}$$

q_{\max} : est la pression maximale admissible sur le sol ; q la contrainte apportée par le remblai de poids volumique γ_r et de hauteur H sur son axe; c_u , la cohésion non drainée.

Martar et Salençon (1979) ont proposé des abaques pour évaluer le coefficient de sécurité pour un sol homogène d'épaisseur D , dont la résistance $\tau = c$ croît linéairement avec la profondeur (τ_0 étant la valeur en surface et g , le gradient de cohésion).

Le coefficient de sécurité F_s s'exprime alors par la formule :

$$F_s = \frac{q_{\max}}{\gamma_r H} = \frac{\mu_c \tau_0}{\gamma_r H} \left(N'_c + \frac{gB}{4\tau_0} \right)$$

μ_c et N'_c : sont donnés à la figure 2.13 et B étant la largeur moyenne du remblai.

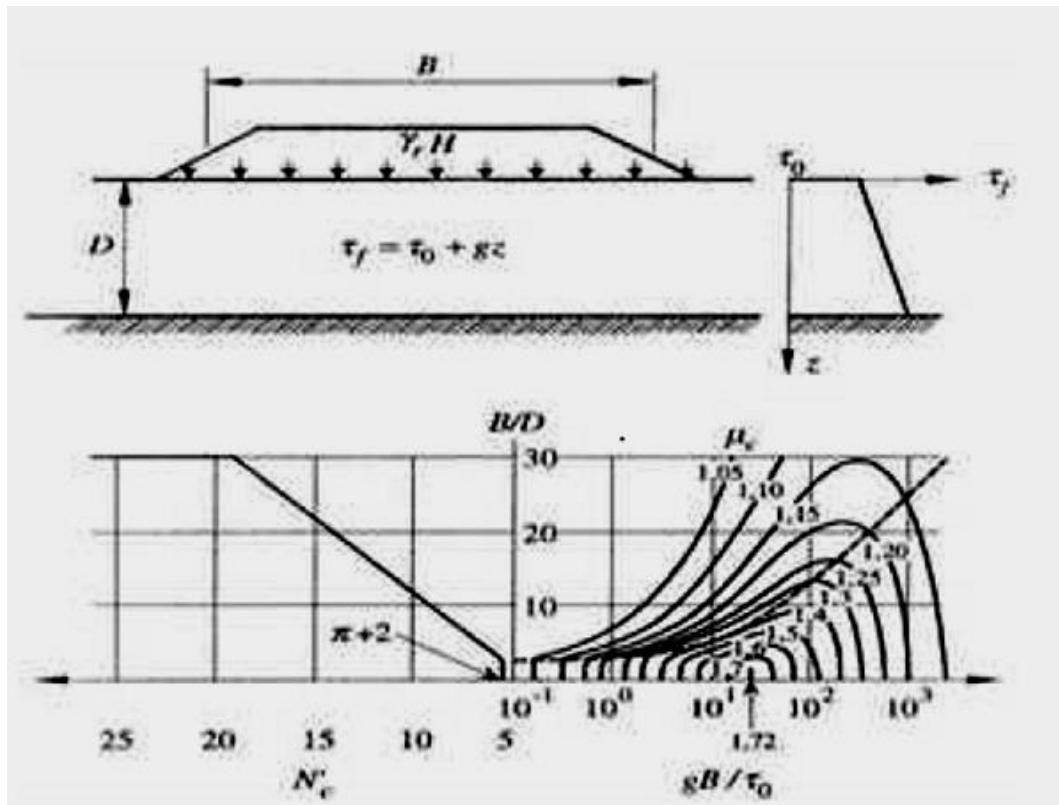


Figure 2.12. Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979).

2.6. Conclusions

Les remblais sur sols compressibles ont fait l'objet de nombreux développements depuis l'année 1960 et des méthodes de calcul classiques sont utilisées dans la pratique. Ces méthodes nous ont permis de constater que :

- les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols.
- l'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux.
- l'expérience a montré que les talus restent toujours stables si $FS > 1,5$ et que, le glissement est pratiquement inévitable si $FS < 1$.

Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque d'autant plus grand que FS diminue. Le coefficient global de sécurité minimal requis est généralement de 1,4 à 1,5.

- la constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées rendent l'analyse de sécurité globale et approchée. Cependant, malgré leurs imperfections, les méthodes de calcul à la rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une longue expérience. Elles ont cependant un défaut.

OUTILS DE CALCUL NUMERIQUE

3.1.Introduction:

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élasto plastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols.

Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).

Le présent chapitre est une présentation de l'outil de calcul étude numérique **PLAXIS V8.2** utilisé pour la modélisation des remblais routiers en vue de déterminer les coefficients de sécurité et les déformations de ces derniers.

On a adopté un phasage de la construction par couches du remblai car cette approche permet de tenir compte de la technique de construction, en installant des couches successives de sol (tassement).

Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées.

Le planning de chargement consistera à mettre en œuvre le remblai en plusieurs phases successives et chacune correspond à la construction d'une hauteur (précise $h_i=2$ m), avec des périodes d'attente pour chaque phase permettant d'obtenir une consolidation suffisante pour qu'à chaque palier la résistance au cisaillement atteinte conduise à un coefficient de sécurité satisfaisant.

3.2. Logiciel Plaxis:

3.2.1 présentation de plaxis

Le code éléments finis Plaxis est certainement un des logiciels commerciaux les plus utilisés que ce soit sur le plan scientifique et pratique.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto plasticité (avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti.

Bien que très fiable sur le plan numérique, de point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

3.2.2 fonctionnement du logiciel

- **Définition des données (input) :**

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec Plaxis, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide de programme d'entrée des données (Input) :

Hypothèses et géométrie

En pratique, pour des remblais qui sont relativement longs, une analyse en déformation plane d'une section transversale courante de l'ouvrage est appropriée. Donc le remblai sera analysé en déformations planes.

Caractéristiques des matériaux

Le sol de fondation compressible et le remblai sont supposés avoir un comportement décrit par le modèle de Mohr-Coulomb.

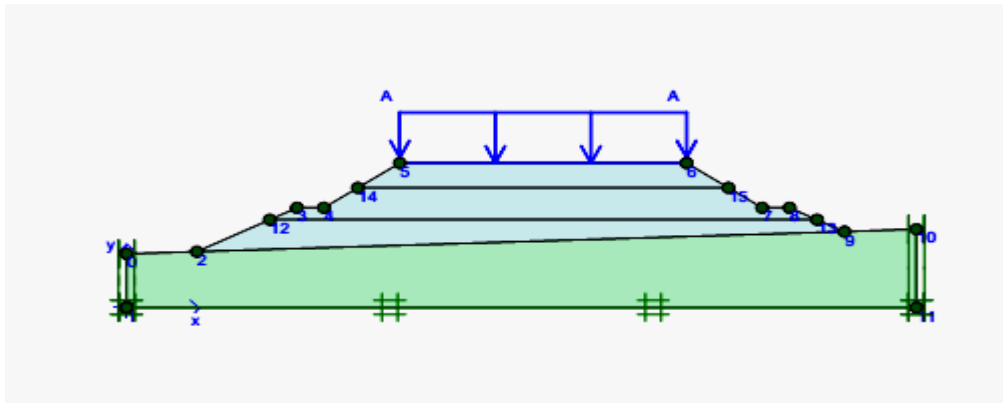
On a deux différents types de comportement de sol :

- **Comportement drainé**

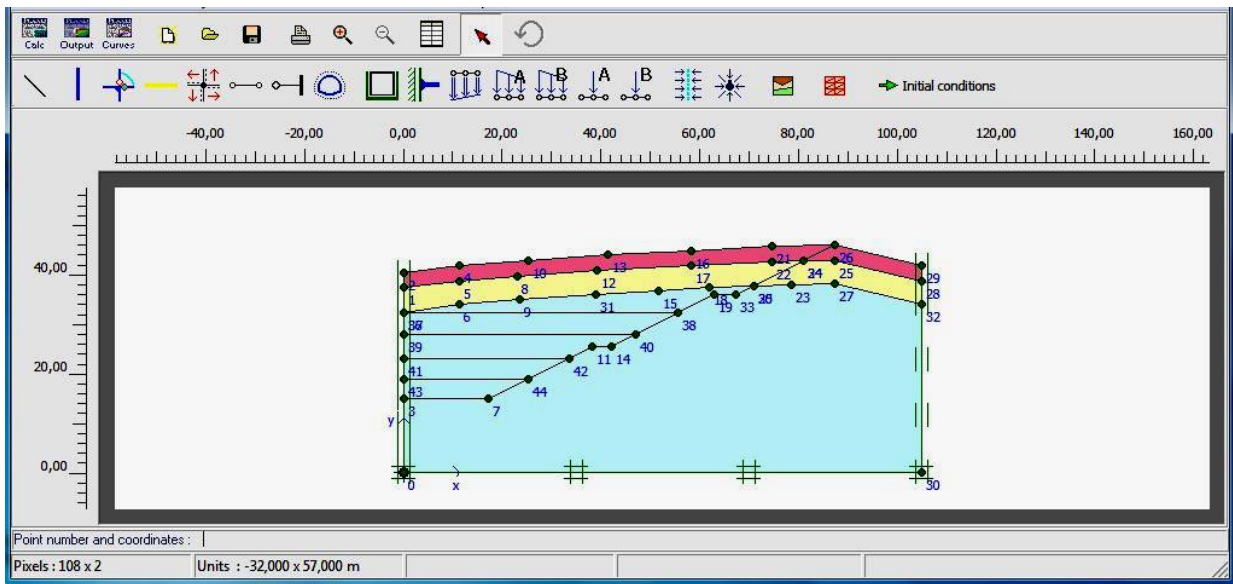
Aucune surpression interstitielle n'est générée

- **Comportement non drainé**

Permettre la génération complète des surpressions interstitielles.



a)- Section PK 14 K+750 m



b)- Section PK 37 K+625 m

Figure 3.1 : Modèles géométriques du projet.

Génération le maillage : l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.

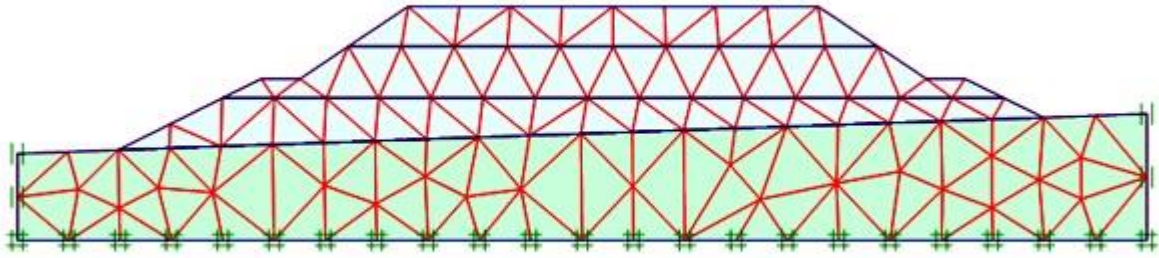


Figure 3.2 : Maillage du projet

Les conditions aux limites en déplacement : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales),

l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.

Les contraintes initiales dues au poids des terres : peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre.

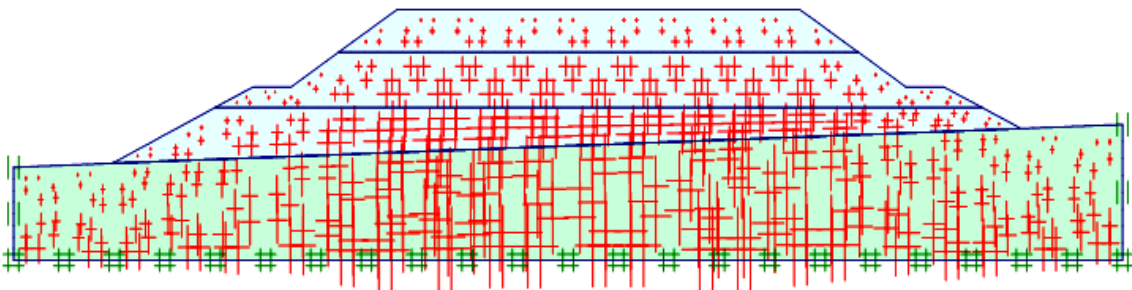
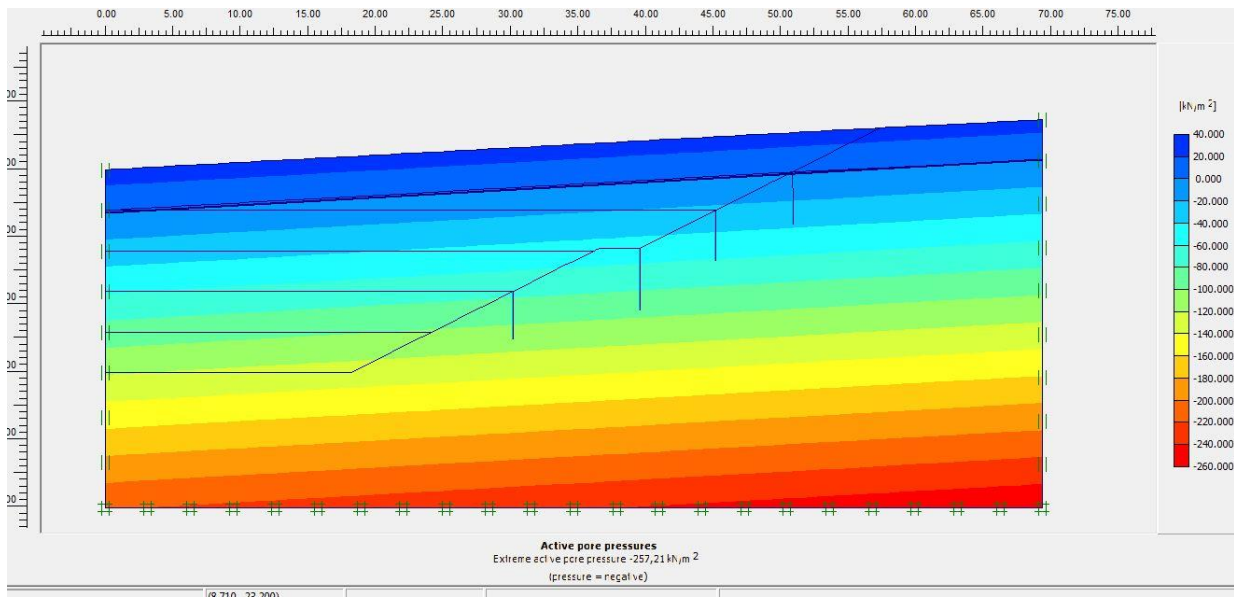


Figure 3.3 : Génération des contraintes effectives initiales

Les pressions interstitielles : ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).



