



République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement supérieur et la Recherche
Scientifique



Université Larbi Tebessi. Tébessa
Faculté des Sciences Exactes, des Sciences de la Nature et de la Vie
Département : Sciences de la Terre et de l'Univers

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de
Master

Domaine : Science de la Terre et l'Univers

Filière : Géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

Thème :

*Traitement d'un glissement de terrain abritant une
construction : cas du nouveau siège (CREAD) à Tipaza.*

Présenté par :

GUENEZ Ferial

Devant le jury :

Mr. FEHDI Chemeseddine

Mr. DJABRI Mohamed

Mr. BOUMEZBEUR Abderrahmane

Prof. Université de Tébessa

MCB Université de Tébessa

Prof. Université de Tébessa

Président

Rapporteur

Examineur

Date de soutenance: 09/06/2022

Dédicace

Je tiens à exprimer mes plus profondes reconnaissances :

*À **Mon Dieu***

Pour m'avoir donné la force d'écrire ce mémoire.

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours
Présents dans mon Cœur :*

*À mes très chères parents : **Zoubir** et **Hayette**.*

Pour leurs amours, leurs sacrifices et leurs encouragements.

*À celui que j'aime mon frère : **Fares** .*

*À mes belles et adorables sœurs : **Ikram** , **Nadjeh**, **Oulefa**, **Jana**.*

Je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès.

Et À toute ma famille.

*À ma belle copine, ma moitié: **Mehania**.*

*À meilleur amie, mon fidèle ami et mon marié : **Mahieddine**,*

*À mes très chères amies que je vous rencontrés pendant mon
parcours universitaires : **Imane**, **Douaa**, **Roumaissa** et **Rahma***

À tous ceux qui sont dans mon cœur...

Feriel.

Remerciement

Tout d'abord, je remercie **DIEU** de m'avoir donné la force et le courage d'accomplir ce travail et la volonté d'achever mes études.

➤ Je désire remercier particulièrement, mon encadreur :

Monsieur **Djabri Mohamed**, docteur à département des sciences de la terre et de l'univers de l'université Larbi Tebessi —Tébessa. Pour m'avoir proposé ce sujet, de m'avoir dirigé depuis le début jusqu'à la fin de ce travail et pour m'avoir fait bénéficier de ces compétences scientifiques, sa disponibilité et surtout pour ses judicieux conseils.

➤ J'adresse aussi mes sincères reconnaissances à l'ensemble des membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont donné pour soutenir ce travail.

➤ En fin, Je n'oublierai pas tous ces personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail, merci à tous....



Guenez Feriel

Résumé

Le phénomène d'instabilité des talus est un problème d'intérêt pour les chercheurs dans le domaine de la géotechnique qui dépend de plusieurs paramètres et critères.

Dans ce travail, nous sommes intéressés de réaliser une étude géotechnique du glissement de terrain au niveau du Centre de Recherche en Economie Appliquée pour le Développement (**CREAD**) dans la ville de Tipaza par plusieurs méthodes sous différentes configurations statique et dynamique, portant sur de multiples paramètres (géométrie et structures géologiques du versant, paramètre dynamique et hydraulique).

Pour arriver aux objectifs visés, des analyses numériques (éléments finis) et analytiques (équilibre limite) de la pente ont été faites avec le code PLAXIS2D.V8.2. le but de déterminer le coefficient de sécurité et les déplacements horizontaux dans différentes situations avant et après la mise en place des systèmes de confortement.

Les résultats trouvés indiquent premièrement que le terrain est instable d'où il nécessite d'appliquer des moyens de confortement les plus favorables techniquement. Deuxièmement les inclusions rigides comme les pieux proposer donne des résultats très acceptables montrant leurs efficacités vis à vis la stabilisation des structures existantes.

Les mots clés : Glissement de terrain, Éléments finis, Équilibre limite, Coefficient de sécurité.

ملخص

ظاهرة عدم استقرار المنحدرات هي مشكلة تهم الباحثين في مجال الجيوتقنية، والتي تعتمد على عدة عناصر ومعايير.

في هذا العمل، نحن مهتمون بإجراء دراسة جيوتقنية للانزلاق الأرضي على مستوى مركز الأبحاث في الاقتصاد التطبيقي من أجل التنمية (CREAD) في مدينة تيبازة بعدة طرق تحت تكوينات ثابتة وديناميكية مختلفة، تغطي معايير متعددة و مختلفة (الهندسة والتركيبات الجيولوجية للمنحدر، الديناميكية و الهيدرولوجية).

لتحقيق الأهداف المنشودة، تم إجراء عدة تحليلات منها رقمية (العناصر المنتهية) وأخرى تحليلية (توازن الحد) للمنحدر باستخدام برنامج PLAXIS2D.V8.5 من أجل تحديد معامل الأمان والتحركات الأفقية في المواقع المختلفة قبل وبعد تركيب أنظمة التسليح أو الدعم.

تشير النتائج التي تم العثور عليها أولاً إلى أن المنحدر غير مستقر، حيث تتطلب تطبيق أكثر الوسائل ملائمة لتعزيز تقنياً. ثانياً، تعطي التضمينات الصلبة مثل الأكوام المقترحة نتائج مقبولة جداً تُظهر فعاليتها فيما يتعلق بتثبيت الهياكل الموجودة.

الكلمات المفتاحية: الانزلاق الأرضي، العناصر المنتهية، توازن الحد، عامل الأمان.

Abstract

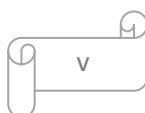
The phenomenon of slope instability is a problem of interest for researchers in the field of geotechnics, which depends on several parameters and criteria.

In this work, we are interested in carrying out a geotechnical study of the landslide at the level of the Research Center in Applied Economics for Development (CREAD) in the city of Tipaza by several methods under different static and dynamic configurations, covering multiple parameters (geometry and geological structures of the slope, dynamic and hydraulic parameter).

To achieve the targeted objectives, numerical (finite element) and analytical (limit equilibrium) analyzes of the slope were made with code 5 PLAXIS2D.V8.2, in order to determine the factor of safety and horizontal movements in different situations before and after the installation of the reinforcement systems.

The results found indicate firstly that the ground is unstable from where it requires the application of the most favorable means of reinforcement technically. Secondly the rigid inclusions such as the proposed piles give very acceptable results showing their effectiveness with respect to stabilization of existing structures.

Keywords: Landslide, Finite elements, Limited equilibrium, Safety factor.



Liste des notations

\mathbf{a}_h	m/s^2	L'accélération pseudo-statique horizontale.
\mathbf{a}_v	m/s^2	L'accélération pseudo-statique verticale.
\mathbf{b}	m	Largeur de la tranche.
\mathbf{C}	KPa	Cohésion.
\mathbf{C}'	KPa	Cohésion effective.
\mathbf{E}	MPa	Module pressiométrique.
\mathbf{F}_S	-	Coefficient de sécurité.
\mathbf{F}_h	KN	force sismique pseudo-statique horizontale.
\mathbf{F}_v	KN	force sismique pseudo-statique verticale.
\mathbf{h}_i	m	Hauteur de la tranche.
\mathbf{H}	m	Hauteur de talus.
\mathbf{k}_h	-	Coefficient sismique horizontal.
\mathbf{K}_V	-	Coefficient sismique vertical.
\mathbf{L}	m	Longueur de talus.
\mathbf{m}_α	-	Facteur d'ajustement de Bishop.
\mathbf{Ms}	Degré	Magnitude sismique.
\mathbf{N}	-	Composantes normale du poids.
\mathbf{P}_L	Bar	Pression limite.
\mathbf{R}	m	Rayon du cercle de glissement.
\mathbf{T}_C	-	Tirs centré.
\mathbf{T}_D	-	Tirs direct.
\mathbf{T}_R	-	Tirs inverse.
\mathbf{T}_F	-	Tirs fenêtre.
\mathbf{U}	KN/m^2	Pression interstitielle.
\mathbf{U}_L	KN	L'effort dû à la pression d'eau latérale.
\mathbf{V}_S	m/s	Vitesse de propagation d'onde sismique de cisaillement.
\mathbf{V}_P	m/s	Vitesse de propagation d'onde sismique de compression.
\mathbf{W}_i	KN	Poids de la tranche.
φ'	Degré	Angle de frottement interne effectif du sol.
φ	Degré	Angle de frottement interne du sol.
β	Degré	Angle d'inclinaison de talus.
α_i	Degré	Angle d'inclinaison de chaque tranche.
θ_i	Degré	L'angle formé par la résultante et l'horizontale.
γ	KN/m^3	Poids volumique du sol.
γ_w	KN/m^3	Poids volumique d'eau.
σ	KN/m^2	Contrainte.
τ_{max}	KPa	Résistance au cisaillement maximale.
λ	-	Un scalaire constant.

Liste des abréviations

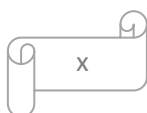
CGS	Centre Géophysique et sismique.
CRAAG	Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique.
IGN	Institut Géographique National.
LPC	Laboratoire de Ponts et Chaussée.
MASW	Multi-Channel Analysis of Surface Waves.
NEIC	National Enforcement Investigations Center.
RPA	Règle Parasismique Algérienne.

Liste des figures

Figure	Titre	Page
Figure I.1.	Affaissement de terrain.	5
Figure I.2.	Phénomène de retrait de gonflement.	6
Figure I.3.	Phénomène de fluage.	6
Figure I.4.	Effondrements des cavités souterraines.	7
Figure I.5.	Écroulements et chutes de blocs.	7
Figure I.6.	Les coulées de boue.	8
Figure I.7.	Schéma typique d'un glissement plan.	9
Figure I.8.	Schéma typique d'un glissement rotationnel.	10
Figure I.9.	Glissement de forme quelconque.	10
Figure I.10.	Glissement de Mila (7 Août 2020).	12
Figure I.11.	Effondrement de Casbah (5 juin 2022).	13
Figure I.12.	Effondrement de terrain à Naples (8 janvier 2021).	13
Figure I.13.	Glissement terrains en Colombie (10 Novembre 2020).	13
Figure I.14.	Analyse pseudo-statique d'équilibre limite pour les charges sismiques.	14
Figure I.15.	Exemple de talus de déblai dans des sols de la matrice meuble érodés – CW Boukerdane TIPAZA.	16
Figure II.1.	Situation géographique de la commune de Tipaza.	18
Figure II.2.	Les grands domaines d'origine alpine en méditerranée occidentale.	19
Figure II.3.	Les grands ensembles de l'édifice structural alpin de l'Algérie du Nord orientale.	21
Figure II.4.	Cadre structural schématique de l'Algérie (Wildi 1983).	21
Figure II.5.	Colonne litho stratigraphique de la Mitidja.	25
Figure II.6.	Extrait de la carte géologique de la région de Tipaza échelle (1/500000).	25
Figure II.7.	Notice de la carte géologique de la wilaya de Tipaza (à partir de la carte géologique de l'Algérie du Nord au 1/500000).	26
Figure II.8.	Carte géomorphologique de la wilaya de Tipaza.	27
Figure II.9.	Photo satellite du site en date du (04.09.2009).	27
Figure II.10.	Carte hydrogéologique de la région d'Alger échelle (1/200.000).	28
Figure II.11.	Carte des systèmes aquifères Algérois.	29
Figure II.12.	La carte hydrogéologique de secteur d'étude.	30
Figure II.13.	Réseau hydrographique de la Mitidja (Source A. Aymé 1959).	30
Figure II.14.	Variation des précipitations annuelles au cours de la période 2000-2015 dans la région centre de la wilaya de Tipaza.	31
Figure II.15.	Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003. (Source CGS).	32
Figure II.16.	Carte sismo-tectonique de la région d'Alger (CGS, 1998).	33
Figure II.17.	Plan d'implantation des sondages.	34
Figure II.18.	Schéma d'un sondage pressiométrique.	36
Figure II.19.	Schéma l'installation du tube piézométrique.	39
Figure II.20.	Mesure à l'inclinomètre au niveau du site d'étude.	40
Figure II.21.	Cellule triaxial.	44
Figure II.22.	Principe de la méthode Down Hole.	46
Figure II.23.	Variation des vitesses V_p et V_s en fonction de la profondeur.	47
Figure II.24.	Modèle de terrain de profil sismique 01.	49

Figure II.25.	Modèle de vitesses des ondes S.	50
Figure II.26.	Classification des sols pour SC 02 et SC 03.	52
Figure II.27.	Classification des sols pour SC 04 et SC 05.	52
Figure II.28.	La source d'eau courante non captée et les herbes d'indice d'eau.	53
Figure II.29.	Dépôt d'un remblai en haut de la pente.	54
Figure II.30.	Des fissures centimétriques au niveau du sol dans le sens perpendiculaire à la pente.	54
Figure II.31.	Dégradation de bâtiment.	55
Figure II.32.	Les fissures de traction dans la structure.	55
Figure II.33.	Cassure de la poutre.	55
Figure III.1.	État des contraintes le long de la courbe de rupture.	59
Figure III.2.	L'abaque de Taylor.	61
Figure III.3.	Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellinus.	61
Figure III.4.	Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop.	63
Figure III.5.	Equilibre d'une tranche de sol JANBU.	64
Figure III.6.	Cercle du pied.	66
Figure III.7.	Cercle du flanc de talus.	66
Figure III.8.	Cercle à mi- pente.	66
Figure III.9.	L'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus.	67
Figure III.10.	L'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied.	69
Figure III.11.	Localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux.	69
Figure III.12.	Discretisation par tranche de la pente.	70
Figure IV.1.	Modèle géométrique du talus.	80
Figure IV.2.	Maillage du modèle.	81
Figure IV.3.	Les conditions hydrauliques.	82
Figure IV.4.	La distribution des contraintes effectives.	82
Figure IV.5.	Procédure de calcul statique.	83
Figure IV.6.	Déplacement horizontal du modèle.	84
Figure IV.7.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec).	84
Figure IV.8.	Les mailles déformées.	85
Figure IV.9.	Déplacement horizontale du modèle.	85
Figure IV.10.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé).	86
Figure IV.11.	Comparaison des résultats (déplacement horizontale / l'essai inclinométrique).	86
Figure IV.12.	Comparaison des résultats (déplacement horizontale / l'essai inclinométrique).	87
Figure IV.13.	Procédure de calcul dynamique	87
Figure IV.14.	Déplacement horizontal du modèle.	88
Figure IV.15.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec).	88
Figure IV.16.	La maille déformée.	89
Figure IV.17.	Le déplacement horizontal du modèle.	89
Figure IV.18.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec surcharge à l'état saturé).	89
Figure IV.19.	Valeur d'accélération horizontale pour un terrain terrassé avec bâtiment.	90
Figure IV.20.	Le déplacement horizontale après l'installation de pieu au milieu du	91

	versent.	
Figure IV.21.	La déformation de cisaillement.	92
Figure IV.22.	La contrainte de cisaillement.	92
Figure IV.23.	Le résultat de coefficient de sécurité.	93
Figure IV.24.	Valeur de coefficient de sécurité après renforcement.	93



Liste des tableaux

Tableau	Titre	Page
Tableau I.1.	Classification selon la profondeur de la surface de glissement.	10
Tableau I.2.	Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.	11
Tableau II.1.	Lithologie des sondages carottés.	35
Tableau II.2.	Classification des sites.	36
Tableau II.3.	Coupes de sondages à la tarière.	37
Tableau II.4.	Valeurs de (E/PL) et type de sol.	37
Tableau II.5.	Moyenne harmonique des valeurs des essais pressiométriques et classification du site.	38
Tableau II.6.	Lectures piézométrique.	39
Tableau II.7.	Résultats d'essai inclinométrique de (30/12/2019 au 09/03/2020).	40
Tableau II.8.	Les résultats des essais d'identification physique.	41
Tableau II.9.	Classification du sol selon l'indice I_p .	42
Tableau II.10.	État du sol en fonction de l'indice de consistance.	43
Tableau II.11.	Résultats des sols testés selon l'abaque de CASAGRANDE.	43
Tableau II.12.	Valeurs de C et ϕ Cisaillement rectiligne type (UU-CD).	44
Tableau II.13.	Valeurs de C et ϕ Essai triaxial.	45
Tableau II.14.	Résultats d'analyses chimiques.	45
Tableau II.15.	Les valeurs de V_p et V_s .	46
Tableau II.16.	Les modules dynamiques pour le SC 01.	48
Tableau II.17.	Valeurs des V_p et V_s pour chaque terrain.	49
Tableau II.18.	Classification des sols grenus.	51
Tableau III.1.	F_S en fonction de grandeur par rapport à une grandeur limite.	59
Tableau III.2.	Valeur de F_S en fonction de l'état de l'ouvrage.	59
Tableau III.3.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.	71
Tableau III.4.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	71
Tableau III.5.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.	72
Tableau III.6.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.	72
Tableau III.7.	Coefficient d'accélération (RPA).	73
Tableau III.8.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sac.	74
Tableau III.9.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	74
Tableau III.10.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sac.	75
Tableau III.11.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	75
Tableau III.12.	Les valeurs de F_S pour tous les cas de calcul.	76

Tableau IV.1.	Propriétés des sols.	81
Tableau IV.2.	Les valeurs des coefficients de sécurité obtenues.	90
Tableau IV.3.	Les résultats de la modélisation pour les différents cas après confortement.	93

Table des matières

Dédicace	i
Remerciement	ii
Résumé	iii
ملخص	iv
Abstract	v
Liste des notations	vi
Liste des abréviations	vii
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xi
Table des matières	xiv
Introduction générale	2

Chapitre I : Étude bibliographique sur les mouvements des terrains

I.1. Introduction	5
I.2. Définition des mouvements des terrains	5
I.2.1. Les affaissements	5
I.2.2. Les tassements	6
I.2.3. Le retrait-gonflement	6
I.2.4. Fluage	6
I.2.5. Les effondrements	7
I.2.6. Les écroulements et les chutes de blocs	7
I.2.7. Les coulées boueuses	8
I.3. Classification du mouvement du terrain	8
I.3.1. Les mouvements lents et continus	8
I.3.2. Les mouvements rapides et discontinus	8
I.4. Les glissements des terrains	9
I.4.1. Glissements plan	9
I.4.2. Glissements rotationnelle	9
I.4.3. Glissements quelconque	10
I.5. Classification des glissements de terrain	10
I.6. Facteurs influent sur la stabilité des terrains	11
I.7. Exemple des mouvements des terrains	12
I.7.1. En Algérie	12
I.7.2. dans le monde	13
I.8. Étude dynamique des mouvements des terrains	14
I.8.1. Méthode de calcul de stabilité dans les conditions dynamique	14
I.8.1.1 Méthode pseudo statique	14

I.9. Les méthodes de confortements	15
I.9.1. Stabilisation par terrassement	15
I.9.3. protection superficiel	15
I.10. Conclusion	16

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

II.1. Introduction	18
II.2. Situation géographique de la région	18
II.3. Cadre géologique	19
II.3.1. Géologie régionale	19
II.3.1.1. Domaine interne	19
II.3.1.2. Domaine des flyschs	20
II.3.1.3. Domaine externe	20
II.3.2. Géologie locale	21
II.3.2.1. Les terrains éruptifs	22
II.3.2.2. Terrains primaire	22
II.3.2.3. Terrains secondaire	22
II.3.2.4. Les terrains Tertiaires	23
II.3.2.5. Les terrains Quaternaires	24
II.4. La géomorphologie	26
II.5. L'hydrogéologie	28
II.5.1. Hydrogéologie régionale	28
II.5.2. Hydrogéologie locale	29
II.6. L'hydrologie	30
II.6.1. hydrographie	30
II.6.2. Précipitation	31
II.7. La sismicité	31
II.7.1. Classification parasismique	31
II.7.2. La sismo-tectonique et sismicité historique	32
II.8. Reconnaissances géotechniques	33
II.8.1. L'investigation in-situ	33
II.8.1.1. Sondages carottés	34
II.8.1.2. Essais pressiométriques	36
II.8.1.3. Niveau piézométrique	38
II.8.1.4. Essai inclinométrique	39
II.8.2. Identification au laboratoire	41
II.8.2.1. Essais physiques	41
a. Teneur en eau naturelle (w %)	41
b. Degré de saturation (S_r %)	41
c. Poids spécifique	41
d. Analyse granulométrie	42

e. Limite d'atterberg	42
II.8.2.2. Essais mécanique	43
a. Essais de cisaillement rectiligne à la boite	43
b. Essai cisaillement triaxial	44
II.8.2.3. Analyse chimique	45
II.9. Reconnaissance géophysique	45
II.9.1. Essai géophysique (Down-Hole)	46
II.9.2. Essais géophysique (sismique réfraction)	48
II.10. Classifications des terrains et des sols	50
II.10.1. Classification L.P.C	50
II.10.1.1. Les Sols grenus	50
II.10.1.2. Les sols fins	51
II.10.2. Classification selon (Règles Parasismiques Algérienne) 1999 /version 2003	53
II.10.2.1. Par les essais in situ	53
II.11. Problématique	53
II.12. Conclusion	56

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

III.1. Introduction	58
III.2. Notion du coefficient de sécurité	58
III.3. Les méthodes classiques du calcul de stabilité des pentes	60
III.3.1. Méthode analytiques	60
III.3.1.1. La méthode globale	60
III.3.1.2. Méthode des tranches	61
III.3.1.2.1. La méthode de FELLINUS	61
III.3.1.2.2. Méthode de BISHOP simplifiée	62
III.3.1.3. Méthodes de l'équilibre des moments et des forces	63
III.3.2. Les méthodes basées sur les éléments finis	64
III.4. Choix de la méthode de calcul	65
III.5. Les différents types de rupture	65
III.5.1. Détermination du type de glissement et le cercle critique	67
III.5.2. Guide pour la localisation du cercle critique	68
III.6. Application pour le cas d'étude	68
III.6.1. Calcul A Long Terme ($\varphi' = 14^\circ$)	68
III.6.1.1. Calcul statique de coefficient de sécurité	70
III.6.1.1.1. Terrain terrassé avec bâtiment	70
III.6.1.1.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	70
III.6.1.1.1.2. Calcul par la méthode de Bishop	72
III.6.1.2. Calcul sous l'effet sismique de coefficient de sécurité	73
III.6.1.2.1. Terrain terrassé avec bâtiment	73
III.6.1.2.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	73
III.6.1.2.1.2. Calcul par la méthode de Bishop	75

III.6.1.3. Représentation des résultats obtenus	76
III.7. Conclusion	77

Chapitre IV : Modélisation numérique d'un glissement de terrain

IV.1. Introduction	79
IV.2. Présentation de programme PLAXIS	79
IV.2.1. Plan général de du programme PLAXIS	79
IV.2.2. Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS	80
IV.2.2.1. Définition des données	80
IV.2.2.2. La géométrie de modèle	80
IV.2.2.3. Les conditions aux limites	80
IV.2.2.4. Caractéristiques des matériaux	81
IV.2.2.5. Génération du Maillage	81
IV.2.2.6. Conditions initial	81
IV.2.2.7. Phasage de calcul	82
IV.2.2.8. Les résultats de la modélisation	83
IV.2.2.8.1. Dans le cas statique	83
a. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec	83
b. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé	85
IV.2.2.8.2. Dans le cas dynamique	87
a. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec	88
b. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé	89
IV.3. Représentation des résultats obtenus et interprétations	90
IV.4. Les méthodes de confortement proposées	91
IV.5.1. Cas statique	91
IV.5.1.1. Résultats de calcul obtenu avec Plaxis	91
IV.5.2. Cas pseudo-statique	93
IV.5.2.1. Résultats de calcul obtenu avec Plaxis	93
IV.5.3. Interprétation des résultats	94
IV.4. Conclusion	94
Conclusion générale et recommandations	96
Références bibliographique	98
Annexe	I

*Introduction
générale.*



Introduction générale

L'analyse de la stabilité des pentes est l'un des importants sujets de recherche dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. La modélisation des glissements de terrains est complexe et demeure encore aujourd'hui un thème de recherche inachevé.

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui se produisent dans les régions montagneuses caractérisées par une morphologie accidentée. Ils provoquent des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion et séisme) où est la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des décès.

Ces phénomènes se développent dans un massif de sols meubles ou dans des formations argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

Aujourd'hui, ce problème constitue l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages en Algérie vu sa fréquence importante surtout au nord algérien qui est réputé pour ses mouvements de terrain multiples à cause de son caractère géologique, géomorphologique, sismique et climatique. Ces phénomènes sont constatés dans divers régions tel que : Alger, Bejaia, Tipaza... etc.

Les méthodes utilisées pour traiter le problème de stabilité des pentes reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches). Ces approches, quoique pratiques, ne sont pas rigoureuses, le calcul numérique (méthode des éléments finis...) conduit à une meilleure maîtrise du problème de stabilité des pentes.

L'analyse d'un terrain par la méthode pseudo statique consiste à remplacer l'action du tremblement de terre par une force stique constante proportionnelle à l'accélération de l'évènement et appliqué à une masse de sol potentiellement instable.

Ce travail est basé sur l'étude de la stabilité des terrains par différentes méthodes à s'avoir analytiques et numériques au niveau du Centre de Recherche en Economie Appliquée pour le Développement (**CREAD**) dans la wilaya de Tipaza qui soumis à des sollicitations statiques et dynamiques sous différentes conditions hydrogéologiques et géomorphologies à

l'aide des méthodes classiques en utilisant le code de calcul en élément finis (PLAXIS V8.2) et de proposées les méthodes et les moyens les plus adéquats de confortements.

Pour atteindre les objectifs visés, ce travail est divisé en quatre chapitres avec une introduction générale.

Le premier chapitre présente des généralités sur les mouvements de terrain ; leurs types et les facteurs qui influent sur l'instabilité d'un versant, avec quelques exemples à travers le monde et en Algérie et les méthodes dynamique de calcul de stabilité avec les différentes méthodes de renforcement.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude géologique régionale et locale, présentation hydrogéologique, hydrologique, la sismicité de la région et une reconnaissance géotechnique et géophysique détaillée du site in-situ et au laboratoire et l'analyse et l'interprétation des résultats obtenus

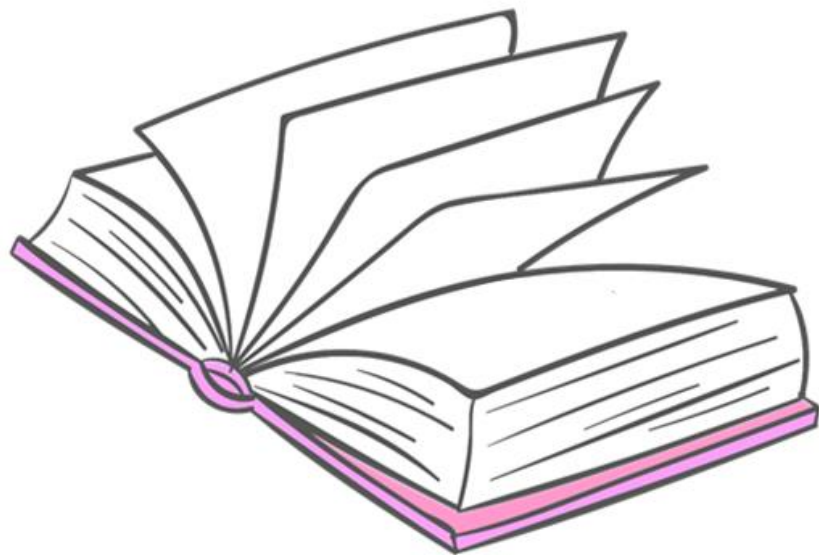
Dans le troisième chapitre, nous présentons les méthodes classiques d'étude de la stabilité des pentes avec quelques notions sur le coefficient de sécurité FS, munie d'une application numérique en utilisant les méthodes analytiques (méthode des tranches) selon plusieurs configurations à l' l'aide des deux fameuses méthodes classiques de Bishop et FILLINUS.

Dans le quatrième chapitre on a introduira une approche nous permettant de donner un modèle de ce glissement en utilisant la méthode des éléments finis par le code PALXIS V.8.2 afin de comparer les résultats de calcul manuel et au logiciel et de vérifier le système de confortement.

Finalement, une conclusion générale est présentée avec des recommandations.

Chapitre I:

*Étude
bibliographique
sur les
mouvements des
terrains.*



I. 1. Introduction

Notre objectif dans ce chapitre est d'étudier les phénomènes de mouvements de terrains et leur impact sur les régions du monde et de l'Algérie. En définissant et en décrivant ses types selon la vitesse (lente, rapide), puis en présentant les principaux facteurs qui influent sur la stabilité de la terre (géologique, hydrogéologique, géomorphologique, sismiques ...etc.). On a présenté quelques exemples de glissement de terrain survenus dans le monde, notamment en Algérie, et les méthodes dynamiques de calcul de la stabilité des pentes, et en fin en donnant les principales techniques de renforcement.

