



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**
**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Laboratoire Géotechnique Environnement Et Aménagement
(LGEA)

MÉMOIRE DE MASTER 2 RECHERCHE
Géotechnique et environnement

Thème
***Analyse de la stabilité d'une paroi
d'excavation, cas du nouveau
siège d'Air Algérie***

Encadré par :
M^r BAHAR Ramdane
M^{elle} BLHASSANI Ouarda

Présenté par :
M^{elle} MEDJNOUN Amel
M^{elle} KEBIRI Fatiha



Master 2 : Promotion 2009-2010





Remerciement

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos cordiaux remerciements à nos familles qui nous ont soutenus et toujours encouragés durant nos études.

*Nos remerciements accompagnés de toute notre gratitude à notre promoteur Monsieur **BAHAR Ramdane**, pour nous avoir proposé ce sujet que nous trouvons très intéressant et d'actualité, pour ses précieux conseils et orientations, nous le remercions surtout pour nous avoir fait confiance durant toute cette année.*

*Nous remercions les membres du laboratoire LGEA pour leur aide considérable en particulier Mer **MELBOUCI**, Melle **LOUADJE**, Mer **BOUDELAL** et Melle **BELHASSANI***

Nous somme également reconnaissantes aux personnels de la bibliothèque de génie civil pour leur aide.

Nous remercions les membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner et de critiquer ce modeste travail.

Nos sincères remerciements vont à tous nos enseignants.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin, nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

« Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence ».

Amel et Fatiha



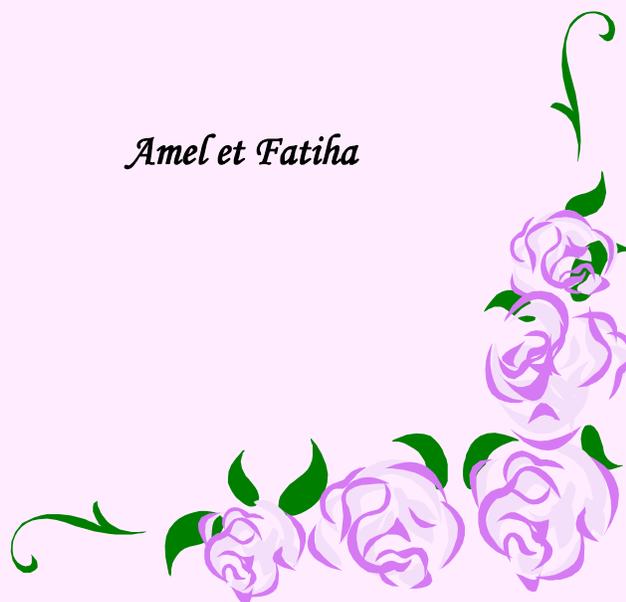


Dedicaces

Nous dédions ce modeste travail :

-  *Aux êtres les plus chères au monde nos parents.*
-  *A nos frères et sœurs*
-  *A nos amis*
-  *A toute la famille.*
-  *A toute la promotion 2010*

Amel et Fatiha



Sommaire

Introduction générale	1
<i>Partie bibliographique</i>	3
Chapitre I : Les murs de soutènements	4
I.1. Murs poids	
I.1.1. Définition des murs poids.	5
I.1.2. Les Domaine d'application.	5
I.1.3. Les différents types des murs poids.	5
I.1.4. Calcul des murs poids.	8
I.2. Les murs cantilever ou en béton armé	
I.2.1. Définition Les murs cantilever ou en béton armé.	9
I.2.2. Efforts appliqués au mur.	9
I.2.3. Les différents murs en béton armé.	10
I.2.4. Le pré-dimensionnement.	12
I.2.5. Méthode de vérifications des murs de soutènements.	12
I.3. la terre armée	
I.3.1. L'historique de la terre armée.	14
I.3.2. définition de la terre armée.	14
I.3.3. Les principaux composants de la terre armée.	14
I.3.4. La mise en œuvre de la terre armée.	15
I.4. Pneu sol	
I.4.1. Définition Pneu sol.	16
Chapitre II : Les parois de soutènements	17
II. 1. Les rideaux palplanches	
II.1.1. Définition des palplanches.....	18
II.1.2. Historique des palplanches.	18
II.1.3. Domaine d'emploi des palplanches.	19
II.1.4. Aspect technique des profilés.	19
II.1.5. mise en œuvre des palplanches.....	21
II.1.6. Tirants et liernes.	25
II.1.7. Principes de calcul des palplanches métalliques.	25
II.2. Parois moulées	
II.2.1. Historique et généralité des parois moulées.	31
II.2.2. Mise en-œuvre des parois moulées.....	31
II.2.3. Suivi des parois moulées.	39
II.2.4. Domaine d'application.	39
II.2.5. Parois préfabriquées.	40

II.2.6. Méthode de calcul des parois moulées.	41
II.2.7. Avantage et inconvénient des parois moulées.	50
II.3. parois Berlinoises	
II.3.1. Définition et historique des parois Berlinoises.	51
II.3.2. Principe de fonctionnement d'une paroi Berlinoise.	51
II.3.3. La mise en œuvre d'une paroi Berlinoise.	51
II.3.4. Domaine d'emploi.	52
II.3.5. Les différents types de parois.	53
II.3.6. Comparaison entre les différents types de parois.	56
II.3.7. Avantages et inconvénients des parois berlinoises.	57
II.4. Parois clouées	
II.4.1. historique et définition des Parois clouées.	58
II.4.2. Mise en œuvre.	58
II.4.3. Les matériaux utilisés.	62
II.4.4. Dimensionnement.	64
II.4.5. Comportement du mur cloué.	64
II.4.6. Calcul de la stabilité.	65
II.4.7. Etat limite de service : estimation des déformations.	70
II.4.8. Avantage et Inconvénients des parois clouées.	71
II.5. jet grouting	
II.5.1. Définition et historique de jet grouting.	72
II.5.2. Mise en œuvre des parois de jet grouting.	72
II.5.3. La différente géométrie de parois de jet grouting.	74
II.5.4. Domaine d'application.	74
II.5.5. Contrôles et vérification.	75
II.5.6. Avantages et inconvénients.	77
Chapitre III : tirants d'ancrages.	78
III. 1. Historique et définition.	2
III. 2. Domaines d'application.	2
III.3. Les différents types de tirants d'ancrage.	2
III. 4. Mise en place des tirants d'ancrages.	2
III. 5. Protection des tirants contre la corrosion.	2
III.6. Les essais de tirants.	85
III. 7. Calcul du tirant d'ancrage.	2
Conclusion de la 1^{ère} partie.	90
<i>Partie pratique.</i>	<i>91</i>
Chapitre I : Etude de la stabilité aux glissements avec TALREN.	92
I.1. Evaluation du risque de glissement sans les soutènements.	92
I.1.1. Définition d'un glissement.	92
I.1.2. Différents types de glissements de terrain.	92

I.2. Calculs de la stabilité.	95
I.2.1. Définition du coefficient de sécurité (F_s).	95
I.3. méthodes de calcul de la stabilité.	96
I.3. 1. Méthodes d'analyse globales.	96
I.3. 2. Méthodes par tranches.	98
I.4. Cas pratique : Etude de la stabilité de l'excavation d'air Algérie.	101
I.4.1. Présentation du projet.	101
I.4.2. Etude de la stabilité de l'excavation.	102
Chapitre II : Etude de la stabilité d'une paroi moulée avec FLAC.	130
II.1. Présentation du logiciel de calcul FLAC.	131
II.1.1. Introduction.	131
II.1.2. Le bureau de démarrage.	132
II.1.2.1. Fenêtre de dialogue « Model Options ».	132
II.1.2.2. Fenêtres principale.	133
II.1.3. Ecriture d'un fichier exécutable sous FLAC.	139
II.1.3. 1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul).	139
II.1.3. 2. Géométrie du problème.	139
II.1.3. 3. Choix de model de comportement et de ses paramètres.	139
II.1.3. 4. Détermination des différentes conditions initiales et limites.	142
II.1.3. 5. Spécification les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur.	142
II.1.3. 6. Résolution de problème.	142
II.1.4. Etude de couplage.	143
II.1.4.1. Le maillage n'est pas configuré en écoulement.	143
II.1.4.2. Le maillage est configuré en écoulement.	143
II.2. Présentation des données du nouveau siège aire ALGERIE.	143
II.2.1. Présentation du problème.	143
II.2.2. Données géotechnique du sol.	144
II.3. Modélisation et simulation de l'excavation.	148
II.3. 1. Mode du comportement.	148
II.3. 2. Le maillage.	148
II.3. 3. Les Conditions aux limites.	149
II.4. Procédure du calcul.	150
II.4.1. Résultats du calcul au glissement.	151
II.4.1. 1. Interprétation des résultats.	153
II.5. Phase de calcul.	154
II.5.1. Données Interface.	157
II.5.2. Interprétation des résultats.	162
Conclusion de la 2^{ème} partie.	164
Conclusion générale.	165

Liste des figures

Partie 1 : partie bibliographique

Fig. I. 1. Mur gabion métallique.....	6
Fig. I. 2. Gabion synthétique.....	6
Fig. I.3. Schéma de principe d'utilisation des gabions.....	6
Fig. I.4. Mise en place du mur caisson.....	7
Fig. I.5. Vue finale d'un mur caisson.....	7
Fig. I. 6. Mur en maçonnerie avec système de drainage.....	7
Fig. I. 7. Les différents types de murs en maçonneries.....	8
Fig. I. 8.Exemple d'un mur poids.....	8
Fig. I.9. Représentation des forces agissant sur le mur de soutènement.....	9
Fig. I.10. Mur en béton arme ou mur cantilever.....	9
Fig. I.11. Représentation des efforts appliqués sur le mur.....	9
Fig. I.12: mur en «T renversé» classique.....	10
Fig. I.13.Mur en T avec console.....	11
Fig. I.14. Murs en T avec contreforts.....	11
Fig. I.15.Mur en T avec ancrages.....	12
Fig. I.16. Pré-dimensionnement d'un mur cantilever.....	12
Fig. I.17. Stabilité au poinçonnement.....	13
Fig. I.18. Les écailles.....	15
Fig. I.19. Vue d'un mur de soutènement en Terre armée.....	15
Fig. I.20. La mise en œuvre de la terre armée.....	15
Fig. I.21. Rangement des pneus.....	16
Fig. I.22. Disposition des pneus.....	16
Fig. II.1. Serrure à la jonction de deux palplanches.....	18
Fig. II.2. Les palplanches en bois.....	18
Fig. II .3. Les palplanches en métal.....	19
Fig. II.4. Profilé en U.....	20
Fig. II.5. Profilé en Z.....	20
Fig. II.6. Un profilé de palplanche plate.....	20
Fig. II.7. Profilés HZ.....	21
Fig. II.8. Un rideau de palplanches PVC immergé.....	21
Fig. II.9. La mise en œuvre des palplanches avec presse hydraulique.....	22
Fig. II.10. Tirants plus liernes dans une fouille.....	25
Fig. II.11. Efforts soumis à un rideau de palplanches.....	25
Fig. II.12. Déformation de la palplanche.....	26
Fig. II.13. Distribution des contraintes.....	26
Fig. II. 14. Diagramme simplifié de Blum.....	27
Fig. II.15. Diagramme avec le conte buté.....	27
Fig. II.16. Diagramme des contraintes.....	28
Fig. II.17. Diagramme simple.....	28
Fig. II.18 .Déformation de la palplanche.....	29
Fig. II.19 .Diagramme des contraintes.....	29
Fig. II.20. Diagramme des moments.....	29
Fig. II.21. Relation de Blum : $\frac{a}{H} = f(\varphi^\circ)$	30
Fig. II.22.Diagramme des contraintes.....	30

Fig. II.23. Décomposition de Blum.	30
Fig. II.24. Schéma de mise en œuvre des parois moulées.	31
Fig. II.25. Benne preneuse.	32
Fig. II.26. L'excavation de la tranchée.	33
Fig. II.27. Soutènement par la boue.	33
Fig. II.28. Cage d'armature.	35
Fig. II.29. Joint semi circulaire.	35
Fig. II.30. Ferrailage et coulage d'un joint.	36
Fig. II.31. Ferrailage et coulage d'un joint.	37
Fig. II.32. Méthode d'exécution du premier panneau de paroi moulée.	38
Fig. II. 33. Méthode d'exécution du troisième panneau de la paroi moulée.	39
Fig. II.34. Rôle d'une paroi dans un barrage.	40
Fig. II.35. Rôle d'une paroi dans un barrage.	41
Fig. II.36. Principe de construction d'une paroi préfabriqué.	42
Fig. II.37. Diagramme des contraintes et courbes des moments.	42
Fig. II.38. Longueur élastique L'	40
Fig. II.39. Réaction au droit du tirant.	43
Fig. II.40. Réaction trapézoïdale au droit du tirant.	44
Fig. II.41. Réaction trapézoïdale au droit du tirant.	44
Fig. II. 42. Cas d'un écran isostatique.	45
Fig. II.43. Réaction au point droit du cas de 2 tirants.	46
Fig. II. 44. Effet d'un mur mitoyen.	47
Fig. II. 45. Abaque de φ et Ψ	48
Fig. II. 46. Mur en contact de l'écran.	48
Fig. II.47. Abaque de $\varphi(\xi)$ et $\Psi(\xi)$	49
Fig. II. 48. Risque d'un Renard hydraulique.	50
Fig. II.49. Schéma d'exécution d'une paroi Berlinoise.	52
Fig. II.50. Vue générale d'une paroi Berlinoise à Saint-Ouen.	53
Fig. II.51. Forage et mise en place des profilés métalliques.	54
Fig. II.52. Parois Berlinoise en cours d'exécution.	54
Fig. II. 53. Paroi Parisienne à Champs-sur-Marne.	55
Fig. II.54. Paroi Lutétienne en site urbain.	56
Fig. II.55. Schéma représentatif d'une paroi clouée :	58
Fig. II.56. Terrassement ;	59
Fig. II.57. Exécution de la première nappe d'armature	60
Fig. II. 58. Exécution de la couche de béton projeté	60
Fig. II.59. Mise en place des clous.	60
Fig. II.60. Schéma représentatif d'un clou ancré.	60
Fig. II. 61. Vue des clous après exécution.	61
Fig. II.62. Photo d'une Paroi clouée.	61
Fig. II.63. Schéma d'une perforation.	62
Fig. II.64. Déformation du mur en sol cloué.	64
Fig. II.65. Sollicitations des clous souples.	66
Fig. II.66. Abaque donnant q_s en fonction de la pression limite nette P_L^*	67
Fig. II.67. Comportement d'une inclusion rigide.	70
Fig. II.68. Déformation d'un mur clouée.	71
Fig. II.69. Paroi jet grouting.	72
Fig. II.70. Perforation du forage.	73
Fig. II. 71. Tête de la tige.	73

Fig. II.72. Remonté de la tige en injectant le coulis.....	74
Fig. II.73. Réalisation de plusieurs colonnes.....	74
Fig. II.74. Les différentes géométries des parois de jet grouting.....	74
Fig. II.75. Soutènement des parois tunnel.....	75
Fig. II.76. Bouchon.....	75
Fig. II.77. Echenillant prélevé dans des éléments de jet grouting.....	76
Fig. III. 1. Mur en tirant d'ancrage.....	79
Fig. III.2. Éléments constitutifs d'un tirant d'ancrage.....	79
Fig. III. 3. Paroi moulée tirantée.....	80
Fig. III. 4. soutènement des tunnels.....	80
Fig. III.5. mur de soutènement avec tirant d'ancrage.....	81
Fig. III .6. Coupe verticale d'un tirant d'ancrage.....	82
Fig. III. 7. Trou de forage.....	83
Fig.III. 8. Mise en œuvre des tirants.....	83
Fig.III. 9. Mise en œuvre des tirants.....	84
Fig.III. 10. Tête du tirant avec chaise d'appuis.....	84
Fig.III.11. Schéma des différentes classes de protection.....	85
Fig.III. 12. Manomètre de contrôle.....	86
Fig.III. 13. Mise en place de vérin.....	86
Fig. III. 14. Comparateur pour la mesure de l'allongement des tirants.....	86
Fig.III.15. Comparateur pour la mesure de l'enfoncement de la chaise.....	86
Fig.III. 16. Schéma d'un tirant d'ancrage.....	87
Fig.III.17. Abaques pour le calcul de q_s pour les sables les et graves.....	89
Fig.III.18. Abaques pour le calcul de q_s pour argiles et limons.....	89
Fig.III. 19.Abaques pour le calcul de q_s pour marnes et les craies, Mano-calcaires.....	89
Fig.III.20. Abaques pour le calcul de q_s pour le rocher altéré et fragmenté.....	89

Partie 2 : partie pratique.