- Section PK 37 K+625

Figure 3.4 : Génération des surpressions en présence de la nappe phréatique

- **Les calculs (Calculation) :**

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

Plaxis permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul traite l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*).

Identification	Phase No.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last	Time	Water	Log info
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A			0,00	0	N/A
1-init des cont	1	0	Plastic	Total multipliers	1	1	0,00	0	No errors.
2-1ere couche (cons 5j)	2	1	Consolidation	Staged Construction	2	13	5,00	0	No errors.
3-cons 1ere c (30j)	3	2	Consolidation	Staged Construction	14	16	30,00	0	No errors.
4-2eme c (5j)	4	3	Consolidation	Staged Construction	17	28	5,00	0	No errors.
5-cons 2 c (30j)	5	4	Consolidation	Staged Construction	29	31	30,00	0	No errors.
6-3eme c(5j)	6	5	Consolidation	Staged Construction	32	43	5,00	0	No errors.
7-cons 3c (30j)	7	6	Consolidation	Staged Construction	44	46	30,00	0	No errors.
8-activ charge	8	7	Consolidation	Staged Construction	47	58	2,00	0	No errors.
FS (charge normales)	11	8	Phi/c reduction	Incremental multipliers	59	258	0,00	0	No errors.
9-activation des acceleration	9	8	Plastic	Total multipliers	259	259	0,00	0	No errors.
10- FS	10	9	Phi/c reduction	Incremental multipliers	260	509	0,00	0	No errors.

Figure 3.5 : Fenêtre des phases de calculs

Analyse de la sécurité

Le coefficient de sécurité (*Phi-c réduction*) : c'est une notation très importante en géotechnique puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Résultats (Output)

Nous intéressons aux résultats suivants :

- les déplacements verticaux maximaux (U_y) max, pour les différentes phases de calcul.
- les déplacements horizontaux maximaux (U_x) max, pour les différentes phases de calcul.
- le coefficient de sécurité FS (ΣMsf), pour les différentes phases de calcul.

- Courbe (curves) :

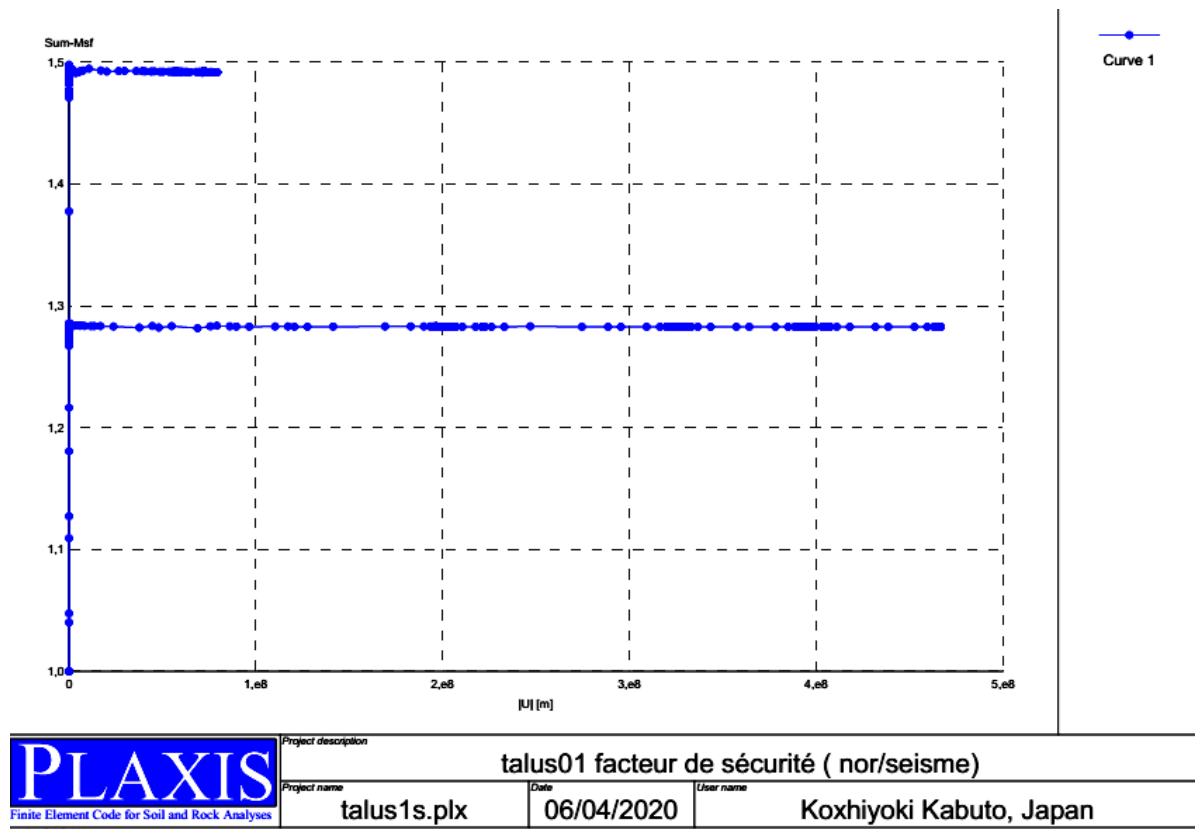


Figure 3.6 : exemples de courbes du facteur de sécurité en fonction du déplacement

PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratiques en l’analyse des problèmes élastiques,élastoplastiques,élastovisco-plastiques en 2D (bidimensionnel) en déformations planes ou 3D (tridimensionnel) en déformations axisymétriques.

Présentation du projet rocade autoroutière des hauts plateaux tronçon de la wilaya de khenchela

4-1 Introduction

4.1.1. Généralité

Le présent chapitre est une présentation de l'étude géologique et géotechnique du Lot Routes pour le tronçon de Khenchela, qui fait partie du projet de la Rocade Autoroutière des Hauts Plateaux, Lot Est sur 220 km.

Le tronçon étudié constitue une section centrale du lot Est de 220 km de long de la Rocade Autoroutière des Hauts Plateaux et comprend le passage du tracé dans le territoire de la wilaya de Khenchela. Prévu d'être relié avec la wilaya de Batna et de Tébessa appartenant au lot Est, ce tronçon jouera un rôle d'accès aux régions densément peuplées dont Batna, Tazoult, Tébessa. Au-delà de ceci, la liaison avec Constantine et l'autoroute Est-Ouest au Nord aidera à renforcer les différents échanges en profitant du développement des installations industrielles des régions des hauts plateaux.

Le tracé de ce tronçon trouvant son origine à la limite de la wilaya de Batna, se croise avec la RN 88 ou s'étend à proximité de celle-ci, avant de s'arrêter à la limite de la wilaya de Tébessa, et le linéaire total du tronçon d'étude est de 72,9 km.

La grande partie du tracé se trouve en parallèle avec la RN 88, à l'exception de certaines sections où le tracé se croise avec cette route

Le PK 25+700 présente l'altitude la plus basse, soit 920 m, tandis que les hauts plateaux ayant l'altitude la plus élevée de 1170m sont constatés au PK 52+ 500. En particulier, la section du PK 48+ 800 au PK 55+850 montre le relief des hauts plateaux d'environ 1100m d'altitude dont la pente est relativement douce.

Le chapitre quatre présente un résumé l'étude géologique et géotechnique du Lot Route en phase d'APD, qui traite les contenus suivants :

Géologie et structure géologique des régions traversées par le tracé

4.2 CARACTERISTIQUES DU TRACE DU TRONÇON DE KHENCHELA

4.2.1 Description du tracé du tronçon de Khenchela

Allant de l'ouest à l'est, le tracé compris dans le tronçon de la wilaya de Khenchela commence au PK 0+000 et prend fin au PK 72+879m, soit un linéaire de 72, 879km.



Figure 4.1 : tracé de l'autoroute Batna Tébessa

Ce tronçon trouve son origine à la limite de la wilaya de Batna et traverse la wilaya de Khenchela avant d'arriver enfin, à la limite de la wilaya de Tébessa, et il compte un nombre de 6 échangeurs.

Le tracé du présent tronçon contourne la ville de Taouzianat par le Sud du point de départ au PK 10 dans le but d'éviter les contraintes, de prévenir les atteintes au milieu de vie de la population et d'anticiper l'extension futur de la ville de Taouzianat.

L'échangeur Kaïs 1, premier échangeur du présent tronçon, est lié avec le CW 172 au PK 9 + 500 afin d'assurer l'accès à Taouzianat et à Kaïs, cela fera de l'échangeur, un équipement routier incitant au développement à travers l'amélioration d'accessibilité régionale.

Et puis, le tracé passe à proximité du l'évitement de Kaïs au PK 10+000 au Sud de la ville de Kaïs afin de s'écarter des terres agricoles fertiles situées dans le Nord de la ville de Kaïs, conformément à l'opinion des administrations concernées de la wilaya de Khenchela.

Le tracé se dirige vers le sud de la ville de Kaïs jusqu'au PK 17 + 750, et puis se tourne vers le Nord de la RN 88. Le deuxième échangeur Kaïs 2 se situe au PK 20 + 850 afin d'aider à la circulation fluide de Kaïs vers Tébessa.

Après avoir passé l'échangeur Kaïs 2, le tracé s'étale au Nord de la RN 88 sur près de 9 km en contournant les contraintes dont les zones d'habitation et les terres agricoles dispersées aux

environs, et puis arrive au troisième échangeur Khenchela 1 sur la RN 32. Le rôle confié à cet échangeur installé au PK 29 + 850 consiste à garantir la circulation fluide de Khenchela vers Batna et à répondre à la demande de trafic croissant de la région de Constantine .

Ensuite, le tracé s'écarte des zones montagneuses accidentées dans le sud de la ville de Khenchela, et passe par le Nord de la RN 88 en considération de l'extension éventuelle de Khenchela et de la protection du milieu de vie de cette région, en plus l'attention est aussi apportée pour que le tracé n'empiète pas les principales contraintes dont l'université, la sous-station, l'usine militaire, et les pylônes.

Le 4^{ème} échangeur Khenchela 2 est relié avec la RN 80 au PK 39+000 afin d'assurer l'accès à la ville de Khenchela.

Cet échangeur contribuera à la circulation fluide de Khenchela vers Tébessa, et l'établissement du réseau routier en connexion avec la grande route entre Ain beida et Souk Ahras.

Après le 4^{ème} échangeur, le tracé traverse les hauts plateaux du Nord de la RN 88 sur environs 14 km au point 39+600 avant de croiser la RN 88 au PK 53+600, et de se diriger vers le Sud de la RN 88.

Et puis, le tracé contourne la localité de Belkitane par le Sud avant d'arriver au 5^{ème} échangeur Belkitane au PK 56+675 installé dans le but d'assurer l'accès à la localité. L'emplacement de cet échangeur dans la plaine permet d'améliorer la sécurité routière par intermédiaire de la garantie de la distance de visibilité suffisante pour les conducteurs.

Après avoir passé l'échangeur, le tracé traverse des zones ayant moins de contraintes par rapport aux autres zones, et évite Ain Touila par le Sud, et une certaine distance entre l'usine des pièces électriques et le tracé est toujours respectée dans le passage du tracé. L'implantation du 6^{ème} échangeur Ain Touila –Dhalaa est envisagé au PK 69+700 afin d'assurer l'accessibilité aux localités Ain Touila, Dhalaa, et les opinions des administrations concernées de la wilaya d'Oum El Bouaghi (l'entrée et la sortie de la localité de Dhalaa) sont reflétées dans l'étude de cet échangeur.

Par la suite, le tracé s'étend en parallèle avec le CW 01 avant d'arriver enfin à la limite de la wilaya de Tébessa, point d'arrivée de ce tronçon.

4.2.2 Géologie des régions traversées par le tracé :

4.2.2.1 Description des principaux terrains

Les terrains traversés par l'itinéraire de la Rocade entre Batna et Tébessa sont essentiellement formés par le Crétacé supérieur, le Paléocène - Eocène, le Miocène et le Quaternaire.

