

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn Khaldoun De Tiaret.
Faculté Des Sciences Appliquées
Département Génie Civil



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par :

Zerrouki Hanane

Djakhdane Nesrine Nour El imane

Sujet du mémoire :

MODELISATION NUMERIQUE DES OUVRAGES GEOTECHNIQUE.

Soutenu publiquement Le/...../..... devant le jury composé de :

Mr, K. DRAICHE	Pr	Président
Mr, Y. TLIDJI	MCA	Rapporteur
Mr, BENFERHAT Rabia	MCA	Examineur
M ^{lle} K. OUAZIR	MCB	Examineur
M ^{me} N ZOUATNIA	MAB	Examineur

Promotion : 2023/2024

Remerciement

Merci

Au terme de nos derniers travaux, nous tenons à exprimer notre gratitude et à exprimer nos sincères remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé directement ou indirectement dans sa réalisation. Grâce à leur participation diversifiée, leurs connaissances, leur expérience, leur intérêt et leur amitié, ce travail a été possible.

Nous tenons tout d'abord à remercier notre directeur de thèse, M. Y. TLIDJI qui nous a permis d'obtenir la rigueur scientifique nécessaire à la rédaction de cette thèse.

Nous tenons à remercier très chaleureusement et respectueusement K. DRAICHE de nous avoir fait l'honneur de présider notre jury de thèse ; K. OUAZIR, ZOUATNIAI.N et BENFRHAT.R seront parmi mes examinateurs.

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs que nous avons rencontrés ces dernières années au Département de Génie Civil de l'Université Ibn Khaldoun de Tiaret qui ne se lassent pas de répondre à nos interminables questions linguistiques. Et n'oublions pas M. Khiloun, la miséricorde

De dieu sur lui

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements à tous ceux qui ont fait le déplacement pour leur présence lors de notre soutenance de thèse.

Dédicaces

Au nom d'Allah le Clément le Miséricordieux

C'est avec profonde gratitude et sincérité, que je voudrais dédier ce modeste travail de fin d'étude à mes parents décéder .

Maman, que ton âme repose en paix Ton départ a laissé un vide immense, un silence étourdissant que même le temps aura du mal à apaiser. Mais dans ce chagrin, nous trouvons du réconfort en pensan aux moments partagés, aux souvenirs précieux que nous chérirons à jamais. En ce moment, je donnerais tout pour sentir encor une fois le refuge de tes bras, entendre ton rire, partager avec toi tel moment ,

*Espèrent être à la hauteur comme tu voulais que je sois merci pour tout mama
Je t'aime, aujourd'hui, demain, pour l'éternité .*

Chère père Que ton âme trouve la paix. Allah yarhamkom papa mama

Zerrouki hanane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail A

*Aux deux êtres humains qui sont les plus chers dans ma vie
Ma lumière, celle qui m'a donné la vie, l'amour, la tendresse courage,*

toi Chère maman : Fatiha

Celui qui m'a soutenu et guidé afin que je puisse arriver a cette étape de

Ma vie, toi Cher père : Abed

A Mes chers frères : Kamel , Mahmoud , Saad , Larbi

Mes chères sœurs : Tata, Nour El Houda

A Mon chère : Mouhamed

A Petit enfant: Iyad , assil

A Mon binôme : Hanane

A Tous mes amis sans exception

Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Djakhdane Nesrine Nour el Imane

Résumé

La modélisation numérique des ouvrages géotechnique est une méthode utilisée pour analyser et concevoir des structures géotechnique en simulant le comportement des sols et des structures sous diverses conditions de charge et d'environnement. Dans ce projet de fin d'étude, nous utilisons le logiciel «HYRCAN» pour modéliser quelques ouvrages géotechnique, des cas de talus non renforcés et renforcé par des géosynthétique et des mur de soutènement sont étudiés par les logiciel HYRCAN. Dix modèles de pente homogènes et stratifiés sont analyse par le code les résultats obtenus sont compares avec ceux génères par le code FLAC. Deux modèle renforce par des géosynthétique et des murs de soutènement sont aussi analyse par code HYRCAN

Mots-clés : Modélisation numérique, ouvrages géotechnique, renforce , logiciel HYRCAN.

Abstract

The numerical modeling of geotechnical structures is a method used to analyze and design geotechnical structures by simulating the behavior of soils and structures under various loading and environmental conditions. In this final year project, we use the "HYRCAN" software to model several geotechnical structures, including cases of unreinforced and geosynthetic-reinforced slopes and retaining walls, studied using the HYRCAN software. Ten homogeneous and layered slope models are analyzed by the code, and the obtained results are compared with those generated by the FLAC code. Two models reinforced with geosynthetics and retaining walls are also analyzed using the HYRCAN code.

Keywords: Numerical modeling, geotechnical structures, reinforcement, HYRCAN software.

ملخص

النمذجة العددية للهياكل الجيوتقنية هي طريقة تُستخدم لتحليل وتصميم الهياكل الجيوتقنية عن طريق محاكاة سلوك التربة والهياكل تحت ظروف تحميل وبيئية مختلفة. في هذا المشروع النهائي، نستخدم برنامج "HYRCAN" لنمذجة عدة هياكل جيوتقنية، بما في ذلك حالات المنحدرات غير المدعمة والمدعمة بالجيوستريتيك والجدران الساندة، التي يتم دراستها باستخدام برنامج HYRCAN. يتم تحليل عشرة نماذج من المنحدرات المتجانسة والمتدرجة بواسطة البرنامج، وتُقارن النتائج المستخلصة مع تلك التي تم توليدها بواسطة برنامج FLAC. كما يتم تحليل نموذجين مدعّمين بالجيوستريتيك وجدران استنادية باستخدام برنامج HYRCAN.

الكلمات المفتاحية: النمذجة العددية، الهياكل الجيوتقنية، التعزيز، برنامج HYRCAN.

Table des matières

Remerciement	i
Dédicaces.....	ii
Dédicaces.....	iii
Résumé	iv
Abstract.....	v
ملخص.....	vi
Table des matières.....	vii
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	ix
Les symboles.....	x
Introduction générale.....	xi
Chapitre I Modélisation numérique des ouvrages géotechnique.....	2
I.1 Introduction :	2
I.2 Modélisation numérique :	2
I.3 Spécificités de la modélisation en géotechnique:	3
I.4 La modélisation numérique des ouvrages géotechnique :	5
I.5 Les ouvrages géotechniques :	5
I.5.1 Tunnel :	6
I.5.2 Barrage :	7
I.5.3 Fondation :	7
I.6 Généralités sur la modélisation numérique des pentes :	10
I.6.1 Modèle de fonctionnement d'une pente :	10
I.6.2 Elaboration d'un modèle de fonctionnement :	10
I.6.3 Modélisation et reconnaissance géotechnique :	11
I.7 CONCLUSION.....	11
Chapitre II Méthode de stabilité de pente.....	2

Table des matières

II.1	Introduction :	2
II.2	Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes :	2
II.3	Éléments de base du calcul :	3
II.4	Nation de facteur de sécurité :	3
II.5	Méthode de l'équilibre limite :	5
II.6	Définitions et hypothèses :	5
II.6.1	Définition du coefficient de sécurité :	5
II.6.2	Hypothèses de base :	8
II.7	Stabilité des pentes en rupture plane :	9
II.7.1	Stabilité des pentes finies (Méthode de CULMANN, 1886) :	9
II.7.2	Stabilité des pentes infinies (1910) :	9
II.7.3	Stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque :	10
II.8	Méthodes globales :	11
II.8.1	Méthode de TAYLOR (Méthode du cercle de frottement, 1937) :	11
II.8.2	Méthode des tranches :	12
II.8.3	Méthode de FELLENIUS (1927) :	16
II.8.4	Méthode de BISHOP (1954) :	16
II.8.5	Méthode de JANBU (1956) :	17
II.8.6	Méthode de BISHOP et MORGENSTERN (1960) :	18
II.8.7	Méthode de MORGENSTERN et PRICE (1965) :	18
II.8.8	Méthode de SPENCER (1967) :	20
II.9	Rupture progressive et choix des propriétés mécaniques :	20
II.10	Les méthodes numériques en géotechnique :	22
II.10.1	méthode des éléments finis :	22
II.10.2	Méthode des différences finies :	23
II.10.3	Méthode des éléments distincts :	24
II.11	Conclusion :	24
Chapitre III Applications sur les pentes :		25
III.1	Le code HYRCAN :	25
III.1.1	L'objectif de Hyrcan :	25
III.1.2	La Licence :	26
III.2	Interface Utilisateur Graphique dans HYRCAN :	26
III.2.1	Construction de Modèles dans HYRCAN :	27
III.2.2	Paramètres du Projet :	27
III.3	Définir et Attribuer les Propriétés des Matériaux :	28
III.3.2	Attribuer des Propriétés :	29
III.4	Les charges :	29
III.5	Supports :	32
III.5.1	Extrémité Ancrée :	32

Table des matières

III.6	Niveau de la Nappe Phréatique :	34
III.7	Calcul du FS (Facteur de Sécurité) :	35
III.8	Traçage des Résultats dans HYRCAN :	35
III.9	Présentation des modèles de pentes analysées :	36
III.10	Conclusions	45
Chapitre IV Renforcement des pentes		46
	Introduction :	46
IV.1	Technique de renforcement :	47
IV.1.1	Les colonnes de ballastées :	47
IV.1.2	Les colonnes en sol stabilisé :	49
IV.1.3	Les micro-pieux :	49
IV.1.4	la terre armée :	50
IV.1.5	Le clouage des sols :	50
IV.1.6	Le Texsol :	50
IV.1.7	Géosynthétique :	51
IV.1.8	Application un modèle géosynthétique simple	53
IV.1	MURS DESOUTENEMENT	55
IV.1.1	Application modèle de murs poids	56
IV.1.2	Conclusion :	59
Bibliographie		61

Liste des figures

Figure I-1 : Diverses idéalisation de l'interaction d'une fondation superficielle avec un massif de sol.....	3
Figure I-2 élément de contact autorisant un glissement ou un décollement	4
Figure(1.4) TUNNEL	7
Figure (1.5) Barrage.....	8
Figure (1.5) Route.....	10
Figure (2.1) Pente finie avec surface de rupture plane.....	9
Figure (2.2) Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement	10
Figure(2.3) Analyse d'un talus homogène avec $\phi > 0$	11
Figure (2 .5) Forces agissantes sur une tranche d'une masse glissante	13
Figure (2.6) Exemples de fonctions de variation des forces inter-tranches.....	19
Figure(2.7) Convention des forces inter-tranches	19
Figure (3.1) Code HYRCAN.....	25
Figure (3.3) Interface Utilisateur Graphique dans HYRCAN	27
Figure(3.4) Paramètres du Projet.....	28
Figure (3.5) les Propriétés des Matériaux.....	29
Figure(3.6) Attribuer des matériaux	30
Figure(3.7) Charges réparties.....	31
Figure(3.8) Charges Linéiques	31
Figure(3.9) Charge Sismique.....	32
Figure(3.10) Propertiés de supports type extrémité ancrée.....	32

Figure(3.11)Propertiés de supports type encrage à coulis	33
Figure(3.12) Propertiés de supports type Pieu	33
Figure(3.13) Propertiés de supports type Géotextile	34
Figure(3.14) Propertiés de supports type Clou de sol	34
Figure(3.15) Niveau de la Nappe Phréatique	35
Figure (3.16) Résultats	36
Figure (3.17) Talus homogène 1 (SLIDE, 2002)	36
Figure (3.18) Talus homogène 2 (Benachenhou, 1995).....	37
Figure (3.19) Talus homogène 3 (SLOPE-W, 1998).....	37
Figure (3.2) Talus homogène 4 (SLOPE-W, 1998).....	38
Figure (3.21) Talus stratifié 1 (Benachenhou, 1995).....	38
Figure (3.22) Talus stratifié 2 (SLOPE-W, 1998).....	38
Figure (3.23) Talus stratifié 3 (SLOPE-W, 1998).....	38
Figure (3.2) Talus stratifié 4 (SLOPE-W, 1998).....	39
Figure (3.25) Talus stratifié 5 (SLOPE-W, 1998).....	39
Figure (3.26) Talus stratifié 6 (SLIDE, 2002)	40
Figure (3.27) Résultat de talus homogène 1	41
Figure (3.28) Résultat de talus 2 homogène	41
Figure (3.29) résultat de talus 3 homogène.....	42
Figure (3.30) résultat de talus 4 homogène.....	42
Figure (3.31) résultat de talus stratifié 1	43
Figure (3.32) résultat de talus stratifié 2	43
Figure (3.33) résultat de talus stratifié 3	44
Figure (3.34) résultat de talus stratifié 4.....	44

Figure (3.35) résultat de talus stratifié 5.....	44
Figure (3.36) résultat de talus stratifié 6.....	45
Figure (4.1) Les colonnes.....	49
Figure (4.2) les mirco-pieux.....	50
Figure(4.3) Échantillons géotextiles.....	52
Figure (4.4) Échantillons de géomembranes.....	52
Figure (4.5) Exemple de géosynthétique bentonitique.....	52
Figure(4.6) modèle géosynthétique simple.....	54
Figure(4.7) Résultat un modèle sans renforcement.....	55
Figure(4.8) Résultat de modèle géosynthétique.....	55
Figure (4.9) ouvrages de soutènement.....	56
Figure (4.10) modèle de murs poids.....	57

Liste des tableaux

Tableau(1.2) : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.	4
Tableau (3.1)Valeurs du coefficient de sécurité pour différents exemples avec différents logiciels et méthodes de calcul	40
Tableau (4.1) de matériel modèle géosynthétique simple	54
Tableau (4.2) résultat modèle géosynthétique	54
Tableau (4.3) résultat modèle géosynthétique	55

Les symboles

F = coefficient de sécurité ;

τ_f = résistance au cisaillement moyenne du sol ;

τ_d = contrainte de cisaillement moyenne le long de la surface

c = cohésion ;

ϕ = angle de frottement ;

σ = contrainte normale moyenne à la surface de rupture potentielle.

c_d et ϕ_d : sont, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement développés le long de la

σ_0 = valeur initiale approchée de la contrainte .

δ, κ = deux scalaires inconnus que le calcul définira .

λ = paramètre de perturbation.

F, δ et κ , puis il suffit de se fixer σ_0 et λ pour les résoudre.

σ_0 et λ . Les principaux

W = poids d'une tranche de largeur b et de hauteur h ;

N = force normale à la base de la tranche ;

T = force de cisaillement mobilisée sur la base de chaque tranche ;

E_D force inter-tranches horizontale normale du côté droit de la tranche ;

E_G force inter-tranches horizontale normale du côté gauche de la tranche ;

X = forces verticales inter-tranches de cisaillement ;

D = charge externe ;

kW = charge sismique horizontale appliquée au centre de la surface de chaque tranche ;

R = rayon pour une surface de glissement circulaire ou le bras de levier du moment associé à la force de cisaillement mobilisée T pour toute forme de surface de glissement ;

f = excentricité de la force normale au centre de la rotation ou au centre des moments ;

x = distance horizontale entre la ligne centrale de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;

e = distance verticale du centre de la surface de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;

d = distance de l'effort D au centre de la rotation ou au centre des moments ;

h = hauteur verticale moyenne de chaque tranche ;

a = distance perpendiculaire de la force latérale résultante de l'eau au centre de rotation ou au centre des moments ;

A_W = forces latérales résultantes de l'eau ;

ω = angle entre l'effort D et l'horizontale ;

α = angle entre la tangente au centre de la base de chaque tranche et l'horizontale ;

b = largeur de la base de chaque tranche.

$\sigma = \frac{N}{b}$ = contrainte normale moyenne à la base de chaque tranche.

λ = pourcentage (en forme décimale) de la fonction utilisée ;

$f(x)$ = fonction de la force inter-tranches représentant la direction relative de la force résultante inter-tranches.

$[U]$ = matrice globale des déplacements aux nœuds ;

$[F]$ = matrice globale des forces nodales ;

$[K]$ = matrice globale du système dite de « raideur ».

Introduction générale

La modélisation numérique des ouvrages géotechniques est une technique utilisée pour analyser et concevoir des structures géotechniques en simulant le comportement des sols et des structures sous diverses conditions de charge et environnementales. Cette approche permet de mieux comprendre la réponse des matériaux géotechniques aux charges appliquées et de prévoir les performances futures des structures.

Récemment, les progrès des capacités de calcul ont permis une utilisation intensive des méthodes d'analyse numérique, offrant de nombreuses possibilités aux utilisateurs. Ce développement s'est traduit par un grand nombre de logiciels commerciaux développés par différentes entreprises, tels que Plaxis, Phase2 Rocscience, Flac, Abaqus, etc. Un développement notable dans ce domaine est la création d'un code de calcul entièrement gratuit par un chercheur de l'Université de Berkeley en Californie. Ce code, nommé HYRCAN, est spécialement dédié au calcul des ouvrages géotechniques.

Ce mémoire présente les principes fondamentaux de la modélisation numérique des ouvrages géotechniques et se compose de quatre chapitres résumés comme suit :

1. Chapitre 1: Introduction aux principaux concepts de la modélisation numérique des ouvrages géotechniques et présentation des différents types d'ouvrages géotechniques.
2. Chapitre 2: Aperçu des méthodes d'équilibre limite existantes et des hypothèses qui les caractérisent, en vue de définir leurs limites. Chaque méthode est associée à un coefficient de sécurité, en fonction des hypothèses et des choix effectués.
3. Chapitre 3 : Description détaillée de l'outil numérique HYRCAN, suivie d'une application sur dix modèles de pentes homogènes et stratifiées.
4. Chapitre 4 : Description des méthodes de renforcement des sols, avec deux applications sur des pentes renforcées par des murs et des géosynthétiques.

Enfin, cette étude se conclut par un récapitulatif des différents résultats obtenus et quelques propositions de sujets à traiter.

Chapitre I Modélisation numérique des ouvrages géotechnique

I.1 Introduction :

La modélisation numérique des ouvrages géotechnique est une étape essentielle dans la conception et l'analyse de structures du génie civil, comme les fondations, les talus, les barrages, les routes, ou les tunnels. Elle permet de simuler le comportement du sol et de la structure en réponse aux charges appliquées. Cette modélisation implique la représentation mathématique du comportement des matériaux, des contraintes, des déformations, et des interactions sol-structure.

I.2 Modélisation numérique :

Modéliser consiste à proposer une idéalisation de la réalité. Cet acte généralement réducteur – nous sommes rarement en mesure de tout comprendre et de tout représenter correctement – peut être théorique, physique ou numérique, raison pour laquelle on précise par un adjectif le sens qu'on veut lui donner. Ainsi, lorsque les équations régissant un problème ne peuvent être résolues analytiquement (modèle théorique), la modélisation numérique permet de trouver une solution approchée à ce problème par une discrétisation dans l'espace et éventuellement dans le temps. Ce type de méthodes nécessitant souvent un grand nombre de calculs, elles ont surtout pris leur essor lors de l'avènement de l'informatique. Les modèles utilisés en génie civil proposent une idéalisation de la structure, des sollicitations et du comportement des matériaux afin de pouvoir prévoir et justifier la tenue des ouvrages

La justification de chaque étape dans l'élaboration du modèle. Le jeune ingénieur a plutôt tendance à se focaliser sur l'outil de modélisation et non sur l'élaboration d'un modèle,

processus qui nécessite un nombre important de justifications afin d'assurer la représentativité du calcul.

La vérification des résultats obtenus, une analyse des sorties graphiques ne se résumant pas à un simple constat. La tentation est souvent grande d'accepter telles quelles les belles sorties couleurs, alors qu'il est absolument indispensable que les résultats soient comparés aux ordres de grandeur obtenus par des méthodes simples et qu'ils soient confrontés aux mesures et observations faites en pratique sur des ouvrage anaglues. [1]

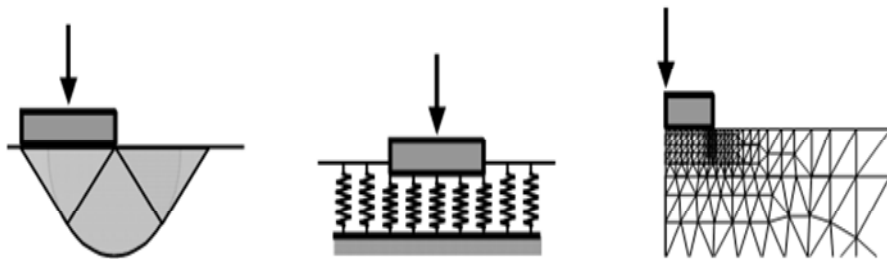


Figure I-1 : Diverses idéalisation de l'interaction d'une fondation superficielle avec un massif de sol.