II. 2. Définition des mouvements des terrains

Les mouvements des terrains sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble (sols y compris) et d'eau, sous l'effet de la gravité. Résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol ou du sous-sol. Ils sont en fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Ils créent des risques à la vie et aux constructions. [1][2]

Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures. [3]

I. 2.1. Les affaissements

L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette plus ou moins profonde à grand rayon de courbure due au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutives à l'évolution d'une cavité souterraine. Il n'y a pas de rupture en surface. [1]

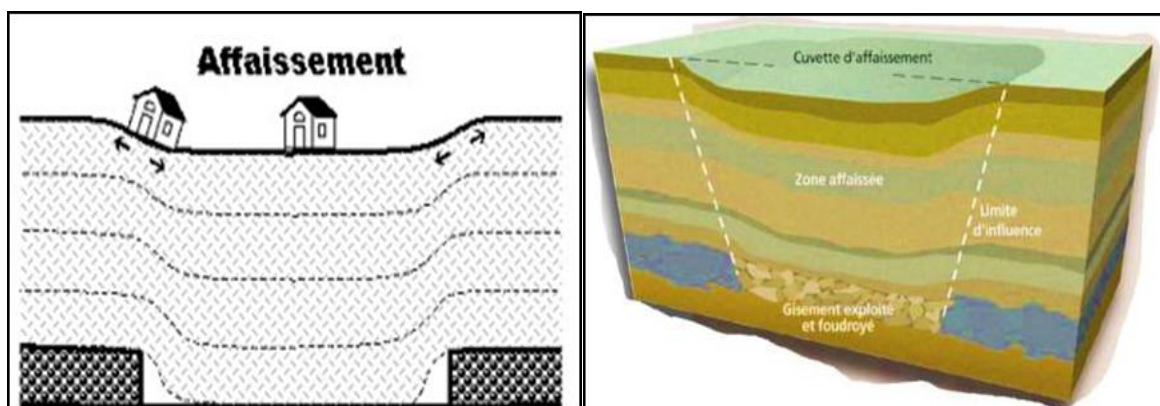


Figure I.1. Affaissement de terrain. [1]

I. 2.2. Les tassements

Le tassement c'est une diminution de volume du sous-sol sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affectent surtout des terrains vaseux, argileux ou tourbeux, s'appuyant sur des couches aquifères (sables, graviers, alluvions, colluvions, etc.). [4]

I. 2.3. Le retrait-gonflement

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de retrait. À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement. [4]

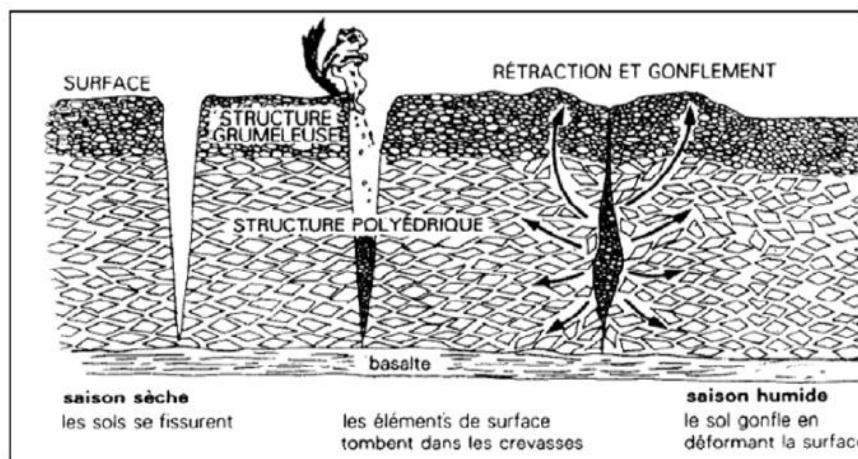


Figure I.2. Phénomène de retrait de gonflement. [4]

I. 2.4. Le fluage

Le fluage est un mouvement de terrain lent, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture et sans variation apparente de sollicitation mécanique ou hydraulique

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués contrairement au glissement. [5]

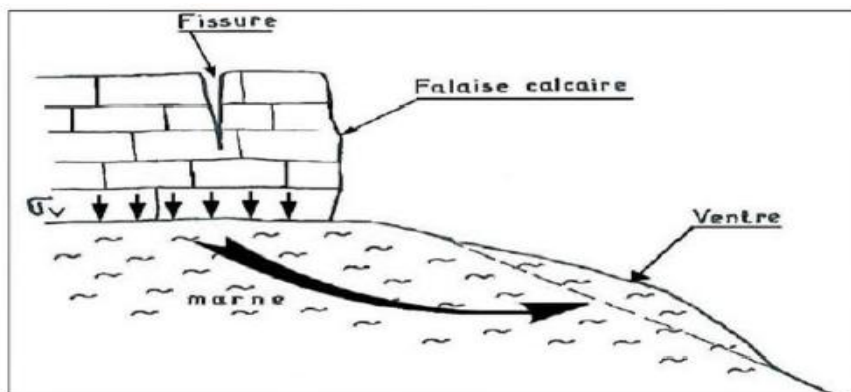


Figure I.3. Phénomène de fluage. [6]

I. 2.5. Les effondrements

Ce sont des mouvements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières), avec ouverture d'excavations. [7]

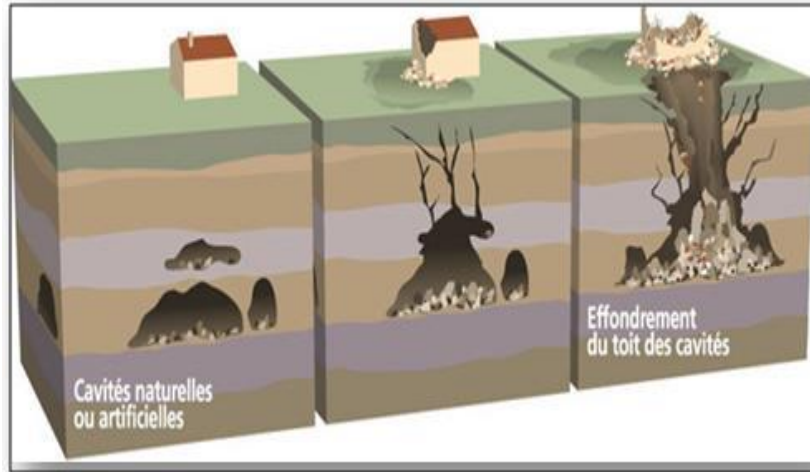


Figure I.4. Effondrements des cavités souterraines. [8]

I. 2.6. Les écroulements et les chutes de blocs

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. Ecoulement un grand volume du massif rocheux se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant.

Les chutes de blocs sont des mouvements ponctuels en milieu rocheux fracturé et fissuré.

[9]

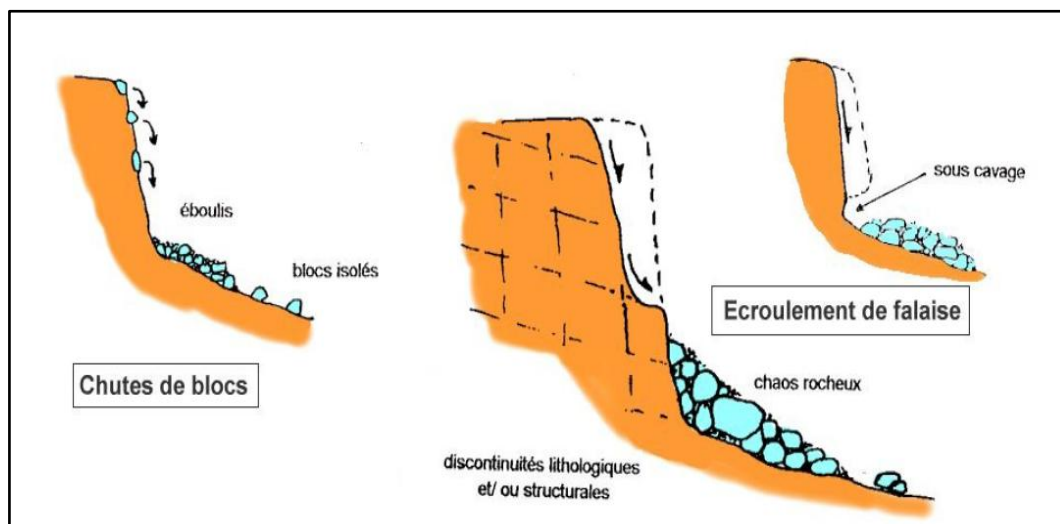


Figure I.5. Écroulements et chutes de blocs. [10]

I. 2.7. Les coulées boueuses

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse caractérisée par un transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

Leurs matériaux sont généralement des matériaux meubles (argiles, limons à blocs, terrain d'altération). [3]

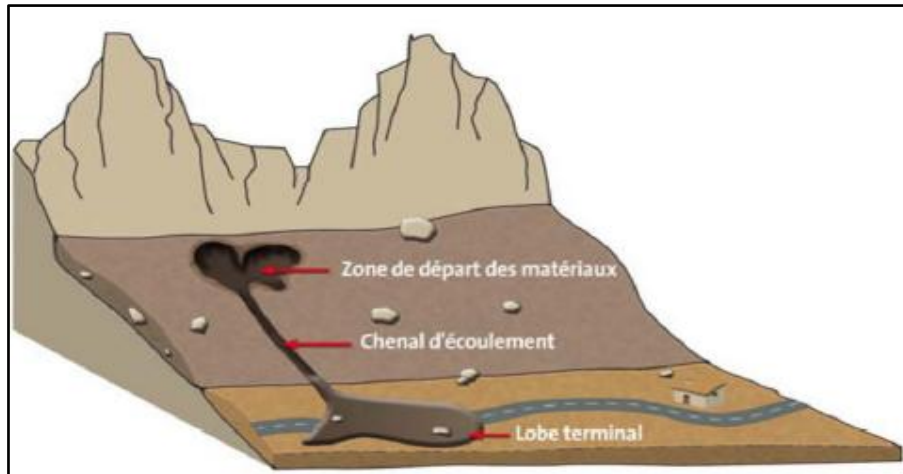


Figure I.6. Les coulées de boue. [1]

I. 3. Classification du mouvement du terrain

Ces classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain. Les principaux critères de classification retenus sont :

- Types de terrains affectés;
- Types de mouvements;
- Vitesse des processus;
- Taux de remaniement des matériaux après le mouvement. [9]

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

I. 3.1. Les mouvements lents et continus

Ils entraînent déformation progressive des terrains qui ne sont pas toujours perceptibles par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions. [1]

I. 3.2. Les mouvements rapides et discontinus

Se propageant de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les écroulements, l'effondrement, les chutes de blocs et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale. [1]

I. 4. Les glissements des terrains

Un glissement de terrain correspond à un déplacement d'une masse de terrain meuble ou rocheux le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, des forces extérieures (hydraulique, ou sismique), ou d'une modification des conditions aux limites. [11][12]

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

I. 4.1. Glissements plan

Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérite et son substrat, il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres, il se produit surtout en milieu rocheux. [13]

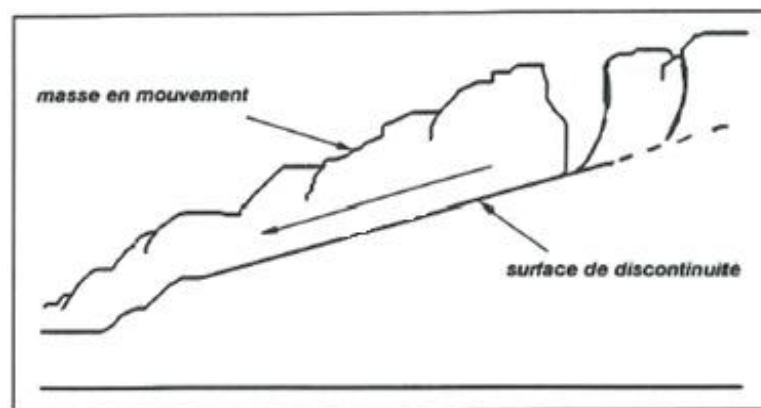


Figure I.7. Schéma typique d'un glissement plan. [14]

I. 4.2. Glissements rotationnel

Ce type de glissement est très fréquent. La masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains homogènes et isotropes. [15]

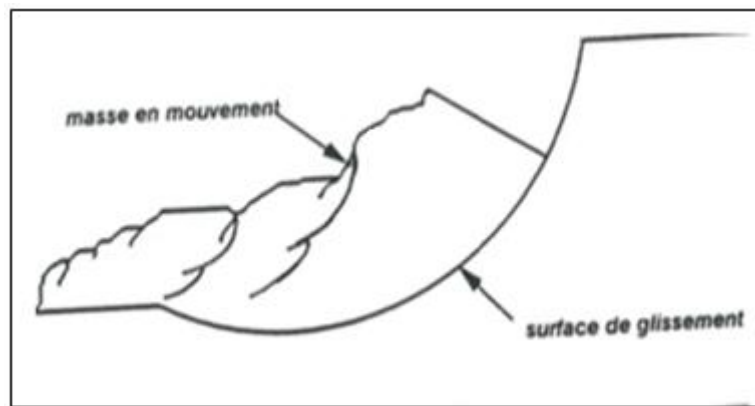


Figure I.8. Schéma typique d'un glissement rotationnel. [14]

I. 4.3. Glissements quelconque

Lorsque le sol est hétérogène ou anisotrope il peut y avoir formation de glissements "complexes" dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans. Les volumes des masses en mouvement varient de quelques mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes. [15]

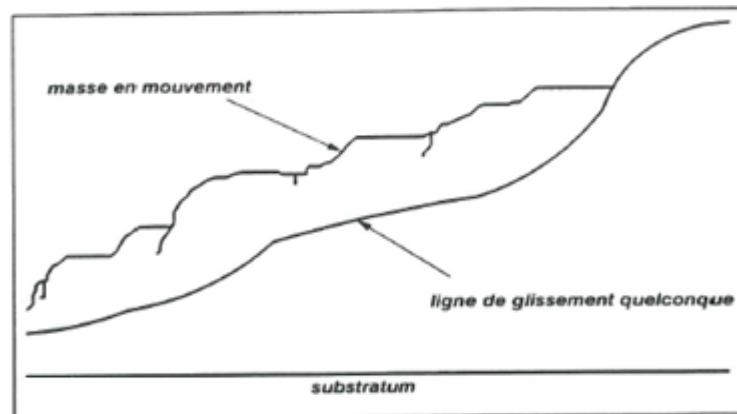


Figure I.9. Glissement de forme quelconque. [14]

I. 5. Classification des glissements de terrain

Les glissements des terrains peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement. [16]

Tableau I.1. Classification selon la profondeur de la surface de glissement.

Glissement	Surface de Glissement
Superficiel	0- 2 m
Semi-Profond	02-10 m
Profond	10-30 m
Très Profond	> 30 m

Tableau I.2. Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Glissement	Vitesse de glissement
Sub-stabilisé, très lent	0-2 cm/an
Peu actif	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm/an

I. 6. Facteurs influent sur la stabilité des terrains

On distingue plusieurs facteurs qui influencent sur la stabilité des pentes, et sur le mécanisme de leur déformation. Chacun des facteurs prédétermine la stabilité des pentes en fonction de la nature des liaisons structurales des sols et des roches.

Les principaux facteurs qui sont à l'origine du mouvement et de son évolution sont les suivants : [17]

➤ Géologiques

- Lithologie des formations (composition, granulométrie, caractères, texture) ;
- Situation tectonique ;
- Spécificités structurales et texturales des terrains ;
- Propriétés mécaniques des terrains.

➤ Hydrogéologiques

- Eaux superficielles qui traversent le terrain (ruissellement) ou se situent à proximité d'une source ;
- Eaux souterraines dans les terrains ;
- Présence d'eau dans les contacts entre les roches ou dans les discontinuités tectoniques.

➤ Géotechniques

- Résistance des sols et des roches au cisaillement ;
- Cohésion des sols et des roches ;
- Angle de frottement interne.

➤ Géographiques et climatiques

- Relief du site ;
- Régime des précipitations ;

Chapitre I : Étude bibliographique sur les mouvements des terrains.

- Régime des températures ;
- Conditions spécifiques du gel-dégel.

➤ Géométrie

Les facteurs modifiant la géométrie du terrain, sont principalement décrits par la hauteur H du talus et son angle β d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, notamment les travaux terrassement (déblaiement remblaiement).

➤ Facteurs anthropiques

L'homme, par ses nombreuses interventions lors de travaux d'aménagement, intervient surtout dans la modification morphologique du massif rocheux et des conditions hydrauliques initiales. L'action anthropique peut être distinguée :

- Par l'activité humaine : surexploitation ;
- Par l'urbanisation. [13]

➤ Facteurs sismiques

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissement de terrain, deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sable fins saturé susceptible de provoquer le glissement des formations sous-jacent
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même. [18]

I. 7. Exemple des mouvements des terrains

I. 7.1. En Algérie

- Les Glissements de terrains induits par les tremblements de terre : à Mila, Est-Algérien quartier El-Kherba à cause de séisme de magnitude de 4,9 degré.



Figure I.10. Glissement de Mila (7 Août 2020). [19]

Chapitre I : Étude bibliographique sur les mouvements des terrains.

- Effondrement d'un immeuble sis au 15 rue père et fils Boudérias à la Casbah d'Alger.



Figure I.11. Effondrement de Casbah (5 juin 2020). [20]

I. 7.2. Dans le monde

- Effondrement du parking de l'hôpital de Naples après une implosion en Italie.



Figure I.12. Effondrement de terrain à Naples (8 janvier 2021). [21]

- Glissements de terrain et inondations dans le tiers Nord de la Colombie et le Nord-Ouest du Venezuela : 34 morts



Figure I.13. Glissement terrains en Colombie (10 Novembre 2020). [21]

I. 8. Étude dynamique des mouvements des terrains

Toute méthode d'analyse de stabilité des pentes sous sollicitations sismiques doit permettre de prendre en compte sous une forme ou une autre le chargement volumique dû au séisme. Les séismes agissent sur un terrain en pente de deux façons, en jouant sur les forces d'inertie qui perturbent les équilibres des poids, et en modifiant le comportement du sol, (Liquéfaction, ramollissement, fatigue...).

I. 8.1. Méthode de calcul de stabilité dans les conditions dynamique

I. 8.1.1. Méthode pseudo statique

La méthode pseudo-statique est l'approche la plus simple pour évaluer la stabilité d'une pente sous les vibrations d'un tremblement de terre. Dans son exécution, la méthode d'équilibre limite est modifiée pour inclure les forces sismiques statiques horizontales et verticales (Figure I.14), qui sont employées pour simuler les forces à inertie potentielle dues à l'accélération au sol lors d'un tremblement de terre. Les magnitudes des forces pseudo-statiques sont :

$$F_h = \frac{a_h w}{g} = k_h w \quad (\text{II.1})$$

$$F_v = \frac{a_v w}{g} = k_v w \quad (\text{II.2})$$

Où :

a_h, a_v : Sont respectivement les accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale ;

k_h, k_v : Sont respectivement les coefficients sismiques horizontal et vertical ;

W : Est le poids de la masse de rupture. [22]

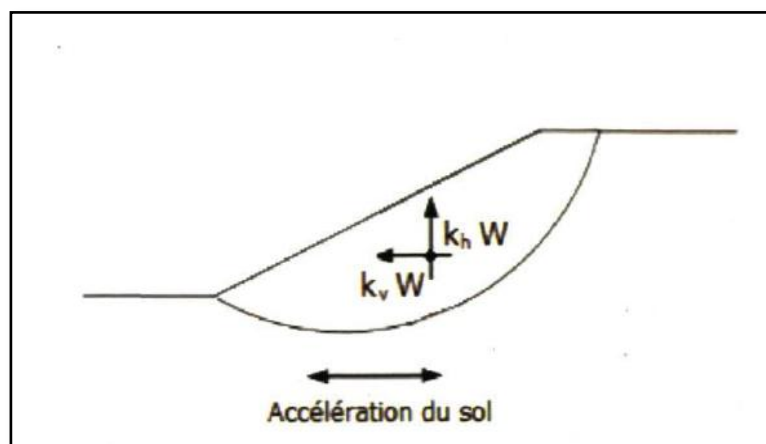


Figure I.14. Analyse pseudo-statique d'équilibre limite pour les charges sismiques. [22]

I. 9. Les méthodes de confortements

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti ; L'accessibilité du site ;
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux ;
- La cinématique du glissement.

Les techniques de stabilisation peuvent être regroupées en deux grandes familles :

I. 9.1. Stabilisation par terrassement

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

- Les conditions sur l'équilibre des masses (allègement en tête et butée en pied) ;
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons). [18]

I. 9.2. Protection superficielle

C'est une protection active dont le but est de limiter l'érosion superficielle (liée au gel-dégel et aux eaux de ruissellement) de la matrice meuble des talus, responsable du déchaussement de pierres ou de petits blocs lors de fortes précipitations.

La technique consiste à réinstaller un couvert végétal sur une pente mise à nu par l'érosion ou par des travaux de terrassement, ce qui permet à la végétation de fixer le talus par son emprise au sol (racines, couvert aérien) et limite ainsi le départ de sols et de pierres. En

Parallèle, des dispositifs peuvent être installés pour stabiliser les terrains et assurer la prise de la végétation.

La technique de protection superficielle nécessite au préalable :

- L'étude de stabilité de talus ;
- La détermination des zones sensibles à purger ;
- L'étude hydrogéologique et la prise en compte des écoulements superficiels ;
- L'étude pédologique, écologique et la détermination des espèces végétales les plus adaptées ainsi que la technique de semis à employer. [23]



Figure I.15. Exemple de talus de déblai dans des sols de la matrice meuble érodés – CW Boukerdane TIPAZA. [23]

I. 10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons montré le deux types de mouvements de terrain qui existent dans la nature et qui sont les mouvements lents et rapides. Et aussi étudie les différentes phases d'un glissement de terrain et les causes (soit à la géologie, la géomorphologie et l'hydrologie du site) pouvant induire ou déclencher une instabilité.

Les mouvements de terrain sont un problème majeur pour les structures à proximité des barrages ou des pentes, causant souvent des dommages. Connaître les différentes formes des phénomènes d'instabilité des versants permet de mieux comprendre le phénomène (géométrie, formes d'instabilité) pour découvrir des solutions et protections pour l'homme et la matière selon l'étude de la stabilité par différentes méthodes de calcul.

Chapitre II:

*Étude géologique,
hydrogéologique
et géotechnique
de la région.*



II. 1. Introduction

Les moyennes de reconnaissances, géologique géomorphologique, hydrogéologique, géotechnique et la sismicité permet de comprendre les conditions de terrain qui constituent des facteurs de prédisposition du site au problème de glissement. Ainsi, les paramètres ayant conduit à la rupture de l'équilibre initial du site pourront être définis. Les données présentées dans ce chapitre sont issues des travaux effectués sur la région d'étude ainsi que nos observations sur site, dans le but de préparer le terrain pour la compréhension et la mise en œuvre des solutions fiables à des problèmes complexes d'instabilité mécanique affectant la zone.

II. 2. Situation géographique de la région

La commune de Tipaza érigée chef-lieu de wilaya, se situe dans les confins Ouest de Sahel d'Alger et dans la partie Est du massif du Chenoua et la vallée de l'oued Nador, elle se trouve à 80 km d'Alger. Le territoire de la Wilaya de Tipaza couvre une superficie 1707 km². Elle est limitée géographiquement par :

- Au Nord par la mer méditerranée ;
- Les Communes de Sidi Rached et de Nador au sud ;
- La commune d'Ain Tagourait à l'Est ;
- La commune de Cherchell à l'Ouest. [24]



Figure II.1. Situation géographique de la commune de Tipaza. [25]

II. 3. Cadre géologique

II. 3.1. Géologie régionale

La région d'étude fait partie de la zone plissée de l'Atlas tellien ce dernier appartient aux zone externe de la chaîne des maghrébines, qui résulte probablement de la convergence et la collision d'un élément de la marge Sud européenne avec la marge Nord-africaine.

Du Sud au Nord la chaîne des maghrébines constituées par les nappes et les structures qui sont issues de ces trois domaines paléogéographiques suivant :

- ✓ Domaine interne ;
- ✓ Domaine des flysch ;
- ✓ Domaine externe.

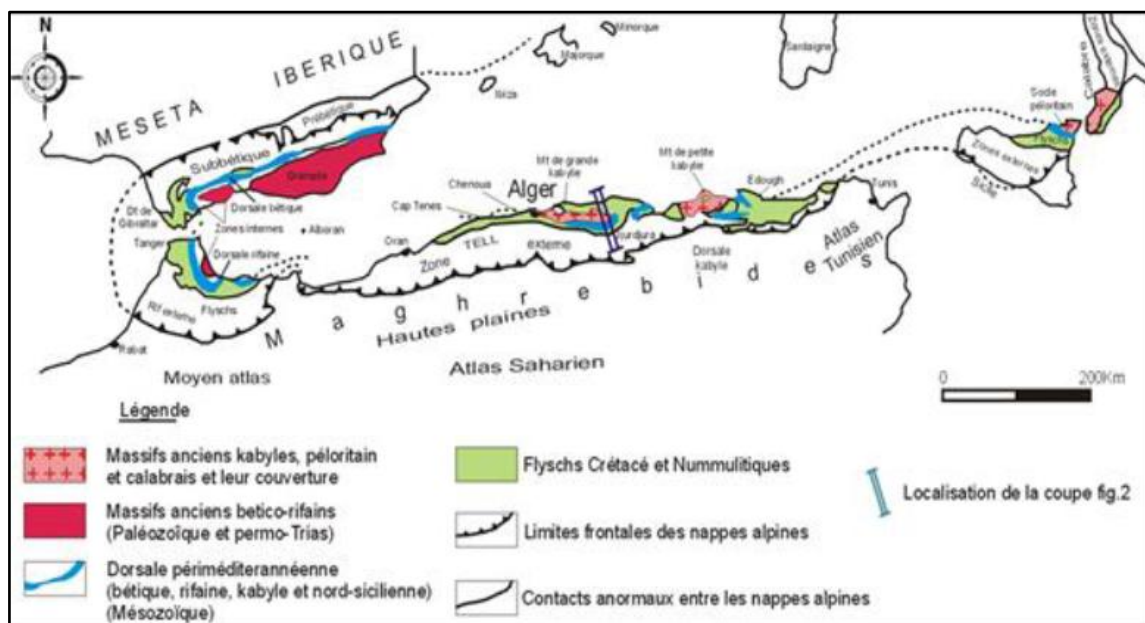


Figure II.2. Les grands domaines d'origine alpine en méditerranée occidentale. [26]

II. 3.1.1. Domaine interne

En Algérie, il s'agit du socle kabyle limité par la dorsale kabyle au Sud. Le socle kabyle regroupe l'affleurement d'un socle métamorphique caractérisé par des formations cambriennes (granulite, phyllade, gneiss) et une couverture sédimentaire du paléozoïque au tertiaire tandis que la dorsale kabyle représente une bande étroite de formations sédimentaires secondaires et tertiaires.

➤ Socle kabyle

Il comprend trois ensembles lithologiques :

- Un ensemble cristallophyllien inférieur, formé de gneiss à intercalations, parfois puissant, de marbre et d'amphibolites ;

- Un ensemble cristallophyllien supérieur, comportant des schistes ou phyllades, des grés...etc.) ;
- La couverture sédimentaire paléozoïque du socle cristallin, peu ou pas métamorphique, dont les séries comprennent des termes de l'ordovicien, du silurien, du dévonien, ainsi du carbonifère inférieur.

II. 3.1.2. Domaine des flyschs

La complexité structurale de la zone des flysch ainsi que la pauvreté de celle-ci en fossiles, ils ont été longtemps mal connus J.F.Raoult (1969) distingue :

- ✓ Les flyschs mauritaniens ;
- ✓ Les flyschs messaliens ;
- ✓ La nappe numidienne.

➤ Les flyschs mauritaniens

C'est une seule série qui contient de bas en haut :

- Des radiolarites rouges du Malm avec un flysch argilo – gréseux d'âge crétacé inférieur ;
- Des calcaires conglomératiques ou micro conglomératiques à bandes silicifiées blanches d'âge Crétacé supérieur ;
- Des formations conglomératiques et micro conglomératiques d'âge Yprésien.

➤ Les flyschs massyliens

Flysch argilo-quartzitique d'âge Crétacé inférieur avec des Phtanites du Cénomaniens suivi par une alternance d'argiles et de micro-brèches du Crétacé supérieur.

➤ Le flysch numidien

Flysch gréseux Oligo-aquitain, qui atteint le Burdigalien inférieur se dépose en discordance sur les premiers contacts tectoniques séparant les unités du domaine interne et la nappe du flysch mauritanien.

II. 3.1.3. Domaine externe

Le domaine externe représente la marge téthysienne du continent africain, on peut distinguer deux grands types de séries:

- ✓ Les séries telliennes ;
- ✓ Les séries de l'avant pays.

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.

➤ Les séries telliennes

Il s'agit de séries très épaisses à dominante marneuse d'âge jurassique à éocène lui-même subdivisé en trois grandes unités (J.M.Vila 1980) qui sont du nord vers le sud.

- Les unités ultras telliennes;
- Les unités telliennes sensu stricto ;
- Les unités péni-telliennes. [26]

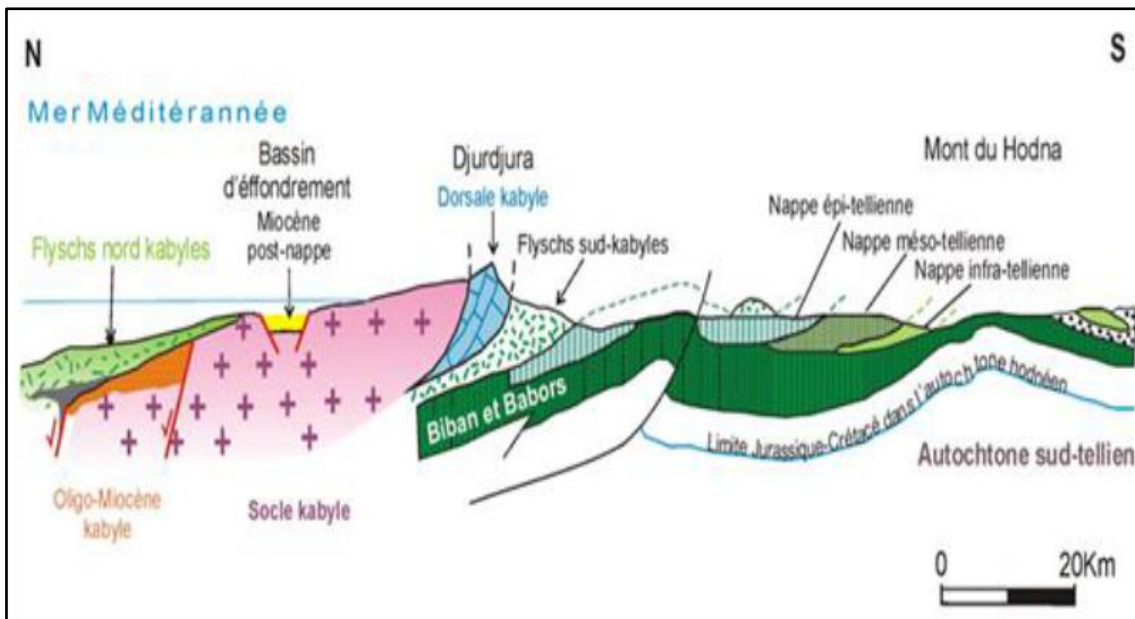


Figure II.3. Les grands ensembles de l'édifice structural alpin de l'Algérie du Nord orientale.

[26]

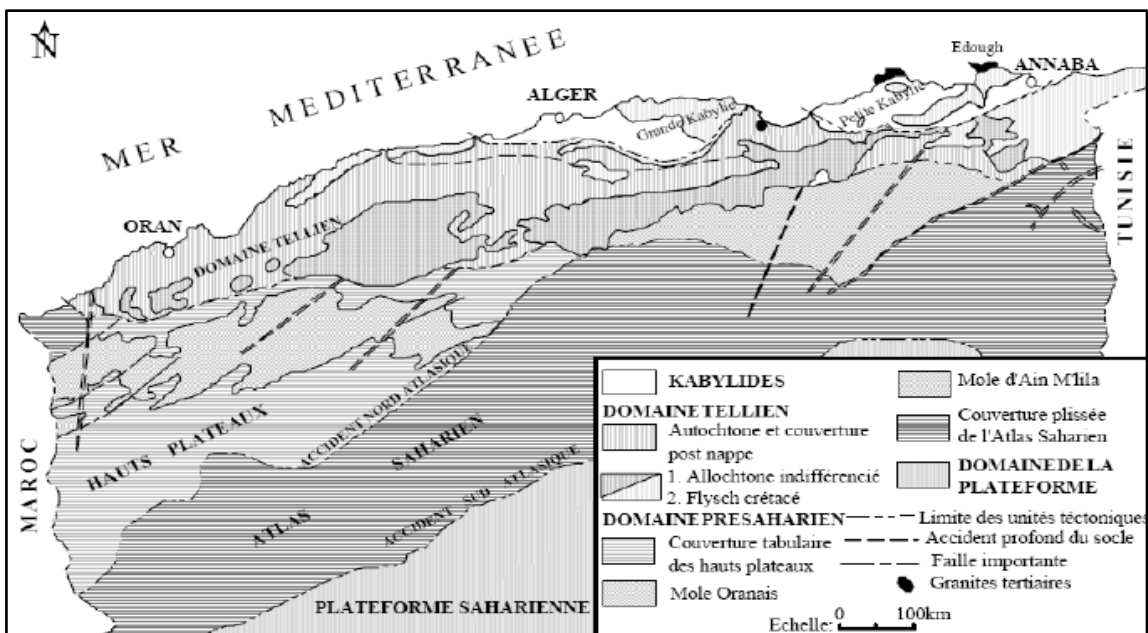


Figure II.4. Cadre structural schématisique de l'Algérie (Wildi 1983). [27]

II. 3.2. Géologie locale

La région de TIPAZA se situe dans la partie centrale du Sahel, elle présente une région dont l'étendu suivant le littoral est de 150 Km au centre Nord de ce territoire le massif de Chenoua culmine à 900 m d'altitude, au Sud-Ouest se dresse le massif de Bouimaad qui appartient à l'Atlas Blidien.

La litho stratigraphie de la région se répartie sur les structures suivantes :

- ✓ Terrains éruptifs ;
- ✓ Terrains primaire ;
- ✓ Terrains secondaire ;
- ✓ Terrains Tertiaires ;
- ✓ Terrains quaternaire.