Fig. I.1. Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.....	93
Fig. I.2. Glissement plan.....	93
Fig. I.3. Glissement circulaire.....	94
Fig. I.4. Glissement circulaire.....	94
Fig. I.5. Phénomène de fluage.....	95
Fig. I.6. Coulée boueuse.....	95
Fig. I.7 : schémas de base d'un glissement rotationnel en milieu homogène.....	96
Fig. I.8. Répartition des contraintes.....	98
Fig. I.9. Cercle de rupture par apport au pied ' b '.....	98
Fig. I.10. Cercle de rupture par apport à la base résistante.....	98
Fig. I.11. Méthode par tranché.....	99
Fig. I.12. Représentation des forces sur la tranche n.....	100
Fig. I.13. Perspective de nouveau siège d'Air Algérie à Bab Ezzouar.....	102
Fig. I.14. Représentation et dimensionnement de l'excavation.....	103
Fig. I.15. Identification des zones à l'écran (en modePhasage/Calculs).....	105
Fig. I.16. Le menu, les barres de boutons et le navigateur.....	106
Fig. I. 17.Menu principal/.....	106
Fig. I.18. Exemple des principaux types de données.....	107
Fig. I.19. La barre de boutons principale.....	107
Fig. I.20. La barre de boutons contextuelle « Données».....	108
Fig. I.21. La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".....	108
Fig. I.22. Navigateur des phases et situations.....	109
Figure I.23. Renforcements admis par TALREN.....	110

Figure I.24. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellenius pour le 1 ^{er} profil sans renforcement.....	111
Figure I.25. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 1 ^{er} profil sans renforcement.....	112
Figure I.26. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 1 ^{er} profil sans renforcement.....	113
Figure I.27. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellenius pour le 2 ^{ème} profil sans renforcement	114
Figure I.28. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 2 ^{ème} profil sans renforcement.....	114
Figure I.29. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 2 ^{ème} profil sans renforcement.....	115
Figure I.30. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellenius pour le 3 ^{ème} profil sans renforcement.....	116
Figure I.31. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 3 ^{ème} profil sans renforcement.....	117
Figure I.32. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 3 ^{ème} profil sans renforcement.....	117
Figure I.33. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellenius pour le 1 ^{er} profil avec renforcement	119
Figure I.34. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 1 ^{er} profil avec renforcement.....	120
Figure I.35. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 1 ^{er} profil avec renforcement.....	120
Figure I.36. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellenius pour le 2 ^{ème} profil avec renforcement.....	121
Figure I.37. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 2 ^{ème} profil avec renforcement.....	122
Figure I.38. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 2 ^{ème} profil avec renforcement.	122
Figure I.39. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellenius pour le 3 ^{ème} profil avec renforcement.....	123
Figure I.40. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 3 ^{ème} profil avec renforcement.....	124
Figure I.2.41. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 3 ^{ème} profil avec renforcement.	124
Figure I.42. diagramme des contraintes normales ,cisaillements et de la pression interstitielle, sans renforcement.....	127
Figure I.43. diagramme des contraintes normales, cisaillements et de la pression interstitielle, avec renforcement.....	128
Fig. II.1. Le bureau de démarrage e (fenêtre principale).	131
Fig. II.2. Fenêtre de dialogue « Model option ».	132
Fig. II.3. Menu déroulement principale dans la configuration graphique.	133
Fig. II.4. Menu File dans la configuration graphique de FLAC GIIC.....	134
Fig. II.5. Menu Show dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	134
Fig. II.6. Menu Show dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	135
Fig. II.7. Menu View dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	135
Fig. II.8. Menu View sous forme de barre d'outils.	135
Fig. II.9. Menu Help dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	136

Fig. II.10 : Barre d'outils dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	136
Fig. II.11 : Barre d'outils BUILD dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	136
Fig. II.12 : Barre d'outils ALTER dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	137
Fig. II.13 : Barres d'outils MATERIAL dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	137
Fig. II.14 : Barre d'outils IN SITU dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	137
Fig. II.15 : Barre d'outils STRUCTURE dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	138
Fig. II.16 : Barre d'outils UTILITY dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	138
Fig. II.17 : Barre d'outils SETTINGS dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	138
Fig. II.18 : Barre d'outils PLOT dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	138
Fig. II.19 : Barre d'outils RUN dans la configuration graphique de FLAC GIIC.	139
Fig. II.20 : Critère de rupture de Mohr Coulomb dans le FLAC.	141
Fig. II.21. Coupe verticale représentative du problème à étudié.	144
Figure .II.22. Maillage adopté.	149
Fig. II.23. Schéma représentatif des conditions aux limites.	149
Figure .II.24. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC 2D.	151
Figure .II.25. Résultat de calcul, déplacement du massif de sol avant renforcement.	152
Figure .II. 26. Résultat de calcul, déplacement du massif du sol avant renforcement	152
Figure .II. 27. Résultat de calcul, déplacement du massif du sol avant renforcement	153
Figure .II.28. Représentation de l'excavation avec paroi	154
Figure .II.29. Représentation du profil 1 de l'excavation avec paroi et tirants	155
Figure .II.30. Déplacement horizontal du premier profil	155
Figure .II.31. Déplacement vertical du premier profil	156
Figure. II.32. les différentes propriétés de l'interface	157
Figure .II.33. Représentation du profil 2 de l'excavation avec paroi et tirants	158
Figure .II.34. Déplacement horizontal du deuxième profil	158
Figure .II.35. Déplacement vertical du deuxième profil	159
Figure .II.36. Représentation de l'excavation avec paroi et tirants du profil 3	160
Figure .II.37. Déplacement horizontal du troisième profil	161
Figure .II.38. Déplacement vertical du troisième profil	161

Liste des tableaux

Partie 1 : partie bibliographique

Tableau. II.1. Les caractéristiques des différentes parois.	57
Tableau. II.2. mélange de béton projeté [Höck & Wood, 1988].	63
Tableau. II.3. Tableau choix des courbes pour l'estimation de q_s	68
Tableau. II.4. coefficient de sécurités partielles applicables aux clous.	68
Tableau. III.1. valeur de coefficient " α " pour le calcul de diamètre de bulbe (Bustamante)	88

Partie 2 : partie pratique.

Tableau. I.1. Profil géotechnique de calcul N°1.	104
Tableau. I.2. Profil géotechnique de calcul N°2.	104
Tableau. I.3. Profil géotechnique de calcul N°3.	104
Tableau. I.4. Caractéristiques du sol pour le 1 ^{er} profil.	111
Tableau. I.5. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de Fellenius.	111
Tableau. I.6. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de Bishop.	112
Tableau. I.7. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de perturbation	

(Globale).	113
Tableau. I.8. Caractéristiques du sol pour 2 ^{ème} profil.	113
Tableau. I.9. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de Fellenius.	114
Tableau. I.10. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de Bishop.	115
Tableau. I.11. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de globale.	115
Tableau. I.12. Caractéristiques du sol pour 3 ^{ème} profil.	116
Tableau. I.13. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode de Fellenius.	116
Tableau. I.14. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode de Bishop.	117
Tableau. I.15. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode globale.	118
Tableau. I.16. Résumé des résultats. des trois profils sans renforcement.	118
Tableau. I.17. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de Fellenius.	119
Tableau. I.18. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de Bishop.	120
Tableau. I.19. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode globale.	121
Tableau. I.20. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de Fellenius.	121
Tableau. I.21. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de Bishop.	122
Tableau. I.22. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de globale.	123
Tableau. I.23. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode de Fellenius.	123
Tableau. I.24. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode de Bishop.	124
Tableau. I.25. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode globale.	125
Tableau. I.26. Résumé des résultats. des trois profils sans renforcement.	125
Tableau. I.27. Caractéristiques des tirants.	125
Tableau. I.28. Représentation des contraintes agissantes sur la ligne de rupture (sans renforcement)	126
Tableau. I.29. Représentation des contraintes agissantes sur la ligne de rupture (Avec renforcement)	128
Tableau .II.1 : Paramètre du couplage.	143
Tableau .II .2. Profil géotechnique de calcul N°1.	144
Tableau II.3. Profil géotechnique de calcul N°2.	145
Tableau II.4. Profil géotechnique de calcul N°3.	145
Tableau II.5 : Coefficient rhéologique du sol.	146
Tableau .II.6. Les différentes valeurs des modules d'élasticité E' de profil n°1.	147
Tableau II.7. Les différentes valeurs des modules d'élasticité E' de profil n°2.	147
Tableau .II.8. Les différentes valeurs des modules d'élasticité E' de profil n°3.	148
Tableau .II.9. Valeurs des contraintes horizontale et verticale au repos.	150
Tableau. II.10. valeurs des contraintes horizontale et verticale au repos.	150
Tableau. II.11. valeurs des contraintes horizontale et verticale au repos.	150
Tableau. II.12. Caractéristiques de la paroi moulée du profil 1.	156
Tableau. II.13. Caractéristique des tirants du profil 1.	157
Tableau. II.14. Caractéristiques de la paroi moulée du profil 2.	159
Tableau. II.15. Caractéristique des tirants du profil 2.	160
Tableau. II.16. Caractéristiques de la paroi moulée du profil 3.	162
Tableau. II.17. Caractéristique des tirants du profil 3.	162

Liste des Annexes

Annexe 1 : Les résultats pressiometriques.	166
Annexe 2 : Coefficients de sécurité à définir pour TALREN 4.	167
Annexe 3 : Les résultats de FLAC.	172

Introduction générale

Introduction générale

Dans le but d'élargir son espace de travail et d'améliorer ses services, AIR ALGÉRIE s'est trouvée dans la nécessité de réaliser un nouveau siège social afin d'assurer son développement et sa continuité.

Vue la rareté des terrains constructible, un lot d'une superficie d'environ 11438m² (133m * 86m) lui a été attribué au niveau du nouveau quartier des affaires à Bab Ezzouar à l'est d'Alger, sur l'axe routier allant vers l'aéroport international Houari Boumediene.

Le site de notre projet se situe dans la plaine de la Mitidja, il est caractérisé par sa nature marécageuse. Le projet consiste à réaliser deux immeubles de sept et neuf niveaux à usage de bureaux et quatre niveaux de sous sol exploitables.

Le site d'implantation se trouve dans une zone urbanisée, il est entouré de siège d'Algérie Telecom (R+9), d'un hôtel cinq étoiles (Mercure) et d'une autoroute desservant l'Aéroport International.

Selon le document technique réglementaire DTR-BC 2-48 des règles parasismiques algériennes RPA99 révisées en 2003, la région de Bab Ezzouar est classée en zone III, de sismicité élevée, selon le même DTR l'ouvrage projeté est classé dans le groupe 1b (bâtiment recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes, bâtiment à usage de bureaux). Le coefficient d'accélération de la zone est de 0.3 pour ce type de bâtiment.



Fig. Perspective de nouveau siège d'Air Algérie à Bab Ezzouar.

La réalisation de l'excavation se fait sur la totalité de la surface (120*90 m²) du terrain en plan, jusqu'à une profondeur de 16m, nécessite un soutènement adéquat aux moyens de techniques innovantes afin d'éviter le moindre déconfinement du sol et la préservation de l'environnement immédiat du risque de déstabilisation. La réalisation de soutènement souterrain se fait par des techniques spéciales qui ont connues des applications à travers le monde, à l'exemple de parois moulées, parois parisiennes, parois berlinoises, parois lutétiennes, palplanches avec tirant d'ancrage, stabilisation par injection. Ces types d'ouvrages de soutènements sont présentés dans la première partie.

Dans notre projet, l'étude consiste à stabiliser l'excavation d'Air Algérie de 16m de profondeur avec une paroi moulée qui est un type de soutènement spécial. L'ouvrage de soutènement doit s'adapter au massif du sol à soutenir, afin d'avoir une stabilité et éliminé le risque de glissement, pour cela, deux logiciel (TALREN et FLAC) sont mis à notre disposition afin d'effectuer le calcul de stabilité et de renforcement, cette étude est l'objectif de la deuxième partie, en exploitant les donnée geomecanique du site.

Partie bibliographique

Cette partie comporte les définitions des différents type de soutènements elle est composée de trois chapitres :

- ◆ **Chapitre I : les murs de soutènements**
- ◆ **Chapitre II : les écrans de soutènements**
- ◆ **Chapitre III : les tirants d'ancrages**

Chapitre I

Les murs de soutènements, sont des murs qui comportent en général une fondation qui se repose sur le bon sol, leurs rôle est de stabiliser et de soutenir les massifs du sol instables.

Parmi ces murs on distingue :

- les murs poids ;
- les murs cantilevers ou en béton armé ;
- La terre armée ;
- Le mur pneu sol.

I.1. Murs poids

I.1.1. Définition des murs poids

Ce type d'ouvrage est le plus classique et ancien. Les murs poids sont en pierre ou en béton. Ces ouvrages rigides sont principalement utilisés pour l'aménagement et la consolidation des versants en mouvement. Ils peuvent également servir pour les ouvrages de génie civil, afin de stabiliser et de soutenir des terrains auxquels on ne peut pas donner une pente d'équilibre naturelle. Cette action est assurée par leur poids propre.

Ces murs sont généralement utilisés jusqu'à des hauteurs de 5 à 6[m] sur des profils en déblai. Le parement peut être plan ou en gradins.

I.1.2. Le Domaine d'application

Les murs poids sont principalement proposés pour :

- Aménager et soutenir des voies de circulation ;
- Protéger les berges des cours d'eau ;
- Les aménagements paysagers et architecturaux ;
- Protéger les griffes d'érosion et aménager les ravines ;
- Stabiliser les pentes.