I.3 Spécificités de la modélisation en géotechnique:

Contrairement à une majorité des matériaux utilisés dans le domaine du génie civil qui sont fabriqués par l'homme, les sols et les roches ont une origine naturelle. En plus des hétérogénéités et variabilités spatiales rencontrées sur tout site, les géomatériaux présentent un comportement particulièrement complexe à modéliser : anisotropie, non-linéarité marquée, réponse différée (consolidations primaire et secondaire), influence de l'histoire de chargement, etc. Au vu de cette méconnaissance et de cette complexité, l'étude des ouvrages géotechniques se doit d'être globale, réunissant des approches empiriques, analytiques, physiques, numériques et métrologiques.

Comme illustré schématiquement à la figure 1 pour une fondation superficielle, la modélisation numérique d'un ouvrage géotechnique peut être effectuée de diverses manières, selon la façon dont on idéalise l'interaction de la structure avec le massif de sol ou de roche.

Les méthodes aux équilibres limites ultimes considèrent le comportement du géomatériau comme rigide plastique. On ne peut donc réellement parler d'interaction puisque les actions du sol sur l'ouvrage et réciproquement de l'ouvrage sur le sol sont indépendantes du déplacement relatif sol-structure. Les programmes de calcul basés sur ce modèle de comportement rigide-plastique résultent dans une majorité de cas d'une implémentation d'équations pouvant être également résolues à la main.

La méthode aux modules de réaction, encore appelée méthode des ressorts ou de Winkler, assimile le massif au contact de l'ouvrage à une infinité de ressorts placés les uns à côté des autres et travaillant indépendamment les uns des autres. Cette schématisation de l'interaction entre le sol et la structure n'a pas de justification physique et de plus la raideur des ressorts n'est pas un paramètre intrinsèque du sol. Finalement, viennent des modélisations beaucoup plus complexes dans lesquelles le massif est considéré comme un milieu continu ou discontinu. Il s'agit des méthodes des intégrales frontières, des éléments finis et des différences finies pour l'étude de milieux continus (pouvant présenter des discontinuités localisées) et de la méthode des éléments distincts pour l'analyse de milieux discontinus. Dans ces méthodes, l'interaction entre l'ouvrage et le massif ne peut être correctement modélisée que moyennant l'introduction d'éléments de contact (ou interface) autorisant un glissement ou décollement entre la structure et le sol (figure 2) et permettant l'introduction de caractéristiques de résistance réduites.

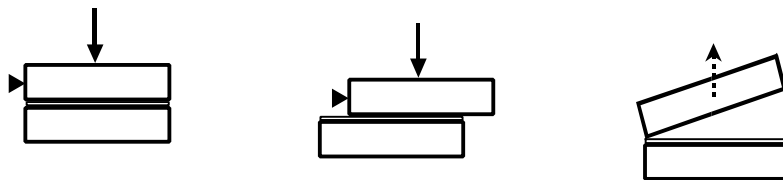


Figure I-2 élément de contact autorisant un glissement ou un décollement

Comme expliqué auparavant, le choix de la méthode de calcul dépend de la phase d'étude, des résultats attendus et... des budgets à disposition. On gardera également à l'esprit que les belles sorties graphiques et les nombreuses possibilités offertes par certaines méthodes et/ou logiciels ne constituent certainement pas une garantie de pertinence et de qualité des résultats.

I.4 La modélisation numérique des ouvrages géotechnique :

La modélisation numérique des ouvrages géotechniques, notamment par la méthode des éléments finis ou des différences finies, connaît une utilisation grandissante depuis ces quinze dernières années avec l'augmentation toujours plus rapide de la puissance de calcul et des capacités de mémoire des ordinateurs. Désormais, des calculs en trois dimensions comprenant plusieurs centaines de milliers de nœuds sont devenus courants. Ils permettent d'avoir accès au champ de déplacements, de déformations, de contraintes à la fois dans le terrain et dans différents éléments structuraux mais peuvent aussi donner des informations sur le niveau de sécurité notamment avec les procédures de réduction des propriétés de cisaillement. Les couplages hydro-mécaniques se sont aussi largement développés en procurant à l'ingénieur en charge des calculs de nombreuses alternatives : calculs complètement couplés, calcul de consolidation, calculs non drainés en contraintes effectives, etc.

La modélisation numérique permet la réalisation de calculs qui, sans aucun doute, participent à l'optimisation des ouvrages géotechniques. Néanmoins, s'ils sont mal réalisés, ces calculs peuvent conduire à des interprétations erronées dans le dimensionnement des ouvrages géotechniques et il est donc plus que jamais nécessaire de connaître et maîtriser les aspects les plus importants d'une modélisation numérique [2].

I.5 Les ouvrages géotechniques :

Les ouvrages géotechniques sont les structures construites ou aménagées dans ou sur le sol pour diverses applications, telles que la construction de routes, de ponts, de barrages, de fondations de bâtiments, etc. Ces ouvrages prennent en compte les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol pour assurer leur stabilité et leur durabilité.

Les ouvrages géotechniques se réfèrent à toutes les structures construites en interaction avec le sol et les roches pour supporter des charges, fournir des fondations stables, ou contrôler les mouvements du sol. Ces ouvrages comprennent une variété de structures telles que les fondations de bâtiments, les digues, les tunnels, les routes, les barrages, etc.

Ces ouvrages offrent une base solide pour comprendre les principes et les pratiques de géotechnique et sont largement utilisés dans l'enseignement académique ainsi que dans l'industrie de l'ingénierie civile.

I.5.1 Tunnel :

Est une galerie souterraine livrant passage à une voie de communication (chemin de fer, canal, route, chemin piétonnier). Sont apparentés aux tunnels par leur mode de construction les grands ouvrages hydrauliques souterrains, tels que les aqueducs, collecteurs et émissaires destinés soit à l'amenée, soit à l'évacuation des eaux des grands centres et certaines conduites établies en liaison avec les barrages et usines hydro-électriques.

Bien que cette définition ne soit pas totalement admise, on considère souvent qu'un tunnel doit être au moins deux fois plus long qu'il n'est large pour mériter cette désignation. Il doit en outre être fermé de tous les côtés, excepté à chacune de ses extrémités, ce qui le différencie d'un passage en tranchée.



Figure(1.4) TUNNEL

I.5.2 Barrage :

Est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau. Par extension, on appelle barrage tout obstacle placé sur un axe de communication et destiné à permettre un contrôle sur les personnes et/ou les biens qui circulent (barrage routier, barrage militaire).

Quand le barrage est submersible, on parle plutôt de chaussée ou de digue (ce dernier terme est également préféré à celui de barrage lorsqu'il s'agit de canaliser un flot et non de créer une étendue d'eau stagnante).

I.5.3 Fondation :

En construction, les travaux de fondation constituent la base essentielle de tout édifice. En effet les fondations d'un bâtiment correspondent à la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges de celui-ci (peu importe la nature de l'édifice). Dans le secteur de la construction et du Bâtiment Travaux Public (BTP), les travaux de fondations désignent l'ensemble des opérations visant à ancrer solidement une construction dans le sol. Ils consistent notamment à préparer le terrain en assurant une répartition adéquate des charges afin d'éviter tout mouvement du sol sous l'édifice. Les fondations ont pour rôle de supporter le poids du bâtiment, des occupants et des charges d'exploitation. Leur objectif premier est donc de le maintenir stable en cas de mouvement de terrain.



Figure (1.5) Barrage

Il existe différents types de travaux de fondation. En effet, chaque type de travaux de est adapté à un contexte différent. Son choix va dépendre de plusieurs facteurs, tel que la nature du sol, la hauteur du bâtiment, les contraintes environnementales et le poids de la structure. Ainsi, on distingue trois grandes catégories de fondations.

I.5.3.1 Les fondations superficielles :

Implantées dans les premières couches du sol. Celles-ci sont généralement utilisées pour les bâtiments de petite taille et de poids modéré. Elles se déclinent en différents types, en fonction de leur utilité :

Les semelles filantes : ces semelles correspondent à des types de bandes de béton armé qui sont coulées dans le sol. Elles sont utilisées pour supporter les murs porteurs.

Les semelles isolées : ces semelles sont des blocs de béton armé qui sont implantés sous les poteaux ou les colonnes.

Les radiers : ce sont des dalles de béton armé qui recouvrent une grande surface. Celles-ci sont utilisées pour supporter des bâtiments de grande surface.

I.5.3.2 Les fondations profondes :

Ce type d'ouvrage est utilisé pour des fondations implantées à une profondeur supérieure à 6 mètres. Elles sont généralement utilisées pour les bâtiments de grande taille au poids important. Elles se déclinent en différents types, assez connus :

Les pieux : ce sont des éléments verticaux de béton armé qui sont implantés dans le sol. Les pieux sont utilisés pour transmettre les charges du bâtiment à des couches de sol plus profondes et plus résistantes. Les micropieux : ce sont des pieux de petite section qui sont implantés par des machines spéciales. Les micropieux sont utilisés pour les bâtiments de faible hauteur ou de poids modéré.

I.5.3.3 Les fondations semi-profondes :

Implantées à une profondeur comprise entre 2 et 6 mètres. Ce type de fondations est généralement utilisé pour les bâtiments de taille moyenne ou de poids modéré. Elles se déclinent en différents types :

Les puits : ce sont des trous creusés dans le sol qui sont ensuite remplis de béton armé.

Les longrines : ce sont des poutres en béton armé qui sont implantées dans le sol.

I.5.3.4 Route :

Est au sens littéral une voie terrestre aménagée pour permettre la circulation de véhicules à roues. Ce terme s'applique plutôt aux voies importantes situées en rase campagne. Dans les pays vastes et peu peuplés, à la fin du XXe siècle de nombreuses routes étaient encore des pistes de cailloux ou de sol damé. En Europe de l'Ouest et en France, dans leur quasi-totalité, les routes sont revêtues d'un mélange de bitume et de gravillons (enrobé bitumineux), d'une ou plusieurs couche(s) de granulats scellés avec un liant bitumineux (enduit superficiel) ou d'une dalle de béton... Dans une majorité de pays - y compris développés comme aux États-Unis ou au Canada - le réseau routier est à la fois constitué de routes revêtues et de routes non revêtues.



Figure (1.5) Route

I.6 Généralités sur la modélisation numérique des pentes :

I.6.1 Modèle de fonctionnement d'une pente :

L'emploi d'un code de calcul par éléments finis ou d'une autre méthode numérique permet de créer un modèle de fonctionnement qui permet de décrire plus ou moins approximativement le comportement observé de cette pente. Trois domaines des sciences de l'ingénieur sont utilisés dans ce modèle de fonctionnement : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par machine.[4]

I.6.2 Elaboration d'un modèle de fonctionnement :

En géotechnique, l'emploi d'un code de calcul par éléments finis ou d'une autre méthode nécessite la connaissance d'un certain nombre d'éléments tels que la structure du site (reconnaissance des différentes couches de sol, état initial mécanique et hydraulique, présence de discontinuités, etc.), le comportement des matériaux (essais sur place, prélèvement d'échantillons et essais en laboratoire), la nature des sollicitations appliquées, la géométrie de la pente considérée ou des travaux envisagés. Grâce à ces données, il est possible de formuler toutes les hypothèses simplificatrices concernant le comportement des matériaux et de modéliser le problème posé (loi de chargement, géométrie, etc.).[4]

I.6.3 Modélisation et reconnaissance géotechnique :

Il est rare que les talus réels et leurs environs aient une géométrie tridimensionnelle simple. Cependant, l'existence de symétries et la présence de directions dominantes par rapport à deux autres directions permettent souvent de réduire un problème géométrique tridimensionnel à un problème bidimensionnel ou à symétrie de rotation. Pour simplifier la modélisation, les conditions aux limites et les lois de chargement doivent également vérifier ces symétries [4].

I.7 CONCLUSION

Dans la modélisation numérique des ouvrages géotechnique, il est essentiel de suivre un processus méthodique comprenant la collecte des données, la création du modèle, la caractérisation des matériaux, l'analyse des contraintes et déformations, la vérification de la stabilité, l'interprétation des résultats, les validations et l'ajustement du modèle, et enfin, la rédaction d'un rapport détaillé. Chaque étape est cruciale pour garantir la précision et la fiabilité des résultats obtenus. .

Chapitre II Méthode de stabilité de pente.

II.1 Introduction :

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais et digues) et des pentes naturelles intéresse à la fois les ingénieurs géotechniciens, les praticiens et les chercheurs. Les défaillances causées par les ruptures de pente sont généralement spectaculaires, souvent destructrices et parfois mortelles. Elles sont souvent destructrices et parfois fatales. De nombreuses méthodes de calcul de la stabilité ont été proposées. Ces méthodes diffèrent par les hypothèses de leurs auteurs (méthodes de calcul de l'équilibre limite, méthodes de calcul de la rupture, méthodes de calcul des déformations) et par leur facilité de mise en œuvre (calculs sur bouliers, calculs automatiques sur logiciels), mais elles se rejoignent sur la définition d'un facteur de sécurité global qui est considéré comme assurant ou remettant en cause la stabilité de la pente étudiée. Ils s'accordent sur le fait que, d'une part, le facteur de sécurité global est considéré comme assurant ou compromettant la stabilité de la pente étudiée.

II.2 Méthodes d'analyse de la stabilité des pentes :

En d'autres termes, lorsqu'un glissement de terrain commun se produit, une masse de sol se sépare des autres masses de sol et glisse le long de la surface de rupture.

L'analyse de la stabilité des pentes est traitée comme un problème d'équilibre extrême.

Les calculs de rupture supposent que le sol se comporte comme un solide plastique rigide et obéit à la loi classique de rupture par cisaillement.

Cette méthode est utilisée depuis des décennies, et l'hypothèse de la rupture par rotation a donné lieu à plusieurs méthodes de calcul.

La rupture plane représente un cas particulier très simple. Pour les surfaces de rupture de n'importe quelle forme, les calculs sont beaucoup plus complexes.

Il existe deux méthodes pour évaluer la stabilité des pentes à l'aide de la méthode de l'équilibre limite : la méthode linéaire et la méthode non linéaire. La méthode linéaire est une méthode directe. La méthode non linéaire, en revanche, nécessite un processus itératif.[9]

II.3 Éléments de base du calcul :

Pour effectuer des calculs de stabilité, certains éléments doivent être connus, tels que:

- la géologie et la nature du sol.
- Propriétés mécaniques du sol et/ou des discontinuités.
- Géométrie 2D ou 3D de la pente.
- Les conditions hydrodynamiques (niveau d'eau et débit).

Projets et risques (mines à ciel ouvert ou à proximité d'habitations).[6]

II.4 Nation de facteur de sécurité :

Lorsque les données géotechniques requises sont définies, les calculs de stabilité des pentes peuvent être effectués à l'aide d'une des méthodes de calcul connues.

Le principe du calcul est de déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Il existe deux types de méthodes de calcul :

La première concerne le cas où le glissement s'est déjà produit.

Dans ce cas, la surface exacte est connue et $FS = 1$, on tente de déterminer la propriété correspondante. La première consiste à essayer de déterminer la.

Une deuxième approche, plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible.

Déterminer les marges de sécurité disponibles et adopter les solutions appropriées.

L'idée est d'adopter des solutions appropriées pour améliorer la sécurité de la structure. Il s'agit d'adopter des solutions appropriées en fonction de l'utilisation de la pente.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs définitions du facteur de sécurité. Il faut choisir entre plusieurs définitions du coefficient de

sécurité. Ce coefficient peut être un rapport de force, de moment ou de grandeur. Ce coefficient peut être le rapport de la force, du moment et de la magnitude à la quantité limite, comme indiqué dans le tableau.[6]

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

Tableau (1.1) Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité .

Théoriquement, une pente est dite stable si $F_s > 1$ et un état d'équilibre limite (rupture) est atteint si $F_s = 1$. En pratique, le coefficient F_s se situe entre 1,15 et 1,30, en tenant compte des facteurs suivants

Erreurs dues à la précision de la méthode utilisée pour calculer la stabilité des bords. Incertitude expérimentale dans la détermination des propriétés physiques et mécaniques des roches, comme la densité moyenne des roches composant le massif.

Incertitude dans la détermination de l'impact des fissures. Effets des sollicitations dynamiques dues aux tirs, aux mouvements de transport et aux tremblements de terre. Le tableau suivant indique la valeur de F . Le tableau indique la valeur de F_s en fonction de l'importance de la structure et de l'ampleur de la condition particulière. Importance de la structure et des conditions spécifiques qui l'entourent. Les valeurs de F_s sont indiquées.[6]

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1,0 -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 barrages

Tableau(1.2) : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

II.5 Méthode de l'équilibre limite :

La stabilité des pentes est généralement analysée à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode utilise un coefficient de sécurité pour déterminer l'état d'équilibre de la pente par rapport à l'équilibre limite .

Le coefficient de sécurité s'exprime différemment selon que la section est plane, circulaire ou autre. Dans tous les cas, les calculs de stabilité sont effectués en utilisant les contraintes effectives totales à court terme et/ou à long terme.

Tout fois, le degré de précision des calculs dépend de la qualité de la détermination des paramètres de cisaillement et de la méthode de calcul utilisée. Les facteurs de sécurité sont déterminés à l'aide de calculs manuels ou d'abaques pour les configurations simples et les conceptions préliminaires, et à l'aide de programmes de calcul informatisés pour les configurations complexes et les conceptions détaillées.

Il existe deux façons d'aborder le problème de l'équilibre de la masse du sol:

L'étude de l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement de terrain. Habituellement, la ligne d'effondrement est supposée circulaire. C'est la "méthode globale" (par exemple, la méthode de TAYLOR ; la méthode de CAQUOT ; la méthode de BIARETZ). Cette méthode décompose la pente en sections, étudie d'abord les équilibres individuels et globalise en suite les résultats en faisant certaines hypothèses simplificatrices. (Méthode de FELLENIUS , méthode de BISHOP...).[6]

II.6 Définitions et hypothèses :

II.6.1 Définition du coefficient de sécurité :

La tâche de l'ingénieur chargé d'une analyse de la stabilité d'une pente est de déterminer le coefficient de sécurité. Dans la forme la plus simple d'analyse d'équilibre limite, seul l'équilibre des forces est satisfait. La somme des forces agissantes à induire le glissement d'une partie de la pente est comparée à la somme des forces disponibles pour résister à la rupture. Le rapport entre ces deux sommes est défini comme étant le coefficient de sécurité. Il peut aussi être formulé comme étant le rapport des moments résistants sur les moments moteurs :

$$F = \frac{\sum [\text{forces résis tantes (ou moments)}]}{\sum [\text{forces motrices (ou moments)}]} \dots\dots\dots (2.1)$$

Une autre manière de définir F est qu'il soit « le facteur pour lequel le sol devrait être dans un état d'équilibre à peine stable ». LOWE (1976) a défini logiquement le coefficient de sécurité comme étant le facteur sur la résistance au cisaillement, parce que la résistance au cisaillement est habituellement la quantité qui implique le plus grand degré d'incertitude. D'une façon générale, celui-ci est défini comme suit :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_d} \dots\dots\dots(2.2)$$

Avec : F= coefficient de sécurité ;

τ_f = résistance au cisaillement moyenne du sol ;

τ_d = contrainte de cisaillement moyenne le long de la surface

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \dots\dots\dots(2.3)$$

Avec : c = cohésion ;

ϕ = angle de frottement ;

σ = contrainte normale moyenne à la surface de rupture potentielle.

De la même façon on peut aussi écrire :

$$\tau_d = c_d + \sigma \tan \phi_d \dots\dots\dots(2.4)$$

Où c_d et ϕ_d sont, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement développés le long de la surface de rupture potentielle.

En remplaçant les équations et dans l'équation on aura :

$$F = \frac{c + \sigma \tan \phi}{c_d + \sigma \tan \phi_d} \dots\dots\dots(2.5)$$

Nous pouvons introduire un autre aspect au coefficient de sécurité, le coefficient de sécurité respectant la cohésion F_c et celui respectant l'angle de frottement F_ϕ , définis comme suit :

$$F_c = \frac{c}{c_d} \dots\dots\dots(2.6)$$

$$F_\phi = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \dots\dots\dots(2.7)$$

Quand les équations sont comparées, il est évident que quand F_c devient égale à F_ϕ , cela donne le coefficient de sécurité qui respecte la résistance.

$$F = F_c = F_\phi \dots\dots\dots(2.8)$$

La valeur de F doit vérifier un indice utile pour augmenter la marge de sécurité pour la stabilité d'une pente. La valeur minimale du coefficient de sécurité utilisée pour différentes conditions doit être basée sur l'expérience, vu les incertitudes probables impliquées en définissant les conditions analysées, et les conséquences possibles de rupture. Quand F est égale à l'unité, la pente est dans un état de *rupture* imminente, il faut alors lui attacher une valeur probabiliste. L'expérience a montré, que, sauf erreur grossière sur les hypothèses de calcul, la valeur de 1,5 pour ce coefficient de sécurité est tout à fait acceptable pour que la pente soit toujours stable.