II. 3.2.1. Terrains éruptifs

Ils n'apparaissent qu'en pointements de faible superficie en bordure du littoral. Ils sont représentés par des Granites, Granodiorites au sud de Hadjret En Nous et des Syénites près de Cherrhell, des liparites quartzifères et feldspathiques et dacites sur le flanc sud du Chenoua.

Les affleurements sont plus importants sur la bordure du bassin synclinal Miocène de Menaceur où la roche est surtout constituée d'Angitendésites, où prospère la forêt de chaîne liège.

Toutes ces roches éruptives fournissent des sols non calcaires, siliceux très caillouteux et superficiels à vocation strictement forestière.

II. 3.2.2. Terrains primaire

Ils ne sont présents que sur la moitié du Nord du Mont du Chenoua. Le Dévonien y est représenté par une série de schistes noirs, micro brèches et grès et le Permien par des conglomérats à éléments siliceux, grès variés et argiles rouges.

II. 3.2.3. Terrains secondaire

Les terrains secondaires représentés par :

a. Le Trias

Il forme des pointements isolés assez nombreux dans la partie Est du Zaccar et dans le mont de Chenoua. Il est formé de calcaires jaunâtres, d'argiles rouges ou bariolées et de dolomie.

b. Le Jurassique

Il est formé de calcaire dur comportant quelque fois silex et constitue les lignes de crêtes, les pics et les falaises abrupts. On rencontre cette formation sur le versant Est du Chenoua dépourvu de sols et de couverture végétale.

c. Le Crétacé

Il se décompose en trois étages distincts.

✓ **Le Crétacé inférieur**

Constitue les massifs centraux et les lignes de crêtes du Zaccar (Dj. Bou Maad). Il est composé de schistes, de grès, de quartzites et de calcaires.

L'Albien, formé d'argiles brunes gréseuses et de grès quartziteux, se rencontre surtout dans la forêt de Tizi Franco et de Bou Harb. Cette formation apparaît également au Sud de Menaceur où le chêne liège prolifère sur des grès.

✓ **Le Crétacé moyen**

Il est représenté par le Cénomaniens et le Turonien observé dans le versant Nord et sur le djebel Nador, le Cénomaniens dominant est caractérisé par une alternance de marne argileuses ou de marnocalcaires tendre et roches calcaires dures.

L'érosion a créé un relief accusé par enlèvement des marnes qui forment les bas-fonds et les vallées. Les calcaires durs forment les crêtes rocheuses. Ces formations donnent rarement naissance à des sols cultivables. C'est un substrat géologique à vocation essentiellement forestière.

✓ **Le Crétacé supérieur**

Est représenté par le Sénonien et le Danien. Il est formé par des marnes schisteuses présentant des lentilles de calcaires. Les marnes Cénomaniennes donnent naissance à des sols agricoles du moins dans les zones à topographie favorable ; sur les fortes pentes, elles sont couvertes de forêts de pins.

Ces formations géologiques sont à vocation agricole lorsque la topographie et l'épaisseur du sol sont favorables et à vocation forestière sur les hauts piémonts.

II. 3.2.4. Terrains Tertiaires

a. L'Eocène

Il apparaît sous forme de petits affleurements très dispersés au Sud-Est du massif du

Chenoua, Il est formé de marnes, de grès, de calcaires et de calcaire gréseux de l'Eocène inférieur.

b. Le Miocène

On le retrouve principalement dans la plaine de l'oued Messelmoune et de sidi Ghiles. Il est représenté par plusieurs assises à la base des grès grossiers ; Lorsqu'elle affleure, cette assise donne des pentes rocheuses souvent ravinées.

Au-dessus, viennent s'étagier des couches argilo-gréseuses, puis des marnes parfois gréseuses du Burdigalien, seules les argiles rouges donnent des terres agricoles, les grés et poudingues sont recouverts par des broussailles.

c. Le Pliocène

Il occupe essentiellement la plaine de la Mitidja Ouest, il forme un affleurement de couches gréseuses jaune qui se plongent par des sables à l'ouest.

Par ailleurs, les couches Pliocènes sont constituées par les molasses astiennes du sahel à l'est de Sidi Amar.

Le Pliocène affleure aussi au sud du Cherchell sous forme de mollasse très grossière. A l'Est du bassin de Menaceur, les éventails des cônes de déjection d'Age Pliocène supérieur, sont découpés par des petites vallées.

II. 3.2.5. Terrains Quaternaires

Les formations Quaternaires, généralement meuble, donnent des sols alluviaux profonds à vocation agricole par excellence. Elles couvrent les plaines littorales et les terrasses alluviales des principaux oueds (Mazafran, El Hachem, Nador, Messelmoune et Damous).

Les plaines littorales sont formées par les alluvions actuelles des plages, les dunes actuelles et anciennes (dunes consolidées). Des alluvions anciennes ou récentes donnent généralement des sols sableux convenant parfaitement aux cultures maraichères.

Les terres des terrasses alluviales des oueds sont de texture variable selon les endroits, selon leur Age et selon leurs positions géomorphologiques.

Ces terrasses sont le plus souvent formées d'excellentes terres agricoles localement noyées dans des cônes de déjection et des dépôts torrentiels.

Les principales plaines de la willaya sont constituées par des sédiments Plio-Quaternaires.

[27]

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.

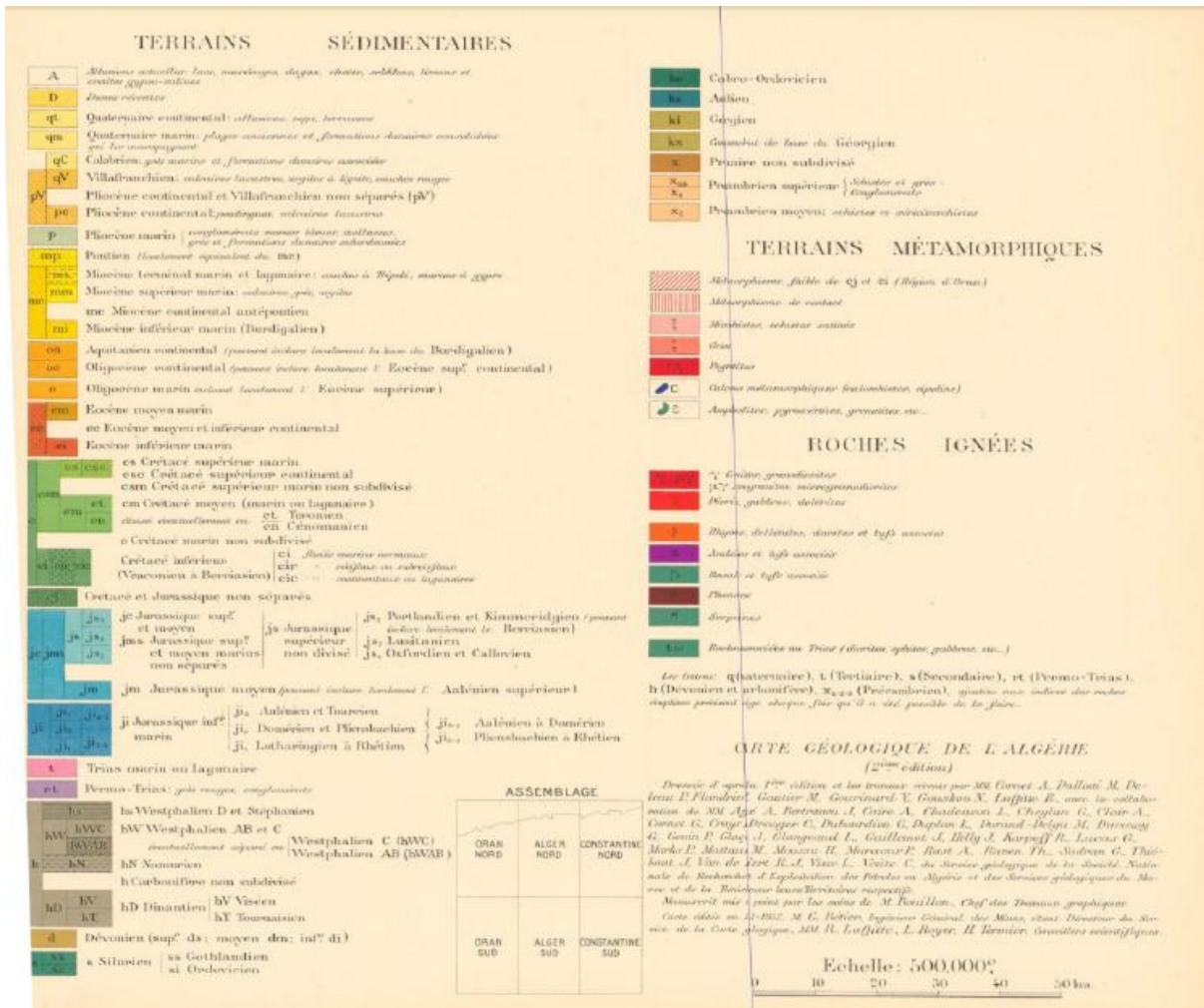


Figure II.7. Notice de la carte géologique de la wilaya de Tipaza (à partir de la carte géologique de l'Algérie du Nord au 1/500000). [27]

II. 4. La géomorphologie

Le territoire de la wilaya de Tipaza couvre une superficie de 1 707 km² qui se répartit en quatre grands ensembles :

- ✓ Montagnes : 336 km² soit 19.6 % de la superficie de la Wilaya ;
- ✓ Piémonts et collines : 577 Km², soit 33.8 % de la superficie ;
- ✓ Plaines : 611 Km², soit 35.7 % du territoire de la Wilaya ;
- ✓ Autres : 183 Km², soit 10.8 % de la superficie de la Wilaya. (Oueds, barrage ...).

Au nord-ouest de la Wilaya, la chaîne de montagne comprenant l'Atlas blidéen laisse place à deux importants ensembles :

- ✓ Les Monts du Dahra et du Zaccar ;
- ✓ Les Monts du Chenoua.

Au Nord-Est, la Mitidja s'étend essentiellement sur la wilaya de Blida et se trouve limitée au niveau de la wilaya de Tipaza par le bourrelet constitué par le Sahel.

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.

Au Nord du Sahel un cordon littoral présente un rétrécissement et une élévation graduelle d'Est en Ouest jusqu'à disparition par endroits à Tipasa et dans les Daïras de Cherchell et Sidi Amar où le relief très accidenté autour du mont du Chenoua présente des escarpements importants en bordure de la mer. [27]

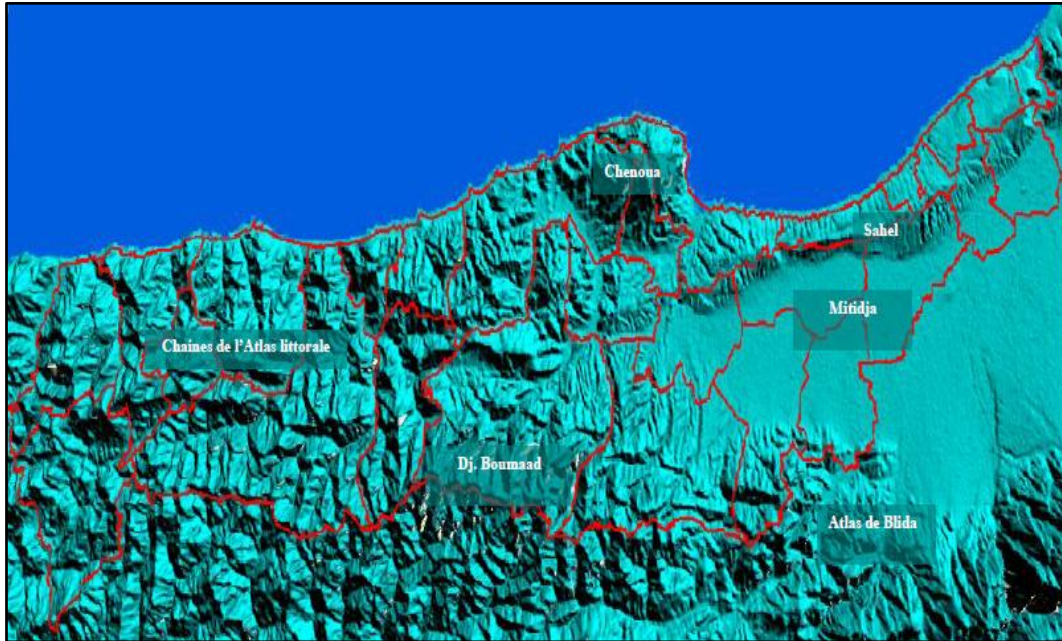


Figure II.8. Carte géomorphologique de la wilaya de Tipaza. [27]

Le terrain autour du projet présente une morphologie accidentée du **Sud** vers le **Nord** globalement, qui dépasse les 10%.

Le siège de CREAD est implanté dans la partie avale d'une colline caractérisée par la présence de quelques arbres et arbustes comme le montre la photo ci-dessous : [28]



Figure II.9. Photo satellite du site en date du (04.09.2009). [28]

II. 5. L'hydrogéologie

II. 5.1. L'hydrogéologie régionale

Les principaux aquifères existant dans la région d'Alger (Figure II.10) sont :

II. 5.1.1. L'aquifère Astien

La formation aquifère la plus importante dans la région d'Alger est la molasse Astienne, cet aquifère, dont le mur est les marnes plaisanciennes, s'étend sous la majeure partie du bassin.

Les principales caractéristiques de cet aquifère sont :

- De grandes surfaces d'affleurements et de larges épaisseurs ;
- Une forte perméabilité ;
- Une recharge assez régulière assurée par la forte pluviométrie (600 à 800 mm/ans).

II. 5.1.2. L'aquifère des alluvions quaternaires

Il est formé principalement par des alluvions récentes, qui passent latéralement aux sables rouges, constitués par le produit d'altération astiens, un certain nombre de puits traditionnels captent ces formations. [29]

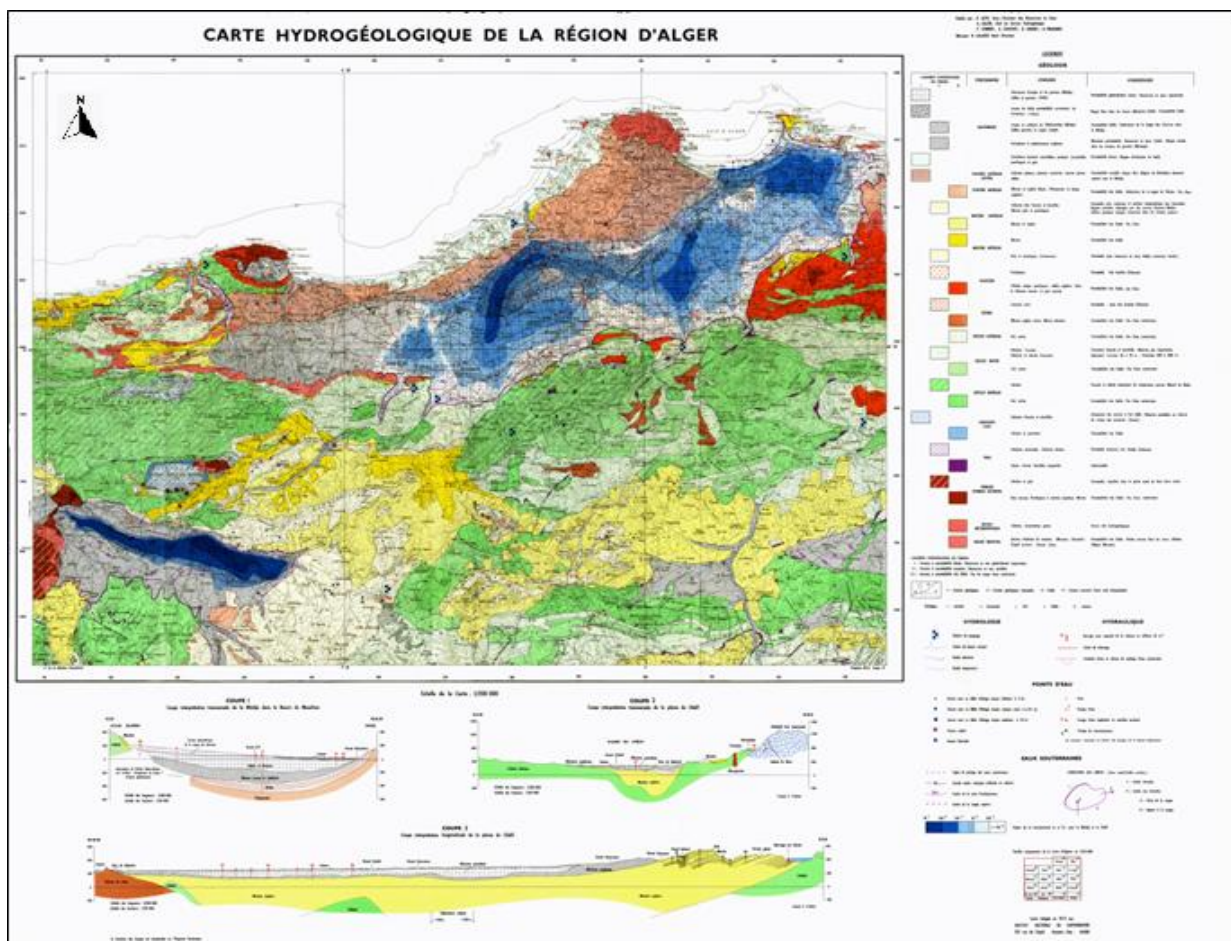


Figure II.10. Carte hydrogéologique de la région d'Alger échelle (1/200.000). [29]

II. 5.2. L'hydrogéologie locale

Au niveau de la wilaya de Tipaza, après la consultation et la synthèse des données disponibles.

Sur l'hydrogéologie de la région, nous distinguons 5 types d'aquifères qui sont les suivantes :

- L'aquifère de la Mitidja ;
- L'aquifère des vallées des cours d'eau actuels ;
- L'aquifère du cordon dunaire ;
- L'aquifère de l'Astien du Sahel d'Alger ;
- L'aquifère karstique des reliefs carbonatés (Zeccar, Chenoua). [27]

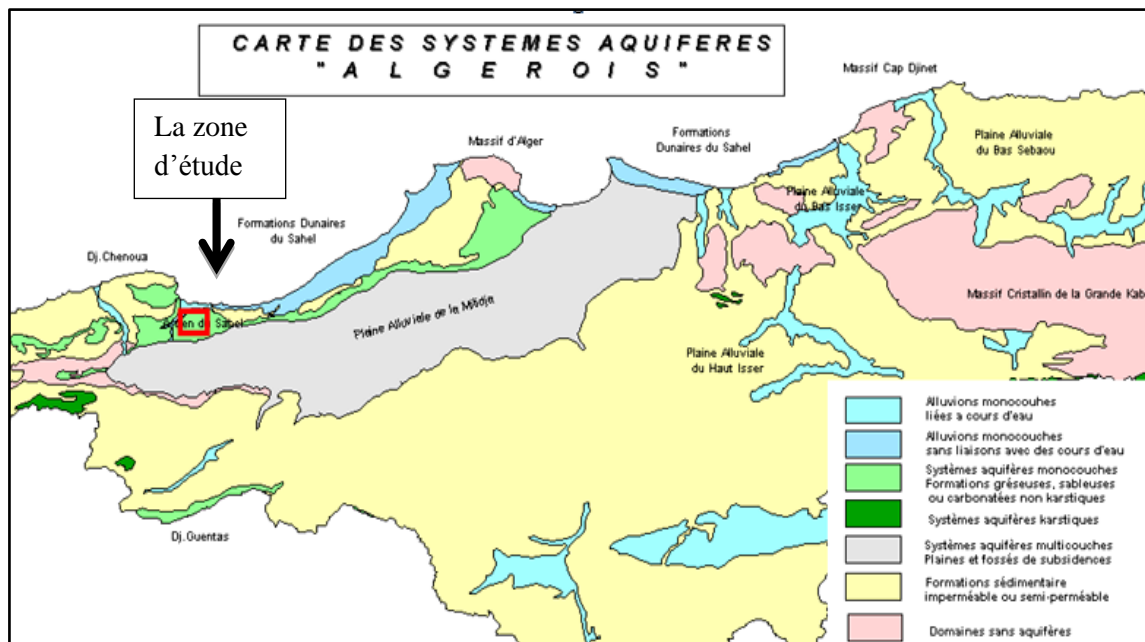


Figure II.11. Carte des systèmes aquifères Algérois. [28]

Notre secteur d'étude appartient aux systèmes aquifères suivants :

- Alluvions monocouches sans liaison avec des cours d'eau ;
- Système aquifère monocouche de formation gréseuse, sableuse ou carbonaté non karstique ;
- Formations sédimentaires perméable ou semi perméables.

Et caractérisée par une nappe libre dans les sables argileux (perméabilité faible). [28]

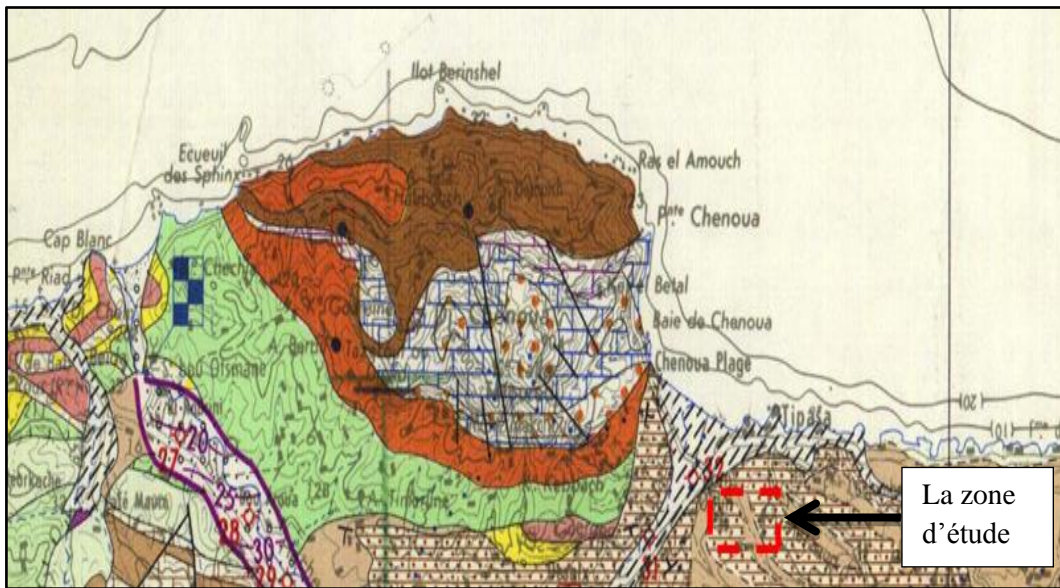


Figure II.12. La carte hydrogéologique de secteur d'étude. [28]

II.6. L'hydrologie

II. 6.1. Hydrographie

Compte tenu de sa position géographique la wilaya de Tipaza dispose d'un réseau hydrographique relativement important d'Est en Ouest, nous rencontrons :

Oued Mazafran ; Oued Nador ; Oued El-Hachem ; Oued Messelmoun ; Oued Sebt ; Oued Harbil et Oued Damous.

La zone d'étude est traversée par un oued de Nador, et par un oued secondaire, Oued Mazafran. [27]

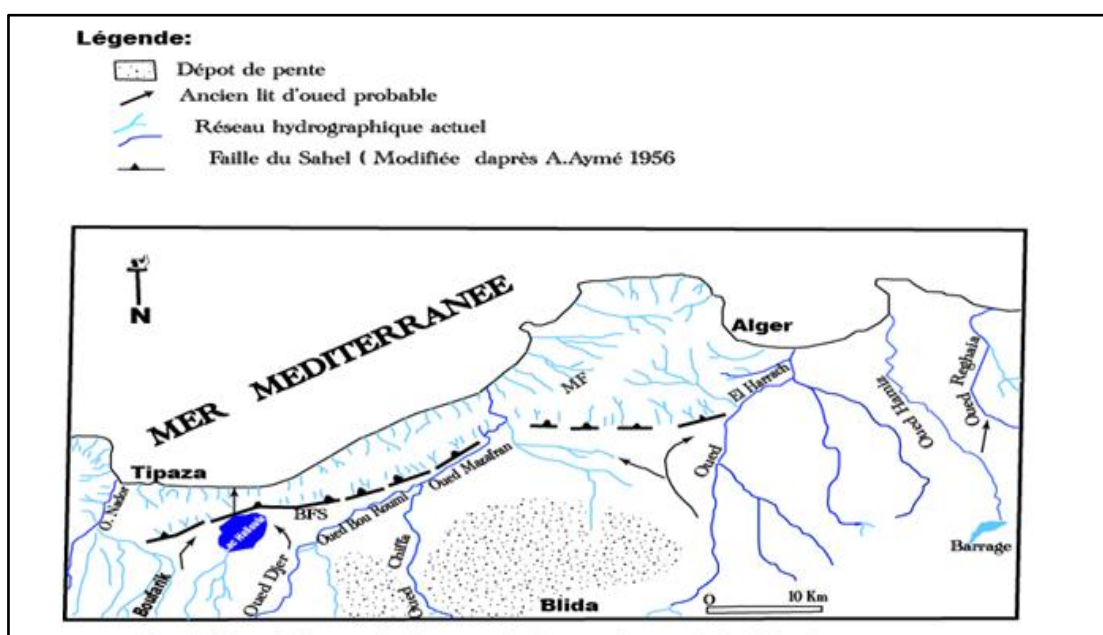


Figure II.13. Réseau hydrographique de la Mitidja (Source A. Aymé 1959). [28]

II. 6.2. Précipitation

Le graphique montre la variation des précipitations annuelles durant la période (2000-2015), la partie centrale de la wilaya montre que l'année la plus pluvieuse est 2012 avec un maximum de 764 mm enregistrée au niveau de la station de Boukerdane et la plus sèche est 2014 avec 382.58 mm au niveau de la station de cherchell. [27]

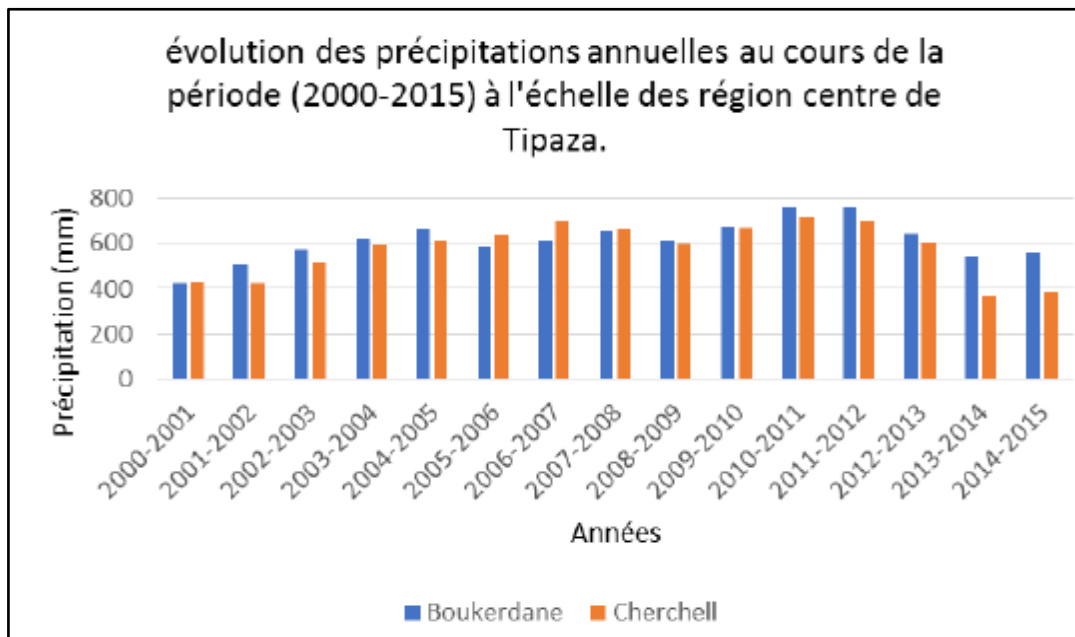


Figure II.14. Variation des précipitations annuelles au cours de la période 2000-2015 dans la région centre de la wilaya de Tipaza. [27]

II. 7. La sismicité

II. 7.1. Classification parasismique

D'après les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003) document Technique réglementaire (B.C2.48), qui ont donné lieu à l'établissement d'un système de classification des zones sismiques détaillé, le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante que sont :

- ✓ **Zone 0** : Sismicité négligeable ;
- ✓ **Zone I** : Sismicité faible ;
- ✓ **Zone IIa et IIb** : Sismicité moyenne ;
- ✓ **Zone III** : Sismicité élevée.

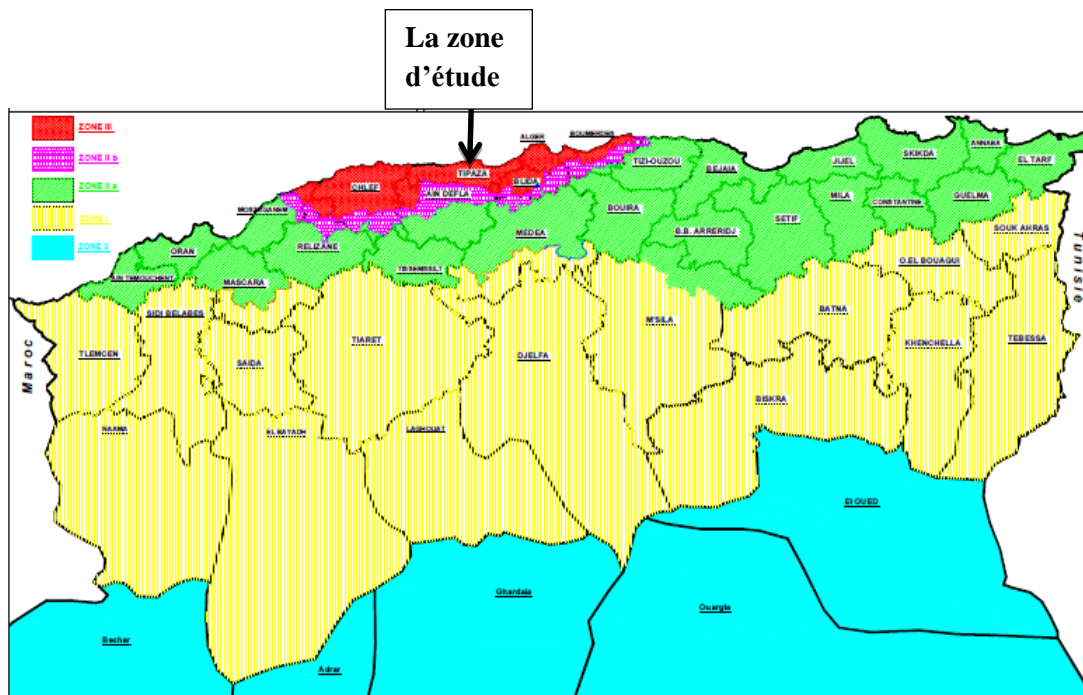


Figure II.15. Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003. (Source CGS). [30]

D'après ce découpage, notre projet appartient à la zone III de sismicité élevée.

