



République Algérienne Démocratique et Populaire



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université 20 Août 1955 –SKIKDA-

Faculté de Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de

Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

***Etude numérique de la stabilité de pente due à
excavation d'un tunnel***

Soutenu publiquement le : 01 Juillet 2024

Réalisé par :

✓ Khezouz Nor Elhouda

Devant le jury composé de :

Encadreur: Houssou .Noura MCB université 20 aout 1955 skikda

Examineur : Mansouri.ouhiba MCB université 20 aout 1955 skikda

Président : Bousbia .Nawel MCA université 20 aout 1955 skikda

Année universitaire 2023/2024.

Remerciements

Mon remerciements s'adressent en premier lieu à Allah le tout puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il m'a donnée durant toutes ces longues années.

Par conséquent, je voudrais également exprimer mes sincères remerciements à ma superviseure, Mme Houssou.

Je remercie aussi tous les enseignants qui ont contribué à ma formation et à tous les membres du jury qui ont accepté de juger ce travail.

En fin, je tiens à exprimer tout ma reconnaissance et ma gratitude à toutes les personnes qui m'ont aidé et encouragé dans les moments pénibles et qui m'ont donné la force et la volonté de continuer et de réaliser ce modeste travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A la fleur de ma vie... ma très chère mère en témoignage de ma profonde et ma grande reconnaissance pour sa tendresse, sa patience, ces sacrifices tout au long de ma vie.

Mon honorable et très cher père qui a sacrifié sa vie pour qu'on puisse se retrouver à ce niveau et qui m'a été source de réussite.

A mon frère : (yassine).

A mes sœurs : (asma , afaf, wafa, ilham).

A Toute ma famille.

et tous amis qui connus, et à tous ceux qui m'ont encouragé pendant la durée de la réalisation de ce travail.

Khezouz nor elhouda .

RÉSUMÉ

La stabilité des excavations souterraines constitue un enjeu majeur dans la conception et la réalisation de ces tunnels. En effet, les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques spécifiques à chaque site peuvent avoir un impact significatif sur la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Il est donc essentiel de mener des études approfondies, pour évaluer la stabilité des tunnels, en particuliers dans des zones présentant des caractéristiques géologiques complexes.

Dans ce mémoire une modélisation numérique a été faite en utilisant le code logiciel de calcul PLAXIS 2D. L'objectif de l'étude est l'étude de stabilité d'un talus soumis à creusement d'un tunnel, une comparaison a été faite avant et après le creusement d'un tunnel en fonction du coefficient de sécurité, les déplacements totaux, les déplacement horizontales et verticales. Pour mieux comprendre le comportement du talus subi au excavation souterraine une étude paramétrique a été faite pour décrire l'effet de certains paramètres tel que la position de tunnel, l'effet de l'inclinaison du talus, l'effet de surcharge et l'effet de la nappe phréatique sur la stabilité du talus.

Mots clés : modélisation numérique, Plaxis 2D, stabilité de talus, ouvrage sous terrain.

ABSTRACT

The stability of underground excavations constitutes a major issue in the design and construction of these tunnels. Indeed, the geological, hydrogeological and geotechnical conditions specific to each site can have a significant impact on the safety and durability of the structure. It is therefore essential to carry out in-depth studies to assess the stability of tunnels, particularly in areas with complex geological characteristics.

In this dissertation, numerical modeling was carried out using the PLAXIS 2D calculation software code. The objective of the study is the study of the stability of an embankment subjected to tunneling, a comparison was made before and after the digging of a tunnel according to the safety coefficient, the total displacements, horizontal and vertical movements. To better understand the behavior of the slope undergone during underground excavation, a parametric study was carried out to describe the effect of certain parameters such as the tunnel position, the effect of the inclination of the slope, the effect of overload and the effect of the water table on the stability of the slope.

Key words: digital modeling, 2D Plaxis, slope stability, underground work.

ملخص

ويشكل استقرار الحفريات تحت الأرض قضية رئيسية في تصميم وبناء هذه الأنفاق. في الواقع، يمكن أن يكون للظروف الجيولوجية والهيدروجيولوجية والجيوتقنية الخاصة بكل موقع تأثير كبير على سلامة ومتانة الهيكل. ولذلك فمن الضروري إجراء دراسات معمقة لتقييم ثبات الأنفاق، خاصة في المناطق ذات الخصائص الجيولوجية المعقدة.

الهدف من الدراسة هو دراسة PLAXIS 2D في هذه الرسالة، تم تنفيذ النمذجة العددية باستخدام كود برنامج الحساب ثبات السدود المعرضة للحفر النفقي، وتم إجراء مقارنة قبل وبعد حفر النفق حسب معامل الأمان والإزاحات الكلية والحركات الأفقية والرأسية. لفهم سلوك المنحدر الذي تم إجراؤه أثناء الحفر تحت الأرض بشكل أفضل، تم إجراء دراسة حدودية لوصف تأثير بعض المعلمات مثل موضع النفق، وتأثير ميل المنحدر، وتأثير الحمل الزائد وتأثير منسوب المياه على استقرار المنحدر.

الكلمات المفتاحية: النمذجة الرقمية، البلاكسيس ثنائي الأبعاد، ثبات المنحدرات، العمل تحت الأرض.

Sommaire

Remerciements	
Dédicace	
Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des abréviations et symboles	
Introduction générale.....	01

Chapitre 1 : Généralités sur les mouvement de terrain

1.1.Introduction	02
1.2. Définition des mouvements de terrain	02
1.3. Types de mouvement de terrain	03
1.3.1. Les mouvements rapides et discontinus	03
1.3.2. Les mouvements lents et continus	06
1.4. Critères de classification du mouvement de terrains.....	08
1.4.1 Types d'activité.....	08
1.4.2. La vitesse	10
1.4.3. Type de sol.....	11
1.4.4. L'agent déplaçant	12
1.5. Principales causes des mouvements de terrains	12
1.6. Glissements	17
1.6.1. Glissement Plan	17
1.6.2. Le Glissement Circulaire ou Rotationnel	18
1.6.3. Glissement quelconque (aléatoire)	19
1.7. Facteurs d'évolution et d'activation d'un glissement de terrain.....	19
1.8. Effets et conséquences	20
1.9. La prévision	21

1.10. La protection	22
1.11. Conclusion	22

Chapitre 2: Généralité sur les tunnels

2.1. Introduction.....	23
2.2. Définition et classification ouvrages souterrains	23
2.2.1. Tunnel de communication	23
2.2.2. Tunnels ou galeries de transport	23
2.3. Facteur d’implantation de tunnel	24
2.3.1. Choix de tracé	24
2.3.2 Les types de corrosion.....	24
2.3.3. Corrosion chimique (ou sèche).....	24
2.4. Etapes d’exécution de projet d’un tunnel.....	25
2.5. Mode de creusement d’un tunnel.....	25
2.5.1.Creusement à l'explosif.....	26
2.5.2. Corrosion uniforme (généralisée).....	26
2.5.2.1. Machines à attaque ponctuelle.....	27
2.5.2.2. Mécanisme de la corrosion	27
2.5.3. Creusement dans les terrains meubles	28
2.6. Procédés du creusement	29
2.6.1. Creusement en pleine section	29
2.6.2. Creusement par demi-section supérieure	29
2.6.3. Creusement en sections divisées	30
2.7. Objectifs des tunnels	31

2.8. Avantages et inconvénients des tunnels	31
2.9. Les mouvements de sol dû au creusement d'un tunnel	31
2.9.1. Description générale des mouvements de sol	32
2.9.2. Calcul des tassements	33
2.9.3. Relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface	35
2.9.4. Perte de volume	36
2.10. Types de soutènement de tunnels	37
2.10.1. Soutènement provisoire	37
2.10.1.1. Voûte parapluie	37
2.10.1.2. Soutènement par cintres	38
2.10.1.3. Béton projeté	39
2.10.1.4 Défaut ouvert avec décollement du revêtement.....	40
2.10.2. Revêtement	41
2.10.2.1. L'étanchéité	41
2.10.2.2. Bétonnage de la voûte	42
2.10.3. Les différents types de Revêtement	42
2.10.3.A. Revêtement en béton coffré non-armé sous radier	42
2.10.3.B. Revêtement en béton coffré armé	42
2.10.3.C. Revêtement en béton projeté	42
2.10.3.D. Revêtement voussoirs préfabriqués	42
2.11. Ventilation	43
2.11.1. Les différents types de ventilation.....	43
2.11.1.1. La ventilation longitudinal	43
2.11.1.2. La ventilation transversal	45
2.12. L'éclairage Des Tunnels	46

2.12.1. Objectifs de l'éclairage.....	46
2.12.2. Zones d'éclairage	46
2.12.3. Classification des tunnels pour l'éclairage	47
2.13. Etanchéité des tunnels	47
2.13.1. Les raisons de l'étanchéité	48
2.13.2. Choix du système d'étanchéité	48
2.13.3. Type de produit d'étanchéité	49
2.13.4. Mesures préventives.....	49
2.14. Conclusion	50

Chapitre 3 : méthode de calcul de stabilité

3.1. Introduction	51
3.2. Définitions et hypothèses	51
3.2.1. Définition du coefficient de sécurité	51
3.2.2. Hypothèses de base	52
3.3. Etablissement du modèle et choix des caractéristiques	54
3.4. Différentes méthodes de calcul.....	55
3.4.1. Méthodes globales	55
3.4.2. Méthodes des tranches	55
3.4.2.a. Méthode détaillée de Bishop	59
3.4.2.b. Méthode de Bishop simplifiée	59
3.4.2.c. Méthode de fellinius	60
3.4.3. Méthode des perturbations.....	64
3.4.4. Cas particulier (glissement plan).....	64
3.5. les éléments de base du calcul.....	64
3.5.1. Calculs après glissement (étude à posteriori).....	65

3.5.2 Calculs avant le glissement (à priori).....	65
3.6. Recherche de coefficient de sécurité du talus.....	65
3.7. Choix de la valeur de F_s dans le calcul de stabilité.....	65
3.8. Rupture progressive et choix des propriétés mécaniques.....	66
3.9. Autres alternatives pour l'analyse de la stabilité des pentes.....	68
3.10. Conclusion.....	68
Chapitre 4 : méthode de confortement	
4.1. Introduction.....	69
4.2. Terrassements.....	69
4.2.1. Remblai de pied.....	69
4.2.2. Allègement en tête.....	70
4.2.3. Reprofilage.....	71
4.2.4. Purge des matériaux remaniés.....	72
4.2.5 Substitution totale ou partielle.....	72
4.3. Le drainage.....	73
4.3.1. Tranchées drainantes.....	74
4.3.2. Drains subhorizontaux.....	75
4.3.3. Masques et éperons drainants.....	76
4.3.4. Drains verticaux, puits et galeries drainantes.....	77
4.4. Le reboisement.....	78
4.5. Élément résistant.....	78
4.5.1. Murs de soutènements.....	78
4.5.2. Tirants d'ancrages, clouage, pieux et barrette.....	81
4.5.2.1. Tirants d'ancrage.....	81

4.5.2.2. Le clouage.....	81
4.5.2.3 Pieux et Barrette.....	82
4.6. Choix de la méthode de confortement.....	83
4.6.1. Soutènement par gabionnage.....	84
4.6.2. Renforcement du sol par géosynthétique.....	84
4.7. Conclusion.....	84

Chapitre 5: Modélisation numérique d'un talus

5.1. Introduction.....	85
5.2. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS.....	86
5.2.1. Le modèle de Mohr Coulomb (MC).....	87
5.2.2. Le modèle élastique linéaire.....	87
5.3. Type de comportement des matériaux.....	87
5.4. Etape de modélisation.....	88
5.5. Présentation du modèle de calcul.....	88
5.5.1. Définition du modèle de référence.....	88
5.5.2 les caractéristiques du revêtement de tunnel (plate).....	89
5.5.3 Modélisation par éléments finis- Maillage retenu.....	90
5.5.4. Génération des contraintes initiales.....	91
5.5.5. Phasage de calcul.....	91
5.5.6. Validation du modèle.....	91
5.5.7 le comportement du talus après la construction du tunnel.....	93
5.6 Etude paramétrique.....	94
5.6.1 L'effet de la position horizontal de tunnel.....	94
5.6.1.1. Résultats des calculs à x=1D.....	95
5.6.1.2 Résultats des calculs à x=2D.....	95

5.6.1.2 Résultats des calculs à $x=2D$	95
5.6.1.3 Résultats des calculs à $x=4D$	95
5.6.1.4 Résultats des calculs à $x=6D$	96
5.6.1.5 Résultats des calculs à $x=8D$	96
5.6.1.6 Résultats des calculs à $x=10D$	97
5.6.1.7 Résultats des calculs à $x=12D$	97
5.6.2. Effet de l'angle de la pente β	98
5.6.2.1 Résultats des calculs pour $\beta=38,65^\circ$	98
5.6.2.2 Résultats des calculs pour $\beta= 21.80^\circ$	99
5.6.2.3 Résultats des calculs pour $\beta=14.93^\circ$	99
5.6.2.4 Résultats des calculs pour $\beta=11.30^\circ$	99
5.6.3. Effet de la charge.....	100
5.6.3.1 Résultats des calculs pour la charge $q=10\text{kN/m}^2$	100
5.6.3.2 Résultats des calculs pour la charge $=30\text{kN/m}^2$	101
5.6.3.3 Résultats des calculs pour la charge $=50\text{KN/m}^2$	102
5.6.4. Effet de de la nappe phréatique.....	103
5.6.4.1 Niveau de la nappe a $Y=5\text{m}$	103
5.6.4.2 Niveau de la nappe a $y=8\text{m}$	104
5.6.4.3 Niveau de la nappe a $y=10\text{m}$	104
5.7 Conclusion.....	105
Conclusion générale.....	106
Référence bibliographique	

Listes des tableaux

N°	Titre	Page
Tableau 1.1	Les éléments caractérisant les différentes familles de mouvements de terrains	08
Tableau 1.2	Définition de l'activité d'un mouvement de versant (in Cruden et Varnes, 1996; Dikau et al.,1996).	09
Tableau 1.3	Définition de la vitesse d'un mouvement de versant et des types de réaction et des impacts significatifs en terme de vies humaines ou de dégâts aux constructions (in Cruden et Varnes, 1996).	11
Tableau. 2.1	Estimation de i à partir des relations empiriques.	34
Tableau. 2.2	Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t .	37
Tableau. 3.1	Choix du coefficient de sécurité	66
Tableau. 5.1	Les propriétés du modèle de référence adoptés	89
Tableau. 5.2	Les caractéristiques de revêtement de tunnel(plate)	90
Tableau. 5.3	Comparaison du modèle de référence avant et après la construction de tunnel	94
Tableau. 5.4	Valeurs du coefficient de sécurité F_s suivant leur position horizontale	97
Tableau. 5.5	Valeurs de coefficients de sécurité en fonction de $\beta(^{\circ})$	100
Tableau. 5.6	Valeurs de coefficients de sécurité en fonction de la charge	102
Tableau. 5.7	Valeurs de coefficients de sécurité en fonction la nappe phréatique	104

Liste des figures

N°	titre	page
Figure 1.1	Une des formes de mouvement de terrain	02
Figure 1.2	Effondrement à Naples (Italie)	03
Figure 1.3	Chute de masse rocheuse	03
Figure 1.4	Eboulement	04
Figure 1.5	Coulée de boue Brésil	04
Figure 1.6	Erosion littorale	05
Figure 1.7	Les laves torrentielles	05
Figure 1.8	Affaissement de terrain	06
Figure 1.9	Tassement de la ville de Mexico	06
Figure 1.10	Schéma explicatif du phénomène : Retrait –gonflement	07
Figure 1.11	Schéma explicatif du phénomène : fluage	07
Figure 1.12	Instabilité des talus (cas des routes)	12
Figure 1.13	Surcharge de remblai au sommet de talus	13
Figure 1.14	Les déblais et les excavations à la base du talus	13
Figure 1.15	Glissement de terrain causé par une explosion(Italie)	14
Figure 1.16	Glissement du terrain causé par les conditions hydrauliques	14
Figure 1.17	Glissement de terrain causé par la présence d'érosion	15
Figure 1.18	Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol	15
Figure 1.19	Glissement du terrain à cause des sollicitations sismiques	16
Figure 1.20	Glissement de terrain à cause des éruptions volcaniques	16
Figure 1.21	Schéma explicatif du phénomène : Glissement de terrain	17
Figure 1.22	Glissement plan	18
Figure 1.23	Glissement circulaire	18
Figure 1.24	Glissement circulaire	19
Figure 1.25	Glissement quelconque	19
Figure 2.1	Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif	26
Figure 2.2	Machines à attaque ponctuelle	27
Figure 2.3	Machines à attaque globale	28

Figure 2.4	Creusement en pleine section	29
Figure 2.5	Creusement en demi-section	30
Figure 2.6	Creusement en section divisée	30
Figure 2.7	Cuvette de tassement 3D	32
Figure 2.8	Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt,1981)	33
Figure 2.9	Estimation des paramètres S_{max} et i (Peck, 1969).	34
Figure 2.10	Mouvement du sol	36
Figure 2.11	Schéma de perte de volume de sol autour du tunnel	36
Figure 2.12	Cintres lourds	38
Figure 2.13	Cintres TH	39
Figure 2.14	photo de Mise en place de béton projeté	40
Figure 2.15	Détail Boulons d'ancrage	41
Figure 2.16	l'étanchéité	41
Figure 2.17	Déférents types du soutènement, revêtement	43
Figure 2.18	batterie d'accélérateurs	44
Figure 2.19	principe du désenfumage en stratégie longitudinale	44
Figure 2.20	gainés de ventilation entre la voûte et le faux plafond	45
Figure 2.21	principe du désenfumage en stratégie transversale	45
Figure 2.22	L'éclairage Des Tunnels	46
Figure 2.23	Tunnel de Cornil (RN 89 - Corrèze) L'éclairage de renforcement d'entrée d'un sens joue le rôle de renforcement de sortie pour l'autre sens	47
Figure 2.24	Etanchéité d'un tunnel	49
Figure 3.1	schéma général	58
Figure 3.2	Equilibre des tranches (i)ABCD	58
Figure 3.3	Découpage en tranches d'un talus	60
Figure 3.4	Décomposition complète	61
Figure 3.5	Hypothèse de Fellenius	61
Figure 3.6	Cercle profond	63
Figure 4.1	Remblai de pied	70
Figure 4.2	Allègement en tête	71

Figure 4.3	reprofilage	71
Figure 4.4	substitution partielle	73
Figure 4.5	substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay	73
Figure 4.6	Coupe d'une tranchée drainante	75
Figure 4.7	Drains Subhorizontaux	76
Figure 4.8	Schéma d'un masque drainant	76
Figure 4.9	Schéma d'éperons drainants	77
Figure 4.10	Galerie drainante	78
Figure 4.11	Mur de soutènement	79
Figure 4.12	Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes)	80
Figure 4.13	Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes)	80
Figure 4.14	Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41, (Haute-Savoie)	81
Figure 4.15	Un versant stabilisé par clouage	82
Figure 4.16	Photos pendant la réalisation de pieux battus	83
Figure 4.17	Différentes étapes de la réalisation d'un pieu foré	83
Figure 5.1	Définition du problème de référence (manuel plaxis)	89
Figure 5.2	Maillage et conditions aux limites du modèle de référence	90
Figure 5.3	Champ de contraintes initiales.	91
Figure 5.4	Représentation du maillage déformé (Avant la construction du tunnel)	92
Figure 5.5	les déplacement totales (Avant la construction du tunnel) et coefficient de sécurité	92
Figure 5.6	les déplacement horizontales 1.09×10^{-3} (Avant la construction du tunnel)	93
Figure 5.7	les déplacement verticales 1.40×10^{-3} (Avant la construction du tunnel)	93
Figure 5.8	Représentation du maillage déformé (après la construction du tunnel)	93
Figure 5.9	Cercle de rupture (après la construction du tunnel) ($x=1D$)	95

Figure 5.10	Cercle de rupture (après la construction du tunnel) ($x=2D$)	95
Figure 5.11	Cercle de rupture (après la construction du tunnel) ($x=4D$)	95
Figure 5.12	Déformée du maillage et Cercle de rupture ($x=6D$)	96
Figure 5.13	Déformée du maillage et Cercle de rupture ($x=8D$)	96
Figure 5.14	Déformée du maillage et Cercle de rupture ($x=10D$)	97
Figure 5.15	Déformée du maillage et Cercle de rupture ($x=12D$)	97
Figure 5.16	coefficient de sécurité en fonction de la position horizontale de tunnel	98
Figure 5.17	rupture pour un angle de ($38,65^\circ$).	98
Figure 5.18	Déformée du maillage et Cercle de rupture ($\beta =21.80^\circ$).	99
Figure 5.19	Déformée du maillage et Cercle de rupture ($\beta=14.93^\circ$).	99
Figure 5.20	Déformée du maillage et Cercle de rupture ($\beta=11.30^\circ$).	99
Figure 5.21	Effet de l'inclinaison du talus	100
Figure 5.22	Déformée du modèle sous charge de 10kNm^2	100
Figure 5.23	Déplacements totaux ($q=10\text{kNm}^2$)	101
Figure 5.24	Déformée du modèle sous la charge 30 kNm^2	101
Figure 5.25	Déplacements totaux sous la charge 30 kNm^2	101
Figure 5.26	Déformée du modèle sous la charge 50kNm^2	102
Figure 5.27	Déplacements totaux sous la charge 50kNm^2	102
Figure 5.28	l'effet de la charge sur la stabilité de talus	103
Figure 5.29	Pressions interstitielles $y= 5\text{m}$	103
Figure 5.30	Pressions interstitielles $y=8\text{m}$	104
Figure 5.31	Pressions interstitielles $y=10\text{m}$	104

Liste des abréviations et symboles

K	facteur dépendant de l'état des contraintes dans le massif, de sa nature et de sa configuration.
K0	coefficient de poussée de terre au repos.
R	rayon de l'excavation.
E	module élastique moyen du massif.
D	diamètre du tunnel
H	hauteur de la couverture du sol.
C	cohésion
U	pression interstitielle agissant sur l'arc (ab)
S	La surface représentative d'une section de tunnel boulonné.
Sx	Tassement vertical à l'abscisse x.
Smax	Tassement maximale en surface.
x	Abscisse par rapport à l'axe du tunnel
i	Abscisse au point d'inflexion de la cuvette.
Sclé	Tassement en clé de tunnel.
Vt	Perte de volume
Vs	Le volume de la cuvette.
De	La dimension équivalente de l'excavation.
F	coefficient de sécurité
C'	cohésion effective
n	nombre total des tranches
Uy	déplacement vertical
Fs	coefficient de sécurité
EA	Rigidité normale (kN/m)
EI	Rigidité de flexion (kN.m ² /m)

τ_f	résistance au cisaillement moyenne du sol
τ_d	contrainte de cisaillement moyenne le long de la surface de rupture potentielle.
ϕ	angle de frottement
σ	contrainte normale moyenne à la surface de rupture potentielle.
γ	poids spécifique.
γ	poids volumique du terrain.
λ	taux de dé confinement.
Φ'	angle de frottement interne effective
Ψ	L'angle de dilatance
AFTES	L'Association Française des Travaux en Souterrain.
MC	Mohr Coulomb.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Le développement des infrastructures souterraines revêt une importance capitale dans le domaine des transports urbains. Ils permettent de désengorger les routes en offrant une alternative efficace et rapide pour le déplacement des populations.

La stabilité des excavations souterraines constitue un enjeu majeur dans la conception et la réalisation de ces tunnels. En effet, les conditions géologiques, hydrogéologiques et géotechniques spécifiques à chaque site peuvent avoir un impact significatif sur la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Il est donc essentiel de mener des études approfondies, pour évaluer la stabilité des tunnels, en particuliers dans des zones présentant des caractéristiques géologiques complexes.

Alors quelles sont les procédures utilisées pour l'optimisation l'opération de creusement de tunnel d'une part ? D'autre part, comment assurer la stabilité à long terme afin d'éviter des dégâts matériels aux entreprises, sans oublié qu'elle présente un risque pour la vie du personnel et le milieu environnant ?

Le présent projet a pour objectif l'étude de la stabilité d'un talus soumis à l'excavation souterraine.

Cette mémoire est composée de cinq chapitre, une introduction générale et une conclusion.

Dans le premier chapitre on

Dans le deuxième chapitre

*Chapitre 1 : Généralités sur les
mouvement de terrain*

1.1. Introduction

Des milliers de mètres cubes de terre, de roches, de boues peuvent soudainement menacer un village -des habitations- à la faveur d'une pluie importante, d'un léger séisme ou de travaux entrepris par l'homme.

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases catastrophiques ou des périodes de rémission. Ils ont pour origine les processus lents d'érosion ou de dissolution de matériaux naturels, entraînant, sous l'effet de la pesanteur, des ruptures d'équilibre de versants, de parois rocheuses ou de cavités souterraines.

Ces mouvements sont fréquemment provoqués ou accélérés par l'intervention humaine - terrassements, ouverture de voies de communications, exploitation de carrières, réalisation de retenues hydrauliques... etc - ; tout changement de la forme d'un massif peut en modifier sa stabilité : terrassement au pied d'une pente ou surcharge (remblais) au sommet, lorsque celle-ci est proche de la limite d'équilibre[1].



Figure1.1 : Une des formes de mouvement de terrain[1].

1.2. Définition des mouvements de terrain

Ce sont des déplacements Plus ou moins brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet d'influence naturelles (fontes des neiges, pluviométrie, anormalement forte, érosions, séismes etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère etc.). Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures[2].

1.3. Types de mouvement de terrain

1.3.1. Les mouvements rapides et discontinus

❖ Les effondrements

Proviennent de la rupture brutale de cavités souterraines.



Figure 1.2: Effondrement à Naples (Italie)

❖ Les chutes de pierres et de blocs

Ce sont des chutes brutales et soudaines de masses rocheuses importantes, dont les causes peuvent être internes au massif.

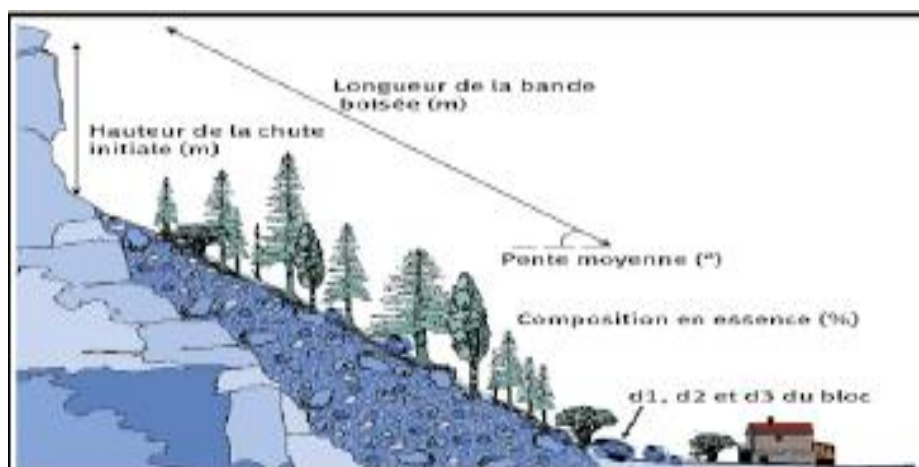


Figure 1.3: Chute de masse rocheuse

❖ **Ecroulement (L'éboulement)**

Ils sont des mouvements de terrain qui concernent des masses rocheuses. Ils sont engendrés par le détachement rapide d'une masse de rocher qui se disloque lors de sa propagation vers pied du versant.