Entre la valeur unitaire et la valeur de 1,5 s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, qui reste difficilement quantifiable. C'est à cette problématique que beaucoup de chercheurs sont conviés aujourd'hui, et qui reste un défi pour pouvoir prévoir, demain, les glissements de terrain.[3]

II.6.2 Hypothèses de base :

Le principe de base des méthodes d'équilibre limite est de considérer que la masse instable forme un bloc rigide, que le sol a un comportement rigide plastique et donc qu'à la rupture, tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture.

La formulation d'équilibre limite prend comme hypothèses que:

1. *Le modèle de comportement est celui de MOHR-COULOMB ;*
2. *La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle) ;*
3. *Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges ;*
4. *Le problème est statique ;*
5. *Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol ;*
6. *Le déplacement du sol est rigide dans le cas des surfaces circulaires ;*
7. *La relation de TERZAGHI est vraie : $\sigma' = \sigma - u_w$;*
8. *Le coefficient de sécurité du composant cohésif de la force et celui du composant du frottement de la force sont égaux pour tous les sols impliqués ;*
9. *Le coefficient de sécurité est constant le long de la surface de rupture.*

Les méthodes d'équilibre limite diffèrent dans leurs approches du problème et considèrent que la rupture se fait suivant une surface géométrique régulière ou quelconque, dite surface de rupture.

Selon les auteurs et les modes, cette ligne a été une ligne droite, une cycloïde (COLLIN, FRONTARD), une spirale logarithmique (RENDULIC), une ellipse (TERZAGHI) et plus couramment un cercle. Le cercle a été utilisé pour la première fois par PETERSON en 1916, pour l'étude des glissements de Göteborg (Suède), repris ensuite par FELLENIUS. Dès lors, le cercle est devenu la forme géométrique la plus utilisée dans l'analyse en raison de la grande commodité de calcul qu'il procure. Mais il a été toutefois démontré que cette simplification ne reste « vraie » que pour les milieux homogènes, et que la plupart des glissements en milieu naturel se font selon une surface irrégulière. Selon la forme de la surface de rupture plusieurs méthodes ont été développées .[3]

II.7 Stabilité des pentes en rupture plane :

Dans la mesure où certains glissements de pentes naturelles se produisent le long de discontinuité plane, des méthodes simples fréquemment utilisées permettent l'analyse de ce type de problèmes.[3]

II.7.1 Stabilité des pentes finies (Méthode de CULMANN, 1886) :

Cette méthode est basée sur les hypothèses que la surface de rupture est plane et que le milieu est homogène, sans présence d'eau.[3]

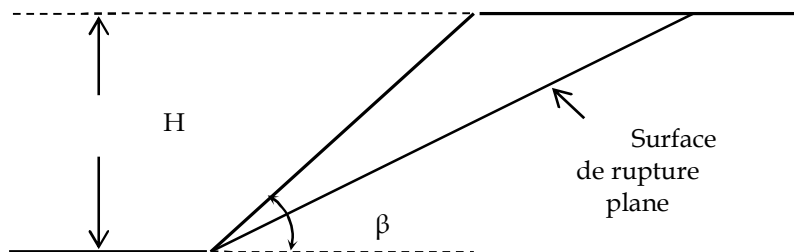


Figure (2.1) Pente finie avec surface de rupture plane.

En faisant l'équilibre des forces s'exerçant sur le coin susceptible de glisser, on obtient le coefficient de sécurité et la hauteur critique suivants :

$$F = \frac{4c}{\gamma H} \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \dots\dots\dots(2.9)$$

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cdot \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \dots\dots\dots(2.10)$$

II.7.2 Stabilité des pentes infinies (1910) :

La méthode est utilisée pour un milieu homogène avec ou sans écoulement parallèle à l'inclinaison de la pente.[7]

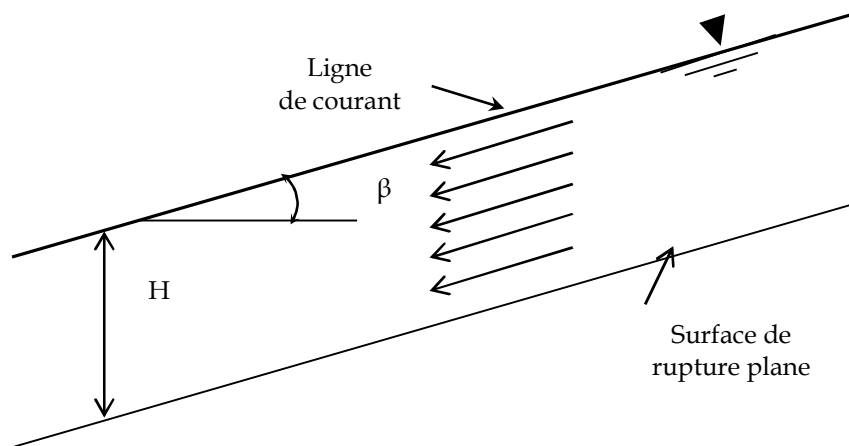


Figure (2.2) Pente infinie avec surface de rupture plane et écoulement .

L'équilibre des forces s'exerçant sur une tranche de largeur quelconque donne le coefficient de sécurité et la hauteur critique indépendants de cette dernière :

$$F = \frac{c}{\gamma_{\text{sat}} H \cos^2 \beta \cdot \tan \beta} + \frac{\gamma' \tan \phi}{\gamma_{\text{sat}} \tan \beta} \dots\dots\dots (2.11)$$

$$H_{\text{cr}} = \frac{c}{\cos^2 \beta (\gamma_{\text{sat}} \tan \beta - \gamma' \tan \phi)} \dots\dots\dots (2.12)$$

II.7.3 Stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque :

La grande variété des méthodes pour l'analyse de la stabilité des pentes en rupture circulaire ou quelconque peut, en général, être divisée en deux classes principales :

La méthode globale : Dans ce cas, la masse de sol sujette au glissement est prise en totalité pour l'étude de l'équilibre. Cette méthode est pratique quand le sol qui forme la pente est supposé être homogène, bien que ce soit rarement le cas pour les pentes naturelles.

La méthode des tranches : Dans cette procédure, la masse de sol sujette au glissement est divisée en un nombre de tranches verticales. La stabilité de chaque tranche est calculée séparément. C'est une technique souple dans laquelle l'hétérogénéité des sols et la pression interstitielle peuvent être prises en considération.[3]

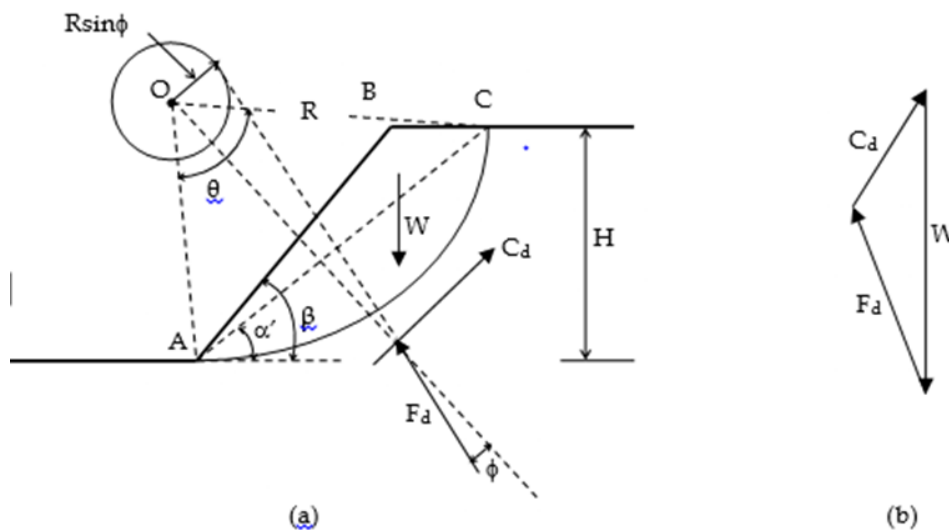
II.8 Méthodes globales :

II.8.1 Méthode de TAYLOR (Méthode du cercle de frottement, 1937) :

L'utilisation de cette méthode est limitée à des pentes de géométrie simple formées d'un sol homogène sans présence d'eau, et est basée sur l'équilibre des forces agissantes sur la masse de sol sujette au glissement (figure 2.3).

Les forces agissantes sont les suivantes :

- Le poids propre de la masse : W ;
- La force de cohésion : C_d ;
- La résultante de la force normale et la force de frottement : F_d . [3]



Figure(2.3) Analyse d'un talus homogène avec $\phi > 0$.

Si, nous supposons que $\phi_d = \phi$ et $F_\phi = 1$, la direction de F_d fera un angle ϕ avec la normale à l'arc AC. Ainsi, ce sera une tangente à un cercle ayant comme centre O et un rayon de $R \cdot \sin\phi$. Ce cercle s'appelle le cercle de frottement. Quand les directions de W , C_d et F_d sont connues, et la magnitude de W est aussi connue, on peut tracer le polygone des forces, comme le montre la figure (2.3) (b). Ainsi la magnitude de C_d peut être déterminée et la cohésion développée est calculée .

$$c_d = \frac{C_d}{AC} \dots\dots\dots(2.13)$$

Plusieurs épreuves doivent être faites pour obtenir la surface de rupture la plus critique où la cohésion développée est un maximum. Ainsi, il est possible d'exprimer la cohésion développée maximale le long de la surface critique comme suit :

$$c_d = \gamma \cdot H \cdot m_t \dots\dots\dots(2.14)$$

Avec $m_t = f(\alpha', \beta, \theta, \phi)$: coefficient de stabilité dépendant de la géométrie de la pente. Ses valeurs pour différentes valeurs de ϕ et β sont tirées à partir d'un abaque.

Ensuite, en utilisant les relations on tâtonne jusqu'à l'obtention du coefficient de sécurité correspondant.

Dans le cas où $\phi = 0$, Taylor a mené des investigations très complètes, sur la cohésion requise pour assurer la stabilité des différents cas d'un cercle de pied, de flanc ou profond ; les résultats de ses calculs ont été mis sous forme d'abaques en 1948, qui sont toujours utiles pour dégrossir un problème. Dans ce cas là, le coefficient de sécurité est donné par la relation :

$$F = \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot m_t} \dots\dots\dots(2.15)$$

Avec m_t qui dépend de l'angle β seulement.

En utilisant le même principe que celui de Taylor, d'autres méthodes ont été développées :

II.8.2 Méthode des tranches :

Le sol au dessus de la surface de rupture potentielle est divisé en plusieurs tranches verticales dont les largeurs n'ont pas besoin d'être identiques. Les différentes forces externes et internes qui s'appliquent sur chacune des tranches sont montrées sur la figure :

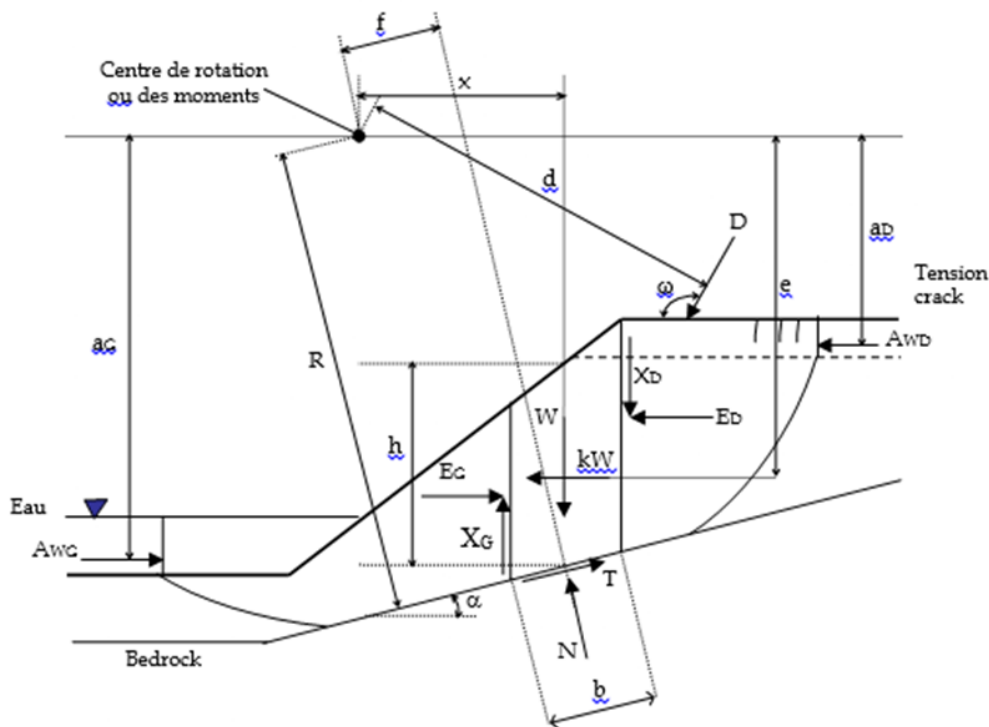


Figure (2 .5) Forces agissantes sur une tranche d'une masse glissante .
avec une surface de rupture quelconque Avec :

W = poids d'une tranche de largeur b et de hauteur h ;

N = force normale à la base de la tranche ;

T = force de cisaillement mobilisée sur la base de chaque tranche ;

E_D force inter-tranches horizontale normale du côté droit de la tranche ;

E_G force inter-tranches horizontale normale du côté gauche de la tranche ;

X = forces verticales inter-tranches de cisaillement ;

D = charge externe ;

kW = charge sismique horizontale appliquée au centre de la surface de chaque tranche ;

R = rayon pour une surface de glissement circulaire ou le bras de levier du moment associé à la force de cisaillement mobilisée T pour toute forme de surface de glissement ;

f = excentricité de la force normale au centre de la rotation ou au centre des moments ;

x = distance horizontale entre la ligne centrale de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;

e = distance verticale du centre de la surface de chaque tranche au centre de la rotation ou au centre des moments ;

d = distance de l'effort D au centre de la rotation ou au centre des moments ;

h = hauteur verticale moyenne de chaque tranche ;

a = distance perpendiculaire de la force latérale résultante de l'eau au centre de rotation ou au centre des moments ;

A_w = forces latérales résultantes de l'eau ;

ω = angle entre l'effort D et l'horizontale ;

α = angle entre la tangente au centre de la base de chaque tranche et l'horizontale ;

b = largeur de la base de chaque tranche.

La magnitude de la force de cisaillement pour satisfaire les conditions d'équilibre de chaque tranche est :

$$T = \frac{\tau b}{F} = \frac{b [c + (\sigma - u_w) \tan \phi]}{F} \dots\dots\dots(2.16)$$

Avec : $\sigma = \frac{N}{b}$ = contrainte normale moyenne à la base de chaque tranche.

Les éléments de la statique qui peuvent être employés pour déduire le coefficient de sécurité sont les additions des forces dans les deux directions, l'addition des moments et le critère de rupture utilisé ; malheureusement ils sont insuffisants pour résoudre le problème (le nombre d'inconnues est plus grand que le nombre d'équations). Pour rendre l'analyse déterministe, des hypothèses complémentaires doivent être faites.

La méthode des tranches emploie, pour le calcul du coefficient de sécurité, une partie ou toutes les équations de la statique suivantes :

- L'addition des forces dans la direction verticale pour chaque tranche est employée pour déterminer la force normale N à la base de la tranche ;
- L'addition des forces dans la direction horizontale pour chaque tranche est employée pour calculer la force normale inter-tranche E ;
- L'addition des moments en un point commun pour toutes les tranches. L'équation peut être réarrangée et résolue pour le calcul du coefficient de sécurité d'équilibre des moments F_m ;

- L'addition des forces dans la direction horizontale pour toutes les tranches afin d'avoir un coefficient de sécurité d'équilibre des forces F_f .

L'addition des moments pour toutes les tranches autour d'un point commun donne :

$$\sum W x - \sum T R - \sum N f + \sum kW e \pm [D d] \pm A_w a = 0 \dots\dots\dots(2.17)$$

Des équations on détermine le coefficient de sécurité de l'équilibre des moments :

$$F_m = \frac{\sum [c b R + (N - u_w b) R \tan \phi]}{\sum W x - \sum N f + \sum kW e \pm [D d] \pm A_w a} \dots\dots\dots (2.18)$$

L'addition des forces horizontales pour toutes les tranches donne :

$$\sum (E_G - E_D) - \sum (N \sin \alpha) + \sum (T \cos \alpha) - \sum (kW) = 0 \dots\dots\dots (2.19)$$

Des équations on détermine le coefficient de sécurité de l'équilibre des forces :

$$F_f = \frac{\sum [c b \cos \alpha + (N - u_w b) \tan \phi \cos \alpha]}{\sum N \sin \alpha + \sum kW - [D \cos \omega] \pm A_w} \dots\dots\dots (2.20)$$

L'addition des forces verticales pour toutes les tranches donne :

$$-W + (X_G - X_D) + N \cos \alpha + T \sin \alpha - [D \sin \omega] = 0 \dots\dots\dots (2.21)$$

on détermine l'effort normal N :

$$N = \frac{W + (X_D - X_G) - \frac{c b \sin \alpha + u_w b \sin \alpha \tan \phi}{F} + [D \sin \omega]}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}} \dots\dots\dots (2.22)$$

L'équation ne peut pas être résolue directement si le coefficient F et les forces de cisaillement inter-tranches X_G et X_D sont inconnus. Pour la résoudre, des hypothèses ont été

proposées par plusieurs auteurs. Les hypothèses les plus répandues concernent la magnitude, la direction et le point d'application des forces inter-tranches. Plusieurs méthodes qui diffèrent essentiellement par la nature des hypothèses complémentaires ont été développées.[]

II.8.3 Méthode de FELLENIUS (1927) :

Les hypothèses qui caractérisent cette méthode sont les suivantes :

La surface de rupture est seulement circulaire ;

L'équilibre des moments est satisfait ;

L'équilibre des forces verticales est satisfait ;

L'équilibre des forces horizontales n'est pas satisfait ;

Les forces inter-tranches s'équilibrent totalement entre elles (verticalement et horizontalement).

Ainsi, en négligeant la charge externe et la charge sismique, les équations donnent le coefficient de sécurité correspondant à cette méthode :

$$F = F_m = \frac{\sum [c b + (N - u_w b) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (2.23)$$

Il faut noter que, dans le cas où le massif glissant est stratifié, les caractéristiques utilisées pour chaque tranche seront ceux de la couche où se trouve la base de celle-ci.

II.8.4 Méthode de BISHOP (1954) :

Cette méthode est basée sur les mêmes hypothèses que celles de FELLENIUS, sauf que dans ce cas, les forces inter-tranches ne sont pas négligées.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F = F_m = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \frac{[c b + (W + (X_D - X_G) - u_w b) \tan \phi]}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi}{F}} \dots \dots \dots (2.24)$$

Pour déterminer F il faut :

Procéder par itérations successives, puisque F figure aux deux membres de l'équation ;

Définir $X_D - X_G$. Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer $X_D - X_G$ est alors possible. Toutefois le calcul est très fastidieux et ne peut être réalisé que par ordinateur.

L'hypothèse supplémentaire est que $X_D - X_G = 0$, quelle que soit la tranche considérée. L'équation (1.25) devient :

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \cdot \sum \frac{[c b + (W - u_w b) \tan \phi]}{m_\alpha} \dots \dots \dots (2.25)$$

$$\text{Avec : } m_\alpha = \cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi}{F} \dots \dots \dots (2.26)$$

Un abaque donnant la valeur de m_α en fonction de $(\tan \phi)/F$ et différentes valeurs de α a été établi pour simplifier les calculs manuels. La méthode est alors dénommée « Méthode de BISHOP simplifiée ».[7]

II.8.5 Méthode de JANBU (1956) :

JANBU a étudié ce problème en utilisant les hypothèses suivantes :

La surface de rupture est de forme quelconque ;

L'équilibre des forces est satisfait ;

Les forces inter-tranches de cisaillement sont négligées ;

On se donne le lieu du point d'application des forces normales inter-tranches de manière à ce que l'équilibre des moments soit satisfait pour chaque tranche. Initialement, la méthode

de JANBU néglige les forces de cisaillement inter-tranches. Ensuite leur effet est pris en compte en appliquant un coefficient de correction empirique f_0 qui dépend du type de cercle de glissement (de pied, de flanc ou profond), de la cohésion et de l'angle de frottement du sol.