I.1.3. Les différents types des murs poids

Ils se distinguent par leurs: matériaux, géométrie, mode de réalisation,...etc. Les principaux murs sont :

I.1.3.1. Les murs gabion

I.1.3.1.1. Historique

Le mot provient de l'italien gabbione, qui signifie « grosse cage ». Le gabion est originellement un système défensif utilisé, pour protéger rapidement une position des tirs d'artillerie ou des balles pendant la guerre. Il est apparu vers le 16^{ème} siècle et il a été remplacé au 20^{ème} siècle par le système du sac de sable, plus simple à créer et à utiliser.

I.1.3.1.2. Définition des gabions métalliques

Les gabions sont des cages ou caisses de treillis métalliques, remplit de pierres conçus pour réaliser des murs de soutènements massifs, capables de résister à la poussée des terres.

Les gabions sont aussi des structures perméables qui permettent un bon drainage du terrain. Il existe aussi des gabions synthétiques, des poches tubulaires ou éléments cylindriques fabriqués en grillage synthétique. Ils sont constitués d'une seule nappe de grillage résistant. Les gabions tubulaires synthétiques sont principalement utilisés pour le soutènement et la protection de pieds de berges.



Fig. I. 1. Mur gabion métallique.



Fig. I. 2. Gabion synthétique.

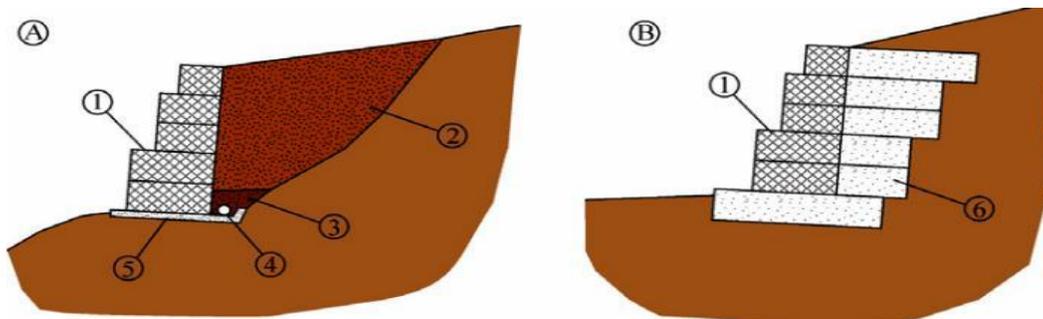


Fig. I.3. Schéma de principe d'utilisation des gabions.

- 1) Ecran de gabions;
- 2) Matériel de remplissage;
- 3) Matériel drainant;
- 4) Tuyau drainant;
- 5) Semelle de fondation;
- 6) Eperon drainant.

I.1.3.2. Les murs caisson

I.1.3.2. 1. Définition des murs caisson

Ce type de mur est très ancien et il a été utilisé pendant des siècles dans les Alpes autrichiennes avec des éléments en bois. Le mur caisson est un mur de soutènement du type à gravité. Ce sont des éléments préfabriqués en béton armé ou métalliques, sorte de poutrelles emboîtées les unes sur les autres en quinconce (en série de cinq) ou simplement posées les unes sur les autres (Fig. I.4), formant une série de cellules sans fond et remplies de terre. Ils sont, par contre, de hauteur limitée. Ce type de mur se comporte comme un bloc de pierre. Ils peuvent être installés sur le côté des pentes, les pentes latérales, les courbes et là où il y a des variations de niveau, sous le mur ou au-dessus.

I.1.3.2. 2. Principe de murs caisson

La mise en œuvre est indiquée sur la figure ci-dessous.

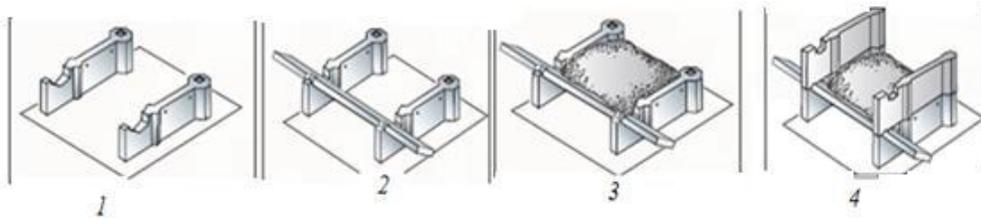


Fig. I.4. Mise en place du mur caisson.



Fig. I.5. Vue finale d'un mur caisson.

I.1.3.3. Mur en maçonnerie

Ouvrage de soutènement en maçonnerie est destiné à retenir et à s'opposer à la poussée latérale des masses de terre. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage. Le mur est fondé sur le substratum (bon sol) afin d'éviter de préalable tassement. L'épaisseur du mur doit être égale au tiers de la hauteur des terres à retenir ($1/3H$). La disposition d'un drainage est nécessaire pour éliminer la poussée hydrostatique (Voir figure. I.7).

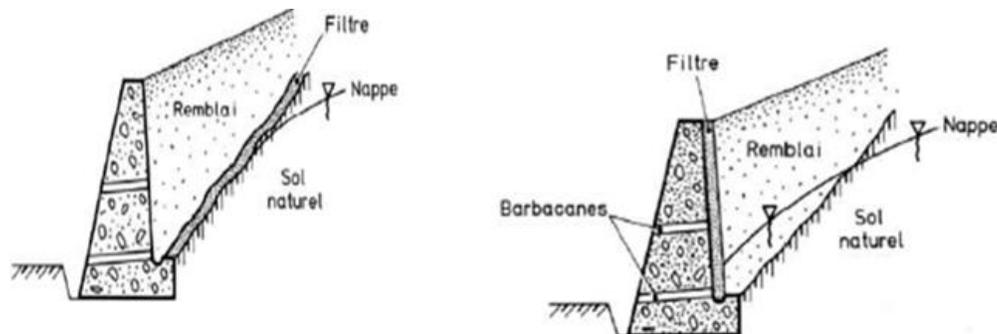


Fig. I.6. Mur en maçonnerie avec système de drainage.

Trois types de mur en maçonnerie sont distingués : les murs à redans, les murs à fruit et les murs en pierre sèche où les pierres sont disposées sans scellement entre elles. La figure suivante illustre les différents types de murs en maçonnerie.

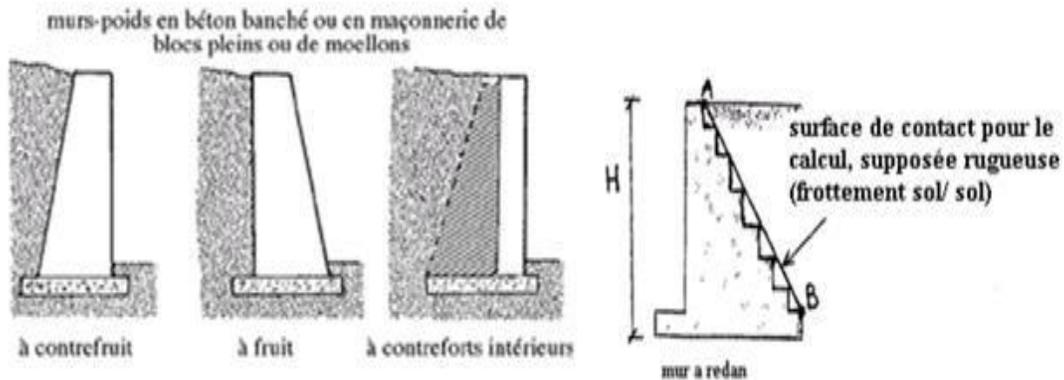


Fig. I.7. Les différents types de murs en maçonneries.



(a) Pierre scellée.

(b) pierre sèche.

Fig. I.8. Exemple d'un mur poids.

I.1.4. Calcul des murs poids

Un ouvrage de soutènement sera choisi puis calculé suivant ces deux paramètres ;

- Les efforts appliqués sur la paroi ; charge permanente ou variable ;
- la qualité du sol de fondation ;

Le principe de calcul consiste à écrire, la nullité de la résultante générale des forces agissantes sur le coin de sol ABC (Fig. I.9.a). Ces forces sont :

- Le poids ;
- La réaction exercée par le sol sur le plan de rupture AC ;
- La force exercée par le mur (poussée des terres, surcharge et poussée hydrostatique).

Le calcul comporte aussi les vérifications suivantes :

- Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur ;
- Sécurité au renversement ;
- Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation (poinçonnement) ;
- Sécurité au grand glissement.

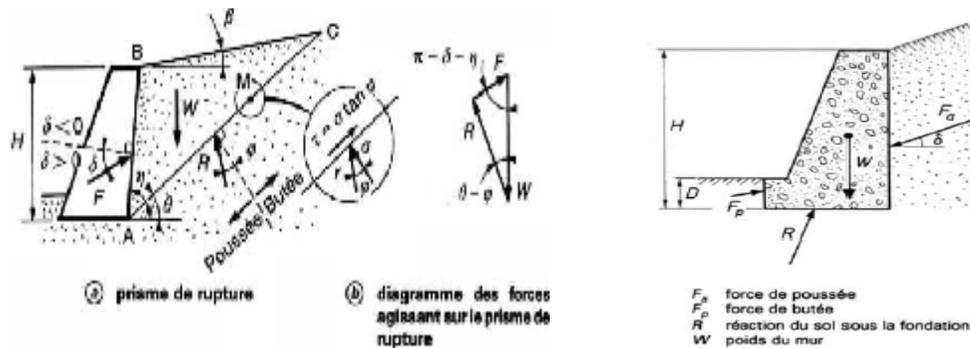


Fig. 1.9. Représentation des forces agissant sur le mur de soutènement.

I.2. Les murs cantilever ou en béton armé

I.2.1. Définition des murs cantilever

Le mur cantilever, ou encore appelé mur en T, est doté d'une large semelle (en comparaison avec le mur poids en béton). Cette caractéristique lui confère tout son intérêt. En effet, cette semelle, encastree dans les fondations, permet l'utilisation du poids du talus pour contribuer à l'action de soutènement (Fig. 1.11).

Ils sont employés dans le soutènement des remblais et aussi dans des Culées de pont.

I.2.2. Efforts appliqués au mur

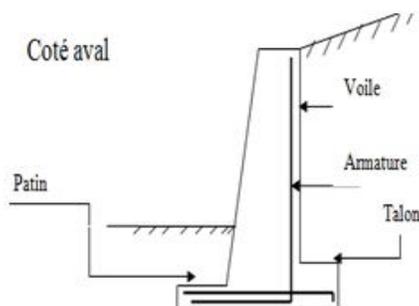


Fig. 1.10. Mur en béton armé ou mur cantilever.

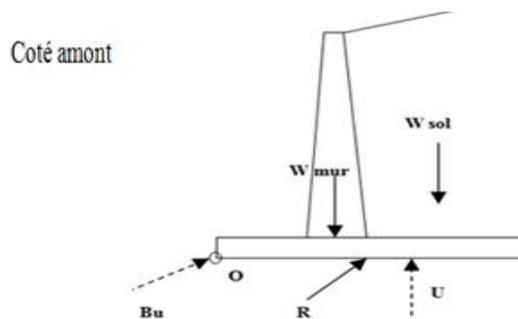


Fig. 1.11. Représentation des efforts appliqués sur le mur.

W_{Mur} = Poids du mur.

W_{Sol} = Poids du massif situé entre le voile et la ligne fictive.

P = Poussée des terres et des charges d'exploitations.

Bu = Butée à l'aval.

U = Sous pressions éventuelles.

R = Réaction du sol.

La butée est généralement négligée, car celle-ci n'est mobilisée que si le déplacement du mur est de l'ordre du $10^{\text{ème}}$ de la hauteur, ce qui n'est généralement pas admissible pour ce genre d'ouvrage.

I.2.3. Les différents murs en béton armé

Lorsque les dimensions du talus à maintenir deviennent trop importantes ou lorsque les propriétés du sol l'exigent, le mur Cantilever peut présenter quelques variantes :

- Mur en béton armé classique;
- Mur en béton armé avec console ;
- Mur en béton armé avec contreforts ;
- Mur en béton armé avec ancrages.

I.2.3.1. Mur en béton armé classique

Le mur en «T renversé» est la forme classique, d'un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique, sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

Dans le cas de murs en déblai (c'est-à-dire réaliser un terrassement en talus) les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire le talon et à augmenter le patin.

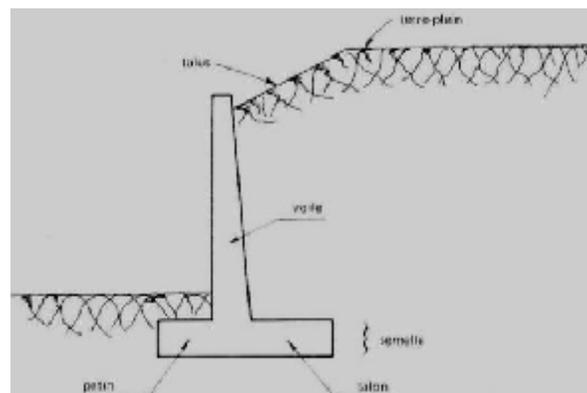


Fig. I.12: mur en «T renversé» classique.

I.2.3.2. Mur en béton armé avec console

Une console est généralement placée, lorsque la hauteur du mur dépasse les 6 à 8 m, pour diminuer la flexion du voile en béton et réduire l'effet de poussée. Puisque la flexion du voile est réduite, l'épaisseur du mur est également diminuée. Ce qui est un aspect non négligeable surtout, si le mur présente des dimensions importantes.

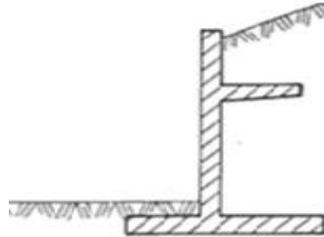


Fig. I.13. Mur en T avec console.

I.2.3.3. Mur en béton armé avec contrefort

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts, dont le but est de raidir le voile.

Les contreforts, placés à distances égales les uns des autres (variant entre 2.5 à 5 m), agissent en tant que raidisseurs de voile du mur (lorsque ce-dénier dépasse environ 6 à 8 m de hauteur). Ils sont employés pour des murs qui ont une longueur considérable.

Ces contreforts peuvent être placés aussi bien du côté du talus que de l'autre. Cependant, s'ils sont posés du côté du talus, le remblaiement est rendu moins aisé. C'est pourquoi, la pose se fait souvent du côté opposé au talus avec néanmoins un effet esthétique discutable.

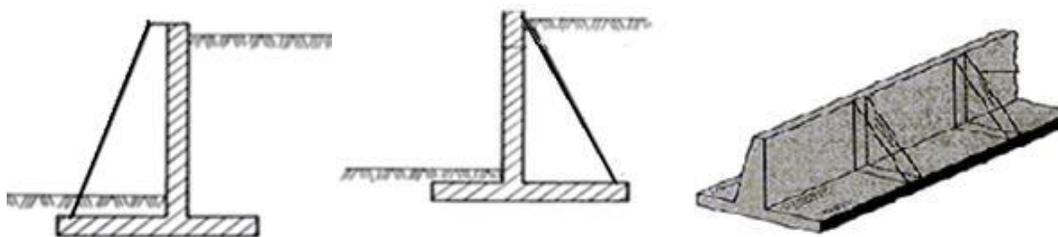


Fig. I.14. Murs en T avec contreforts

I.2.3.4. Mur en béton armé avec ancrages

Le système de renforcement par ancrages est principalement utilisé en milieux rocheux. En effet, la roche rend possible un ancrage solide et ce qui permet de tendre des tirants qui diminuent la flexion du voile.