- Le Cénomanien est essentiellement marneux et se termine par une barre calcaire massive.
- Le Turonien débute par des marno-calcaires bitumineux puis comprend d'abord des bancs calcaires massifs ensuite des alternances marno-calcaires.
- Le Coniacien est formé de marnes et marno-calcaires.
- Le Santonien est marneux et devient carbonaté vers le sommet notamment au Djebels Knif et Krouma où il s'achève par une barre calcaire à rudistes et faciès bréchiq.
- Le Campanien est constitué de marnes et de niveaux crayeux.
- Le Maastrichtien est d'abord marneux et devient calcaire massif vers le sommet.
- Le Paléocène à Eocène inférieur comprend des marnes et alternances marno-calcaires.
- Le Miocène inférieur et moyen marin montre des marnes, calcaires et grès blancs.
- Le Miocène supérieur est essentiellement gréseux.
- Le Miocène supérieur continental est constitué d'argiles à blocs et grès.
- Le Quaternaire ancien (Villafranchien probable) est représenté par une croûte calcaire constituant une haute terrasse adossée aux reliefs.
- Le Quaternaire moyen forme des glacis polygéniques de colluvions nappant les reliefs. Une colluvion est un dépôt meuble sur un versant, mis en place par gravité. Ce sont des dépôts de pente. Les colluvions sont étalées sur les versants du haut vers le bas et nappent, sur le bas du versant, la roche en place.
- Le Quaternaire récent comprend des terrasses alluviales argileuses dans les plaines et les alluvions hétérogènes des oueds. Les alluvions sont des sédiments des milieux fluviatiles résultant d'un transport à distance par les eaux courantes, généralement disposés en terrasses.

4.2.2.2 Structures géologiques

Le tracé prévu de la rocade passe à travers la zone pré-atlasique correspondant à la vallée de Batna et au synclinal de Timgad au piémont nord du massif de l'Aurès entre Batna et Khenchela. Il traverse ensuite la terminaison septentrionale des structures de l'Aurès jusqu'à la région de BirMokadem

L'anticlinal du Chélia qui comporte le Crétacé inférieur dans sa partie centrale

Le synclinal du Djebel Aourès qui se referme sur les couches du Turonien et du Coniacien

Le massif de Khenchela qui est un anticlinal à cœur crétacé inférieur prolongeant par le nord l'anticlinal du Chélia, au piémont duquel s'étend l'agglomération de Khenchela. Il comporte une zone d'accidents NE-SW et NW - SE au niveau de sa terminaison périclinale nord à la faveur de laquelle apparaît le Trias. le synclinal des Djebels Chettaïa et Taffrent dont les flancs sont entaillés dans le Crétacé supérieur et dont le crêt perché est formé par les calcaires massifs du Maastrichtien. Le synclinal de Chetaïa est accidenté sur son flanc est où le Trias vient à jour.

L'anticlinal de la Meskiana dont la partie centrale comprend des couches du Campanien érodées selon une vaste boutonnière dans laquelle les dépôts quaternaires ont façonné des glacis d'épandage. Le réseau hydrographique converge vers le nord dans l'oued de la Meskiana qui a donné son nom à la ville de Meskiana située vers le nord de la plaine. Les autres agglomérations sont, d'ouest en est, Belkitane, AïnTouila et Dhalaa.

4.2.2.3 Géologie détaillée

Le profil géologique a été établi à partir de la carte géologique et des résultats des reconnaissances géotechniques réalisées (sondages carottés et puits de reconnaissance) le long du tracé. Les caractéristiques géologiques sont présentées dans ce qui suit.

Pour reconnaître la structure géologique le long du tracé, 74 sondages carottés (18 sondages pour sections en déblai et 56 sondages pour lot OA) et de 66 puits de reconnaissance (33 puits pour lot Route y compris sections en déblai ainsi que 42 puits pour lot OA) pour le tronçon de Khenchela, leurs résultats ont été mis en œuvre pour définir les caractéristiques et déterminer les épaisseurs des formations.

1) Du PK 0+000 au PK 12+000 (Section TAOUZIANAT)

Au Nord du tracé, il se trouve la RN88, soit le principal axe traversant la localité de Taouzianat. Des chemins de wilaya desservent les localités du Nord et celles du Sud.

La localité de Taouzianat, étirée autrefois le long de la route nationale en E-W, se développe aujourd'hui vers les piedmonts du Sud (Figure 4.2).

Cette région montre au Nord une plaine alluviale argileuse dans son ensemble qui laisse place progressivement vers le Sud à des reliefs de plus en plus imposants. La limite entre ces deux ensembles est dictée par la forme des cônes alluviaux formée de conglomérats grossiers et le tracé passe par ces cônes alluviaux



Figure 4.2 : Plaine et village de Taouzianat

L'essentiel de la géologie de cette région est constitué de formations à dominante marneuse d'âge Miocène. :

Une formation à dominante marneuse (Figure 4.3) :

Cette formation, constituant le soubassement, se trouve entre la plaine alluviale au sud et le massif de grès au nord. Cette formation affleure sporadiquement et montre quelques intercalations de bancs massifs métriques de calcaires durs et de grès. Elle est recouverte par des argiles sableuses à galets (centimétriques) (Figure 4.3). L'épaisseur de ce recouvrement est métrique (1m à 1,50m) selon les endroits.



Figure 4.3 : Miocène à dominante marneuse

Des fenêtres dans cette plaine montrent des pendages verticaux (Figure 4.4)



Figure 4.4 : Alluvions argilo sableuses à intercalation de galets.

Une formation à dominante gréseuse (Figure 4.5) :

Cette formation, vers le Sud avec les premiers piedmonts, se charge en bancs de grés métriques. Entre les bancs de grés se développent des intervalles argileux dont l'épaisseur diminue de la base vers la fin de cette formation. Ils font plus de 20m à la base et se réduisent à quelques 2 ou 3m vers le sommet. Les premiers bancs de grés apparaissent très bas à HenchirSedra, HenchirMahboub et El Guelab et beaucoup plus au Sud à El Salha.



Figure 4.5 : PK 2+30, Vue au vers le sud

-Colluvions à galet et croûtes

La formation marneuse est recouverte de colluvions à galets et croûtes importantes d'âge Quaternaire (Figure 4.6). Leur épaisseur est de quelques mètres vers les reliefs mais se réduit à l'approche de la plaine (10 à 50 cm). Ces colluvions donc des conglomérats moyennement consolidés proviennent des produits de l'érosion des reliefs. Ils peuvent être aquifères en position basse



Figure 4.6 : Conglomérats moyennement consolidés et encroûtés formant des colluvions

Deux importants cônes quaternaires se développent à partir des reliefs aux deux limites de ce tronçon : à Draa el Baicis et Ouazen. Ce sont des corps conglomératiques au débouché des grandes vallées. Le matériel provient de l'érosion des reliefs gréseux et calcaires (Figure 4.7)



Figure 4.7 : PK 5+300, Cônes conglomératiques emboîtés épais de plus de 10

Les épaisseurs sont importantes 10 mètres et 4 à 5 mètres en moyenne mais se réduisent latéralement. Le matériel les composant, des gros blocs, s'affine vers le haut mais également latéralement ; le dernier épisode est encroûté sur 1 m parfois plus. Ils sont moyennement consolidés (Figure 4.7).



Figure 4.8 : Détail du cône précédent

Les conglomérats de cône peuvent être utilisés pour les matériaux en remblai. (Figure 4.9).



Figure 4.9 : PK 2+300~PK 4+300, Matériau conglomératique de cône

Du PK3+300 au PK 3+800, une fenêtre montre que ces conglomérats reposent directement sur les marnes de la formation à dominante marneuse (Figure 4.10). Ces marnes ont un pendage de 40° vers N 60



Figure 4.10 : PK 3+800, Matériau conglomératique de cône reposant sur des marnes

Dans cette section de TAOUZIANAT, un (01) sondage carotté (KSC-1) au niveau des déblais et neuf (09) sondages (KFC-1~9) au niveau des ouvrages d'art ont été réalisés y compris treize (13) puits de reconnaissance (KPM-1~13). D'après les sondages et les puits de reconnaissance, sous la terre végétale se trouvent les couches en sable et en argile. Dans les couches sous-jacentes, la marne, le sable et le calcaire sont rencontrés. Le niveau de la nappe phréatique varie de 2,0 à 9,8m au-dessous de la surface du terrain

2) Du PK 12+000 au PK 25+000 (Section de KAIS)

Dans cette section, le tracé autoroutier s'inscrit dans les reliefs au sud de la localité de Kais et ensuite le cône au nord pour s'approcher la plaine étendue constituant les terres agricoles fertiles.



Figure 4.11 : Vue d'ensemble vers le Nord

Les reliefs sont orientés sensiblement Est-Ouest et leur altitude moyenne avoisine les 1100m. Ils sont séparés par des vallées ou des cols étroits.



Figure 4.12 : Vue d'ensemble vers le Sud .Noter les premiers reliefs gréseux du Miocène

Dans cette section le principal court d'eau est l'oued Gueiss (Figure 2.2.12) entre le Djebel Amzi et le Djebel Tirkabine. Le barrage du même nom est construit en amont du même oued.



Figure 4.13 : Pk 16+400, Oued Gueiss et reliefs à dominante gréseuse

Eu sud vers les plaines du nord, il y a lieu de distinguer successivement

-Une formation à dominante gréseuse (Figure 4.14) :

Elle forme les principaux premiers reliefs importants. Dans le détail, elle montre des intervalles gréseux en bancs massifs de 2 à 3m d'épaisseurs séparés par des argiles marneuses. Ces grés sont à matrice carbonatées et indurés. Les argiles marneuses montrent de petites intercalations de grès. Ces intercalations deviennent par la suite de plus en plus épaisses jusqu'à donner des barres métriques. Cette formation est un aquifère multicouches. Les grés sont des réservoirs séparés par les intervalles marneux argilo-marneux imperméables.

La formation gréseuse est recouverte de colluvions quaternaires à galets et croûtes importantes. Leur épaisseur est de 2 à 3m vers les reliefs mais se réduit à l'approche de la plaine (10 à 50cm).



Figure 4.14 : Formation à dominante gréseuse au PK 16+400

-Colluvions (Figure 4.15) :

Le tracé passe sur les colluvions conglomératiques des piedmonts (Figure 4.15). Ce matériau déblayé peut être réutilisé en remblai.



Figure 4.15 : colluvions conglomératiques des piedmonts

Du PK 13+000 au PK 17+000 le tracé se rapproche des reliefs gréseux du Sud. Il repose sur des colluvions probablement développées sur les intervalles argileux entre les intervalles gréseux (Figure 4.16).



Figure 4.16 : Vue générale vers le sud au PK 15+800

Formés de conglomérats moyennement consolidés (Figure 4.17 et 4.18) et encroûtés dans leur partie supérieure, les colluvions conglomératiques proviennent des produits de l'érosion des reliefs. Elles peuvent être aquifères en position basse alors que sur les hauteurs elles sont probablement sèches. Ces colluvions conglomératiques peuvent être utilisées pour les matériaux en remblai.



Figure 4.17 : Colluvions conglomératiques encroûtées dans leur partie supérieure



Figure 4.18 : Détail des colluvions.

-Des cônes quaternaires :

Pas loin de piedmonts, l'épaisseur des conglomérats est plus réduite, ce qui tient au fait que ces zones s'éloignent de l'axe des colluvions conglomératiques (Figure 4.19)

Des cônes Quaternaires développés à partir des reliefs forment des corps conglomératiques au débouché des grandes vallées. Le matériel provient de l'érosion des reliefs gréseux et calcaires Le matériel les composants des gros blocs s'affine vers le haut et latéralement. Les épaisseurs sont importantes de 4 à 5 m en moyenne mais se réduisent latéralement. Le dernier épisode est encroûté sur 1m parfois plus. Ils sont moyennement consolidés.



Figure 4.19 : Gros blocs conglomératiques et matériaux affinés

Du PK 12+200 au PK 18+000, le tracé traverse une partie des alluvions gréseuses à conglomérats



Figure 4.20 : Alluvions gréseuses à conglomérats

-Alluvions argileuses :

La plaine à alluvions argileuse s'étend largement à partir de Taouzianat et du Nord de Kaïs jusqu'au Nord-est de Khenchela,



Figure 4.21 : Plaine à alluvions argileuse

Dans la section de KAIS où le relief du terrain n'est pas tellement accidenté, on a réalisé deux (02) sondages carottés (KSC-2~3) au niveau des déblais, onze (11) sondages au niveau des ouvrages d'art et treize (13) puits de reconnaissance (KPM-14 ~26). Il en résulte que les couches en sable argileux et limoneux, et en argile sont observées sous la terre végétale. Dans les couches plus profondes, se trouvent la marne et le sable. La nappe phréatique a été identifiée à la profondeur de 5,2 à 9,0m.

3) Du PK 25+000 au PK 42+000 (Section de KHENCHELA OUEST)

Cette section Ouest marque la fin du grand bassin de Timgad –Khenchela. La région est ainsi dominée par des reliefs imposants (1100 -1200m) qui, au niveau du PK 25+000 au PK 32+500, sont Nord-Sud pour devenir par la suite SW-NE esquissant ainsi un arc de cercle. Il s'y développe un important réseau de failles SE-NW.