II. 7.2. La sismo-tectonique et sismicité historique

La zone d'étude fait partie du Sahel d'Alger qui est un anticlinal asymétrique d'âge plio-quadernaire, situé à l'Ouest d'Alger. Il est caractérisé par un flanc sud plus raide que le flanc nord, formant la limite septentrionale du bassin de la Mitidja. Cet anticlinal est allongé sur plus de 100 km le long de la côte occidentale d'Alger, entre Tipaza à l'Ouest et Alger à l'Est, sur une largeur de 3 km. Cette région est caractérisée par une activité sismique modérée à forte. Plusieurs séismes de magnitudes inférieures à 5 ont été localisés dans les régions de Mhelma, Zeralda, Berard et Kolea. Le plus fort séisme qu'a connu la région occidentale du Sahel est celui de Chenoua du 29 octobre 1989.

La zone algéroise a été le siège de plusieurs séismes importants :

- ✓ Le séisme du Chenoua du 29/10/1989 ($M_s = 6,0$) ;
- ✓ Le séisme de Tipaza du 09/02/1990 ($M_s = 4,9$) ;
- ✓ Le séisme d'Ain Benian du 04/09/1996 ($M_s = 5,7$).

L'épicentre du séisme de Chenoua a été localisé en mer au large de la ville de Tipaza (NEIC, IGN), alors qu'il a été localisé sous le Mont de Chenoua par le CRAAG. La zone des répliques a une direction NE-SW, sur une longueur de 10 km et une largeur de 5 km. [28]

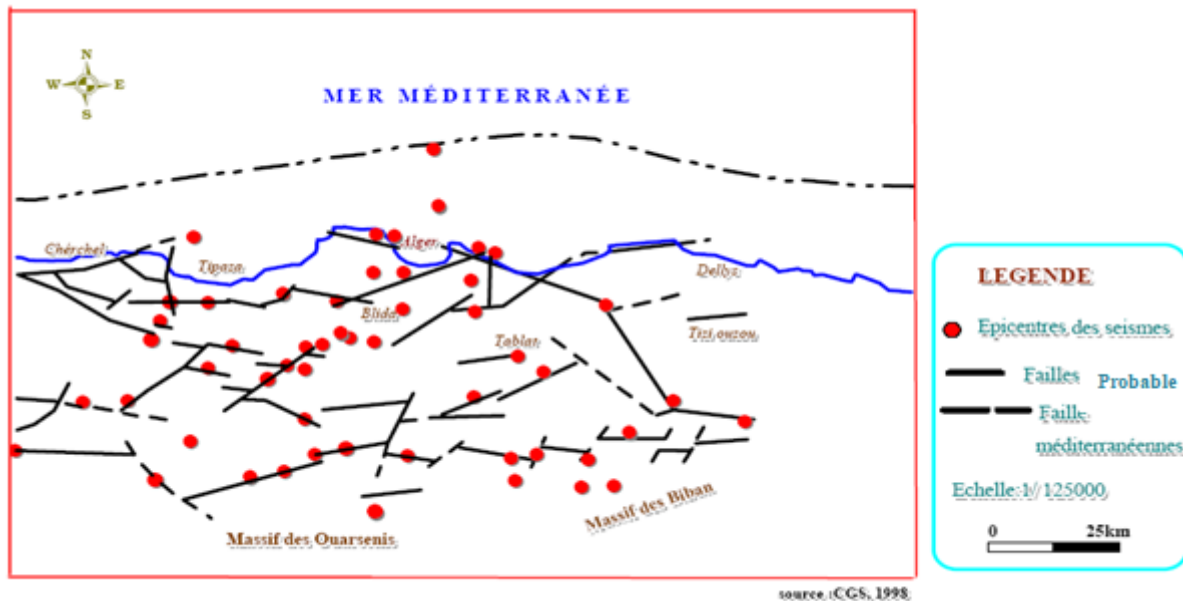


Figure II.16. Carte sismo-tectonique de la région d'Alger (CGS, 1998). [30]

II. 8. Reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique : essais in-situ et essais en laboratoire.

II. 8.1. L'investigation in-situ

Le programme d'investigation in situ a consisté à la réalisation de : [28]

- **Cinq (05)** Sondages carottés de 30 m de profondeur ;
- **Un (01)** Sondage carotté de 15 m de profondeur ;
- **Deux (02)** Sondages pressiométriques un 30 m et 20 m de profondeur ;
- **Trois (03)** Poses inclinométriques (**SC02-SC03 et SC04**) ;
- **Un (01)** Sondage équipé de pose piézomètre (**SP01**).

L'implantation de l'ensemble des essais est donnée sur le plan suivant :

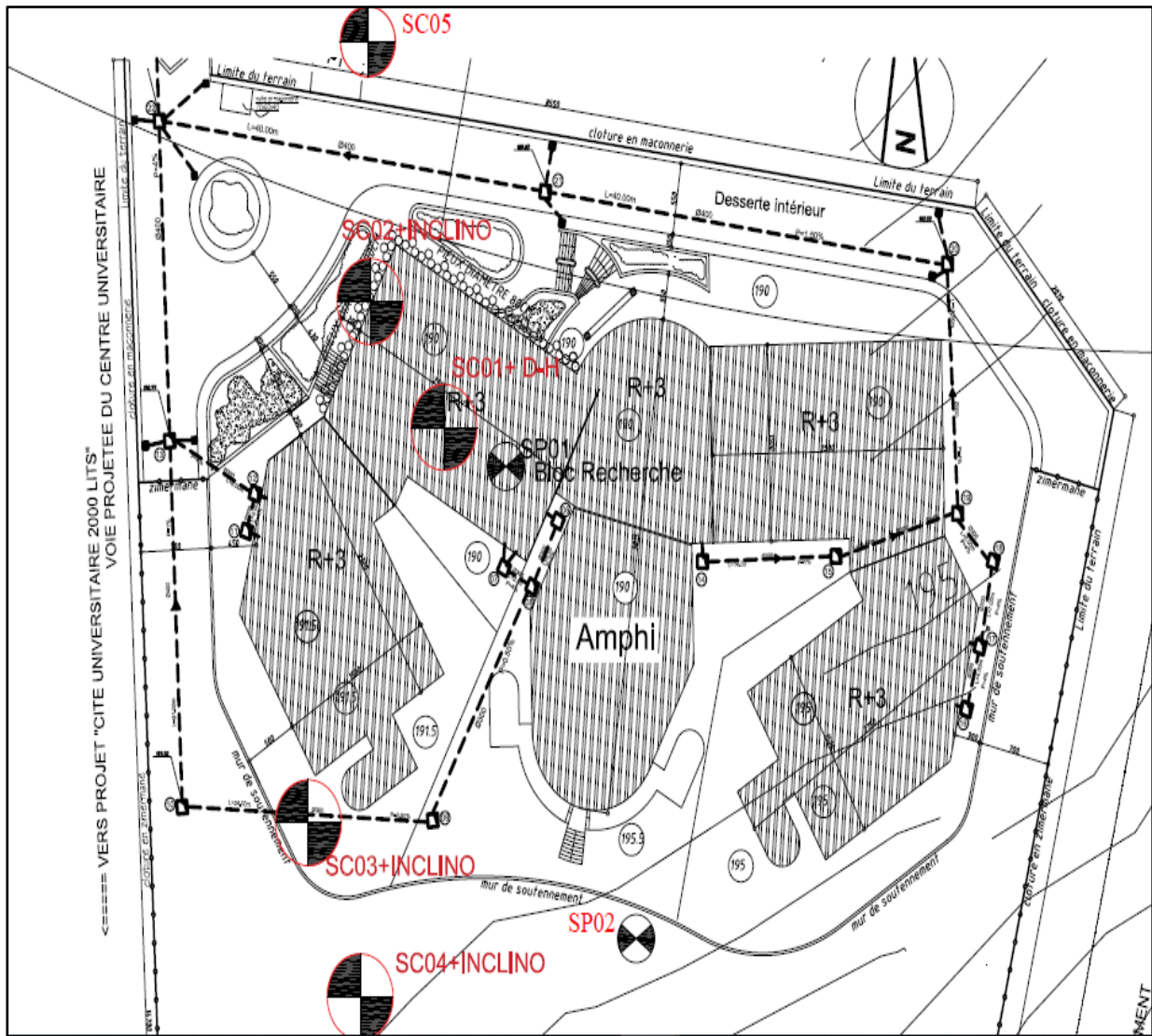


Figure II.17. Plan d'implantation des sondages. [28]

II. 8.1.1. Sondages carottés

Les sondages carottés sont des modes d'investigation réalisés sur place dans le but de :

- Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire ;
- Connaître la nature lithologique des différentes couches constituant le sous-sol.

La lithologie des sondages carottés effectués est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Lithologie des sondages carottés. [28]

Sondages	Profondeurs (m)	Descriptions
SC01	0,00 – 3,00	Remblais
	3,00 – 16,00	Argile sableuse beige bariolée du gris à concrétions calcaires et présence de traces d'oxydations
	16,00 – 23,50	Argile sableuse bariolée avec présence de traces d'oxydations et débris de coquilles
	23,50 – 24,40	Argile marneuse avec présence de concrétions calcaires beige bariolée du gris
	24,40 – 30,00	Marne sableuse grise à débris de coquilles
SC02	0,00 – 2,60	Remblais
	2,60 – 11,00	Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique
	11,00 – 15,00	Argile marneuse bariolée du gris compacte
SC03	15,00 – 30,00	Marne sableuse grise à débris de coquilles
	0,00 – 3,00	Remblais
	3,00 – 11,20	Argile sableuse beige peu graveleuse à concrétions calcaires et plastique
	11,20 – 17,00	Argile marneuse beige bariolée du gris à traces d'oxydations présence de concrétions calcaires peu compacte
	17,00 – 20,00	Argile beige à concrétions calcaires plastique
	20,00 – 23,00	Argile marneuse grise bariolée à traces d'oxydations et concrétions calcaires
SC04	23,00 – 30,00	Marne sableuse grise à débris de coquilles
	0,00 – 2,50	Remblais
	8,00 – 15,50	Argile sableuse beige bariolée avec présence de nodules de calcaires et traces d'oxydations
	15,50 – 22,50	Argile marneuse peu sableuse beige à grisâtre avec présence débris coquilles peu compacte, plastique
SC05	22,50 – 30,00	Marne sableuse grise à débris de coquilles
	0,00 – 1,50	Terre végétale
	1,50 – 5,00	Argile sableuse jaunâtre peu graveleuse à plages de calcaires
SC06	5,00 – 9,50	Argile sableuse beige bariolée à concrétions de calcaires
	9,50 – 15,00	Marne argileuse sableuse grise à concrétions calcaires
	0,00 – 3,00	Terre végétale constitué d'argile noirâtre graveleuse à nodules calcaires et matières organiques
	3,00 – 3,80	Argile brunâtre à concrétions calcaires
	3,80 – 9,20	Argile sableuse beige à jaunâtre avec plages de calcaires peu graveleuse
	9,20 – 14,30	Argile sableuse bariolée à concrétions calcaires compacte et traces d'oxydations
SC06	14,30 – 23,60	Argile brune à traces d'oxydations
	23,60 – 30,00	Marne sableuse grise compacte à traces d'oxydations

Les six (06) sondages carottés réalisés ont mis en évidence une nature lithologiques constituées essentiellement par des marnes sableuses grise et une argile marneuse grise bariolé surmontée par une autre couche d'argile sableuse beige bariolée du gris avec présence de concrétions calcaires et traces d'oxydations , le tous et couvert par une couche de remblai. [28]

Les coupes lithologiques et les photos de caisses de l'ensemble des sondages sont données en annexe.

II. 8.1.2. Essais pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai in-situ, il consiste à descendre dans un forage soigneusement calibré une sonde cylindrique gonflable on mesure les variations de volume du sol au contact de la sonde en fonction de la pression appliquée, les essais sont réalisés par passe de 1 m et 2 m en profondeur. [28]

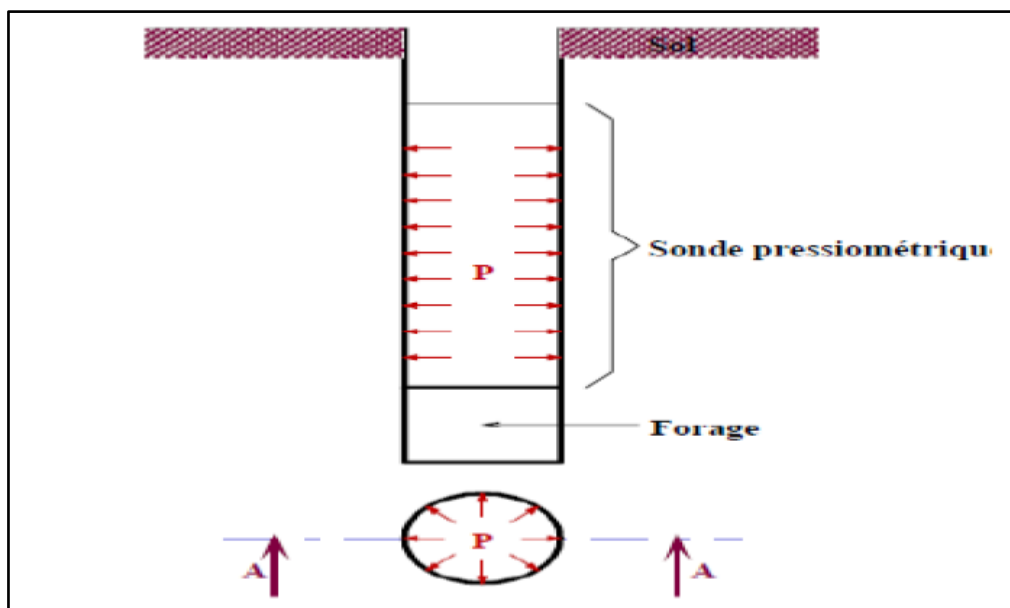


Figure II.18. Schéma d'un sondage pressiométrique. [28]

Tableau II.2. Classification des sites. [30]

Catégorie	Description	PI (MPa) (e)	Ep (MPa) (e)
S1	Rocheux	> 5	> 100
S2	Ferme	> 2	> 20
S3	Meuble	1-2	5-20
S4	Très meuble	< 1	< 5

La coupe lithologique des deux forages à la tarière a donné la lithologie suivante :

Tableau II.3. Coupes de sondages à la tarière. [28]

N° du Sondage	Profondeur (m)	Formation
SP01	0,00 – 4,00	Remblais
	4,00 – 18,70	Argile sableuse beige à concrétions calcaires
	18,70 – 24,50	Argile marneuse grise bariolée
	24,50 – 30,00	Marne sableuse grise
SP02	0,00 – 2,50	Remblai constitué d'une argile brunâtre et des graves
	2,50 – 4,00	Argile sableuse beige à concrétions calcaires
	4,00 – 10,00	Argile beige bariolée
	10,00 – 20,00	Argile sableuse beige très molle

Trois caractéristiques du sol sont déterminées de l'essai :

- Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- Pression de fluage « Pf » qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique ;
- La pression limite « Pl » qui définit la résistance du sol à la rupture. [28]

✎ *Caractéristiques pressiométriques*

Les valeurs du module pressiométrique « E » et de la pression limite « Pl » ainsi que celle du rapport « E/ Pl » sont reportées sur les tableaux suivants :

Tableau II.4. Valeurs de (E/PL) et type de sol. [28]

N° du sondage	Formations	E (Bar)	Pl (Bar)	E/Pl
SP01	Argile sableuse beige à concrétions calcaires et Argile marneuse grise bariolée	85,30 – 341,01	6,26 – 28,53	12,73
	Marne sableuse grise	412,84 – 997,36	32,36 – 39,85	15,72
SP02	Argile sableuse beige bariolée à concrétions calcaires	132,86 – 87,90	6,21-8,52	14,77
	Argile sableuse beige molle	86,95 – 304,28	7,32 – 18,45	14,40

✎ **Classification du site**

Le tableau suivant résume des valeurs calculées des moyennes harmoniques du module pressiométrique (E) et de La pression limite (Pl) le pressiomètre, ainsi que la classification des formations d’après le RPA 99 Version 2003.

Tableau II.5. Moyenne harmonique des valeurs des essais pressiométriques et classification du site. [28]

	\bar{E} (moyen) (Bar)	\bar{P}_l (moyenne) (Bar)	Classe selon le RPA
SP01	154.54	10.25	(S3) meuble
	556.50	35.84	(S2) ferme
SP02	136.48	9.14	(S4) très meuble
	194.32	14.04	(S3) meuble

Moyenne harmonique calculée selon la formule (RPA 99, version 2003).

$$\bar{p}_l = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left[\frac{h_i}{P_i} \right]} ; \quad \bar{E} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left[\frac{h_i}{E_i} \right]} \quad (\text{II.1})$$

II. 8.1.3. Niveau piézométrique

Le piézomètre est formé par de simples tubes en PVC, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde électrique et de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants.

Le principe est de réaliser un sondage carotté à une profondeur donnée, puis enfoncer le tube en PVC (munie par des trous dans son extrémité inférieure) à la même profondeur.

Les parois de contact entre le tube et le sol foré sont colmatées par un matériau drainant (sable). En surface le tube est fermé par un bouchant afin de le préserver. [28]

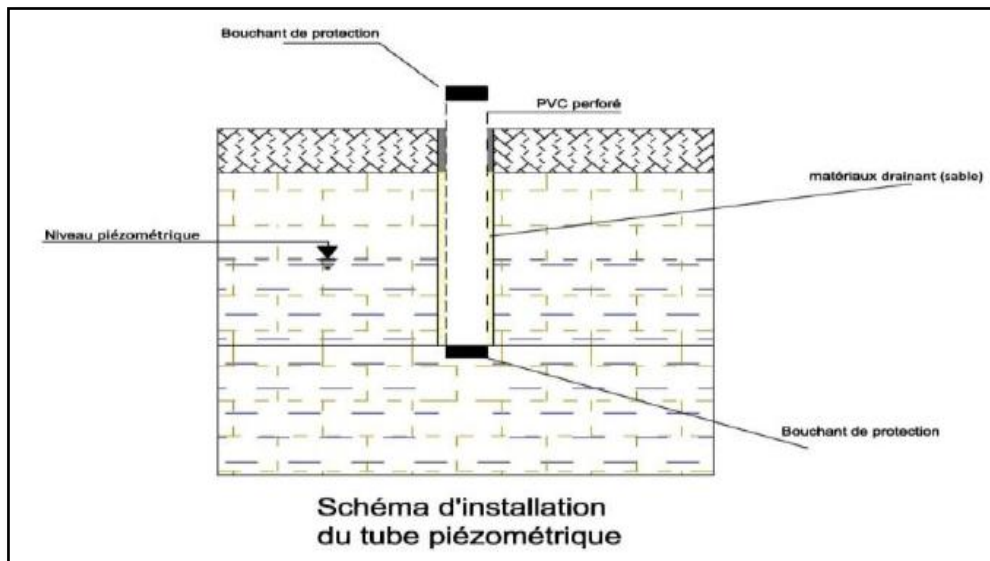


Figure II.19. Schéma l’installation du tube piézométrique. [28]

Les niveaux d’eau relevée par les piézomètres placés au niveau des sondages carottés sont donnés comme suit :

Tableau II.6. Lectures piézométrique. [28]

Désignation des sondages	Date du prélèvement	Niveau d’eau (m)
	18/12/2019	3,00
	19/12/2019	2,30
	22/12/2019	2,25
	25/12/2019	3,00
	26/12/2019	2,30
	29/12/2019	2,25
	31/12/2019	2,14
	27/01/2020	2,00
	27/02/2020	2,00
	02/03/2020	2,00

Le niveau piézométrique mesuré en mois de décembre 2019 et janvier 2020 entre 3,00 m et 2,00 m. Il faut préciser que le piézomètre est placé au niveau de l’ancien Bloc démoli, et il présente une fluctuation d’eau pour une durée de 40 jours, ce qui explique l’accumulation des eaux.

II. 8.1.4. Essai inclinométrique

La campagne inclinométrique réalisée sur site a permis d’obtenir les résultats des inclinaisons d’origines des tubes scellés au sol par un colis de ciment. Les tubes sont profonds de 30 m pour les trois sondages (SC 02- SC 03 et SC 04).

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.

Les mesures réalisées sont données pour chaque sondage dans l'ordre suivant :

- ✓ Tableau des données brutes dans les directions A+ et B+ et le sens opposé A- et B- ;
- ✓ Valeurs moyennes des deux sommes des lectures ;
- ✓ Valeurs moyennes cumulées des deux sommes dénotent un léger déplacement géométrique des tubes inclinométriques.

L'orientation de la sonde lors des mesures est choisie selon les directions suivantes :

- ✓ **A+** : Vers le sens du glissement ;
- ✓ **B+** : Direction perpendiculaire à A et vers la droite de celle-ci soit 90° de la direction initiale ;
- ✓ **A- et B-** : Sont des directions respectivement opposées à A+ et B+. [28]



Figure II.20. Mesure à l'inclinomètre au niveau du site d'étude.

Tableau II.7. Résultats d'essai inclinométrique de (30/12/2019 au 09/03/2020). [28]

N° du sondage	Profondeur (m)	Déplacement (mm)
SC02	17.00 - 22.00	1.3
SC03	9.50 - 18.50	0.3 - 0.5
SC04	0.5 - 5.00	0.1 - 0.5

II. 8.2. Identification au laboratoire

II. 8.2.1. Essais physiques

a. Teneur en eau naturelle (w %) NF P 94- 053

C'est le rapport du poids d'eau que le sol contient au poids de ses éléments secs, après dessiccation à l'étuve à 105 °C (60 °C dans le cas des sols contenant des éléments organiques).

$$w \% = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100 \quad (\text{II.2})$$

Avec : $m_w = m - m_s$

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet, avec d'autre caractéristique, d'apprécier l'état dans lequel se trouve ce sol. [31]

b. Degré de saturation (S_r %)

C'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol. [31]

$$S_r \% = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 \quad (\text{II.3})$$

c. Poids spécifique

✓ **Poids spécifique du sol humide**

C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume apparent. [31]

$$\gamma_h = \frac{w}{v} \quad (\text{II.4})$$

✓ **Poids spécifique du sol sec**

C'est le rapport du poids de matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol. [31]

$$\gamma_d = \frac{w}{v_s} \quad (\text{II.5})$$

Tableau II.8. Résultats des essais d'identification physique. [28]

Nature du sol	S _r (%)	(W %)	(γ _h T/ m ³)	(γ _d T/ m ³)
Remblai	90	20	2,02	1,68
Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique	95 – 100	20 - 27	2,01 – 2,08	1,60 – 1,74
Argile marneuse bariolée compacte	98 – 100	20 - 29	1,96 – 2,07	1,52 – 1,68

d. Analyse granulométrie NF P 94-057

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- Le tamisage, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension supérieur à 80 μ m.
- La sédimentométrie, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension inférieure à 80 μ m. La sédimentométrie est basée sur la loi de Stokes qui donne la vitesse limite d'une particule tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux.

L'analyse granulométrique se traduit par la courbe granulométrique. Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. [31]

e. Limite d'atterberg NF P 94-051

Les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.

➤ **La limite de plasticité (WP)**

Est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.

➤ **La limite de liquidité (WL)**

Est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

➤ **L'indice de plasticité I_p**

Est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation : [31]

$$I_p = W_L - W_P \quad (\text{II.6})$$

Tableau II.9. Classification du sol selon l'indice I_p . [32]

Indice de plasticité I_p	Etat-du sol
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
> 40	Très plastique

➤ **Indice de consistance Ic**

La comparaison de la teneur en eau naturelle w d'un sol et des limites d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance :

$$I_C = \frac{W_L - W}{W_L - W_P} = \frac{W_L - W}{I_P} \quad (\text{II.7})$$

Tableau II.10. État du sol en fonction de l'indice de consistance. [17]

Indice de consistance Ic	État du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 1$	Liquide

Les résultats obtenus pour l'ensemble des échantillons analysés sont comme suit :

Tableau II.11. Résultats des sols testés selon l'abaque de CASAGRANDE. [28]

Nature du sol	Wl	Ip
Remblai	50	25
Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique	52 – 55	26 – 27
Argile marneuse bariolé compacte	53 – 56	27 – 29

II. 8.2.2. Essais mécaniques

a. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte

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

- ✓ Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai ;
- ✓ Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement de l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif dl à vitesse constante ;
- ✓ Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant. [32]

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.

Les échantillons de sol, qui ont fait l'objet d'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE du type non consolidé non drainé (UU) et type consolidé drainé (CD). Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.12. Valeurs de C et ϕ Cisaillement rectiligne type (UU-CD). [28]

Nature du sol	Cisaillement rectiligne type : UU-CD			
	C_{UU} (bar)	Φ_{UU}	C_{CD} (bar)	Φ_{CD}
Remblais	/	/	0.05	25
Argile brunâtre à concrétions calcaires	/	/	/	/
Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique	0.047	11	0.035-0.057	14 - 16
Argile marneuse bariolée compacte	/	/	0.040	14
Marne sableuse grise à concrétions calcaires	/	/	/	/

b. Essai de cisaillement triaxial

L'essai triaxial a pour but de déterminer la cohésion et l'angle de frottement. Dans ce cas l'échantillon est constitué d'un cylindre (élancement 2 en général) placé dans une chambre de pressurisation (cellule). La cellule contient un fluide sous pression qui impose une contrainte constante sur la surface latérale du cylindre.

L'échantillon est préalablement recouvert d'une membrane élastique pour empêcher que le fluide contenu dans la cellule (généralement de l'eau) ne pénètre dans le matériau étudié.

[33]



Figure II.21. Cellule triaxial.

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.

Essais de cisaillement triaxial de type consolidé drainé (CD) est consigné dans le tableau suivant :

Tableau II.13. Valeurs de C et ϕ Essai triaxial. [28]

Nature du sol	Cisaillement triaxial type : CD	
	C' _{CD} (bar)	Φ' _{CD}
Remblais	0.05	25
Argile brunâtre à concrétions calcaires	0.052	15
Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastiques	0.033 – 0.041	15 – 17
Argile marneuse bariolée compacte	/	/
Marne sableuse grise à concrétions calcaires	0.048 – 0.050	19 – 25.6

II. 8.2.3. Analyse chimique

Les échantillons prélevés ont subi des analyses chimiques dans le but est de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure, la teneur en matière organique, en carbonates et en chlorures. [28]

Tableau II.14. Résultats d'analyses chimiques. [28]

Sondage	Profondeur (m)	Sulfate SO ₄ ⁻ (mg/kg)	Carbonates CaCO ₃ (%)	Chlorures Cr (%)	Matière organique
SC03	3.40-3.80	Traces	38.19	Traces	Traces
SC04	5.40-5.90	Traces	29.51	Traces	0.05

📌 *Interprétation*

- Les valeurs des ions de sulfates SO₄⁻ obtenues montrent que le sol n'est pas agressif envers le béton de l'infrastructure, d'où, il n'y a aucune précaution à prendre en considération pour la confection de ce dernier ;
- Le taux de carbonates indique un sol faiblement marneux à marneux selon la norme XP P 94-011 ;
- Le taux de la matière organique indique un sol non organique selon la norme XP P 94-011.

II. 9. Reconnaissance géophysique

Le laboratoire a procédé à des essais géophysiques qui permettent de connaître la lithologie du terrain d'où ils ont effectué :

- ✓ Un (01) Down-Hole équipé dans un sondage carotté (SC 01) ;
- ✓ Un (01) profil sismique. [28]

II. 9.1. Essai géophysique (Down-Hole)

La méthode Down-hole consiste à mesurer les vitesses des ondes de compression (V_P) et des ondes de cisaillement (V_S) d'une entité géologique entre la surface du sol et la position du capteur dans le sondage. Cette technique permet aussi la détermination des caractéristiques géodynamique du terrain, lesquelles sont destinées le plus souvent à procéder à la classification du site. [28]

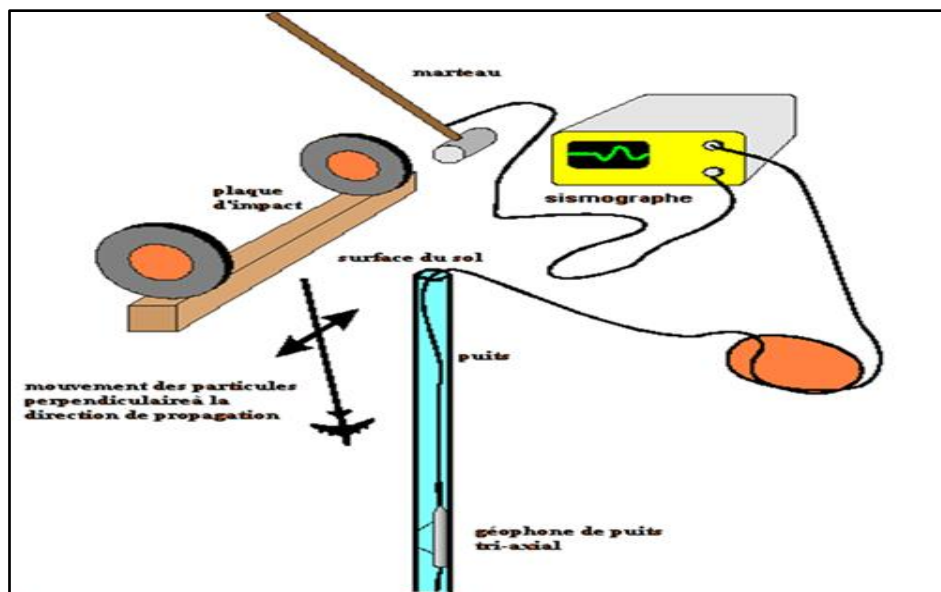


Figure II.22. Principe de la méthode Down Hole. [28]

➤ Résultats obtenus

A partir des temps des ondes primaires et des ondes secondaires correspondants aux différentes profondeurs, un tracé des dromochroniques dont les pentes sont égales aux vitesses de propagation « V_P » et « V_S ». Ces vitesses sont liées aux paramètres de la loi de comportement du milieu. Les résultats sont récapitulés ci-dessous : [28]

Tableau II.15. Les valeurs de V_P et V_S . [28]

Profondeurs (m)	SC 01	
	V_P (m/s)	V_S (m/s)
0 - 3.1	293	120
3.1 - 10.5	656	230
10.5 - 16.6	1055	286
16.6 - 30	2116	337
V_{Smoy} (m/s)	251.89	

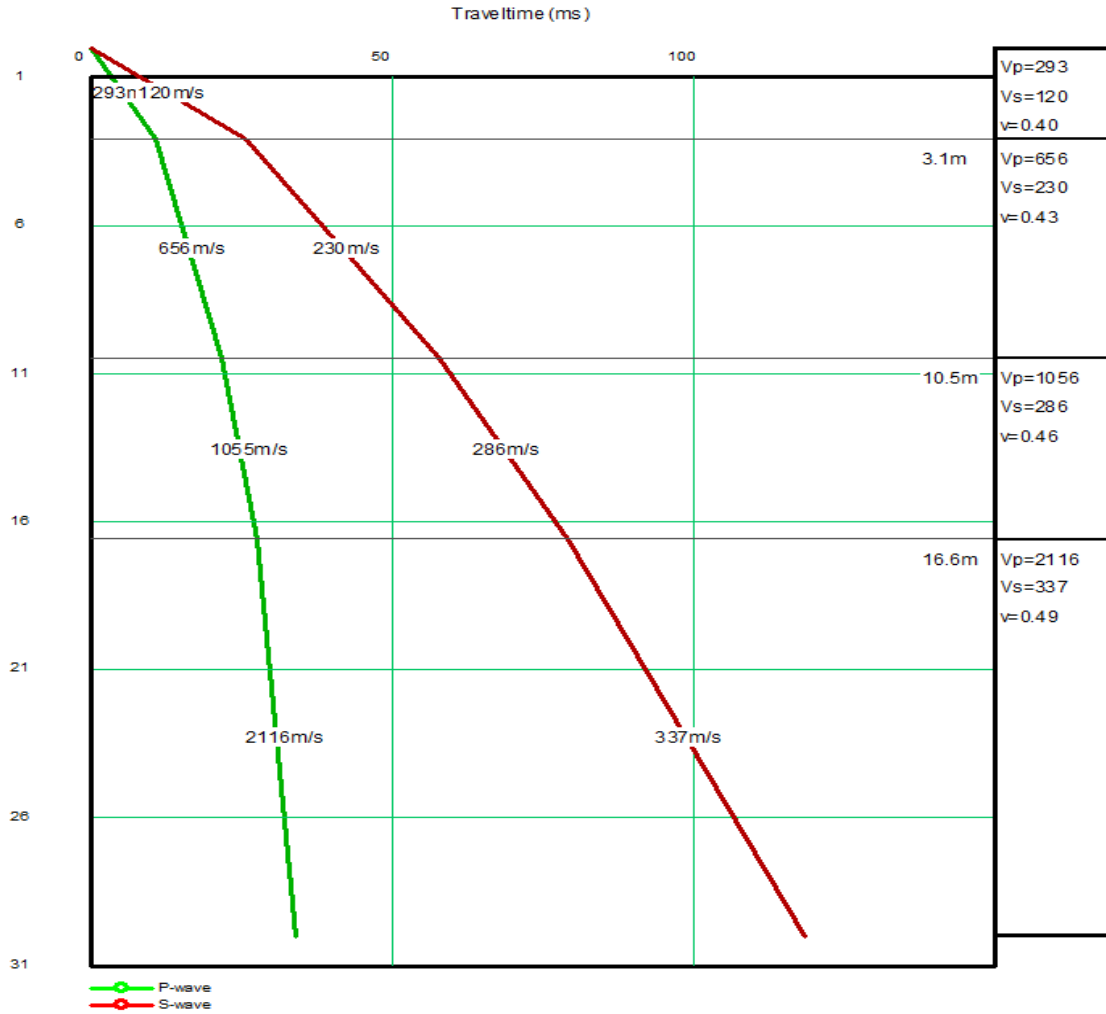


Figure II.23. Variation des vitesses V_P et V_S en fonction de la profondeur. [28]

➤ **Calcul des paramètres dynamique (les modules E , G et K)**

Ces modules sont liées aux vitesses V_P et V_S par les relations suivantes :

- **Le coefficient de poisson**

$$\nu = [V_P^2 - V_S^2] / 2 [V_P^2 + V_S^2] \quad (\text{II.8})$$

- **Le module de compression ou de Young E**

$$E = 2\rho \cdot V_S^2 (1 + \nu) \quad (\text{II.9})$$

- **Le module de cisaillement G**

$$G = \rho \cdot V_S^2 \quad (\text{II.10})$$

- **Le module de compressibilité K**

$$K = \rho (V_P^2 - 4/3 V_S^2) \quad (\text{II.11})$$

Tableau II.16. Les modules dynamiques pour le SC 01.