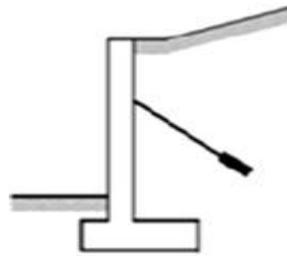


Fig. I.15. Mur en T avec ancrages.

I.2.4. Le pré-dimensionnement des murs en béton

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandent une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver plus rapidement aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner, de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur. Le guide pour l'étude et la réalisation des soutènements, donne quelques règles simples pour les murs-cantilever «courants» en béton armé. Le dimensionnement se fait par une étude personnalisée de la stabilité de l'ouvrage et de l'effort de poussée.

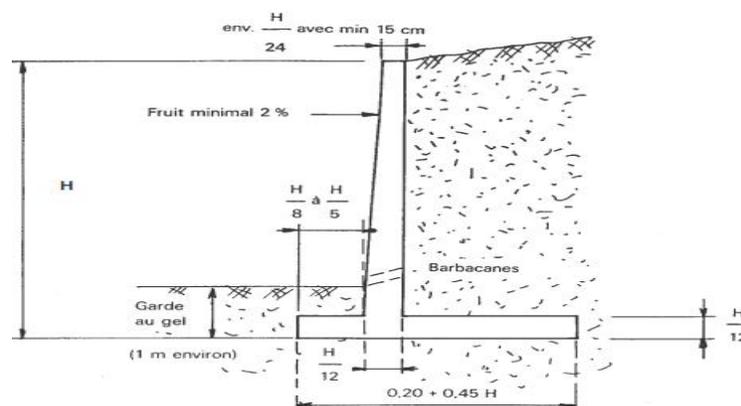


Fig. I.16. Pré-dimensionnement d'un mur cantilever

I.2.5. Méthode de vérifications des murs de soutènements

a) Stabilité au glissement

Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y a pas de risque de déplacement horizontal de l'ensemble.

Il faut vérifier :

$$F = \frac{C.B + (N - U).tg\varphi}{P_H - B_u} \geq 1,5 \quad (I.1)$$

Avec :

N : la somme des efforts verticaux

P_H : la résultante de poussée projetée horizontalement

U : la résultante des sous-pressions éventuelles

Bu : la résultante de butée éventuelle

C et φ : les caractéristiques mécaniques du sol de fondation

B : la largeur de la fondation

F : le coefficient de sécurité

b) Stabilité au renversement

Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y a pas de risque de basculement de l'ensemble. Le centre de rotation est le point 0 (Fig. I.11). On doit alors vérifier l'inégalité suivante :

$$F = \frac{M_{/O}^t \text{ Forces stabilisatrices}}{M_{/O}^t \text{ Forces motrices}} \geq 1,5 \quad (\text{I. 2})$$

$$F = \frac{M_{/O}^t (N) + M_{/O}^t (\text{butée éventuelle})}{M_{/O}^t (P_H) + M_{/O}^t (U)} \geq 1,5 \quad (\text{I. 3})$$

Cette vérification n'a de sens, que sur un sol dur du type rocher, car pour les sols meubles, le basculement conduit à une plastification, donc un déplacement du centre de rotation.

c) Stabilité au poinçonnement

Cette vérification consiste à s'assurer que les contraintes transmises au sol sont admissibles. Pour cela on doit, dans un premier temps ramener tous les efforts appliqués au centre de la semelle (face inférieure) :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{6.MG}{B^2} \quad (\text{I. 4})$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{6.MG}{B^2} \quad (\text{I. 5})$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{3/4} = \frac{3.\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{q}_S \quad (\text{I. 6})$$

Où \bar{q}_S est déterminé par un essai préssiométrique ou par les essais en laboratoire.

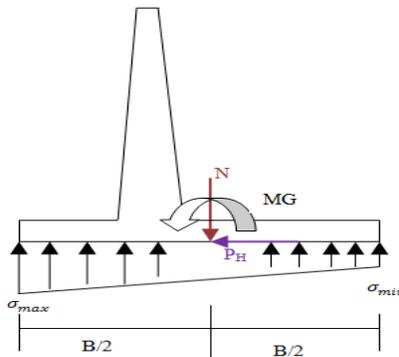


Fig. I.17. Stabilité au poinçonnement.

I.3. la terre armée

I.3.1. L'historique de la terre armée

Cette grande innovation française est venue révolutionner la technique des murs de soutènement dans les années 60, le brevet de la « Terre Armée » déposé par Henri Vidal a apporté une solution élégante au problème des remblais à parements verticaux, construits sur sols instables. Cette invention française a des applications dans le monde entier.

La plus part de ces ouvrages, sont des murs de soutènement et pour une part non négligeable, des culées de pont. Une tendance de développer l'utilisation de la terre armée dans d'autres ouvrages : ouvrage industrielle et habitation.

I.3.2. définition de la terre armée

A l'instar du béton armé, la terre armée est un massif de terre dans lequel on dispose à intervalles réguliers, et selon un plan de pose bien défini, des armatures métalliques (généralement en acier galvanisé) plates placées horizontalement, permettant à ce nouveau matériau composite de résister aux efforts de traction, donc de pouvoir tenir verticalement.

Ce dispositif est complété par une « peau » qui n'est qu'un parement très léger destiné à protéger la surface de l'érosion mais qui n'est en aucun cas, et malgré les apparences, un soutènement (*Fig. I.20*). Cette peau est souvent constituée d'écailles (voir *Fig. I.18*) préfabriquées en béton sur lesquelles les architectes apportent un effet décoratif.

Les efforts de poussée des terres sont repris par frottement sol armatures. Les armatures sont solidarisées à un parement généralement en béton.

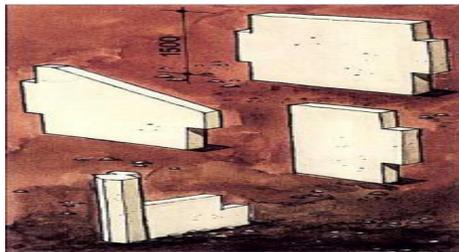


Fig. I.18. Les écailles

I.3.3. Les principaux composants de la terre armée

La technique est constituée de trois éléments

- Le parement, généralement réalisé à l'aide de panneaux en béton armé, ayant une forme particulière et limité en poids pour des raisons de manutention.
- Les armatures synthétiques «elles ne se corrodent pas », elles se présentent sous la forme de bandes de 90 x 5 mm constituées de faisceaux de fils de polyester.
- Des remblais naturels de granulométrie 0/250 mm ayant moins de 15% d'éléments inférieurs à 80 microns.

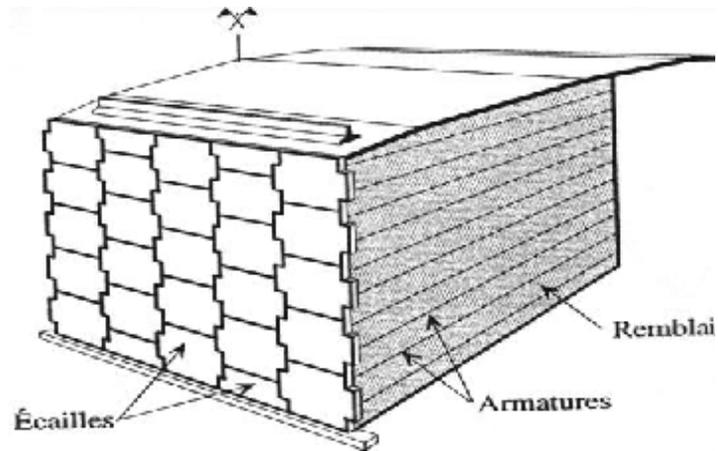


Fig. I.19. Vue d'un mur de soutènement en Terre armée.

I.3.4. La mise en œuvre de la terre armée



(1)



(2)



(2)



(4)

Fig. I.20. La mise en œuvre de la terre armée.

I.4. Pneu sol

I.4.1. Définition Pneu sol

Le pneusol est une solution très économique, consiste à associer au sol des pneus usagés (ou des parties de pneumatiques), de camions ou de véhicules de tourisme.

Cette utilisation de pneumatiques comme matériaux de renforcement est très intéressante, d'une part, leur disponibilité, et d'autre part, leur comportement mécanique. Dans cette association, le rôle des pneus est d'apporter une cohésion au sol, et éventuellement d'alléger le massif.

Les applications possibles du pneusol sont, multiples et variées ouvrages de soutènement, raidissement de pentes, pistes avec matériaux non cohérents de faible stabilité, absorbeurs d'énergie, remblais légers sur terrains compressibles.



Fig. I.21. Rangement des pneus



Fig. I.22. Disposition des pneus.

Chapitre II

Les écrans de soutènement sont des parois qui ne comportent pas en général une fondation, ils sont ancrés dans le substratum, leurs rôle est de stabiliser et de soutenir les massifs du sol instable de hauteur importante. Parmi ces écrans on distingue :

- Les rideaux palplanches ;
- Les parois moulées ;
- Les parois berlinoises ;
- Les parois clouées ;
- Les parois de jet grouting.

II. 1. Les rideaux palplanches

II.1.1. Définition des palplanches

La Palplanche est un pieu conçu pour être battu en terre en s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales appelées serrures, qui permettent l'emboîtement des palplanches entre elles, (voir *Fig. II.1*), Pouvant être en bois mais plus souvent en métal, et une fois planté dans le sol, leur assemblage pourra former un mur de soutènement ou un écran imperméable. Les palplanches connaissent différentes formes, les types de palplanches se différencient principalement par les performances de leurs joints.

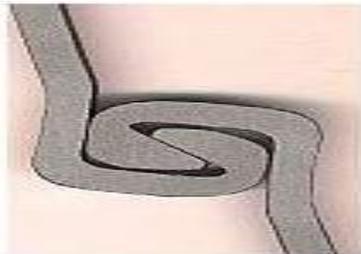


Fig. II.1. Serrure à la jonction de deux palplanches.

II.1.2. Historique des palplanches.

A l'origine, les palplanches étaient réalisées en bois. Celles-ci furent utilisées depuis la renaissance jusqu'au début du 20^{ème} siècle pour former des enceintes ou batardeaux à l'intérieur desquelles, on épuisait l'eau ou bien on coulait du mortier pour poser les fondations d'un ouvrage en rivière ou à la mer.



Fig. II.2. Les palplanches en bois.

Dés le début des années 1910 jusqu'aux années 1960, on utilisait également des palplanches en béton armé. Cette solution était économique mais posait deux problèmes :

- Il fallait protéger la tête de la palplanche, au contact de l'engin de battage, contre la fissuration, ce qui nécessitait l'interposition d'un capot appelé « casque de battage ».
- Les serrures de ces palplanches étaient rarement bien ajustées entre elles au cours du battage.

Les palplanches en acier ont fait également leur apparition en 1910, mais par suite du coût élevé du métal, elles ne devinrent compétitives en Europe de l'ouest que dans les années 1960. Celles-ci présentent des avantages exceptionnels qui en font l'un des plus importants matériaux de construction : solidité, élasticité, pérennité, facilité et rapidité de mise en œuvre, Elles peuvent être arrachées et récupérées, elles sont de résistance élevée à la flexion et de forte étanchéité. L'arrivée de ces palplanches s'est accompagnée d'un développement important des machines permettant de les enfoncer dans le sol avec plus de facilité.



Fig. II .3. Les palplanches en métal.

II.1.3. Domaine d'emploi des palplanches

Les palplanches ont un domaine d'application très vaste. elles se divisent en deux parties:

- i. les ouvrages qui constituent des rideaux définitifs
- ii. les ouvrages qui constituent des rideaux provisoires.

Elles jouent beaucoup de rôles comme par exemple : un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable et ce, dans différents buts:

- Protéger les berges ;
- Eviter les éboulements ;
- Eviter les inondations ;
- Consolider d'anciennes constructions ;
- Ecrans acoustiques ;
- Soutenir les terres ;
- Blindage (permet de travailler en profondeur en toutes sécurités).

Elles permettent également de transmettre des charges verticales aussi bien en traction qu'en compression et à reprendre des moments de flexion et des charges horizontales en tête. Leur aptitude à reprendre ces efforts, dépend: des dimensions transversales (section et forme), de leur longueur et des caractéristiques géotechniques du terrain.

II.1.4. Aspect technique des profilés

Il existe plusieurs profils de palplanches. L'utilisation que l'on en fait, détermine un choix judicieux d'un profil.

II.1.4. 1. Les palplanches métalliques

La confection des palplanches d'angles et des caissons se font selon l'utilisation.

a- Profilés en U

C'est une gamme étendue de profils, comportant plusieurs séries qui diffèrent par leurs formes géométriques, leur fixations à des tirants et des systèmes d'attaches articulés, est facile, même sous l'eau.



Fig. II.4. Profilé en U.

b- Profilés en Z

Le rapport, entre la résistance et le poids, est extrêmes compétitif et le moment d'inertie élevé limite les flèches.



Fig. II.5. Profilé en Z.

c- Palplanche plates

Les palplanches plates sont destinées à la réalisation de rideaux cylindriques, généralement fermés, qui retiennent un massif de terre. Elles sont principalement utilisées dans les cas où l'horizon rocheux est très proche de la surface ou pour des excavations de grande profondeur, ainsi que dans les constructions où l'ancrage est difficile voir impossible.

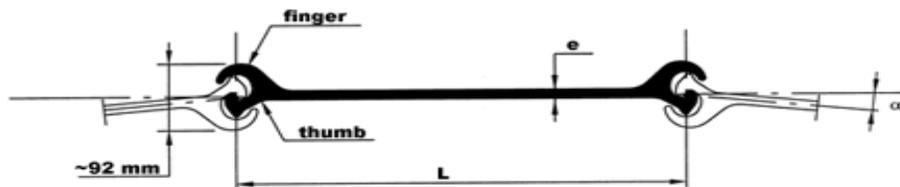


Fig. II.6. Un profilé de palplanche plate.

d- profilés en HZ

Le rideau HZ est un rideau mixte constitué: d'éléments principaux (profilés HZ) utilisés comme éléments porteurs de palplanches AZ, utilisées comme éléments intercalaires. L'assemblage systématique de ces éléments de base permet une multitude de combinaisons.

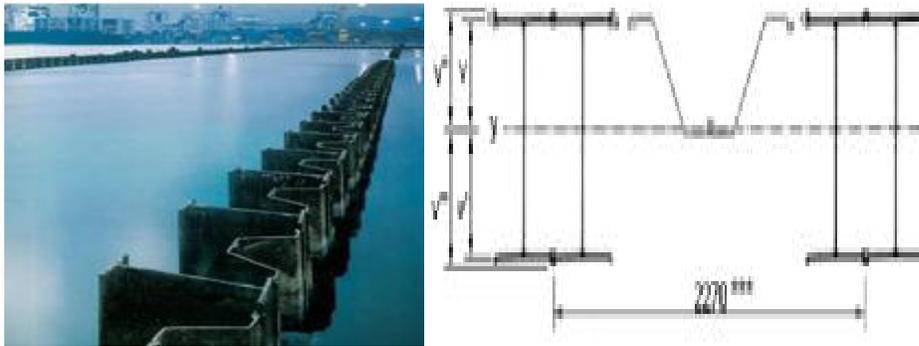


Fig. II.7. Profilés HZ.