Au PK 33+300, le tracé repose sur la plaine à alluvions argileuses (Figure 2.2.21) et ensuite il traverse les argiles rouges et les conglomérats du Pk 33+300 au PK 34+300 (Figure 2.2.22 et 2.2.23).



Figure 4.22 : Les grands ensembles géomorphologiques. Vue vers El Hamma

Les argiles rouges sont facilement érodées et instables (Figure 4.23), et sont nappées par des glacis récents conglomératiques décimétriques (Figure 4.24) du fait de la géomorphologie. Et puis, le tracé traverse les reliefs gréseux miocènes et des formations crétacées (calcaires et marnes) plus loin.

Le tracé traverse la plaine à l'Ouest de Khenchela, la formation des argiles rouges ainsi que les reliefs à la formation à dominante gréseuse. Et puis, à partir du PK 39+000 vers l'Est il y a lieu de distinguer la géologie en passant les reliefs calcaires et marneux.

Les alluvions argileuses de la plaine :

On ne connaît pas avec précision leur épaisseur mais elle ne devrait pas être importante en raison du fait que l'on connaît ailleurs. Par extrapolation le sous-bassement devrait être constitué par les argiles marneuses de la formation à dominante gréseuse du Miocène.

Les formations des argiles rouges :

Ce sont des argiles rouges très fines légèrement sableuses. Elles affleurent sur les collines du Nord Est à Draa El Hamar et Koudiet Manchar sur des surfaces assez réduites. Leur épaisseur ne dépasse pas la centaine mètre. Elles apparaissent très ravinées et ainsi sujet à érosion (Figure 4.23). Elles sont imperméables et assez plastiques.



Figure 4.23 : Formation des Argiles rouges, sujet à ravinement.

Ces argiles sont nappées par des glacis récents conglomératiques (Figure 4.24) décimétriques. Argiles et glacis conglomératiques sont faciles à déblayer



Figure 4.24 : Glacis conglomératique nappant les Argiles rouges

La formation à dominante gréseuse du Miocène :

Le tracé traverse les reliefs miocènes de Kouidi et Douabi. C'est une formation déjà présentée dans les tronçons précédents mais qui ici est importante et que l'on traverse en plusieurs endroits. Ce sont des grès fracturés et assez friables en raison

de leur cimentation carbonatée. Ils peuvent être aquifères quand la situation le permet. Leur déblaiement nécessitera une brise roches.

Les contrastes sont accentués en raison de l'alternance de bancs gréseux qui ressortent dans la topographie et d'intervalles argilo-marneux. Le sommet est essentiellement gréseux avec des bancs de 2 à 3 m. Le tracé passe par le Nord d'une zone boisée, d'une station de télécommunications et des contraintes (Figure 4.25).



Figure 4.25 : PK 36+000

Il existe une formation épaisse, et parfois plus qui associe des intervalles argilo-marneux de l'ordre de la dizaine mètres. Ces intervalles, quand ils sont altérés, sont recouverts d'alluvions fines décimétriques. Les bancs gréseux (Figure 2.2.25, 2.2.26a et 2.2.26b) deviennent progressivement plus importants jusqu'à constituer des intervalles très épais (5 à 10m).



Figure 4.26 : Sud du PK 37+000, Grès au Djebel Menchar : les alluvions développées dans les intervalles argileux.



Figure 4.27a : Sud du PK 37+000. Grès au Djebel Menchar. Alternances argiles marneuses et bancs de grés.



Figure 4.27b : Sud du PK 37+000. Détail des grés précédents.

-Les marnes, marnocalcaires et calcaires du Crétacé :

Après la traversée de la formation gréseuse, le tracé passe les argiles du Trias et puis l'ensemble marnocalcaire assez désorganisé associant des bancs calcaires métriques

et intervalles marneux plus développés. L'ensemble marnocalcaire est intrudé par des argiles violacées à cargneules très chaotiques.

Il est recoupé par les argiles violacées à cargneules très chaotiques du Trias (Figure 4.28 et 4.29). Ces argiles arrivent à la faveur d'un accident SW-NE et constituent une bande étroite (200 m en moyenne).



Figure 4.28 : Côté sud au PK 39+800 Argiles et cargneules du Trias



Figure 4.29 : Côté sud au PK39+800. Détail des argiles et cargneules du Trias



Figure 4.30 : Côté sud au PK39+800.) Formation marno-calcaire du Crétacé.

La section de KHENCHELA OUEST débute au terrain à relief doux et ensuite connaît un changement topographique en massif montagneux. Dans cette section on a réalisé huit (08) sondages carottés (KSC-4~11) au niveau des déblais, quatorze (14) sondages (KFC-21 ~34) au niveau des ouvrages d'art ainsi que dix-huit (18) puits de reconnaissance (KPM-27~44). Le résultat des sondages et des puits de reconnaissance montre que le terrain est constitué de la couche en sable argileuse et limoneuse ou/et en tuf, en argile, en marne. Et le conglomérat, la marne, le sable, le calcaire et le grès sont identifiées dans les couches plus profondes. Le levé piézométrique indique la présence de la nappe phréatique à la profondeur de 2,0 à 8,0m.

4) Du PK 42+000 au PK 53+000 (Section de KHENCHELA EST)

Le tracé débute par la traversée de la crête calcaire massive du Crétacé (Turonien inférieur à moyen) et passe d'abord dans une combe argileuse où s'étendent des cultures (Figure 4.31 et 4.32) puis dans des marnes à intercalations de bancs calcaires du Turonien supérieur, Coniacien et Santonien ainsi que dans des marno-calcaires qui sont parfois affleurantes parfois recouvertes par des argiles ou des encroûtements calcaires. Le Santonien forme une barre bien marquée dans le paysage (Figure 4.33) à pendage N85°E/80° vers le Sud. Cette

barre est exploitée pour les agrégats par des carrières dans le Djebel Knif, situé au nord du tracé.

Le tracé traverse tantôt les marnes et les craies du Campanien tantôt les argiles du Quaternaire jusqu'à la fin du tronçon.



Figure 4.31 : Marnes et marno-calcaires au début du tracé, passant vers des argiles



Figure 4.32 : Vue des craies, marnes et calcaires du Campanien et Maastrichtien à la sortie de Khenchela



Figure 4.33 : Barre calcaire du Santonien intercalée dans des marnocalcaires et marnes

La section de KHENCHELA EST est constituée du terrain à pente douce et des collines. Dans cette section, six (06) sondages carottés (KSC-12 ~17) ont été réalisés au niveau du déblai, dix (10) sondages au niveau des ouvrages d'art ainsi que douze (12) puits de reconnaissance (KPM-45~56). D'après les sondages et les puits de reconnaissance, les couches en tuf argileux et limoneux, en argile et en marne se trouvent sous la terre végétale. Les couches sous-jacentes sont constituées d'argile, marne, sable et calcaire. Le niveau de la nappe phréatique est mesuré à la profondeur de 2,3 à 9,9m

5) Du PK 53+00 à la fin du tronçon de Khenchela (Belkitane – AïnTouila)

Le tracé passe dans une zone de plaine dont l'altitude s'abaisse progressivement d'Ouest en Est, selon un glacis d'épandage quaternaire, depuis le piémont du Djebel Tafrent jusqu'à aboutir à une vaste plaine alluviale (Figure 4.34). Et de cette plaine vers le Sud, on peut observer la pente très douce.

Dans cette section, le tracé est situé sur les argiles à cailloutis formant le remplissage des glacis nappant les reliefs d'âge quaternaire moyen et les argiles graveleuses du Quaternaire plus récent (Figure 4.36) admettant des niveaux d'encroutements calcaires.



Figure 4.34 : Vue générale du tracé montrant le glacis d'épandage quaternaire



Figure 4.35 : Vue d'AïnTouila dans la plaine de la Meskiana



Figure 4.36 : Dépôts argileux à encroutements calcaires, d'âge quaternaire récent, près d'AïnTouila (Vallée de Krar El Kalbi)

Dans ce glacis affleurent localement des marnocalcaires et des calcaires d'âge crétacé (Campanien) aux alentours de PK 123 à PK 132 (Figure 2.2.36)



Figure 4.37 : Affleurements de marnocalcaires dans le glacis quaternaire moyen

Dans cette section à relief faible, on a réalisé un (01) sondage carotté (KSC-18) au niveau des déblais, sept (07) sondages au niveau des ouvrages d'art et dix-neuf (19) puits de reconnaissance. Il en résulte que les couches en tuf argileux et sableux, en limon, en argile et en calcaire sont rencontrées sous la terre végétale. Dans les couches sous-jacentes, le type du sol est le calcaire, le tuf, le sable et la marne. La nappe phréatique est identifiée à la profondeur de 6,3 à 14,7m.

6) Sebkhha et la présence de gypses

Pour vérifier la présence de gypses, l'analyse chimique a été réalisée sur les échantillons prélevés des sondages carottés et puits de reconnaissances. Le résultat de l'analyse montre que les gypses n'ont pas été décelés.

Il n'existe pas les Sebkhhas dans le tronçon de Khenchela d'après la reconnaissance et les observations sur le terrain du site.

4-3-Hydrogéologie des régions traversées par le tracé

4.3-1 Contexte hydrogéologie

La wilaya de Khenchela, se caractérise par les nappes phréatiques suivantes :

La nappe phréatique (en moyenne inférieure à 100 m de profondeur) est captée par plusieurs forages répartis à travers la wilaya (Nord, Est et Sud). Cette nappe alimente plusieurs sources d'intérêt local (Ain El Fedj, Ain Krim, Ain Frenal) , le point d'exurgence de ces sources est généralement une faille ou une fracture.

Une nappe moyenne (des grès miocènes) : sa profondeur varie de 100 à 300 m est elle aussi, captée par de nombreux forages à travers la wilaya.

-Une troisième nappe peut être différenciée par sa profondeur qui varie de 300 à 600 m (nappe profonde) ; Cette nappe concerne exclusivement le Sud de la wilaya.

4.3.2- Contexte climatique : précipitation

Schématiquement, les précipitations décroissent du littoral vers l'intérieur suivant un gradient latitudinal, altéré néanmoins par l'effet orographique de l'Atlas saharien. La carte pluviométrique de l'Algérie (A.N.R.H., 1993) retrace cet ordonnancement des précipitations. La carte permet de faire ressortir des zones de fortes précipitations dans la zone montagneuse de la Medjerda. Les Hautes Plaines sont nettement cernées dans leur bordure Nord par l'isohyète 500 mm. La pluviométrie décroît vers la bordure Sud (350 mm) avec des creux assez nets (moins de 300 voire moins de 200 mm) dans la zone des lacs salés. Les sommets de l'Aurès pouvant recevoir plus de 600 mm.

Deux groupes de facteurs, géographiques (éloignement par rapport à la mer, altitude, exposition des versants par rapport aux vents pluvieux) et météorologiques (déplacement des masses d'air polaire océanique, froid et humide, des masses d'air tropical chaud et humide de l'Atlantique Sud et enfin des masses d'air tropical continental ou anticyclone saharien) influencent la répartition spatiale des précipitations mais aussi les structures des régimes pluviométriques (Chaumont M. et Paquin C., 1971).

Le caractère d'irrégularité temporelle des précipitations est, par ailleurs, une donnée du climat algérien. La carte de l'A.N.R.H. montre que les moyennes pluviométriques sont inférieures d'environ 10 % à celles de la série de Chaumont. et Paquin, ces deux auteurs ayant eux-mêmes constaté une diminution des précipitations par rapport à celles cartographiées par Seltzer.

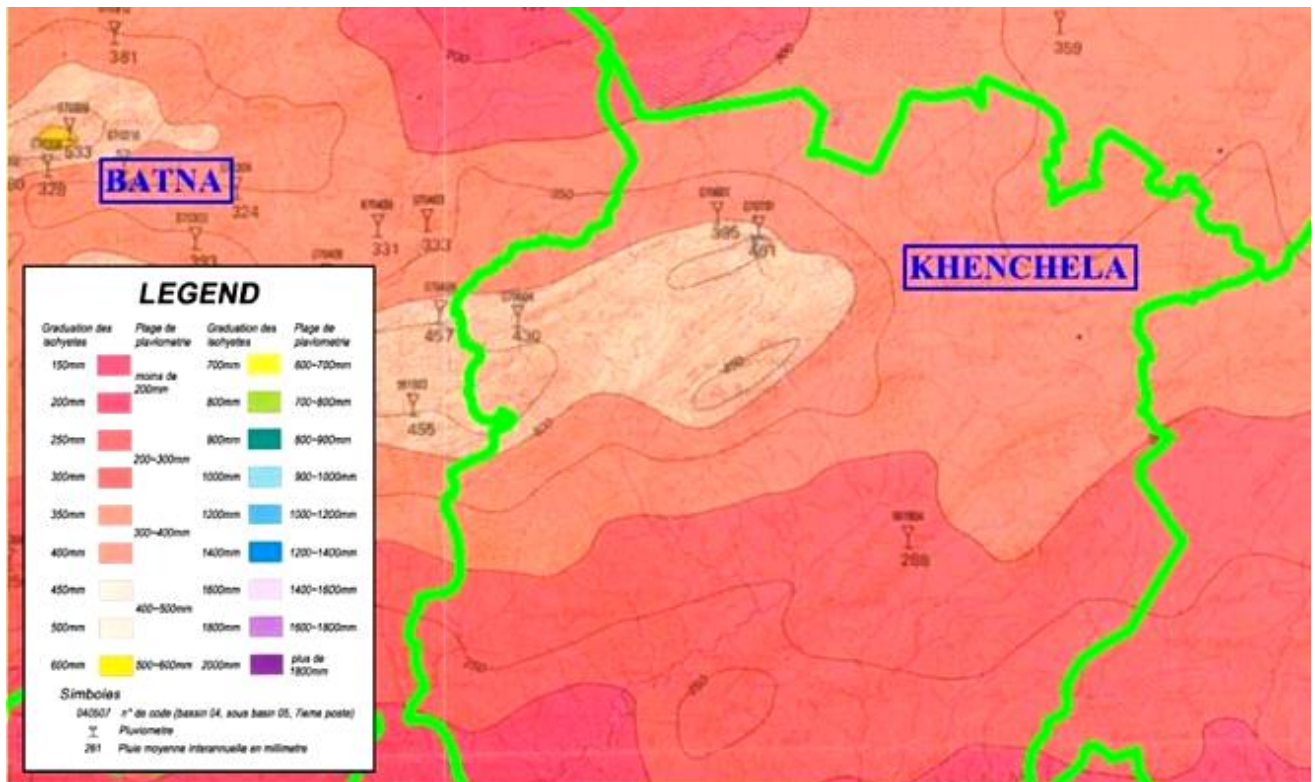


Figure 4.38 -Carte des précipitations annuelles moyennes (Khenchela)

(extrait de la carte établie par l’A.N.R.H en 1993 : données moyennes de 60 ans, périodes du 1er septembre 1921 au 31 août 1989).