Figure 1.4: Eboulement

❖ **Les coulées boueuses**

Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation, la couche superficielle du sol soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente.



Figure 1.5: Coulée de boue Brésil

❖ **Erosion littorale**

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements (côtes à falaises), érosion (côtes basses sableuses).



Figure 1.6: Erosion littorale

❖ **Les laves torrentielles**

Correspondent au transport de matériaux en coulées fluides dans le lit de torrents de montagne en période de crue. Ils sont dévastateurs, en raison de leur vitesse de déplacements et des volumes transportés.

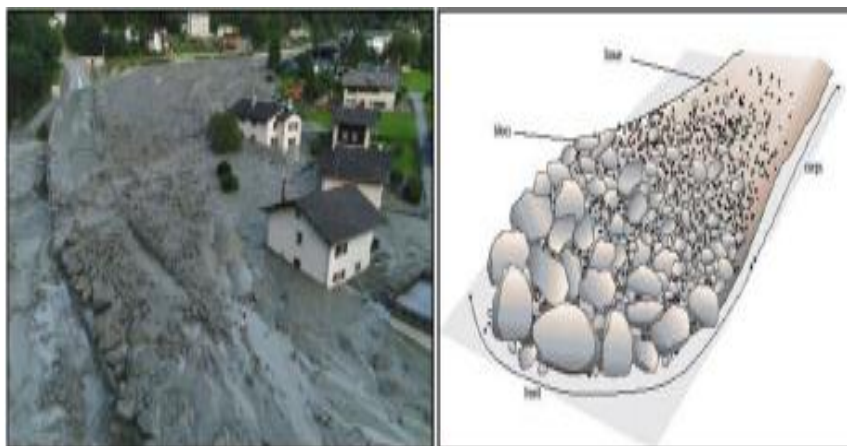


Figure 1.7: Les laves torrentielles

1.3.2. Les mouvements lents et continus

❖ Les affaissements de terrain

Evolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amortie par le comportement souple des terrains superficiels. Ces cavités peuvent être des vides naturels par dissolution de roches solubles (calcaires, gypse...), des ouvrages souterrains exécutés sans précaution, des carrières souterraines.



Figure 1.8: Affaissement de terrain

❖ Les tassements

C'est une diminution de volume des sols (vases, tourbes, ...etc.), argiles sous l'effet des charges appliquées de l'assèchement. Ce phénomène peut affecter des agglomérations entières (Mexico, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

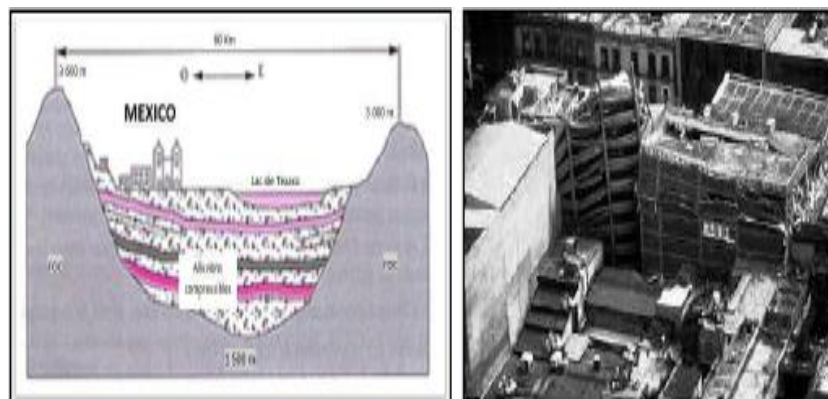


Figure 1.9: Tassement de la ville de Mexico

❖ Le retrait-gonflement

Il se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

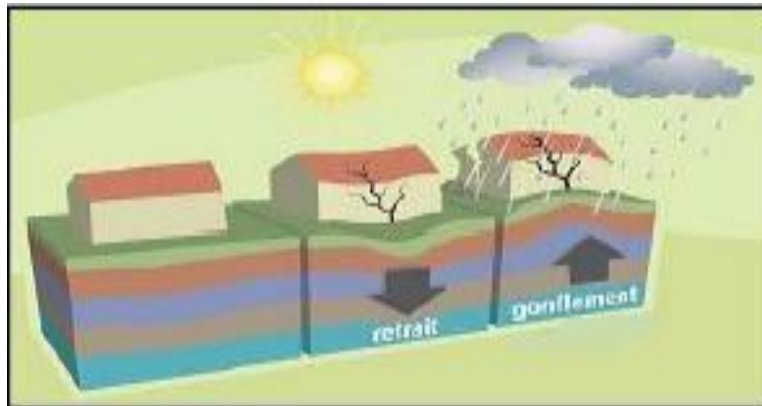


Figure 1.10: Schéma explicatif du phénomène : Retrait –gonflement

❖ Le fluage

Il est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles, où il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) :

en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut :

soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

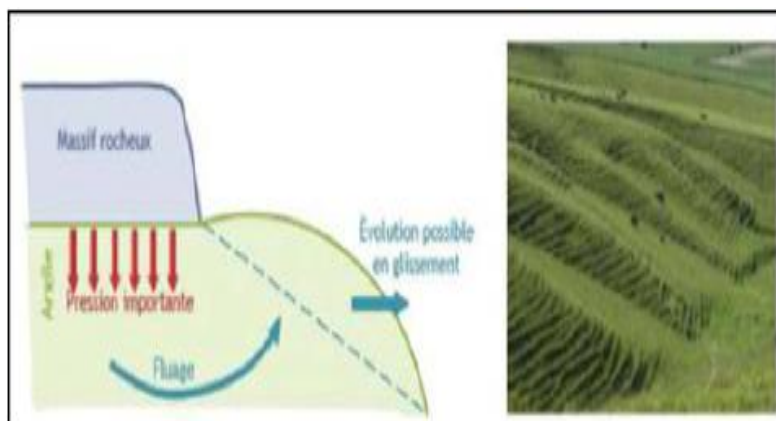


Figure 1.11: Schéma explicatif du phénomène : fluage

❖ Les glissements

Le détail est présenté dans le sous titre suivant.

Le tableau (1.1) synthétise les éléments qui caractérisent les différentes familles de mouvements de terrains[3].

Tableau 1.1: Les éléments caractérisant les différentes familles de mouvements de terrains[3].

Terrain		Vitesse moyenne	volume	Facteur déclenchant
Glissement	Sols Massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelque m à plus de dix millions m ³	Eau, terrassements
Fluage	Formations meubles	Très lente	De quelque m à plus de dix millions m ³	Chargement, évolution du matériau
Eroulement	Massif rocheux	De très lente à très rapide	De quelque m à plus de dix mille m ³	Eau, gel dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m ³	Très fortes pluies, rupture de digues

1.4. Critères de classification du mouvement de terrains

1.4.1. Types d'activité

Les aspects généraux de l'activité d'un mouvement de versants devraient être étudiés et décrits au début du mouvement du massif et avant que soit entrepris un examen détaillé des matériaux mobilisés. Les termes relatifs à l'âge et à l'état d'activité du mouvement de terrain

ont été définis par Varnes [1978]. Certains termes définissant les séquences du mouvement ont été regroupés sous trois aspects principaux :

- L'état d'activité dans lequel se trouve le mouvement de terrain.
- La répartition de l'activité qui décrit la direction et le sens du déplacement.
- La morphologie qui précise toute éventuelle combinaison ou succession de mouvement élémentaire dans la zone instable.

Tableau 1.2: Définition de l'activité d'un mouvement de versant (in Cruden et Varnes, 1996; Dikau et al., 1996).

Activité		
Etat	Répartition	Morphologie
Etat	Progressif	Simple
Actif	Rétrogressif	Complexe
En suspens	Bidirectionnel	Composite
Réactivé	Régressif	Emboîté
Inactif	Limité	Multiple
Latent	En mouvement	
Naturellement stabilisé	En élargissement	
Artificiellement stabilisé		
Ancien, fossile		

Il est important de bien décrire cette activité dans l'étude des mouvements de versants, pour définir les rythmes, les potentialités d'évolution, et en particulier dans une perspective de prévision spatiale et temporelle de ces phénomènes.

1.4.2. La vitesse

Les vitesses de déplacement peuvent être estimées ou mesurées de différentes manières, à partir des classes de vitesses définies par Varnes [1978]. Les bornes de ces classes ont été redéfinies par Varnes [1994]. Pour chacune de ces sept classes de vitesse dont les définitions vont suivre, des types de réaction, des impacts significatifs en termes de vies humaines ou de dégâts aux constructions ont été proposés voir tableau (1.2).

- **Classe 1** : les mouvements sont imperceptibles sans recours à des instruments de mesures très précis, pas de dommages aux structures construites avec précautions.
- **Classe 2** : quelques structures permanentes sont sans dommages ou si elles sont fissurées elles peuvent être réparées
- **Classe 3** : routes et structures insensibles peuvent être conservées avec de fréquents et lourds travaux de maintenance, si les mouvements totaux ne sont pas trop grands particulièrement pendant la phase d'accélération et les mouvements différentiels sur les marges du glissement sont distribués dans une large zone.
- **Classe 4** : les structures résistantes peuvent être maintenues en état si elles sont localisées à une courte distance du pied de la masse déplacée ; les structures localisées sur la masse déplacée sont extrêmement endommagées.
- **Classe 5** : la fuite et l'évacuation sont possibles ; structures, constructions et aménagements sont détruits par les masses déplacées.
- **Classe 6** : quelques personnes sont tuées en raison des trop grandes vitesses qui ne permettent pas à toutes les personnes de s'échapper, destruction majeure.
- **Classe 7** : catastrophe majeure, les constructions exposées sont totalement détruites et de nombreuses personnes sont tuées par l'impact des matériaux déplacés ou par dislocation des masses déplacées.

Tableau 1.3 : Définition de la vitesse d'un mouvement de versant et des types de réaction et des impacts significatifs en terme de vies humaines ou de dégâts aux constructions (in Crudenet Varnes, 1996).

Classes	Descriptions	Vitesses
1	Extrêmement lente	moins de 16 mm/an
2	Très lente	de 1,6 m/an à 16 mm/an
3	Lente	de 13 m/mois à 1,6 m/an
4	Modérée	de 1,8 m/h à 13 m/mois
5	Rapide	de 3 m/min à 1,8 m/h
6	Très rapide	de 5 m/s à 3 m/min
7	Extrêmement rapide	plus de 5 m/sec

1.4.3. Type de sol

Les caractéristiques physico-mécaniques des sols mous à cohésion jouent un rôle très important dans leurs mouvements. Ces mouvements se produisent en fonction de la taille et de la forme des grains, de la fissuration et du mode de cimentation inter-grains. Tous ces éléments affectent d'une manière générale la cohésion du massif dans ces mouvements.

La classification faite par J.N.Hutchinson et A.W.Skempton [1978] illustre ce qui est dit précédemment. Celle-ci est basée sur les conditions qui affectent la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons de sol testés au laboratoire. Cela reste valable qu'il s'agisse de glissement nouveau, ou de glissement situé dans des sites préalablement affectés par des mouvements et des ruptures. Les pressions interstitielles affectant le versant sont mises au deuxième plan dans cette classification mais leurs importances dans les mouvements de sol sont aussi importantes que celles annoncés précédemment, Jean Claude Flageollet [1989].

Une classification géotechnique associant le type de cisaillement d'un glissement lent ou rapide d'une part et d'autre part l'état et la taille du matériau cette classification est utilisée au Japon.

1.4.4. L'agent déplaçant

Les deux agents de déplacement sont l'eau et l'air. Dans les mouvements de terrain l'eau est considérée comme un agent de transport, dans ce cas le sol argileux perd sa cohésion et prend un état plastique ou liquide.

Dans les écroulements l'air est comprimé entre les blocs et les débris, ou en formant un coussin sous le sol en mouvement[1].

1.5. Principales causes des mouvements de terrains

Les instabilités des pentes peuvent se produire suite à l'influence de plusieurs facteurs, telle que la topographie, la géologie, les caractéristiques du sol ou leurs changements provoqués par le développement géologique, ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels (précipitation, séismes, érosion) et artificiels (changements dans : la pente en raison des terrassements, et dans la nappe phréatique en raison d'un réservoir d'eau...).



Figure 1.12: Instabilité des talus (cas des routes)

- **Les causes dues à l'intervention humaine**

Une bonne partie des instabilités de terrains (40%) est donc liée à des interventions humaines qui fragilisent des zones déjà susceptibles au glissement.

- **Les causes dues à des surcharges au sommet du talus**

Un remblai temporaire ou permanent modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention.

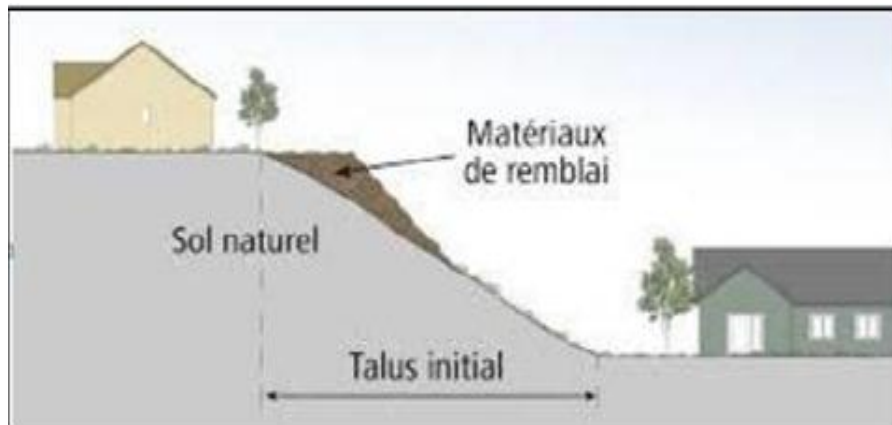


Figure 1.13: Surcharge de remblai au sommet de talus

- **Les déblais ou l'excavation a la base du talus**

Elles modifient les conditions d'équilibre en accentuant l'inclinaison et la hauteur du talus.



Figure 1.14: Les déblais et les excavations à la base du talus

- **Les explosions**

Elles engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations).

Les pressions interstitielles augmentent en déclenchant des glissements de terrains ou/et les secousses provoquent des chutes de blocs à vitesse très rapide.



Figure 1.15: Glissement de terrain causé par une explosion (Italie)

- **Les causes naturelles**

La nature présente également plusieurs causes d'instabilités, voire géologiques, minéralogiques, hydrologiques, etc. parmi ces causes naturelles :

- **Les conditions hydrauliques**

La compréhension du régime hydraulique du site conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement et elle nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Certains éléments sont de premières importances. Il s'agit :

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture.
- De l'alimentation hydraulique du site.
- De l'évolution de la nappe au cours du temps.

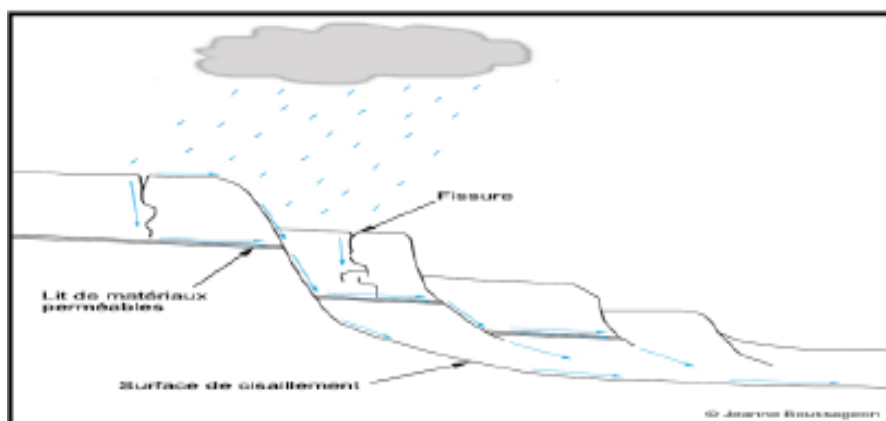


Figure 1.16: Glissement du terrain causé par les conditions hydrauliques

- **La présence d'érosion**

Les processus d'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes.



Figure 1.17: Glissement de terrain causé par la présence d'érosion

- **L'inclinaison de la pente**

Tant que les forces stabilisatrices FS (de frottement et de cohésion) sont plus fortes que la force motrice FM (gravité), la stabilité du versant est assurée.

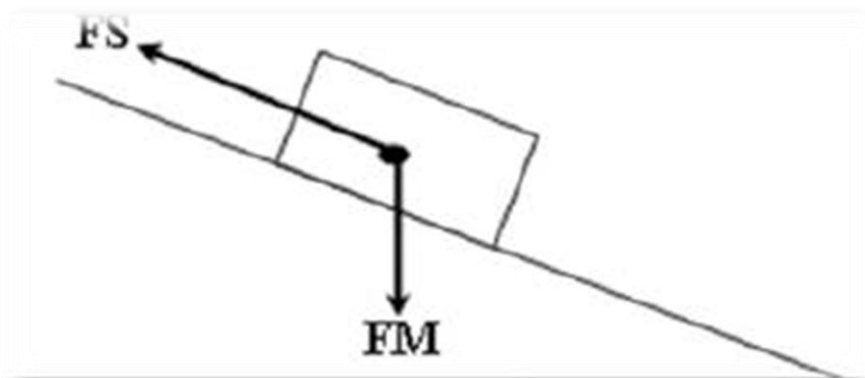


Figure 1.18: Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol

- **Propriétés géotechniques des sols (résistance au cisaillement)**

Le mécanisme de rupture mis en oeuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement, elle dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré.

- **Les séismes et volcans**

Ils sont souvent la cause de glissements de terrains les plus dévastateurs. Deux phénomènes rentrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés.
- La force déstabilisatrice due au séisme lui-même.

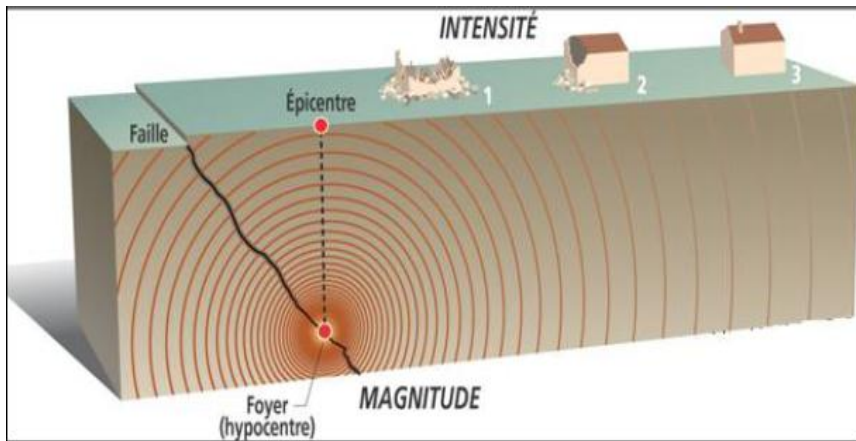


Figure 1.19: Glissement du terrain à cause des sollicitations sismiques



Figure 1.20: Glissement de terrain à cause des éruptions volcaniques

1.6. Glissements

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux meubles (des sols) ou des massifs rocheux fracturés ou altérés. Ils se manifestent le déplacement d'une masse de matériau le long d'une (ou plusieurs) surfaces de rupture. La forme de cette dernière dépend en partie de la structure géologique du site. Ces surfaces peuvent être de forme quelconque.

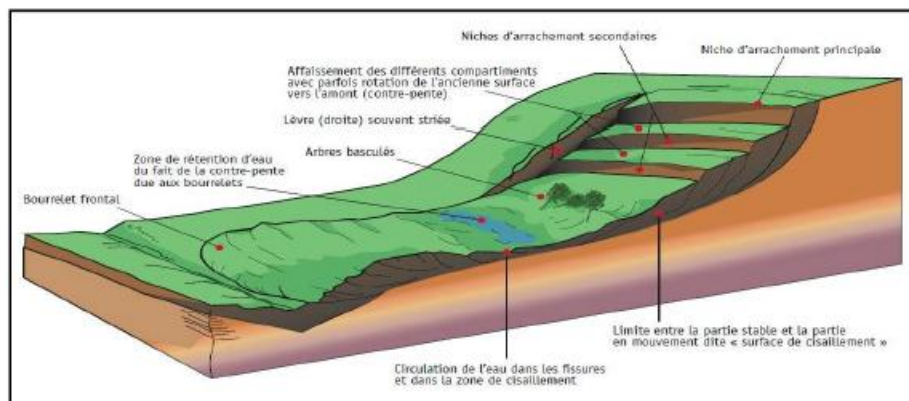


Figure 1.21: Schéma explicatif du phénomène : Glissement de terrain

En se basant sur la surface de rupture, distinguent trois principaux types de glissements :

1.6.1. Glissement Plan

Il est un mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux feuilletés (schistes).

Les ruptures peuvent adopter différentes positions (à flanc de talus ou au pied de talus).

La ligne de rupture dans un glissement plan a de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau une telle couche est appelée couche savon.



Figure 1.22: Glissement plan

1.6.2. Le Glissement Circulaire ou Rotationnel

La surface de glissement est plus ou moins circulaire. Le mouvement est caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué. Il se produit en particulier en terrains meubles et dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.



Figure 1.23: Glissement circulaire

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits, (à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus), (figure 1.24). Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions.

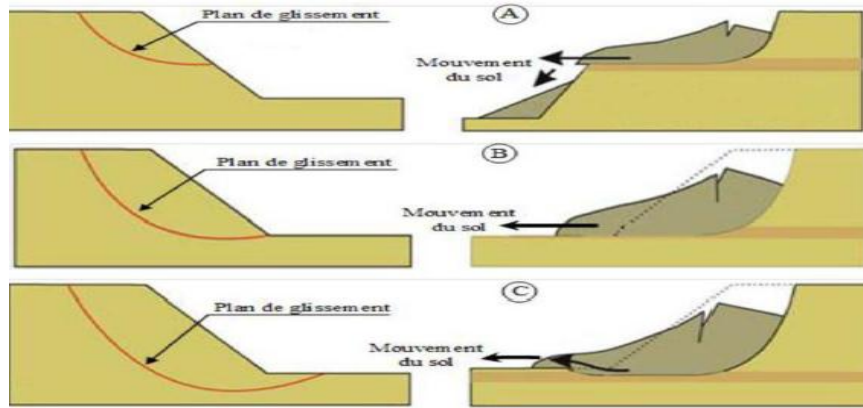


Figure 1.24: Glissement circulaire

1.6.3. Glissement quelconque (aléatoire)

Très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière (figure 1.25). Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. Les ruptures sont causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes[3].

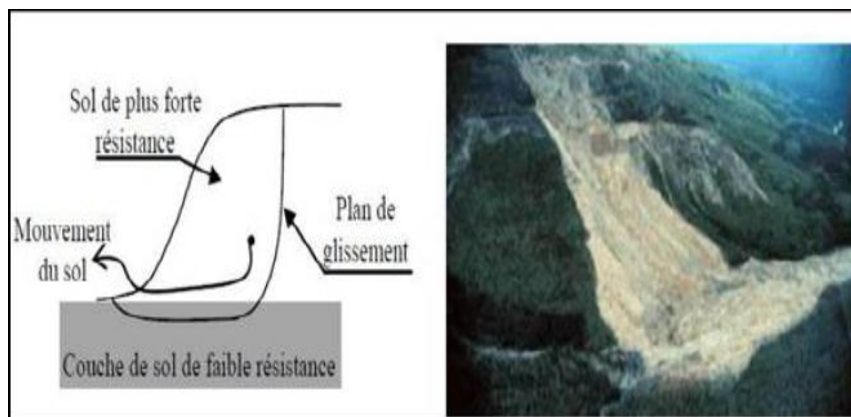


Figure 1.25: Glissement quelconque[3].

1.7. Facteurs d'évolution et d'activation d'un glissement de terrain

Les glissements de terrain sont des phénomènes complexes, impliquant des principes multi-échelles et multi-physiques. Ils sont influencés par un grand nombre de facteurs, se divisant en quatre catégories :

- L'hygrométrie influence directement les propriétés mécaniques du sol, en fonction de sa porosité. C'est un facteur prépondérant, lors d'averses plus importantes, le nombre

de glissements de terrain augmente. Une teneur en eau élevée affaiblira généralement les propriétés mécaniques de l'écoulement, accélérant son déclenchement ; des cycles répétés de chargement et de déchargement en eau amèneront de l'érosion. En période de gel l'eau occupe plus d'espace, générant des efforts internes importants ; le dégel modifie ensuite cet équilibre, et entraîne des déplacements plus ou moins importants. L'hygrométrie peut enfin avoir des origines humaines : à La Conchita, en Californie, une canalisation cassée a accéléré le déclenchement d'un glissement important.

- Le chargement mécanique de la pente peut-être modifié par la construction de structure ou par la fonte de glacier. Dans ce dernier cas, la modification du chargement combinée avec les infiltrations d'eau provoquées décuple les effets du glissement.

Une augmentation des charges en amont peut accélérer le glissement ; une diminution de la résistance en aval, lié à un décaissement par exemple, a des effets similaires. Il est crucial de bien connaître les zones à risque pour éviter d'y construire, ou de prendre des mesures pour s'assurer de ne pas déstabiliser une pente dangereuse.

- L'exploitation humaine, la présence d'arbres ou de champs agricole peut venir stabiliser la pente, la déforestation peut perturber l'équilibre. Les herbes hautes plantées sur les dunes des littoraux stabilisent par leurs racines la couche supérieure et limitent l'exposition au vent.
- L'accidentel, des événements extrêmes peuvent venir déstabiliser subitement un glissement en formation : des arbres stabilisateurs arrachés, une inondation sature et érode les sols, un séisme peut faire basculer un glissement ou entraîner la liquéfaction des sols.

Les facteurs de risque influençant l'évolution d'un mouvement de terrain ou le déclenchement sont multiples, et parfois difficiles à quantifier. Leur intégration dans des modèles de calcul exacts est donc souvent impossible. Cependant, même si les glissements sont des phénomènes complexes et très variés, il est possible d'en proposer en première approche une modélisation simple, qui éclaire sur les mécaniques mises en jeu et leur déroulement.

1.8. Effets et conséquences

Du fait des fissures, des déformations et des déplacements en masse, les glissements peuvent entraîner des dégâts importants aux constructions. Dans certains cas, ils peuvent

provoquer leur ruine complète (formation d'une niche d'arrachement d'ampleur pluri métrique, poussée des terres incompatible avec la résistance mécanique de leur structure).