II.1.4. 2. Palplanche PVC

L'utilisation du PVC RECYCLE, dans ce domaine, montre les avantages de cette matière.

En effet les Palplanches en PVC :

- Ne rouillent pas comme le métal ;
- Ne pourrissent pas comme le bois ;
- Ne se détériorent pas comme le béton ou la pierre ;
- De plus grâce au vinyle qui est posé en fin de production les Palplanches PVC sont garanties 50 ans contre les UV et la corrosion.



Fig. II.8. Un rideau de palplanches PVC immergé

II.1.5. Mise en œuvre des palplanches

Il existe trois types de mise en place des palplanches: La méthode par battage, la mise en place par vibrofonçage et la mise en place par presse hydraulique.

a) La méthode par battage

Cette opération consiste à enfoncer les palplanches, jusqu'à atteindre la cote définitive, à l'aide de moyens de battage plus puissants et mieux adaptés, utilisables lorsque les palplanches ont une fiche convenable pour en subir les effets sans risques de déviation. Le battage nécessite parfois d'intervenir plus particulièrement sur une ou plusieurs palplanches, en insistant plus

longuement, cette opération est appelée sur-battage. A ce stade du fonçage, les engins utilisés sont des moutons à simple effet.

Lorsque le sol est peu cohérent et constitué par des matériaux granuleux, le vibrofonçage est la technique la plus efficace, et applicable de la mise en fiche à la fin du battage.

En fonction de la nature des sols et des possibilités des palplanches, le spécialiste de battage sera amené à employer des matériels de fonçage qui pourront varier suivant les niveaux d'enfoncement et le rôle attendu des palplanches.

b) Par vibrofonçeurs

Le vibrofonçeur met en vibration verticale, le profilé destiné à être foncé ou arraché. Sous l'effet de l'élément en vibration, une fluidification se crée, entre le sol et le profilé. Le frottement latéral entre le sol et l'élément concerné est ainsi éliminée et le profilé peut s'enfoncer sous son propre poids et celui du vibrofonçeur. L'extraction procède de la même méthode, par le biais de la force d'extraction de l'engin porteur qu'est la grue.

c) Par presse hydraulique

La mise en place des palplanches par presse hydraulique est idéale, lorsque des bâtiments anciens ou fragiles sont proches de la zone de mise en place. Ce système est plus lent que les systèmes de vibrofonçage et battage. Il peut rencontrer quelques difficultés dans les terrains durs. Les 3 premières palplanches doivent être misent en place grâce à un gabarit conçu spécialement pour la presse. Ensuite cette presse s'auto porte de palplanche en palplanche et assure sa stabilité en s'accrochant sur les trois dernières palplanches misent en place. En s'appuyant sur les trois dernières palplanches, elle se soulève d'environ 80cm, pince la palplanche suivante et l'enfonce dans le sol par un système de pression hydraulique. Par des mouvements répétitifs, la presse enfonce la totalité de la palplanche. Le procédé pour l'extraction des palplanches est identique que la mise en place, la presse soulève par étapes les palplanches les unes après les autres.

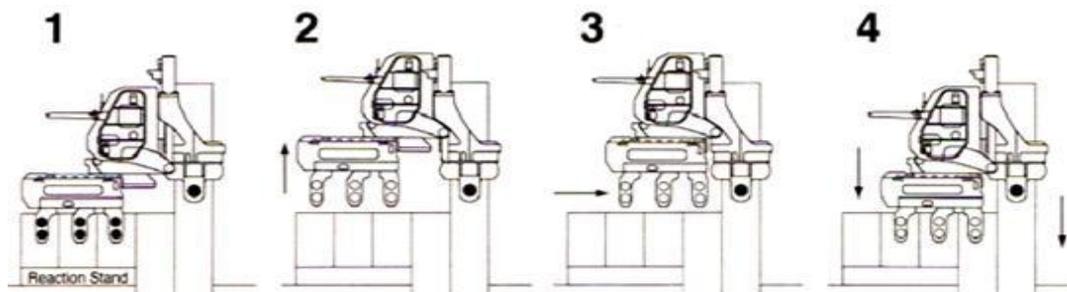
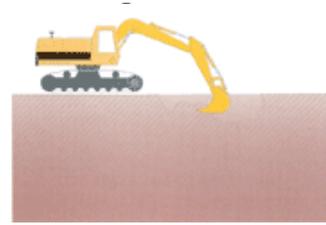
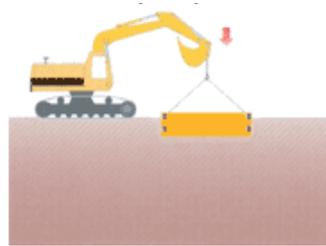


Fig. II.9. La mise en œuvre des palplanches avec presse hydraulique

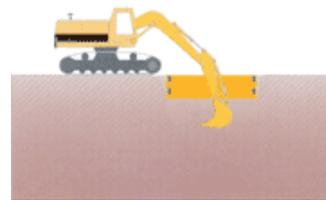
- Mise en place a l'aide d'une grue



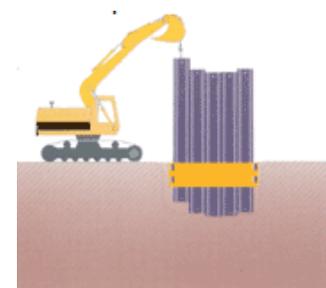
Etape 1 : La grue creuse une tranchée peu profonde ;



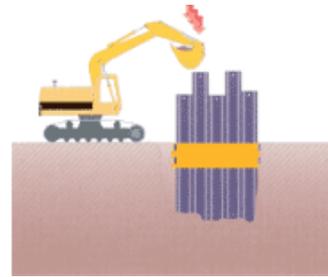
Etape 2 : Grâce à son bras, la grue vient placer un caisson dans cette tranchée. Celui-ci servira de garde pour les palplanches afin de faciliter leurs placements et être plus précis ;



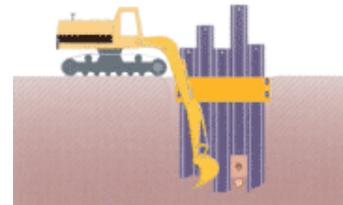
Etape 3 : Une fois ce caisson mis en place, on creuse plus profond ;



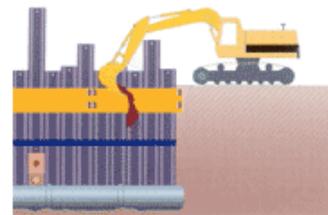
Etape 4 : A partir d'une certaine profondeur, le bras de la grue commence a placer les palplanches en attachant les serrures, les unes aux autres;



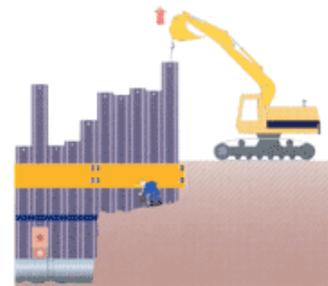
Etape 5 : On enfonce alors les palplanches Plus profondément aux moyens connus (vibrofonneur, marteau a pression hydraulique, etc.) ;



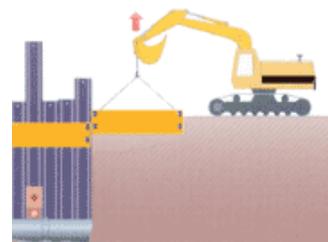
Etape 6 : Etant donné qu'un "mur" de palplanche a été créé, on peut creuser plus profondément encore sans risque d'éboulement ;



Etape 7 : On reproduit ensuite le même travail ;



Etape 8 : La grue enlève les palplanches ;



Etape 9 : Pour finir, la grue enlève les caissons et le travail est terminé.

II.1.6. Tirants et liernes

Les palplanches utilisées comme rideau de soutènement nécessitent, presque toujours des appuis en partie haute, en plus de l'encastrement en pied. Les batardeaux provisoires utilisent généralement des liernes et des butons à l'intérieur de la fouille, pour en assurer la stabilité. Les rideaux permanents ou de grande longueur, sont souvent ancrés au moyen d'un rideau supplémentaire placé à une certaine distance à l'arrière du rideau principal. D'autres systèmes d'ancrages, faisant intervenir des tirants injectés ou des pieux, sont également possibles.

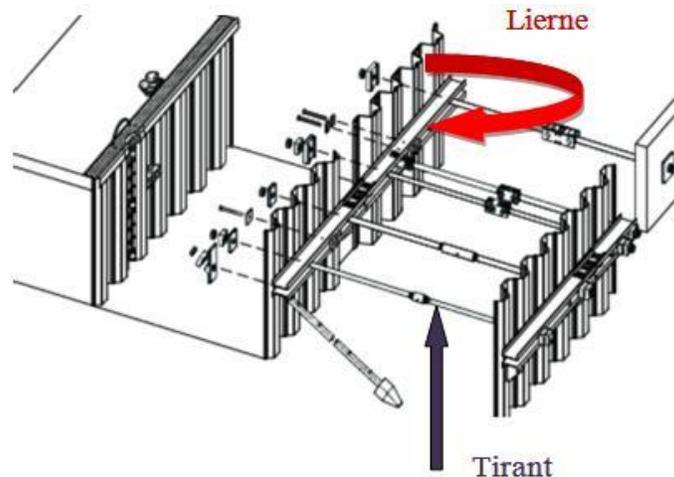


Fig. II. 10. Tirants plus liernes dans une fouille.

II.1.7. Principes de calcul des palplanches métalliques [Melbouci Bachir.2009]

On peut assimiler le calcul d'un rideau de palplanche à d'une poutre (pour un mètre de largeur), soumise à une charge répartie sur toute sa longueur noté $P(z)$.

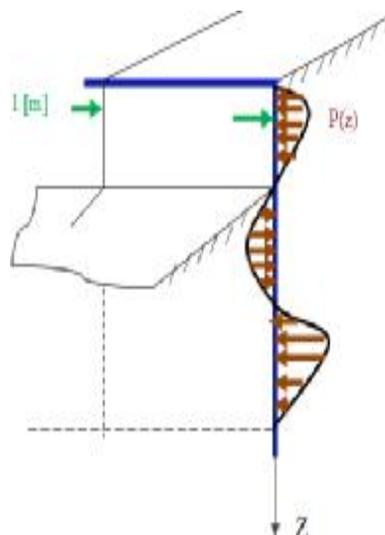


Fig. II. 11. Efforts soumis à un rideau de palplanches.

- $P(z)$ représente la composante normale des actions et réactions du sol.

- $P(z)$ est proportionnel à la contrainte normale verticale supposée égale au poids des terres.

D'où :

- Dans la partie faisant soutènement ($z \leq H$), on a :

$$P(z) = k(y) \cdot \gamma \cdot z \quad (I.1)$$

- Dans la partie en fiche ($z \geq H$), on a :

$$P(z) = k(y) \cdot \gamma \cdot (z - H) - k(-y) \cdot \gamma \cdot (z - H) \quad (I.2)$$

$K(y)$ dépend de la déformation inconnue du rideau $y(z)$, est comprise entre :

$$K_a (\text{poussée}) < k(y) < k_p (\text{butée})$$

a) Rideau battu dans un milieu pulvérulent

Le rideau subit une rotation autour du point « O » dans la partie en fiche.

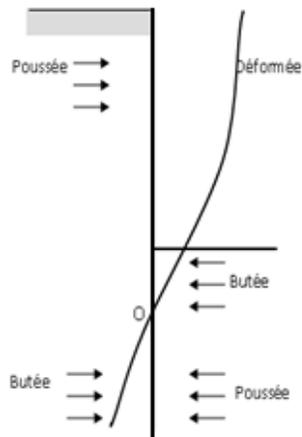


Fig. II.12. Déformation de la palplanche.

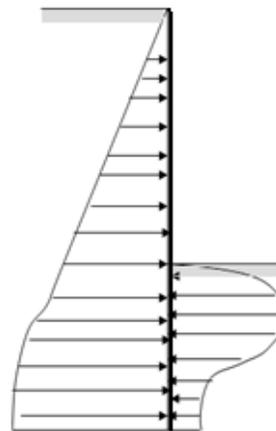


Fig. II.13. Distribution des contraintes.

La méthode de calcul de (BLUM) consiste à utiliser les diagrammes simplifiés suivant :

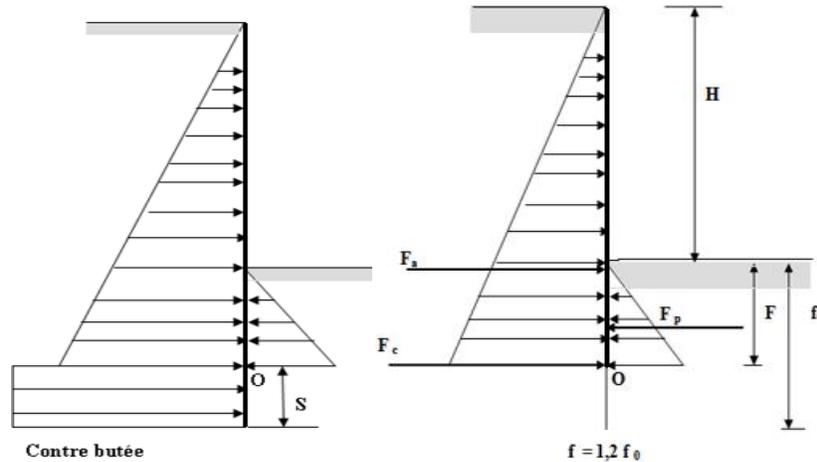


Fig. II. 14. Diagramme simplifié de Blum.

Fig. II.15. Diagramme avec le conte buté.

Il suppose que le sol au dessus du point o est en équilibre limite (de Rankine ou de Boussinesq) et il admet que la contre butée est une force horizontale concentrée appliquée en O .Les inconnus sont (La hauteur de butée f_0 , la force de contre butée F_c .)

On dispose donc de deux équations à deux inconnues, le système est donc isostatique

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow F_a \cdot \left[\frac{1}{3} (f_0 + H) \right] - \frac{1}{3} \cdot F_p \cdot f_0 = 0 \tag{I.3}$$

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow F_c = F_p - F_a \tag{I.4}$$

Avec :

$$\begin{cases} F_a = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot (f_0 + H)^2 \\ F_c = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot f_0^2 \end{cases}$$

(I. 3) Devient

$$F_c = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot f_0^2 - \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot (f_0 + H)^2 \tag{I.5}$$

On connaissant F_c (contre butée) on peut calculer la sur-profondeur « S » sur la quelle elle s'exerce mais on prend « S » égale à 20% de f_0 en pratique,

D'où :

$$f = 1,2f_0 \tag{I.6}$$

$$L = H + 1,2f_0 \tag{I.7}$$

b) Rideau auto stable fiche dans l'argile

Dans ce cas il convient de faire le calcul à court terme et un calcul à long terme.