4.4-Sismicité et Degré de vulnérabilité

4.4.1 Manifestations sismiques et sismicité

En Algérie, les manifestations sismiques sont signalées depuis 1365. La région entre Batna et Tébessaa ne semble pas très active. Elle a cependant enregistré quelques secousses sismiques (Harbi 2009, tableau 2.4.1, figures 2.4.2 et 2.4.3) :

Date	Région	Observations
15/02/1858	Batna	Intensité estimé à IV EMS Direction NO-SE (Batna Lambèse)
01/09/1869	Batna	Intensité IV, Déplacements d’objets, lézardes dans les murs
19/04/1985	Khenchela, Kheirane	Faible, quelques fissures
02/05/1986	El Madher	Intensité V (EMS) fissures aux plafonds,
11/04/2010	Sériana77, Batna	Magnitude 3,6 et 4,2

Tableau 4.1 : Manifestations sismiques dans la région de Batna –Tébessa

La zone sismogène dans cette aire est à sismicité assez faible (figures 2.4.2 et 2.4.3). Les dégâts se résument le plus souvent à des fissures et lézardes.

Cette sismicité s'inscrit dans la continuité des mouvements plio-quadernaire qui ont entraîné la déformation du Pliocène et des terrasses quadernaires.

Ceci est résumé par le document RPA (REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) 99 du CGS (Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique) (figure 2.4.1) .

Le nouveau document technique réglementaire DTR B C 2 48, concernant les règles parasismiques algériennes RPA 99, élaboré par le CGS, divise le territoire national en quatre (04) zones de sismicité croissante, soit :

Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone II	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPA 99 doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- Groupe 1 A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1 B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Les sites ont également fait l'objet d'une classification en fonction de leur nature géologique et des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. Il est ainsi distingué les catégories suivantes :

- Catégorie S1 : (Site Rocheux), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s > 800$ m/s

-Catégorie S2 : (Site Ferme), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s > 400$ m/s à partir de 10 mètres de profondeur.

-Catégorie S3 : (Site Meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s > 200$ m/s à partir de 10 mètres de profondeur.

-Catégorie S4 : (Site Très Meuble), caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Sur la base de ce qui précède, le site étudié entre dans la catégorie de la zone 1 soit Une zone a une zone à faible sismicité.

La catégorie de sol varie en fonction de la lithologie des sites mais la plupart appartient soit à des sols S1 et S2 exceptionnellement à S3.



Figure 4.39 : Zones sismogènes dans le Nord Est algérien

Conclusion ;

Les accidents rencontrés ne sont pas des accidents majeurs très actifs comme le montre les études sur la région.

L'activité tectonique actuelle est difficilement perceptible bien qu'un certain nombre de travaux signale certes son existence. Zerdazi (1990) à titre d'exemple met en évidence dans la zone Est de l'Atlas Saharien à l'aide d'étude aéromagnétique une grande faille s'étendant de

l'anticlinal de Khenchela jusqu'au Nord de l'Ouenza passant au sud de Mesloul. Elle aurait rejoué depuis le Tortonien jusqu'au Quaternaire (Vila 1980).

Les terrasses alluviales les plus élevées observées (Lafitte) témoignent d'une activité quaternaire. En l'absence de datation précises, rien ne permet d'affirmer la continuité de cette activité tectonique jusque dans l'Actuel bien que beaucoup d'indices soient en sa faveur.

En somme, les accidents rencontrés ne devraient avoir de très grandes incidences en raison de la faible sismicité de la région. Il est donc jugé que la région ne présente pas la vulnérabilité des failles causée par le séisme.

Calcul de la stabilité des talus

5.1 : introduction

Dans ce chapitre qui est l’essentiel de notre mémoire de master, nous avons choisi le calcul la stabilité de 03 sections transversales de la rocade des hauts plateaux (tronçon de Khenchela) bien que ce tronçon de l’autoroute comporte :

Seize (16) sections en remblai supérieur à 10m de haut avec une longueur totale de 15 696m et des hauteurs entre 10,13m et 21,88m

Zone	PK	Long. (m)	Profil représentatif (PK.)	Hauteur max. (m)
Remblai 1	1+900~2+808	908	2+750	12,82
Remblai 2	12+700~14+216	1.516	13+200	21,88
Remblai 3	14+307~14+860	553	14+750	11,08
Remblai 4	18+650~19+210	560	19+000	10,13
Remblai 5	21+376~23+200	1.824	22+875	11,96
Remblai 6	26+590~28+965	2.375	26+925	10,21
Remblai 7	37+139~37+353	214	37+200	13,97
Remblai 8	37+824~38+393	569	38+025	15,79
Remblai 9	38+450~38+807	357	38+775	10,89
Remblai 10	42+927~43+150	223	43+000	10,85
Remblai 11	45+277~47+447	2.170	45+775	17,80
Remblai 12	48+532~48+690	158	48+650	10,72
Remblai 13	49+650~51+500	1.850	51+275	14,59
Remblai 14	51+800~52+250	450	52+025	21,20
Remblai 15	53+000~53+474	474	53+250	19,39
Remblai 16	53+505~55+000	1.495	53+725	13,93

Pente appliquée

1ère risberme : 3H/2V

• Après 2ème risberme :2H/1V

Risberme

• Une risberme à tous les

5m de haut :

- 1ère risberme – largeur de 1,5m

- 2ème risberme –largeur de 3,0m

- 3ème risberme –largeur de 1,5m

- 4ème risberme –largeur de 3,0m

Tableau 5.1 : talus en remblai

Un total de quatorze (14) talus de déblai.

Pente appliquée

- massif de sol : 2H/1V
- massif rocheux : 3H/2V

Risberme

- Une risberme de 3m de large à tous les 10m de haut

Zone	PK	Long. (m)	Profil représentatif (PK.)	Hauteur max. (m)
Déblai 1	0+000~0+280	280	0+100	11,87
Déblai 2	15+635~15+732	97	15+675	15,38
Déblai 3	18+260~18+650	390	18+375	14,11
Déblai 4	34+137~35+121	984	34+900	20,33
Déblai 5	35+755~36+715	960	36+200	18,35
Déblai 6	37+353~37+824	471	37+625	30,91
Déblai 7	38+930~39+194	264	39+025	12,20
Déblai 8	39+450~41+900	2.450	40+675	26,16
Déblai 9	42+250~42+696	446	42+325	14,81
Déblai 10	43+150~43+429	279	43+225	19,48
Déblai 11	44+611~45+277	666	44+975	36,49
Déblai 12	48+919~49+650	731	49+125	19,69
Déblai 13	52+250~52+788	538	52+575	17,19
Déblai 14	59+876~61+025	1.149	60+075	22,44

Tableau 5.2 : talus en déblais

Ces calculs comportent la détermination des coefficients de sécurité des sections sous charges normales et sous charges sismique conformément à la réglementation Algérienne

5.2 Calcul du coefficient de sécurité de la section en Remblai au PK 14 +750 :

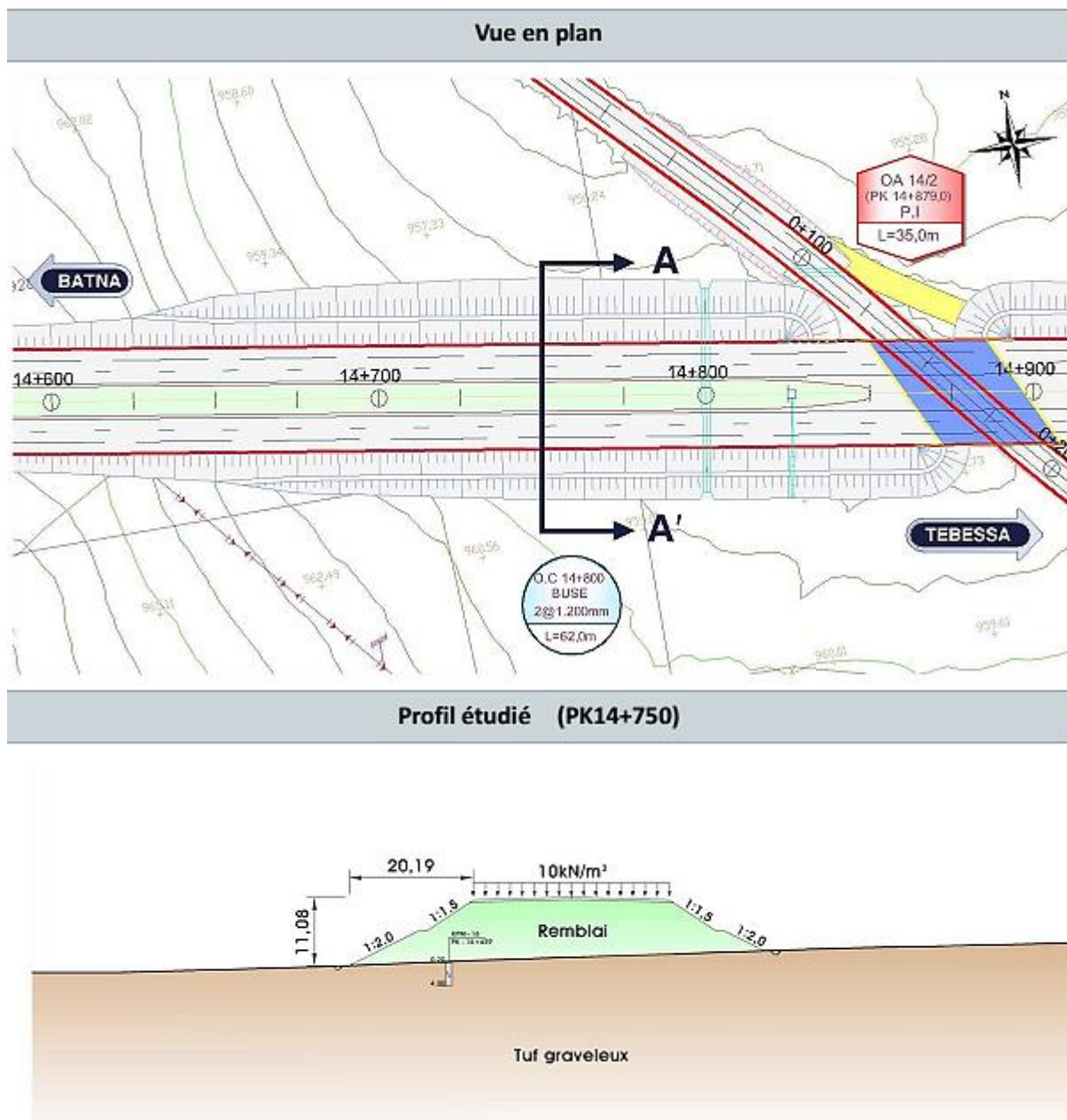


Figure 5.1 : section autoroute au PK 14+ 750

5.2.1 : Modélisation de la section « Menu Input » données :

Au départ nous commençons par le réglage des paramètres généraux, notamment les accélérations suivants les directions x et y pour tenir compte de l'effet du séisme par la méthode statique équivalente.