L'expérience montre que les accidents de personnes dûs aux glissements et coulées sont peu fréquents, mais possibles (cas d'un phénomène relativement rapide et/ou survenant de nuit, comme par exemple à la Salle en Beaumont en Isère en Janvier 1994 : 4 morts)[4].

1.9. La prévision

Il n'existe pas actuellement de système ou de moyens de prévisions fiables. Les réseaux de surveillance mis en place localement peuvent néanmoins permettre de détecter des indices annonciateurs de la rupture. Cependant il est difficile de déterminer le moment exact et l'endroit précis où celle-ci va se produire ainsi que le volume de matériaux concernés donc Les dimensions du cône d'éboulis.

A défaut de pouvoir accéder à une évaluation quantitative du mouvement de terrain en termes de fréquence ou de période de retour pour une prévision, comme il est procédé pour les inondations, on a recours à la notion de prédisposition du site à produire un événement donné dans une fourchette de délais retenue.

L'expert s'attache à reconnaître les antécédents, les indices précurseurs observables, les symptômes d'évolution, et à identifier et estimer les facteurs déclenchant de l'instabilité. Il s'agit essentiellement des paramètres du site tels que sa nature géologique, sa morphologie, sa topographie, les conditions hydrogéologiques et géotechniques du versant et tout facteur aggravant - pluie, séisme,...- .

Pour les phénomènes déclarés, caractérisés par des indices significatifs d'instabilité, la probabilité est mathématiquement maximale.

Pour les phénomènes potentiels, elle dépend de la nature et de l'importance des différents facteurs de prédisposition connus ou non.

Compte tenu du fait qu'il n'est pas possible en général de prévoir quand se produira le phénomène, il n'y a pas possibilité d'alerte préventive. Cependant pour certains mouvements de terrain de grande ampleur, bien répertoriés, un système de surveillance des déformations du sol, généralement sophistiqué et coûteux, est mis en place et permet d'alerter les autorités et la population en cas d'évolution alarmante de la situation.

1.10. La protection

❖ Contre les chutes de blocs

- boulonnages et ancrages des blocs instables.
- revêtements par treillis métalliques, ou béton projeté pour de petits éléments.
- construction de pièges à blocs (butte terrassée avec fosse à l'amont ou filets pare-pierre).

❖ Contre les glissements de terrain

- collecte des eaux de surface, drainage en profondeur pour réduire les effets d'infiltration et diminuer les pressions d'eau.
- construction de murs de soutènement,
- pour les voies de communication, réalisation de tunnels de dérivation - la Clapière – PACA.- Les tunnels peuvent également être, creusés pour dévier localement un torrent et empêcher le sapement d'un versant instable - St-Foy en Tarentaise, Doucy-[1] .

1.11. Conclusion

Ce chapitre met en évidence les principaux mouvements de terrain et leurs classifications (écroulement, glissement, les coulées boueuses, etc.) ; leurs comportements ainsi que les conséquences qui ont conduits à des dommages matériels ou humains.

Dans la plupart des glissements de terrain, un certain nombre de causes agissent simultanément, et dire lequel est le facteur final reste difficile à connaître car souvent un facteur final devient une autre cause de plus qui provoque le mouvement du sol à la rupture [2].

*Chapitre 2: Généralité sur les
tunnels*

2.1. Introduction

Les tunnels sont surtout décrits pour des raisons économiques, voire sociologiques et stratégiques à l'époque moderne, alors que le taux de croissance des habitants augmente de jour en jour, entraînant une augmentation du trafic, ils sont devenus incontournables à l'époque moderne pour diverses fins de communication.

Il s'agit en effet d'ouvrages souterrains destinés à créer une liaison entre deux points pour créer la possibilité de transport ou de communication en supprimant les barrières topographiques et urbaines qui les séparent.

2.2. Définition et classification ouvrages souterrains

Un tunnel est un passage souterrain qui permet l'accès aux moyens de communication
Chapitre 4 *méthode de confortement*
eaux souterraines dans les tunnels, tels que les aqueducs, les collecteurs et les émissaires pour l'alimentation ou l'évacuation de l'eau, ainsi que certaines conduites associées aux barrages et aux centrales hydroélectriques[5].

Par conséquent, la classification des tunnels sera basée sur leur destination, leur emplacement et leur emplacement géographique, il existe deux catégories principales basées sur l'emplacement géographique[6].

2.2.1. Tunnel de communication

- Tunnels ferroviaires.
- Tunnels de routiers.
- Tunnels pour piétons.
- Tunnel ou galeries de navigation.
- Tunnel de métro.

2.2.2. Tunnels ou galeries de transport

- Tunnels pour aménagement hydroélectrique.
- Tunnels d'alimentation en eau.
- Tunnels des services industriels.
- Galerie d'égouts.
- Galeries et tunnels des complexes industriels [5].

2.3. Facteur d'implantation de tunnel

2.3.1. Choix de tracé

Une bonne reconnaissance de l'environnement permet un choix judicieux du tracé du tunnel.

Ce choix va tenir compte, avant tout, des intérêts de la circulation et des transports de la région en question. Son implantation exacte va dépendre ensuite des conditions géographiques et hydrogéologiques. Dans la mesure du possible, on s'efforce de garder l'axe du tunnel droit.

Non seulement cela diminue la longueur de l'ouvrage, améliore la visibilité et rend la construction plus économique, mais cela facilite en outre la circulation, l'implantation et améliore l'effet de la ventilation.

2.3.2. Etude de profil en long

Le choix de la situation en élévation et d'un profil en long des tunnels dépend du déroulement de la circulation et des conditions d'exploitation. Il sera fondé sur les exigences de l'exploitation et de la construction.

Le profil en long d'un tunnel est conditionné par :

- La nature des terrains à traverser.
- L'orientation du tunnel par rapport aux principales directions de discontinuités.
- La présence d'accidents géologiques.
- La nature et l'épaisseur des terrains de couverture.
- L'orientation de la valeur des contraintes principales naturelles.
- La présence d'eau et de fuite d'eau prévisible.

2.3.3. Choix de la section

La section d'un tunnel doit être déterminée sur la base des facteurs suivants [7]:

- Les gabarits des véhicules qui seront appelés à emprunter le tunnel et de ceux des matériaux qui seront transportés ;

- La nature du terrain, sa résistance, sa teneur en eau et les poussées géologiques du souterrain ;
- La méthode de travail adoptée ;
- Le matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, ainsi que les charges intérieures qu'il devra supporter ;
- L'existence d'une ou deux voies de circulation [8].

2.4. Etapes d'exécution de projet d'un tunnel

Plusieurs études sont exigées afin de décider la faisabilité d'un tunnel.

Les différentes études indispensables pour un projet d'un tunnel de communication sont les suivants :

- Etude géologique ;
- Estimation de cout ;
- Evaluation de trafic ;
- Etude de sécurité .

Tous les résultats de cas études sont strictement unis et discutables pour arriver à une décision de faisabilité ou non- faisabilité du tunnel.

Si les résultats sont favorables à la faisabilité du tunnel, à ce moment, les ingénieurs seront confrontés à suivre une série d'études afin de réalises le projet dans les meilleures conditions, ces études concernent les aspects suivants :

- Reconnaissance et investigation ;
- Méthode du dimensionnement ;
- Technique du creusement [7].

2.5. Mode de creusement d'un tunnel

Il existe quatre principales méthodes d'exploitation du tunnel qui peuvent être utilisées. Le choix de la technique à utiliser est un compromis entre la géométrie de l'ouvrage à réaliser, les caractéristiques du terrain à excaver, les spécificités du site et de son environnement, et les

contraintes géologiques et hydrogéologiques. Présence d'eau souterraine). Les progrès des techniques d'excavation, de soutènement et d'enrobage de ces dernières années permettent désormais de construire des ouvrages sur tous types de terrains [5].

2.5.1. Creusement à l'explosif

Pendant de nombreuses années, le dynamitage a été la méthode la plus utilisée pour creuser des tunnels dans des roches de dureté moyenne élevée, à tel point qu'il est également connu sous le nom d'excavation conventionnelle. D'un point de vue technique ou économique, il est souvent utilisé pour la construction de tunnels dans la roche où le dynamitage manuel (marteaux-piqueurs, pelles hydrauliques) ou le terrassement mécanique n'est plus possible. Peut travailler en sections complètes et partielles (pour les grandes sections, les terrains médiocres, ou lorsque l'orientation du banc est défavorable aux coups perçants horizontaux). La séquence de tir prévoit généralement de faire exploser la charge située au centre du visage d'abord pour dégager le bouchon, puis de faire exploser de plus en plus de charges périphériques avec un retard de quelques microsecondes. [Cette technique d'abattage est effectuée de façon circulaire pour chaque vol vers l'avant selon les opérations de base suivantes (détaillées dans la figure 2.1).

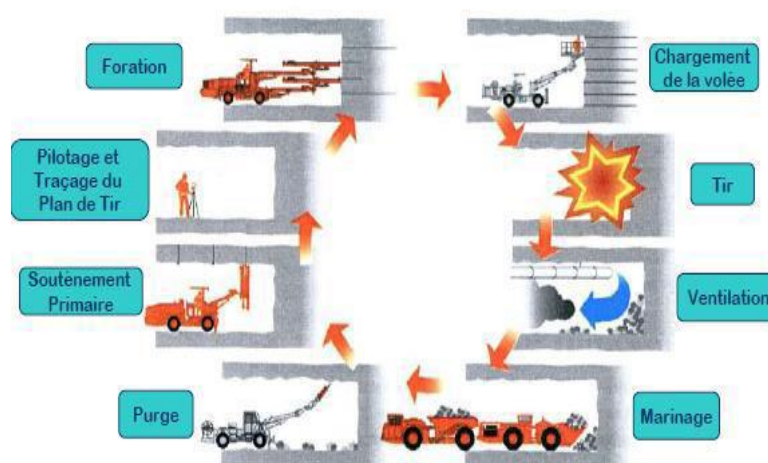


Figure 2.1: Illustration du cycle classique de creusement à l'explosif

2.5.2. Excavation avec des machines de creusement

Les conceptions de ces machines sont généralement directement héritées des plates-formes minières en deux catégories, à savoir les machines d'attaque ponctuelle et les machines d'attaque globale.

2.5.2.1. Machines à attaque ponctuelle

Ils sont généralement montés sur des châssis chenillés automoteurs. Le châssis supporte un bras mobile éventuellement télescopique équipé d'une tête de fraisage capable de balayer une surface frontale plus ou moins importante autour de sa position moyenne (montré sur la figure 2.2). Dans une machine d'attaque radiale, l'outil tourne autour d'un axe qui se prolonge comme un bras. Dans une machine à attaque latérale, les couteaux, également appelés tambours, tournent autour d'un axe perpendiculaire au bras et attaquent tangentielllement la face avant. Dans le premier cas, l'excavation de chaque couche commence par l'exécution d'un forage perpendiculaire à la surface frontale, permettant à l'outil de pénétrer dans le sol, et se poursuit par un fraisage incrémental de la paroi pré-excavée. Par conséquent, la fraise doit être équipée d'outils permettant ces deux modes d'excavation en continu. Dans le second cas, le creusement est toujours réalisé en principe par fraisage tangentiel à la surface cylindrique du « tambour » [10].



Figure 2.2: Machines à attaque ponctuelle [10].

2.5.2.2. Machines à attaque globale

Elles sont caractérisées par le fait qu'elles possèdent une tête d'excavation circulaire et rotative, capable d'excaver en une seule opération la totalité de la section (figure 2.3). Le revêtement définitif du tunnel n'étant pas mis en place à l'avancement, elles comportent obligatoirement une structure de réaction arrière permettant de reporter la poussée de la

machine sur le terrain par l'intermédiaire de grippeurs ou patins d'ancrage latéraux qui prennent appui sur les parois de la galerie. Les grippeurs sont solidaires d'une structure d'appui qui est maintenue fixe pendant la phase d'excavation, la tête foreuse progressant alors en coulissant à l'intérieur de cette structure par l'intermédiaire de vérins longitudinaux.

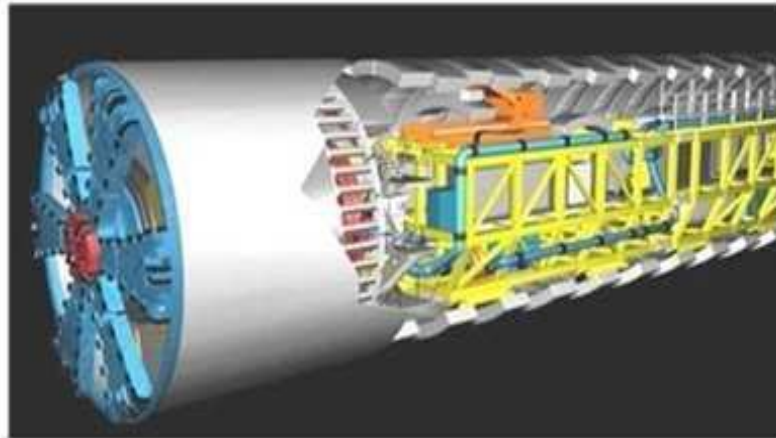


Figure 2.3: Machines à attaque globale

2.5.3. Creusement dans les terrains meubles

Cette méthode permet de réaliser des travaux de creusement dans des situations de sécurité optimales et à des coûts très compétitifs. Les stratégies de creusement au tunnelier pressurisé se révèlent souvent inadaptées ou coûteuses dans les sols présentant une certaine résistance satisfaisante, alors l'utilisation des stratégies de creusement traditionnelles (à l'aide de pelle hydraulique, par exemple) doit alors être complétée par des mesures visant à confiner le front et mettre en place le plus rapidement possible le soutènement. Ceci peut être réalisé, au moins partiellement, par la méthode du pré soutènement qui consiste à mettre en place en avant du front, un soutènement périphérique, soit à l'aide de renforcements formant une voûte parapluie, soit par une pré voûte obtenue en sciant une saignée périphérique remplie au fur et à mesure de béton projeté. L'utilisation du béton projeté en tant que soutènement primaire dans la construction d'un tunnel dans les sols meubles est un concept relativement nouveau en comparaison avec le creusement dans la roche [11].

2.6. Procédés du creusement

2.6.1. Creusement en pleine section

Spécifique aux terrains homogènes. On l'emploie avec un soutènement léger, qui donne lieu à l'excavation de la section transversale complète de l'ouvrage en une seule fois[12].



Figure 2.4: Creusement en pleine section[13].

2.6.2. Creusement par demi-section supérieure

Le creusement par demi-section est beaucoup plus indiqué dans des terrains hétérogènes nécessitant l'emploi d'un soutènement important. Elle peut alors être utilisée très largement en faisant varier la longueur de l'avancement unitaire. Dans certains terrains difficiles, il est possible de réaliser très rapidement la pose du soutènement en mettant celui-ci en place dans une excavation périphérique et en le bétonnant provisoirement sur le merlon central [13].



Figure 2.5: Creusement en demi-section [13].

2.6.3. Creusement en sections divisées

Ce type de creusement a surtout été utilisé alors que les procédés de pré soutènement et de renforcement du front de taille n'étaient pas encore bien développés. Il consiste en l'ouverture préalable d'une ou de plusieurs galeries de petite section dont une partie du soutènement participe au soutènement final [14].



Figure 2.6: Creusement en section divisée [14].

2.7. Objectifs des tunnels

En général, il permet de raccourcir un itinéraire, d'éviter un col (tunnel sous une montagne) ou d'éviter un long détour (tunnel sous un plan d'eau). C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui pousse à l'utilisation du sous-sol, notamment avec le métro, malgré le coût. Mais aussi la construction d'un tunnel peut être réalisée pour limiter les nuisances du trafic (notamment en ville ou pour les villages en bordure d'autoroute).

2.8. Avantages et inconvénients des tunnels

Le tunnel peut devenir très coûteux lorsque qu'il est long et percé dans une roche dure ou au contraire dans une roche friable. De plus, quelques accidents graves (ex : tunnel du Mont blanc, incendie d'un camion) ont donné une image dangereuse des tunnels.

Cependant, dans un contexte difficile, (fortes pentes, risque d'éboulement ou de glissement de terrain, ...) le tunnel peut être une solution moins chère et plus sécurisante qu'une longue route en lacets.

Aujourd'hui, le tunnel présente une grande sécurité et une protection contre les intempéries, il a surtout l'avantage de ne pas dégrader la nature et donc de ne pas contribuer à la fragmentation éco paysagère (Désigne tout découpage artificiel (non naturel) de l'espace, qui pourrait empêcher les espèces vivantes de se déplacer comme elles le devraient). Il est donc préférable de choisir un tunnel plutôt qu'un pont qui outre son impact paysager, ne modifiera pas les migrations d'oiseaux et l'environnement naturel nocturne (contrairement au pont qui est éclairé toute la nuit). C'est pourquoi le train et le feroutage est souvent la solution choisie et la plus respectueuse de l'environnement (pollution)[15].

2.9. Les mouvements de sol dû au creusement d'un tunnel

Lors de l'excavation des tunnels, des perturbations vont déséquilibrer le comportement interne du massif, créant des déformations et des déplacements du sol. Il en résulte des tassements plus ou moins significatifs qui peuvent affecter la stabilité des constructions voisines (bâtiments et ouvrages d'art). En site urbain ces désordres peuvent avoir des conséquences humaines et économiques inacceptables.

L'importance de ces tassements est en relation étroite avec les conditions géologiques et hydrologiques, la profondeur de l'ouvrage souterrain et la méthode de réalisation retenue.

2.9.1. Description générale des mouvements de sol

L'origine des tassements est complexe et, la relation entre les tassements générés en surface et la profondeur de l'ouvrage n'est pas simple à déterminer.

Les mouvements de surface apparaissent en fait comme liés à une série de phénomènes concomitants dans le court terme :

- Perte de sol au front de taille.
- Déplacement de sol vers le vide laissé, soit par le bouclier lors de sa progression, ou la distance de pose du soutènement en arrière du front de taille.
- Déplacement de sol vers les vides latéraux créés par le bouclier (en cas de trajectoire courbe par exemple).
- Déformation du soutènement du tunnel qui vient d'être exécuté suite à sa mise en charge.

A cet ensemble de mouvements de sol correspond un volume de terrain perdu que l'on nomme V_0 . En surface, on constate l'apparition d'une dépression appelée cuvette de tassement qui progresse avec l'avancement du tunnel (figure 2.7) et qui peut être reliée au volume de sol perdu V_0 . Dans la littérature, le volume de terrain perdu au niveau du tunnel V_0 est fréquemment désigné par V_s .

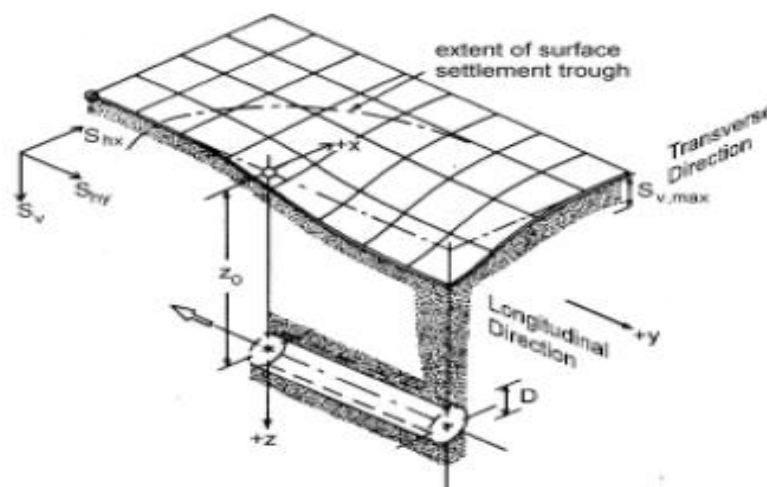


Figure 2.7 : Cuvette de tassement 3D.

2.9.2. Calcul des tassements

Le calcul des tassements concerne principalement les tunnels réalisés à faible profondeur, en site urbain. Les méthodes de calcul reposent sur la constatation, que le profil transversal de tassement engendré en surface par le creusement d'un tunnel est assez bien représenté (figure 2.8) par une courbe de Gauss inversée (Peck, 1969). Il peut donc être entièrement caractérisé par la valeur S_{max} du tassement maximal observé au-dessus de l'axe de l'ouvrage et la distance i du point d'inflexion de la courbe de Gauss au plan médian. Le tassement en un point M, situé à une distance x du plan médian peut alors être calculé à partir de l'expression :

$$S(X) = S_{max} \exp\left(-\frac{X^2}{2i^2}\right)$$

Cette expression doit être éventuellement corrigée pour tenir compte de l'inclinaison de la surface du terrain (Leblais et al. 1989) ou d'autres facteurs pouvant contribuer à un profil de tassement dissymétrique, en section transversale.

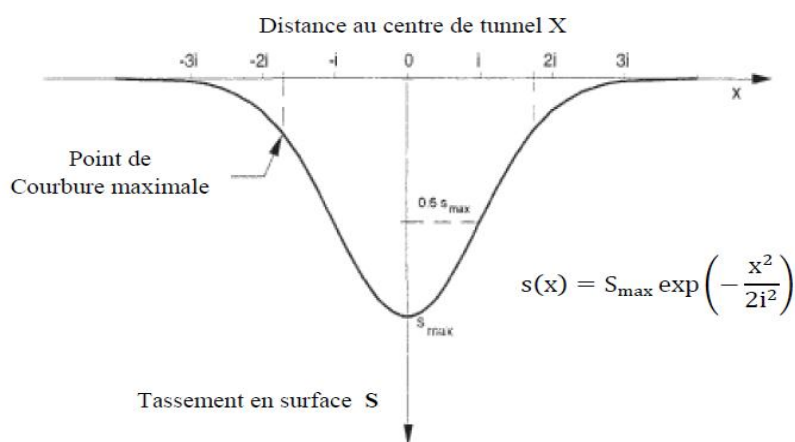


Figure 2.8 : Allure générale de la cuvette de tassement (Clough et Schmidt, 1981)

L'estimation des paramètres S_{max} et i est basée sur des observations faites sur un grand nombre d'ouvrages réels. Peck (1969) a publié les premières corrélations donnant la valeur du coefficient adimensionnel $2i/D$ en fonction de la profondeur relative H/D (Figure 2.9).

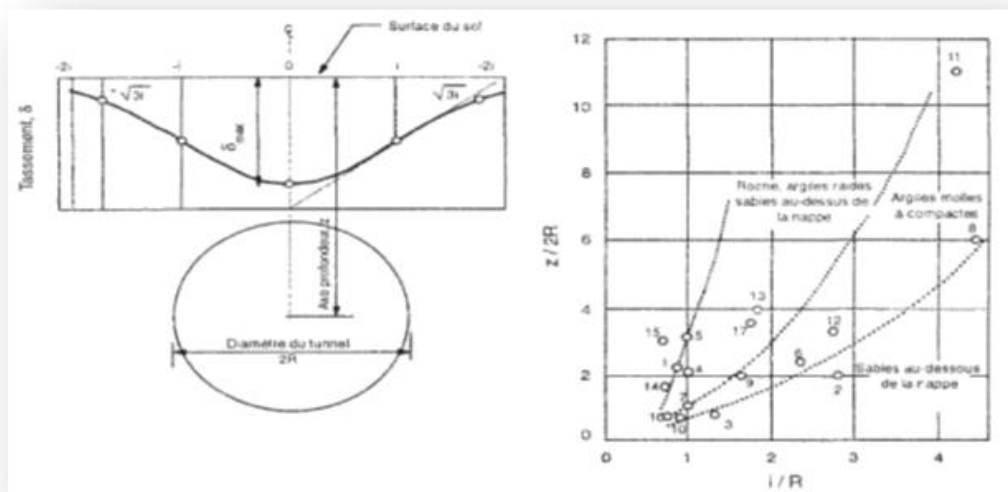


Figure 2.9 : Estimation des paramètres S_{max} et i (Peck, 1969).

Pour estimer le i empiriquement, le (tableau 2.1) présente quelques formules qu'on trouve dans la littérature.

Tableau 2.1: Estimation de i à partir des relations empiriques.

Auteurs	Expression proposée	Type de sol
Mair & Tailor (1993)	$i = 0,175 \cdot H + 0,325H \cdot (1-h/H)$	Sols argileux
Dyer & al (1996)	$i = 0,29 \cdot H$	Sable lâche à moyennement dense
Al Abram (1998)	$i = 0,15 \cdot H + 0,5 \cdot H$	Sol analogique
Sagiyama (1999)	$i = 0,75 \cdot h + 0,8 \cdot D$ ou $i = 0,5 \cdot H$ $i = 0,5 \cdot h + 0,7D^{0,3}$	Argile Sable et gravier

D : diamètre du tunnel - H : hauteur de la couverture du sol.

Pour le S_{max} , il y a plusieurs formules empiriques existantes parmi celles qui sont proposées, la formule d'AFTES (1995) sous la forme :

$$S_{max} = K * \lambda * \frac{\gamma R^2}{E}$$

K : facteur dépendant de l'état des contraintes dans le massif, de sa nature et de sa configuration.

λ : taux de dé confinement.

R : rayon de l'excavation.

γ : poids volumique du terrain.

E : module élastique moyen du massif.

Elle n'est pas rigoureusement applicable à un ouvrage à faible profondeur (uniformité des contraintes autour de l'excavation, admise si $H \geq 3D$).

Ces formules ne sont valables qu'à court terme et surtout ne tiennent pas compte de la technique de creusement. Dans la pratique il faut utiliser des méthodes empiriques plus ou moins guidées par les approches analytiques ou numériques.

2.9.3. Relation entre le déplacement en clef de tunnel et le tassement en surface

Le tassement maximum S_{max} à la surface du sol est plus petit que celui au point supérieur du tunnel appelé $S_{clé}$. On constate donc un amortissement du déplacement entre la clé du tunnel et la surface du sol qui s'exprime par le rapport d'amortissement $S_{max}/S_{clé}$. Le C.E.T.U propose une formule linéaire de :

$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = K \left(\frac{R}{H} \right)$$

Où :

R, H rayon initial et profondeur du tunnel.

K est la constante d'amortissement :

$$0,1 < R/H < 0,25 \quad k = 3$$

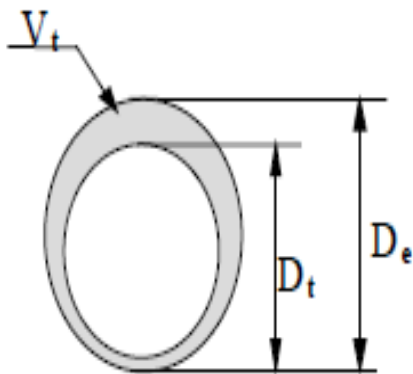
$$0,33 < R/H < 0,5 \quad k = 2$$

La formule hyperbolique traduit très correctement les résultats expérimentaux réalisés sur les rouleaux de Schneebeli avec : $a = 0,2$ et $b = 0,8$

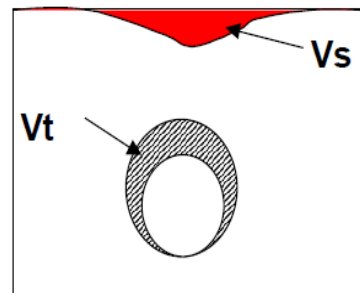
$$\frac{S_{max}}{S_{clé}} = \frac{\frac{R}{H}}{a + b \frac{R}{H}}$$

2.9.4. Perte de volume

Après excavation, les parois de la cavité se déforment et le sol a tendance de se déplacer vers le tunnel. (Perte de volume) ou V_t représente la différence entre le volume initial et le volume de sol après déformation (figure2.10). La perte de volume dépend de plusieurs paramètres ; type de sol, présence d'eau, méthode de construction, rythme d'avancement du tunnel etc....