Profondeur (m)	V _p (m/s)	V _s (m/s)	ρ (g/cm ³)	ν	G(Mpa)	E(Mpa)	K (Mpa)
3.1-10.5	656	230	2.01	0.4299	106.329	304.084	723.203
10.5-16.6	1055	286	2.02	0.4603	165.228	482.578	2028.007
16.6-30	2116	337	2.04	0.4869	231.681	689.013	8825.103

Les vitesses des ondes de cisaillement peuvent être utilisées pour la classification du site en utilisant l'expression suivante :

$$\bar{V} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left[\frac{h_i}{V_{Si}} \right]} \quad (\text{II.12})$$

Où

V_{Si} : Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche n^oi.

h_i : L'épaisseur de la couche i.

V_{S1} = 251.89 m/s

Le calcul précédent nous a permis de classer le sol selon les règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 version 2003) en catégorie S3 (Sol Meuble).

II. 9.2. Essais géophysique (sismique réfraction)

La sismique réfraction consiste à provoquer un ébranlement artificiel à l'aide d'un marteau, l'ébranlement déforme le milieu traversé, ces déformations se propagent sous forme d'ondes réfractées sur les surfaces de discontinuité et enregistrées à l'aide des géophones. Les temps de propagation permettent de calculer les vitesses de propagation des ondes dans le sous-sol.

Dans notre étude on ne s'intéresse qu'aux ondes primaires de vitesses "V_P", qui permettent de mesurer les épaisseurs des couches et d'apprécier leur nature, et aux ondes secondaires de vitesse "V_S" qui permettent de classer le sol d'après les règles parasismiques Algériennes. [28]

➤ MASW (MÉTHODE ACTIVE)

Les méthodes sismiques par ondes de surface utilisent la dispersion des ondes de Rayleigh afin de déterminer la distribution des vitesses des ondes de cisaillement dans le sol.

La méthode MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves) est méthode active qui utilise une source (masse, explosifs) pour créer une onde de choc dispersion des ondes de hautes fréquences et donc d'obtenir des informations en surface. [28]

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.

➤ Acquisition des données sismiques

Nous avons réalisé un profil sismique avec une longueur égale à 92 mètres et un pas régulier de 4 mètres, puis nous avons effectué sept tirs :

- ✓ Un tir au milieu du profil tir centré (TC) source = 46 m ;
- ✓ Deux tirs direct (TD) sources = (- 18 m,- 4 m) ;
- ✓ Deux tirs inverse (TR) sources = (96 m, 110 m) ;
- ✓ Deux tirs fenêtre (Tf) sources = (22 m, 70 m). [28]

➤ Résultat du profil sismique

L'objectif de ces profils, est la détermination des contrastes des vitesses de propagation des ondes de compression (V_P) et des vitesses de propagation des ondes de cisaillement (V_S) et la classification du site.

L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de quatre terrains présentant les vitesses suivantes :

Tableau II.17. Valeurs des V_p et V_s pour chaque terrain. [28]

Les couches	Epaisseur Moyenne (m)	V_P (m/s)	V_S (m/s)
Couche de recouvrement superficielle	1	320	115
Deuxième terrain	3.6	620	174
Troisième terrain	7.9	1120	219
Quatrième terrain	12.5	1450	296

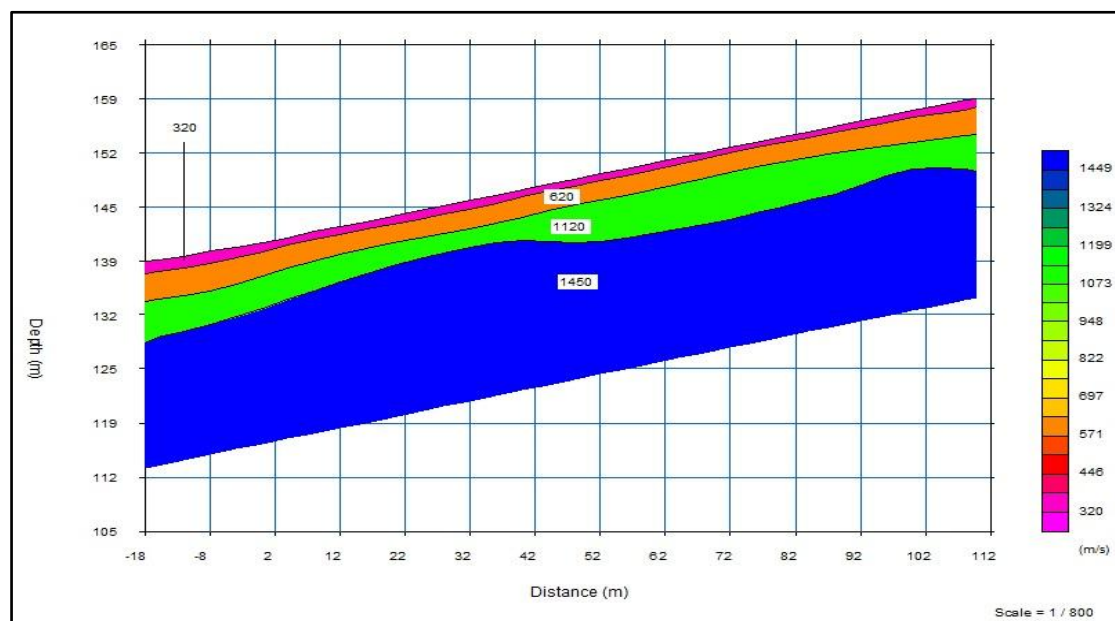


Figure II.24. Modèle de terrain de profil sismique 01. [28]

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.

Les vitesses des ondes de cisaillement déterminées aux moyens l'essai géophysique réalisé sur site avec MASW :

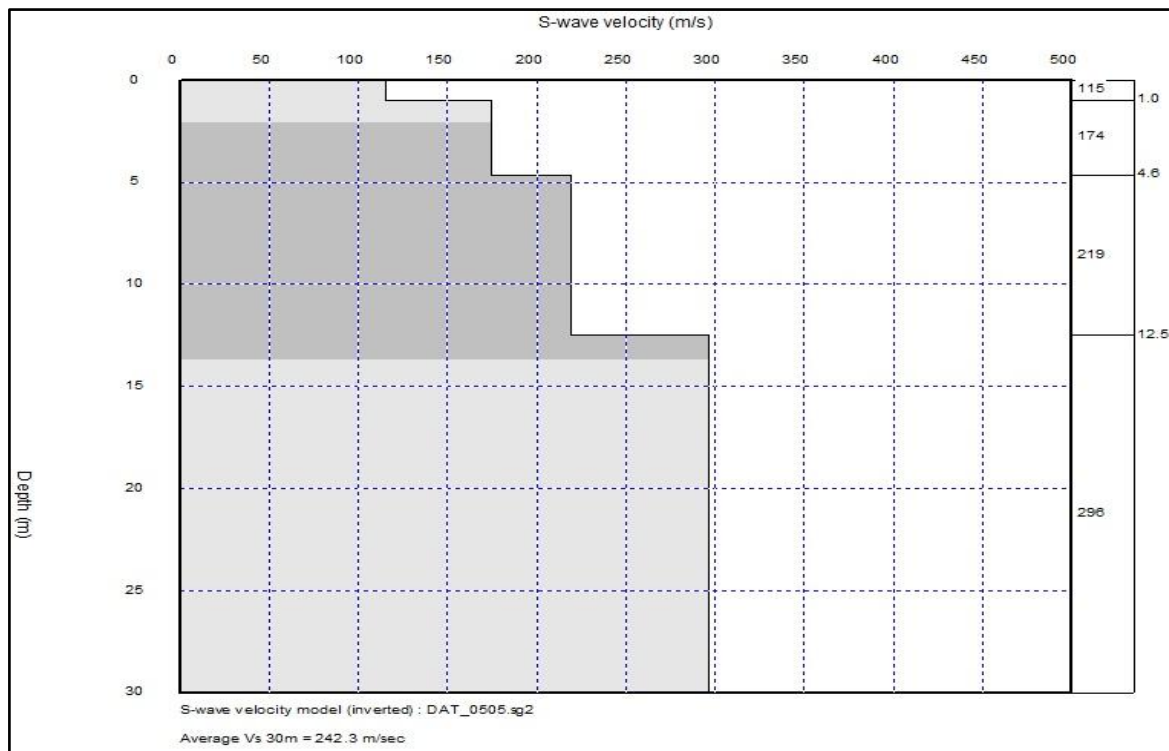


Figure II.25. Modèle de vitesses des ondes S. [28]

II. 10. Classifications des terrains et des sols

II. 10.1. Classification L.P.C

La classification des laboratoires des ponts et chaussées s'appuie essentiellement sur l'analyse granulométrique et les caractéristiques de plasticité pour la fraction fine, complétée par des essais très simples (couleur, odeur, effets de l'eau...etc.).

II. 10.1.1. Les Sols grenus

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg, elle précisée dans tableau ci-après : [34]

Tableau II.18. Classification des sols grenus.

Définitions		Symboles	Conditions	Désignations géotechniques
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb $c_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Gm Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
	plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	GL Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	grave limoneuse	
		GA Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	grave argileuse	
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb $c_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Sm Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
	plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	SL Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	sable limoneux	
		SA Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	sable argileux	

II. 10.1.2. Les sols fins

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg, elle précisée dans le diagramme de plasticité « diagramme de Casagrande » selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité, et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales :

- Les limons très plastiques **Lt** ;
- Les limons peu plastiques **Lp** ;
- Les argiles très plastiques **At** ;
- Les argiles peu plastiques **AP**. [34]

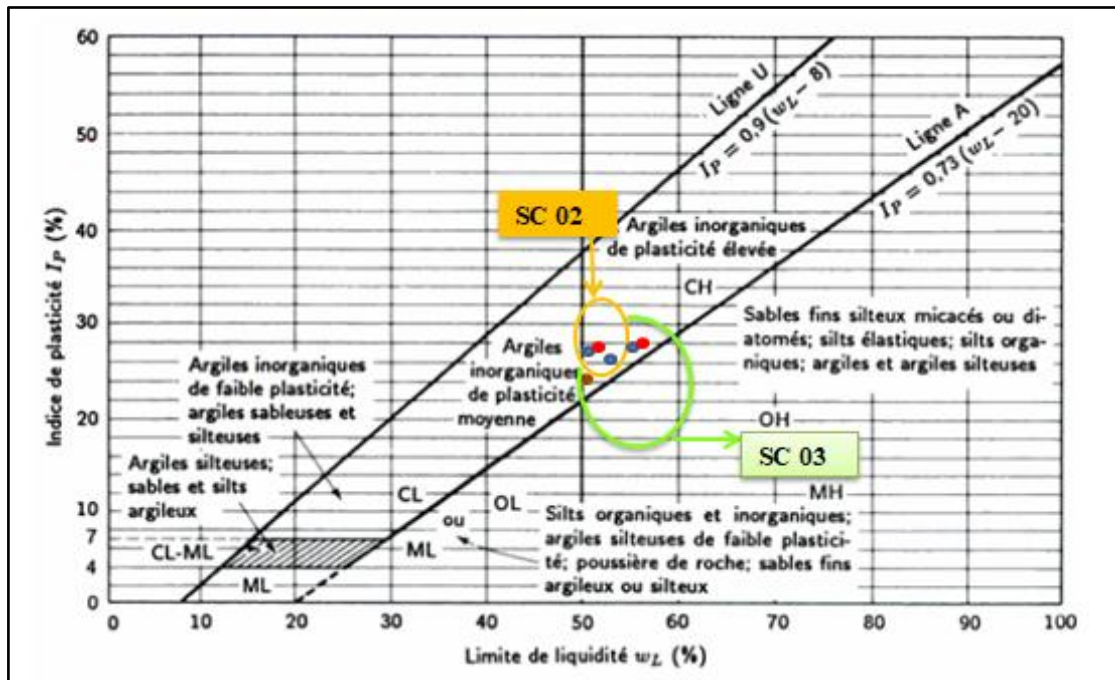


Figure II.26. Classification des sols pour SC 02 et SC 03.

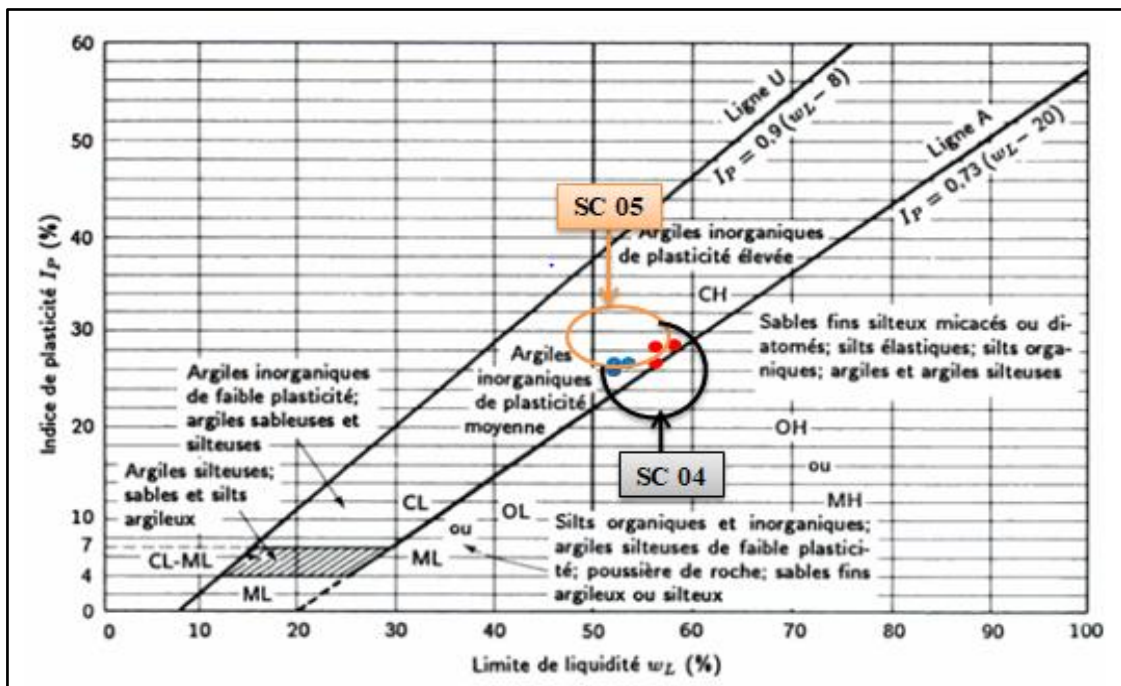


Figure II.27. Classification des sols pour SC 04 et SC 05.

Avec :

- Remblais ;
- Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique ;
- Argile marneuse bariolé compacte.

- Les essais déterminant les caractéristiques physiques de sol ont donné les résultats suivants :
- Les analyses granulométriques montrent que le pourcentage des passants à 80µm, est supérieur à 50%, d'où il s'agit d'un sol fin ; de 11% particules grossières ;
- Le sol est classé dans la catégorie des argiles peu très plastique d'après l'abaque de Casagrande.

II. 10.2. Classification selon (Règles Parasismiques Algérienne) 1999 /version 2003

II. 10.2.1. Par les essais in situ

- D'après les résultats obtenus à partir de l'essai préssiométrique, le site est classé dans la catégorie S3 (site meuble), S2 (site ferme) pour SP01 et dans la catégorie S4 (site très meuble), S3 (site meuble) pour SP02 ;
- L'ensemble de résultats montre que les essais géophysiques (la sismique réfraction et down-Hole) ont permis de classer le terrain en catégorie S3 (Sol meuble).

II. 11. Problématique

On résume les constats de visite du point de vue géotechnique selon deux facteurs : [28]

- La présence d'une source d'eau courante non captée dans la partie sud-ouest du talus et la déviation du cours d'eau qui passait initialement par l'emprise du projet a favorisé l'infiltration davantage, des eaux de ruissellement et pluviales vers le sol de fondation considéré comme le point le plus bas essentiellement au niveau de celles du bloc démoli.



Figure II.28. La source d'eau courante non captée et les herbes d'indice d'eau. [28]

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.

- La présence de constructions et de surchargement par remblais des travaux de terrassement en amont du site dû à la partie aval augmentent considérablement les poussées exercées sur la structure.



Figure II.29. Dépôt d'un remblai en haut de la pente. [28]

A travers les facteurs mentionnés dans ce chapitre (géologique, hydrogéologique... etc.). Les signes qui montrent que le terrain est en mouvement sont :

- L'apparition des signes de glissement de terrain ainsi que la forte présence d'eau en amont du site, tout en considérant les formations lithologiques relevées par les différents rapports de sol, confirment un mouvement du sol en amont et éventuellement sous les fondations ;



Figure II.30. Des fissures centimétriques au niveau du sol dans le sens perpendiculaire à la pente. [28]

- Dégradation du bâtiment ;



Figure II.31. Dégradation de bâtiment.

- L'apparition des fissures dans la structure ;



Figure II.32. Les fissures de traction dans la structure.

- Des cassures dans la dalle et les poutres.



Figure II.33. Cassure de la poutre.

II. 12. Conclusion

Nous concluons dans ce chapitre, à la base des données géologiques, hydrogéologique, géotechnique et sismique que la région d'étude située à Tipaza se trouve dans un état de dégradation élevée est présente un risque d'instabilité qui est marqué par les facteurs suivants:

- La région d'étude est constituée de deux formations :
 - Des argiles et marnes de Pliocène inférieur;
 - Des argiles et argile- sableuse de Pliocène supérieur.
- Le site présente une morphologie accidentée du Sud vers le Nord globalement, qui dépasse les 10%.
- La région d'étude est caractérisée par une nappe libre dans les sables argileux (perméabilité faible).
- La zone d'étude est traversée par un oued de Nador, et par un oued secondaire, Oued Mazafran.
- Le terrain est classé en Zone (III) de sismicités élevées, d'après la classification RPA 99.
- À travers les essais aux laboratoires et in situ, où il a été constaté ce qui suit :
 - La teneur en eau moyennement humide à humide ;
 - L'analyse granulométrique dénote 50% de sol fin et à 11% des particules grossières selon la classification du LCPC ;
 - Le sol est classé dans la catégorie des sols plastique à très plastique d'après l'abaque de Casagrande ;
 - D'après les essais mécaniques, Le sol est d'un état ferme avec un angle de frottement faible, expliquant le taux des particules sableuses présentes dans les formations argileuses ;
 - Le site est classé en catégorie S3 (site meuble en surface), S2 (site ferme en profondeur) pour SP01. Et dans la catégorie S4 (site très meuble en surface), S3 (site meuble en profondeur) pour SP02 selon RPA 99, obtenus par les essais pressiométriques, d'où les terrains sont classés généralement en zone S3 (site meuble) ;
 - Le prélèvement du niveau piézométrique montre l'accumulation des eaux à 2 m de profondeur ;
 - Les mesures inclinométriques montrent que le site est en mouvement et que le déplacement de terrain est lent (0.5-1.3 mm) pendant trois derniers mois.

Chapitre II : *Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région.*

- À travers des essais géophysiques réalisés, la sismique réflexion et down-Hole ont permis de classer le sol selon (RPA 99) en catégorie S3 (site meuble).
- Les dégradations observées dans les bâtiments (détérioration des poutres, fissure des murs, cassure de la dalle, etc.), l'apparition des fissures de tractions dans la partie amont sans oublier les travaux de terrassement dans la partie aval, indique que le site est en mouvement et montre un risque d'instabilité.

Finalement nous pouvons conclure que la zone d'étude se situe dans la catégorie des sols fins et meubles, en plus la présence d'eau en surface et en profondeur, le degré de sismicité élevé, l'apparition des fissures de traction dans les bâtiments et les sols, donc il y a un risque d'instabilité d'où il est nécessaire de procéder à une étude de stabilité.

Chapitre III:

*Méthodes classiques
de calcul de
stabilité des pentes.*



III. 1. Introduction

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif, l'analyse de la stabilité des talus est l'une des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site (la géométrie, les surcharges, les effets dynamiques ou sismiques), le choix des caractéristiques mécaniques des sols et hydrauliques.

Le problème réside dans la détermination de la surface critique de rupture et le facteur de sécurité correspondant (F).

Dans ce chapitre on définit quelques méthodes de calcul de stabilité des talus (méthodes de Taylor, méthode des tranches, méthode globale..., etc.) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs automatiques à l'aide de logiciels) pour justifier la stabilité des terrains et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture.

III. 2. Notion du coefficient de sécurité

L'analyse de la stabilité des talus consiste à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sols, supposée monolithique délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

- ✓ Poids propre du massif ;
- ✓ Réaction du sol en place le long de la surface de rupture ;
- ✓ Pression interstitielle ;
- ✓ Chargement extérieur éventuel.

Le facteur de sécurité local est défini comme le rapport de la résistance de cisaillement du sol τ_{\max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{\text{local}} = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{III.1})$$

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

Si : $f < 1$, il y a rupture locale. [35]

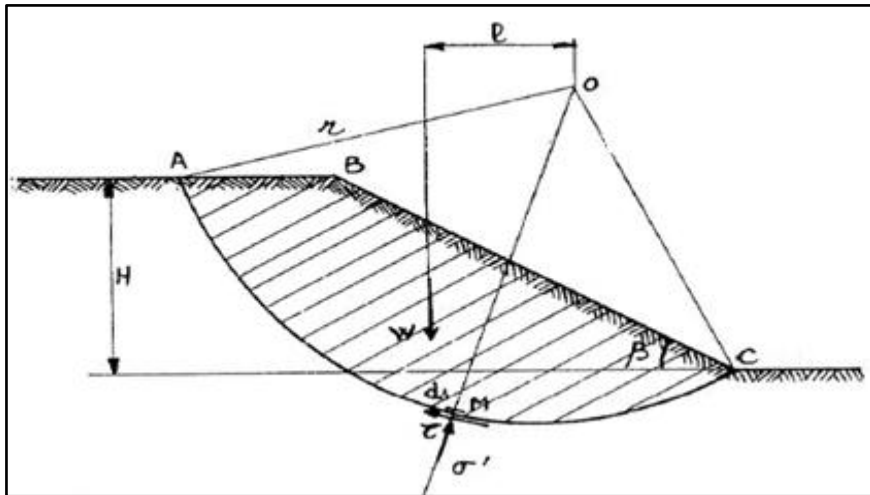


Figure III.1. État des contraintes le long de la courbe de rupture. [36]

Le facteur de sécurité pourrait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le pourcentage de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre. [37]

Ce dernier peut être un rapport de force, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau :

Tableau III.1. F_S en fonction de grandeur par rapport à une grandeur limite. [37]

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{\text{résiste}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F = R_{\text{résiste}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H / H_{\max}

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure :

Tableau III.2. Valeur de F_S en fonction de l'état de l'ouvrage. [3]

F_S	Etat de l'ouvrage
<1	Danger.
1-1.25	Sécurité contestable.
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique.
>1.4	Satisfaisante pour les ouvrages.

III. 3. Les méthodes classiques du calcul de stabilité des pentes

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on trouve essentiellement.

- Les méthodes analytiques ;
- Les méthodes numériques.

III. 3.1. Méthode analytiques

III. 3.1.1. La méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- Un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ , c , et par la pression U de l'aquifère ;
- Un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simple (Méthode de Tylor). [38]

III. 3.1.1.1. La méthode de Taylor

Appliquons cette méthode pour un talus d'angle i avec l'horizontal, de hauteur H , de frottement φ , de cohésion C et de poids volumique γ , Taylor à calculer systématiquement les cercles de glissement les plus défavorables et à exprimer par un facteur sans dimension :

$$T = \frac{c}{\gamma H} \quad (\text{III.2})$$

L'abaque de Taylor représenté par la (Figure III.2) pour les sols ayant une cohésion et frottement représente en abscisses la pente i du talus, en ordonnées le coefficient de Taylor $T = \frac{c}{\gamma H}$ et des courbes de strict équilibre, graduées des courbes de strict équilibre, graduées en frottement φ .

Dans un calcul de dimensionnement type, on choisit une sécurité F_φ sur le frottement, ce qui donne frottement admissible φ_{ad} . [39]

$$\tan \varphi_{ad} = \frac{\tan \varphi}{F_\varphi} \quad (\text{III.3})$$

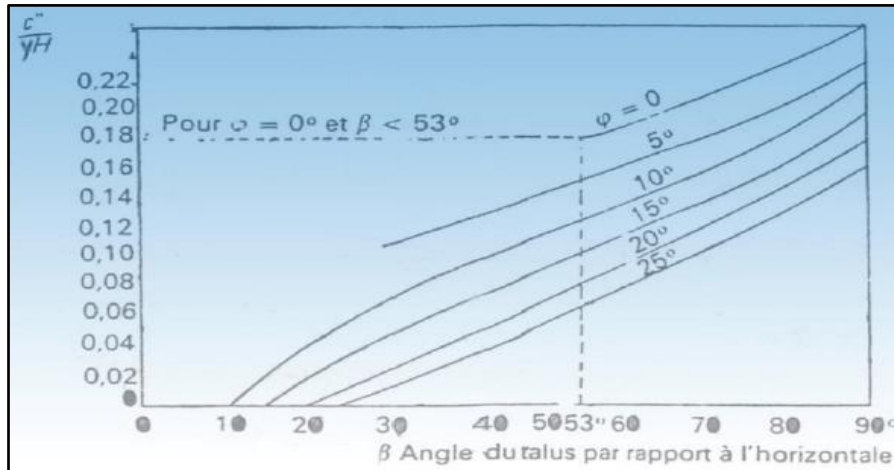


Figure III.2. L'abaque de Taylor. [39]

III. 3.1.2. Méthode des tranches

Le découpage de la masse instable en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode Suédoise.

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- ✓ Les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- ✓ Le point de passage de la force à la base du bloc (de la tranche) est situé au centre de cette base ;
- ✓ Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches. [40]

III. 3.1.2.1. La méthode de FELLINUS

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellinus fait l'hypothèse simplificatrice telle que, on considère que :

- ✓ La ligne de glissement est de forme circulaire ;
- ✓ Les efforts (horizontales et verticales) inter-tranches sont totalement négligés ; parce qu'elles sont parallèles aux bases des tranches.
- ✓ La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W .

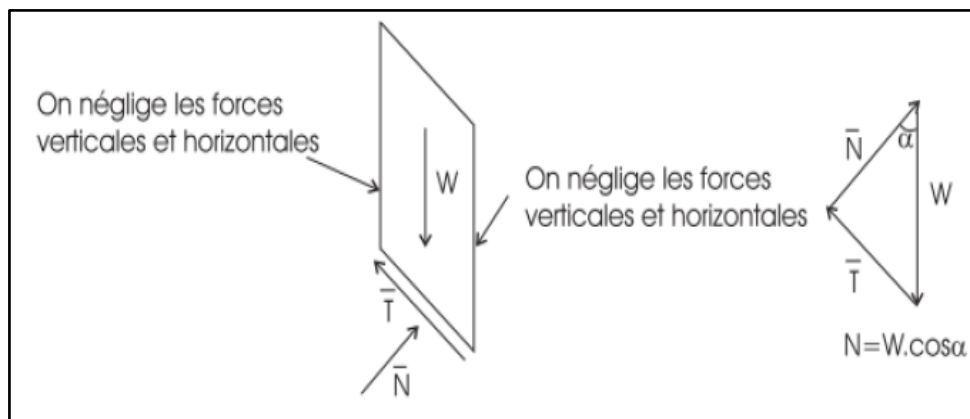


Figure III.3. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellinus. [40]

La méthode vérifie l'équilibre des moments, et le coefficient de sécurité à la forme linéaire suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=0}^n c' l + [W_i \cos \alpha_i - UL] \tan \varphi'}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

α_i : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale ;

W_i : Poids de chaque tranche ;

$W_i = \gamma A_i / A_i$: La superficie de chaque tranche tel que ;

γ : Densité du sol.

$A_i = h_i * b_i$ / h_i : Hauteur de la tranche ;

L : Désigne la longueur du talus ;

UL : L'effort dû à la pression d'eau latérale ;

c' et φ' : Sont la cohésion effective et l'angle de frottement effectif respectivement. [40]

III. 3.1.2.2. Méthode de BISHOP simplifiée

Est assurément la méthode de calcul d'équilibre limite la plus employée pour l'analyse de stabilité. Elle permet de modéliser des talus à géométrie complexe comportant plusieurs couches de sol avec des conditions hydrauliques variées. Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- ✓ La ligne de glissement est toujours de forme circulaire;
- ✓ Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$);
- ✓ Le coefficient de sécurité F est constant tout le long de la surface de rupture.