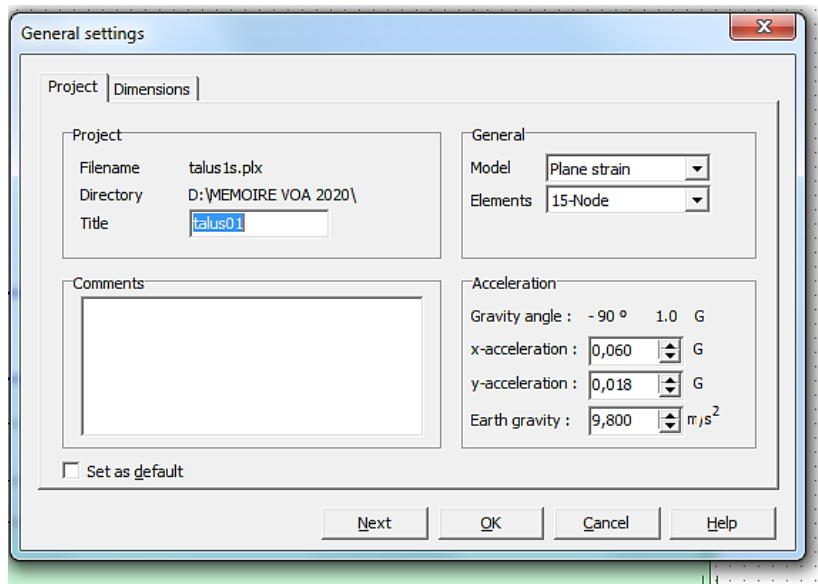


Figure 5.2 : paramètres généraux

Calculs des coefficients sismiques :

Les talus doivent rester stables après le séisme. Pour l’action sismique, la stabilité des talus est étudiée en considérant d’une façon statique la combinaison d’une charge sismique horizontale (kH) et une charge sismique verticale (kV). Dans ce cas, le coefficient A est un coefficient d’accélération retenue en fonction des zones sismiques et de la classification des ouvrages.

a-Evaluation du coefficient A

Groupe	Zone I	Zone II a	Zone II b	Zone III	Remarques
1	0,15	0,25	0,3	0,40	
2	0,12	0,20	0,25	0,30	
3	0,10	0,15	0,20	0,25	

Tableau 5.3 : Classification des ouvrages selon leur importance

La zone d’étude est rangée à la Zone I et les talus correspondent au Groupe 2 classé selon leur importance. Le coefficient d’accélération A de 0,12 est donc adopté.

b- Evaluation du coefficient sismique horizontal et vertical

Coefficient sismique	Expression de calcul	Procès de calcul	Résultat	Remarques
kh	0,5A	0,5 X 0,12 = 0,06	0,06	
kv	0,3kh	0,3 X 0,06 = 0,018	0,018	

Tableau 5.4 : Résultats des calculs des coefficients sismiques

Les coefficients sismiques pour les calculs de stabilité des talus sont donnés comme suit :

- Zone sismique et Groupe des ouvrages : Zone I, Groupe 2

- Coefficient d'accélération (A) : 0,12
- Coefficient sismique : Coefficient sismique horizontal $kH = 0,06$, Coefficient sismique vertical $kV = 0,018$

Ensuite on procède de la manière suivante :

1-Dessin de la géométrie (par des lignes joignant des points p(x,y))

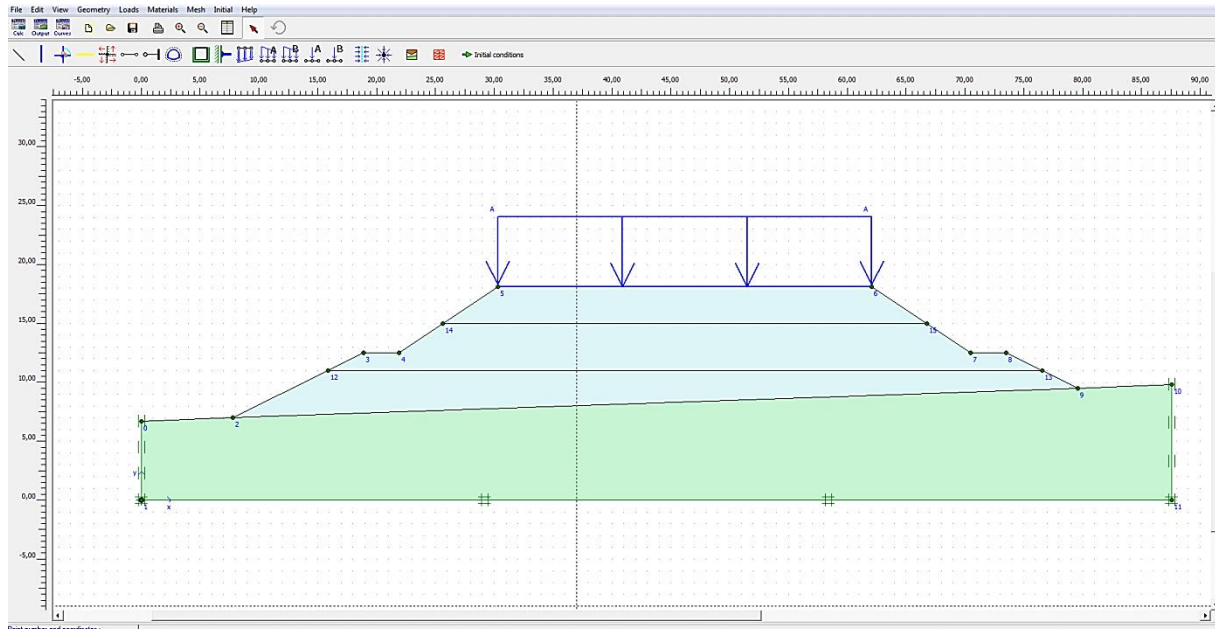


Figure 5.3 : Géométrie de la section du remblai PK 14+750 -Plaxis input.

2- Définition des conditions aux limites du modèle, à savoir un blocage suivant x et y sur la face inférieure du modèle et un blocage suivant la direction x pour les faces verticales (voir figure 5.5)

3-Définition des caractéristiques du sol d'assise et du remblai (tableau 5.3)

Paramètres du terrain	Type de sol	Profondeur (m)	γ (kN/m ³)	c_u (kN/m ²)	C' (kN/m ²)	Φ' (degrés)
	Couche de remblai	-	19	-	25	15
Tuf graveleux	au-dessous de la surface du terrain	21	-	5	40	

Tableau 5.5 : Caractéristiques du sol et du remblai

4- Définition de la charge d'exploitation.

5-Génération du maillage .

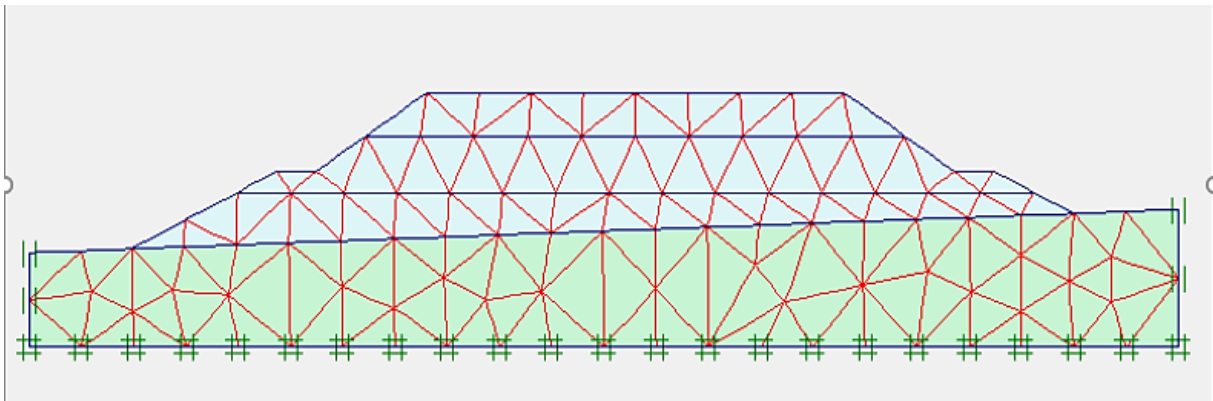


Figure 5.4 : génération du maillage dans les différentes zones de la section

Définition des conditions initiales (pressions interstitielles et contraintes géostatiques), notons que pour les terrains en relief la méthode du K_0 n'est pas valable et il faut procéder par la méthode du chargement gravitaire comme phase dans le module « Plaxis calculations » (figure 5.5)

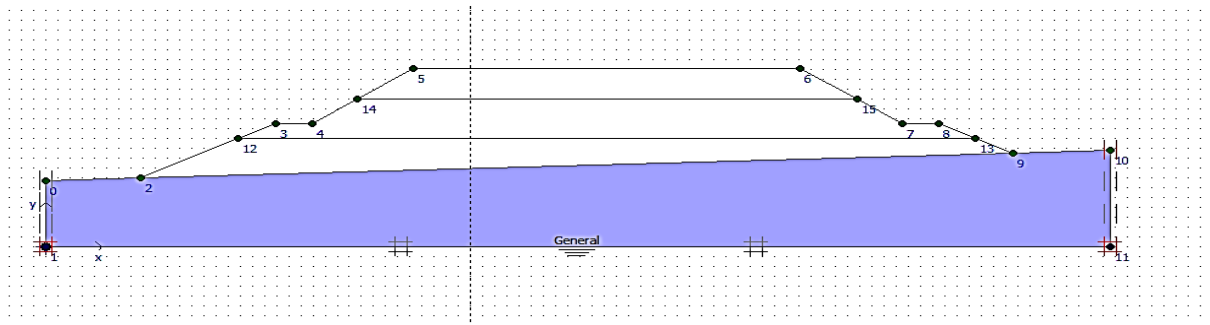


Figure 5.5 : niveau général de la nappe phréatique

Une fois ces étapes terminées le logiciel vous demande d'enregistrer le modèle sous un certain nom (exemple : talus PK 14+750), et le module de calcul démarre automatiquement.

5.2.2 : Calcul du modèle « module Plaxis calculations » :

Au départ le module « Plaxis calcul » démarre avec la fenêtre suivante

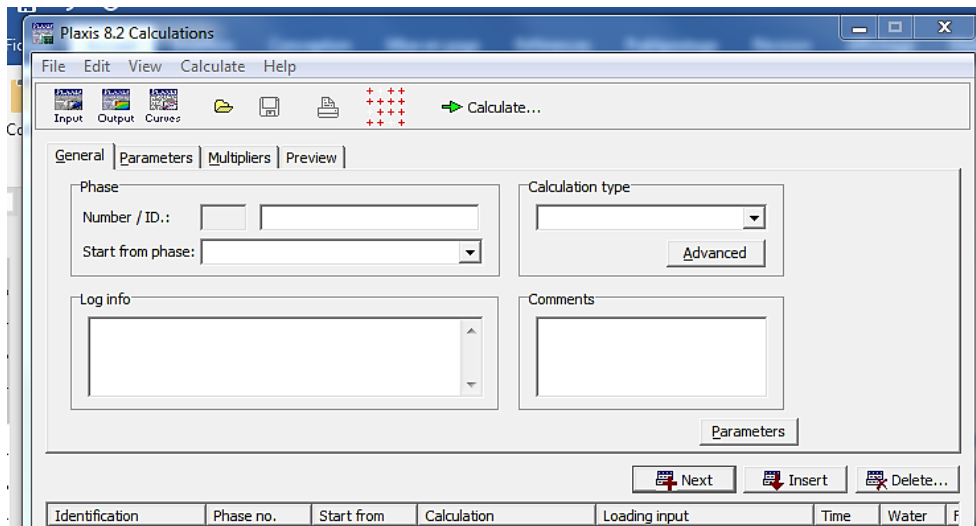


Figure 5.6 : plaxis calculations

Puis on charge le problème à calculer et nous définissons les étapes de calculs comme indiqué sur le tableau suivant :

Identification	Phase No.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last	Time	Water	Log info
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A			0,00	0	N/A
1-init des cont	1	0	Plastic	Total multipliers	1	1	0,00	0	No errors.
2-1ere couche (cons 5j)	2	1	Consolidation	Staged Construction	2	13	5,00	0	No errors.
3-cons 1ere c (30j)	3	2	Consolidation	Staged Construction	14	16	30,00	0	No errors.
4-2eme c (5j)	4	3	Consolidation	Staged Construction	17	28	5,00	0	No errors.
5-cons 2 c (30j)	5	4	Consolidation	Staged Construction	29	31	30,00	0	No errors.
6-3eme c(5j)	6	5	Consolidation	Staged Construction	32	43	5,00	0	No errors.
7-cons 3c (30j)	7	6	Consolidation	Staged Construction	44	46	30,00	0	No errors.
8-activ charge	8	7	Consolidation	Staged Construction	47	58	2,00	0	No errors.
FS (charge normales)	11	8	Phi/c reduction	Incremental multipliers	59	258	0,00	0	No errors.
9-activation des acceleration	9	8	Plastic	Total multipliers	259	259	0,00	0	No errors.
10- FS	10	9	Phi/c reduction	Incremental multipliers	260	509	0,00	0	No errors.

Tableau 5.6 : phases de calcul.

Pour le calcul du coefficient de sécurité le logiciel Plaxis 2D utilise le type φ_{etc} réduction (angle de frottement interne et cohésion) pour le mode calcul. Ce coefficient représente le rapport entre les valeurs des paramètres ϕ et c réels à ceux des valeurs limites qui provoque la rupture du modèle

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_r} = \Sigma M_{sf}$$

total mutipliers

On remarque sur le tableau 5.4 ci-dessus qu’il y a 2 facteurs de sécurité correspondant aux respectivement au calcul sous charges normales et sous charges sismiques.