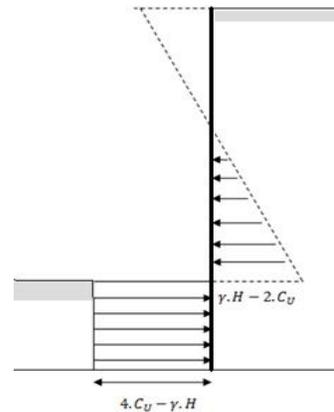
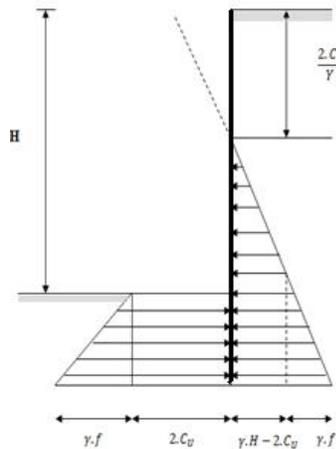


Fig. II.16. Diagramme des contraintes. Fig. II.17. Diagramme simple.

On voit donc, que l'équilibre du rideau n'est possible que si l'on a :

$$4C_u - \gamma \cdot H > 0 \Rightarrow C_u > \frac{\gamma \cdot H}{4} \tag{I.8}$$

c) Rideaux ancrés simplement butée en pied dans un matériau pulvérulent

- On admet que le rideau subit une rotation autour de son point d'ancrage, le déplacement du pied du rideau mobilisant la butée maximale.
- Pas de contre butée.

Equation des moments

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow F_a \cdot \left[\frac{2}{3} \cdot (H + f) - a \right] - F_p \left(\frac{2}{3} \cdot f + H - a \right) = 0 \tag{I.9}$$

Résultats des forces horizontales :

$$T_A + F_p - F_a = 0 \tag{I.10}$$

Les inconnues du problème sont (f et T_A), les deux équations de la statique nous permettent donc de résoudre le problème.

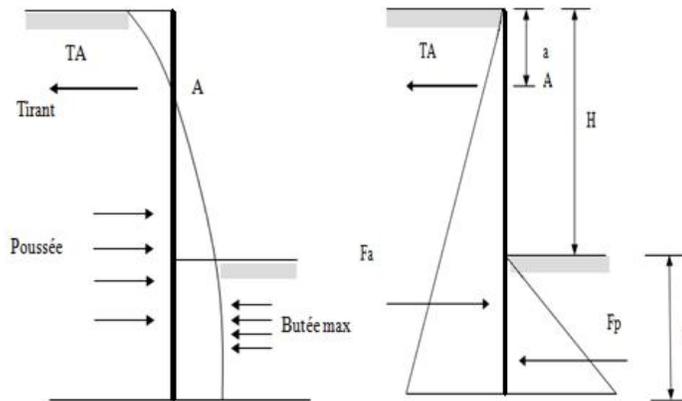


Fig. II.18 .Déformation de la palplanche.

Fig. II.19 .Diagramme des contraintes.

d) Rideaux ancrés encastrés au pied

La distribution des contraintes est la même que pour celle des rideaux auto stable, on a aboutit à un problème à deux équations et trois inconnues donc hyperstatique, il faudra utiliser la méthode de la poutre équivalente de (BLUM) pour enlever le problème de l'hyperstaticité.

Les inconnues sont : f_0 , F_c et T_A

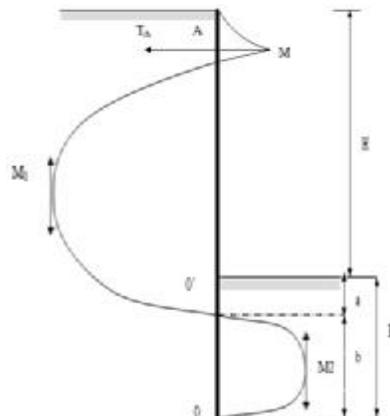


Fig. II.20. Diagramme des moments.

Blum a trouvé une relation empirique entre la position de point nul « O' » voisin du fond de fouille défini par la longueur « a » et « φ » (Fig. II.21.)

- En pratique : $25^\circ < \varphi < 35^\circ$
- $a=0,1H$

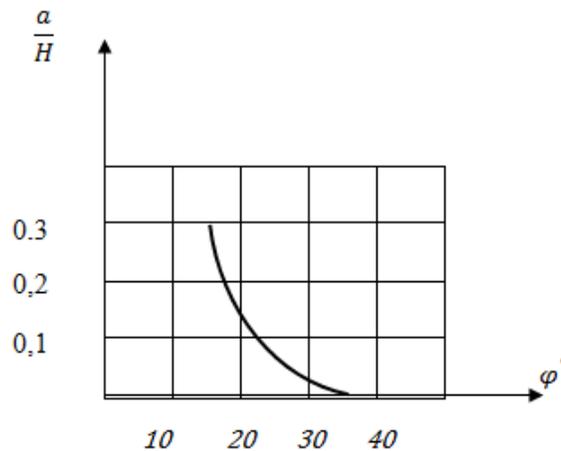


Fig. II.21. Relation de Blum : $\frac{a}{H} = f(\varphi^\circ)$

Le problème est rendu isostatique. La partie supérieure du rideau jusqu'à « O' », peut être calculée comme une poutre droite reposant sur deux appuis simples situés aux points d'ancrage et au point « O' » de moment nul. On calcule les réactions d'appuis qui ne sont autres que l'effort d'ancrage « TA » et l'effort tranchant « T » au point « O' »

La partie inférieure de la palplanche peut alors être calculée comme une poutre droite sur deux appuis simple situés en « O' » et au point « O » de la contre butée. Mais dans ce cas, la poutre est inconnue, et on connaît la réaction d'appui « T ».

Les deux inconnues sont donc ($b=f_0-a$ et la contre F_c)

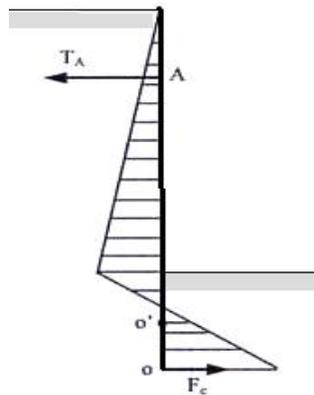


Fig. II.22. Diagramme des contraintes.

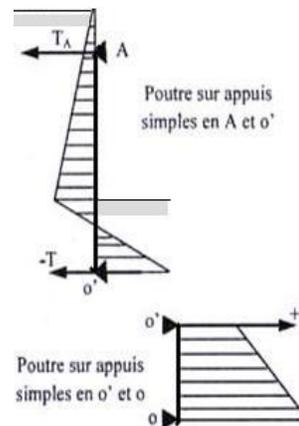


Fig. II.23. Décomposition de Blum

II.2. Parois moulées

II.2.1. Historique et généralité des parois moulées

La paroi moulée est le terme logique de l'évolution des rideaux de pieux jointifs ou sécants, mis en point depuis 1934 sur différents chantiers de génie civil. Les brevets ont été pris en Italie par le professeur Veder en 1952 et Marconi en 1953.

La technique de la paroi moulée est récente, elle a vu le jour en Italie vers 1950. Dans ce pays, l'acier coûte cher ce qui diminue l'intérêt des palplanches. Par ailleurs les rideaux palplanches présentent l'inconvénient de ne pas être étanches. Et de ne pas pouvoir être battus dans des couches dures ou à proximité d'ouvrage fragile. En outre il est souvent économique de réaliser directement un écran définitif, en béton armé, qui peut être utilisé ultérieurement comme un mur porteur.

On appelle paroi moulée, un écran vertical en béton, armé ou non, construit sans blindage ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide de machines spéciales. Cette technique permet d'exécuter des murs ou écrans au sein même du terrain avant d'effectuer le terrassement correspondant aux fouilles de pleine masse. Ce système est conseillé dans le cas de présence de la nappe phréatique, puisqu'elle peut assurer une étanchéité, chose qu'on ne trouve pas dans les autres parois. L'épaisseur de ces parois varie généralement de 0.50 m à 1.50 m. Leur profondeur peut atteindre 100 mètre selon les moyens disponibles

II.2.2. Mise en-œuvre des parois moulées

Le procédé de mise en place des parois moulées se déroule généralement comme suit :

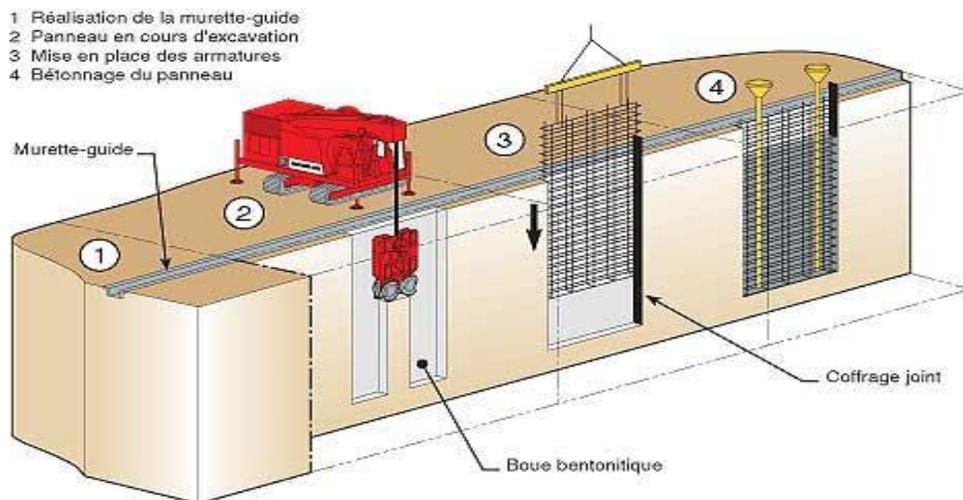


Fig. II.24. Schéma de mise en œuvre des parois moulées.

- Phase 1: excavation du tranché.

Avant d'entamer l'excavation on doit disposer des murette-guides d'environ un mètre de hauteur afin d'assurer la régularité du tracé de la tranchée et de canaliser la boue au voisinage de la surface, la nature de ces murettes et le choix du matériels dépend de la nature du terrain.



Fig. II.25. Benne preneuse.



Fig. II.26. L'excavation de la tranchée.

- Cas des terrains meuble (tendres)

Le guidage s'effectue soit avec les jupes métalliques, soit avec une barre rigide (Kelly) coulissant dans un caisson fixé à l'engin porteur. Pour l'excavation ou la perforation, on utilise des bennes preneuses spéciales à deux coquilles, avec fermeture mécanique ou hydraulique

- Cas des terrains compact ou rocheux

Pour les terrains compacts, on peut dans une certaine mesure désagréger le terrain par la chute d'un trépan métallique de forme étudiée ou par un roto-percutants (trépan animé d'un mouvement lent de rotation. Afin d'éviter l'amortissement de la chute du trépan, les débits sont curés avec des bennes spéciales. et le terrain ainsi broyé est aspiré par un tuyau qui remonte le long de l'Hydrofraise.

La forme de la tête d'attaque du trépan peut varier du simple tranchant jusqu'à des formes compliquées étudiées pour désagréger au mieux le terrain. On utilise parfois un outillage à rotation pure, comme pour les forages pétroliers. [Jean Costet /Guy Sanglerat .1983]

• **Phase 2: Soutènement à la boue.**

Les tranchés réalisés, doivent être remplis d'un liquide (boue), spéciale qu'on appelle la thixotrope (l'eau chargée de bentonite) ou bien la bentonite. L'injection de bentonite se fait par la tige creuse du trépan et son évacuation se fait par la partie périphérique de l'excavation. Comme elle peut être aspirée par l'intérieur des tiges (par pompage). La boue, arrivant sans interruption des réservoirs et remplit au fur et à mesure l'espace vide dégagé.

Cette boue, sert comme un lubrifiant pour l'outil d'excavation, elle assure une poussée suffisante sur les parois de la tranchée et elle stabilise ces dernières en s'opposant à leur éboulement et à la pression de l'eau libre dans les terrains et pénètre aussi dans le sol

environnant, ce qui consolide et forme une couche appelé "cake" (pellicule d'argile) plastique et peu perméable sur le pourtour de la tranchée.

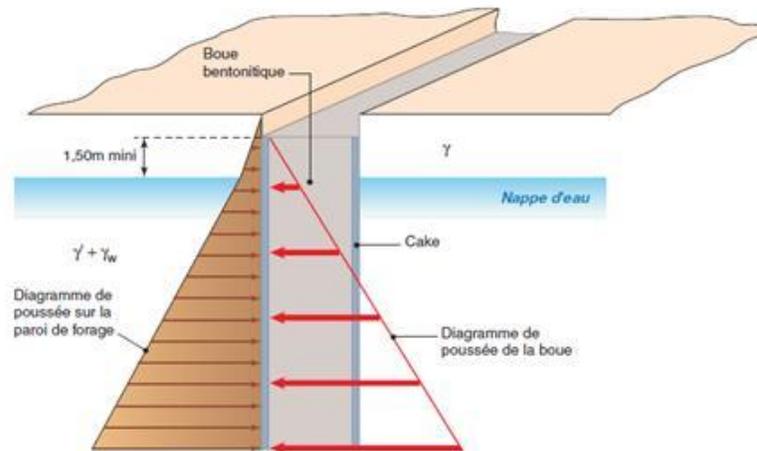


Fig. II.27. Soutènement par la boue.

- **Phase 3 : Le ferrailage de la paroi**

Les armatures sont disposées en cage préfabriquée avec des aciers de haute adhérence, elles sont mises en place dans la tranchée pleine de boue, avant le bétonnage, la conception des cages d'armatures et, en particulier, le choix des diamètres des fers, doit leur assurer une rigidité suffisante pour limiter les déformations lors des opérations de manutention, ainsi que tout risque de flambement pendant le bétonnage. Cette rigidité doit être améliorée par adjonction de barres obliques disposées et fixées de façon à obtenir un contreventement effectif de la cage.



Fig. II.28. Cage d'armature

Les dimensions de cette cage dépendent de la dimension de la fouille, du matériel disponible et du transport.

Les mailles ne devront pas être trop serrées, l'espacement doit être suffisant pour que le béton qui arrive, puisse être correctement mis en œuvre (20 cm sont recommandés). Pour avoir un bon enrobage latéral, les cages ont une largeur inférieure à celle de la paroi de 10 cm environ. « Des centreurs (roulettes) et des éléments de levage (raidisseurs) permettent le levage (raidisseur) permettent le levage et la mise en bonne position » [Melbouci. B .2009.]

Toutes les réservations diverses, pour les dispositifs d'auscultation des parois ou le passage de tirants, doivent être disposées à l'avance dans les éléments de cages d'armatures. De même, un renforcement de la cage est prévu au niveau des tirants dans le cas des parois ancrées, pour assurer la répartition des efforts d'ancrage.

En cas de mise en œuvre de la cage en plusieurs éléments verticaux, la continuité du ferrailage est assurée par recouvrement des éléments et dans certains cas particulier, par :

- Des armatures en attente qui sont dépliées,
- Des manchonnages,
- Des barres scellées après dégagement des parois.

Par ailleurs, tous ces éléments rapportés sont conçus de sorte à ne pas constituer de zones de rétention de boue ou de béton pollué lors du bétonnage du panneau.

- **Phase 4 : Le bétonnage.**

Le béton des parois n'est jamais vibré. Il est très fluide pour occuper correctement tout le volume de la fouille. Le temps de prise est lent (jusqu'à 10 heures pour les grandes parois profondes) avec un dosage de 350 à 400 kg de ciment. L'augmentation de la proportion d'eau se fait par l'ajout des adjuvants (plastique et retardateur).