2.11: Schéma de perte de volume de sol autour du tunnel.



2.10: Mouvement du sol.

Les tassements dans le plan transversal définissent le volume, noté V_s ou (volume de tassement. Figure2.11). Ce volume comprend l'aire entre la surface du massif dans l'état initial et la surface déformée. D'après la formule de Peck (1969) le volume de la cuvette peut être déterminé par :

$$V_s = 2,5 * S_{max} * i$$

Pour estimer la perte de volume nous avons utilisé la formule suivante :

$$V_t = \frac{\pi}{4} (D_e^2 - D_t^2)$$

Le volume V_s peut être relié au volume de sol perdu au niveau du tunnel V_t par les propositions suivantes :

Tableau 2.2: Relations empiriques permettant l'estimation de V_s/V_t .

Auteurs	Expression proposées
Attkinson & Potts (1977)	$\frac{V_s}{V_t} = 2 \sqrt{\frac{2}{\pi}} \left(\frac{i}{D}\right) \left(\frac{S_{max}}{S_{clé}}\right)$
Laboratoire de l'EPFL (cité par Bernat [1996])	$\frac{V_s}{V_t} = 0.009 \left(\frac{i}{D}\right) \left(\frac{H}{D} - 0.6\right)$

Le rapport V_s/V_t permet de savoir quel type du sol nous étudions ;

- Si $V_s/V_t < 1$ alors le sol est dilatant.
- Si $V_s/V_t > 1$ alors le sol est contractant (Ortigao 1996).

Pour rapprocher à la cuvette du tassement réelle décrite par une courbe de Gauss, il est bien d'utiliser des méthodes numériques (bidimensionnelle voire tridimensionnelle) qui permettent de présenter le massif de sol, le tunnel et les différentes phases de creusement et de soutènement mises en oeuvre lors de sa construction. Cependant, ces méthodes n'en constituent pas moins une simplification du processus réel et demandent donc à être confrontées aux résultats des observations in situ[16].

2.10. Types de soutènement de tunnels

2.10.1. Soutènement provisoire

2.10.1.1. Voûte parapluie

Consiste à mettre en place des barres ou des tubes métalliques longitudinaux, à la périphérie du front, le plus souvent sur le tiers ou le quart supérieur circonférence. Il est conçu pour atteindre une longueur de pénétration en avant du front de la même grandeur que sa hauteur, pour limiter les décompressions et se protéger de surfaces de rupture potentielles intéressant toute la section d'excavation. Dans la pratique et pour tenir compte des déviations lors de la perforation, la longueur des tubes métalliques ne dépassera pas 12 à 15m, on outre le

recouvrement dépend de la hauteur de la section et de la nature des terrains et il est recommandé qu'il ne soit pas inférieur à 3m [17].

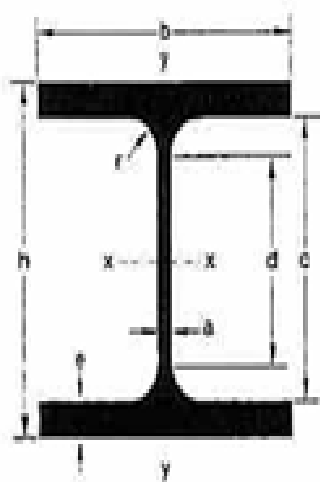
2.10.1.2. Soutènement par cintres

A. Cintres réticulés

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures plus résistantes qu'un simple treillis soudé. On a ainsi inventé des cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrés à la forme de l'excavation. Un fois placés contre le terrain, ces cintres réticulés avec ou sans treillis soudé sont recouverts de béton projeté pour former une coque solide. L'espacement entre cintres est de l'ordre du mètre, pour qu'il se crée une voûte de béton entre deux éléments (voûtains de béton) [18].

B. Cintres lourds et blindage

Pour les terrains poussant, de mauvaise qualité, ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile que prévue, les soutènements "classiques" présentés ci-avant, utilisant pleinement les propriétés de déformabilité du rocher trouvent leurs limites. On choisit alors des techniques de soutènements lourds plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés.



HEB



Figure2.12 : Cintres lourds [19]

Cintres coulissants

Lorsque les efforts qui transitent dans le soutènement sont trop importants

- Autrement dit à grande profondeur dans des terrains de faible tenue on a recours à une technologie de cintres métalliques développée par l'industrie minière. Plutôt que de réaliser un cintre monolithique, ou éventuellement constitué d'un assemblage encastré et rigide de plusieurs morceaux de cintre, il est possible d'assembler entre eux plusieurs éléments qui coulisent les uns dans les autres. Par ce biais, lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil – le seuil de coulissement – les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement et évitent ainsi la plastification de l'ensemble. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le coulissement, ces cintres ont un profil spécial en forme de "v". On les appelle cintres TH du nom du premier fabricant qui a commercialisé ces profilés [18].



Figure2.13 : Cintres TH[18]

2.10.1.3. Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Si l'emploi de la gunite comme simple protection de terrain est relativement ancien, l'emploi du béton projeté, de granulométrie plus grosse, et en épaisseur suffisante pour constituer une peau de confinement améliorant les capacités de résistance du terrain encaissant, date seulement d'une vingtaine d'années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres

légers, il constitue ce que l'on a appelé la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA) [17].



Figure2.14 : photo de Mise en place de béton projeté

2.10.1.4. Boulon d'ancrage

La technique du boulonnage consiste à ancrer à l'intérieur du terrain une barre de matériau résistant qui apporte une résistance à la traction et, en confinant le matériau du terrain, permet de tirer profit des caractéristiques résistances" propres des terrains de manière à assurer ainsi leur soutènement.

Lors du creusement de tunnel, afin d'éviter le détachement des blocs et la chute sous l'effet de la gravité, le système de boulonnage est utilisé. Ce dernier assure un rôle porteur à condition qu'il soit ancré assez profondément dans la partie saine ou non fracturée. La tige est sollicitée à l'arrachement mais aussi en cisaillement selon la disposition des blocs et l'orientation des tiges. Les boulons doivent dépasser largement dans le terrain sain pour assurer un ancrage suffisant (un mètre minimum) [14].

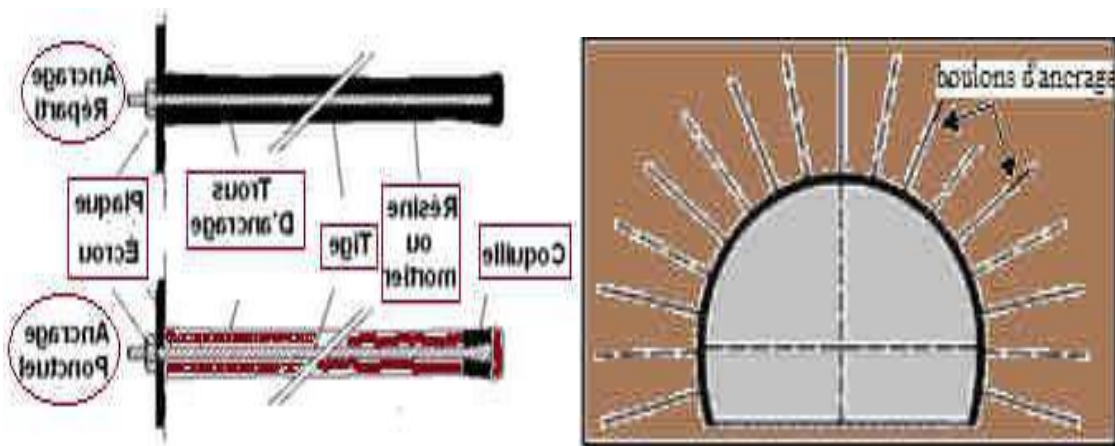


Figure 2.15 : Détail Boulons d'ancrage [20].

2.10.2. Revêtement

2.10.2.1. L'étanchéité

- L'étanchéité peut être partielle, du type « parapluie » par exemple pour une voûte de tunnel, et dans ce cas elle est hors pression hydrostatique (dans ce cas la pression n'est pas totale mais elle n'est pas forcément nulle).
- L'étanchéité peut être totale, c'est à dire envelopper complètement l'ouvrage, et dans ce cas elle est sous pression hydrostatique [14].



Figure 2.16 : l'étanchéité

2.10.2.2. Bétonnage de la voûte

Les coffrages de tunnel peuvent être utilisés au béton du radier sans ancrages et dans ce cas les valeurs de déformation restent entre des limites acceptables. Les coffrages de voûte mobiles, ouverture fermeture avec un système complètement hydraulique, diminuent les coûts avec leur main d'œuvre à bas prix et son utilisation sans problème. Le bétonnage de la voûte du tunnel sera fait par le coffrage en acier qui est construit conformément à la longueur et à la géométrie de l'anneau à bétonner indiqué dans le plan.

2.10.3. Les différents types de Revêtement

2.10.3.A. Revêtement en béton coffré non-armé sous radier

Il constitue souvent la meilleure solution technique et économique pour satisfaire à l'ensemble des fonctions attendues, dans le domaine routier essentiellement. Pour les tunnels réalisés de manière séquentielle : le revêtement est exécuté indépendamment des opérations d'excavation et de soutènement [19].

2.10.3.B. Revêtement en béton coffré armé

Plutôt exceptionnel : on se contente parfois d'armer localement certaines zones du revêtement lorsque les calculs laissent prévoir des contraintes de traction ou de cisaillement notables. En général, seuls les ouvrages possédant un radier comportent des armatures : les zones les plus sollicitées se situent généralement en clé de voûte, en radier et à la liaison radier-piédroits [21].

2.10.3.C. Revêtement en béton projeté

Utilisé que dans les cas où ne se pose aucun problème lié à la stabilité de l'ouvrage, à son étanchéité et à son confort d'utilisation. Il n'est pas économiquement envisageable pour les ouvrages dont le dimensionnement impose des épaisseurs de béton supérieures à 15 ou 20 cm. Il ne présente pas d'excellentes qualités esthétiques (des procédés de lissage du béton projeté sont toutefois apparus ces dernières années) [22].

2.10.3.D. Revêtement voussoirs préfabriqués

Ils assurent à la fois une fonction de soutènement et de revêtement dans les ouvrages réalisés au tunnelier. Il s'agit en général de voussoirs préfabriqués en béton armé de 30 à 40

cm d'épaisseur, boulonnés entre eux, avec joints d'étanchéité entre voussoirs d'un même anneau et anneaux successifs[19].



Figure 2.17: Différents types du soutènement, revêtement [20].

2.11. Ventilation

Pendant la traverse d'un tunnel, les véhicules, équipes de moteurs thermiques, émettent des gaz Toxiques parmi lesquels l'oxyde de Carbone est considéré comme le plus représentatif. Ils émettent aussi, lorsqu'il s'agit de moteurs Diesel, des suies et fumées qui opacifient l'atmosphère. Les usagers ne doivent pas absorber des teneurs irritantes ou nocives de polluant. Ce qui fait qu'il y a des mesures appropriées pour y parvenir [18].

2.11.1. Les différents types de ventilation

Ils existent deux types de ventilation

2.11.1.1. La ventilation longitudinale

Le principe est de créer un courant d'air longitudinal dans le tunnel afin de faire entrer de l'air frais par une des têtes et de rejeter les polluants par l'autre tête. On utilise pour cela des ventilateurs spéciaux appelés accélérateurs, généralement fixés sous la voûte du tunnel par

batteries de deux ou trois Ventilateurs qui permettent de créer un courant d'air dans le tunnel. Ce système est particulièrement efficace dans les tunnels à circulation unidirectionnelle [22].



Figure2.18 : batterie d'accélérateurs

❖ Stratégie longitudinal

C'est de Pousser toutes les fumées du même côté du foyer de l'incendie en créant un courant d'air suffisamment fort. La stratégie longitudinale n'apporte pas de garanties de sécurité suffisantes, et en particulier dans les tunnels à 2 sens de circulation, ou les tunnels congestionnés.

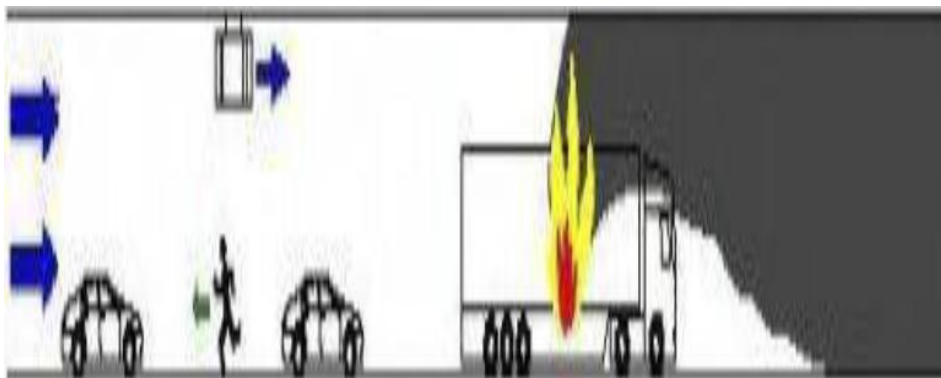


Figure2.19 : principe du désenfumage en stratégie longitudinale.

2.11.1.2. La ventilation transversale

Cette technique consiste à insuffler de l'air frais sur toute la longueur du tunnel, généralement par des bouches situées en bas des piédroits (murs latéraux). Si les conditions l'exigent, on peut en même temps extraire l'air vicié [22].

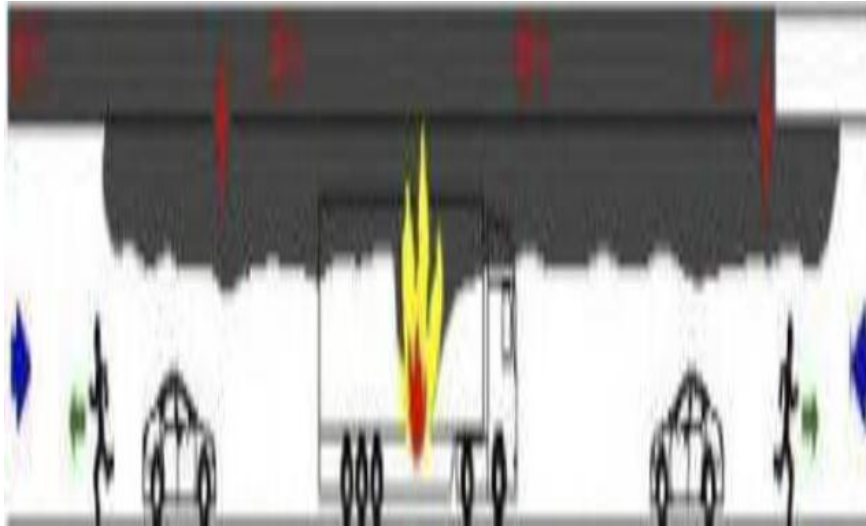


Figure2.20 : gaines de ventilation entre la voûte et le faux plafond [22].

❖ Stratégie transversal

On extrait les fumées par des trappes de désenfumage situées en plafond elles consistent à favoriser la stratification naturelle des fumées.



Figure2.21 : principe du désenfumage en stratégie transversale [22]

2.12. L'éclairage Des Tunnels

Dans la plupart des tunnels, la pénétration normale de la lumière ne garantit pas des conditions de vision satisfaisantes pour les usagers. Il est donc nécessaire d'installer un éclairage artificiel qui offre aux usagers des conditions de vision et de confort satisfaisantes.



Figure2.22 : L'éclairage Des Tunnels

2.12.1. Objectifs de l'éclairage

- L'éclairage des tunnels est donc un domaine où l'innovation peut amener de progrès quant à la sécurité, la fiabilité, la réduction des investissements et des coûts d'opération et de maintenance.
- Les objectifs de l'éclairage dans un tunnel : sécurité et confort pendant les déplacements tout en assurant une maintenance accessible.

2.12.2. Zones d'éclairage

Il apparaît ainsi en tunnel deux zones successives :

- La zone dite d'entrée où les niveaux d'éclairement sont renforcés et décroissent progressivement vers l'intérieur de l'ouvrage,
- La zone de section courante qui correspond au reste du tunnel : le niveau y est constant et beaucoup plus faible, mais assure cependant la visibilité nécessaire au conducteur dont l'œil s'est adapté [23].



Figure 2.23 : Tunnel de Cornil (RN 89 - Corrèze) L'éclairage de renforcement d'entrée d'un sens joue le rôle de renforcement de sortie pour l'autre sens [23].

2.12.3. Classification des tunnels pour l'éclairage [23]

Pour les besoins du projet d'éclairage, il est utile de distinguer deux catégories d'ouvrages :

- Les tunnels "longs" qui comportent à la fois une zone d'entrée et une zone de section courante.
- Les tunnels "courts" où il n'existe pas de section courante, voire pas d'éclairage diurne du tout.
- Les tunnels courts. Il expose les cas dans lesquels on peut se passer d'éclairage diurne et ceux dans lesquels il peut être réduit.

2.13. Etanchéité des tunnels

Le terme étanchéité a deux significations : l'une correspond à la qualité de ce qui est étanche ; on parle ainsi de l'étanchéité d'un ouvrage comme une propriété de celui-ci : l'autre correspond à ce que l'on met en œuvre éventuellement pour l'obtention de cette propriété.

L'étanchéité est la fonction qui fait qu'un produit ou un ensemble de produits s'oppose au franchissement par un liquide tel que l'eau.

On peut rendre un ouvrage étanche en mettant en œuvre au contact ou à l'intérieur de sa structure un ensemble de produits d'étanchéité, cet ensemble est appelé système d'étanchéité. L'étanchéité et le drainage des ouvrages souterrains font référence à des complexes, ou

systèmes associant plusieurs matériaux de nature et fonction parfois très différentes, mais avec le même but, celui-là de maintenir l'eau d'hors de l'ouvrage.

❖ **Étanchéité**

- L'étanchéité peut être partielle, du type « parapluie » par exemple pour une voûte de tunnel, et dans ce cas elle est hors pression hydrostatique (dans ce cas la pression n'est pas totale mais elle n'est pas forcément nulle).
- L'étanchéité peut être totale, c'est à dire envelopper complètement l'ouvrage, et dans ce cas elle est sous pression hydrostatique.

❖ **Drainage**

Captage ponctuel ou surfacique d'arrivées d'eau dans un ouvrage souterrain. Cette eau est ensuite collectée et rejetée à l'extérieur par le réseau d'assainissement de l'ouvrage. Le drainage peut être provisoire, pour permettre par exemple la mise en place dans de bonnes conditions du complexe d'étanchéité, ou définitif et contribue de fait à la fonction étanchéité de l'ouvrage.

2.13.1. Les raisons de l'étanchéité

La grande majorité des ouvrages souterrains sont soumis à des pressions d'eau. L'étanchéité et le drainage doivent être réalisés d'une manière continue et avec le plus grand soin.

Dans les sols se posent des problèmes de nappes (nappes phréatiques ou nappes suspendues dans des horizons perméables, réalimentées ou non).

Dans les roches, les venues d'eau importantes sont le plus souvent localisées (roches broyées, failles, zones fracturées). Des venues d'eau diffuses résultant de la porosité de la roche ou de sa fissuration sont courantes.

2.13.2. Choix du système d'étanchéité

Le choix du système d'étanchéité dépend des critères suivants :

- Nature et épaisseur de la couche de couverture de l'ouvrage.
- Nature et caractéristiques mécaniques du support recevant le système d'étanchéité.
- Application du système d'étanchéité en continu ou par phasage.

- Possibilités de raccordement du système d'étanchéité avec ouvrages de surface ou avec d'autres systèmes d'étanchéité existants.

2.13.3. Type de produit d'étanchéité

L'étanchéité des ouvrages souterrains peut être réalisée avec l'utilisation de plusieurs matériaux de différents types.

Chacun de ces types a des applications différentes, situations et fonctions déterminées, modes d'emploi spécifiques, on a ;

- Géo membranes synthétiques.
- Géotextiles.
- Géocomposites.
- Géocomposites. Géomembranes bitumineuses.



Figure 2.24 : Etanchéité d'un tunnel

2.13.4. Choix des solutions

L'ensemble des différentes solutions doit, au moment de la conception de la solution, être envisagé en tenant compte des paramètres propres au chantier.

Ces paramètres sont de plusieurs types et sont liés aux relevés et observations faites sur

L'ouvrage :

- Type de fissures du revêtement en béton coffré,
- Possibilités d'emploi en fonction des éléments liés à l'eau,

- Paramètres d'emploi des produits par rapport au milieu injecté [16].

2.14. Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les modes de creusement, les différents types de soutènement, revêtement qu'il faudrait respecter dans les constructions souterraines, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage [24].

Chapitre 3 :
méthode de calcul de stabilité

3.1. Introduction

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture, méthodes de calcul en déformations) et par la facilité de leur mise en oeuvre (calculs à l'aide d'abaques, calculs automatiques à l'aide de logiciels), mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global en fonction duquel la stabilité du talus étudié est considérée comme assurée ou compromise, ou par des coefficients de sécurité partiels affectant, d'une part, les sollicitations appliquées et, d'autre part, les propriétés mécaniques des sols. Diverses techniques de renforcement des talus ont par ailleurs été développées. Elles se différencient par le procédé de leur réalisation, leur coût et leur durabilité.

Les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols, ...) et par leur dimension (certains glissements peuvent atteindre plusieurs dizaines de millions de m³)[25].

3.2. Définitions et hypothèses

3.2.1. 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 :

$$F = \frac{\Sigma[\text{forces résis tantes(ou moments)]}{\Sigma[\text{forces motrices (ou moments)]} \quad (3.1)$$

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 :

$$F = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (3.2)$$

Avec : F = coefficient de sécurité ;

τ_f = résistance au cisaillement moyenne du sol ;

τ_d = contrainte de cisaillement moyenne le long de la surface de rupture potentielle.

La résistance au cisaillement moyenne du sol est définie comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (3.3)$$

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 :

$$\tau_d = c_d + \sigma \tan \phi_d \quad (3.4)$$

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 (3.3) et (3.4) dans l'équation (3.2) on aura :

$$F = \frac{c + \sigma \tan \phi}{c_d + \sigma \tan \phi} \quad (3.5)$$

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 :

$$F = \frac{c}{c_d} \quad (3.6)$$

$$F_{\phi} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_d} \quad (3.7)$$

Quand les équations (3.5), (3.6) et (3.7) sont comparées, il est évident que quand F_c devient égale à F_{ϕ} , cela donne le coefficient de sécurité qui respecte la résistance.

$$F = F_c = F_{\phi} \quad (3.8)$$

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.

3.2.2. 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:
- Le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb ;
- La rupture se fait dans un plan (analyse bidimensionnelle) ;
- Les forces extérieures d'entraînement sont le poids et les surcharges ;
- Le problème est statique ;
- Les lois de la mécanique des milieux continus s'appliquent au sol ;
- Le déplacement du sol est rigide dans le cas des surfaces circulaires.

La relation de Terzaghi est vraie: $\sigma' = \sigma - u_w$.

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 ;

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 Petterson 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[26].

3.3. Etablissement du modèle et choix des caractéristiques

La modélisation du versant, préalable à tout calcul de stabilité, résulte des reconnaissances et études réalisées lors de la première phase à savoir la phase préliminaire et étude géotechnique.

La démarche de la modélisation sera la suivante :

- Tracé de profils caractéristiques, notamment dans l'axe et la direction du glissement, à partir des données de la topographie de surface, de la stratigraphie du terrain et de la connaissance de la profondeur de la surface de glissement.
- Détermination de couches du calcul : chacune des couches définies à partir de la connaissance générale du site et des résultants des essais mécaniques des sols. On y définit notamment les valeurs des parements nécessaires au calcul à savoir :

- γ : poids spécifique.
- C : cohésion.
- Φ : angle de frottement.
- Détermination du régime hydraulique

3.4. Différentes méthodes de calcul

Les méthodes se différencient essentiellement par le choix de la surface de rupture, la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface, la définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations de l'équilibre.

3.4.1. Méthodes globales

Elles consistent à étudier l'équilibre de la totalité de la masse libre, considérée comme un solide indéformable, sous l'action du système de forces qui lui est appliqué.

Le calcul est effectué en admettant que la masse est en équilibre limite c'est-à-dire que la rupture est sur le point de se produire et donc que la résistance au cisaillement sur la surface de glissement se trouve totalement mobilisée.

Un calcul global peut être effectué dans le cas:

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

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients.

3.4.2. Méthodes des tranches

La méthode consiste à diviser la masse comprise entre la ligne de glissement et la surface libre du sol en tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche pour la détermination de la composante normale σ de la contrainte agissant sur une facette du cercle du glissement.

On peut citer deux méthodes :

- méthode suédoise du cercle (Fellenius)
- méthode de Bishop.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches), et sont applicable seulement aux surfaces de rupture circulaires.

Cependant le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour l'autre forme de surface de rupture, et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre des tranches peuvent être minimisées ou éliminées.

Le mode de division et le nombre de tranche adoptés sont arbitraires ; leur choix tient toutefois compte des données géométrique, géologique et géotechnique du site (nature des terrains, présence des nappes, position des ouvrages construites ...etc.).

Hypothèse

- milieu homogène ou non
- circulation ou non d'eau

Principe

- cercle de rupture
- décomposition de la zone de massif comprise entre la surface libre et le cercle de glissement, en tranches verticales.

On définit le coefficient de sécurité f , par la résistance au cisaillement effectivement mobilisée lors du glissement le long du cercle envisagé, c'est-à-dire : $F = [c' + (\sigma - u) \operatorname{tg}\phi' / \tau]$

Prenons une tranche et examinons le bilan des forces qui s'exerce surelle.

❖ Equilibre d'une tranche

Considérons la tranche ABCD supposée en équilibre limite. Elle est soumise aux forces suivantes :

- Le poids \vec{W}_i de la tranche: $W_i = \gamma h_i \cdot l_i \cdot \cos \alpha$

- Les forces extérieures \vec{p} apportée par des ouvrages agissent sur la section CD du profil (remblais, murs de soutènement, ... etc) ;
- La résistance au cisaillement \vec{R}_i , calculée en contraintes effectives, disponible le long de l'arc AB de longueur l_i ; cette résistance se décompose en une composante normale \vec{N}_i et en une composante tangentielle \vec{T}_i
- La sous pression \vec{U}_i issue de l'action de la pression interstitielle U agissant sur l'arc AB.