5.2.3 : Résultats des calculs « module Plaxis Output) :

Après l'exécution des calculs par le module «Plaxis calculations » , nous utilisons le module « Plaxis output » pour les résultats comme les coefficients de sécurité , déformations , contraintes , ...et plein d'autres paramètres

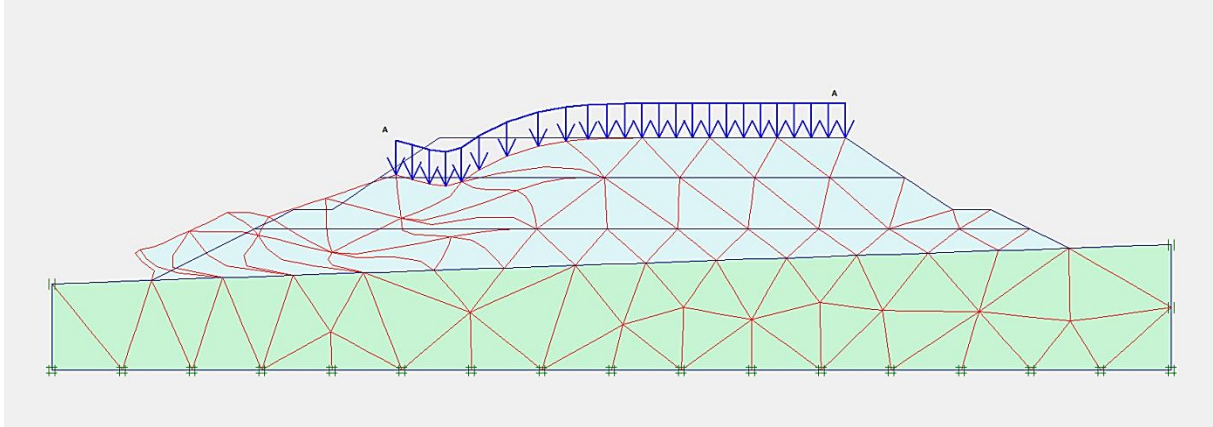


Figure 5.7 : maillage déformée (phase 10) FS =1,28 sous charge sismique

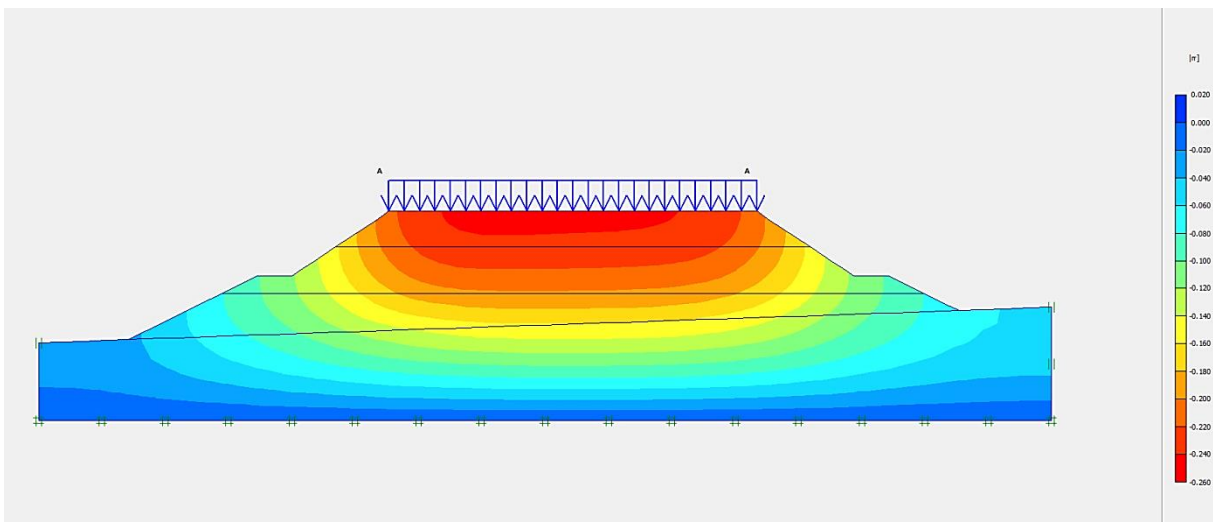


Figure 5.8 : déformation verticale du Remblai (phase 10) valeur maximale -26 cm

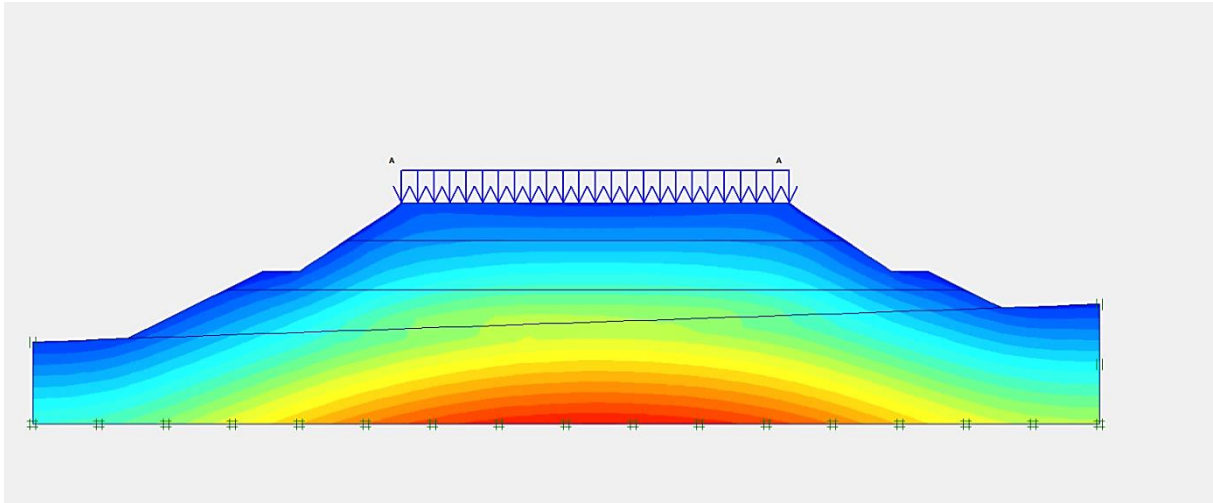


Figure 5.9 : contraintes effective (valeur max -200,28 KPa)

5.2.4 : Traçage de courbes « module Plaxis curves » :

Le logiciel Plaxis 2D comporte un module pour tracer des courbes à partir des résultats de calcul , ainsi nous pouvons tracer à titre d'exemple la courbe du coefficient de sécurité en fonction de déplacement du point A .

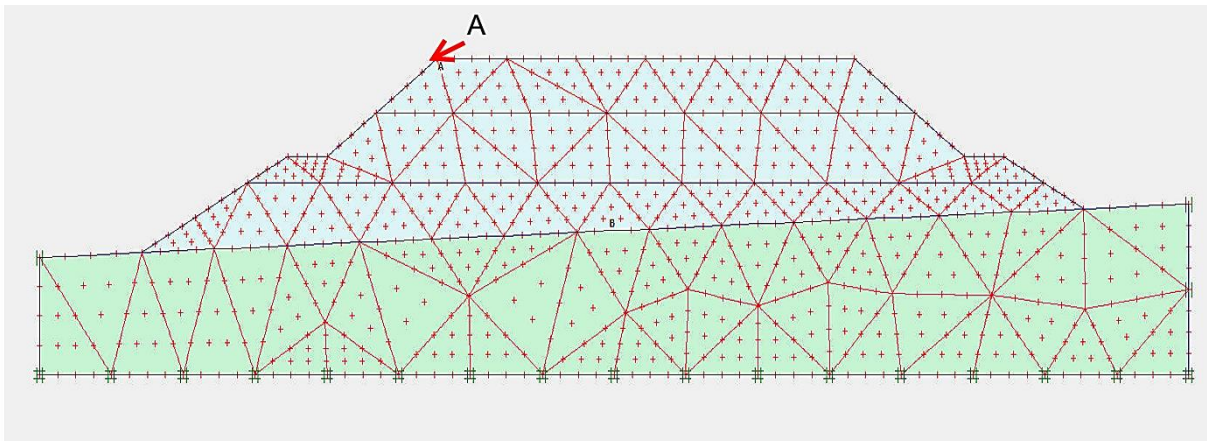


Figure 5.10 a : position du point A

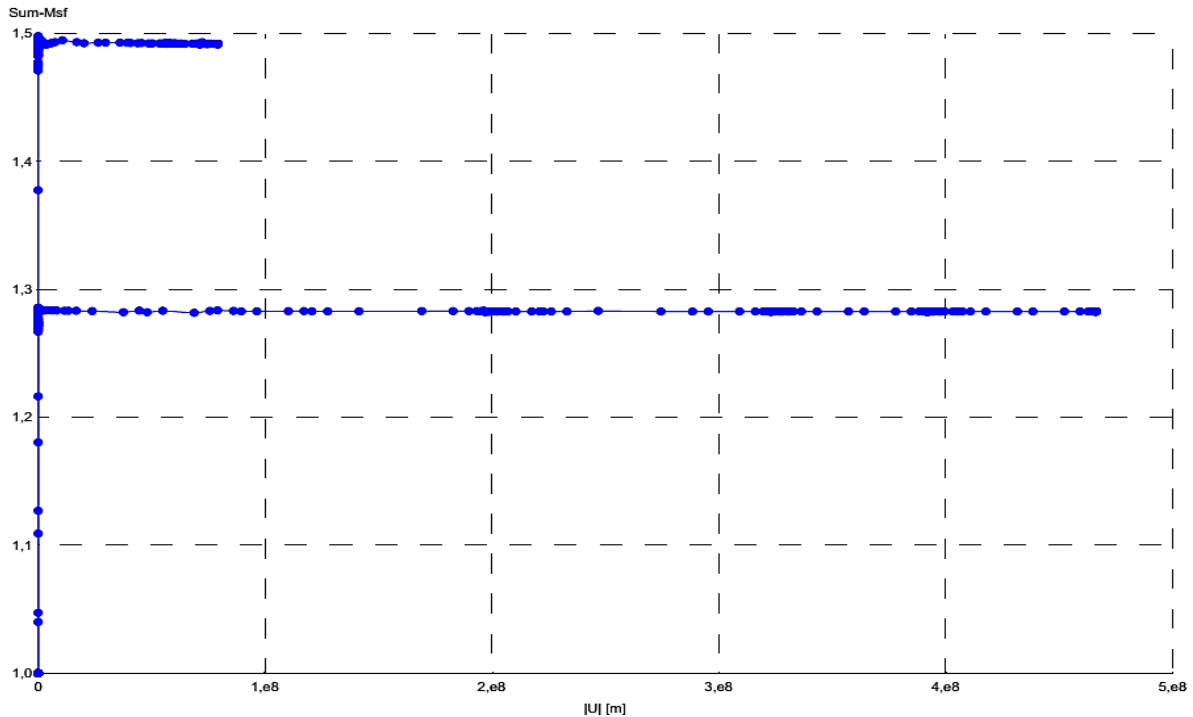


Figure 5.10 : courbe $\sum M_{sf}$ en fonction du déplacement du point A

Nous pouvons voir que les valeurs du coefficient de sécurité **FS = 1,28** sous charge sismique et **FS = 1,49** sous charges normales, ainsi nous pouvons conclure que le remblai de la section du PK 14+750 est stable puisque les valeurs du coefficient de sécurité >1.

5.2.5 : Calcul du coefficient de sécurité de la section en déblai au PK 36 +200

De la même manière que précédemment, nous procédons aux calculs de la section suivante correspondant au PK36+200 comme indiqué sur la figure ci-dessous :