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

La formule du coefficient de sécurité donnée par Bishop est la suivante :

$$F = \frac{\sum_1^n (c' \cdot b + (w - ub) \cdot \tan \varphi')}{m\alpha \sum_1^n w \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.5})$$

$$m\alpha = \cos \left(1 + \tan \alpha * \frac{\tan \varphi'}{F} \right) \quad (\text{III.6})$$

Avec :

W : Poids de la tranche ;

U : La pression interstitielle au centre de la base de la tranche ;

φ : L'angle de frottement de la tranche ;

α : L'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tangente à la courbe de rupture à la base de la tranche ;

b : Largeur de la tranche ;

h : Hauteur de la tranche ;

C' : La cohésion effective du sol à la base de la tranche. [41]

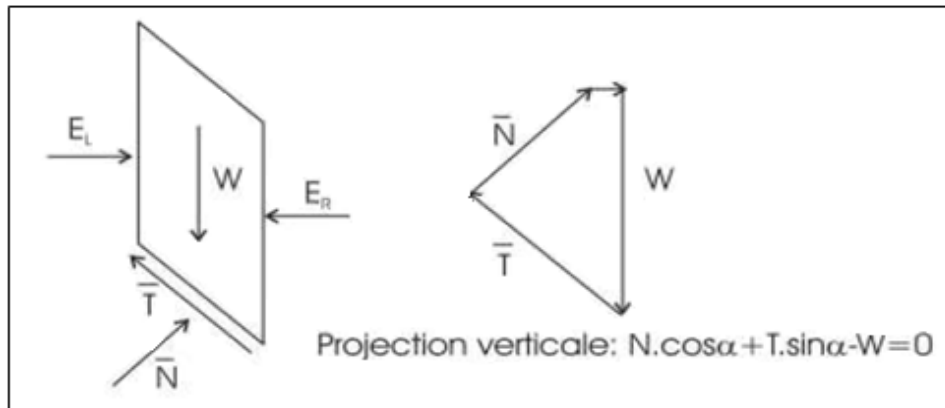


Figure III.4. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop. [40]

III. 3.1.3. Méthodes de l'équilibre des moments et des forces

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par 2 ou 3 lignes droites. Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zonés.

III. 3.1.3.1. Méthode simplifiée de JANBU

Hypothèses

- ✓ La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- ✓ Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation suivante :

$$Ff = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

N : Composantes normale de la force agissante à la base de la tranche.

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à: [37]

$$Ff = \frac{\sum [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum w \tan \alpha} \quad (\text{III.8})$$

Ce coefficient de sécurité F_f est corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol $F'_f = f_0 * F_f$. [41]

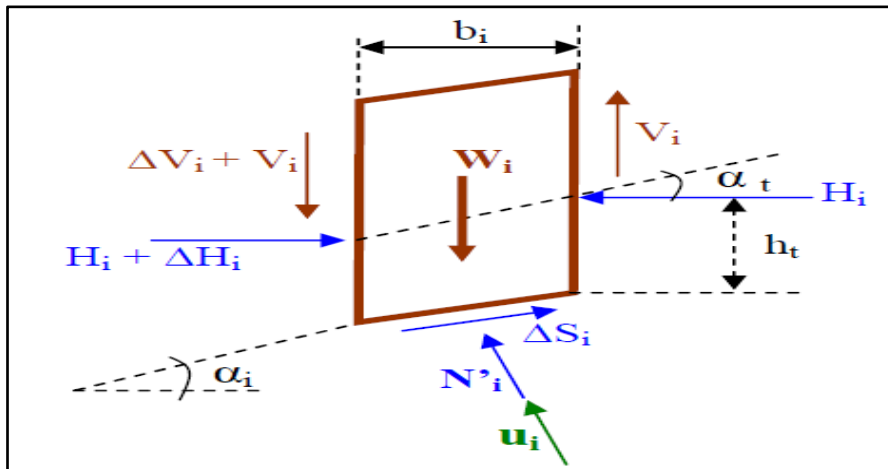


Figure III.5. Equilibre d'une tranche de sol (JANBU). [42]

III. 3.2. Les méthodes basées sur les éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode d'approximation numérique de solutions des problèmes aux limites statiques ou dynamiques des milieux continus ou fluides en se basant sur les équations différentielles ou aux dérivées partielles avec des conditions aux limites déterminées.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique, il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

De nombreux logiciels existent sur le marché, les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques.

Nous citons quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes : Talren - Plaxis - Geostudio - Slide - Clara - Flac - Petal. [43]

III. 4. Choix de la méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture

la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable.

Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondants au modèle. Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment repartis :

- Pré-rupture, ou le comportement du sol est elastovisco- plastique et ou le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité ; les déformations sont quasi homogènes ;
- Rupture, ou une partie du massif se déplace par rapport à l'autre ; le modèle de sol est elasto-plastique, voire rigide-plastique ;
- Post-rupture, ou une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- Réactivation, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface prédéfinie, suivant un comportement rigide -plastique.

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sur influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après. [44]

III. 5. Les différents types de rupture

L'étude de stabilité d'un massif de poids volumique γ , de caractéristiques C et φ , qui présente un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale et de hauteur H . Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un cercle passe par le pied.

Les différentes formes de rupture qui peuvent se produire sont : [36]

- Les cercles de pied de talus qui recoupent le talus à son pied, on peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que les points le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied.

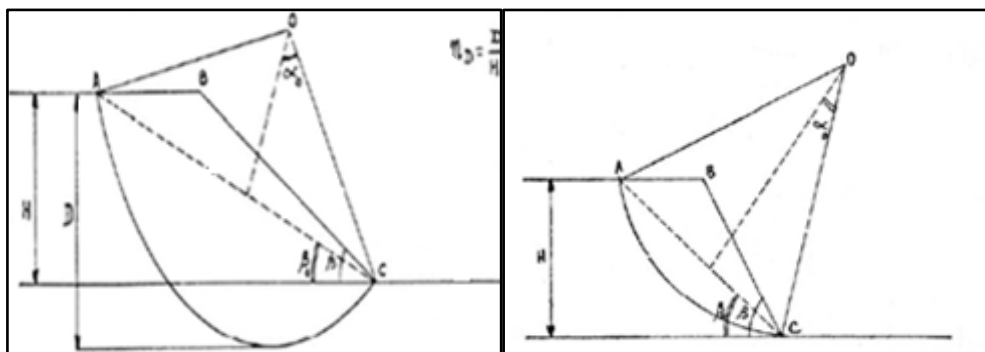


Figure III.6. Cercle du pied. [36]

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

- Les cercles de flanc de talus, le point bas du cercle a parfois sa position fixée par une couche résistante située peu en dessous du niveau du pied ; dans ces conditions, le cercle recoupe le talus dans la pente, au-dessus du pied.

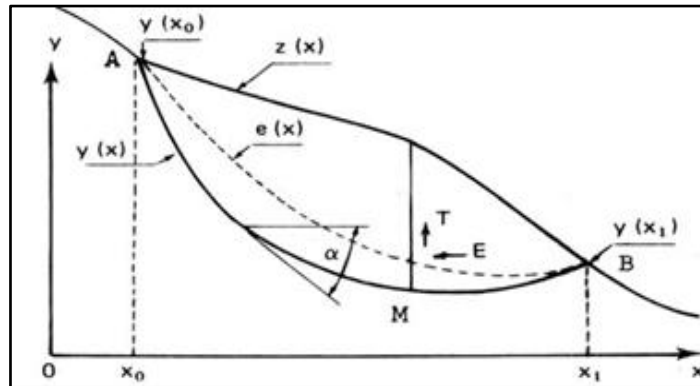


Figure III.7. Cercle du flanc de talus. [36]

- Les cercles de rupture profonde qui englobent une large masse de terrain, on peut montrer que dans ce cas, le centre O des cercles doit être situé à la verticale du milieu du talus, ceux qui expliquent le nom de cercle à mi- pente qu'on leur donne parfois.

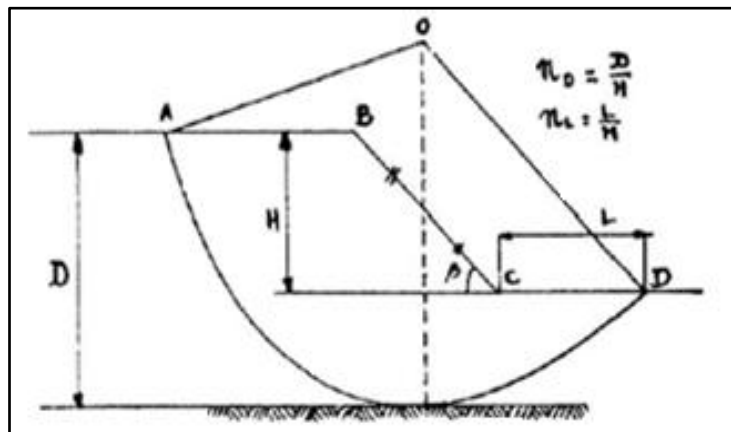


Figure III.8. Cercle à mi- pente. [36]

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série des paramètres.

$$D = n_D \cdot H \text{ et } L = n_L \cdot H.$$

Pour la détermination des allures des ruptures on a un abaque qui permet de déterminer les paramètres du cercle de rupture. Avant de parler de cet abaque, on doit définir quelques paramètres qui s'appellent paramètres réduits : ϕ , c telles que ces paramètres pour lesquels le talus sera sur le point de se rompre. Des abaques ont été conçus pour déterminer ces paramètres. [36]

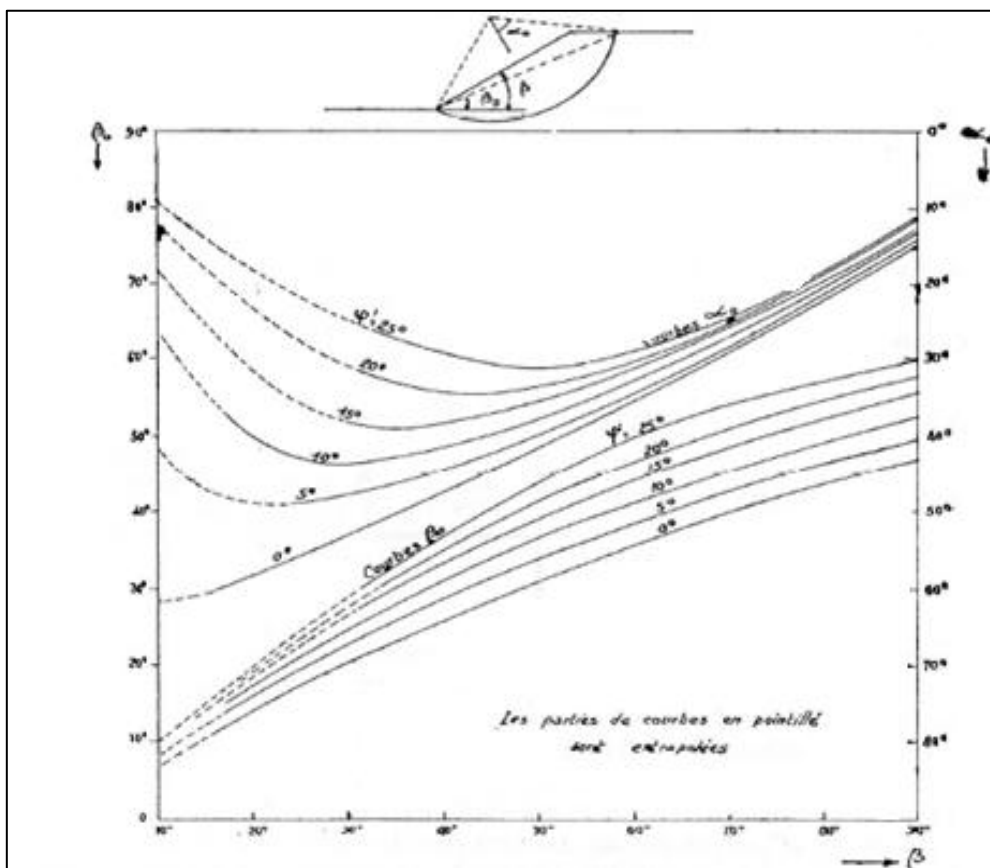


Figure III.9. L'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus.

[36]

III. 5.1. Détermination du type de glissement et le cercle critique

D'abord déterminer différents modes de rupture. Il s'agit d'essayer plusieurs cercles pour être certain qu'à un moment donné on a trouvé le cercle de rupture critique ; méthode pour s'assurer que nous avons le minimum.

Localisation approximative du centre de cercle critique. Une bonne méthode (méthode graphique) pour s'assurer que nous avons le cercle critique est de tracer des lignes de contour de F_S . Afin de donner des contours, ces cercles doivent avoir quelque chose en commun (une restriction commune).

- ✓ Tous les cercles passent par un même point ;
- ✓ Tous les cercles tangents à une même élévation ;
- ✓ Tous les cercles ont le même rayon. [36]

III. 5.2. Guide pour la localisation du cercle critique

➤ Le cercle de rupture passe par le pied de la pente

Le cercle de glissement passe par le pied de la pente si la friction est grande par rapport à la cohésion, cercle élevé (cercle en pieds), si $\Phi = 0$ mais C_u augmente rapidement avec la profondeur. Si la valeur de la pente abrupt $b > 53^\circ$.

➤ Cercle profond dans d'autre cas

Si on est en présence d'une couche molle, le cercle est au fond de la couche molle. Si $\Phi = 0$ et C_u diminue avec la profondeur, le cercle est au fond de la couche molle. [36]

III. 6. Application pour le cas d'étude

D'après les résultats qu'on a obtenu (valeur de C' et Φ'), on utilise l'abaque du cercle de rupture passant par le pied de talus (talus doux) qu'est présenté ci-dessous, dues il est nécessaire de connaître les paramètres géométriques tel que α_0 et β_0 qui prend en considération la valeur de $\Phi' \neq 0$; $C' \neq 0$ et $\beta < 53^\circ$.

On s'intéresse à étudier deux cas, premièrement calcul à long terme on utilisant les caractéristiques mécaniques d'un essai triaxial de type consolidé drainé CD et deuxièmement un calcul sous l'effet sismique.

Pour le calcul du coefficient de sécurité on applique la méthode des tranches (Fellinus et Bishop) pour deux cas sec et saturé qui nous donne la possibilité de voir l'effet des conditions hydrogéologiques sur la stabilité de la pente avant la construction du bâtiment.

III. 6.1. Calcul A Long Terme ($\varphi' = 14^\circ$)

La première étape consiste à déterminer la forme géométrique de la zone susceptible de glisser c'est-à-dire trouvé les couples β_0 et α_0 qui nous permet de tracer le cercle de glissement et la détermination du rayon R.

On utilisant l'abaque ci-dessous, qui représente β_0 et α_0 en fonction de l'angle de talus β et l'angle de frottement interne φ qui nous donne les valeurs suivantes : $\beta_0 = 10^\circ$ et $\alpha_0 = 19^\circ$.

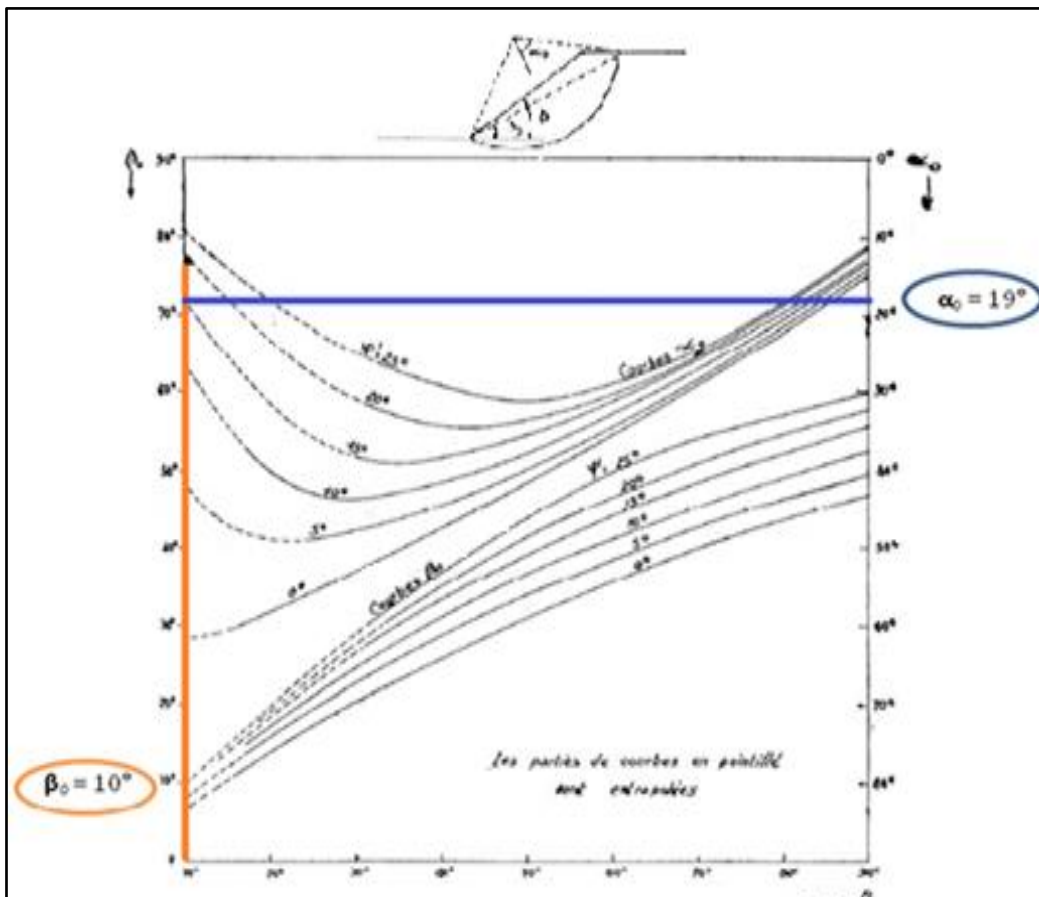


Figure III.10. L'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied.

✓ La localisation du centre de glissement

Il est du type de cercle de pied de talus (talus raide) parce qu'il recoupe le talus à son pied, avec un rayon $R = 261.57 \text{ m}$ et $\beta = 10^\circ$.

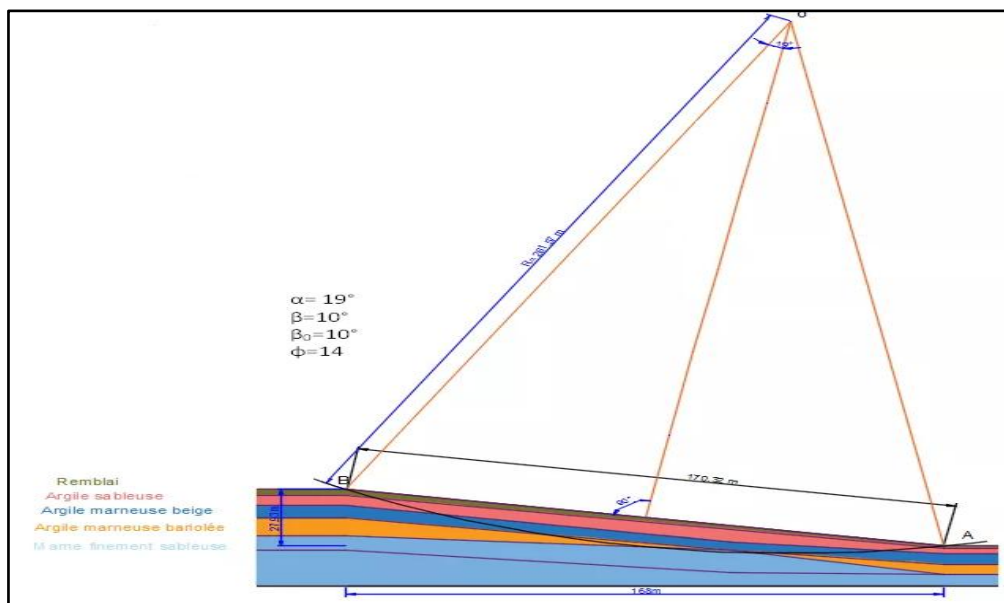


Figure III.11. Localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux.

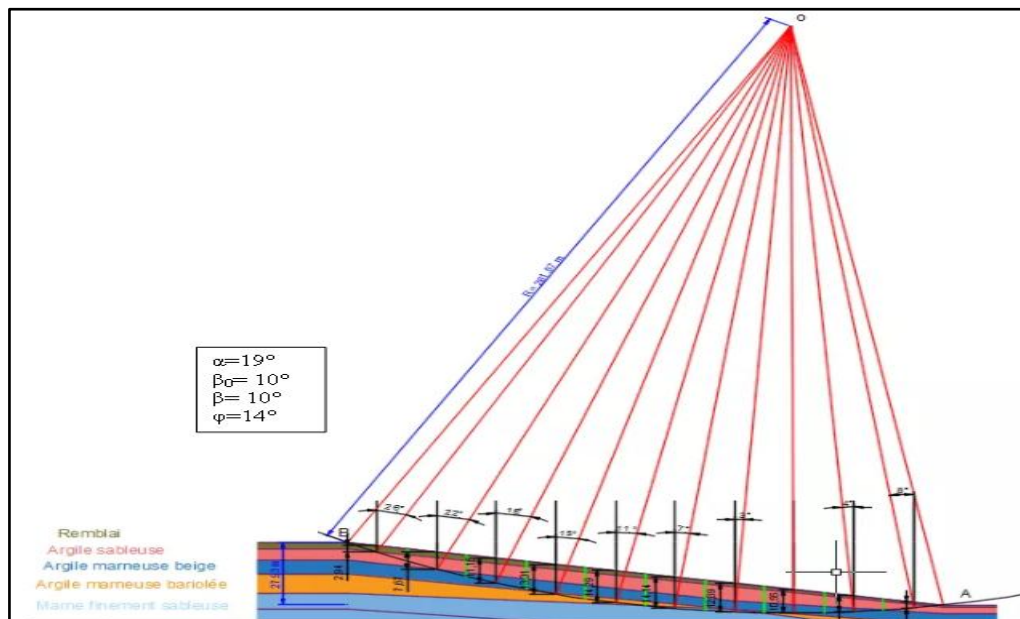
III. 6.1.1. Calcul statique de coefficient de sécurité

On utilise deux méthodes de calcul du coefficient de sécurité FELLINUS et Bishop qui sont détaillés ci-dessous :

III. 6.1.1.1. Terrain terrassé avec bâtiment

III. 6.1.1.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Pour calculer le facteur de sécurité on subdivise la pente (la masse susceptible de glisser) en un certain nombre de tranches qui sont caractérisées par une largeur $b = 16.8$ m environ en suite la hauteur h de chaque est variable (ses deux paramètres nous permet de calculer le poids de chaque tranche).



On calcule le coefficient de sécurité après les travaux de terrassement avec l'existence le bâtiment par les deux méthodes Fellinus et Bishop.

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

a. Pour un sol sec

Tableau III.3. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol sec.

N° tranche	Ai	Wi cosai	1 /cosai	Wi sinai	tg φ (Wi cosai) 1/cosai	Ci bi	q
01	49.392	892.304	1.113	435.206	247.528	117.600	200
02	128.856	2401.411	1.079	970.233	645.761	117.600	200
03	187.320	3580.853	1.051	1163.490	938.753	117.600	200
04	223.608	4341.374	1.035	1163.268	1120.610	117.600	200
05	240.072	4736.790	1.019	920.739	1203.119	117.600	200
06	237.552	4739.205	1.008	581.901	1190.490	117.600	200
07	216.552	4346.730	1.001	227.802	1085.249	117.600	0.00
08	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$\Sigma=5462.638$					$\Sigma=6431.509$	$\Sigma= 823.200$	$\Sigma=1200$
F_S= 1.089							

b. Pour un sol saturé

Tableau III.4. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol saturé.

N° tranche	Ai	Wi cos2ai	Ub	Ci bi	Wi sinai	(1/cosai)[cb+ (WiCos2ai-ub)tgφ]	q
01	49.392	877.808	493.90	117.600	476.345	237.334	200
02	128.856	2437.020	1288.560	117.600	1061.947	435.667	200
03	187.320	3727.516	1873.200	117.600	1273.471	609.777	200
04	223.608	4589.840	2236.080	117.600	1273.228	729.309	200
05	240.072	5089.292	2400.720	117.600	1007.774	802.684	200
06	237.552	5148.525	2375.520	117.600	636.907	815.063	200
07	216.552	4751.095	2165.520	117.600	249.336	763.302	0.00
08	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	0.000	0.000	0,000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	0.000	0.000	0,000	0.000	0.000	0.000	0.00
$\Sigma= 5979.007$					$\Sigma= 4393.136$	$\Sigma= 1200$	
F_S = 0.612							

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_S = 1.089 < 1.5$ La pente est très instable (diminution des résultats à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments).
- **Cas saturé** : $F_S = 0.612 < 1.5$ La pente est très instable ou danger (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

résistance ou la buté en pied qui cause des dégâts sur les bâtiments, effondrement, cassure des toits, des poutres et poteaux d'où un danger doit être déclarée).

III. 6.1.1.1.2. Calcul par la méthode de Bishop

Le F_S est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

a. Pour un sol sec

Tableau III.5. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	$\cos \alpha_i$	$Tg \varphi$	A_i	F	$\frac{[Cb + W \operatorname{tg} \varphi]}{[\cos \alpha_i + ((\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi)/F)]}$	$W_i \sin \alpha_i$	q	
01	0.899	0.2493	49.392	1.089	242.180	435.206	200	
02	0.927	0.2493	128.856	1.089	753.593	970.233	200	
03	0.951	0.2493	187.320	1.089	1033.800	1163.490	200	
04	0.966	0.2493	223.608	1.089	1207.786	1163.268	200	
05	0.982	0.2493	240.072	1.089	1288.106	920.739	200	
06	0.993	0.2493	237.552	1.089	1281.874	581.901	200	
07	0.999	0.2493	216.552	1.089	1190.217	227.802	0.00	
08	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
09	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
10	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
					$\Sigma = 6997.555$	$\Sigma = 5462.639$	$\Sigma = 1200$	
								$F_S = 1.050$

b. Pour un sol saturé

Tableau III.6. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	$\cos \alpha_i$	$\operatorname{tg} \varphi$	A_i	F	U b	$\frac{[Cb + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi]}{[\cos \alpha_i + ((\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi)/F)]}$	$W_i \sin \alpha_i$	q
01	0.899	0.249	49.392	0.735	493.920	253.332	476.345	200
02	0.927	0.249	128.856	0.735	1288.560	477.216	1061.947	200
03	0.951	0.249	187.320	0.735	1873.200	642.143	1273.471	200
04	0.966	0.249	223.608	0.735	2236.080	746.496	1273.228	200
05	0.982	0.249	240.072	0.735	2400.720	798.834	1007.774	200
06	0.993	0.249	237.552	0.735	2375.520	801.180	636.907	200
07	0.999	0.249	216.552	0.735	2165.520	753.166	249.336	0.00
08	1.000	0.000	0.000	0.000	1772.400	0.000	0.000	0.00
09	1.000	0.000	0.000	0.000	1201.200	0.000	0.000	0.00
10	1.000	0.000	0.000	0.000	446.880	0.000	0.000	0.00
					$\Sigma = 4472.368$	$\Sigma = 5979.007$	$\Sigma = 1200$	
								$F_S = 0.603$

↳ Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_S = 1.050 < 1.5$ La pente est très instable (diminution des résultats à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments).
- **Cas saturé** : $F_S = 0.603 < 1.5$ La pente très instable ou danger (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments, effondrement, cassure des toits, des poutres et poteaux d'où un danger doit être déclarée).

III. 6.1.2. Calcul pseudo statique de coefficient de sécurité

²Le calcul pseudo statique exprimé par des accélérations constantes horizontales et verticales attachées à la masse du sol.

Dans le site d'étude les ouvrages sont classées dans les ouvrages courants (Habitations – Bureaux) avec une sismicité élevée (zone III) donc le coefficient d'accélération égale 0.25.

Tableau III.7. Coefficient d'accélération (RPA).

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leurs importances
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité- Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

III. 6.1.2.1. Terrain terrassé avec bâtiment

Nous enlevons les trois dernies tranche où les travaux de terrassement ont été effectués et on calcule le coefficient de sécurité par les deux méthodes Fellinus et Bishop.

III. 6.1.2.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Le F_S est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

a. Pour un sol sec

Tableau III.8. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	$W_i \sin \alpha_i$	$\text{tg } \varphi (W_i \cos \alpha_i) / \cos \alpha_i$	$C_i b_i$	$A W_i d_i / R$	q
01	261.57	26	992.779	247.528	117.600	48.916	200
02	261.57	22	2590.006	645.761	117.600	93.473	200
03	261.57	18	3765.132	938.753	117.600	93.410	200
04	261.57	15	4494.521	1120.610	117.600	74.713	200
05	261.57	11	4825.447	1203.119	117.600	44.352	200
06	261.57	7	4774.795	1190.490	117.600	18.687	200
07	261.57	3	4352.695	1085.249	117.600	3.657	0.00
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
			$\Sigma = 5462.639$	$\Sigma = 6431.509$	$\Sigma = 823.200$	$\Sigma = 377.211$	$\Sigma = 1200$
$F_S = 1.031$							

b. Pour un sol saturé

Tableau III.9. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	$C_i b_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$(1/\cos \alpha_i)[c_b + (W_i \cos 2\alpha_i - u_b) \text{tg } \varphi]$	$A W_i d_i / R$	q
01	261.57	26	117.600	476,345	237.334	53.540	200
02	261.57	22	117.600	1061,947	435.667	102.309	200
03	261.57	18	117.600	1273,471	609.777	102.239	200
04	261.57	15	117.600	1273,228	729.309	81.776	200
05	261.57	11	117.600	1007,774	802.684	48.545	200
06	261.57	7	117.600	636,907	815.063	20.453	200
07	261.57	3	117.600	249,336	763.302	4.003	0.00
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
			$\Sigma = 5979,007$	$\Sigma = 4393.136$	$\Sigma = 412.868$	$\Sigma = 1200$	
$F_S = 0.579$							

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_S = 1.031 > 1$ La pente est stable (diminution des résultats à cause des travaux de terrassement, prise en compte de l'effet sismique qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments).
- **Cas saturé** : $F_S = 0.579 < 1$ La pente est très instable ou danger (diminution des résultats en présence d'eau, les travaux de terrassement, la surcharge dus au bâtiment, l'effet sismique minimisent les forces de résistance et crée un déséquilibre en pied qui causent des

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

dégâts sur le bâtiment, effondrement, cassure des toits, des poutres et poteaux d'où un danger doit être déclarée).

III. 6.1.2.1.2. Calcul par la méthode de Bishop

Le F_s est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

a. Pour un sol sec

Tableau III.10. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$[Cb+ W \operatorname{tg}\phi]/$ $[\cos\alpha_i+ ((\sin\alpha_i$ $\operatorname{tg}\phi)/F]$	$W_i \sin\alpha_i$	A $W_i d_i/$ R	q
01	261.57	26	117.600	245.222	435.206	48.916	200
02	261.57	22	117.600	761.557	970.233	93.473	200
03	261.57	18	117.600	1042.717	1163.490	93.410	200
04	261.57	15	117.600	1216.470	1163.268	74.713	200
05	261.57	11	117.600	1294.920	920.739	44.352	200
06	261.57	7	117.600	1286.217	581.901	18.687	200
07	261.57	3	117.600	1191.962	227.802	3.657	0.00
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
				$\Sigma = 7039.066$	$\Sigma = 5462.639$	$\Sigma = 377.211$	$\Sigma = 1200$
				$F_s = 0.991$			

b. Pour un sol saturé

Tableau III.11. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$[Cb+ (W-ub)$ $\operatorname{tg}\phi]/$ $[\cos\alpha_i+ ((\sin\alpha_i \operatorname{tg}$ $\phi)/F]$	$W_i \sin\alpha_i$	A $W_i d_i/$ R	q
01	261.57	26	117.600	250.872	476.345	53.540	200
02	261.57	22	117.600	473.276	1061.947	102.309	200
03	261.57	18	117.600	637.770	1273.471	102.239	200
04	261.57	15	117.600	742.224	1273.228	81.776	200
05	261.57	11	117.600	795.435	1007.774	48.545	200
06	261.57	7	117.600	798.973	636.907	20.453	200
07	261.57	3	117.600	752.259	249.336	4.003	0.00
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
				$\Sigma = 4450.809$	$\Sigma = 5979.007$	$\Sigma = 412.860$	$\Sigma = 1200$
				$F_s = 0.578$			

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_S = 0.991 < 1$ La pente est moyennement stable (diminution des résultats à cause des travaux de terrassement, prise en compte de l'effet sismique qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments).
- **Cas saturé** : $F_S = 0.578 < 1$ La pente est très instable ou danger (diminution des résultats en présence d'eau, les travaux de terrassement, les surcharges dus au bâtiment, l'effet sismique minimisent les forces de résistance et crée un déséquilibre en pied qui cause des dégâts sur les bâtiments, effondrement, cassure des toits, des poutres et poteaux d'où un danger doit être déclarée).