Le long de l'arc AB on suppose connues et constant les valeurs de C et Φ , ce qui permet de définir \vec{N}_i et \vec{T}_i par application de la loi de coulomb :

$$N_i = (\sigma - u) \cdot l_i$$

$$T_i = c \cdot l_i + (\sigma - u) \cdot l_i \cdot \text{tg} \phi$$

L'introduction du coefficient de sécurité (F) dans le calcul se fait, selon la définition de Fellenius, en remplaçant C et $\text{tg} \Phi$ par C/F et $\text{tg} \Phi/F$.

Ainsi, on peut considérer que les forces qui viennent d'être calculées sont connues, reste à examiner l'action des forces appliquées sur les deux faces latérales verticales de la tranche considérée par le terrain qui l'encadre.

- sur BC le terrain amont exerce une force \vec{F}_i de composantes (X_i, Z_i) .
- sur AD le terrain aval exerce une force \vec{F}_{i+1} de composantes (X_{i+1}, Z_{i+1}) .

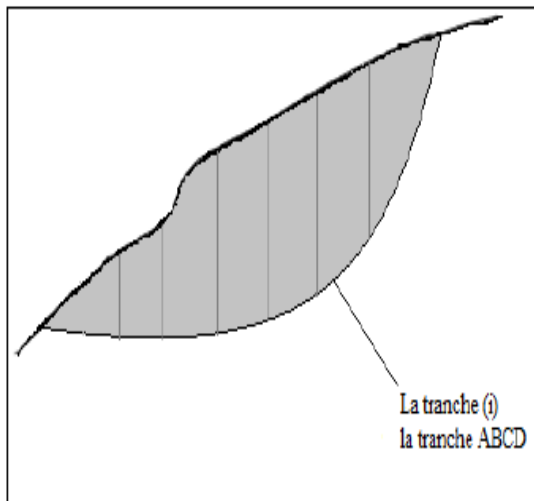


Figure 3.1 : schéma général (i)ABCD

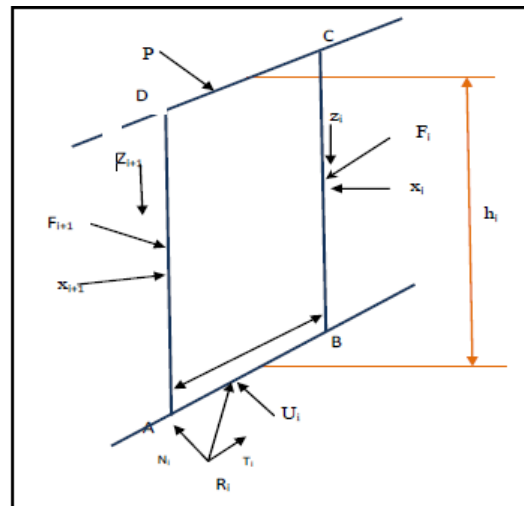


Figure 3.2 : Equilibre des tranches

La difficulté essentielle dans la méthode des tranches réside dans l'appréciation des forces \vec{F}_i et \vec{F}_{i+1} , la stricte observation de la réalité conduit à admettre que la force amont et la force aval sont différentes ; il en résulte :

- Une composante horizontale $X_i - X_{i+1}$ désignée par ΔX , qui n'est pas nulle ;
- Une composante verticale $Z_i - Z_{i+1}$ désignée par ΔZ , qui n'est pas nulle ;
- Un couple qui tend à faire tourner la tranche sur elle-même.

L'écriture de l'équilibre de la tranche considérée, par rapport aux deux axes (OX, OZ) conduit, sous sa forme, à quatre équations différentielles auxquelles s'ajoute l'équation de coulomb, hors ce système de Cinq équations contient quatre fonctions inconnues, le coefficient (F) étant, également inconnu.

La solution ne peut donc être acquise que par le choix d'une hypothèse complémentaire, c'est elle qui sert de base et différencie les divers modes de calcul qui ont été proposées à partir du schéma générale décrit ci-dessus.

Selon les auteurs, cette hypothèse porte :

- Soit sur les forces latérales \vec{F}_i et \vec{F}_{i+1} ;
- Soit sur la ligne d'action $e(x,z)$ de ces forces ;
- Soit sur la répartition de la contrainte normale σ sur l'arc A.

3.4.2.a. Méthode détaillée de Bishop

Bishop a publié en 1955 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_s en tenant compte de ces sollicitations. Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W \sin \alpha} \sum_1^n \frac{[w + (V_n - V_{n+1}) - Ub] \tan \phi' + c'b}{\sin \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s}}$$

- U : pression interstitielle agissant sur l'arc (ab)
- C' : cohésion effective ;
- Φ' : angle de frottement interne effective ;

Pour déterminer , il faut :

- procéder par itérations successives car F_s figure aux deux membres de l'équation.
- Définir $(V_n - V_{n+1})$, pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles a la distance verticale de leur point d'application a la surface libre (c'est-à-dire proportionnelles au poids des terres).

Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement. Il sera alors possible de définir $(V_n - V_{n+1})$, toutefois ce calcul est très lourd et bien entendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur.

3.4.2.b. Méthode de Bishop simplifiée

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que $(V_n - V_{n+1}) = 0$ quelque soit la tranche considéré L'équation précédente devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n w \sin \alpha} \sum_1^n \frac{[w - Ub] \tan \phi' + c'b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s}}$$

Dans ce cas tous les termes sont connus et F_s est calculé par itération successive.

On prend pour première valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

3.4.2.c. Méthode de fellinius

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches.

Soit un cercle quelconque de centre o et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste, tout d'abord, à découper le volume de sol intéressé (comprise dans l'arc AMN) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux :

- Il convient de réaliser de tel façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (points c et d sur la figure) correspondent à une limite entre deux tranches ;
- L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranche pour obtenir une précision satisfaisante.

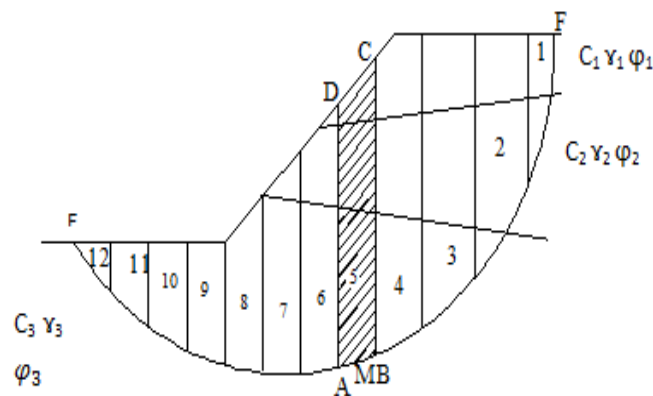


Figure 3.3 : Découpage en tranches d'un talus

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche (ABCD) affecté de l'indice n (sur la figure n varie de 1 à 12).

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Son poids W .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB .

- Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales V_n et V_{n+1} . Il s'agit de forces internes au massif étudié.

Définissons par rapport au centre O :

- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W et des surcharges éventuelles, qui tend à provoquer le glissement.
- Les moments résistants, comme ceux des réactions s'occupant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moments des forces R_n , H_n , H_{n+1} , V_n et V_{n+1} .

La surface de la rupture étant limitée par les points E et F, le coefficient de sécurité global F_s est défini par l'équation suivante :

$$F_s = \sum_{EF} \frac{\text{moments résistants maximaux}}{\text{moment moteur}}$$

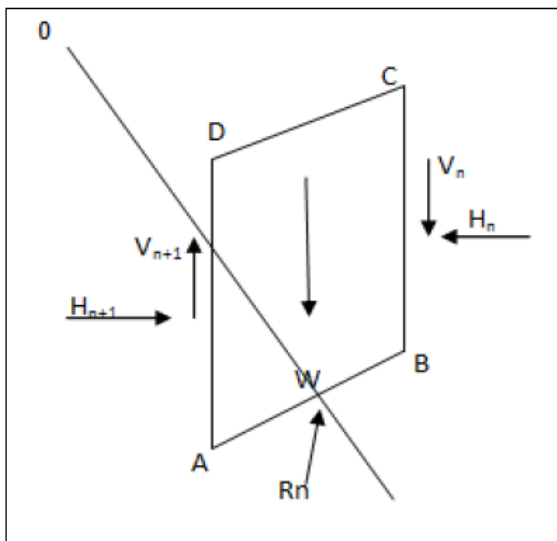


Figure 3.4 : Décomposition complète

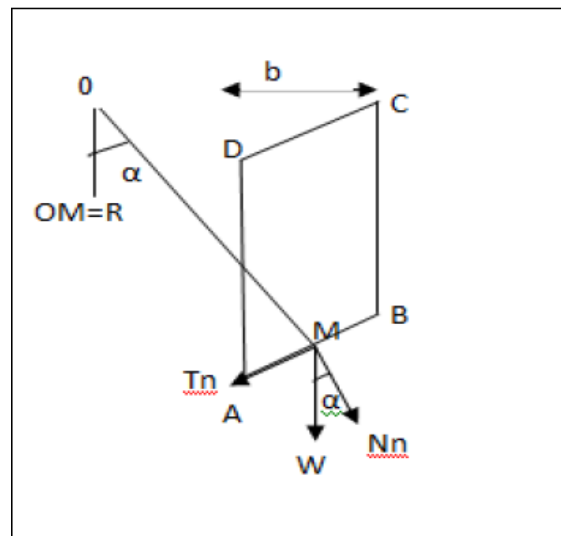


Figure 3.5 : Hypothèse de Fellenius.

Considérons la somme des moments pour tout l'arc (AB), on voit que la somme des moments des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche (n-1), le moment des forces $-V_n$ et $-H_n$ s'oppose à celui de V_n et H_n , pour la tranche (n+1), le moment des forces $-V_{n+1}$ et $-H_{n+1}$ s'oppose à celui de V_{n+1} et H_{n+1} .

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agit sur l'arc (ab) était le poids W, à l'exception des forces internes. Dans ce cas :

$$W = -R_n$$

Décomposent le poids W en une force normale à ab, soit N, et une force tangentielle à ab, soit T.

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n . d'après la loi de Coulomb, celle-ci s'écrit :

$$(R_n)_t = C_i ab + N \operatorname{tg} \Phi_i$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

n : nombre total des tranches ;

$$\sum_1^n = R(C_i ab + N \operatorname{tg} \Phi_i)$$

C_i et Φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc ab. D'autre part, le moment moteur est dû à T et égal à (T.R), d'où :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (C_i ab + N \operatorname{tg} \Phi_i)}{\sum_1^n T} \quad (3.9)$$

Remarques

Si le sol est homogène, $c=C$ et $\varphi=\Phi$ la formule (1) devient (2) : L étant la longueur développée de la surface de rupture.

$$F_s = \frac{c.L + \tan \varphi \sum N_n}{\sum T_n} \quad (3.10)$$

- lorsque les cercles sont profonds, c'est-à-dire lorsque la ligne de rupture dépasse l'aplomb du centre du cercle vers le côté aval le massif du sol situé côté aval a un effet stabilisateur. En effet, les composantes tangentielles T du poids W de la tranche sont orientées en sens inverse des moments moteurs. Dans les formules (1) et (2), T devra être compté algébriquement de façon positive pour les tranches qui sont actives et négative pour les tranches passives.

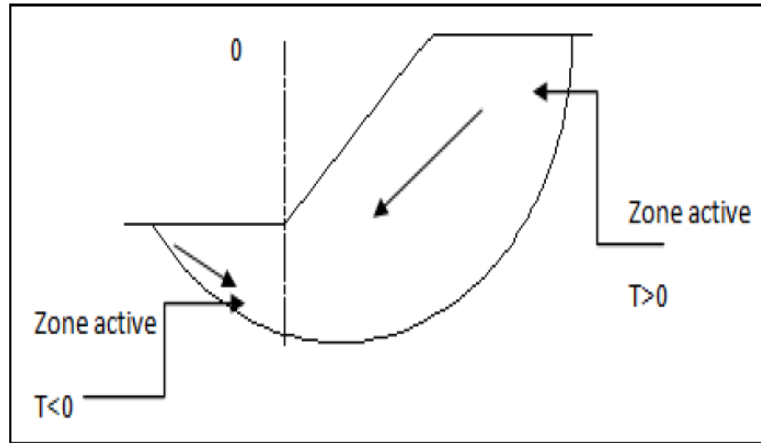


Figure 6: Cercle profond

- affectons les caractéristiques mécaniques c_i et $\tan \varphi_i$ de chaque couche du coefficient de sécurité minimal recherché F_{sa} :

$$c_i^* = \frac{c_i}{F_{sa}} \quad \tan \varphi_i^* = \frac{\tan \varphi_i}{F_{sa}}$$

La condition de stabilité du talus pour tous les cercles de rupture possible, déduite de la formule(1), devient alors :

$$\frac{\sum_{n=1}^{n=m} c_i \cdot AB + Nn \cdot \tan \varphi_i}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} > 1$$

Autrement dit, le coefficient de sécurité peut être appliqué directement sur les caractéristiques mécaniques.

- Avec les notations définies sur la figure 2, la formule peut s'écrire :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} \left(c_i \frac{b}{\cos \alpha} + W \cos \alpha \tan \varphi_i \right)}{\sum_{n=1}^{n=m} W \sin \alpha}$$

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

- b , la largeur des tranches.
- α , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- la hauteur de la tranche pour le calcul du poids W .

Cette dernière formule est très pratique pour l'élaboration de programmes de calcul.

3.4.3. Méthode des perturbations

Dans certains cas, la morphologie du site permet de prévoir la ligne de glissement la plus probable ou du moins son allure. Si celle-ci est ni circulaire ni plane, on parle de rupture quelconque. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes et le long de la surface de rupture.

Le coefficient de sécurité peut être calculé par la méthode des tranches mais il n'est plus possible de négliger l'action des forces internes agissant sur un plan vertical, de plus, pour la méthode de Bishop détaillée, le nombre d'équations obtenu par l'application des lois de la statique est insuffisant pour résoudre le problème. Il faut donc faire une hypothèse supplémentaire. Différentes méthodes basées sur ce principe ont été proposées. Ces méthodes reposent sur des calculs écrasants nécessitant des itérations.

3.4.4. Cas particulier (glissement plan)

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. La surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente[27].

3.5. les éléments de base du calcul

- Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessiteront de connaître :
- la nature des terrains ;
- les propriétés mécaniques des terrains ;
- la géométrie en 2 ou 3 dimensions du talus ;
- les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements)
- les risques.

3.5.1. Calculs après glissement (étude à posteriori)

Il s'agit dans ce cas de comprendre et d'analyser le glissement (notamment pour éviter qu'il ne se reproduise d'autres glissements dans les mêmes conditions). On va chercher à améliorer la situation de manière à avoir une sécurité acceptable.

3.5.2 Calculs avant le glissement (à priori)

Dans ce cas l'objectif du calcul c'est détermination la surface de glissement, qui, parmi l'infinité de surfaces de rupture envisageables, sera la plus critique.

Le calcul va donc consister à tester le plus grand nombre de surfaces possibles et à trouver par "tâtonnements" la surface la plus défavorable. chaque surface testée fera l'objet d'un calcul de stabilité qui fournira, en général la valeur de coefficient de sécurité F_s .

Le coefficient de sécurité du site sera le plus faible des valeurs obtenues.

3.6. Recherche de coefficient de sécurité du talus

Il est nécessaire de rechercher la surface présentant le plus faible coefficient de sécurité. si on suppose que cette surface est circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire définie à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. il existe de nombreux logiciels permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre du cercle le plus défavorable.

3.7. Choix de la valeur de F_s dans le calcul de stabilité

Il faut d'abord rappeler que l'application de ce coefficient a pour raison d'être fondamentale de se tenir « raisonnablement » éloigné de la rupture.

Dans cette optique générale, on peut distinguer deux rôles principaux joués par F_s :

- se tenir plus au moins éloigné de la rupture, selon la valeur que l'on attribue au site à protéger, ou encore selon l'importance du risque humain qui est associé à une éventuelle rupture dans cette optique, F_s apparaît donc comme un «coefficient d'assurance ».

- prendre en compte les différentes causes d'imprécisions et d'erreurs qui peuvent fausser le résultat d'un calcul. Rappelons les deux causes principales d'erreurs, lesquelles peuvent d'ailleurs se combiner, voir s'additionner, Incertitude sur la valeur réelle qui peut d'ailleurs changer avec le temps des paramètres pris en compte dans le calcul (C, φ, γ, U). Cette incertitude est d'autant plus grande que les investigations sur le site sont plus réduites.

Finalement, la valeur de F_s qu'on adopte dans un projet implique l'examen et la prise en compte des deux fonctions distinguées précédemment, lesquelles se trouvent ensuite confondues dans le chiffre retenu. Il n'y a donc, en la matière, que des cas d'espèces, et un choix correct de F_s suppose une bonne pratique de ces problèmes. a titre d'orientation, on peut dire qu'en règle générale, la valeur adoptée pour F est assez rarement inférieure à 1,5[28].

Tableau 3.1: Choix du coefficient de sécurité[28].

F_s	Etat de l'ouvrage
$1 > F_s$	danger
1-1,25	securité.contostable
1,25-1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages. Ou bien quand la rupture serait catastrophique
$F_s > 1,4$	Satisfaisante pour las barrages

3.8. 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, 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[26].

3.9. Autres alternatives pour l'analyse de la stabilité des pentes

Jusqu'à présent, toutes les méthodes qui ont été présentées sont basées sur des formes relativement simples à la surface de rupture: un plan ou un cercle. Mais dans la plupart des temps la surface de rupture est plus complexe, souvent à la suite des zones ou des couches de sol relativement faible. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer la stabilité en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement. A cause des incertitudes impliquées dans l'évaluation de la résistance au cisaillement et d'autres paramètres caractérisant le modèle analysé, le coefficient de sécurité doit vérifier un indice utile pour que la stabilité d'une pente soit assurée. Les méthodes d'équilibre limite, malgré leurs considérables approches, présentent parfois des insuffisances remarquables pour le cas des pentes naturelles. Ce qui a donné naissance à d'autres alternatives pour l'analyse de la stabilité des pentes telles que les méthodes probabilistes et les méthodes numériques[29].

3.10. Conclusion

Les méthodes d'équilibre limite diffèrent par la façon avec laquelle les conditions d'équilibre sont satisfaites et comment les forces inter-tranches sont incluses dans la solution. Elles peuvent être divisées en méthodes simples, complexes ou rigoureuses. Dans les méthodes simples, les effets des forces inter-tranches sont négligés, tandis qu'elles sont incluses dans la formulation des méthodes complexes. Les méthodes où toutes les conditions d'équilibre statique sont satisfaites s'appellent les méthodes rigoureuses.

A cause des incertitudes impliquées dans l'évaluation de la résistance au cisaillement et d'autres paramètres caractérisant le modèle analysé, le coefficient de sécurité doit vérifier un indice utile pour que la stabilité d'une pente soit assurée.

Les méthodes d'équilibre limite, malgré leurs considérables approches, présentent parfois des insuffisances remarquables pour le cas des pentes naturelles. Ce qui a donné naissance à d'autres alternatives pour l'analyse de la stabilité des pentes telles que les méthodes probabilistes et les méthodes numériques[26].

Chapitre 4 :
méthode de confortement

4.1. Introduction

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable.
- concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $Fs = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $Fs = 1,5$.

4.2. Terrassements

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

- les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai drainant en pied ;
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

4.2.1. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace.

L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit se justifier par la stabilité au renversement, par la stabilité au glissement sur la base et par la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. La stabilité au grand glissement suppose que :

- l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant.

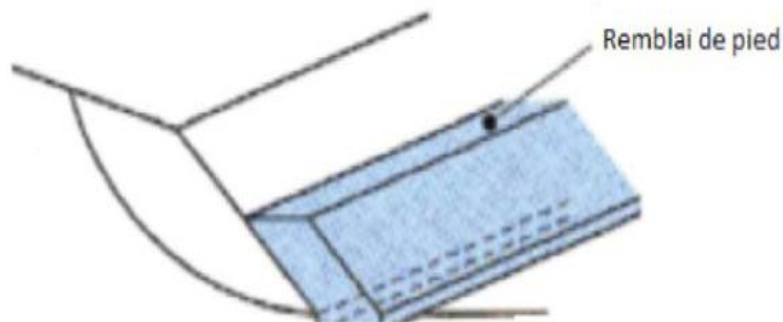


Figure 4.1 : Remblai de pied

4.2.2. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

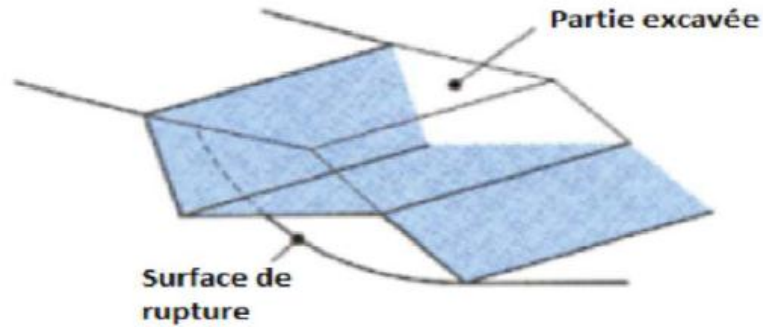


Figure 4.2 : Allègement en tête.

4.2.3. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel.

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

Notons que l'exécution de reprofilage a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

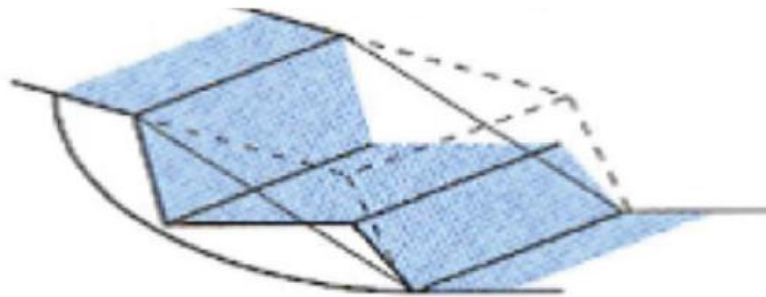


Figure 4.3 : reprofilage.

4.2.4. Purge des matériaux remaniés

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

4.2.5 Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus.

Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution[30].

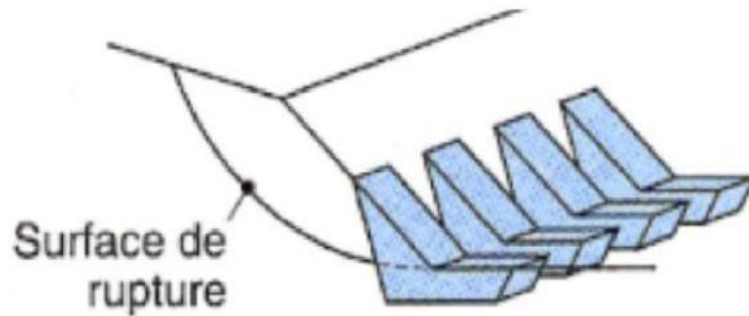


Figure 4.4 : substitution partielle.

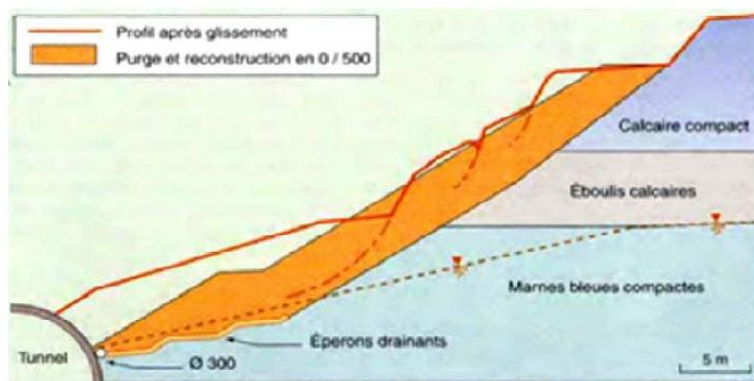


Figure 4.5 : substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay[30].

4.3. Le drainage

L'eau est considérée comme le facteur prépondérant de l'instabilité et donc des glissements des terrains. Ce dispositif permet de réduire l'action de l'eau (drainage, dissolution...) ainsi que de la canaliser pour l'évacuer hors des terrains instables. Il a pour objectif de diminuer la teneur en eau du sol grâce à l'interception des écoulements et au rabattement de la nappe phréatique, puisque son niveau s'abaisse lorsque son alimentation en eau diminue, ce qui permet donc de réduire la pression interstitielle qui s'exerce dans le sol, et joue un rôle central dans la déstabilisation des terrains argileux.

Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation en eau du site,
- Expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

Parmi ces méthodes, on trouve les techniques suivantes :

4.3.1. Tranchées drainantes

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- À la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 m sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remplissage est réalisé en matériau drainant ; un géotextile est parfois disposé comme filtre ;
- À la trancheuse : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage ;
- À la haveuse de paroi : les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 m). La technique de creusement est identique à celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3 m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

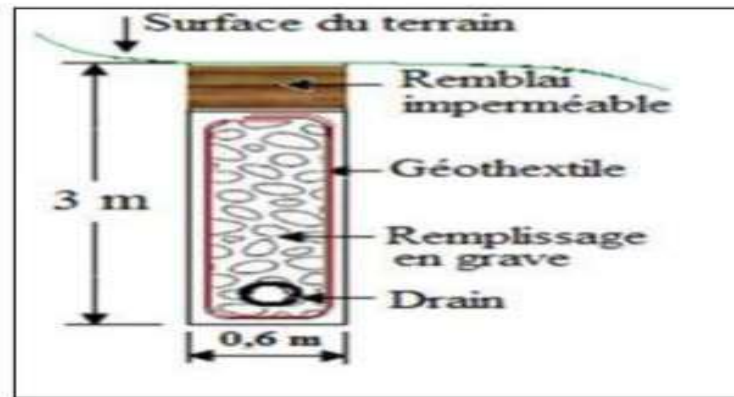


Figure 4.6 : Coupe d'une tranchée drainante.

4.3.2. Drains subhorizontaux

Cette technique consiste à réaliser des puits ou des tubes de petits diamètres légèrement inclinés (5%) vers l'extérieur pour permettre l'écoulement de l'eau au sein du terrain.

Leur exécution présente des difficultés liées par exemple à la longueur du drain à réaliser dans le cas de terrains à faible pente.

Cette technique est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels.

La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux). Le rayon d'action de chaque drain est faible.

La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas[31].