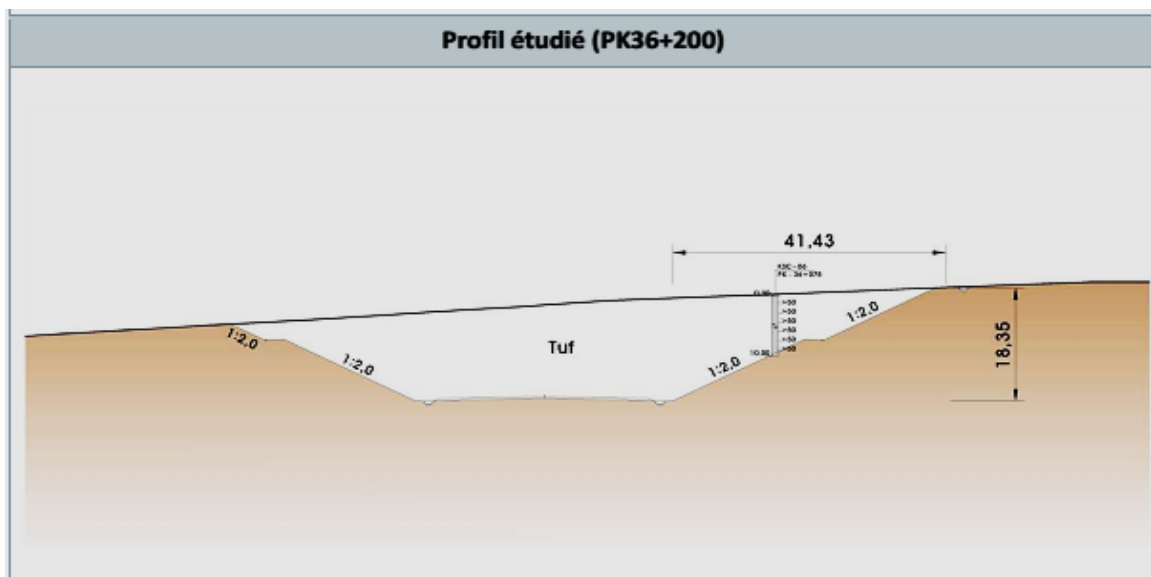
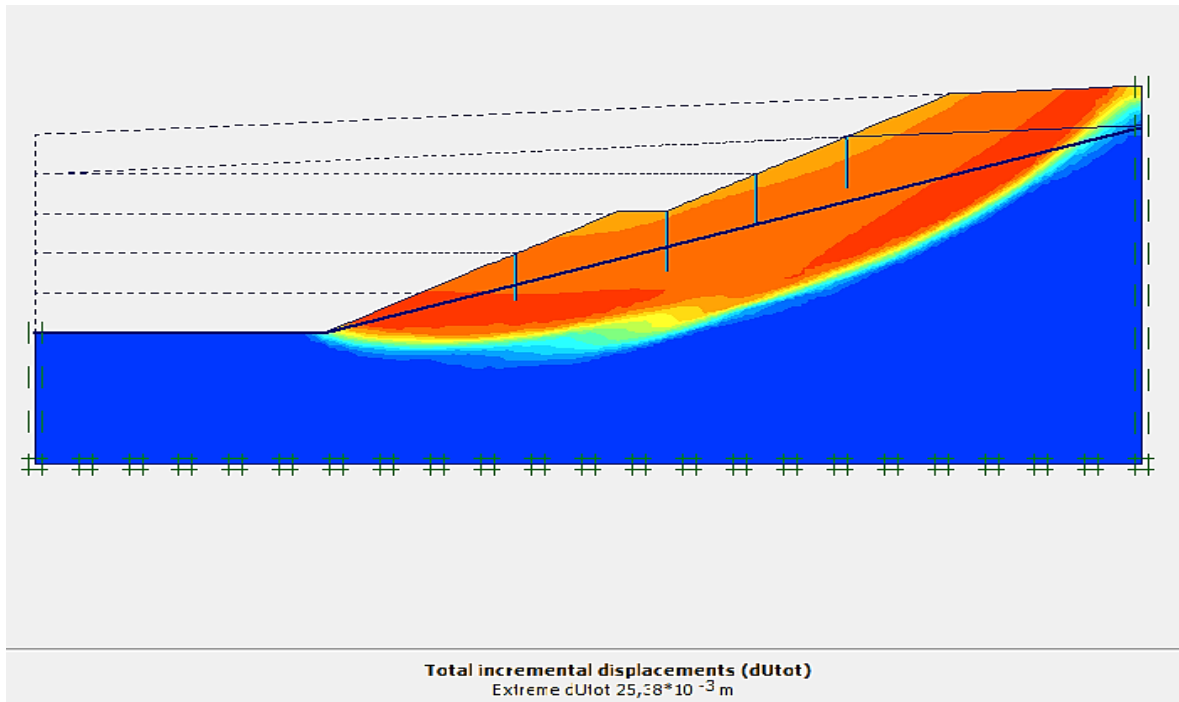


Figure 5.11-a) : Section PK36+200



5.11-b) Demi- section de calcul du PK 36+200.

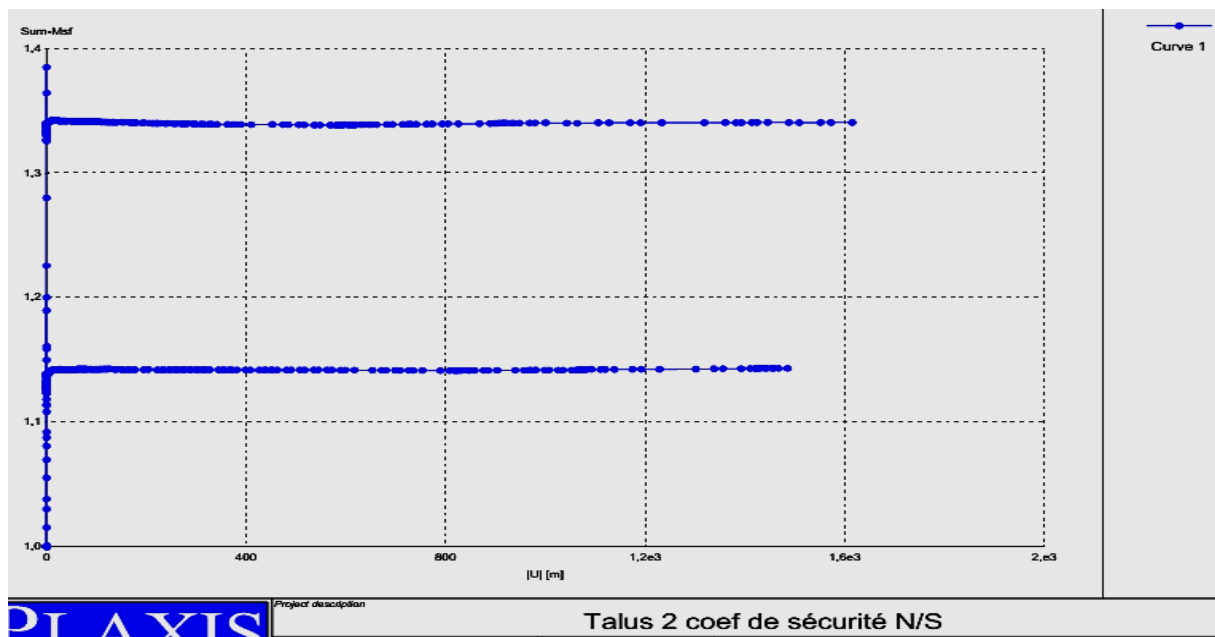


Figure 5.11 : valeurs du coefficient de sécurité de la section PK 36+200

Fs =1,15 charges sismiques , Fs=1,35 charges normales

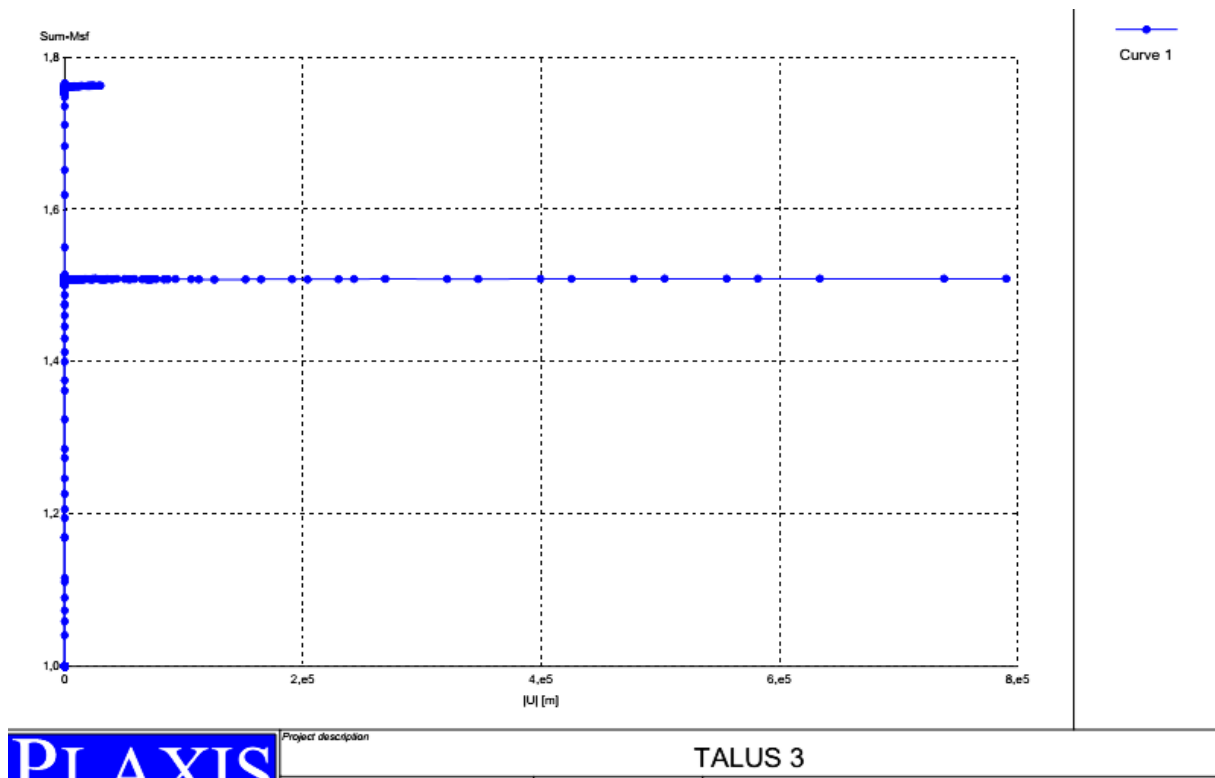


Figure 5.13 : valeurs du coefficient de sécurité de la section PK 37+625

7: Conclusion :

Au terme de ce chapitre nous avons obtenu les résultats suivants pour les trois sections qui sont résumés sur le tableau ci-dessous

Section	FS (charges Normales)	FS (charges sismiques)
PK 14+750	1,49	1,28
PK 36+200	1,15	1,35
PK 37+625	1,75	1,5

Ces résultats sont satisfaisant du point de vue stabilité, toute fois des calculs supplémentaires seront nécessaires pour parfaire cette étude (tassements, drainage éventuel,...etc.)

Conclusion générale

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour Finalité Autoroutière des Hauts Plateaux et comprend le passage du tracé dans le territoire de la wilaya de Khenchela

Cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DES REMBLAI,

Dans une seconde étape, cette étude a permis de mettre en œuvre Calcul détaillés de la stabilité de 3 section a l'aide du code plaxis .

Les pentes des talus de déblai seront de 2H/1V en terrain meuble et de 3H/2V en massif rocheux. Dans le déblai de hauteur supérieur à 10m, celui-ci doit être équipé des risbermes tous les 10m, avec une largeur de 3,0m et une pente de 4%.

Les pentes de talus de remblai seront de 3H/2V à la première risberme et de 2H/1V après la deuxième risberme. Les remblai de hauteur supérieure à 5m, doivent être équipés des risbermes qui seront de 1,5m de large à la première et de 3m de large à la deuxième.

Les matériaux de déblai extraits peuvent être réutilisés en remblai en prêtant l'attention particulière sur les conditions suivantes:

Mis en remblai de hauteur faible (inférieure à 10m)

Fragmentation intense et suffisante avant mise en œuvre

Enlèvement des éléments grossiers

Compactage de toutes les couches par épaisseur de 20 cm

Compactage intense (95% de l'OPN à l'essai Proctor modifié)

Réaliser la protection contre le ravinement des talus

Renforcer le corps de remblai à l'aide du géotextile ou du géogrille

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

L.CLOSSET ET F.WOJTKOWIAK .(1993). geotéchnique appliquée à la sécurité des exploitations à ciel ouvert des terrains alluvionnaires.

BENKECHIDA FATIHA.(2011). etude parametrique de remblais sur sols compressibles comparaison entre differents de comportement de sol. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.

BENDADOUCHE H., LAZIZI S. (2013). Glissements de terrain et confortements pages bleues.

IDENTIFICATION DES RISQUES (2008). Département de l'Environnement, Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques Maroc. Le risque sismique version 1.0

COSTET J. ET SANGLERAT G. (1983). Cours pratique de mécanique des sols, tome 2. Edition Eyrolles.

DJENANE M. (2006). Modélisation numérique de L'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure application au métro d'Alger. Mémoire de Magister à l'université colonel El Hadj Lakhdar Batna.

DURVILLE J.L. ET SEVE G. Stabilité des pentes : Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, C254.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2001). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Cnepru_01_r2.

KHEMISSA M. (2006). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG 06) : "Risques géotechniques

et environnementaux liés à l'aménagement". INSA – Lyon, France, 27-29 juin 06 (accepté).

KHEMISSA M. (2005). Méthodes d'Analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes. Actes du Séminaire International sur les risques Naturels liés aux Glissements de Terrain et d'éboulement Rocheux, Université de Guelma, CD-ROM, 15-6 novembre 05, CD.

KHEMISSA M., AYADAT T., RAHMOUNI Z. (2001). Méthodologie d'étude et techniques de confortement des versants instables. Cnepru_01_r1.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1993). Etude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Etudes et recherches des LPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, série Géotechnique, N° GT 153, 204 pages.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1997). Etude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Revue française de Géotechnique, N° 81, pp. 3-25.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2003). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r1.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z., MAHAMED A. (2003). Prise en compte de l'action sismique dans les études de stabilité et de renforcement des pentes instables. Cnepru_03_r2.

KHEMISSA M., RAHMOUNI Z. (2003). Analyse de la stabilité et stabilisations par pieux du versant instable de Sidi Ahmed (Bejaia, Algérie). Actes du 13^{ème} Congrès Régional Africain de la géotechnique (13 CRA), Marrakech, Maroc, 8-11 décembre 03, Ed.Sahli et al., ISBN 9954- 4807-0-2, pp.163-168.

MAGNAN J.P. (2000). Cours de Mécanique des sols et des roches.

MESTAT P. (2001). Introduction à la Modélisation par éléments finis des ouvrages géotechniques.

PECKER A. Dynamique des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.

PHILIPPONNAT G. Fondations et ouvrages en terre. Edition Eyrolles