La méthode est alors dénommée « Méthode de JANBU simplifiée ». [3] Ainsi, l'expression finale du coefficient de sécurité est de la forme :

$$F = f_0 \frac{1}{\sum W \tan \alpha} \cdot \sum \frac{[c b + (W - u_w b) \tan \phi]}{\cos \alpha \cdot m_\alpha} \dots \dots \dots (2.27)$$

II.8.6 Méthode de BISHOP et MORGENSTERN (1960) :

BISHOP et MORGENSTERN ont développé des tableaux pour le calcul du coefficient de sécurité des pentes homogènes avec présence d'eau. Le principe de leur développement est que :

$$W = \gamma \cdot b \cdot h \dots \dots \dots (2.28)$$

$$r_u = \frac{u_w}{\gamma \cdot h} = \frac{h_w \cdot \gamma_w}{\gamma \cdot h} \dots \dots \dots (2.29)$$

Avec : h_w = la distance verticale du centre de la base au centre de la ligne de saturation de chaque tranche.

En remplaçant les équations on obtient :

$$F = m' - n' r_u \dots \dots \dots (2.30)$$

Avec : m' et n' des coefficients de stabilité qui dépendent de la géométrie de la pente et des propriétés du sol. Ils sont donnés sur des tableaux pour différentes géométries et différentes valeurs des caractéristiques.[3]

II.8.7 Méthode de MORGENSTERN et PRICE (1965) :

Cette méthode s'applique à toute forme de surface de rupture, satisfait toutes les conditions d'équilibre et les forces inter-tranches sont prises en compte.

La force de cisaillement inter-tranches peut être évaluée par un pourcentage de la force normale inter-tranches selon l'équation empirique de MORGENSTERN-PRICE suivante :

$$X = E \cdot \lambda \cdot f(x) \dots \dots \dots (2.31)$$

Avec : λ = pourcentage (en forme décimale) de la fonction utilisée ;

$f(x)$ = fonction de la force inter-tranches représentant la direction relative de la force résultante inter-tranches.

La figure 2.6 montre certaines formes typiques de fonctions. Le type de la fonction de la force utilisé pour le calcul du coefficient de sécurité est la prérogative de l'utilisateur.[3]

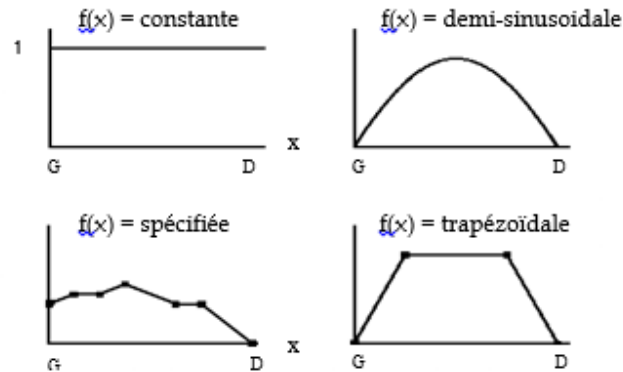
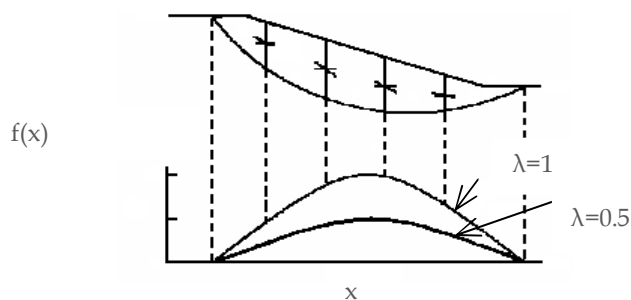


Figure (2.6) Exemples de fonctions de variation des forces inter-tranches

La figure 2.7 illustre comment la fonction de force inter-tranches $f(x)$ est employée pour calculer la force de cisaillement inter-tranches. Supposons que la fonction de force est demi sinusoidale, que la force normale E entre les tranches est de 100 kN, que la valeur appliquée de λ est 0,5 et que la limite de la tranche choisie est au quart le long de la surface de glissement. La valeur de $f(x)$ en ce point est 0,707 ($= \sin 45$). La force de cisaillement X est alors : $X = 100 \times 0,5 \times 0,707 = 35,35$ kN



Figure(2.7) Convention des forces inter-tranches

Pour cet exemple, le rapport de la force de cisaillement sur la force normale varie de 0 aux deux extrémités de la surface de glissements, au maximum qui est de 0,5 au milieu de celle-ci.

L'addition des forces pour chaque tranche dans la direction horizontale peut s'écrire comme suit :

$$(E_G - E_D) - N \sin \alpha + T \cos \alpha - kW + [D \cos \omega] = 0 \dots\dots\dots (2.32)$$

Des équations, on substitue la force normale inter-tranches du côté droit de chaque tranche :

$$E_D = E_G + \frac{(c\beta - u_w \beta \tan \phi) \cos \alpha}{F} + N \left(\frac{\tan \phi \cdot \cos \alpha}{F} - \sin \alpha \right) - kW + [D \cos \omega] \dots\dots\dots (2.33)$$

Les forces normales inter-tranches sont calculées en utilisant un procédé d'intégration débutant à l'extrémité gauche de chaque surface de glissement.

Dans la méthode de MORGENSTERN-PRICE, une valeur initiale λ_0 égale au 2/3 de la pente du talus va nous permettre un premier calcul des coefficients de sécurité de l'équilibre des forces et l'équilibre des moments. Ces coefficients trouvés et les coefficients correspondants à $\lambda=0$ sont utilisés pour tirer une nouvelle valeur de λ et la procédure est répétée jusqu'à atteindre une valeur finale de λ qui satisfait à la fois l'équilibre des moments et des forces (figure 2.8). Cette procédure s'appelle « la technique de la solution rapide ».[3]

II.8.8 Méthode de SPENCER (1967) :

En 1967, SPENCER a fourni une méthode pour la détermination du coefficient de sécurité des pentes homogènes avec présence d'eau, qui tient compte des forces inter-tranches verticales et horizontales et qui satisfait à la fois l'équilibre des moments et des forces. Il a établi des abaques qui donnent l'angle de frottement ϕ_d en fonction de la géométrie de la pente, des propriétés du sol, de la constante r_u (équation et une valeur initiale du coefficient de sécurité F_i supposée. Ensuite, F est calculé par la formule (1.7), et la procédure sera répétée avec la valeur trouvée jusqu'à ce que deux valeurs consécutives calculées soient égales.[3]

II.9 Rupture progressive et choix des propriétés mécaniques :

En ce qui concerne le choix des propriétés mécaniques, et dans le cas des sols pulvérulents, les caractéristiques effectives sont à considérer dans toutes les situations.

Avec les sols cohérents, le problème est très complexe. K. TERZAGHI (1957) a attiré l'attention sur le fait que les argiles et les marnes consistantes possèdent souvent un réseau de microfissures. Sous la décompression, ces fissures ont tendance à s'ouvrir, ce qui induit une réduction progressive de la cohésion. La vitesse de réduction de la cohésion est d'autant plus rapide que le réseau de fissuration est dense. Dans les argiles non fissurées, l'évolution est insensible à l'échelle humaine.

A.W. SKEMPTON (1964) rejoint les idées de TERZAGHI et donne les conclusions suivantes :

La résistance au cisaillement décroît avec le temps dans les argiles micro fissurées ;

La réduction de résistance au cisaillement est insignifiante pour les argiles non fissurées ;

Lorsqu'une zone a déjà été l'objet d'un glissement, tout nouveau glissement le long de la même surface ne mobilise que la résistance résiduelle, quelle que soit la nature du sol cohérent.

Récemment, des efforts ont été faits pour analyser la rupture progressive d'une pente en utilisant les méthodes d'équilibre limite (MOSTYN et SMALL (1987), CHANG (1992), CHOWDHURY (1995)). Dans ces méthodes, la différence entre les résistances de pic et résiduelles est prise en compte. Le coefficient de sécurité pour une surface de rupture donnée est d'abord calculé en utilisant la résistance au cisaillement de pic. La résistance au cisaillement agissant le long de chaque tranche est calculée (analytiquement ou par des méthodes numériques), puis comparée à la résistance au cisaillement du sol. Si la résistance au cisaillement est dépassée, la résistance résiduelle est attribuée à cette tranche et un nouveau coefficient de sécurité est calculé. En se basant sur les deux valeurs successives du coefficient de sécurité, la « contrainte de cisaillement excessive » est redistribuée le long de la surface de rupture, et les contraintes de cisaillement résultantes sont de nouveau comparées à la résistance au cisaillement de chaque tranche. Ce procédé est répété itérativement jusqu'à ce que deux coefficients de sécurité successifs soient les mêmes (critère de convergence). La redistribution de la « contrainte excessive » n'est pas franche, et le calcul de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture peut exiger l'utilisation de méthodes numériques. Cette approche peut être ainsi relativement complexe et n'explique pas le véritable comportement en contrainte-déformation du matériau de la pente.[3]

II.10 Les méthodes numériques en géotechnique :

Les méthodes numériques se sont énormément développées dans les bureaux d'études et les centres de recherche en ingénierie géotechnique au cours des deux dernières décennies, encouragées par l'augmentation spectaculaire de la puissance de traitement des ordinateurs et la réduction significative des coûts d'accès et de mise en œuvre. L'analyse numérique est utilisée pour vérifier la stabilité des structures en interaction avec l'environnement, pour s'assurer que les valeurs de déplacement et de contrainte sont dans des limites acceptables et pour aider à la conception des structures. Il existe plusieurs types de méthodes numériques:

Les méthodes de type « éléments limites »

Représentation mathématique de l'intérieur d'une roche ou d'un sol en tant que milieu continu infini ou fini , selon que les limites sont ouvertes ou fermées.

Les méthodes des domaines : divise l'intérieur d'une masse rocheuse ou d'un sol en éléments géométriques simples, chacun ayant ses propres propriétés géométriques et mécaniques. Le comportement collectif et l'interaction de ces éléments modélisent le comportement global et plus complexe de la masse.

Les méthodes de domaine les plus couramment utilisées sont les suivantes

Les méthodes des éléments finis et des différences finies traitent le milieu comme un milieu continu.

Méthode des éléments discrets : modélise chaque bloc de masse comme un élément unique.[3]

II.10.1 méthode des éléments finis :

En 1967, CLOUGH et WOODWARD ont introduit la méthode des éléments finis dans la géotechnique dans un article écrit pour la Première Conférence sur la Stabilité et l'Exécution des Pentes et des Remblais (Berkeley). Dans leur article, l'aspect le plus important était l'emploi des rapports non-linéaires de contrainte-déformation pour analyser un barrage en remblai. Les ingénieurs en géotechnique étaient très tôt conscients de l'inutilité des analyses élastiques linéaires et il était tout de suite évident que la méthode des éléments finis était la seule à pouvoir prendre en compte le comportement non-linéaire.

Elle illustre les méthodes appelées différentielles où le domaine réel étudié est remplacé par une représentation schématique de mêmes dimensions, soumise aux mêmes conditions et

formée par un assemblage d'éléments de dimensions finies qui forment le maillage. Les équations fondamentales de ces méthodes, comme l'équation différentielle d'équilibre, les relations qui reflètent la continuité du milieu ou la loi de comportement des matériaux modélisés, sont résolues en utilisant une approximation numérique pour chaque élément (approximation sur laquelle l'utilisateur peut choisir) (PIGUET, 1990)

Dans cette méthode, il est nécessaire, à un moment donné, de résoudre d'importants systèmes linéaires dont la forme matricielle s'écrit :

$$[U] = [K]^{-1} \cdot [F] \dots\dots\dots (2.34)$$

Avec : [U] = matrice globale des déplacements aux nœuds ;

[F] = matrice globale des forces nodales ;

[K] = matrice globale du système dite de « raideur ».

La loi d'approximation, qui permet d'obtenir les grandeurs d'espace en tout point du domaine étudié, est incluse dans cette expression mathématique. En utilisant la méthode des éléments finis, on peut réaliser des calculs d'inversion de matrices et de produits matriciels, dont les résultats sont modifiés dès lors qu'un seul coefficient est modifié. Ce type de résolution est généralement appelé résolution implicite.

La méthode des éléments finis est très répandue en géotechnique, car elle permet d'analyser le fonctionnement des talus, des structures et des sols, ainsi que d'évaluer les champs de déformations et de contraintes sous différentes sollicitations. L'analyse par la méthode des éléments finis permet en particulier de représenter les éléments fondamentaux suivants : la diversité du comportement du matériau, la géométrie des talus et de leur environnement, l'interaction entre terrains et structures, la possibilité de représenter des discontinuités, en particulier dans les massifs rocheux.[3]

II.10.2 Méthode des différences finies :

On peut considérer que la méthode des différences finies est la plus ancienne des méthodes numériques employées pour résoudre les systèmes d'équations différentielles. À l'instar de la méthode des éléments finis, elle implique la division du domaine modélisé en éléments dont les sommets représentent les points de repère du maillage. Cependant, contrairement à la méthode des éléments finis où les variables d'espace (contraintes et déplacements) fluctuent à travers chaque élément grâce à une fonction d'interpolation, dans la méthode des différences

finies, ces variables ne sont définies qu'aux points cruciaux du maillage. En ce qui concerne la méthode de résolution utilisée pour résoudre toutes les équations algébriques constituées, la méthode des différences finies ne crée pas une matrice globale de raideur du système, mais réalise une résolution locale pas à pas, concernant un élément et ses proches voisins, d'équations considérées comme indépendantes, car le temps de calcul est suffisamment court pour que la conséquence d'un résultat ne puisse pas physiquement se propager d'un élément à un autre pendant ce temps de calcul. Selon Itasca (1998), cette méthode est appelée résolution explicite.

Le code de calcul HYRCAN que nous avons utilisé pour analyser quelques exemples de stabilité des pentes est basé sur cette méthode numérique qui sera développée plus en détail dans cette chapitre.[3]

II.10.3 Méthode des éléments distincts :

Dans ces principes, la méthode des éléments distincts reprend celle des différences finies pour la résolution explicite des équations en jeu. Cependant, elle apporte à cette dernière la capacité de prendre en considération les variations d'un environnement étudié. Contrairement aux autres techniques qui offrent la possibilité de représenter des discontinuités (dont certaines proviennent des éléments finis), celle-ci présente l'avantage de pouvoir les définir en fonction de leurs espacements et de leurs orientations (comme dans le cas des massifs rocheux fracturés en blocs) et d'en représenter la plupart. Par ailleurs, les blocs ainsi divisés peuvent interagir (ou se séparer) avec d'autres blocs, etc.

La méthode des éléments distincts fut proposée pour la première fois en 1971 par Peter Cundall, mais ne connut un grand essor qu'avec la montée en puissance des ordinateurs, au début des années 80.[3]

II.11 Conclusion :

Les méthodes de stabilité des pentes comprennent des approches analytiques et numériques, qui sont utilisées pour déterminer la marge de sécurité disponible et améliorer la sécurité des ouvrages en terre et des pentes naturelles. Les méthodes numériques apportent une précision et des possibilités nouvelles au calcul géotechnique, mais leur utilisation doit s'accompagner d'une réflexion sur l'évolution des métiers et des pratiques.

Chapitre III Applications sur les pentes .

III.1 Le code HYRCAN :

Pendant la pandémie de corona virus vers juillet 2020, pour rester sain d'esprit en quarantaine, Roozbeh Geraili Mikola a décidé de commencer à développer un programme de stabilité des pentes basé sur la méthode de l'équilibre limite (LEM) pour les sols et les roches. Après presque 10 mois, la première version du programme a été lancée, appelée HYRCAN (/hər'keɪn/) (concernant l'Hyrcanie, un ancien pays ou province d'Asie, au sud-est de la mer Caspienne).

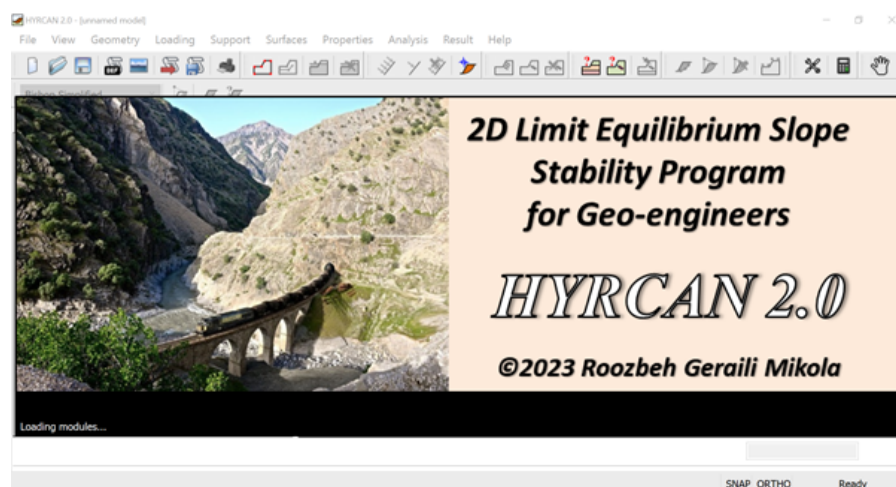


Figure (3.1) Code HYRCAN

III.1.1 L'objectif de Hyrcan :

Est finalement d'offrir aux ingénieurs et aux enseignants un service similaire à celui des packages commerciaux intégrés. Le développement de programme est en cours. De nouvelles formulations d'éléments, des algorithmes de contact et des équations constitutives

sont en cours d'implémentation et seront disponibles dans les versions futures. Un accent continu sera mis sur le support et la diffusion des programmes sous forme de documentation du logiciel et de ses exemples de problèmes, ainsi que sur un forum en ligne. J'espère que ces cadres gratuits utilisant des principes de conception logicielle modernes fourniront non seulement un nouvel outil utile pour la géomécanique computationnelle, mais établiront également une nouvelle norme pour les logiciels de simulation computationnelle dans ce domaine.

III.1.2 La Licence :

HYRCAN est logiciel libre sous licence LGPLv3. Par conséquent, vous pouvez librement utiliser à des fins académiques, éducatives et même commerciales. Cependant, la licence LGPL inclut un effet viral, c'est-à-dire que tout travail dérivé, s'il est distribué, doit être distribué sous la même licence. Le code source d'HYRCAN contient également des bibliothèques tierces et diverses ressources qui sont distribuées sous leurs licences respectives. Les bibliothèques tierces et les plug-ins sont distribués sous leurs licences respectives :

Clipper : une bibliothèque open source gratuite pour la découpe et le décalage de lignes et de polygones. La bibliothèque Clipper effectue la découpe de lignes et de polygones - intersection, union, différence et ou-exclusif, ainsi que le décalage de lignes et de polygones. La bibliothèque est basée sur l'algorithme de découpe de Vatti.

III.2 Interface Utilisateur Graphique dans HYRCAN :

L'interface utilisateur HYRCAN fournit un environnement de modélisation interactif complet, des installations de gestion de projet, une spécification facile des limites et des différents éléments de support, des capacités de tracé étendues et une surveillance en temps réel des résultats. L'utilisateur entre la géométrie, les propriétés des matériaux et les contraintes d'analyse (telles que les méthodologies de recherche) via une interface utilisateur graphique (GUI) de type CAO. Les résultats peuvent également être visualisés dans le contexte d'une interface utilisateur graphique. La géométrie est simplement saisie sous forme de régions pouvant être dessinées ou importées à partir de fichiers AutoCAD DXF.