III. 6.1.3. Représentation des résultats obtenus

Les résultats obtenus après le calcul de coefficient de sécurité sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12. Les valeurs de F_S pour tous les cas de calcul.

Calcul statique			
Terrain terrassé avec bâtiment			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.089	0.612	1.050	0.623
Calcul pseudo statique			
Terrain terrassé avec bâtiment			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.031	0.579	0.991	0.578

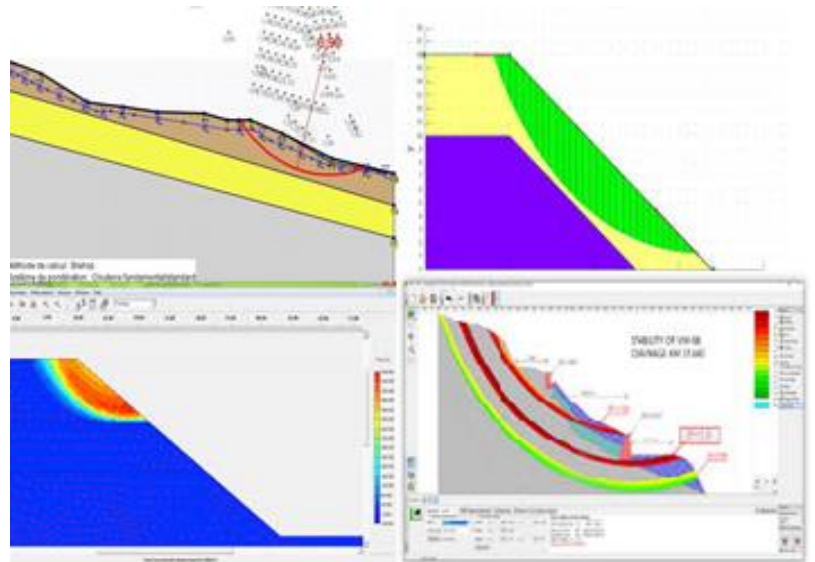
III. 7. Conclusion

D'après l'étude de stabilité dans cette section nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- Les résultats trouvés par les deux méthodes classiques (Fellinus et Bishop) soit pour l'étude statique et dynamique sont de mêmes ordres avec une légère variation.
- Les résultats de calcul pour l'état de terrassement en présence du bâtiment dans les conditions statique et pseudo statique pour les différentes conditions hydrauliques sont inacceptables et dangereuse est qui indique que la pente est instable d'où on constate que les travaux de terrassement en présence d'eau influent considérablement sur la stabilité, d'où on a remarqué que les résultats décroît rapidement jusqu'à (1.089 à 0.612) dans le cas statique et jusqu'à (1.031 à 0.578) pour la configuration dynamique qui montre que la zone étudiée est très instable pour la construction et qui est marqué par les dégradations observées sur site (cassure de la dalle et les poutres, dégradation du bâtiment, cassure des toits...etc.) .

Chapitre IV:

*Modélisation
numérique d'un
glissement de terrain.*



IV. 1. Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but de réaliser une modélisation numérique d'un glissement de terrain ainsi que vérifier la fiabilité de système de confortement choisit et trouver les solutions les plus favorables techniquement afin de stabiliser le glissement, avec différentes situations et méthodes à savoir statique et dynamique.

Pour cela, nous allons utiliser plusieurs des logiciels pour la prise en compte de tous les paramètres physiques, mécaniques et géométriques et conduisent à des solutions générales plus réalistes de la stabilité des pentes. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les lois d'équilibre limite (Morgenstern- Price, Fellinius et Bishop) et les méthodes des éléments finis (Calcul à la rupture) selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb pour décrire le comportement des sols. Parmi ces logiciels : PLAXIS V8.2.

L'utilisation de ce logiciel pour avoir une bonne idée sur la valeur de coefficient de sécurité suivant différentes situations d'étude avec et sans confortement, statique et dynamique selon différentes conditions d'écoulement afin de mieux valider les résultats trouvés au par avants.

IV. 2. Présentation de programme PLAXIS

Le logiciel PLAXIS est conçu par des géotechniciens numériques, le code d'éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. scientifiquement c'est un outil d'analyse non linéaire élastoplasticité nom standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes éprouvées ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti, bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds). [45]

IV. 2.1. Plan général de du programme PLAXIS

Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme donne une brève description de ce programme.

L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre Sous-programmes (PLAXIS-Input, PLAXIS-Calculations, PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves).

- **PLAXIS-Input:** Le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.

- **PLAXIS-Calculations:** Le processing programme ou le sou programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.
- **PLAXIS-Output :** Ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des noeuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.
- **PLAXIS-Curves :** Le sou programme curve sert à la construction des courbes de chargement–déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes. [45]

IV. 2.2. Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS

IV. 2.2.1. Définition des données

Nous allons réaliser une étude bidimensionnelle (déformation plane) d'un glissement de terrain ses sous couches qu'est décrite ci-dessous. Deux cas possibles peuvent être étudiés le terrain naturel (statique et dynamique) :

IV. 2.2.2. La géométrie de modèle

Dans ce système l'état de contrainte et de déformation est plan, on va créer un modèle géométrique caractérisée par une hauteur de 50 m et de largeur de 208 m, les différentes épaisseurs des couches sont représentées (Figure IV.1).

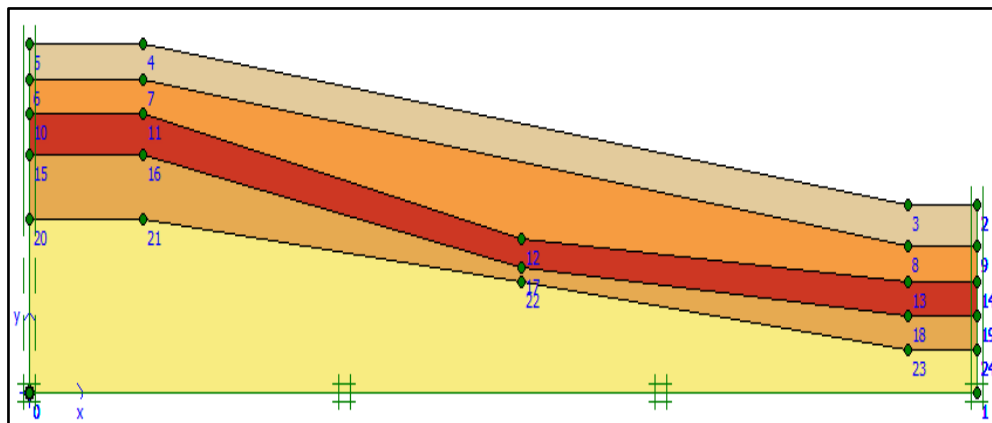


Figure IV.1. Modèle géométrique du talus.

IV. 2.2.3. Les conditions aux limites

On choisit les conditions aux limites par défaut, c'est-à-dire les déplacements horizontaux sont bloqués dans les côtés du système et les déplacements verticaux sont libérés, tandis les déplacements de la base sont entièrement bloqués.

IV. 2.2.4. Caractéristiques des matériaux

Les propriétés des couches de sol sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Propriétés des sols.

Matériau	Type	γ_{unsat} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	K_x (m/s)	K_y (m/s)	ν	E (KN/m ²)	C (KPa)	$\Phi(^{\circ})$
Remblais	Drainé	15,00	20,00	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	0.42	304084	5	25
Argile sableuse	Drainé	16,30	20,20	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$	0.46	482578	7	15
Argile marneuse beige	Drainé	17,40	20,80	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	0.48	689013	7	16
Argile marneuse bariolé	Drainé	16,10	20,20	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$	0.48	689013	7	14
Marne sableuse	Drainé	17,00	21,00	$1 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$	0.48	689013	6	13

IV. 2.2.5. Génération du Maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de (204) éléments et le nombre des nœuds est de (1733 nœuds), on utilise un maillage global (global Coarseness), comme indiquée sur (Figure IV.2)

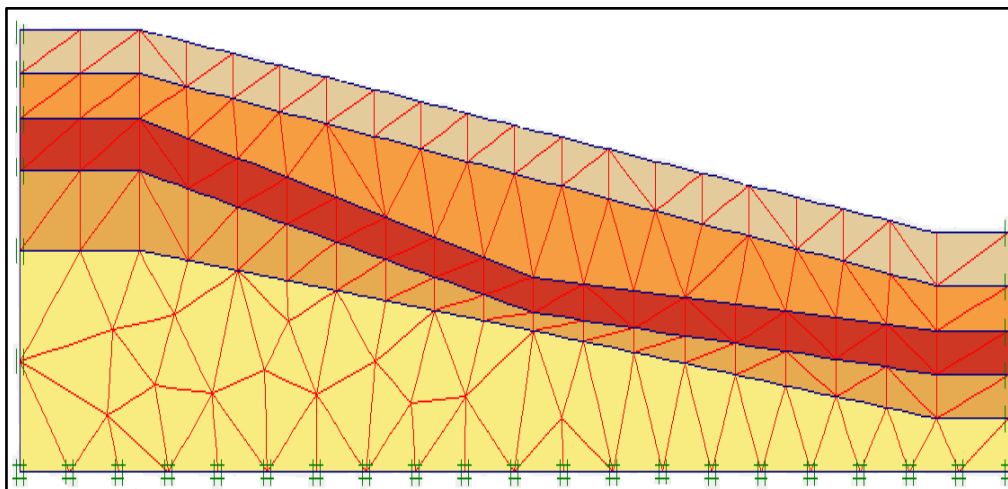


Figure IV.2. Maillage du modèle.

IV. 2.2.6. Conditions initial

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

a. Conditions hydrauliques

Le niveau de la nappe dans les cas secs est tracé à la base du modèle.

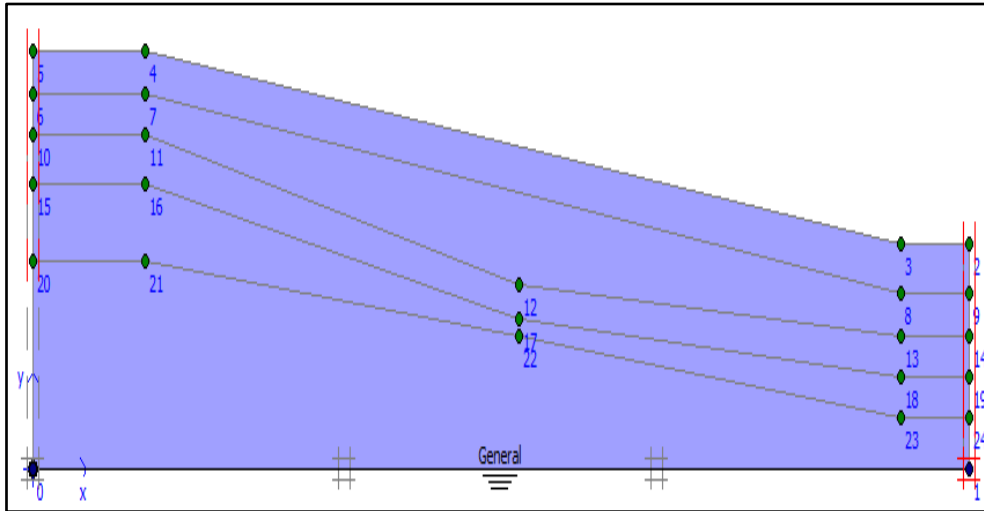


Figure IV.3. Les conditions hydrauliques.

b. Contrainte initial

Pour la génération des contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 . La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky $k_0 = (1 - \sin\phi)$. Le poids du sol sera gardé à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

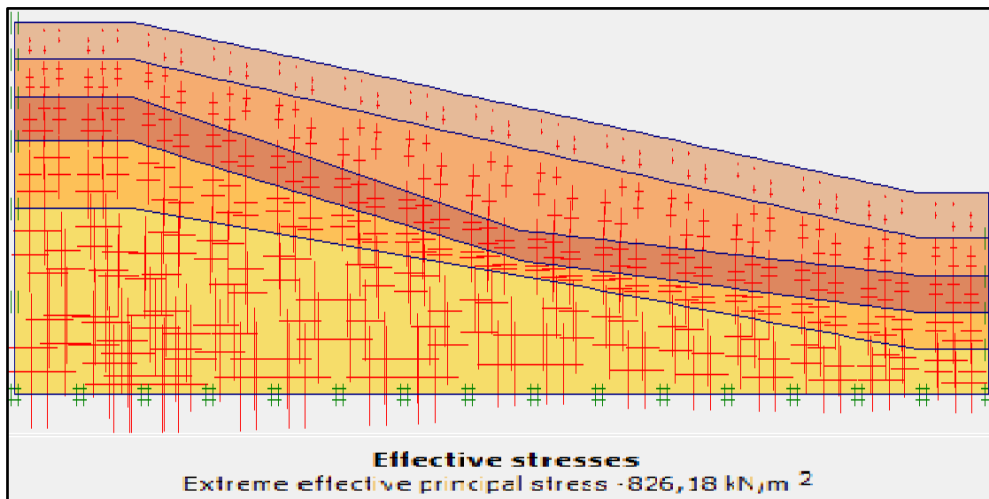


Figure IV.4. La distribution des contraintes effectives.

IV. 2.2.7. Phasage de calcul

Le calcul est défini par deux phase , en cas de séisme et par la mise en place de confortement).

- ✓ **Phase 0** : Initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.
- ✓ **Phase 1** : Calcul de glissement (C / Φ réduction).

Les procédures de calculs sont présentées (Figure IV.5)

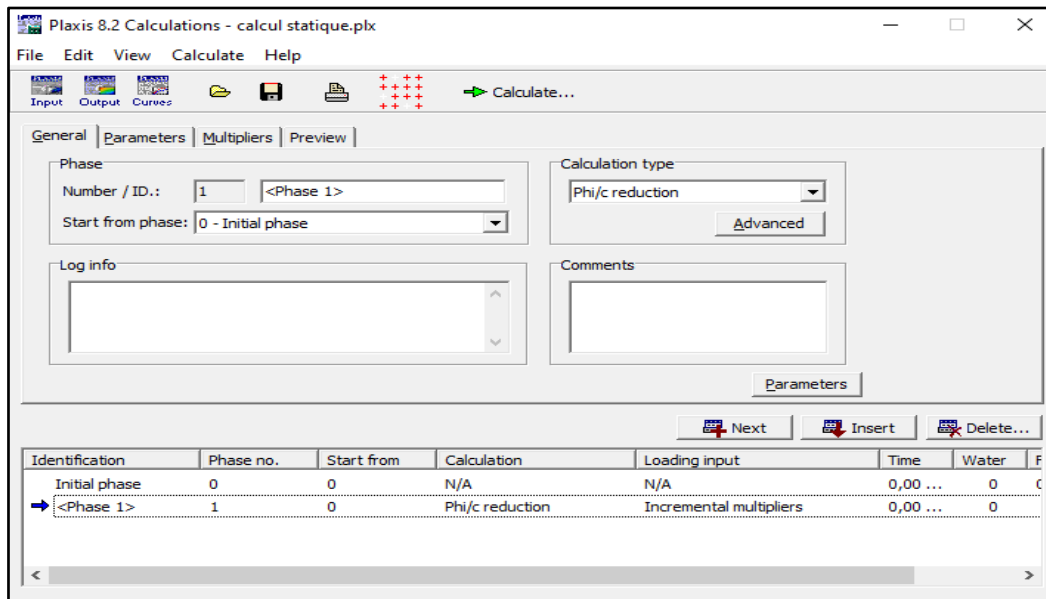


Figure IV.5. Procédure de calcul statique.

IV. 2.2.8. Les résultats de la modélisation

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

- Déformation de maillage ;
- Déformation des couches de sol : le coefficient de sécurité ;
- Les accélérations dans le cas dynamique.

Nous allons donner les résultats de la dernière phase de chaque cas étudié :

IV. 2.2.8.1. Dans le cas statique

a. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec

➤ Déformation de cisaillement

Les cercles de glissements trouvés changent de position à cause des travaux de terrassement dans la pente passent par la demi-pente du talus qui est différent que celle trouver par les méthodes analytiques puisque la forme géométrique est changée.

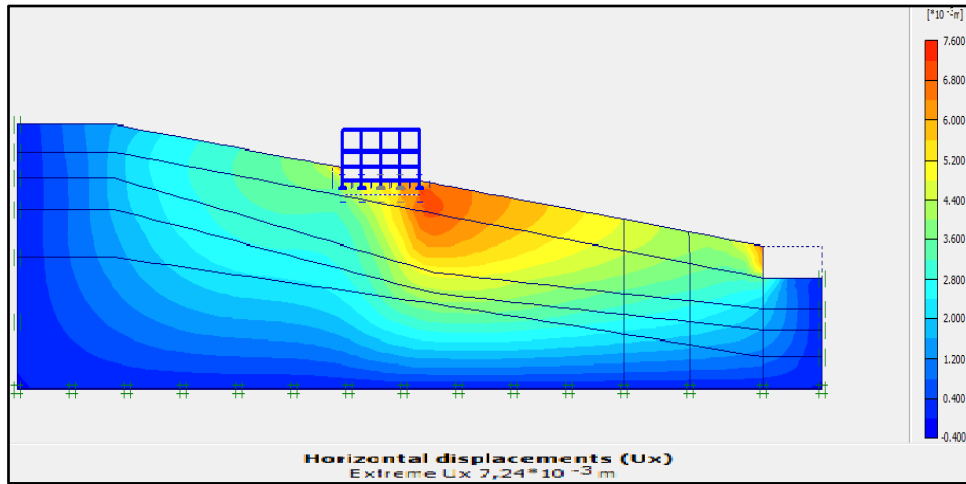


Figure IV.6. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est très instable, ce qui montre une diminution des forces de résistance ou la buté à cause des travaux de terrassement. La valeur trouvée est même à celle trouver par les calculs classiques.

Multipliers			
Step Info			
Step	9 of 109	Extrapolation factor	0,117
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,124
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,000
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.7. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec).

b. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé

➤ **La déformation de maillage et des éléments**

La pris en compte des écoulements d'eau en surface qui saturent la pente dans la partie amont, les travaux de terrassement avec bâtiment influent considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré (Figure IV.8)

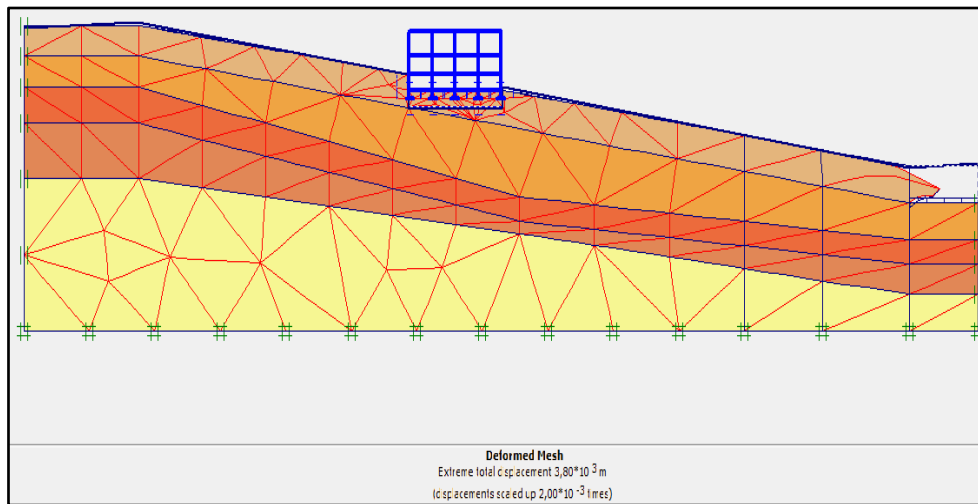


Figure IV.8. La maille déformée.

L'affichage ci-après indique que les travaux de terrassement en présence du bâtiment influent sur l'affichage des cercles de glissement qui minimise le coefficient de sécurité.

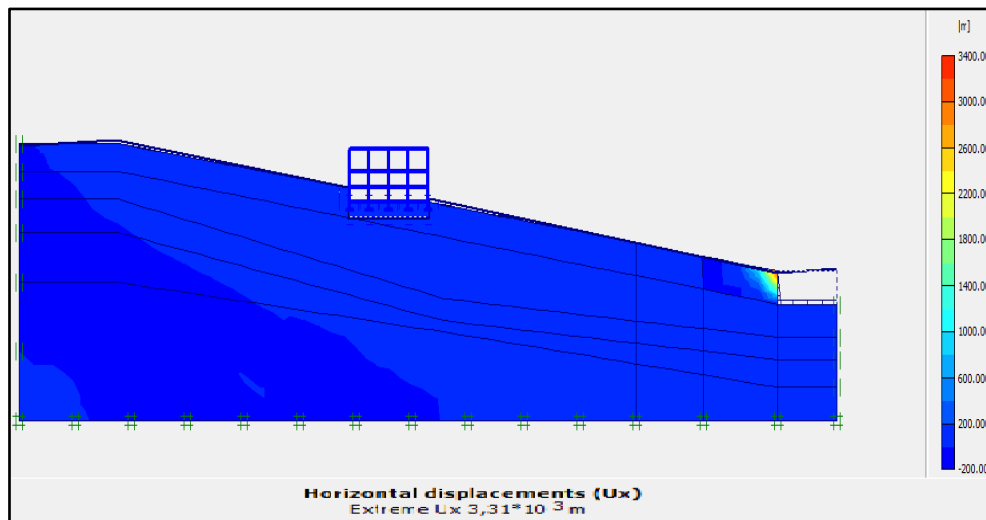


Figure IV.9. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est très instable (très dangereux pour les bâtiments existantes), ce qui montre un déséquilibre causé par la diminution des forces de cohésion à cause des infiltrations des eaux et minimise la buté ou les forces de résistance en pied à cause des travaux de terrassement. La valeur trouvée est même à trouver par les calculs analytiques.

Step Info		Multipliers	
Step	119 of 119	Extrapolation factor	0,500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers		Incremental Multipliers	Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 0,790
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.10. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec surcharge à l'état saturé).

Les résultats du déplacement horizontal

- **Le sondage SC 02:** La valeur de déplacement dans le sondage SC 02 détecté par les capteurs (inclinomètre) pour la profondeur 17 m est de 1.3 mm qui est presque la même valeur obtenue par modélisation numérique qui confirme les modèles géométriques proposés qui certifie les résultats trouvés.

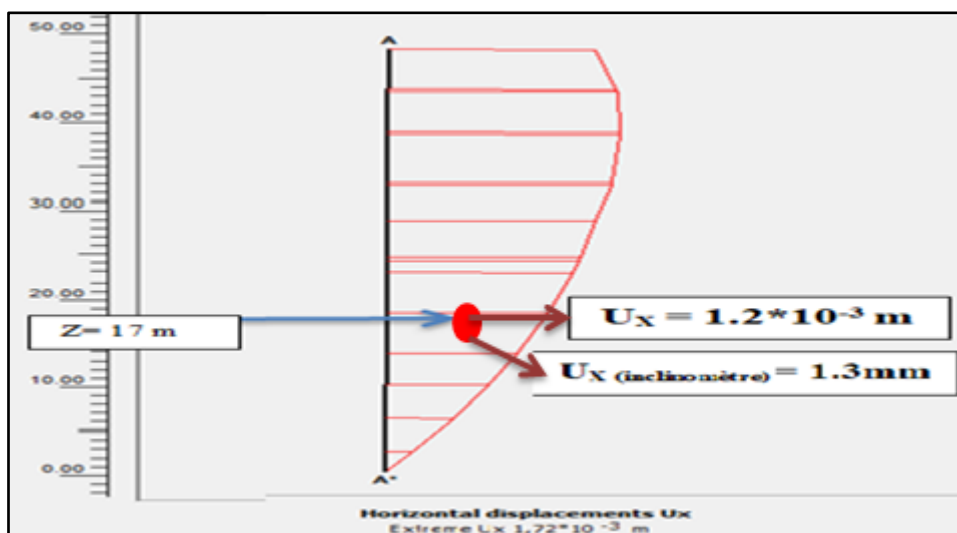


Figure IV.11. Comparaison des résultats (déplacement horizontale / l'essai inclinométrique).

- **Le sondage SC 03:** La valeur de déplacement dans le sondage SC 03 détecté par les capteurs (inclinomètre) pour la profondeur 10 m est de 0.30 mm qui est presque la même valeur obtenue par modélisation numérique qui confirme les modèles géométriques proposés qui certifie les résultats trouvés.

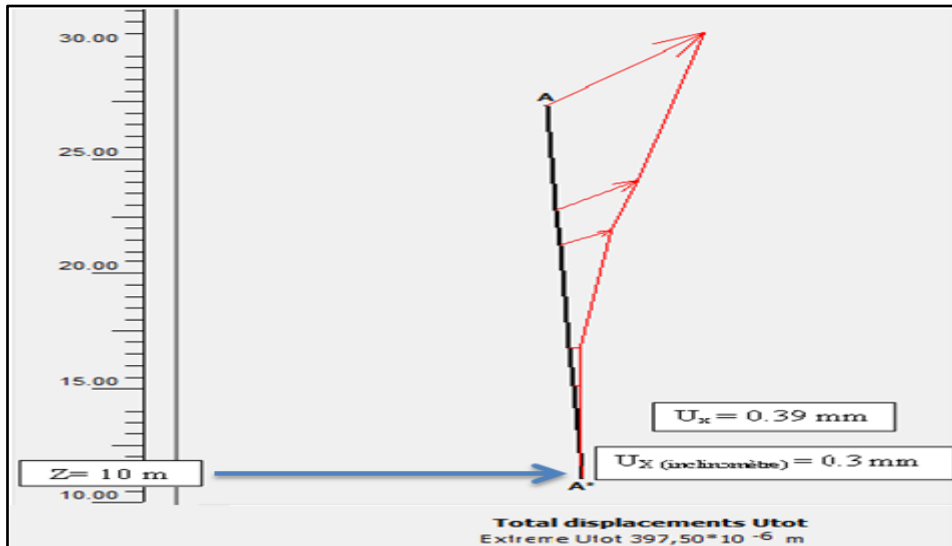


Figure IV.12. Comparaison des résultats (déplacement horizontale / l'essai inclinométrique).

IV.2.2.8.2. Dans le cas dynamique

Le calcul comporte trois phases, pour le cas terrain terrassé avec surcharge en cas de séisme et par la mise en place de confortement, sec et saturé.

- ✓ **Phase 1** : Est un calcul plastique normal dans lequel le bâtiment est construit ;
- ✓ **Phase 2** : Est une analyse dynamique dans laquelle le séisme est simulé. Pour analyser en détail les effets du séisme, les déplacements sont menues à zéro au débute de cette phase ;
- ✓ **Phase 3** : Calcul de glissement (C / Φ réduction). [46]

Les procédures de calculs sont présentées (Figure IV.13)

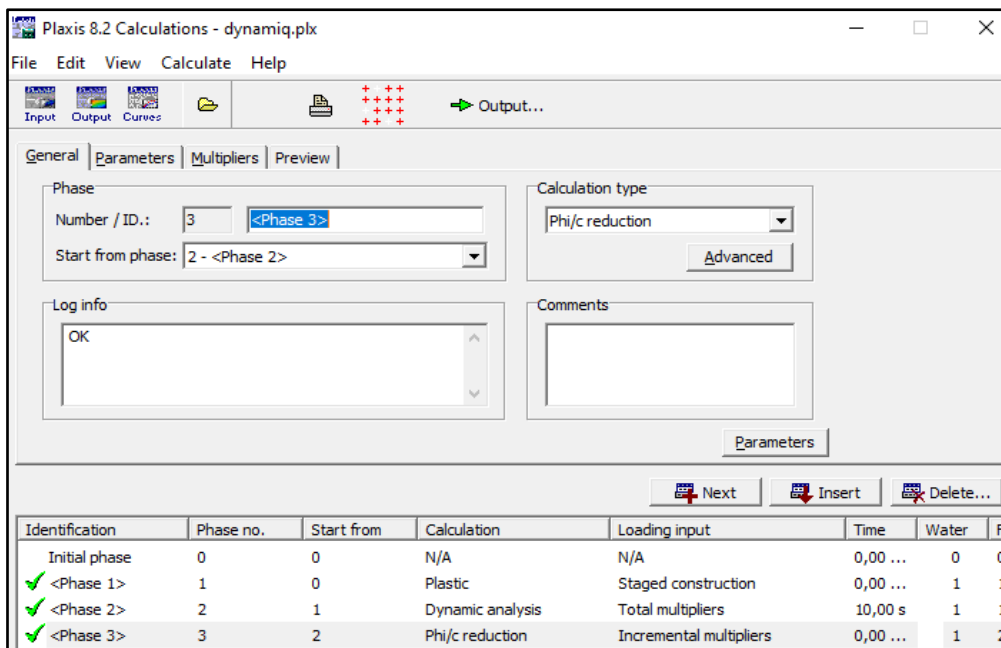


Figure IV.13. Procédure de calcul dynamique.

a. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec

Nous respectons les mêmes étapes réalisées dans les cas ci-dessus, avec les travaux de terrassement et le bâtiment on obtient les résultats suivants :

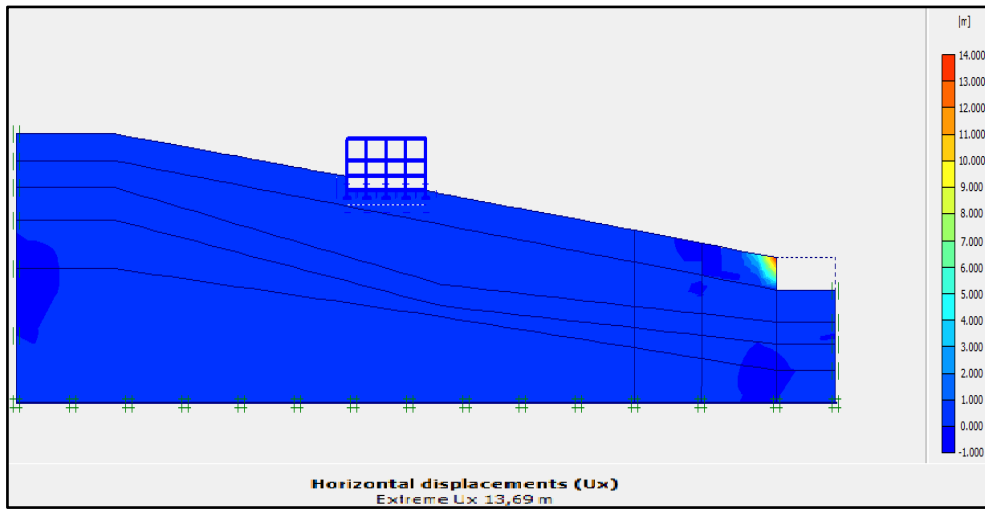


Figure IV.14. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est instable, ce qui montre une diminution des résultats à cause des travaux de terrassement, prise en compte de l'effet sismique qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui cause des dégâts sur le bâtiment). La valeur trouvée est presque celle trouvée par le calcul analytique.