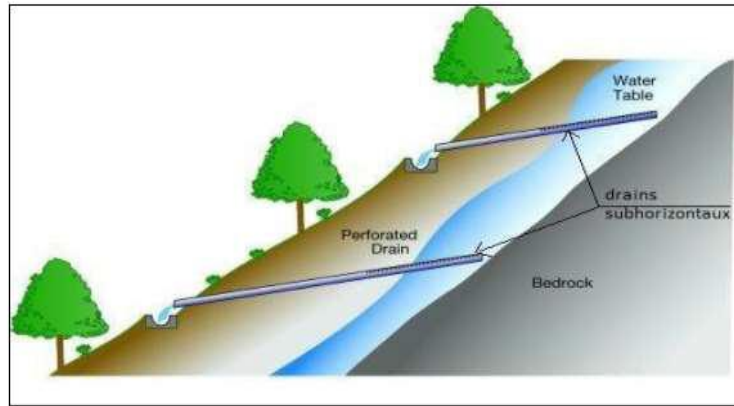


Figure 4.7 : Drains Subhorizontaux.

4.3.3. Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires frottant, très perméables mis en oeuvre en parement de talus. Le masque drainant remplit deux fonctions, il permet :

- D'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain
- De rabattre la nappe et apporter un gain de stabilité.

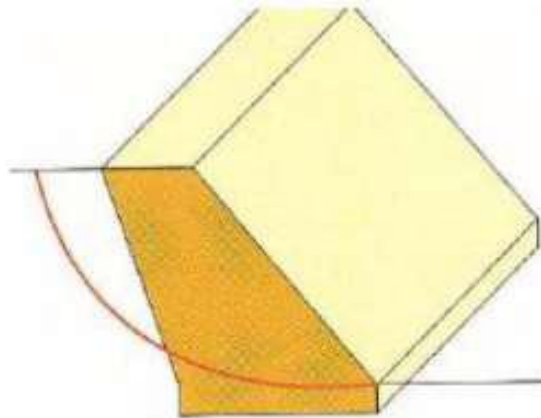


Figure4.8 : Schéma d'un masque drainant.

Généralement, pour une meilleure efficacité, la largeur moyenne L , du masque doit être supérieure à la moitié de la hauteur H , du talus. Généralement, on limite la hauteur à environ 5 ou 6m. (Gilles. S, Pierre.P.1998).

Les éperons drainants (masque discontinu) sont des saignées perpendiculaires au talus, assez profondes, régulièrement espacées et remplies de matériaux drainants et frottant. Les éperons drainants remplissent les mêmes fonctions qu'un masque drainant. Pour être efficaces, les éperons doivent entamer très profondément le talus (plusieurs mètres) et ne pas être trop espacés ($d = H$). Dans le cas de sols peu perméables ($k < 10 \text{ m/s}$), la solution éperons drainants devient moins économique car il faut réduire l'espacement des éperons. (Gilles. S, Pierre.P.1998).

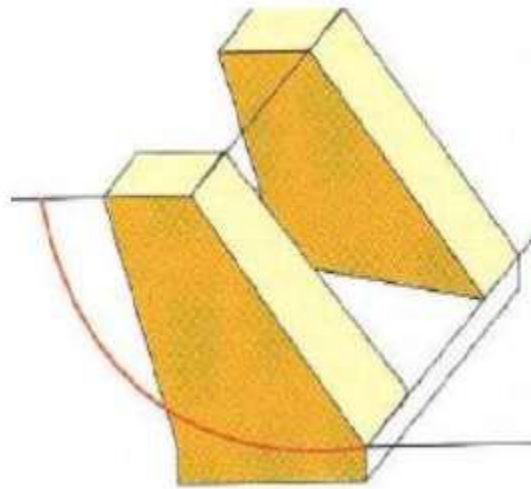


Figure 4.9 : Schéma d'éperons drainants.

4.3.4. Drains verticaux, puits et galeries drainantes

Les techniques des drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisés pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées :

gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.

Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limités en profondeur. Les galeries drainantes constituent un autre type d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage[32].

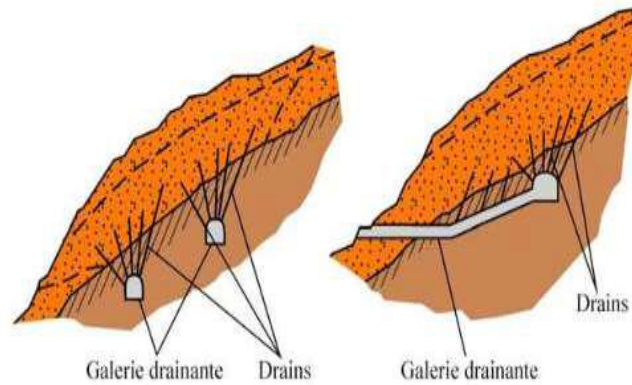


Figure 4.10 : Galerie drainante.

4.4. Le reboisement

La couverture végétale s'avère d'une importance considérable pour stabiliser les pentes, car les racines renforcent et fixent les couches de sols. C'est pourquoi les arbres et arbustes sont dotés de racines profondes et denses sont plus efficaces de réduire les mouvements de sols. La végétation aide surtout à prévenir les glissements de terrains superficiels, soit ceux d'une profondeur d'un à deux mètres. Les glissements plus profonds sur les pentes très abruptes, eux, sont moins influencés par le couvert végétal[33].

4.5. Élément résistant

La mise en place d'éléments résistants n'influe pas directement sur la cause du mouvement mais sur ses conséquences.

Les éléments résistants (types ouvrages de soutènements, tirants, ancrages, rangées de pieux...) visent à réduire ou arrêter les déformations. Ces techniques sont intéressantes dans le cas où les techniques de stabilisation type terrassement ou drainage ne peuvent être techniquement ou économiquement mises en oeuvre.

4.5.1. Murs de soutènements

Il existe plusieurs types d'ouvrages destinés à résister à la poussée des terres on distingue : les ouvrages rigides (murs en béton armé, béton...) et les ouvrages flexibles (rideau de palplanches).

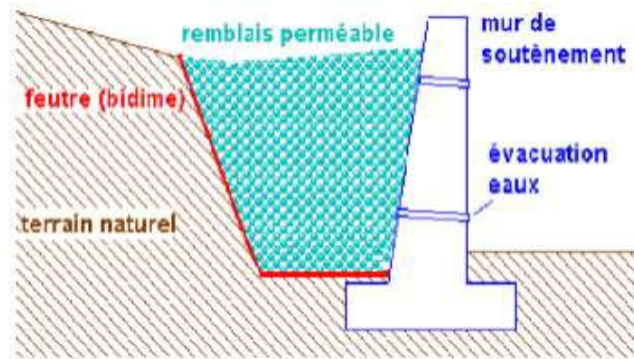


Figure 4.11 : Mur de soutènement.

Les murs de soutènements sont réalisés dans le but de stabiliser un talus instable utilisant leurs poids ou leurs rigidités.

❖ **Ouvrages rigides :**

Les ouvrages rigides ne sont pas toujours les mieux adaptées à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement peut prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression), et on cite à titre d'exemple les murs en béton.



Figure 4.12 : Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes.

❖ Ouvrages souples

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides[34].



Figure4.13 : Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes [35].

4.5.2. Tirants d'ancrages, clouage, pieux et barrette

4.5.2.1. Tirants d'ancrage

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant, afin de rétablir ou de renforcer la stabilité d'une fondation, au glissement ou au soulèvement.

Un tirant est constitué par une armature continue au diamètre d'une trentaine ou quarantaine de millimètres (barre unique ou faisceau de barres, tube, fils ou torons parallèles, câble,) scellée dans un forage sur une partie de sa longueur, par injection de coulis ou de mortier de scellement, ou ancrée mécaniquement dans un terrain.

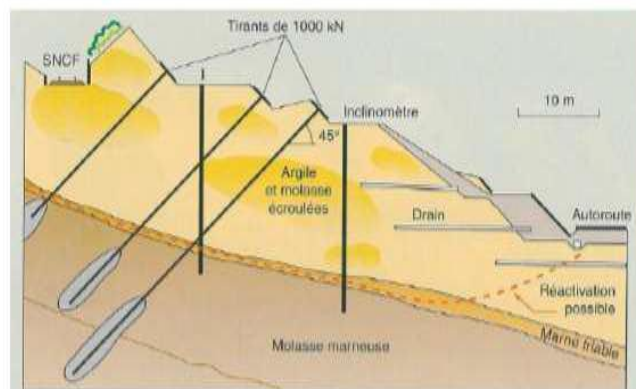


Figure 4.14 : Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41, (Haute-Savoie).

4.5.2.2. Le clouage

Désignée aussi par le terme cloutage. Les armatures, généralement métalliques, sont déposées perpendiculairement aux lignes de glissements éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.



Figure 4.15 :Un versant stabilisé par clouage.

4.5.2.3 Pieux et Barrette

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles (Sadaoui. O, 2015).

Le clouage de glissement par des pieux avec leurs inerties importantes d'où les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux à trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site. Si cette technique à trouver tant d'applications dans le renforcement des talus, c'est parce qu'elle est rapide à mettre en œuvre et quelle n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue deux grands groupes de pieux :

❖ **Pieux battus :**

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécuté en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.



Figure 4.16 : Photos pendant la réalisation de pieux battus.

- Les pieux sont fabriqués en béton précontraint et ont des dimensions fixes.
- Les pieux sont battus dans le sol à l'aide d'un mouton diesel ou hydraulique.

❖ Pieux forés :

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettent d'assurer la stabilité les parois de forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusque à la base du pieu[35].

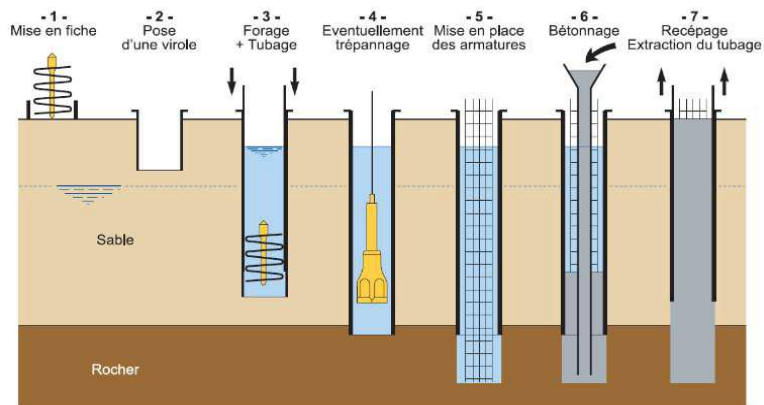


Figure 4.17 : Différentes étapes de la réalisation d'un pieu foré[35].

4.6. Choix de la méthode de confortement

L'ensemble des données géologiques, morphologiques et géotechniques ainsi que les calculs effectués pour déterminer le coefficient de sécurité F_s , confirme un mouvement de

glissement de terrain orienté dans le sens de la plus grande pente. Cette instabilité a été provoquée en partie par la nature du sol, la géomorphologie du site et les infiltrations des eaux de surface.

Pour traiter ce glissement, les procédés de confortement techniquement et économiquement possibles sont :

4.6.1. Soutènement par gabionnage

Cette solution consiste en la réalisation d'un mur en gabion au pied du talus aval de la chaussée assurant un ancrage suffisant dans le sol avec la réalisation d'un système de drainage adéquat.

4.6.2. Renforcement du sol par géosynthétique

La deuxième solution à proposer pour résoudre ce problème de glissement est la technique de renforcement par géosynthétique qui assure la stabilité à condition que la base des nappes soit posée sur le bon sol [36].

4.7. Conclusion

Cette modeste recherche bibliographique nous a permis de donner quelques indications sur les glissements de terrain, et de citer les principales causes de ces phénomènes, et les dégâts que peuvent engendrer, pour ensuite élaborer les techniques de confortement adéquates au type et à l'ampleur du mouvement et cela en procédant par les étapes suivantes :

- Etude géologique et géomorphologique (nature du terrain du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles...etc.) ;
- Etude hydrologique et hydrogéologique (repérage du niveau d'eau dans les puits, recueil des données météorologiques, mesures de débits de sources, mesures piézométriques...etc.) ;
- Etude géotechnique (détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de la couche de sol en mouvement) ;

Etude de stabilité par différentes méthodes (méthodes globales, méthodes des tranches);

L'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- par les risques qu'ils font encourir aux habitations et aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques.

- par la difficulté technique des confortements.
- par le coût toujours élevé des travaux de confortement.

Il est donc essentiel de faire des études approfondies, pour mieux adapter nos ouvrages aux impératifs du sol. Les études essentielles qu'on doit faire concernent :

- L'étude géologique du site.
- L'étude hydrologique et hydrogéologique du site.
- L'étude géotechnique.
- L'étude de stabilité par les différentes méthodes[37].

Chapitre 5

Modélisation numérique d'un talus

5.1. Introduction

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en oeuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de contrôler que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

Il existe plusieurs types de programmes parmi lesquels on citera le programme PLAXIS.

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux et en trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle de référence. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

5.2. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS

Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale, partant du modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiqués permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sol.

En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle à calculer » de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle.

C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

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

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

Les différents modèles utilisés par PLAXIS sont :

5.2.1. Le modèle de Mohr Coulomb (MC)

Le modèle de Mohr Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

Le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), la cohésion (c), l'angle de frottement (φ), l'angle de dilatance (ψ).

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires ou des corrélations entre les différents essais (laboratoires et in-situ).

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon).

5.2.2. Le modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hook ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont : les paramètres de rigidité élastique, le module de Young (E) et le coefficient de Poisson ν .

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches.

5.3. Type de comportement des matériaux

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont censés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol.

Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol.

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.

5.4. Etape de modélisation

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

a) Le programme d'entrée de données input : l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide du programme d'entrée des données input.

b) Le programme calculation : permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.

c) Le programme output : nous permet de visualiser les résultats sous différentes formes (déformation de maillage).

d) Le programme curves : nous permet d'avoir les interfaces courbes [37].

5.5. Présentation du modèle de calcul

L'étude va porter sur la modélisation d'un tunnel peu profond construit dans un terrain en pente, ce même modèle sera modifié par la suite en vue de faire une étude paramétrique, les paramètres modifiés sont :

- La position horizontale du tunnel.
- L'angle de la pente.

5.5.1. Définition du modèle de référence

Le modèle traité est schématisé sur la figure (5.1) pris de manuel plaxis. Il consiste à un tunnel circulaire de diamètre $D=3$ m construit dans un massif de sol hétérogène à une profondeur de $H=8$ m de la surface naturelle. Le tunnel est construit à l'aide d'un tunnelier pressurisé avec une pression de boue.

Le modèle comporte trois couches dont toutes étaient modélisées en utilisant le critère de Mohr-Coulomb. Les déplacements horizontaux et verticaux sont supposés nuls au niveau du substratum rocheux qui se trouve au fond ($U_x = 0; U_y = 0$). Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les côtés latéraux.

Le profil du sol est composé de trois couches de sols différents, les caractéristiques des trois couches sont représentées au tableau 5.1.

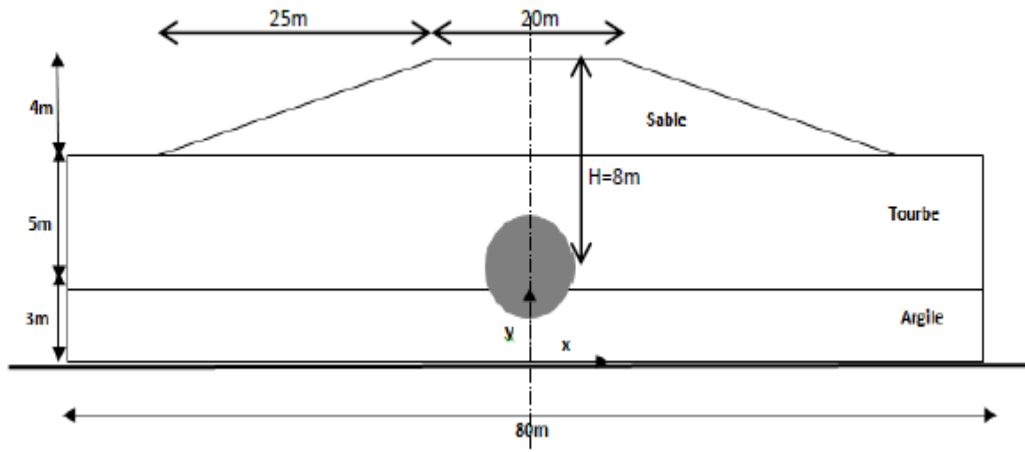


Figure 5.1: Définition du problème de référence (manuel plaxis)

Tableau 5.1 : Les propriétés du modèle de référence adoptés

Paramètres du modèle	Unités	Sable	Tourbe	Argile
Poids volumique sec	KN/m ³	16	8	15
Poids volumique humide (KN/m ³)	KN/m ³	20	11	18
Module de Young (KN/m ²)	KN/m ²	4038	561.7	1482
Coefficient de poisson	-	0.3	0.35	0.33
Cohésion (KN/m ²)	KN/m ²	1	5	2
Angle de frottement	(°)	30	20	24

5.5.2 les caractéristiques du revêtement de tunnel (plate)

Le revêtement du tunnel est composé de voussoirs en béton armé formant un anneau, et le comportement du revêtement est supposé élastique-linéaire.

Le revêtement de tunnel est traité comme élément poutre élastique ou les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la raideur axial EA , en Plaxis on utilise l'élément plate, les caractéristiques de l'élément plate sont représentées au tableau 5.2.

Tableau 5.2: Les caractéristiques de revêtement de tunnel(plate)

Paramètres	Symbole	Unité	Valeur
Type de comportement	-	-	Elastique
Rigidité axial	EA	kN/m	$1,2 \times 10^5$
Rigidité de flexion	EI	kN.m ²	$1,2 \times 10^4$
Coefficient de poisson	ν	-	0.15

5.5.3 Modélisation par éléments finis- Maillage retenu

Le modèle est symétrique, ce qui permet de modéliser la moitié de la géométrie (figure 5.2). L'élément à 15 nœuds est employé pour le maillage du modèle, le maillage est constitué en totalité de 509 éléments et 4292 nœuds. Un maillage relativement grossier (global coarseness) est utilisé pour tout le sol. La géométrie de la pente du prototype, le maillage des éléments finis et les conditions aux limites sont illustrés à la Figure (5.2).

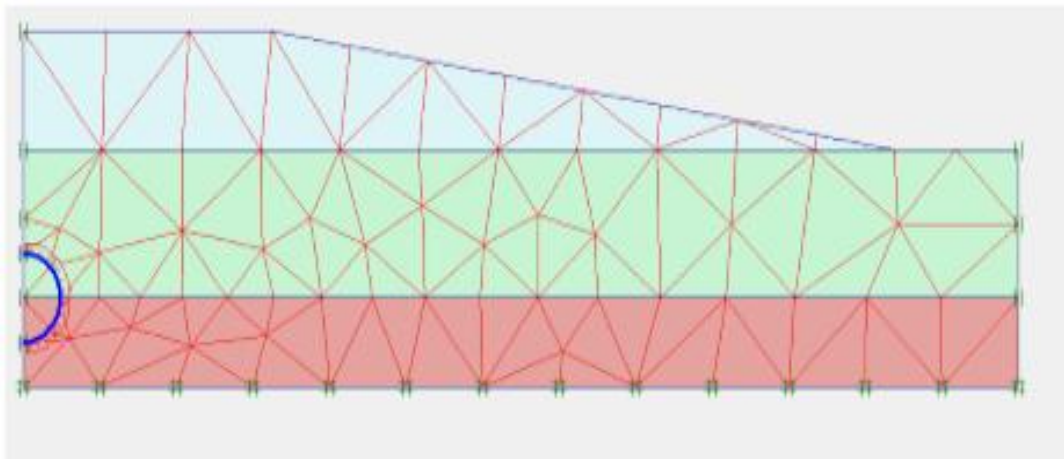


Figure 5.2: Maillage et conditions aux limites du modèle de référence

5.5.4. Génération des contraintes initiales

L'initialisation des contraintes se fait en condition K0 (procédure K0) ; le logiciel Plaxis propose par défaut un K0 selon la formule de Jaky ($K0 = 1 - \sin \phi'$). Dans la phase d'initialisation des contraintes il faut placer le sol initial à la place des éléments structuraux (désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément du sol créé par défaut) comme indique la figure ci-dessous. La génération des contraintes initiales nous donne une contrainte principale effective extrême de -151.89 kN/m^2 .

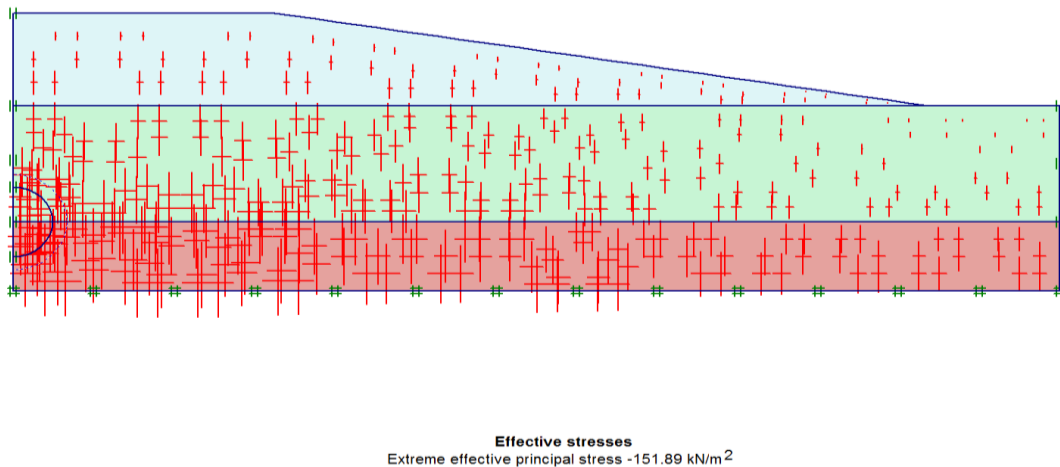


Figure 5.3 : Champ de contraintes initiales.

5.5.5. Phasage de calcul

PLAXIS 2D est capable d'analyser le problème à travers plusieurs étapes. Dans la phase initiale, la pente est analysée sous son poids propre, et les contraintes initiales sont calculées. Dans cette phase, "chargement gravitaire" un calcul plastique, ce qui est l'option recommandée pour les couches des sols non horizontaux cas des pentes.

Dans la phase 1 ; un calcul plastique est effectué (total multiplier) et les déplacements initiaux sont remettre à zéro.

Phase 2 : un calcul plastique est effectué (stage construction) et on active le tunnel.

Phase 3 : un calcul de coefficient de sécurité est effectué (phi-réduction) incrémental multiplier.

5.5.6. Validation du modèle

Le modèle de référence est modélisé et analysé à l'aide de PLAXIS 2D, les résultats obtenus sont représentés au figure 5.4 et figure 5.5

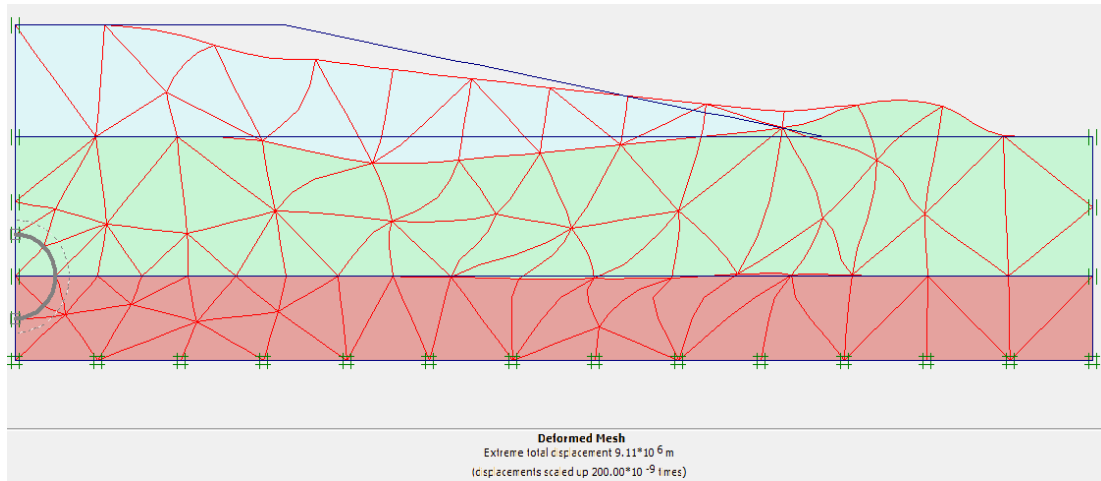


Figure 5.4: Représentation du maillage déformé (Avant la construction du tunnel)

La figure (5.4) montre le cercle de rupture de la pente avant la construction du tunnel. Les déplacements totaux sont égaux à 1.4×10^{-3} .