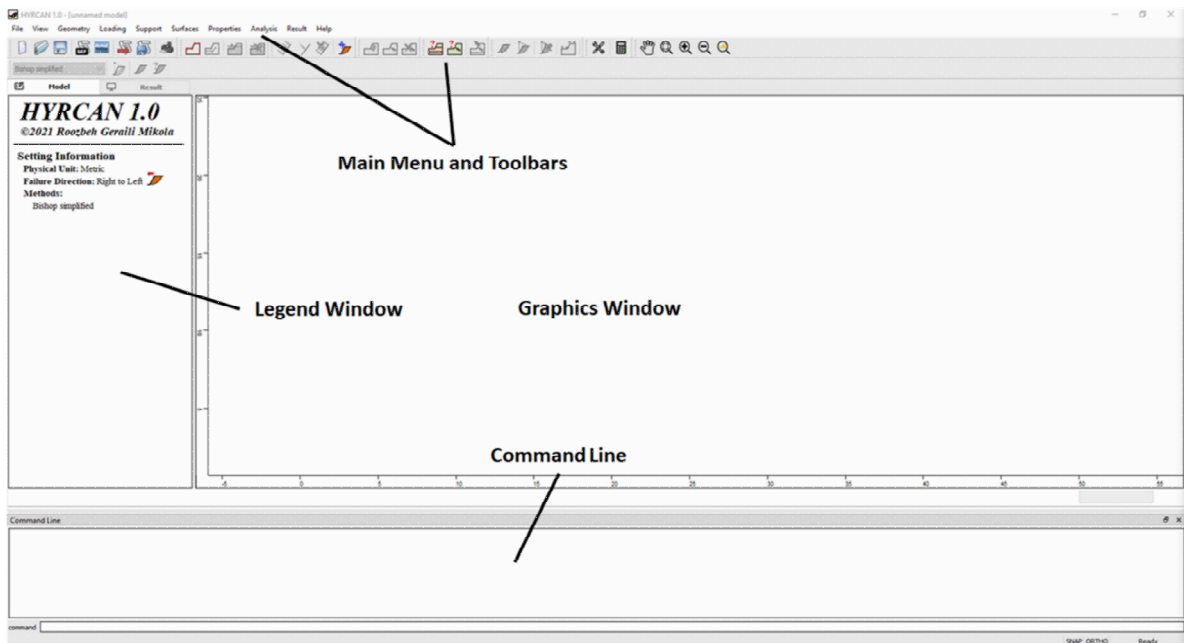
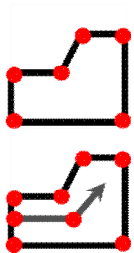


Figure (3.3) Interface Utilisateur Graphique dans HYRCAN

III.2.1 Construction de Modèles dans HYRCAN :

III.2.1.1 Importer DXF :

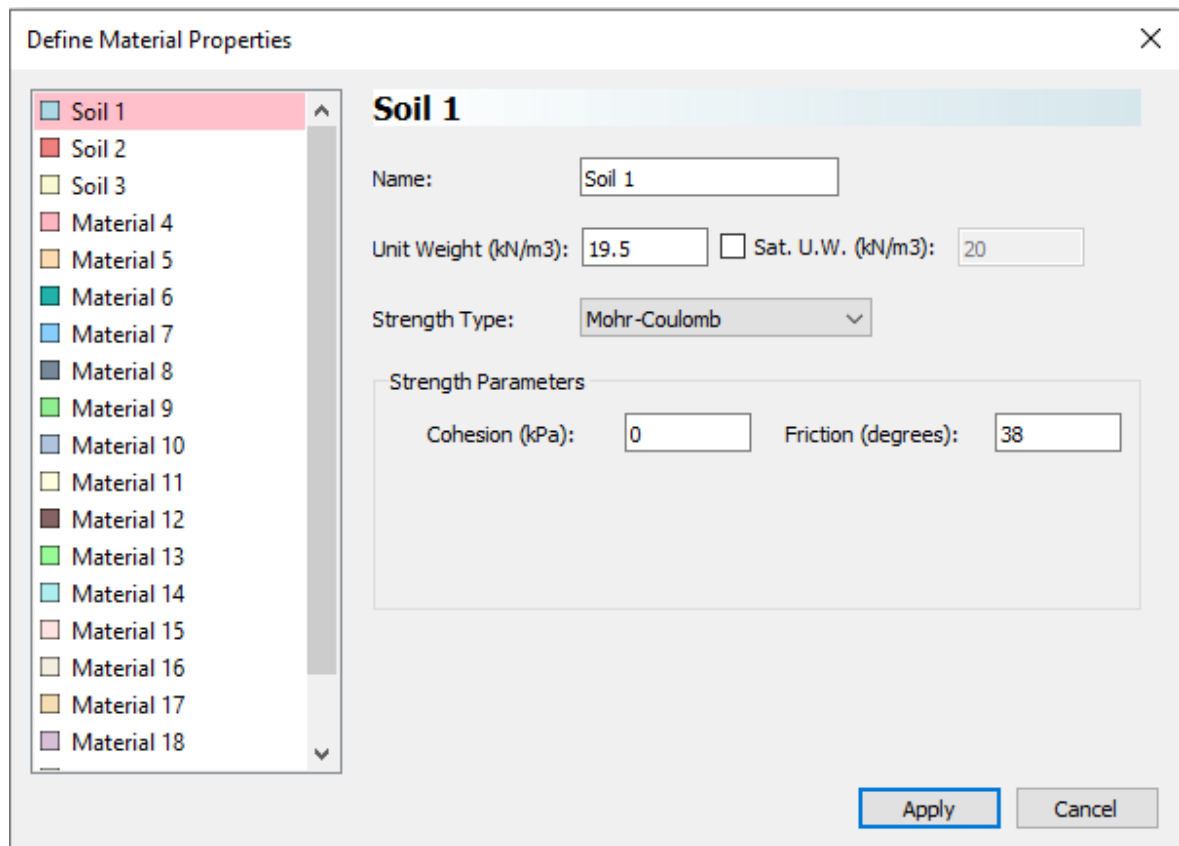


Les limites et les supports peuvent être importés dans HYRCAN à partir d'un fichier DXF (fichier d'échange de dessins AutoCAD), en utilisant l'option Importer DXF dans le sous-menu

Importer du menu Fichier. Cela permet aux utilisateurs d'importer des dessins créés dans AutoCAD, par exemple, dans HYRCAN

III.2.2 Paramètres du Projet :

Diverses options importantes de modélisation et d'analyse sont définies dans la boîte de dialogue des Paramètres du Projet, notamment la Direction de Défaillance, les Unités de Mesure et les propriétés des Eaux Souterraines



Figure(3.4) Paramètres du Projet

III.3 Définir et Attribuer les Propriétés des Matériaux :

III.3.1.1 Définir les Propriétés :

Pour définir les propriétés des matériaux (sol ou roche), sélectionnez Définir les Matériaux dans la barre d'outils ou le menu Propriétés. Actuellement, seuls deux modèles de type de résistance sont disponibles.

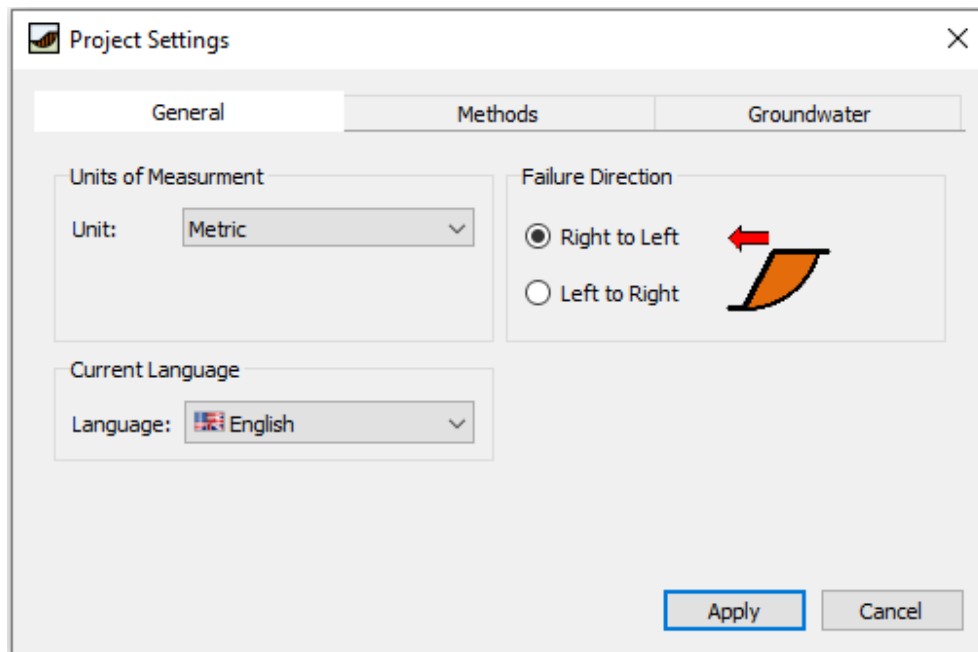


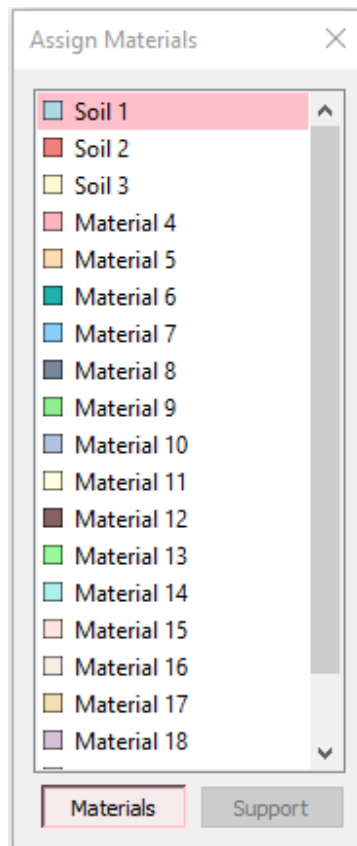
Figure (3.5) les Propriétés des Matériaux

III.3.2 Attribuer des Propriétés

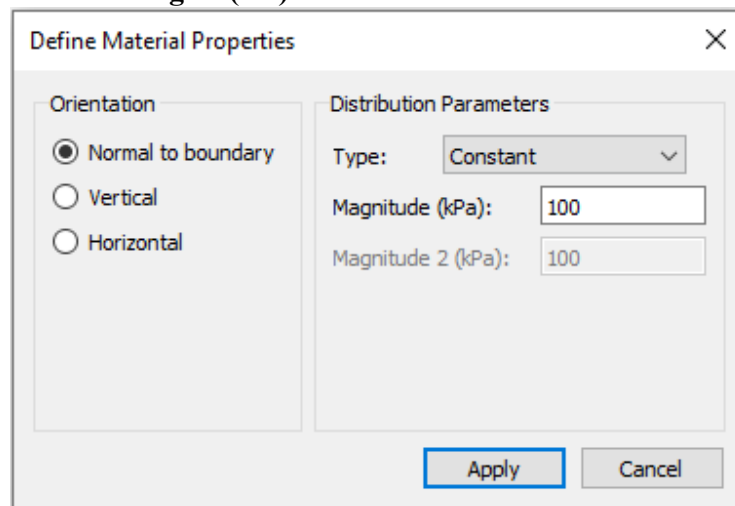
Les propriétés peuvent être attribuées avec l'option Attribuer des Propriétés dans la barre d'outils ou le menu Propriétés. Si les propriétés n'ont pas été attribuées, alors les propriétés par défaut seront utilisées dans le modèle.

III.4 Les charges

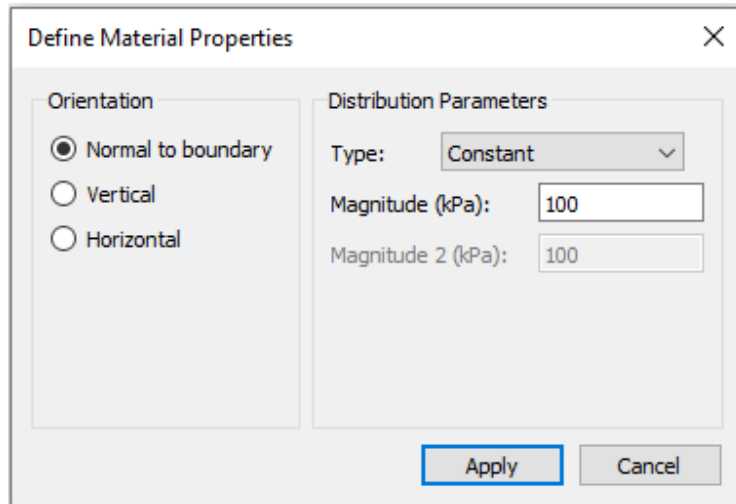
Il ya plusieurs des charges



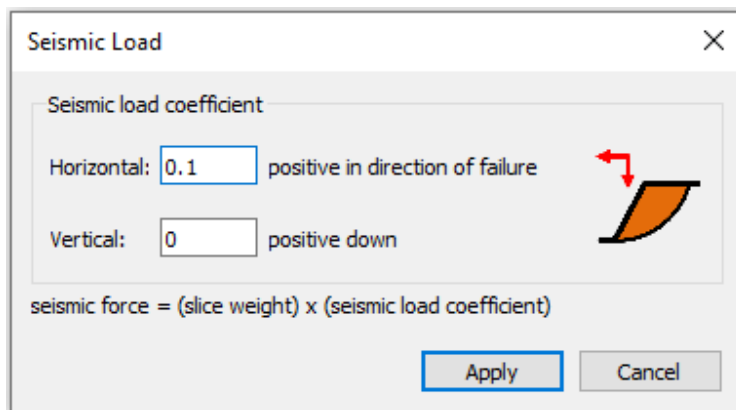
Figure(3.6) Attribuer des matériaux



Figure(3.7) Charges réparties



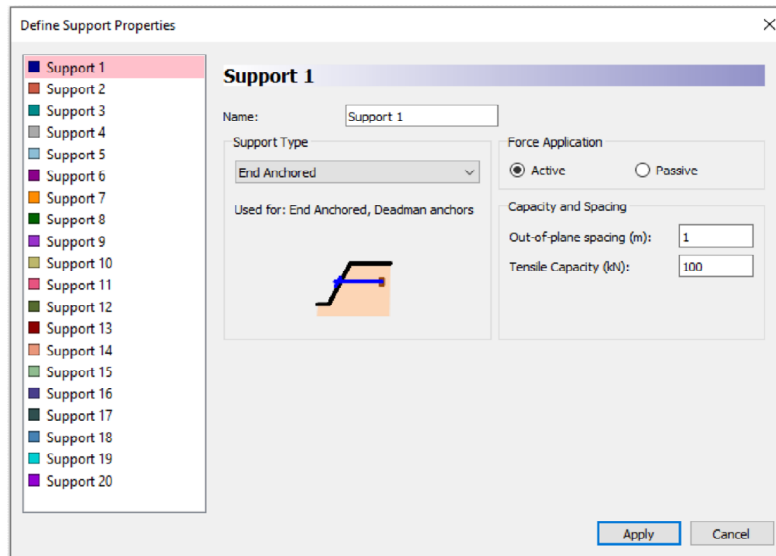
Figure(3.8) Charges Linéiques .



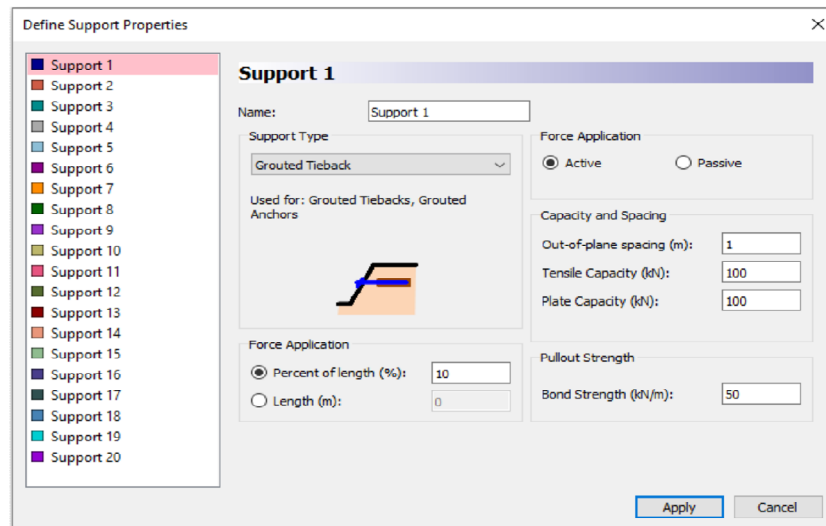
Figure(3.9) Charge Sismique

III.5 Supports :

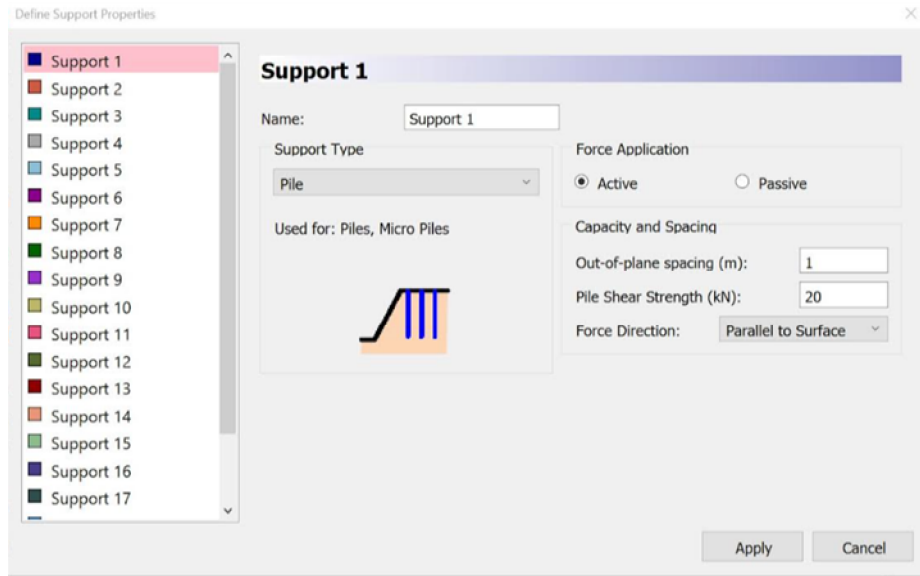
III.5.1 Extrémité Ancrée :



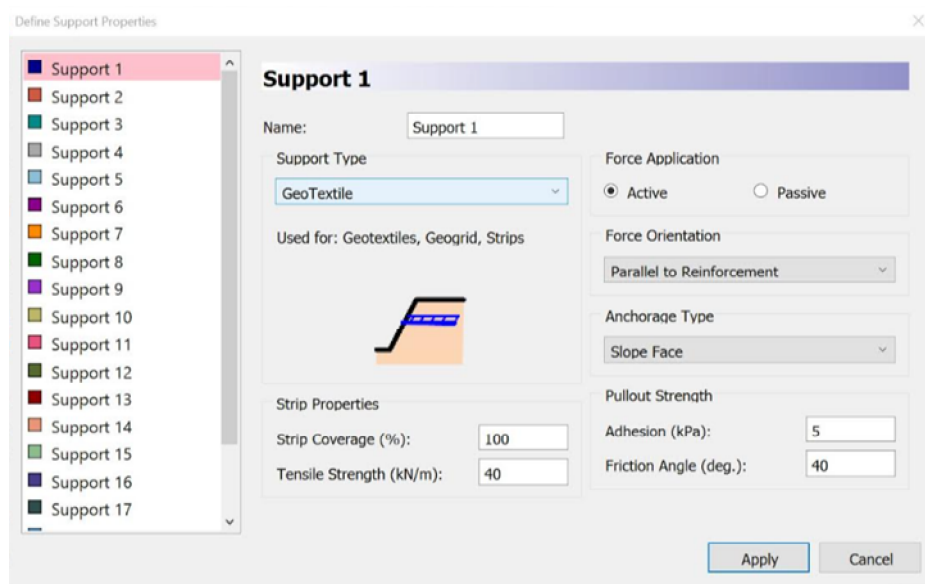
Figure(3.10) Propriétés de supports type extrémité ancrée



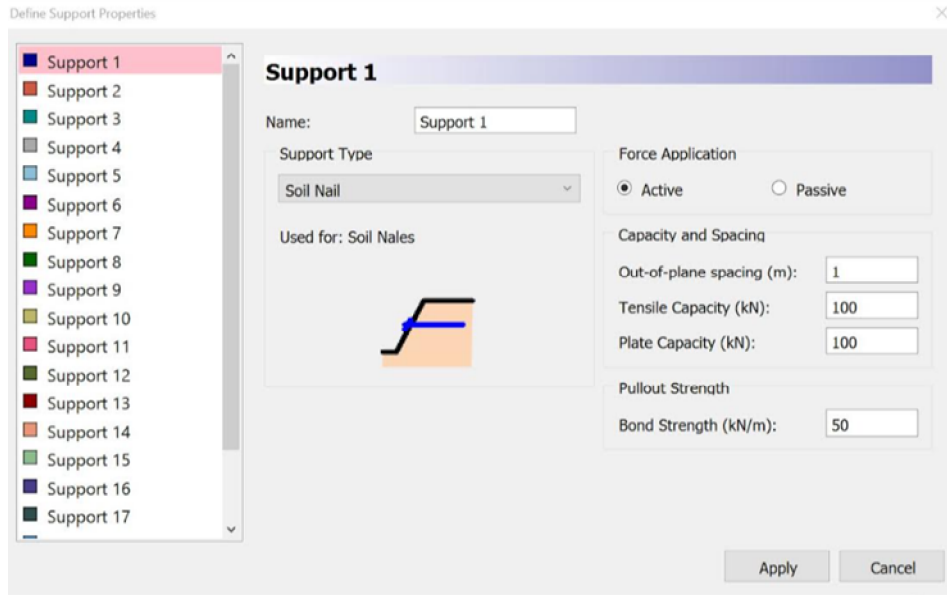
Figure(3.11)Propriétés de supports type encrage à coulis



Figure(3.12) Propriétés de supports type Pieu .