Multipliers			Additional Info		Step Info	
Step Info			Step	375 of 375	Extrapolation factor	2,000
PLASTIC STEP					Relative stiffness	0,000
Multipliers			Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	2,005		
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000		
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000		
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000		
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000		
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	0,881		
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000		
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	10,000		

Figure IV.15. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec).

b. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé

La pris en compte des saturations totales avec le bâtiment, influent considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré (Figure IV.16)

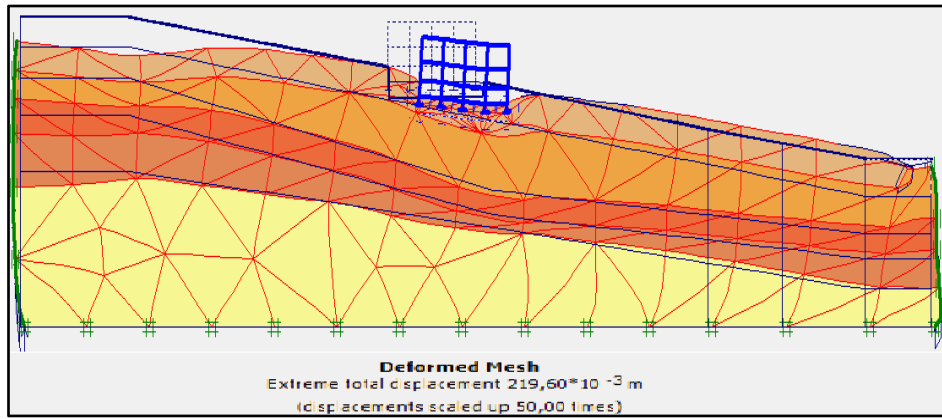


Figure IV.16. La maille déformée.

L'affichage ci-après indique que les travaux de terrassement en présence du bâtiment influent sur l'affichage des cercles de glissement qui deviennent en surface qui minimisent le coefficient de sécurité.

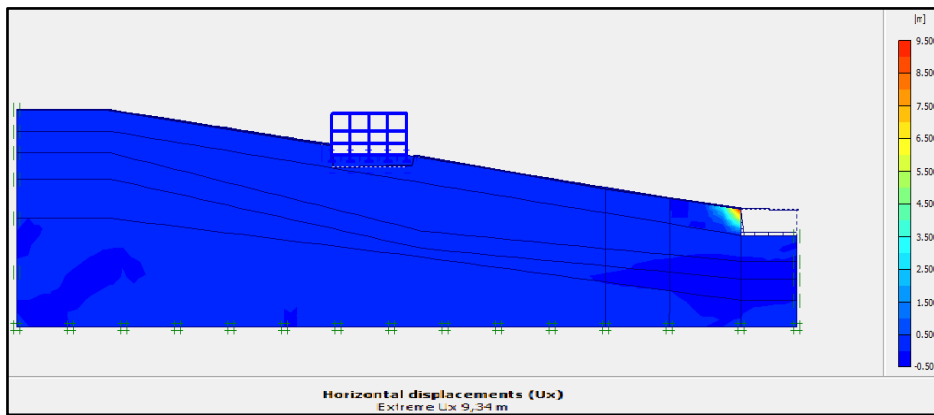


Figure IV.17. Déplacement horizontal du modèle.

➤ Le coefficient de sécurité

Le résultat de coefficient de sécurité diminue par rapport à l'état sec qui indique que le talus est instable.

Multipliers			
Step Info			
Step	363 of 363	Extrapolation factor	0,500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 2,005
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 0,786
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 10,000

Figure IV.18. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé).

➤ **L'accélération horizontale**

Les accélérations horizontales sont présentées dans la figure suivante qui montrent que le bâtiment est localisé dans la zone la plus dangereuse ou il y'a un risque d'effondrement qui est confirmé par les dégradations sur site.

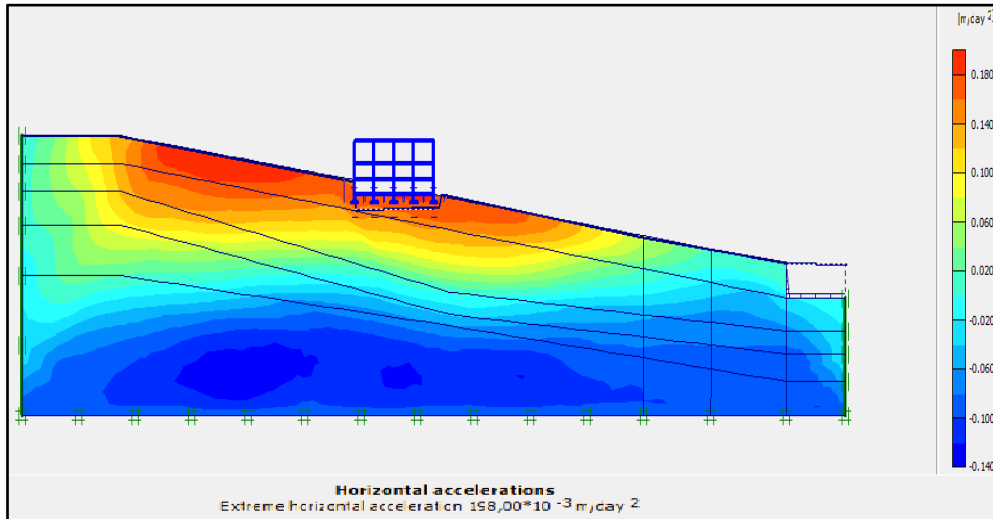


Figure IV.19. Valeur d'accélération horizontale pour un terrain terrassé avec bâtiment.

IV.3. Représentation des résultats obtenus et interprétations

Les résultats du coefficient de sécurité trouvés pendant la simulation à travers les différents codes de calcul seront regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2. Les valeurs des coefficients de sécurités obtenues.

	Les logiciels	Calcul statique		Calcul pseudo-statique	
		Sec	Saturé	Sec	Saturé
Terrain terrassé avec surcharge	PLAXIS	1.000	0.790	0.881	0.786

D'après les résultats obtenus par le logiciel, on constate que :

- Les valeurs des coefficients de sécurité obtenus pour les différentes configurations sont très proches à celle trouvées avec le calcul analytique ;
- Le calcul sismique à un grand effet sur la stabilité des talus par l'augmentation des forces moteurs qui est diminué le coefficient de sécurité jusqu'à 0.790 pour un terrain saturé à l'état statique et 0.786 pour le cas pseudo-statique.

IV. 4. Les méthodes de confortement proposées

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Il existe plusieurs solutions de confortement, le choix de méthode est fixé en tenant compte des caractéristiques et l'état de chaque site tel que le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges.

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable selon les différentes configurations, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement. Pour stabiliser l'ensemble sol/ structure tel que :

- La réalisation d'un système de drainage ;
- Des inclusions rigides (des pieux) avec une dalle de transition.

IV. 4.1. Cas statique

IV. 4.1.1. Résultats de calcul obtenus avec Plaxis

Dans cette étape les pieux de renforcement sont à l'ordre de trois, ils sont implanté dans la partie amont avec une dalle de transition, qu'ils sont perpendiculaire au long de glissement, plus un rabattement de niveau d'eau.

➤ Le résultat de déplacement horizontal

Les cercles de glissements trouvés après renforcement sont disparaître sous le bâtiment ce qui montre que le bâtiment se trouve dans un état stable et les résultats des déplacements horizontaux sont très favorables ($U_x = 8.06$ m) par rapport à l'état initial avant renforcement ($U_x = 3.31 \cdot 10^3$ m). Les résultats sont illustrés (Figure IV.20)

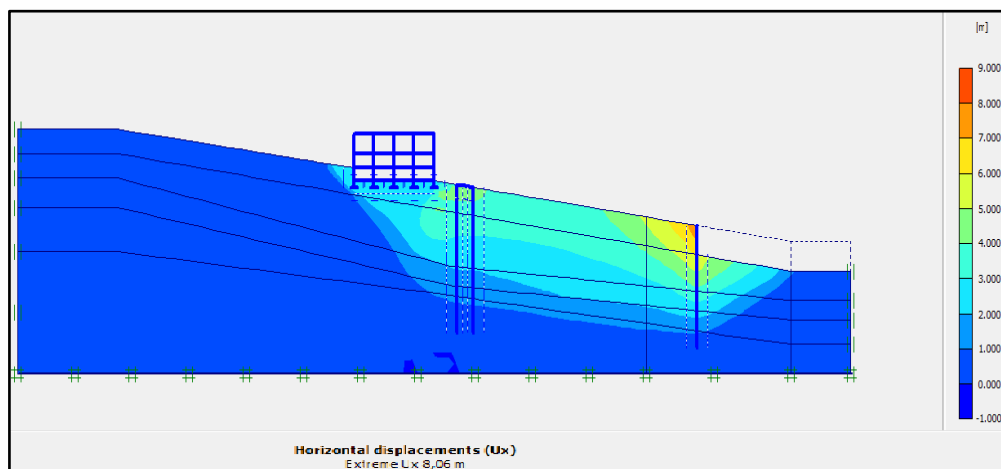


Figure IV.20. Le déplacement horizontal après l'installation de pieu au milieu du versant.

➤ Déformation de cisaillement

L'affichage suivant montre que la déformation de cisaillement est très faible.

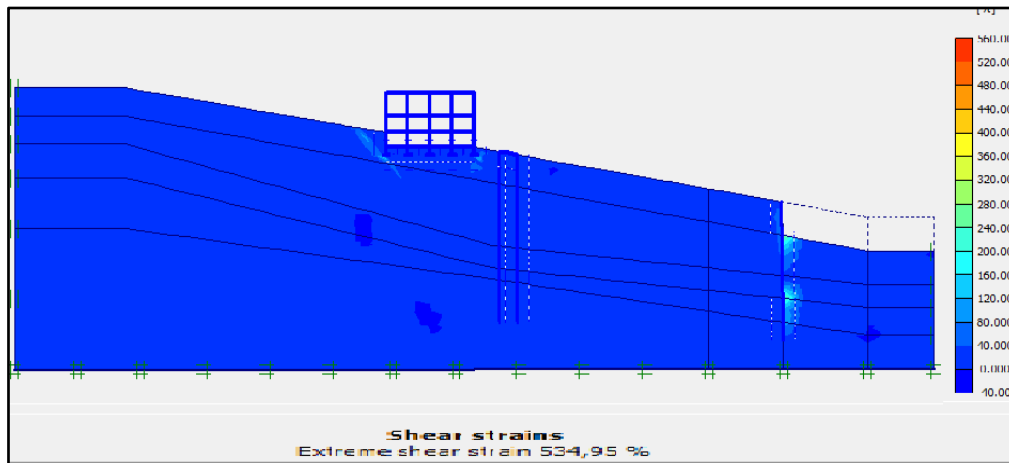


Figure IV.21. La déformation de cisaillement.

➤ **La contrainte de cisaillement**

Les valeurs de la contrainte de cisaillement qui atteint des valeurs maximales sous le bâtiment montrent que le sol est dans un état de rupture et que les systèmes de renforcement serrent à stabilisées les couches de surface et les bâtiments prés existants qui sont illustrées (Figure IV.22).

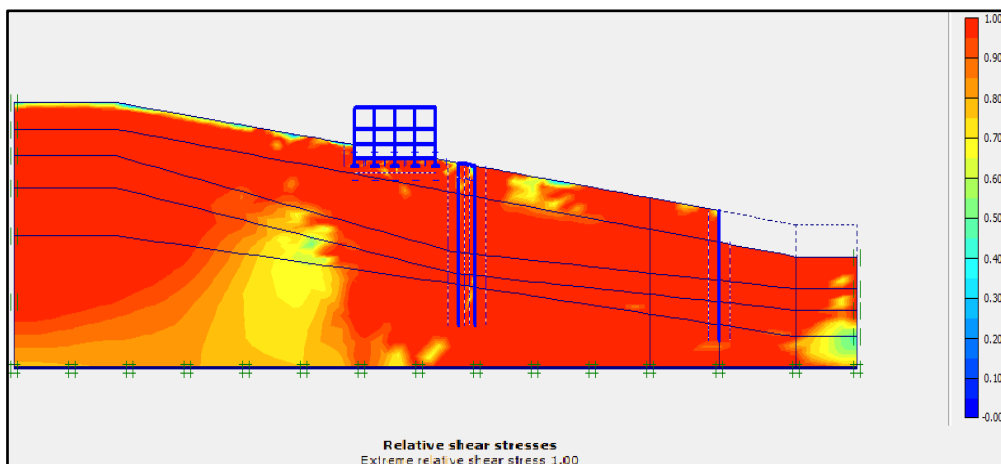


Figure IV.22. La contrainte de cisaillement.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient sécurité après renforcement est moyennement stable par rapport à 1.5, ce qui montre que les pieux au milieu de versant travaillent comme une butée.

Multipliers			
Step Info			
Step	123 of 123	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,403
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.23. Le résultat de coefficient de sécurité.

IV. 4.2. Cas pseudo-statique

IV. 4.2.1. Résultats de calcul obtenus avec Plaxis

La valeur de coefficient sécurité est stable par rapport à coefficient de sécurité 1 (cas dynamique), ce qui montre que les pieux au milieu de versant travaillent comme une butée et donne des bons résultats.

Multipliers			
Step Info			
Step	380 of 406	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 5,294
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,205
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 10,000

Figure IV.24. Valeur de coefficient de sécurité après renforcement.

Tableau IV.3. Les résultats de la modélisation pour les différents cas après confortement.

	Les logiciels	Cas statique	Cas dynamique
Renforcement par pieux avec rabattement d'eau	PLAXIS	1.403	1.205

IV. 4.4. Interprétation des résultats

Nous avons remarqué que la valeur de coefficient de sécurité obtenu après un renforcement de talus par 2 pieux perpendiculaire avec rabattement d'eau est 1.403 pour le cas statique et 1.205 pour le cas pseudo-statique donc on peut conclure que le renforcement par pieux peut maintenir ou garantir une stabilité certaine de talus et montre que le facteur de sécurité s'améliore d'une façon importante et semble une solution efficace pour résoudre le problème d'instabilité du talus actuel.

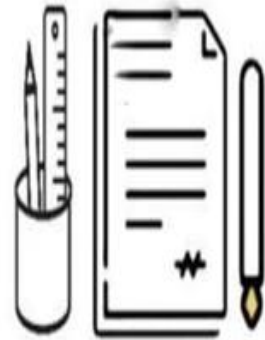
IV.5. Conclusion

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par le logiciel : PLAXIS 2D V 8.2, on peut dire que le coefficient de sécurité trouvé coïncide plus ou moins avec celui trouvé par la méthode analytique, qui confirme l'efficacité du modèle proposé pour l'étude des glissements de terrain.

Les résultats statiques et pseudo- statiques à long terme donnent des valeurs de coefficient de sécurité variable entre :

- ($F_s = 1.00$ jusqu'à $F_s = 0.790$) indique que les résultats de coefficient de sécurité est très instable pour les conditions de saturations et deviens très catastrophique et dangereux sur les bâtiments existants ($F_s = 0.786$) pour la configuration dynamique, cette variation est due aux travaux de terrassement en présence d'eau qui minimise les caractéristique mécanique de terrain et la prise en compte de l'effet anthropique qui influe sur l'équilibre de la pente.
- La mise en place des moyennes de confortement à savoir des inclusions rigides (des pieux) en aval avec un système de drainage sont données des résultats très favorables qui varient entre 1.403 pour le cas statique et 1.205 dans l'état dynamique qui montre que le bâtiment se trouve dans un état stable. nous constatons l'efficacité des moyennes de confortement proposées pour les deux configurations.

*Conclusion
générale et
recommandation.*



Conclusion générale et recommandation

L'analyse de la stabilité d'un terrain au glissement est une opération complexe dans la mesure où une multitude d'aspects s'interfèrent, notamment l'incertitude sur les paramètres géotechniques.

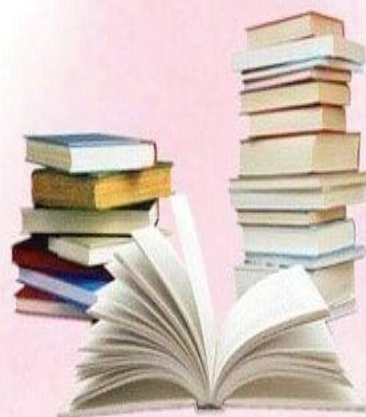
L'objectif essentiel de ce travail est de faire une étude du glissement pour éviter un autre déclenchement de ce type d'accidents surtout avec l'apparition de fissures pouvant atteindre des tailles importantes dans la région d'étude.

L'analyse de stabilité par les deux méthodes (Fellinus et Bishop) ; montre que les fortes variations des valeurs du coefficient de sécurité trouvées dans les états de saturation, les travaux de terrassement sans oublier l'existence des bâtiments seront prise en compte comme des facteurs principaux de décisions lors la proposition des systèmes de confortements.

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par le code de calcul on peut dire que le coefficient de sécurité trouvé coïncide plus ou moins avec celui trouvé par la méthode analytique, qui montre l'efficacité du modèle proposé pour l'étude de glissement de terrain.

L'application des moyennes de confortement à savoir des inclusions rigides (des pieux) avec une dalle de transition et un système de drainage donnent des résultats très favorables d'où nous constatons leurs l'efficacité pour les deux configurations.

*Références
Bibliographiques.*



Références bibliographiques

- [1]. **TABET Abdelhak** : « Evolution et caractérisation géomécanique du glissement du gisement de phosphate : Cas de Kef Essnoun -Bir el Ater – NE Algérien », Thèse de doctorat en mine, Université Larbi Tebessi – Tébessa (Algérie), 2020, Page 3.
- [2]. **SANAT Aghilas, ZIDANI Nabil** : « Étude de stabilité des talus de la carrière d'Ain El Kebira Sétif, vis -à-vis un glissement circulaire », Mémoire master en exploitation minière, Université Abderrahmane Mira de Bejaia (Algérie), 2015, Page 18.
- [3]. **LEFRIKI Souad** : « Effet de la variation de la cohésion sur le Comportement des pentes », Mémoire master en génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra Miliana (Algérie), 2015, Page 6-31.
- [4]. **LANDEGHEM CHIKOUCHE Fadila** : « Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres géotechniques », Mémoire magister en Géotechnique, Université de M'sila 5 (Algérie), 2009, Page 34.
- [5]. **MOUFFOK Massinissa** : « Étude de la stabilité du glissement de terrain de Tala Alem par pieux », Master en géotechnique et environnement, Université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (Algérie), 2013, Page 14.
- [6]. **MOHKBI Hicham** : « Étude paramétrique de la déformation d'un massif en pente par la méthode des éléments finis-application au glissement de Ciloc de Constantine », Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider-Biskra (Algérie), 2007, Page 12.
- [7]. **FREDERIC Leone** : « Concept de vulnérabilité appliqué à l'évaluation des risques générés par les phénomènes de mouvements de terrain », Thèse doctorat en géographie (risque naturel), Université Joseph Fourier Grenoble I sciences, 2012, Page 37.
- [8]. [Http : //observatoire-regional-risques-paca.fr/article/effondrements](http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/effondrements).
- [9]. **DESVARREUX Pierre** : « Recherche d'une méthode d'étude des mouvements de terrains et applications pratiques », Thèse pour le grade de docteur ingénieur, Université de Grenoble (France), 1970.
- [10]. Réalisation de l'Atlas Mouvements de Terrains - Territoire de Belfort Affaire n° 70257 RAPPORT Centre d'études techniques de LYON, 2012, Page 14.
- [11]. **ACHOUR Yacine** : « Cartographie des zones à risque de glissements de terrains au voisinage de l'autoroute Est/Ouest (Algérie) dans sa partie Est entre Constantine et Azzaba et estimation des risques associés », Thèse doctorat en géologie, Université Baji Mokhtar-Annaba (Algérie), 2017, Page 12.

- [12]. **DJAHMI Khroufa** : « Modélisation par code de calcul CASTEM des glissements de terrain: cas du glissement de Ain SENOUR », Mémoire de magister en géotechnique, Université de Guelma(Algérie), 2012, Page 4.
- [13]. **Bruno Martins-Campina** : « Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le Déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe) », Thèse doctorat, Université sciences et technologies Bordeaux I, 2005, Page 48.
- [14]. **RAI Nacer-Eddine** : «Analyse et prévision de certains glissements de terrains naturels », Pour obtenir le titre de docteur en mécanique des sols, Université Joseph Fourier- Grenoble 1 (Français), 1992, Page (19-20-21).
- [15]. **REIFFSTECK Philippe** : « Mécanique des sols avancé stabilité des pentes », 2001, Page (6,7).
- [16]. Office fédéral de l'environnement division prévention des dangers, 2009.
- [17]. **CHERBOUL Fatima** : « Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain », Mémoire master en géotechnique, Université de Larbi Tebessi – Tébessa (Algérie), 2015-2016, Page (14-15-37).
- [18]. **SÈVE Gilles, POUGET Pierre** : « Guide technique, stabilisation des glissements de terrain », Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1998, Page (15-24-39).
- [19]. [Http://lnhc-dz.com/2020/11/23/étude-de-glissement-de-terrain-mila](http://lnhc-dz.com/2020/11/23/étude-de-glissement-de-terrain-mila).
- [20]. [Https://www.liberte-algerie.com/actualite/effondrement-dun-vieil-immeuble-a-la-casbah-d'Alger](https://www.liberte-algerie.com/actualite/effondrement-dun-vieil-immeuble-a-la-casbah-d-alger).
- [21]. [Https://www.catnat.net/veille-catastrophes/veille-des-catastrophes-naturelles/veille-catastrophes-monde](https://www.catnat.net/veille-catastrophes/veille-des-catastrophes-naturelles/veille-catastrophes-monde).
- [22]. **ADRIANA Maria BUSTAMANTE** : « Étude de la stabilité sismique de trois talus naturels au Québec », Mémoire pour l'obtention du grade de maître des sciences en génie civil, Université Laval (Canada), 2010, Page (26-27).
- [23]. **DIB Souhir** : « Contribution à la simulation au glissement de terrain cas de talus de la cw 02 entre BAGHLIA et NACIRIA W. BOUMERDES », École nationale supérieure d'hydraulique -ARBAOUI Abdellah (Algérie), Mémoire master en Hydraulique, 2015, Page (21-22).
- [24]. [Https://fr.slideshare.net/bibaarchitecte/memoire-Tipasa](https://fr.slideshare.net/bibaarchitecte/memoire-Tipasa).
- [25]. [Http://www.google.com/maps](http://www.google.com/maps).
- [26]. **MAIZI Hadjer, ZENANI Yamina** : « Analyse de la stabilité des terrains et mise en place d'un système de confortement Cas Bekira wilaya de Constantine », Mémoire master en géotechnique, Université de Larbi Tebessi –Tébessa (Algérie), 2016-2017, Page (26-28-30- 30-

35-60).

[27]. **BENMEDDAH Khadija** : « Etablissement de carte de ressources en eaux souterraines de la willaya de Tipaza », Mémoire master en hydrogéologie, Université Djilali Bounaama Khemis Miliana (Algérie), 2018, Page (6-7-18-19-20-23).

[28]. **LHCC, Oued Samar**: « Étude d'expertise du nouveau siège CREAD–Tipaza (Algérie) », 24/06/2020.

[29]. **SELAMI Ilyes, LAAFER Kamal** : « Analyse de la capacité portante du sol et choix de type de fondation », Université de khemis milliana (Algérie), Mémoire master géotechnique, 2011-2012, Page (20-21-22-32-24-25).

[30]. **Réglementation Parasismique Algérienne** : « Classification des wilayas de l'Algérie après le séisme 21 mai 2003 », (version 2003), Algérie.

[31]. **Aide-mémoire** : « Essai de laboratoire et en place de mécanique des sols », Ministère de l'aménagement du territoire de l'équipement de logement et du tourisme, LCPC (Laboratoire Centrale des ponts et chaussées), 1973, Page (5-6).

[32]. **ARVOR géotechnique** : « Ingénieur des sols et des fondations, Essai de cisaillement rectiligne à la boîte », (NF P 94-071-1).

[33]. **ARVOR géotechnique** : « Ingénieur des sols et des fondations, Essai à l'appareil triaxial de révolution », (NF P 94-074).

[34]. **LERAU Jaques** : « Géotechnique cours 1 », Diplôme l'ingénieure, Institut national des sciences appliquées de Toulouse (France), 2005-2006, Page (13-14-15).

[35]. **DURVILLE Jean-Louis, SÈVE Gilles** : « Stabilité des pentes glissements en terrain meuble », Page 5.

[36]. **SONGLURAT Guy, COSTET Jean** : « Cour pratique de mécanique des sols, Calcul des ouvrages, tome 2 », L'école polytechnique (France), 1975, Page (232-246-247).

[37]. **MASEKANYA Jean –Pierre** : « Stabilité des pentes et saturation partielle, étude expérimentale et modélisation numérique », Thèse pour l'obtention du grade de Docteur en Sciences de l'ingénieur, Université de Liège, Page (39-45-46).

[38]. **KENTOURI Nabil, MAAFA Mohand Said** : « Étude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la RN 24 au PK 220+000 », Master en génie civil, Université A. MIRA-Bejaia (Algérie), 2015-2016, Page 21.

[39]. **ZOGLAMI Tarek** : « La résistance au glissement d'un tronçon de la route nationale n°16 d'EL-MACHROUHA menant à Annaba », Mémoire d'ingénieur, Université Cheikh Larbi Tbessi, Tébessa (Algérie), 2007, Page (1-6-28).

[40]. **DJERBAL Lynda** : « Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture

progressive du versant instable d'Ain El-Hammam », Thèse de doctorat en géotechnique, Université de T-Ouzou (Algérie), 2013, Page (19-20-21).

[41]. **MENDJEL Djenatte** : « Analyse inverse dans le calcul géotechnique - application au calcul de la stabilité des talus », Thèse doctorat en géotechnique, Université Badji- Mokhtar-Annaba, 2012, Page (43-44-45).

[42]. **MOKHBI Hicham** : « Étude paramétrique de la déformation d'un massif en pente par la méthode des éléments finis-Application au glissement du Clioc de Constantine », Mémoire magister en génie civil, Université Mohamed Khaider Biskra (Algérie), 2007, Page 32.

[43]. **HAMRIT Fareh** : « Analyse dynamique des structures mécaniques par la méthode des éléments finis », Thèse doctorat en génie mécanique, Université Frères Mentouri Constantine1 (Algérie), 2017, Page (18-19).

[44]. **FAURE R.M** : « L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture », Centre d'Etude des Tunnels 25, France, Page 4.

[45]. **R.B.J Brinkgreve** : « Manuel de référence version 8 », Delft University of technology, Pays-Bas, DELFT, 2003.

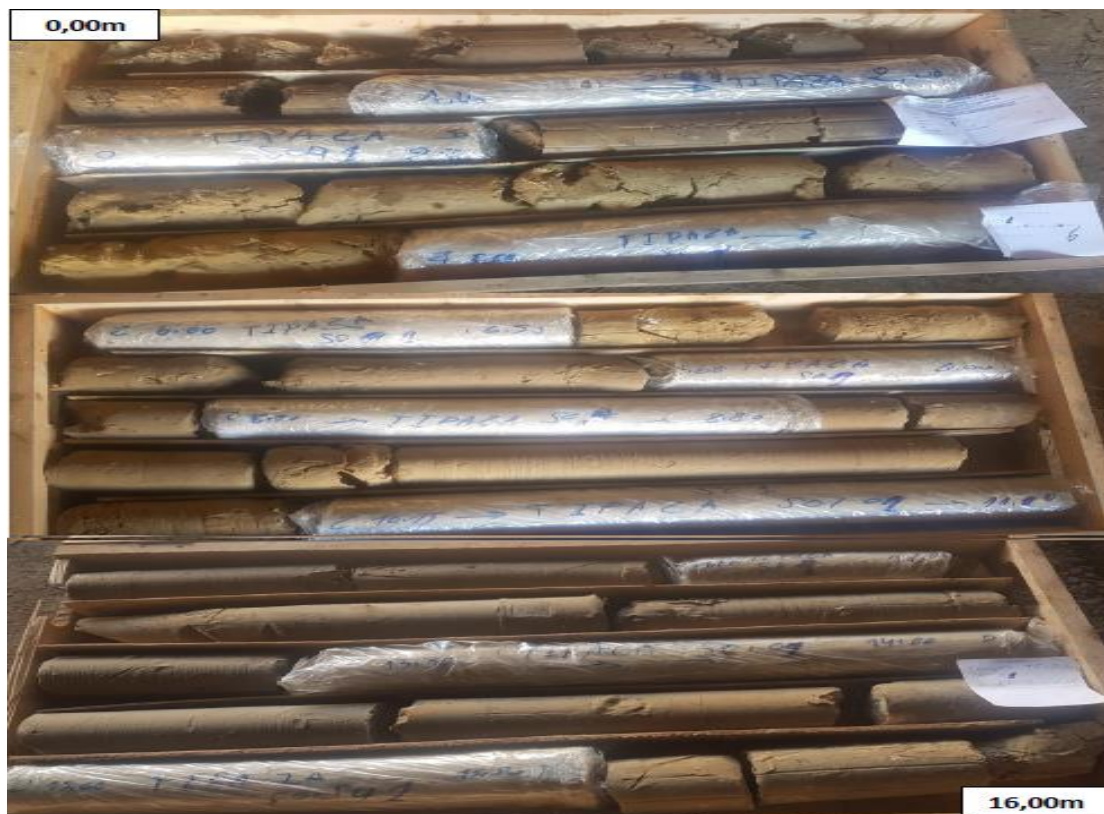
[46]. **R.B.J Brinkgreve** : « Manuel dynamique version 8 », Delft University of technology, Pays-Bas, DELFT, 2003.

Annexe



Annexe


- Photo de la caisse de sondage SC01 (0 m à 16 m)



Pour la profondeur de (16 m à 30 m)



- La coupe lithologique pour le sondage 01

 Laboratoire National de l'Habitat Et de la Construction Direction Régionale Centre UNITE OUED SMAR		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC01									
Projet : ETUDE D'EXPERTISE DU SOL DU NOUVEAU SIEGE CREAD		Dossier N° : 100E-2019									
Endroit :		Client : CREAD									
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 30 Niveau d'eau (m) :	Coordonnées GPS : X: Y: Z:	Boue de forage : Type forage : Foreuse :	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>								
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1+N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	
2,0	-3,00	100 %									Remblai
4,0	3,00	100 %									Argile sableuse de couleur beige bariolé du gris à concrétions calcaires et présence de traces d'oxydations
6,0		100 %									Argile marneuse bariolé avec présence de traces d'oxydations et débris de coquilles compacte
8,0		100 %									Argile peu sableuse avec présence de concrétions calcaires beige bariolé du gris
10,0		100 %									Marne sableuse grise à débris de coquilles
12,0		100 %									Fin du forage à une profondeur de 30 m.
14,0		100 %									
16,0	-15,00	100 %									
18,0	15,00	100 %									
20,0		100 %									
22,0		100 %									
24,0	-23,50	100 %									
26,0	23,50	100 %									
28,0		100 %									
30,0	-30,00	100 %									
32,0	30,00										
34,0											
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AC : Analyse chimique OS : Classification rectiligne TR : Classification Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement
Préparé par :					Vérifié par :					29/01/2020	Page : 1 de 1