Le coefficient de sécurité égale à 1.816 figure 5.5

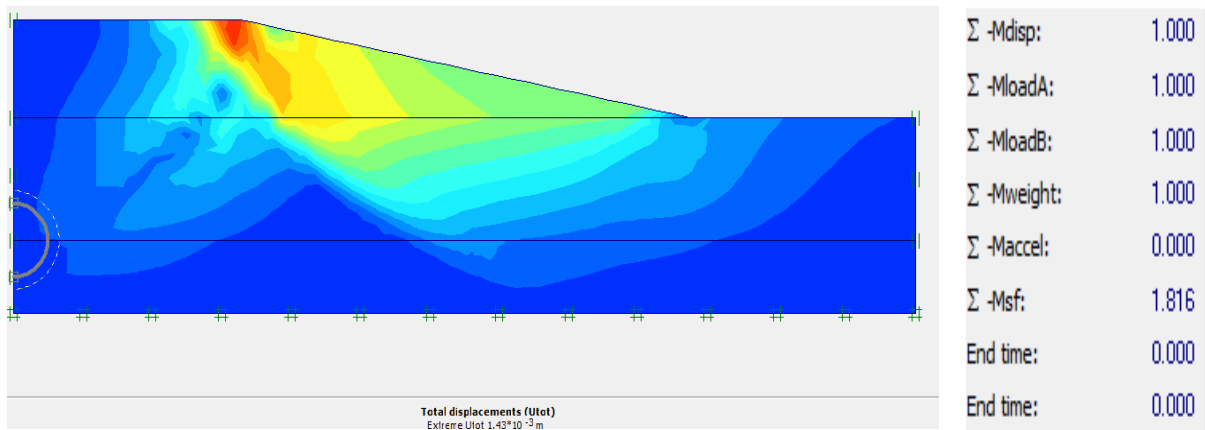


Figure 5.5: les déplacement totales (Avant la construction du tunnel) et coefficient de sécurité

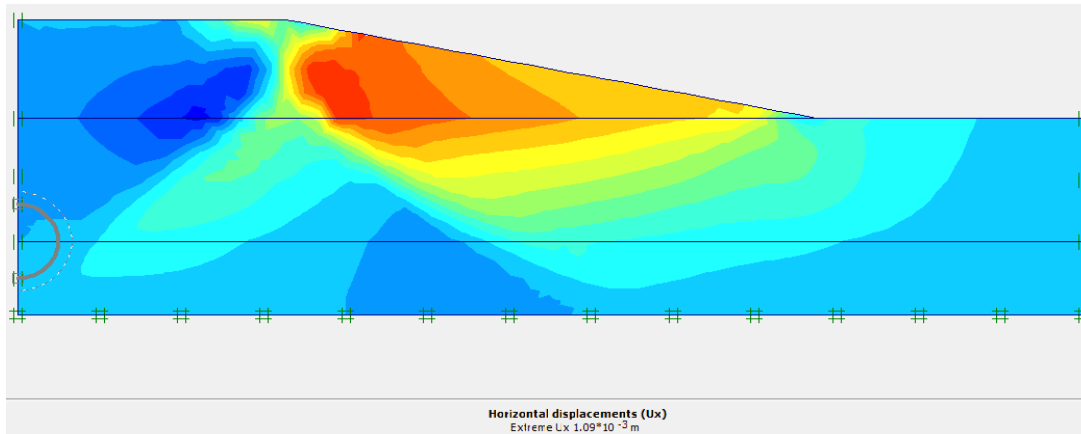


Figure 5.6: les déplacement horizontales 1.09×10^{-3} (Avant la construction du tunnel)

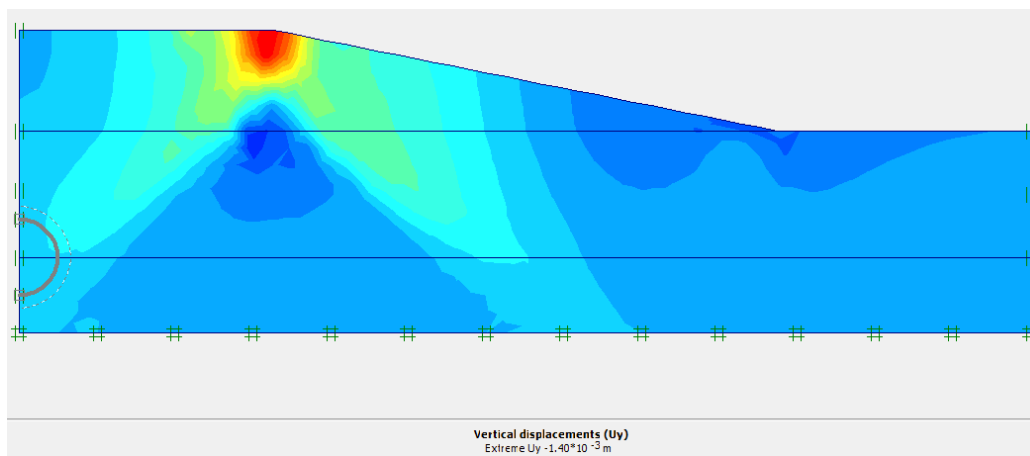


Figure 5.7 : les déplacement verticales 1.40×10^{-3} (Avant la construction du tunnel)

5.5.7 le comportement du talus après la construction du tunnel

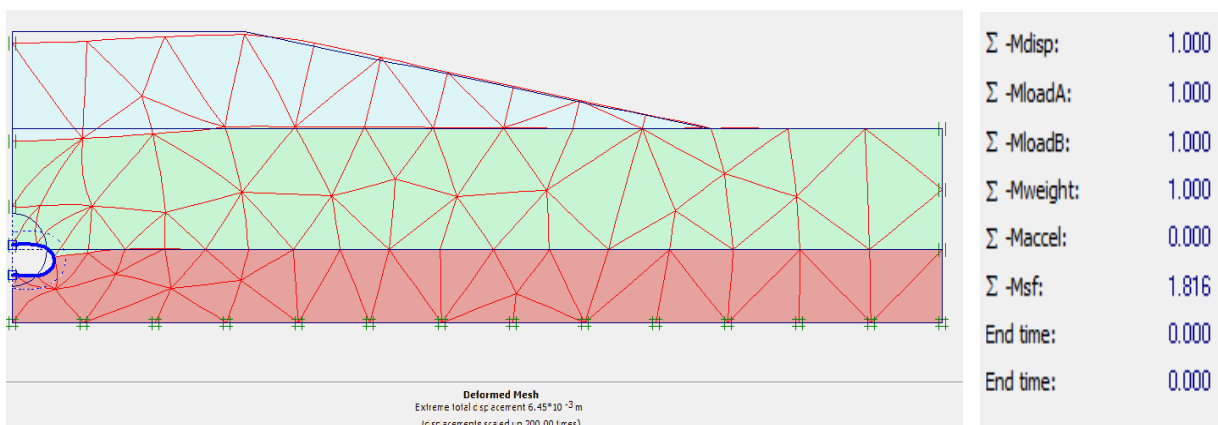


Figure 5.8: Représentation du maillage déformé (après la construction du tunnel)

Résultat et discussions : les résultats obtenus sont représentés au tableau 5.3

Tableau 5.3 : Comparaison du modèle de référence avant et après la construction de tunnel

Avant la construction de tunnel				Après la construction de tunnel			
F _s	U _t	U _x	U _y	F _s	U _t	U _x	U _y
1.816	1.43×10 ⁻³	1.09×10 ⁻³	1.40 ×10 ⁻³	1.816	6.45×10 ⁻³	1.53×10 ⁻³	6.39×10 ⁻³

D'après le tableau 5.3 on remarque que, le coefficient de sécurité n'est pas changé mais les déplacements sont légèrement augmentés. Ceci est due que le talus est stable avant et après la construction de tunnel et parce que le tunnel est loin du cercle de rupture.

5.6 Etude paramétrique

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, on peut utiliser notre modèle pour faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique. Il sera question de montrer l'effet de quelques paramètres sur le coefficient de sécurité, déplacements totaux, déplacement horizontal et les déplacement vertical. On utilise le même modèle de référence, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer et toujours dans des fourchettes raisonnables. On a trois types de paramètres :

- La position horizontale de tunnel.
- L'inclinaison de la pente.
- Le Niveau de la nappe phréatique.

5.6.1 L'effet de la position horizontal de tunnel

Dans cette partie, la position du tunnel a été modifiée horizontalement, il s'agira des positions suivantes : x= 1D, 2D,4D,6D,8D,10D, 12D avec la même profondeur H=8m.

5.6.1.1. Résultats des calculs à x=1D

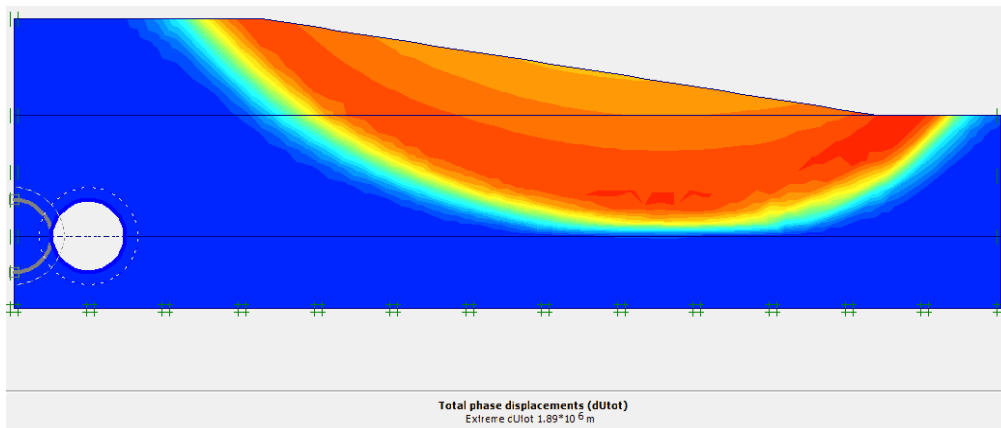


Figure 5.9: Cercle de rupture (après la construction du tunnel) (x=1D)

5.6.1.2 Résultats des calculs à x=2D

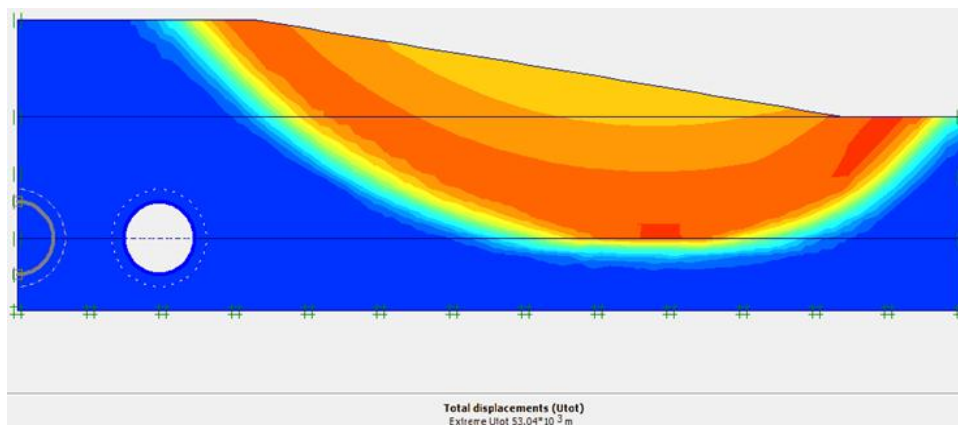


Figure 5.10: Cercle de rupture (après la construction du tunnel) (x=2D)

5.6.1.3 Résultats des calculs à x=4D

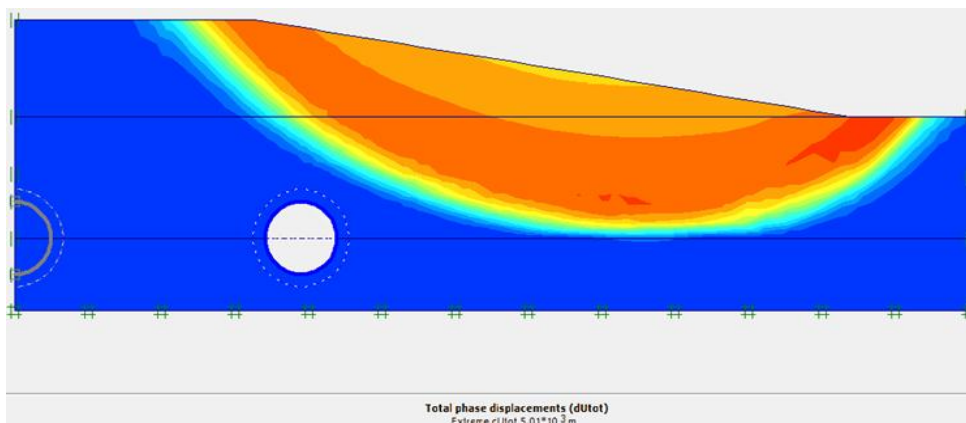


Figure 5.11: Cercle de rupture (après la construction du tunnel) (x=4D)

5.6.1.4 Résultats des calculs à $x=6D$

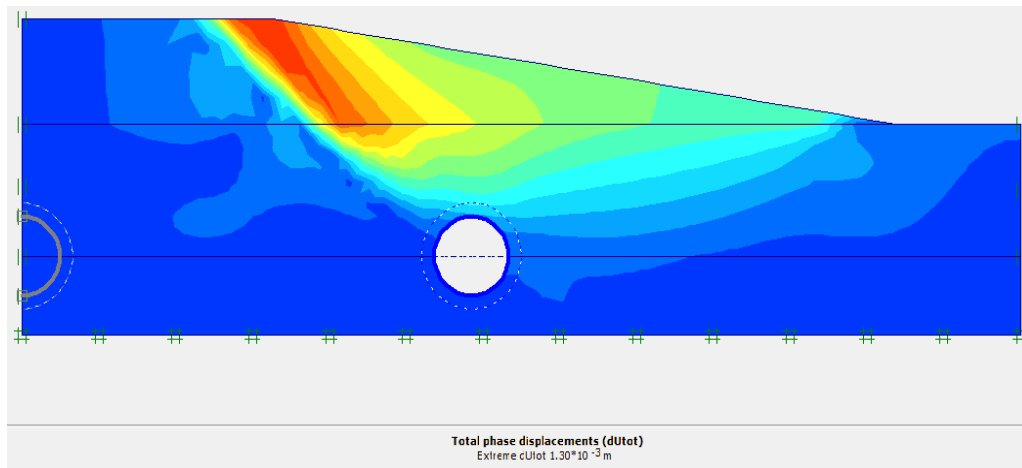


Figure 5.12: Déformée du maillage et Cercle de rupture ($x=6D$)

5.6.1.5 Résultats des calculs à $x=8D$

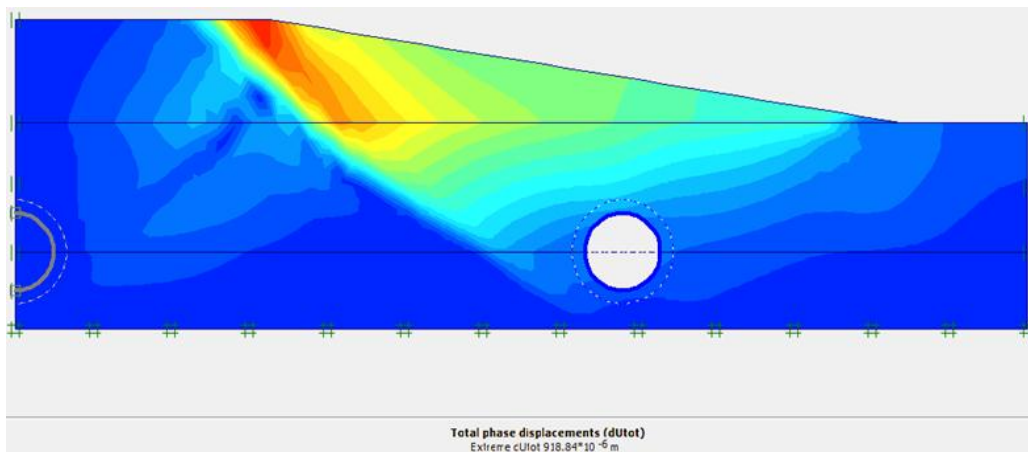


Figure 5.13: Déformée du maillage et Cercle de rupture ($x=8D$)

5.6.1.6 Résultats des calculs à x=10D

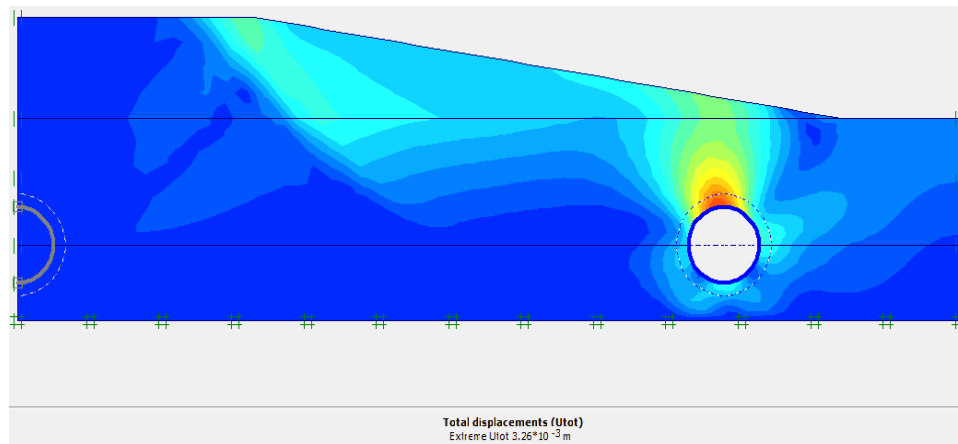


Figure 5.14: Déformée du maillage et Cercle de rupture (x=10D)

5.6.1.7 Résultats des calculs à x=12D

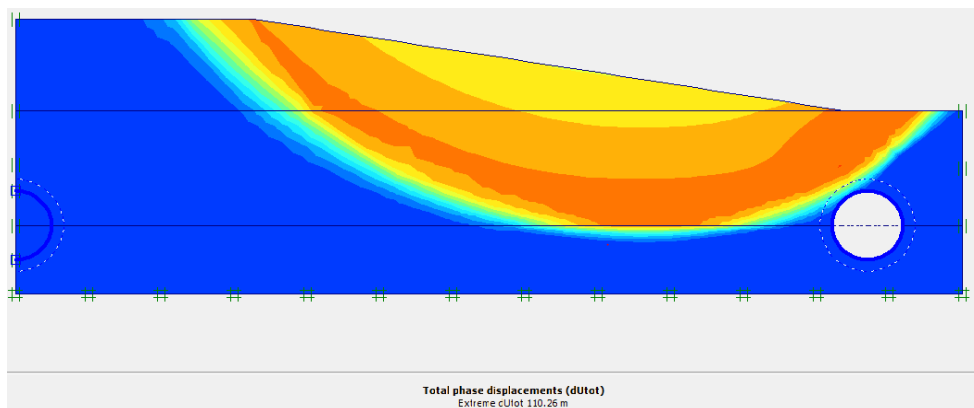


Figure 5.15: Déformée du maillage et Cercle de rupture (x=12D)

Les résultats obtenus sont représentés au tableau 5.4

Tableau 5.4: Valeurs du coefficient de sécurité Fs suivant leur position horizontale

position	0	1D	2D	4D	6D	8D	10D	12D
Fs	1,816	1,810	1,701	1,561	1,423	1,305	1,422	1,565

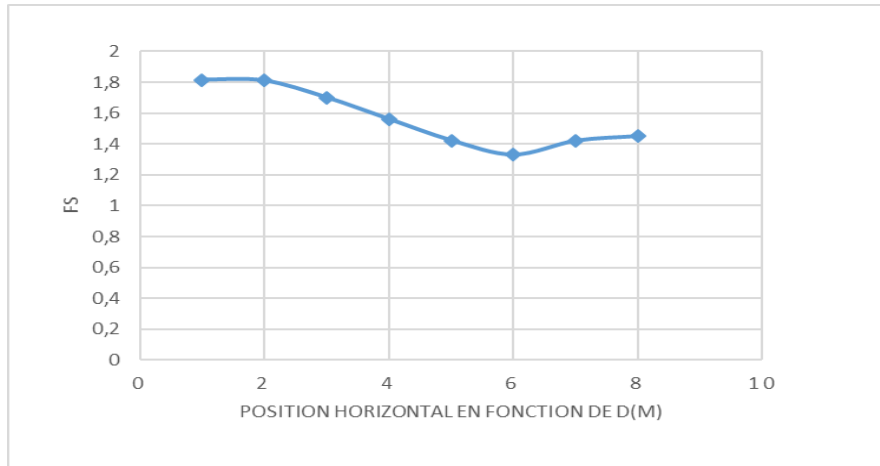


Figure 5.16 : coefficient de sécurité en fonction de la position horizontale de tunnel

Les résultats montrent que le creusement de tunnel influe sur la stabilité de talus en fonction de la position près de tunnel. Un cercle de rupture bien loin du tunnel donnant un, Fs stable. Néanmoins, le revêtement subit des déformations assez lisibles cependant ce n'est pas causé par la présence du cercle de rupture mais plutôt par la faible profondeur du tunnel à cet emplacement (H=4m).

5.6.2. Effet de l'angle de la pente β

Une étude paramétrique est effectuée en variant l'angle de la pente β ($38,65^\circ$, $21,80^\circ$, et $14,93^\circ$).

5.6.2.1 Résultats des calculs pour $\beta=38,65^\circ$

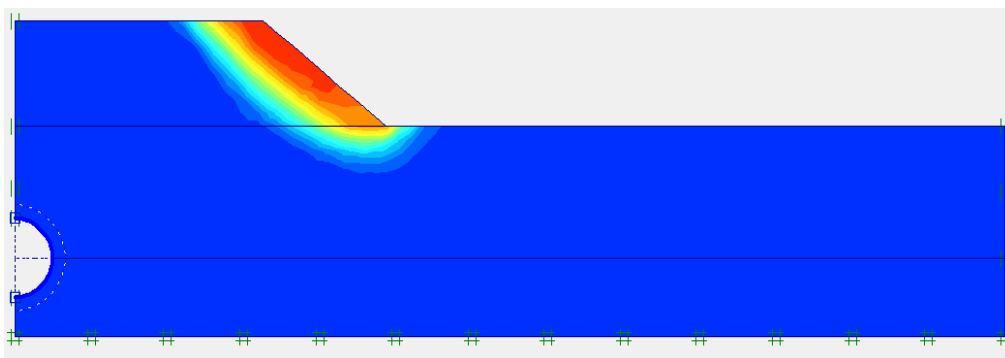


Figure 5.17: rupture pour un angle de ($38,65^\circ$).

5.6.2.2 Résultats des calculs pour $\beta = 21.80^\circ$

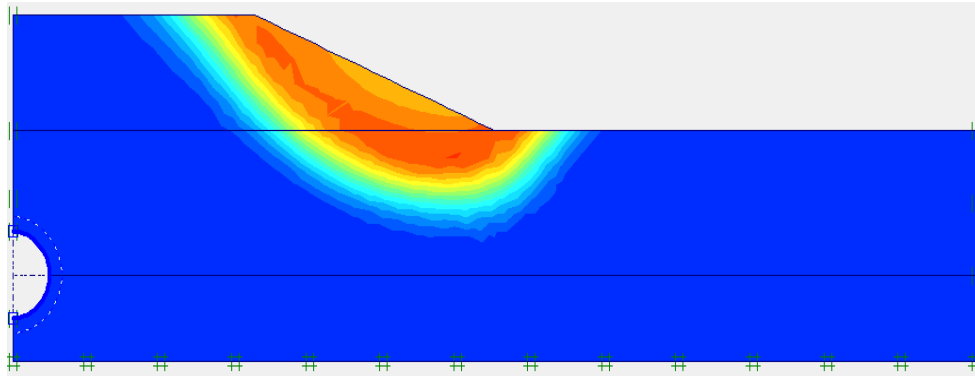


Figure 5.18: Déformée du maillage et Cercle de rupture ($\beta = 21.80^\circ$).

5.6.2.3 Résultats des calculs pour $\beta = 14.93^\circ$

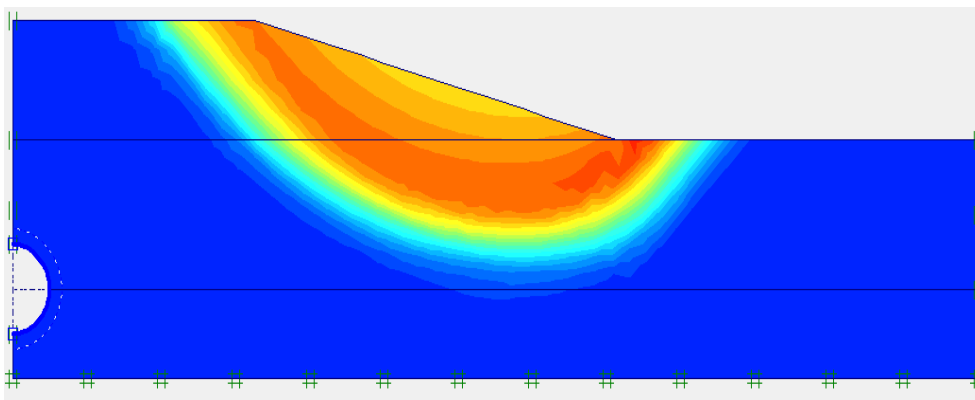


Figure 5.19: Déformée du maillage et Cercle de rupture ($\beta = 14.93^\circ$).

5.6.2.4 Résultats des calculs pour $\beta = 11.30^\circ$

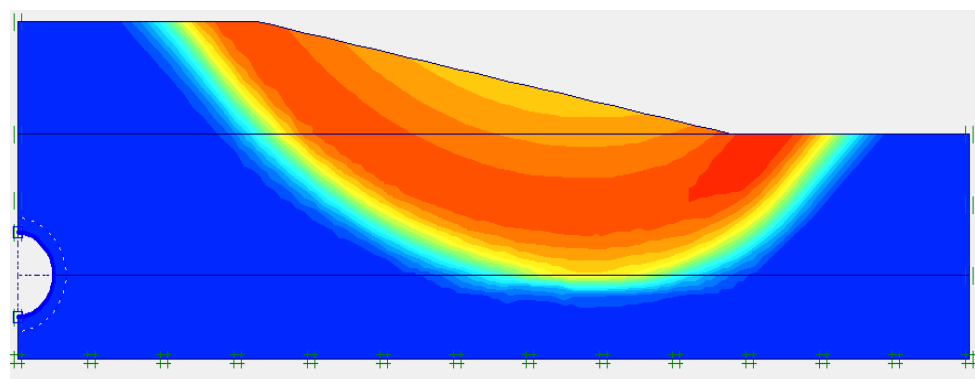


Figure 5.20: Déformée du maillage et Cercle de rupture ($\beta = 11.30^\circ$).

Les résultats obtenus sont montrés au tableau 5.5

Tableau 5.5: Valeurs de coefficients de sécurité en fonction de $\beta(^{\circ})$

Angle de la pente (β)	11.30	14.93	21.80	38.65
Fs	1,816	1,626	1,401	1,143

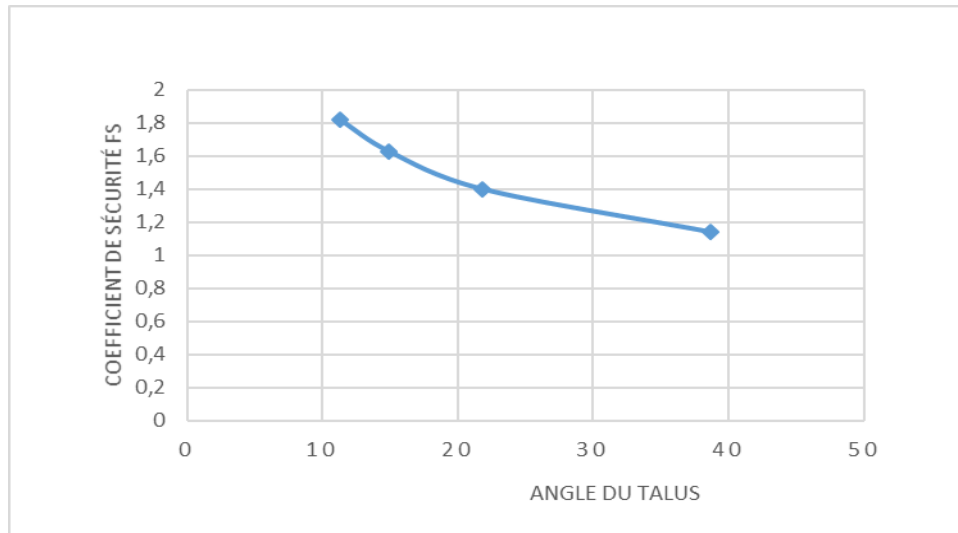


Figure 5.21: Effet de l'inclinaison du talus

Les résultats montrent que le coefficient de sécurité Fs diminue avec l'augmentation de la pente du talus.