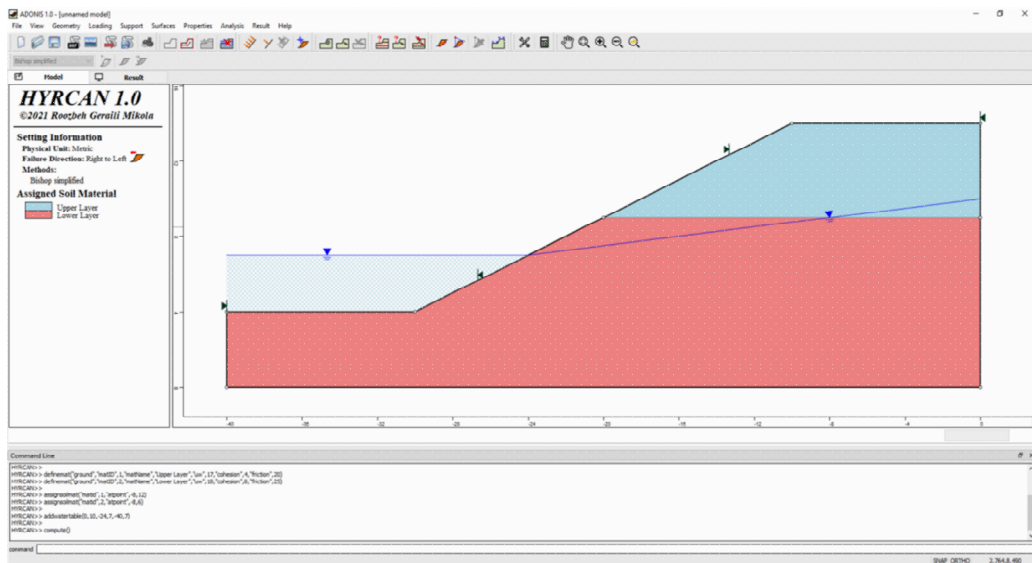
Figure(3.13) Propertiés de supports type Géotextile .



Figure(3.14) Propertiés de supports type Clou de sol .

III.6 Niveau de la Nappe Phréatique :

Un Niveau de la Nappe Phréatique peut être utilisé afin de définir les conditions de pression interstitielle. Le Niveau de la Nappe Phréatique peut également être utilisé pour définir de l'eau stagnante au-dessus de la surface de la pente. Si un Niveau de la Nappe Phréatique est défini avec une élévation au-dessus de la surface du sol, la présence d'eau stagnante est automatiquement supposée dans la région entre le Niveau de la Nappe Phréatique et la géométrie externe de la pente.



Figure(3.15) Niveau de la Nappe Phréatique

III.7 Calcul du FS (Facteur de Sécurité) :

Pour démarrer le moteur de calcul HYRCAN, sélectionnez l'option Calculer dans la barre d'outils ou le menu Analyse. La progression de l'analyse sera affichée dans la boîte de dialogue Calculer. Veuillez noter que dans la version actuelle de HYRCAN, la méthode de Bishop Simplifiée est la seule méthode disponible.

III.8 Traçage des Résultats dans HYRCAN :

Une fois le calcul terminé, vous êtes prêt à visualiser les résultats dans l'onglet Résultats. Par défaut, lorsque l'onglet Résultats est ouvert, la surface de glissement minimale globale, pour la méthode d'analyse de Bishop Simplifiée, sera affichée. Veuillez noter que dans la version actuelle d'HYRCAN, la méthode de Bishop Simplifiée est la seule méthode disponible

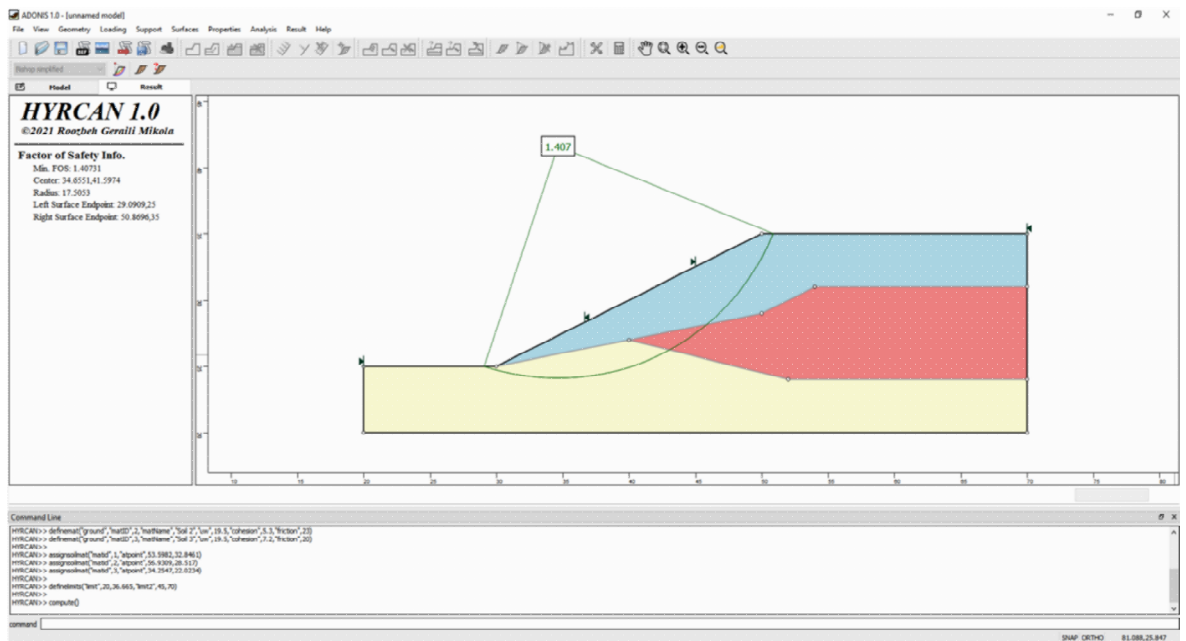


Figure (3.16) Résultats .

III.9 Présentation des modèles de pentes analysées :

Pour l'étude comparative du logiciel HYRCAN avec le logiciel FLAC 2D, dix (10) cas de pentes, tirés de la littérature, dont la géométrie et les caractéristiques sont présentées sur les figures: ont été considérés.

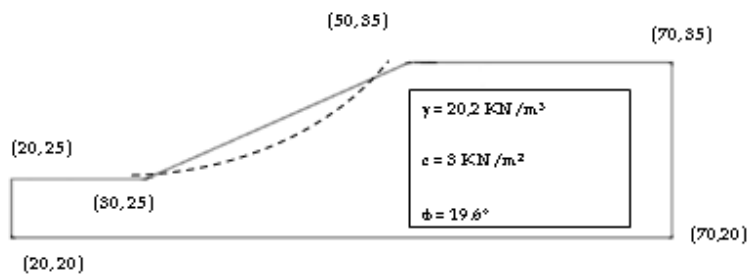


Figure (3.17) Talus homogène 1 (SLIDE, 2002)

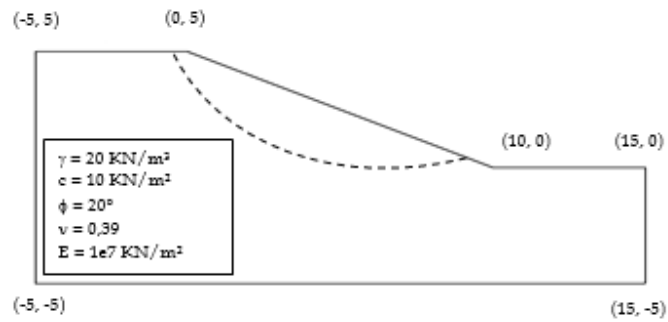


Figure (3.18) Talus homogène 2 (Benachenhou, 1995)

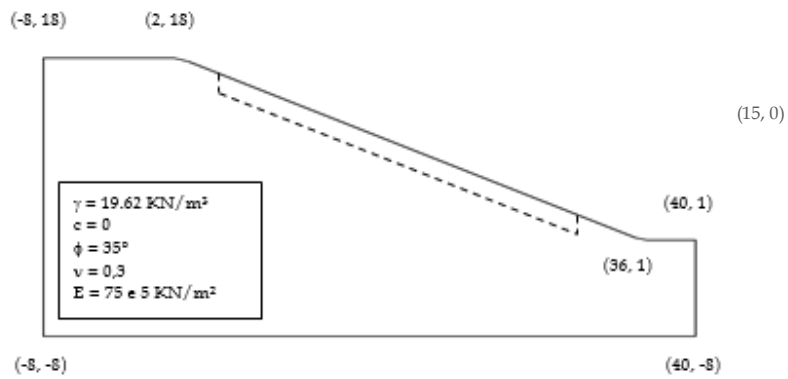


Figure (3.19) Talus homogène 3 (SLOPE-W, 1998)

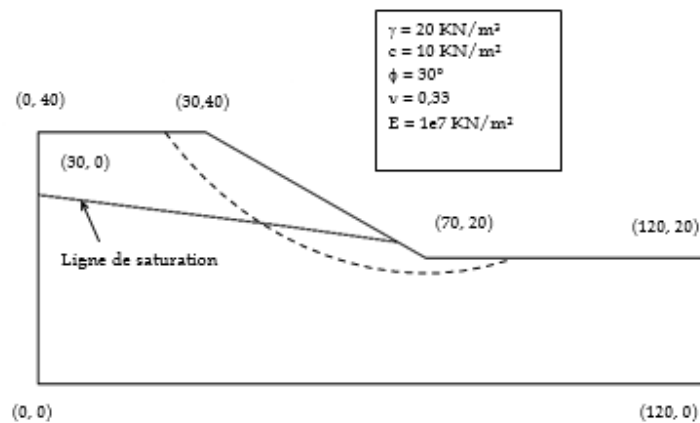


Figure (3.2) Talus homogène 4 (SLOPE-W, 1998)

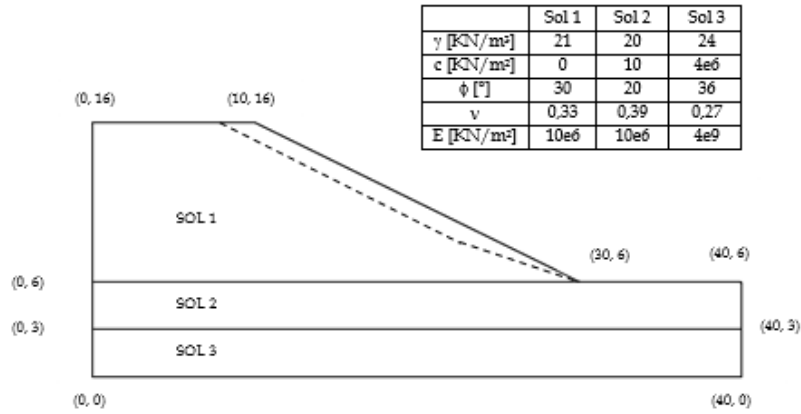


Figure (3.21) Talus stratifié 1 (Benachenhou, 1995)

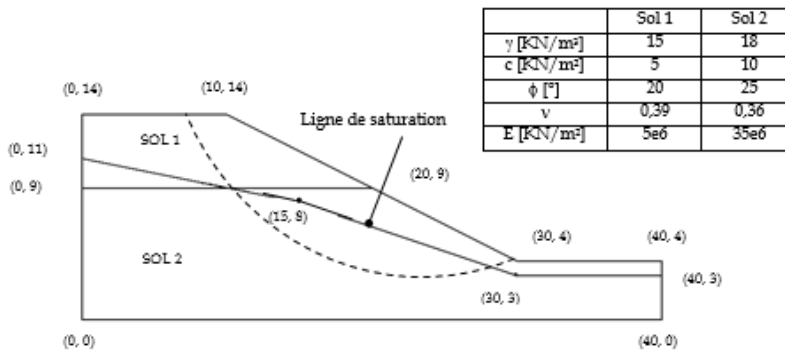


Figure (3.22) Talus stratifié 2 (SLOPE-W, 1998)

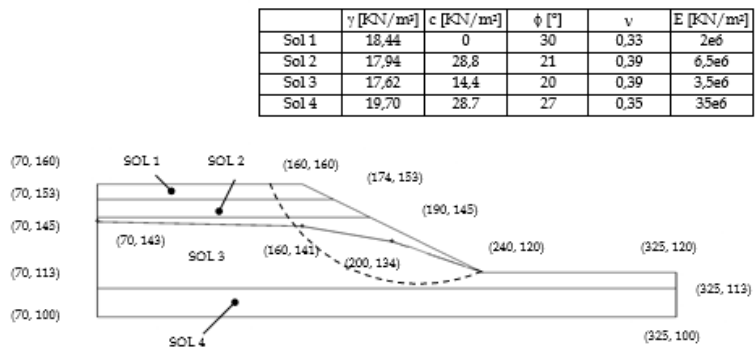


Figure (3.23) Talus stratifié 3 (SLOPE-W, 1998)

	γ [kN/m ³]	C [kN/m ²]	ϕ [°]	ν	E [kN/m ²]
Sol 1	19,22	28,8	20	0,39	6,5e6
Sol 2	19,22	0	10	0,45	2e6
Sol 3	24,00	4e6	36	0,27	2e9

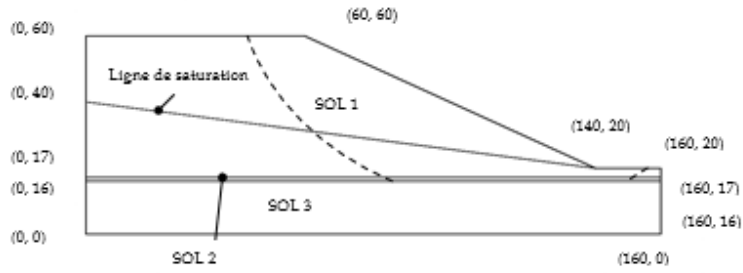


Figure (3.2) Talus stratifié 4 (SLOPE-W, 1998)

	γ [kN/M ³]	C [kN/M ²]	ϕ [°]	ν	E [kN/M ²]
Sol 1	15	10	25	0,36	3e6
Sol 2	18	20	30	0,33	35e6
Sol 3	18	0	10	0,45	2e6
Sol 4	18	20	30	0,33	35e6

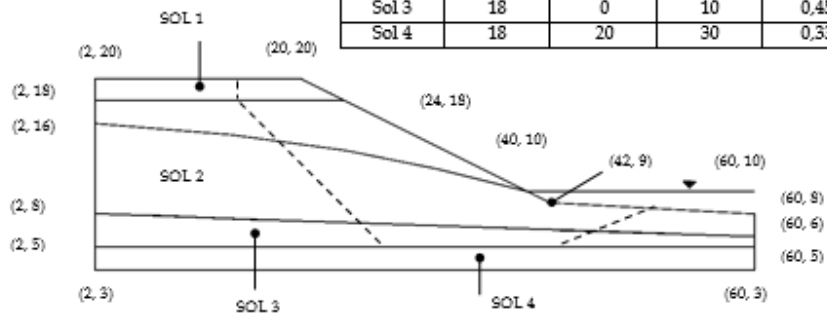


Figure (3.25) Talus stratifié 5 (SLOPE-W, 1998)

	Sol 1	Sol 2	Sol 3
γ [kN/m ³]	19,50	19,500	19,50
c [kN/m ²]	0	5,3	7,2
ϕ [°]	38	23	20
ν	0,3	0,3	0,3
E [kN/m ²]	7,5e6	7,5e6	7,5e6

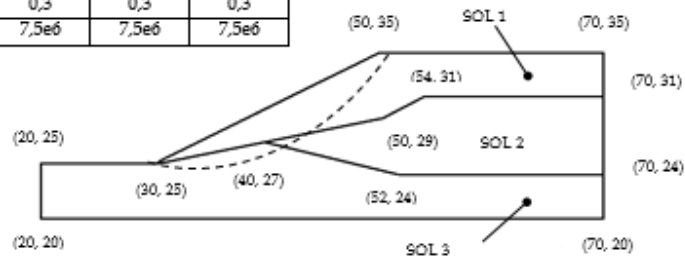


Figure (3.26) Talus stratifié 6 (SLIDE, 2002)

Les valeurs du coefficient de sécurité obtenues pour les différents exemples analysés sont regroupées dans le tableau (3.1) qui suit

Tableau (3.1) Valeurs du coefficient de sécurité pour différents exemples avec différents logiciels et méthodes de calcul

		Talus									
		H. 1	H. 2	H. 3	H. 4	S. 1	S. 2	S. 3	S. 4	S. 5	S. 6
HYRCAN	BISHOP	1.005	1.797	1.403	1.530	1.180	1.492	0.885	1.00	1.170	1.407
	JANBU	0.967	1,651	1.402	1,402	1.167	1,318	0.779	0.927	1.125	1.260
	SPENCER	1.005	1.793	1.403	1,532	1.180	1,495	0.857	0.994	1.183	1,376
	GLE	1.005	1.793	1.403	1,533	1.180	1,493	0.585	0.987	1.170	1,376
FLAC (MDF)		1,00	1,80	1,30	1,35	1,10	1,40	1,10	1,00	1,00	1,30

Les valeurs calculées par la méthode de JANBU sous évaluent le coefficient de sécurité, dans la majorité des exemples. Cette méthode sont connues pour être conservatrice.

Les figures montrent les surfaces de rupture des différents exemples, générée par **HYRCAN**,