Le bétonnage s'effectue à l'aide des tubes plongeur boulonnés l'un à l'autre, une trémie, est introduite dans la tranchée de telle sorte que l'extrémité des tubes se trouve à environ 1 mètre du fond de fouille. Le béton est ensuite introduit par cette trémie. Pour éviter l'inclusion de la boue dans le béton, le tube doit être enfoncé d'environ 3 mètre dans le béton frais. Le niveau du béton monte ainsi progressivement refoulant la boue bentonite à la surface, ou elle est pompée et ramené au réservoir de stockage. Aucune compression de béton n'est nécessaire étant donné que celui-ci est suffisamment comprimé par le poids de la boue le surmontant. Une fois le bétonnage est terminé, On retire les tubes de coffrage à l'aide de dispositif d'extraction hydraulique, en cas d'emplois de d'éléments préfabriqués, cette extraction des tubes de coffrage n'est plus nécessaire étant donné que l'élément préfabriqué en béton reste dans le sol et devient partie intégrante de la paroi.

❖ Remarques

- La composition du ciment retenu doit être conditionnée par le niveau d'agressivité du milieu.
- La protection des armatures contre la corrosion est assurée à la fois, par la qualité du béton et par l'épaisseur d'enrobage adaptée.
- Un sondage régulier au fil à plomb du béton, permet de s'assurer du bon déroulement du bétonnage (évolution normale ou non du niveau du béton en fonction de volume versé).

- Comme on ne peut pas excaver directement a coté d'une paroi qui vient d'être coulée, il est important de réaliser un panneautage et un ordre de réalisation des parois ; ceci afin de pouvoir laisser plusieurs jours s'écouler avant une excavation adjacente à une paroi bétonnée.
- Des joints mis en place entre les différents panneaux afin d'assurer l'étanchéité entre eux. Chaque extrémité libre des panneaux est équipée d'un tube circulaire de diamètre égal à l'épaisseur de la paroi. Ce tube sert de coffrage et permet d'obtenir une surface d'arrêt de bétonnage semi-circulaire assurant une bonne reprise avec le panneau suivant. (Fig. II.29 et Fig. II.30). L'exécution par panneaux alterné nécessite deux tubes par panneau.



Fig. II.29. Joint semi circulaire.



Fig. II.30 Ferrailage et coulage d'un joint.

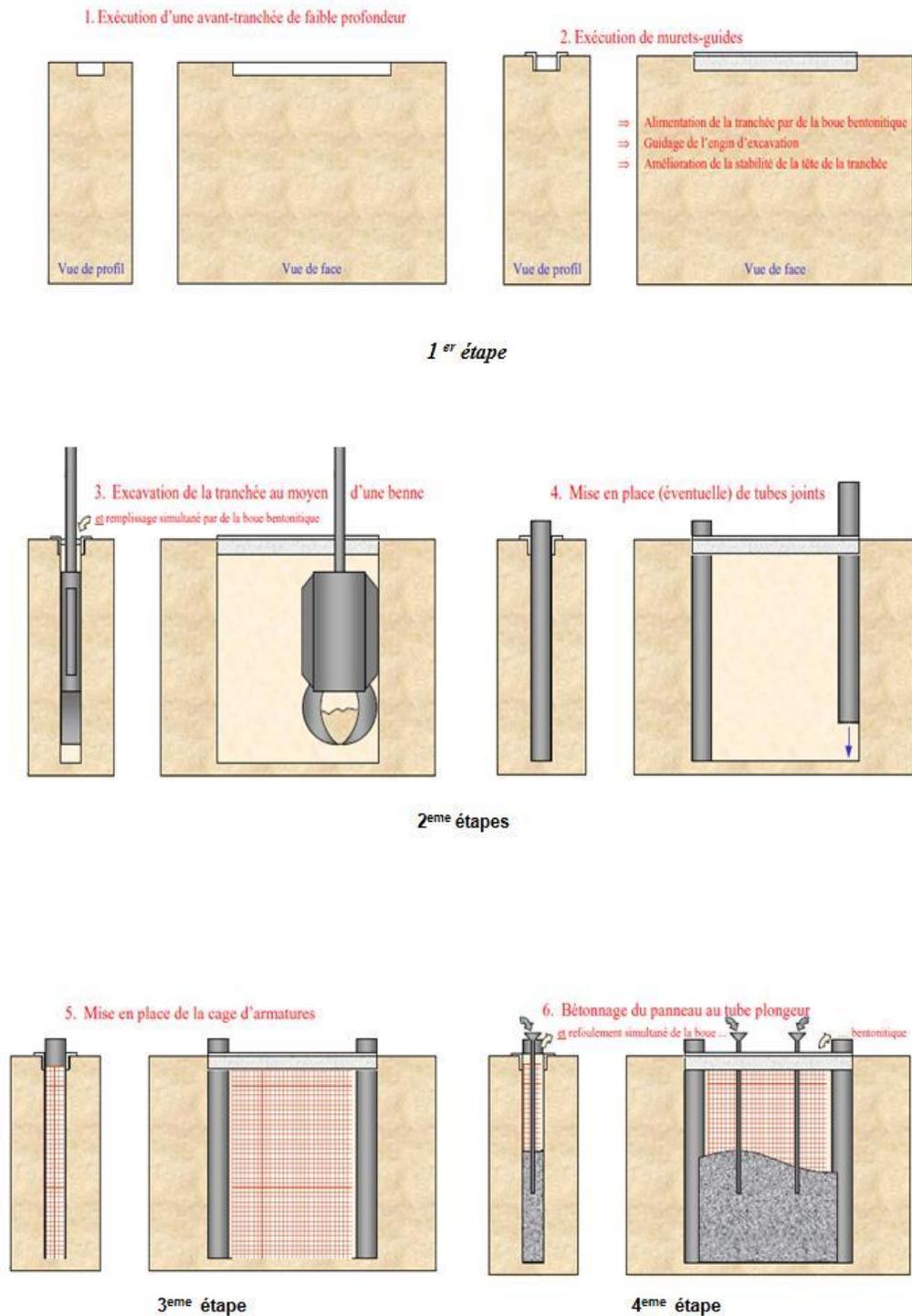


Fig. II.31. Méthode d'exécution du premier panneau de paroi moulée.

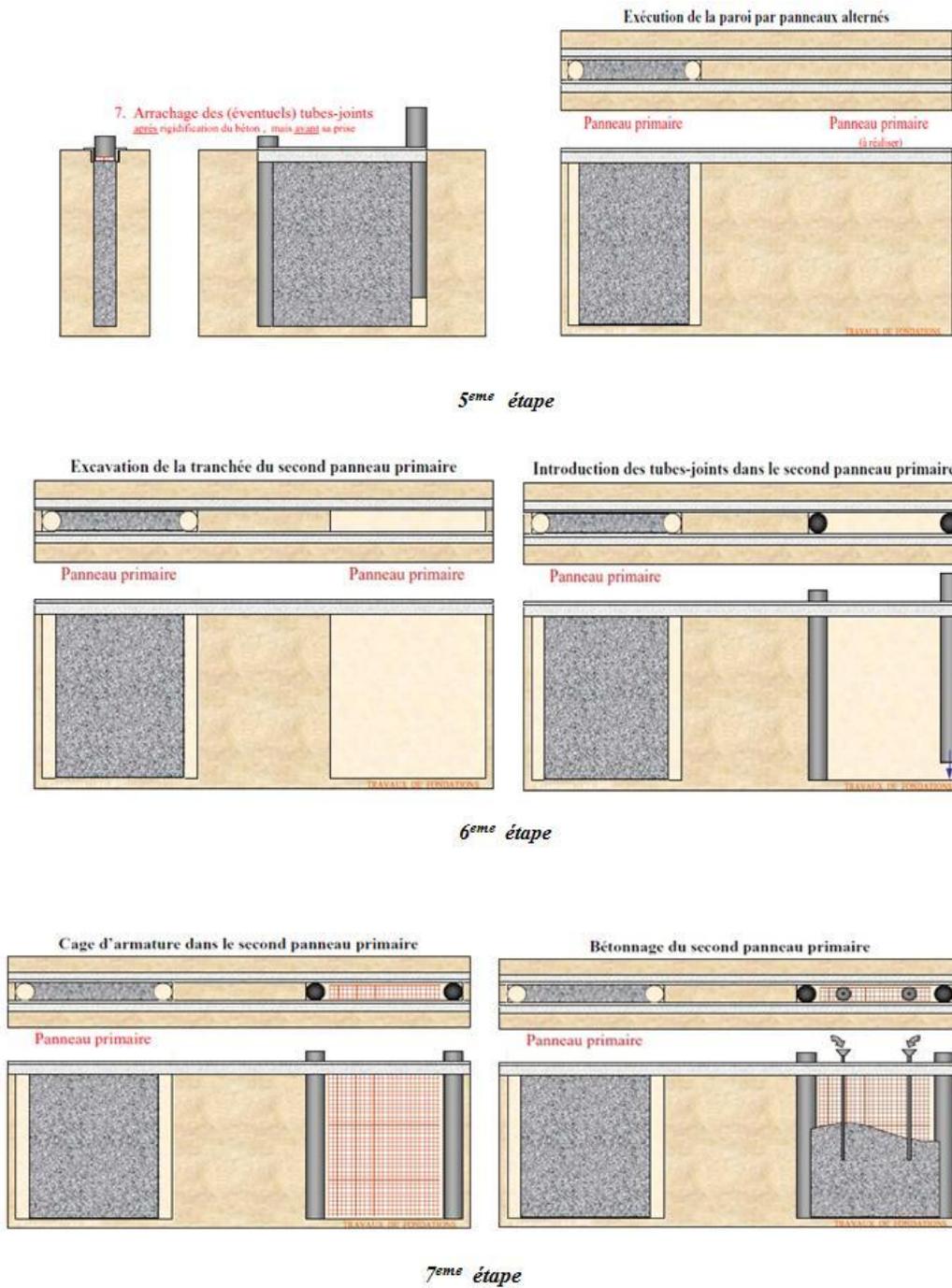


Fig. II .32.Méthode d'exécution du deuxième panneau de la paroi moulée.

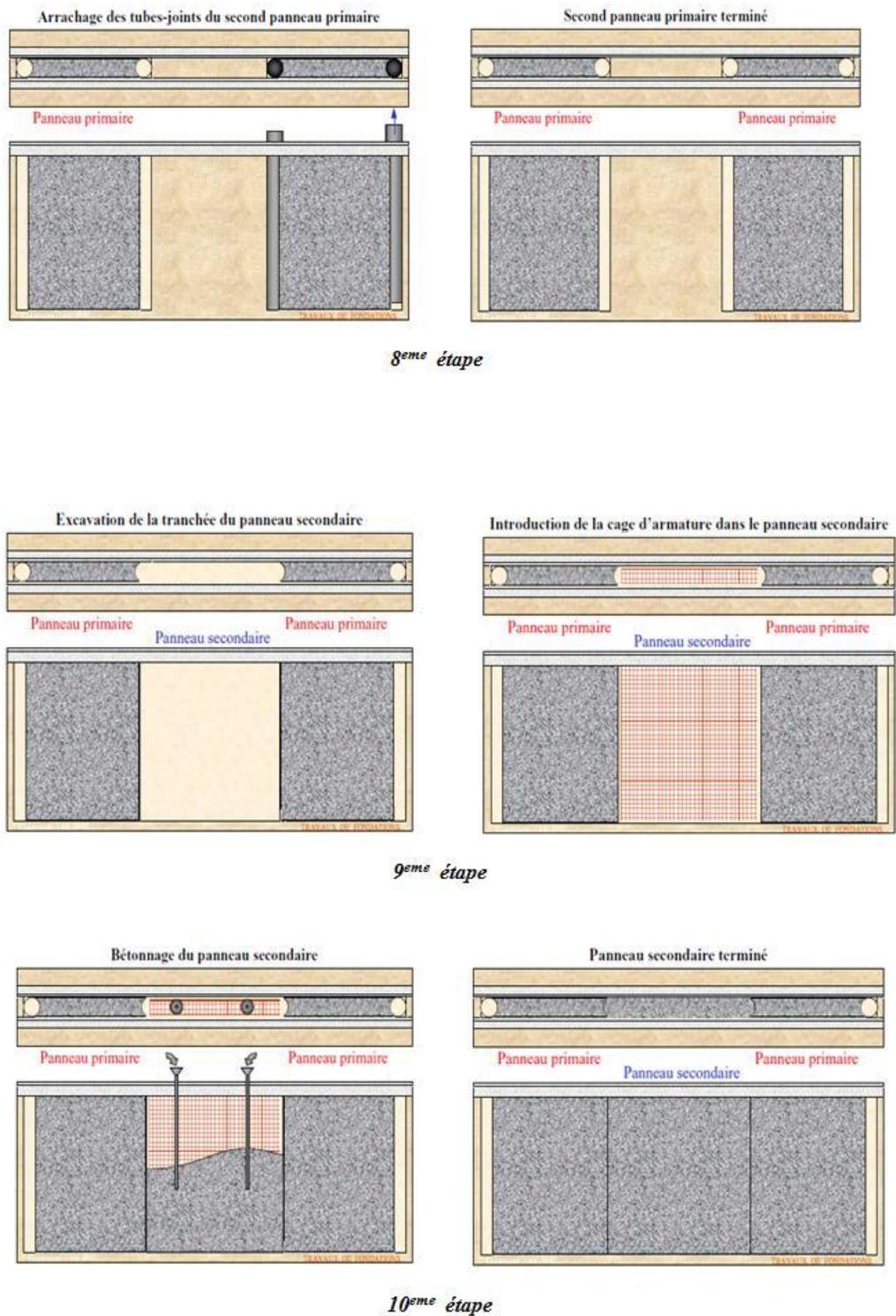


Fig. II. 33. Méthode d'exécution du troisième panneau de la paroi moulée.

II.2.3. Suivi des parois moulées

Cette étape intervient tout au long du processus de réalisation de la paroi. Elle consiste à suivre l'évolution des parois, et notamment leur déplacement. Pour cela, on place des tubes inclinométriques dans les parois, qui permettent de mesurer les déplacements angulaires de la paroi au cours des travaux et jusqu'à la mise en service. Couplée à des relevés topographiques en tête et en pied de paroi, cette mesure permet d'obtenir alors avec précision le mouvement exact de la paroi. Une vérification est nécessaire pour s'assurer si les déplacements observés sont bien en accord avec ceux calculés initialement.

II.2.4. Domaine d'application

La paroi moulée offre un large champ d'application dans le domaine de génie civil.

a) Comme soutènement classique

Elle intervient pour la réalisation des grandes fouilles en déblais (usines, centrale,...etc.) et en site urbain. Comme elle peut jouer le rôle de soutènement des terres et de fondations, grâce à l'importante épaisseur des parois qui varie entre 0.50 et 1.50 mètre, elle joue le rôle de fondation profonde en transmettant au sol sous-jacent les différentes charges de l'ouvrage. C'est le cas des tranchées couvertes où elle est intégrée à l'ouvrage comme pieds droits recevant les charges de la dalle. Et de grands parkings en site urbain où elle reçoit les charges des différents niveaux de plancher.

Elle permet aussi la réalisation de nombreux ouvrages hydrauliques tel que les quais et parfois utilisé pour protéger les sites montagneux.