5.6.3. Effet de la charge

5.6.3.1 Résultats des calculs pour la charge $q=10\text{kN/m}^2$

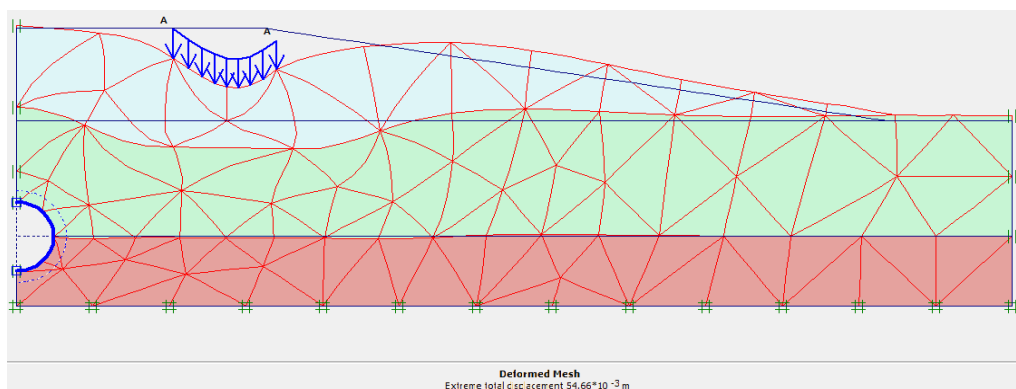


Figure 5.22: Déformée du modèle sous charge de 10kN/m^2

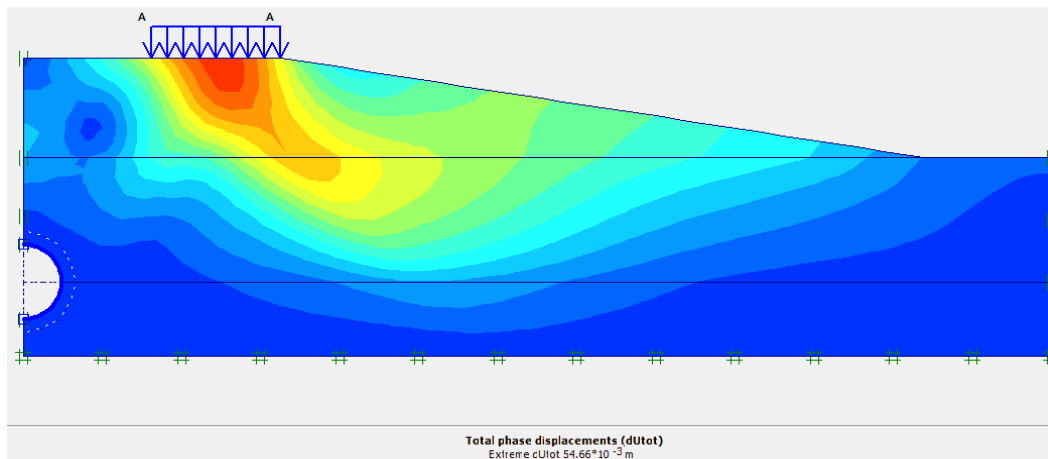


Figure 5.23: Déplacements totaux (q=10kN/m²)

5.6.3.2 Résultats des calculs pour la charge=30kN/m²

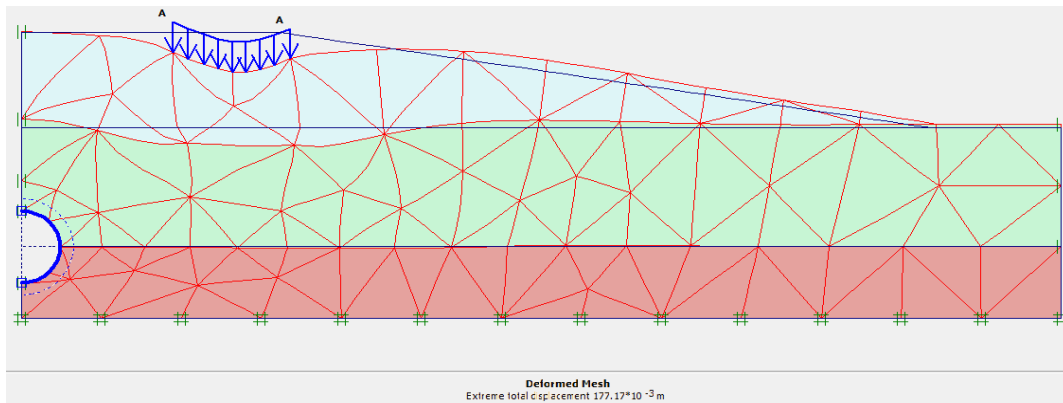


Figure 5.24: Déformée du modèle sous la charge 30 kN/m²

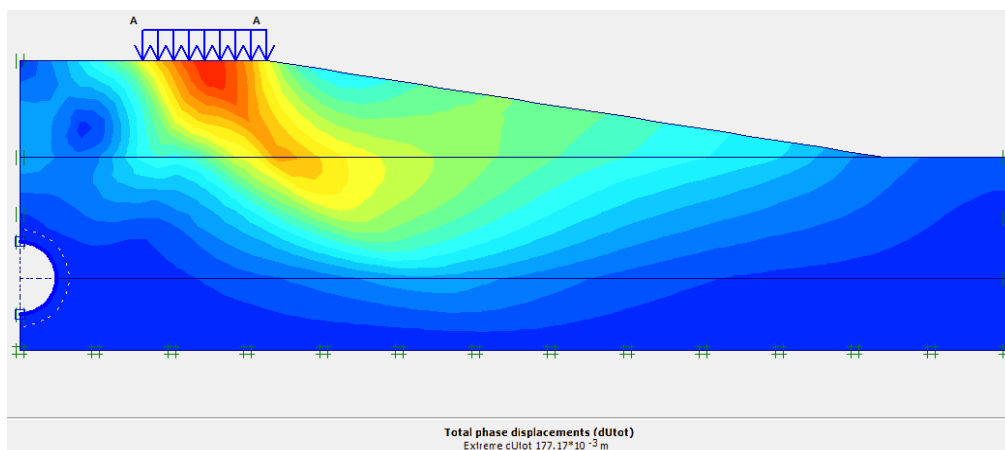


Figure 5.25 : Déplacements totaux sous la charge 30 kN/m²

5.6.3.3 Résultats des calculs pour la charge=50kN/m²

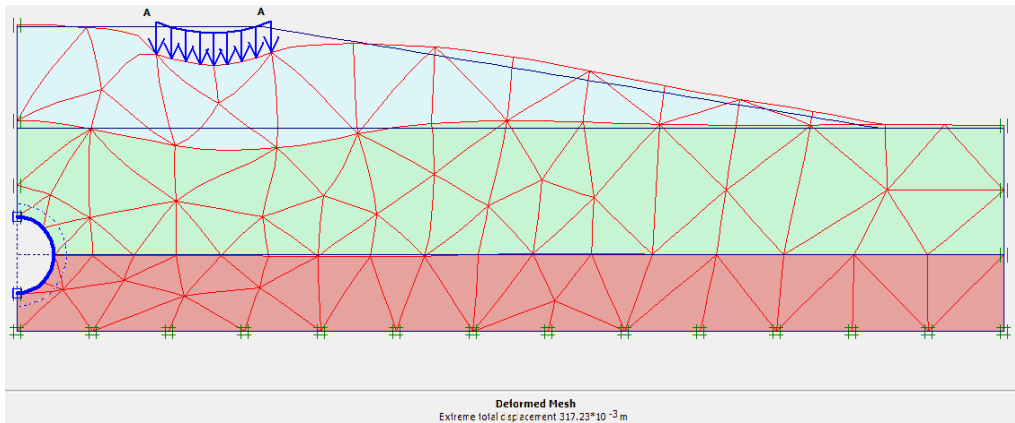


Figure 5.26: Déformée du modèle sous la charge 50kN/m²

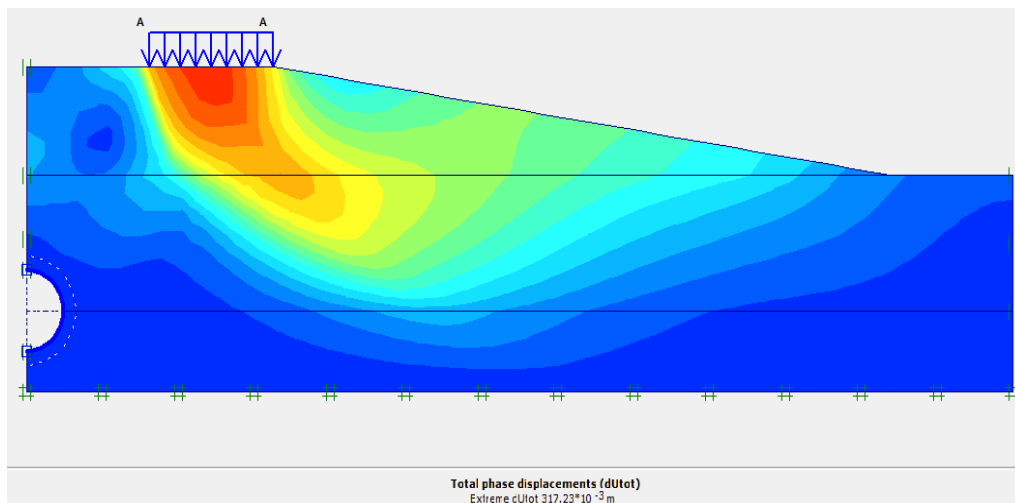


Figure 5.27 : Déplacements totaux sous la charge 50kN/m²

Les résultats obtenus sont représentés au tableau 5.5.

Tableau 5.6 : Valeurs de coefficients de sécurité en fonction de la charge

La charge(KN/m ²)	10	30	50
Fs	1.954	1.727	1.530

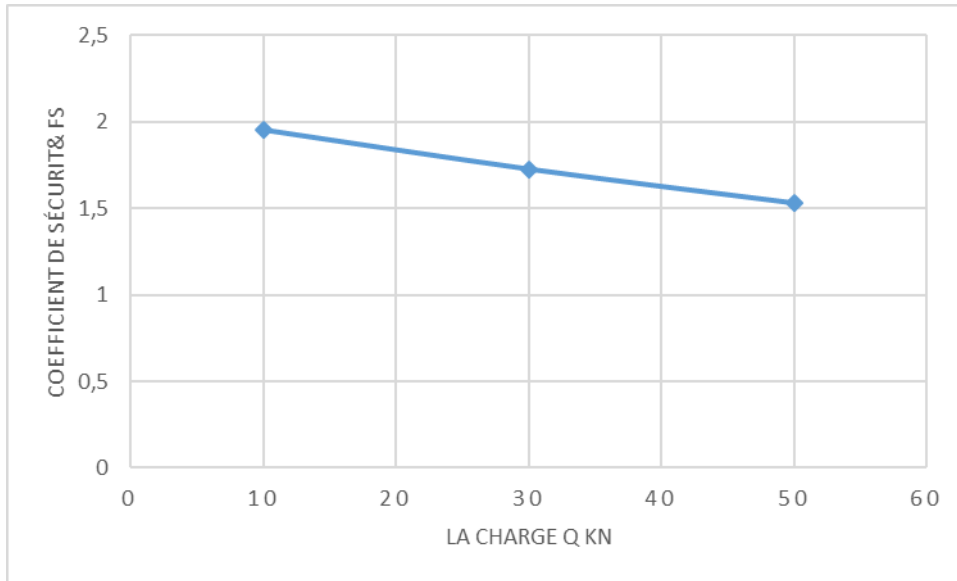


Figure 5.28: l'effet de la charge sur la stabilité de talus

5.6.4. Effet de de la nappe phréatique

5.6.4.1 Niveau de la nappe a Y=5m

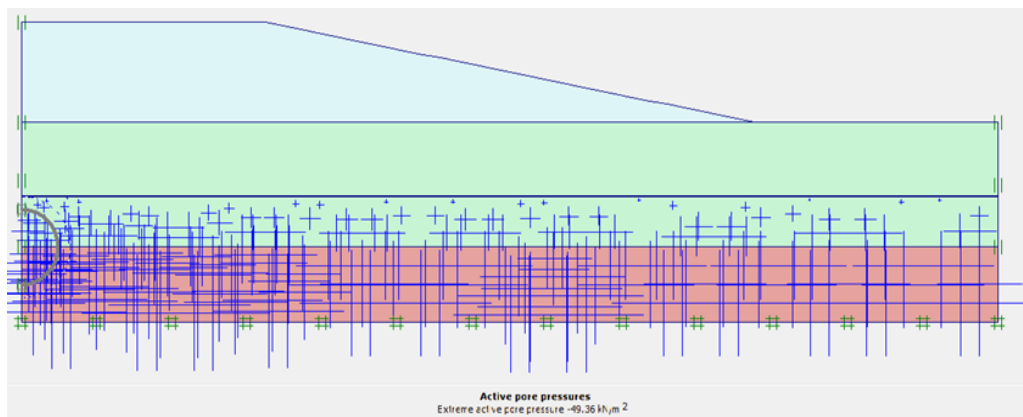


Figure 5.29: Pressions interstitielles y= 5m

5.6.4.2 Niveau de la nappe a y=8m

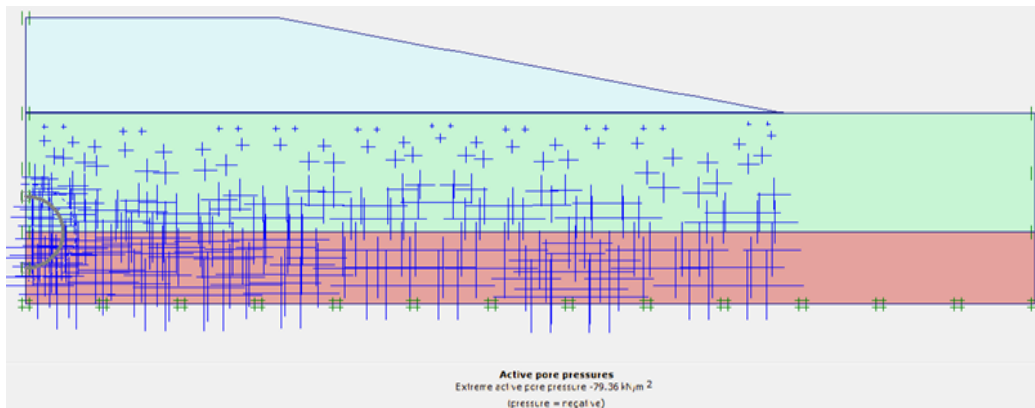


Figure5.30: Pressions interstitielles y=8m

5.6.4.3 Niveau de la nappe a y=10m

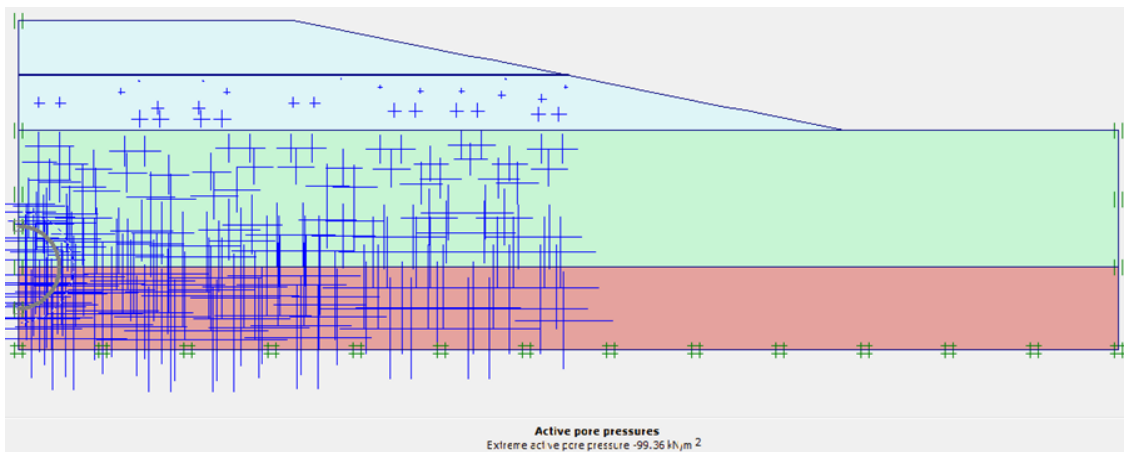


Figure5.31: Pressions interstitielles y=10m

Tableau5. 7 : Valeurs de coefficients de sécurité en fonction la nappe phréatique

la nappe phréatique Y(m)	5	8	10
Fs	1.633	1.282	1.200

Les résultats de l'étude paramétriques sur l'effet de la nappe phréatique sur la stabilité de talus, montrent que le talus n'est stable pour un niveau de la nappe au-dessus de tunnel, c.-à-d. un niveau supérieur a (8m).

5.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué plusieurs modélisations à travers le code de calcul PLAXIS 2D. La stabilité d'un talus soumis à creusement d'un tunnel a été étudié, une comparaison a été faite avant et après le creusement d'un tunnel en fonction du coefficient de sécurité, les déplacements totaux, les déplacement horizontales et verticales.

Une étude paramétrique a été faite pour décrire l'effet de la position de tunnel, l'effet de l'inclinaison du talus, l'effet de surcharge et l'effet de la nappe phréatique sur la stabilité du talus.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale

Un tunnel et une galerie souterraine creusée pour permettre à une voie de communication (route, voie ferrée, canal) de franchir un obstacle, on a présenté les aspects généraux des ouvrages souterrains, les différentes étapes d'investigation et les techniques de creusement. Le creusement en souterrain s'applique à toutes sortes de catégories de terrains. Suivant les cas, il sera utilisé l'explosif ou des méthodes purement mécaniques.

À partir de la classification des massifs rocheux, des méthodes de calcul empiriques, analytique et numériques sont exploitées pour définir la technique de creusement et le type de soutènement approprié pour assurer la stabilité du tunnel pendant l'excavation et l'exploitation du tunnel.

La réponse d'un massif aux sollicitations engendrées par le creusement d'un tunnel dépend de la nature de sol et de la technique de creusement.

L'étude bibliographique fait ressortir les différentes techniques de réalisation et de dimensionnement des tunnels. L'utilisation de technique de creusement par la méthode séquentielle doit être complétée par des mesures visant à renforcer le front de taille par des boulons en fibre de verre et mettre plus rapidement possible le soutènement.

Le comportement du tunnel est complexe et nécessite la prise en compte des transferts d'efforts à l'interface sol/ soutènement. Pour ce faire, différentes approches ont été menées (approche en stabilité et en déformation) ou un calcul numérique (approche simplifiées ou par homogénéisation ou la modélisation complète du terrain, des inclusions et leur interaction).

La modélisation numérique d'un talus subis d'une creusement d'un tunnel en utilisant le logiciel Plaxis 2D nous a permet de tirer les conclusions suivantes :

Tend que le creusement de tunnel est loin du cercle de rupture, Le coefficient de sécurité du modèle de référence n'est pas changé mais les déplacements sont légèrement augmentés et le talus est stable avant et après la construction.

Les résultats montrent que le creusement de tunnel influe sur la stabilité du talus en fonction de la position près du talus. Un cercle de rupture bien loin du tunnel donnant un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 donc le talus est stable. Néanmoins, le revêtement subit des déformations assez lisibles. Et lorsque le tunnel est près du cercle de rupture le coefficient de sécurité diminue, le talus n'est pas stable.

Conclusion générale

Les résultats montrent que le coefficient de sécurité F_s diminue avec l'augmentation de la pente du talus.

L'étude paramétrique sur l'effet de la charge sur la stabilité du talus montre que le talus est stable jusqu'à une valeur limite de la charge (50KN/m^2), pour une valeur supérieure de cette valeurs , le talus devient non stable.

Les résultats de l'étude paramétriques sur l'effet de la nappe phréatique sur la stabilité de talus, montrent que le talus n'est stable pour un niveau de la nappe au-dessus de tunnel, c.-à-d. un niveau supérieur a (8m).

Refferences bibliographiques

- [1]: BOUKHAROUBA Imane, RAZKALLAH Selwa, TEFFAHI Sara, fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Spécialité: Structures, Thème" Mouvements et stabilisation des sols", Université 08 Mai 1945 de Guelma.
- [2]: HADBI Zakaria ,DJELTI Mohamed, fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Spécialité : Geotechnique, Thème" Analyse et confortement d'un glissement de talus", Université de Tlemcen.
- [3]: GRABSI Rania, fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Spécialité: Geotechnique, Thème" Etude numérique de confortement d'un glissement de terrain au PK 410 de l'Autoroute Est-Ouest -Cas réel" ,Universite Badji Mokhtar – Annaba.
- [4]: MLLE. GOUAL Wissam, fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Spécialité : Geotechnique, Thème" Analyse de l'influence de la chronologie des travaux et des terrassements sur la stabilité des rives de barrage en terre", Univercite Abou Bekr Belkaid-Tlemcen.
- [5]: Boukehil Hadjer, Boumendjel Amel, Modalisation d'un tunnel bitube -prise en compte de l'effet de renforcement du front de taille », Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme de Master Académique Génie Civil, Université Mohammed Seddik Ben Yahia –Jijel, p:2.
- [6]: CETu2, 1998, Dossier pilote des tunnels : section 2, «géologie-hydrogéologie-géotechnique», Ministère de l'équipement, des transports se du logement –direction des routes, France.
- [7]: I. Benamar, (1996) «Etude des effets différés dans les tunnels profonds», Thèse de doctorat de l'école national des ponts et chaussées.
- [8]: M. Djenane, (2006) « Modélisation numérique de l'effet de la construction d'un ouvrage souterrain sur le comportement de la superstructure», Mémoire de magister, Université de Batna.
- [9]: R-M Faure, Mohamed Ghouari: outils-cetu. Creusement À l'explosif.

[10]: Pierre Gesta, «Tunneliers» Ingénieur de l'École Centrale de Paris, Ancien Directeur à la SOGEA, Président du Comité technique de l'Association Française des Travaux en Souterrains (AFTES).

[11]: El Houari Nesrine, Juin 2015, «Contribution À L'étude Mécanique Et Hydraulique Des Tunnels En Configuration Tridimensionnelle, Thèse de Doctorat de l'Université Abou-Bekr Belkaid – Tlemcen.p:16-17.

[12]: DJELLOUL Chafia Comportement du sol lors du creusement de tunnel cas du tunnel T4 d'El- Harouche Skikda .Doctorat en Sciences en Génie Civil 20/02/2020.

[13]: BOUSBIA NAWEL : INTERACTION ENTRE OUVRAGES SOUTERRAINSpp33

[14]: FRANCOIS MARTIN, 2012, « Mécanique des Roches et Travaux Souterrains ».

[15]: BENDJEMIL Sihem –, fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Spécialité: Géotechnique ,Thème" Étude du Rabattement d'une Nappe Phréatique sur le Comportement d'un tunnel circulaire", Université Badji Mokhtar-Annaba.

[16]: Kitchah Fethi, fin d'études pour l'obtention du Magistère en Génie Civil, Spécialité: Option : Interaction sol-structure, Etude numérique de la stabilité d'une section du Tunnel T4 de l'autoroute Est-Ouest, Université El Hadj Lakhdar –Batna.

[17]: BENJUI M. Les travaux souterrains en France : Passé, présent, avenir. Note de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers. (1996).

[18]:JAMEL Idris, « Accidents géotechnique des tunnels et des ouvrages souterrainméthodes analytiques pour le retour d'expérience et la modélisation numérique. », Thèse de Doctorat de l'université NANCY-INPL,[23 octobre 2007].

[19]: GANA Houssam , FARID Aghilasse, « Creusement et soutènement provisoire d'un tunnel métropolitain (cas du métro d'Alger –tronçon AïnNaadja) », Mémoire d'Ingénieur d'Etat en Génie Minier de l'Ecole Nationale Polytechnique-Alger,[juin 2014].

[20]: BOUVARD -LECOANET A. Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien. Presses de l'ENPC, Paris, 1992.

[21]:MAHLAL Abdelkrim et MEKNACHI Mokhtar ,«Dimensionnement du soutènement provisoire d'un tunnel „cas Métro d'Alger - Place des Martyrs »,Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines et Métallurgie ENSMM – Annaba ,[2015] .

[22]: Tunnels supporting technologies : www.roadtraffic-technology.com.

[23]: CETu 4.2, Novembre 2000, centre d'études des tunnels, dossier pilote des tunnels section 4.2, «Eclairage des tunnels».

[24]: Rapport géotechnique, Réalisation des tunnels de la nouvelle ligne, électrifiée khemis – Djelfa, tronçon 2 boughezoul – Djelfa.

[25]: Kaci Youcef, Khader mohamed merouane, Projet de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de MASTER, Spécialité: Géotechnique, Thème" Calcul de fondation et stabilité de talus du complexe sportif de Zéralda", Université M'HAMED BOUGARA BOUMERDES.

[26]: HADJAZ Mostafa,RABAH Tayeb, Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master, Spécialité: OAI, Thème" Analyse des pentes et talus par le logiciel phase", UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.

[27]: François Schlosser, Éléments de mécanique des sols, Presses de l'école Nationale des Ponts et chaussées, Paris, 2003.

[28]: SAAOUI Lounes, FIN D'ETUDES En vue de l'obtention du Diplôme de Master, Spécialité: Géotechnique et Environnement, Thème" Etude de la stabilité et de confortement d'une section de la RN 24 à Seket (Bejaia)", Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou.

[29]: LEFRIKI Souad, fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Spécialité: Conception et Calcul des Structures, Thème" EFFET DE LA VARIATION DE LA COHESION SUR LE COMPORTEMENT DES PENTES", Université Mohamed Khider – Biskra.

[30]: DURVILLE, J. L., & GILLE, S. (2008). Stabilité des pentes ,glissement en terrains meubles. Technique de l'ingénieur,traité de construction.

[31]: P.AIGLE, F.DESNOUVAUX (1983), J.P.PROST (1977). (Le drainage des talus par la technique des éperons évaluation par simulations tridimensionnelles de l'efficacité de la méthode et impact sur la stabilité), université de Nancy.

[32]: Contribution à la simulation au glissement de terrain cas de talus de la CW02 entre Baghlia et Naciria W. Boumerdes.

[33]: <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8> &.

ved=2ahUKEwjN0pPRvcbpAhWRz4UKHbMFBsUQFjAAegQIBBAB&url=http%3A%2F%2Fwww.environnement.gouv.qc.ca%2Fbiodiversite%2Fcapsules%2FCapsule15.pdf&usg=AOvVaw07gf3iOUEXLQMeGMraxYYZ.

[34]: Etude de confortement d'un glissement de terrain profond-RN24-Boulimat,Bejaia

[35]: Mémoire de master, juillet 2019 : ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN

RENFORCÉ PAR PIEUX, Université de Tlemcen.

[36]: Khadidja BELLOULOU, fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Spécialité : Géotechnique, Thème" Etude d'un glissement de terrain survenu sur la rn60 au pk 77+000 a kser el boukhari. Medea", Université saad dahlab de blida.

[37]: YAHIAOUI Ahmed, ZIBANI Khelifa, Fin d'études pour l'obtention du diplôme de master, Spécialité: Géotechnique, Thème" Etude de confortement d'un glissement de terrain profond -rn24- boulimat,bejaia", Université Abderrahmane Mira de Bejaia.