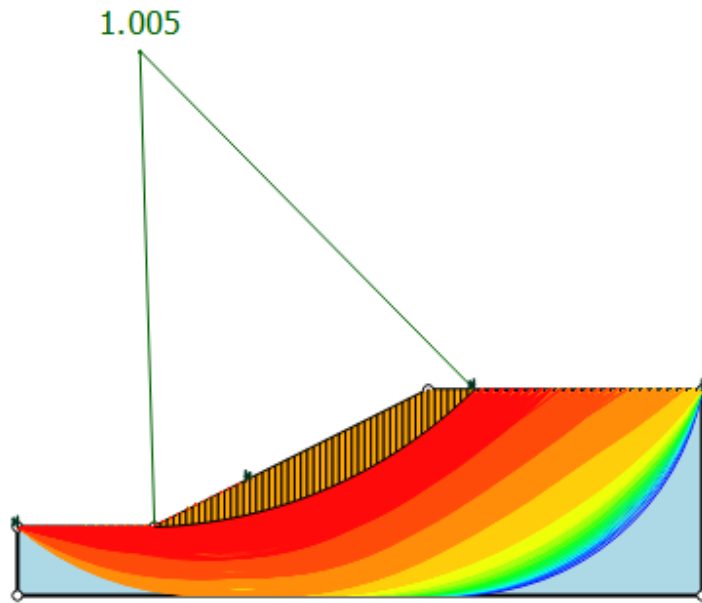


Figure (3.27) Résultat de talus homogène 1

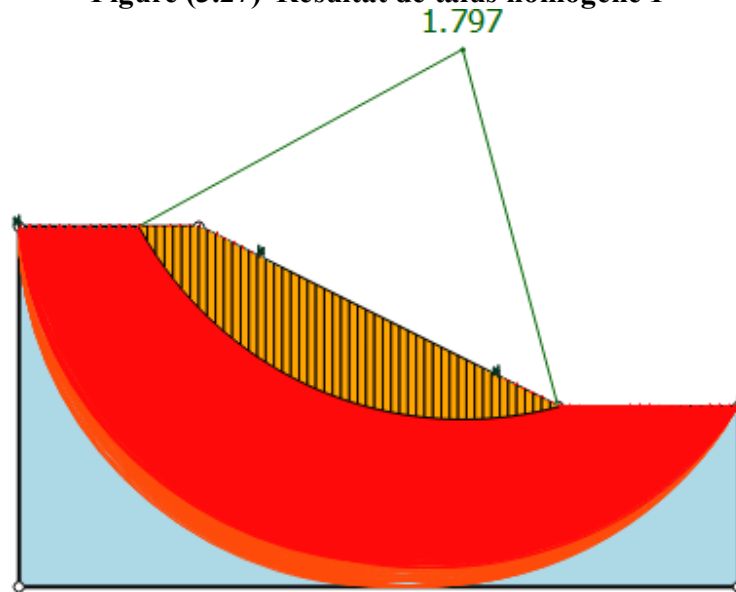


Figure (3.28) Résultat de talus 2 homogène

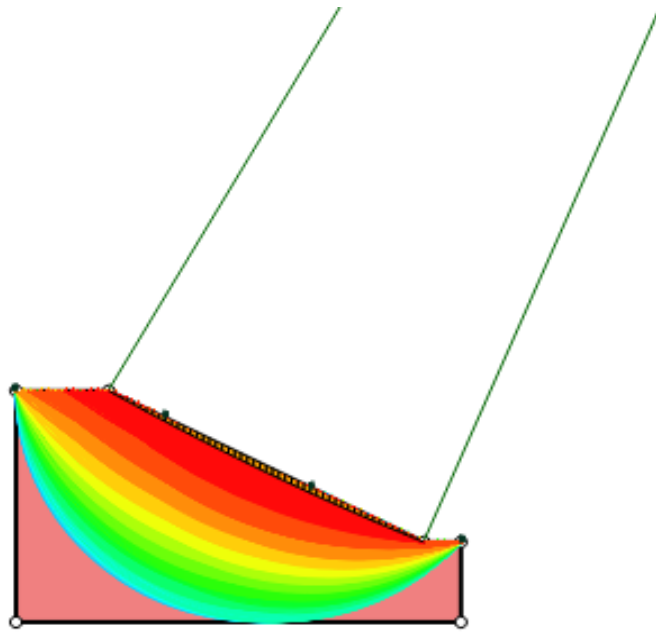


Figure (3.29) résultat de talus 3 homogène

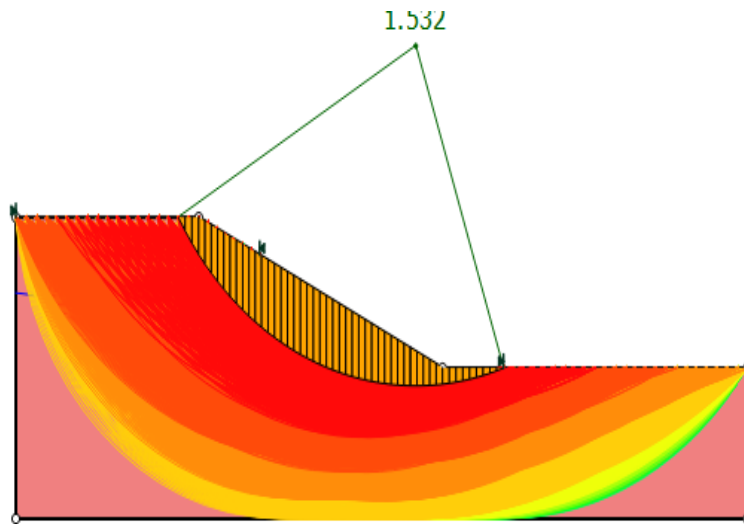


Figure (3.30) résultat de talus 4 homogène

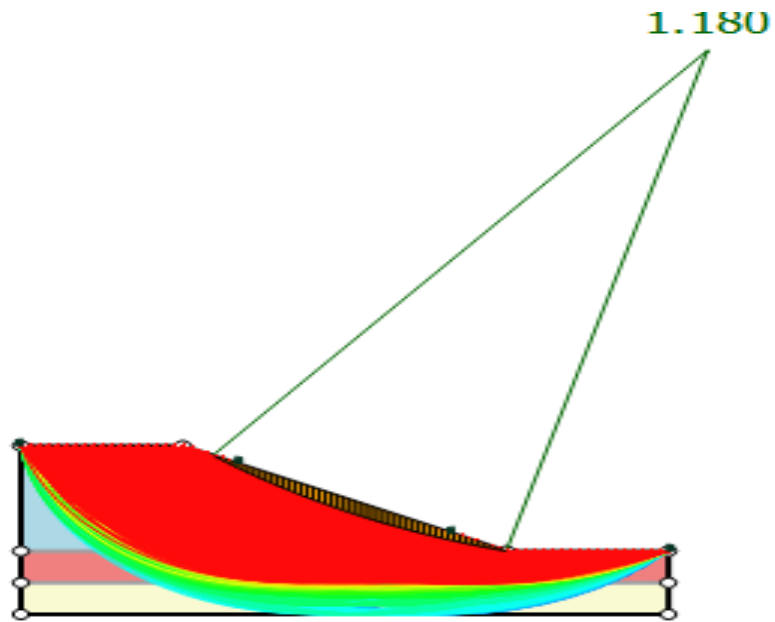


Figure (3.31) résultat de talus stratifié 1

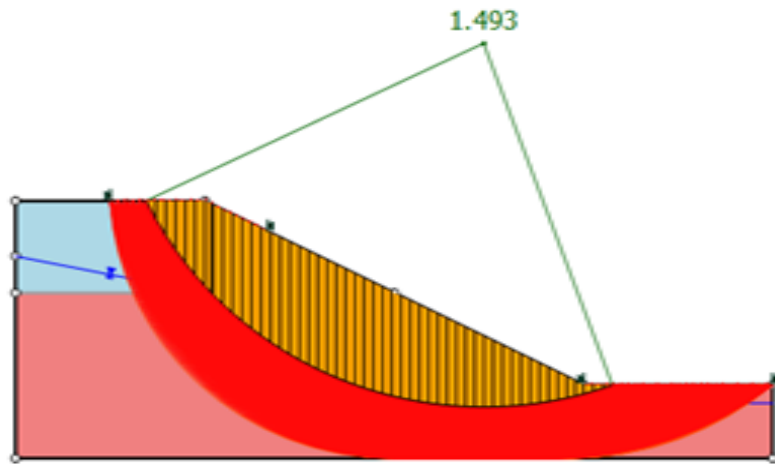


Figure (3.32) résultat de talus stratifié 2

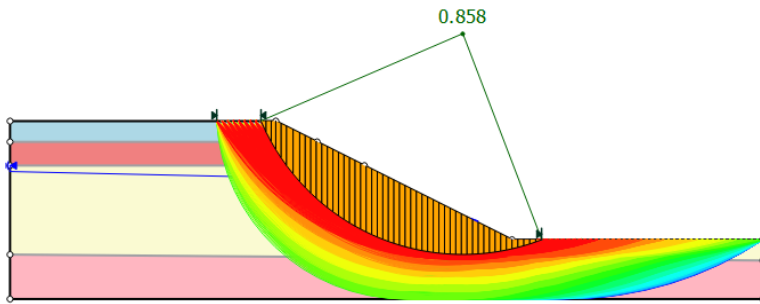


Figure (3.33) résultat de talus stratifié 3

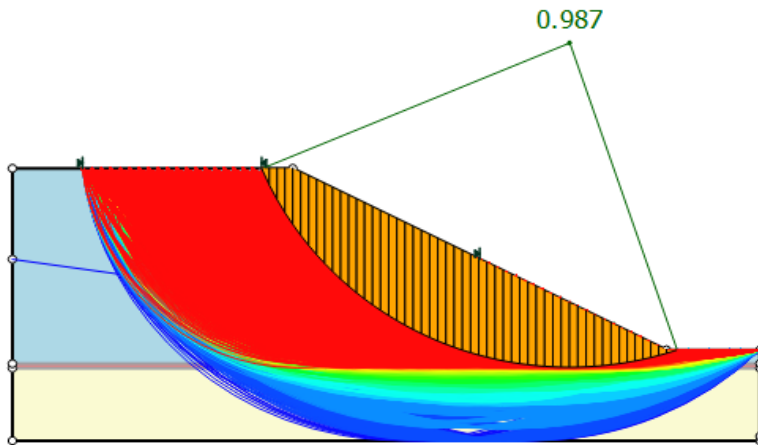


Figure (3.34) résultat de talus stratifié 4

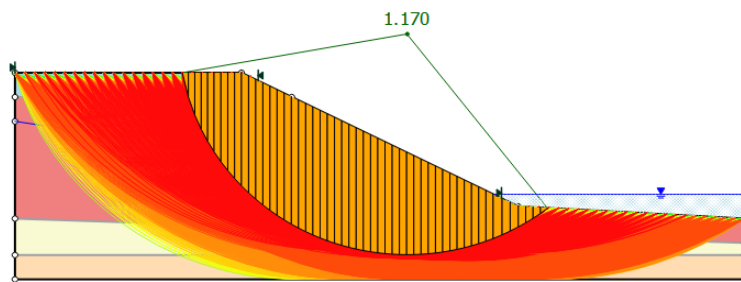


Figure (3.35) résultat de talus stratifié 5

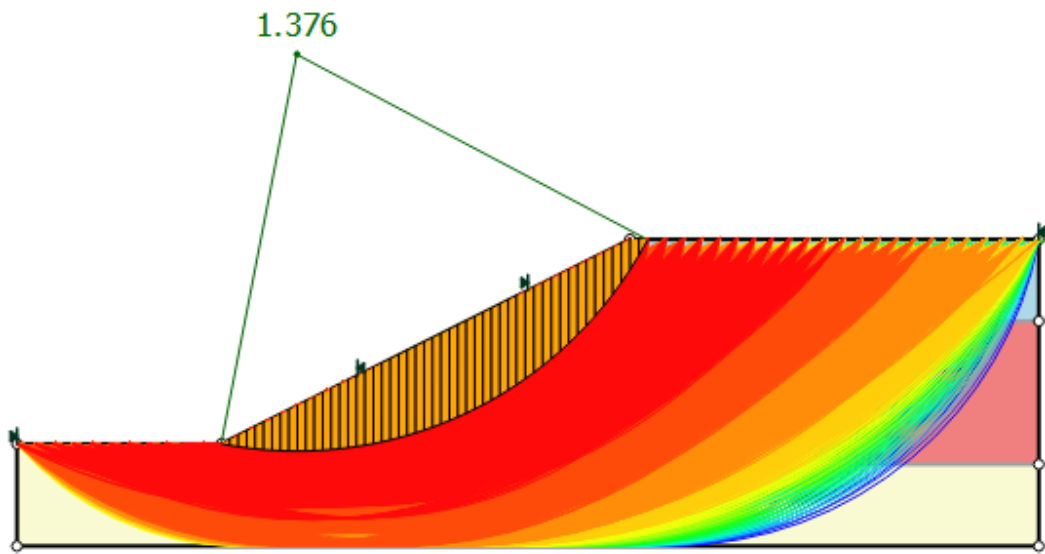


Figure (3.36) résultat de talus stratifié 6

III.10 Conclusions

Le code libre HYRCAN a pour objectif d'offrir aux ingénieurs et aux enseignants un service similaire à celui des packages commerciaux intégrés, avec une interface utilisateur complètement interactif, l'utilisateur peut facilement gère son projet avec une spécification facile des limites et des différents éléments de support. Les résultats des dix modèles de pente analysent par le code HYRCAN très proche a ceux générer par le code FLAC.

Chapitre IV Renforcement des pentes

Introduction :

Le renforcement des sols comprend une série de techniques et de méthodes conçues pour renforcer et stabiliser les sols, notamment pour supporter les charges structurales, prévenir les glissements de terrain et contrer les effets de l'érosion. Ces techniques sont développées et appliquées en fonction des caractéristiques spécifiques du site, telles que la composition du sol, la topographie, les contraintes environnementales et les exigences du projet.

Les objectifs du renforcement du sol varient en fonction des besoins du projet, mais comprennent généralement les éléments suivants :

1. Amélioration de la capacité portante : renforcer le sol pour améliorer sa capacité à supporter les charges imposées par les structures et les infrastructures.

2. Contrôle du tassement : contrôler le tassement différentiel et les mouvements du sol afin de maintenir la stabilité des structures.

3. Stabilisation des pentes : prévenir les glissements de terrain en renforçant les pentes résistantes à la gravité.

4) Maintien de l'intégrité du sol soumis à l'érosion par l'eau, le vent ou d'autres facteurs environnementaux.

5. prévenir la liquéfaction : renforcer les sols pour réduire le risque de liquéfaction pendant les tremblements de terre et autres événements sismiques.

L'importance du renforcement des sols est cruciale dans de nombreux domaines, notamment la construction de routes, de ponts, de barrages et de bâtiments, ainsi que la gestion des risques naturels. Pour garantir la durabilité et la sécurité des infrastructures construites sur des sols divers et complexes, il est essentiel de bien comprendre les méthodes de renforcement disponibles et leur application appropriée aux conditions du site.[4]

IV.1 Technique de renforcement :

Les sols sont composés d'un squelette minéral plus ou moins compact, avec une porosité naturelle permettant à l'air et à l'eau de circuler librement. Les grains du sol sont issus de la décomposition plus ou moins fine de la roche en cailloux, gravier, sable ou limon, ainsi que de la décomposition chimique de certains composés de la roche en particules microscopiques d'argile.

En fonction de la nature du sol en question et du type d'ouvrage à réaliser, il est important de choisir une solution de renforcement appropriée qui correspond à la fois à la nature du sol en place et à son environnement. Les vestiges du passé (tour de Pise par exemple) témoignent de la complexité du problème. Les caractéristiques mécaniques des sols peuvent être améliorées par deux techniques principales : la modification de la structure interne du sol existant et le renforcement du sol par l'ajout d'inclusions.

Des éléments de renfort verticaux ou horizontaux sont utilisés dans les techniques de renforcement des sols proprement dites. Toutes ces techniques visent à réaliser un ouvrage sans qu'il y ait de déformations excessives en surface ou de défauts de stabilité. L'amélioration des sols est un domaine récent et spécifique dans le domaine du renforcement des sols. Il englobe des méthodes qui impliquent la mise en place d'inclusions solides dans le sol. [4]

IV.1.1 Les colonnes de ballastées :

Également connues sous le nom de colonnes de gravier ou de ballast, sont une technique de renforcement du sol utilisée pour améliorer la capacité portante et la stabilité d'un sol mou ou compacté. Cette méthode est souvent utilisée dans les projets de construction où le sol faiblement porteur doit supporter de lourdes charges, comme les fondations de bâtiments, les routes, les ponts et les infrastructures portuaires.

Le processus de construction d'une colonne de ballastées comprend généralement les étapes suivantes :

IV.1.1.1 Forage des trous :

Sont forés dans le sol à intervalles réguliers, généralement à l'aide d'une foreuse rotative. Le diamètre et la profondeur des trous dépendent des caractéristiques du sol et des spécifications du projet.

IV.1.1.2 Les trous

Sont remplis de gravier, de pierre concassée ou d'autres matériaux granulaires. Ces matériaux sont sélectionnés en fonction de leur capacité à se compacter et à transférer efficacement les charges.

IV.1.1.3 Compactage:

Une fois le trou rempli, le gravier est compacté à l'aide d'un vibreur ou d'un autre dispositif de compactage. Cela rend le matériau de remplissage plus dense et améliore la capacité de charge.

IV.1.1.4 Formation de colonnes:

Le compactage du gravier permet de former des colonnes de ballast qui s'étendent du fond du trou jusqu'à la surface du sol. Ces colonnes agissent comme un renforcement vertical, répartissant la charge sur une plus grande surface et réduisant le tassement dû à la pression différentielle. Les colonnes de ballastées agissent de plusieurs manières pour renforcer les sols mous ou compressibles :

- Elles augmentent la capacité portante en répartissant les charges sur une plus grande surface, réduisant ainsi les contraintes sur le sol.
- Elles consolident le sol en provoquant un drainage radial et en éliminant l'eau interstitielle, améliorant ainsi la résistance et la stabilité du sol.
- Il réduit le tassement différentiel en fournissant un support uniforme sous les fondations.

Les colonnes de ballastées peuvent être conçues et installées dans une variété de configurations pour répondre aux exigences spécifiques du projet et aux conditions du site. Cette méthode de renforcement du sol est souvent choisie parce qu'elle est plus fiable, plus rapide à installer et relativement peu coûteuse par rapport à d'autres méthodes de renforcement.[4]

IV.1.2 Les colonnes en sol stabilisé :

En raison de l'efficacité des colonnes ballastées, une technique assez similaire a été développée pour fabriquer des colonnes en sol stabilisé. La stabilisation in situ à la chaux, la stabilisation in situ par injection, les pieux avec déplacement du sol par injection ont été développés. Ces inclusions, en comparaison avec les colonnes ballastées, sont généralement plus solides et peuvent être soumises à la compression, à la flexion et au cisaillement. [4]

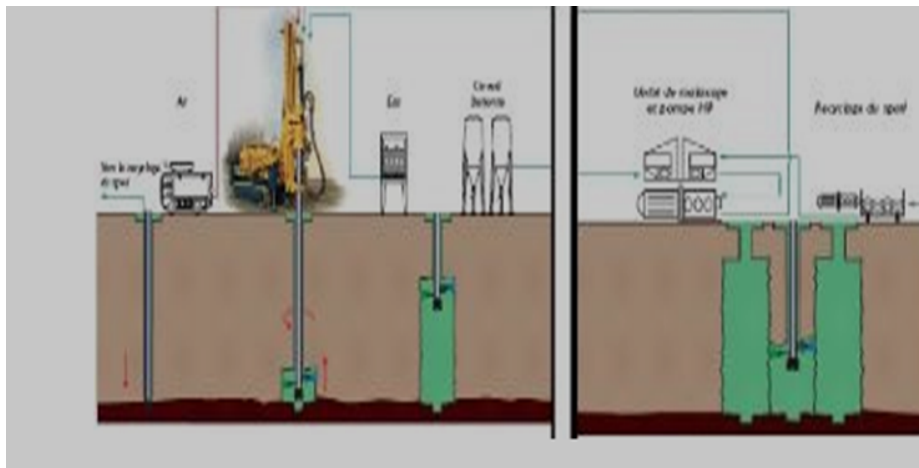


Figure (4.1) Les colonnes

IV.1.3 Les micro-pieux :

Éléments de fondation de petit diamètre (moins de 250 mm), profondément perforés. Les micropieux ont une armature centrale noyée dans le mortier ou le ciment. Les micropieux sont utilisés lorsque les fondations superficielles conventionnelles ne suffisent pas à soutenir les structures, en particulier dans les sols meubles tels que l'argile, le sable et les roches friables. La longueur et le diamètre des micropieux dépendent d'un certain nombre de paramètres, notamment la nature du sol, l'utilisation prévue et le poids de la charge à supporter. Le nombre de micropieux nécessaires est déterminé en vérifiant l'analyse géotechnique du sol par rapport aux calculs de capacité portante. Les micropieux peuvent être regroupés pour relier la structure et renforcer la capacité portante verticale de l'ensemble de la structure.[4]



Figure (4.2) les mirco-pieux

IV.1.4 la terre armée :

est une technique de construction polyvalente et efficace utilisée pour créer des structures de soutènement et de stabilisation dans divers projets de génie civil et de construction. Elle offre une solution économique et durable pour renforcer les sols et résister aux forces exercées par l'environnement.[4]

IV.1.5 Le clouage des sols :

Il s'agit d'une méthode pour renforcer les sols in situ en utilisant des barres passives, que ce soit en les scellant dans des bouts de forage ou en les battant simplement dans le sol. En utilisant cette méthode pour des ouvrages de soutènement, les barres sont habituellement positionnées horizontalement et l'effort principal est la traction. En revanche, lorsqu'on utilise cette méthode pour stabiliser les pentes, les barres sont habituellement verticales et les principaux efforts sont la flexion et le cisaillement. [4]

IV.1.6 Le Texsol :

LEFTAIVE (19821) a créé cette nouvelle méthode qui permet de renforcer un matériau de remblai granulaire en utilisant un ou plusieurs fils continus résistants à la traction. Les murs à échelles, inventés en 1926 par COYNE, sont parmi les techniques que nous n'avons pas classées dans le renforcement des sols. C'est un système de multiples ancrages combiné à un parement de faible épaisseur, que ce soit en continu ou en panneaux de béton. Tout au long des tirants, les forces de tractions restent constantes. L'interaction entre le sol et l'inclusion se focalise sur les connexions à l'extrémité des tirants. Dernièrement,

des systèmes à ancrages multiples similaires ont été mis au point (Tene Ancrée MURRAY, 1981). [4]

IV.1.7 Géosynthétique :

est un produit dont au moins un des constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène, par exemple) ou naturel. Il se présente sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle. Il est utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres Matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

Un certain nombre de géosynthétiques sont définis par la norme de terminologie NF ENISO10318. Certains termes qui ne sont pas définis dans cette norme peuvent être trouvés dans la terminologie établie par l'International Geosynthetic Society (IGS).

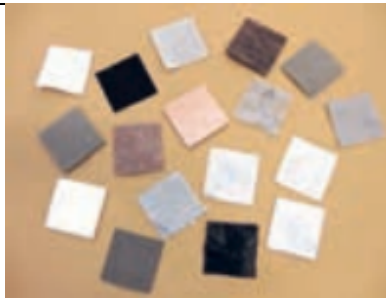
Les ouvrages dans les quels les géosynthétiques sont utilisés sont multiples : infrastructures linéaires de transport (routes, Voies ferrées), ouvrages hydrauliques (barrages, bassins, canaux), ouvrages pour la protection de l'environnement (installations de stockage de déchets, stockage de déchets miniers, sites et sols pollués), bâtiments. Ces différentes applications seront illustrées dans la suite de ce document. Pour le cas particulier des tunnels, le fascicule du cahier des clauses techniques générales (CCTG)[6]régit l'utilisation des géosynthétiques. Il n'est pas repris ici.

Les géosynthétiques sont généralement répartis en deux Grandes familles :

les géotextiles et produits apparentés aux géotextiles qui sont des produits perméables

Les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques qui sont essentiellement imperméables.

Les géosynthétiques sont définis par des caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques selon des essais normalisés, identifiés pour l'essentiel par des normes internationales de type ISO, européennes de type EN, ou nationales de type NF,DIN,ASTM...



Figure(4.3) Échantillons géotextiles

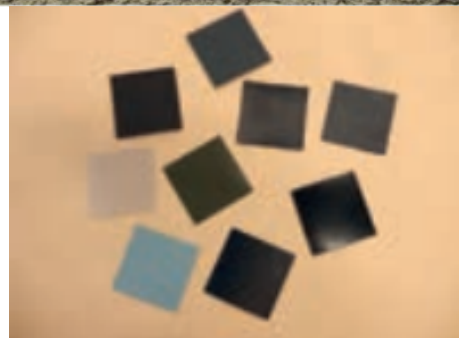


Figure (4.4) Échantillons de géomembranes



Figure (4.5) Exemple de géosynthétique bentonitique

IV.1.7.1 Fonctions des géosynthétique :

Les géotextiles et produits apparentés peuvent remplir, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil où ils sont utilisés, différentes fonctions.

la séparation : prévention du mélange de deux sols ou de matériaux de remblais adjacents de natures différentes.

la filtration : rétention du sol, ou d'autres particules soumises à des forces hydro dynamiques, tout en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile, ou un produit apparenté aux géotextiles. Le géotextile permet de créer un auto filtre dans le sol en amont .

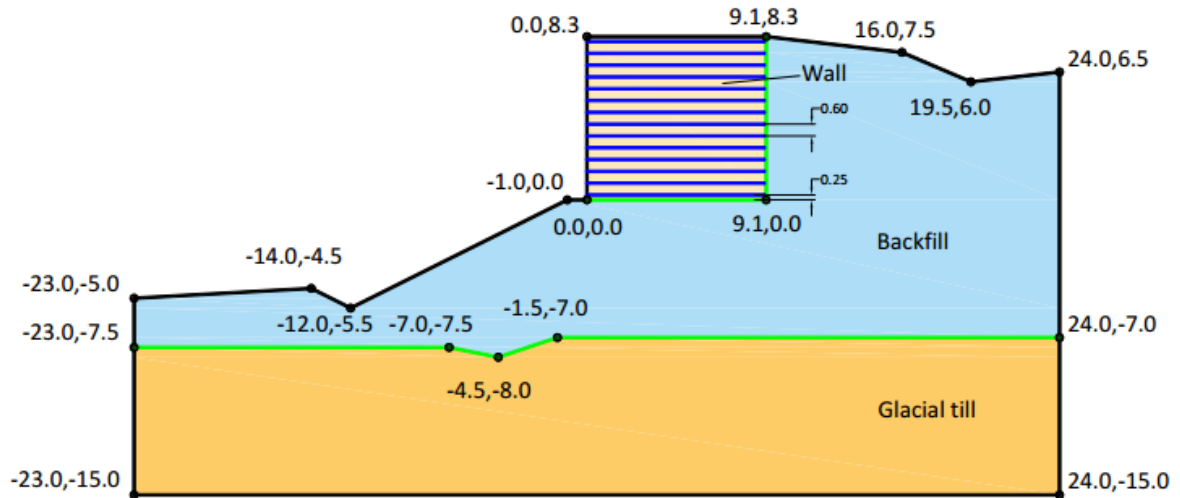
le drainage: collecte et transport des eaux ,souterraines et/ou d'autres fluides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles;

la protection : prévention ou limitation des endommagements localisés d'un élément ou d'un matériau donné, en utilisant un géotextile ou un produit apparenté ;

la lutte contre l'érosion de surface :utilisation d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles, afin d'éviter ou de Limiter les mouvements du sol ou d'autres particules à la surface.

IV.1.8 Application un modèle géosynthétique simple

On analyse une pente constituée d'un remblai (Backfill) surmonter par une couche de Till glaciaire (Glacial till). La géométrie du modèle de la pente est présentée sur la figure 4.6. L'analyse est faite sans et avec le renforcement par les géosynthétiques. les caractéristiques du remblai, de la Till glaciaire et du mur (Wall) (renforcement par les géosynthétique) utilisées, sont regroupés au tableau 4.2



Figure(4.6) modèle géosynthétique simple
Tableau (4.1) de matériel modèle géosynthétique simple

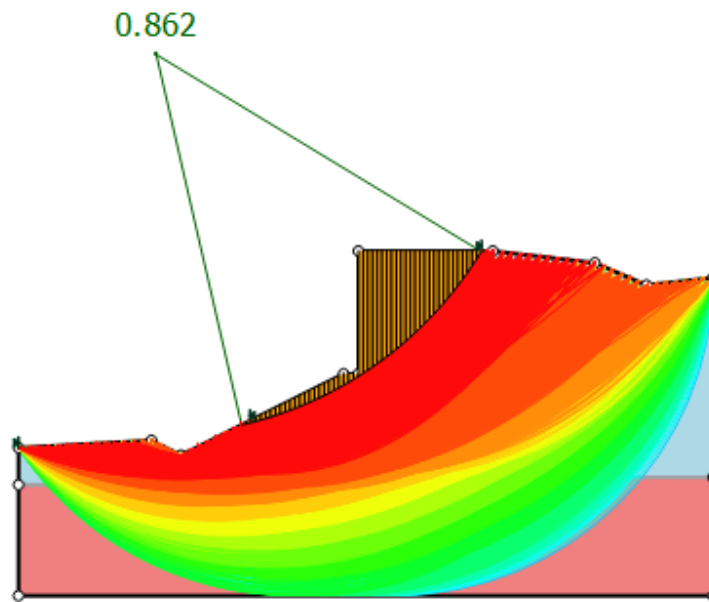
Matériel	γ [KN/m ³]	c [KN/m ²]	ϕ [°]
Remblai	21.7	1.0	33.00
Till glaciaire	20	2.0	54.0
Mur	20.4	0.0	41.0

Les résultats des différentes simulation de la pente sans renforcement sont données a la figure 4.7 et le tableau 4.2. La méthode GLE a donnée le plus faible coefficient de sécurité alors que les deux méthodes de Bishop et de Spencer ont données la même valeur du coefficient de sécurité. Tableau (4.3) résultat modèle renforcé au géosynthétique.

Tableau (4.2) résultat modèle géosynthétique

Bishop	Gle	Janbu	Spencer
0.862	0.682	0.835	0.862

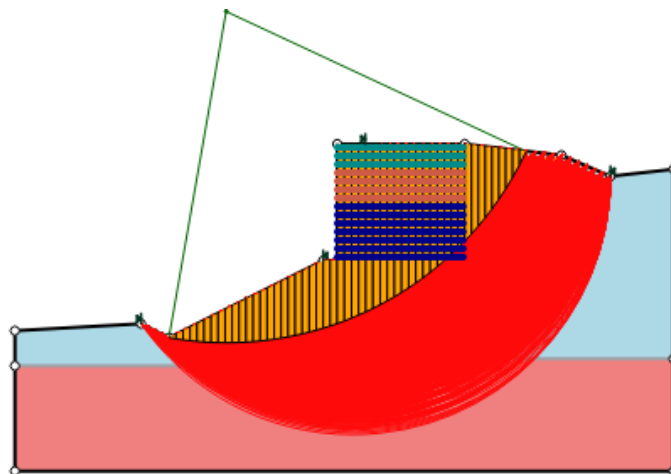
Le tableau (4.5) représente les résultats des modèles de renforcement par géosynthétique avec des espacements verticaux entre le renforcement varie de 0.5 m, 0.6, 0.7 et 0.8 m. on constate que les espacements 0.5 a 0.7 ont données les même valeurs de coefficients de sécurité, la méthode Janbu a génère la plus faible valeur du coefficient de sécurité.



Figure(4.7) Résultat un modèle sans renforcement

Tableau (4.3) résultat modèle géosynthétique

Espacement (m)	0.5	0.6	0.7	0.8
Bishop	1.459	1.459	1.459	1.415
Gle	1.459	1.459	1.459	1.412
Janbu	1.324	1.323	1.323	1.291
Spencer	1.458	1.458	1.458	1.413



Figure(4.8) Résultat de modèle géosynthétique

IV.1 MURS DESOUTENEMENT

Un mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical utilisé pour contenir de la terre (ou d'autres matériaux granulaires ou poudreux) dans une zone confinée. Les murs de

soutènement ont de nombreuses raisons d'être : protéger les routes et les chemins des glissements de terrain ; consolider les digues naturelles (ports et voies navigables) ; fournir des fondations pour les bâtiments et les digues de grande hauteur ; créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs de pente raide et murs de glace de forteresse) ; soutenir les excavations et les tranchées sur les chantiers de construction et permettre de travailler à l'abri de l'eau (batardeaux), pour construire des fondations et pour créer des parkings souterrains. Les matériaux utilisés pour les murs de soutènement sont la pierre sèche, le moellon, la pierre de taille, la brique, le béton armé, l'acier, le bois et le polymère [7].

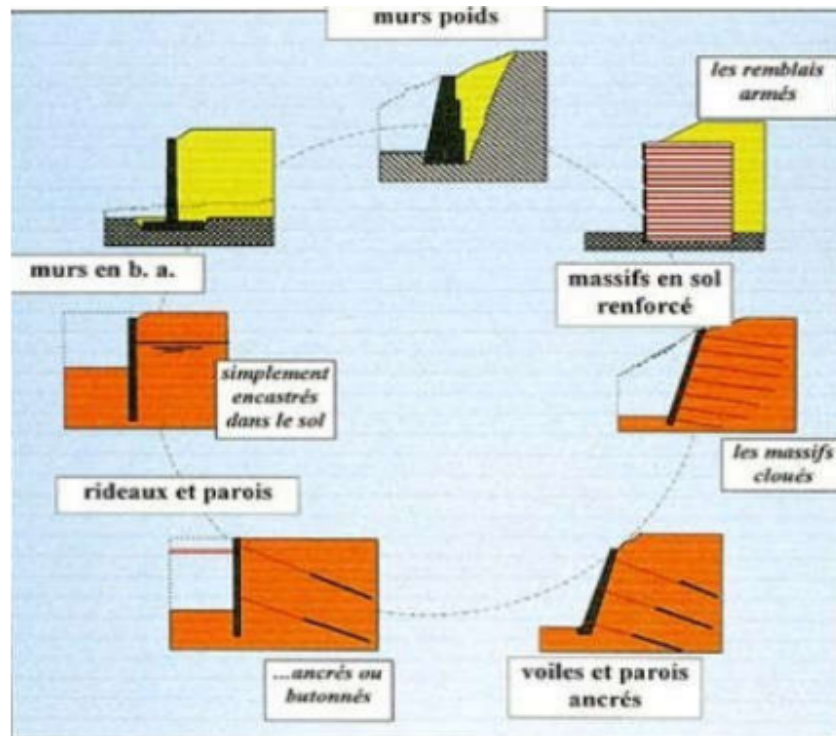


Figure (4.9) ouvrages de soutènement

IV.1.1 Application modèle de murs poids

La deuxième application concerne le renforcement par murs poids d'une pente compose de deux couche de sol (sol 1 et sol 2). Soumise une charge reparti de 12 kPa, avec une présence d'une nappe d'eau, Figure (4.10). les caractéristiques utilisées, sont regroupés au tableau 4.4

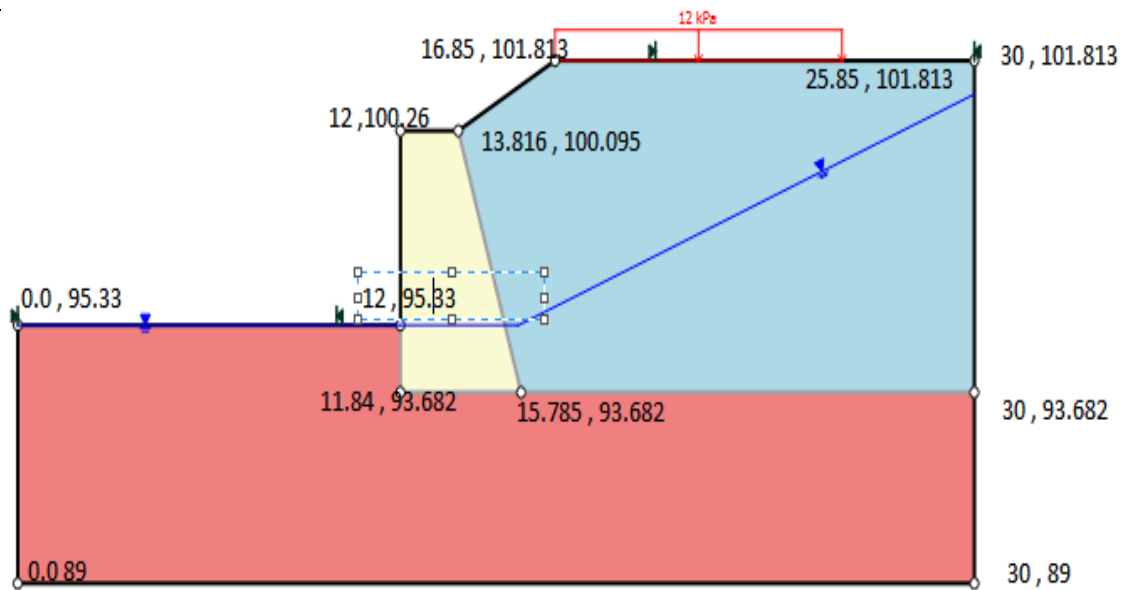
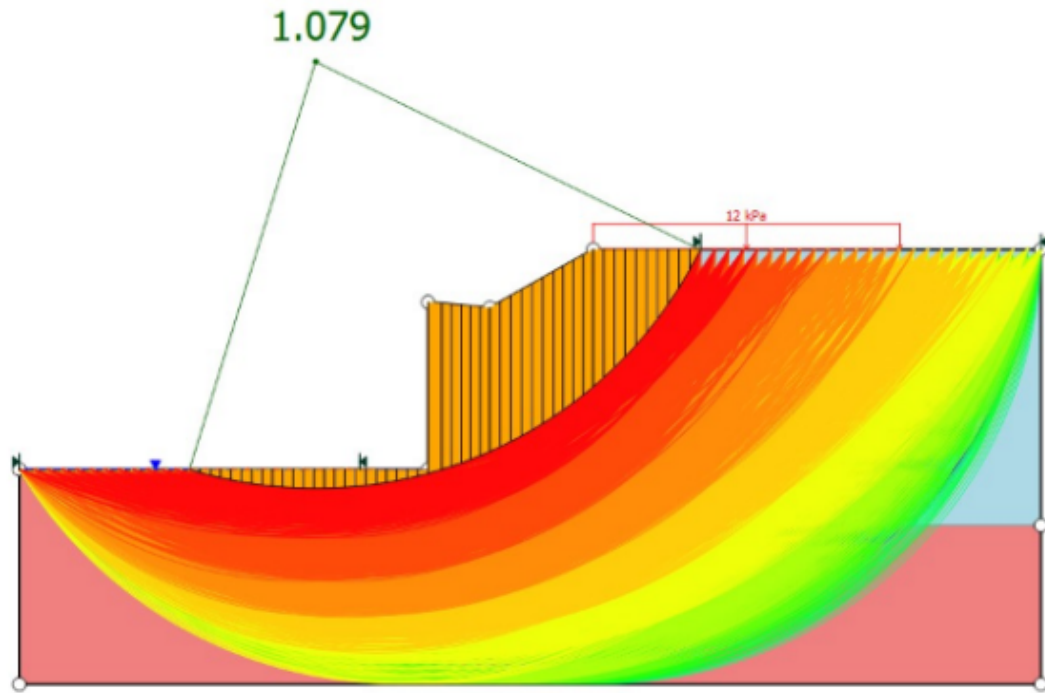


Figure (4.10) modèle de murs poids

Les valeurs des coefficients de sécurité sont reportés sur les tableaux (4.5) et (4.6), pour les modèles sans et avec le mur, respectivement. , la méthode Janbu a génère la plus faible valeur du coefficient de sécurité dans les deux cas de figures. Le renforcement par le mur a amélioré la sécurité de la pente.

Tableau (4.4) caractéristiques des matériaux

matériel	γ [KN/m ³]	c [KN/m ²]	ϕ [°]
Sol 1	21	0.0	32.00
Sol 2	20	0.0	30.0
Mur	20	100.0	45.0

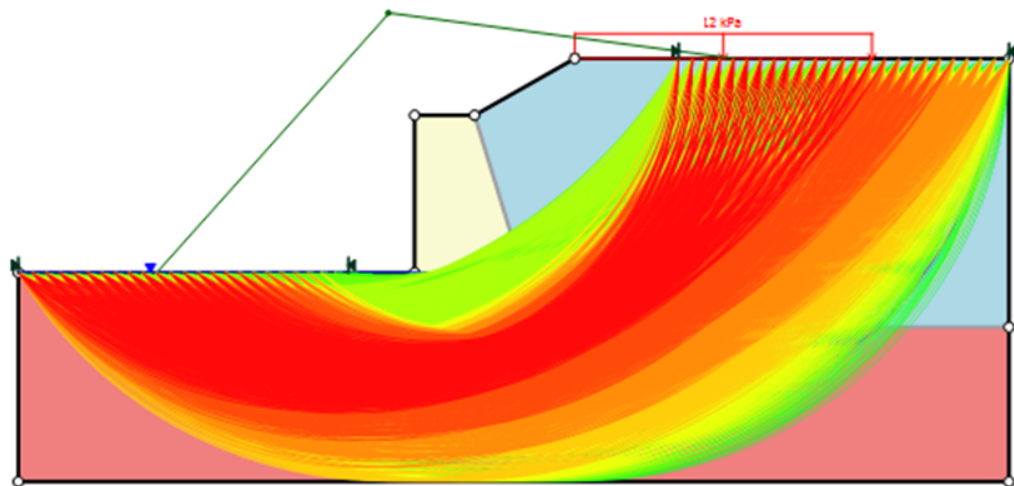


Figure(4.5) Résultat modèle sans le murs
Tableau (4.5) résultat modèle sans le murs

Méthode	Bishop	Gle	Janbu	Spencer
Résultat	1.079	1.080	0.999	1.079

Tableau (4.6) résultat modèle avec le murs

Méthode	bishop	GLE	Janbu	Spencer
Résultat	1.427	1.427	1.175	1.426



Figure(4.6) Résultat modèle avec le murs

IV.1.2 Conclusion :

Permet les avantages du code HYRCAN est la disponibles des renforcements soit par des murs, des géosynthétique, et même par pieux. Les différents exemples de pentes renforcées analysés par HYRCAN basés sur la méthode d'équilibre limite nous ont permis de conclure que le code HYRCAN est aussi fiable pour donner une valeur unique au coefficient de sécurité, et juger par la sorte si la pente est stable ou non.

Conclusion générale

À la fin de ce travail, il est nécessaire de souligner les principales conclusions et d'identifier ce qui reste à faire pour envisager d'autres analyses ultérieures.

La modélisation numérique des ouvrages géotechniques est cruciale dans la conception et l'analyse des structures du génie civil telles que les fondations, les talus, les barrages, les routes et les tunnels. Elle permet de simuler comment le sol et la structure réagissent aux charges appliquées. Cette méthode implique la représentation mathématique du comportement des matériaux, des contraintes, des déformations et des interactions entre le sol et la structure.

Ce projet de fin d'étude est consacré à l'utilisation de code de HYRCAN développé spécifiquement pour le calcul ouvrages géotechniques. Il a été créé par un chercheur de l'Université de Berkeley en Californie et se distingue par son accessibilité en tant qu'outil de calcul entièrement gratuit.

Les divers exemples de pentes analysés à l'aide de nous ont permis de conclure que le code HYRCAN est tout aussi fiable pour fournir une valeur unique du coefficient de sécurité. Il permet aussi aux utilisateurs de profiter des plusieurs type de renforcement disponible.

De ce fait, pour des travaux à venir diverses recommandations sont faites. Elles peuvent être conduites dans les directions suivantes :

- Considérer l'effet de l'écoulement d'eau sur la stabilité des pentes .
- Prendre en compte des charges dynamiques .
- Introduire d'autres éléments structurels pour la stabilisation des pentes (par exemple les pieux) et voir leur influence sur le comportement du talus.

Bibliographie

- [1] Labiouse Vincet “Principes de modélisation numérique en travaux de fondations”
University of applied and Arts Western Switzerland, March 2003
- [2] CFMS “Rocommandations pour la modélisation numérique des ouvrages géotechnique” 2023
- [3] Malouka Smain “Au sujet de l’analyse de la stabilité des pentes en terrains meubles. application du code de calcul « FLAC » Mémoire de Magister université ABOU-BEKR BELKAID – Tlemcen, 2003
- [4] Revue Française de Géotechnique “Les projets d’ouvrages géotechnique :apports de l’observation et de la modélisation”2016.
- [5] Maraouna Rym “Modélisation numérique et renforcement de la route RN16 Ain Synour Souk-Ahras du PK 02+050” Université Badji Mokhtar -Annaba 2018.
- [6]CCTG (Cahiers des Clauses Techniques Générales)
- [7] Taibaoui Zian “Modélisation numérique d’un mur de soutènement renforcé par géosynthétique”Université Mohamed Khider -Biskra 2019.