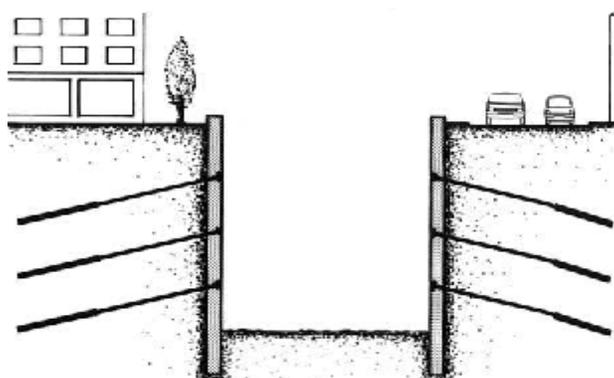


Fig. II.34. Soutènement d'une excavation avec une paroi moulée ancrée.

b) Assure l'étanchéité

En présence de nappe phréatique importante, et en association avec une injection de fond ou substratum étanche, qui permet de réaliser de grandes enceintes à l'intérieur desquelles sont effectués les travaux de génie civil, après avoir pompé et rabattre la nappe.

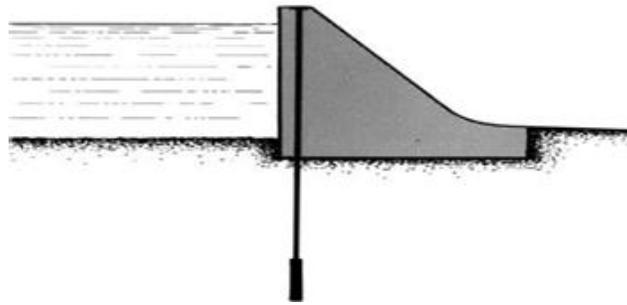


Fig. II.35. Rôle d'une paroi dans un barrage.

II.2.5. Parois préfabriquées

À côté des parois moulées classiques, d'autres techniques, de même inspiration, se sont développées, comme les parois préfabriquées.

Le bétonnage d'une paroi classique est, en effet, une opération délicate qui peut présenter des malfaçons, de plus les joints posent des problèmes difficiles. Ce qui a poussés à penser à la préfabrication des panneaux, avant de les mettre en place dans la fouille, la sécurité est ainsi considérablement améliorée.

Les éléments - ou panneaux - sont en béton vibré armé ou précontraint. La préfabrication revêt le plus souvent possible un caractère industriel. Il s'agit d'une préfabrication "lourde", le poids des éléments pouvant atteindre 40 tonnes. Selon les possibilités, on fera la préfabrication sur place (avec séchage accéléré pour produire des panneaux chaque jour), ou on fera appel à une installation extérieure industrielle qui alimentera le chantier de pose en fonction de l'avancement.

Pour ces parois, l'écran est constitué d'une succession d'éléments préfabriqués en béton armé, jointoyés et mis en place dans une tranchée de paroi moulée classique. La boue bentonitique qui remplit la tranchée est substituée par un coulis auto-durcissant, qui assure le scellement. Ce coulis auto-durcissant peut jouer le rôle de la boue et celui du ciment liquide au départ. Ce coulis se rigidifie ensuite ce qui permet une mise en place en continu et il présenter une résistance analogue à celle de terrain et permet ainsi le transfert des efforts entre le sol et la paroi.

(La substitution du colis à la boue bentonitique ne peut se faire convenablement, que dans la mesure où les deux liquides ont des densités assez différentes, ce qui impose que la boue bentonitique ne soit pas trop chargée en sable. Cette technique nécessite bien sûr une réalisation panneau par panneau. Il faut attendre qu'un panneau ait fait prise avant de passer au suivant, sinon un mélange des deux liquides serait à craindre) [Jean Costet /Guy Sanglerat .1983]

Les panneaux sont le plus souvent suspendus jusqu'à la prise de coulis ; ce dernier, dans la partie inférieure de la tranchée, peut assurer en outre une fonction de barrière hydraulique. Les joints sont mis en place sur l'extrémité des panneaux après bétonnage, on utilise le plus souvent le tube-joint, mais il y'a aussi le joint du type "water-stop" gonflable, qui peut être

gonflé après coup avec un coulis de ciment, de sorte qu'il y ait un contact étroit entre le béton et le joint, le joint CWS à décoffrage latéral et des demi-joints peuvent être intégrés aux panneaux avant bétonnage et soudé entre eux.

Les éléments préfabriqués comportent une réservation destinée pour l'attache des tirants.

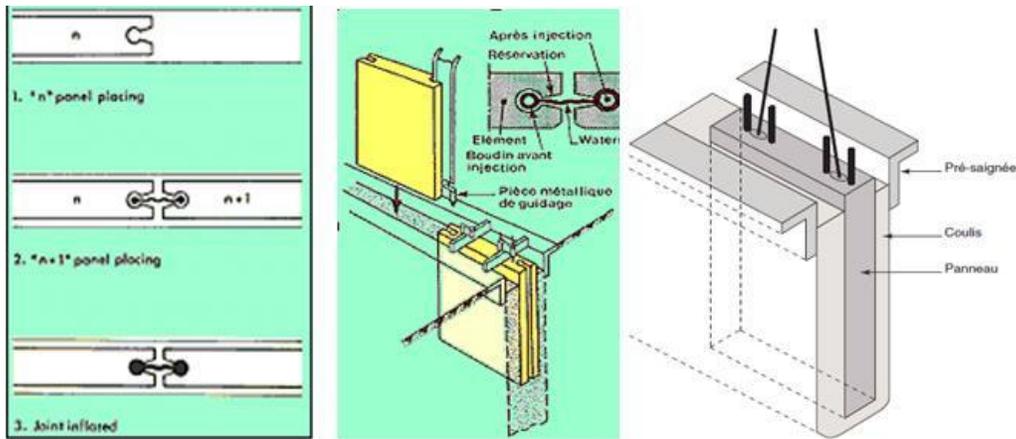


Fig. II.36. Principe de construction d'une paroi préfabriquée.

II.2.6. Méthode de calcul des parois moulées [Melbouci Bachir .2009.]

On s'intéresse dans le calcul, à la profondeur de fiche, aux sollicitations sur la paroi ainsi qu'aux déplacements de cette dernière.

On limitera les calculs des parois moulées à la méthode élastique de Schneebeli.

1) Ecrans auto stables

Les écrans auto stables sont des murs ayant une fiche suffisante pour pouvoir rester stables sans la présence des tirants. On distinguera deux cas :

1^{er} cas : la fiche n'est pas trop importante

Hypothèses :

- Les écrans se déplacent suffisamment pour mobiliser la poussée ou la butée ;
- Le massif est en équilibre de Rankine ;

A partir de ces hypothèses, la poussée et la butée s'écrivent :

$$\sigma_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \gamma \cdot h - 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II.21})$$

$$\sigma_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \gamma \cdot h + 2 \cdot C \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{II.22})$$

Dans le cas d'une présence d'une nappe, on rajoute la poussée hydrostatique.

- Détermination de la fiche minimale

La recherche du point de moment nul nous permet de déduire la fiche minimale. Ce point correspond au centre de rotation de l'écran.

Cette fiche minimale est alors obtenue en prolongeant l'écran au-delà du point de moment nul d'une longueur « $0,2.f$ » (f étant la longueur comprise entre le point de pression nulle et le point de moment nul).

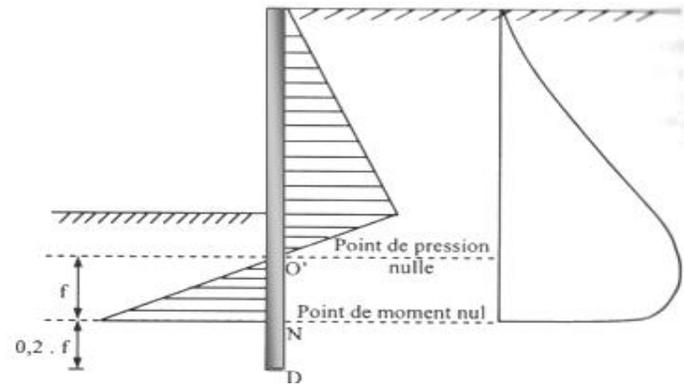


Fig. II.37. Diagramme des contraintes et courbes des moments

2^{ème} cas : La fiche est surabondante

Au-delà d'une certaine profondeur, les mouvements de l'écran sont pratiquement impossibles, d'où l'équilibre plastique se raccorde à un équilibre élastique dans la partie encastrée. Cet équilibre dépend de la longueur élastique de l'écran encastré qui égale à :

$$L' = \sqrt[4]{\frac{2.E.I}{k}} \quad (\text{II.23})$$

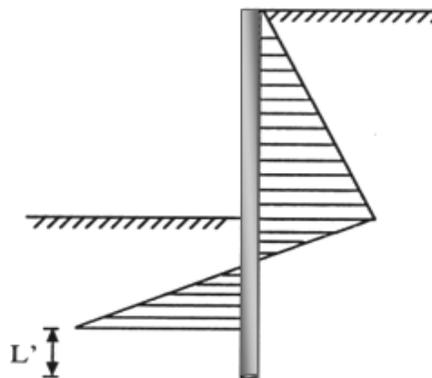


Fig. II.38. Longueur élastique L'

Où :

E : module d'élasticité du matériau constituant l'écran.

I : moment d'inertie d'une tranchée de largeur unité de l'écran.

K : coefficient de réaction du sol variant entre 500 et $12000 \text{ daN/m}^3 \times 10^3$.

(La contrainte élastique de réaction du sol est définie par : $(\sigma = -k.y)$ et y est l'enfoncement du sol correspondant).

❖ Remarque.

Le calcul dans le domaine élastique n'est simple que si la longueur sur laquelle agissent les contraintes élastique est supérieure à $(3,5 L')$.

2) Ecran ancrés isostatiques :

Ce sont des écrans à l'action d'une seule rangée de tirants.

- Réaction élastique du tirant

Dans la zone où s'exerce la force de tirant, l'écran ne pourra se déplacer ; le sol réagira alors d'une façon élastique sur une longueur L définie par :

$$L = \sqrt{\frac{E.I}{K}}$$

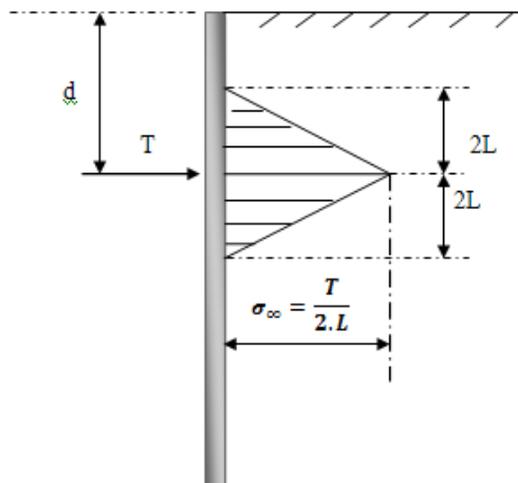


Fig. II.39. Réaction au droit du tirant.

On distingue trois cas suivant la distance d du sommet de l'écran au point d'application du tirant.

1^{er} cas : $d > 2L$

Au droit de l'effort d'ancrage, la contrainte a pour valeur :

$$\frac{2.T}{2.L} \quad (\text{II.24})$$

Et cette contrainte s'annule à la distance « $2L$ » de part et d'autre du point d'application de cet effort. La distribution est donc triangulaire.

2^{ème} cas : $1,5L \leq d \leq 2L$

La contrainte σ_m est toujours égale à :

$$\sigma_m = \frac{T}{2.L} \tag{II.25}$$

Dans ce cas, la répartition est trapézoïdale.

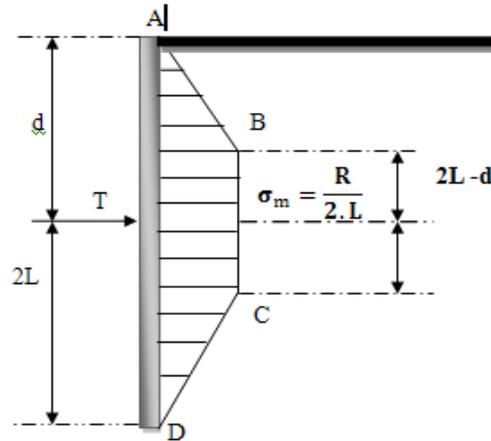


Fig. II.40. Réaction trapézoïdale au droit du tirant.

❖ Remarque

La somme intégrale des contraintes de réaction est toujours égale à T

$$T = \frac{(2L-d)(2L+d)}{2} \times \sigma_m \tag{II.26}$$

3^{ème} cas : $d \leq L$

La répartition reste toujours trapézoïdale, mais la droite AB représente la droite des contraintes limites de buté de Rankine. De plus, la distance ED est égale à 1,5L.

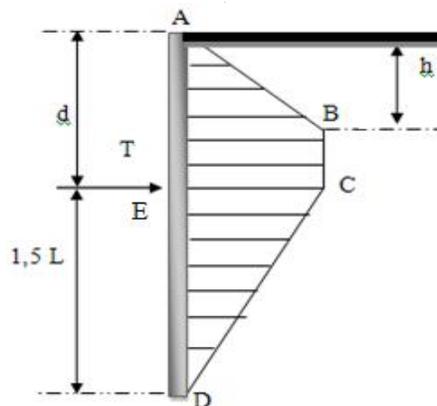


Fig. II.41. Réaction trapézoïdale au droit du tirant.

❖ Remarque 1

La valeur maximale de la contrainte de réaction élastique sera inférieure à la contrainte de butée et elle est déterminée de façon que l'aire ABCD soit égale à la force T.

❖ Remarque 2

Dans le cas d'un sol pulvérulent sans surcharge, la distance « h » à partir de laquelle s'exerce la contrainte :

$$\sigma_c = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot h \quad (\text{II.27})$$

Sera liée à « T » par la relation suivante :

$$F = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot h \cdot \left(d + \left(0,75 \cdot L - \frac{h}{2} \right) \right) \quad (\text{II.28})$$

4^{ème} cas : $L < d < 1,5L$

On choisira parmi les deux cas précédent, la répartition des contraintes la plus défavorable pour la structure.

3) Calcul d'un écran isostatique.

Il suffit dans une première étape de déterminer la répartition des contraintes élastique au droit du tirant ; ensuite de considérer que l'équilibre redevient plastique dès que la courbe représentative, des contraintes plastiques de poussée, sur le mur coupe la courbe des contraintes élastiques.

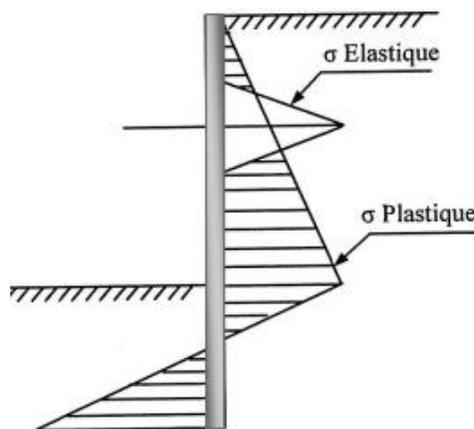


Fig. II.42. Cas d'un écran isostatique.

Dans le cas où la fiche est surabondante, les calculs se feront de la même façon que dans le deuxième cas des écrans auto-stables.

4) Ecrans ancrés hyperstatique

Ce sont des écrans comportant plusieurs files de tirants. On considère d'une part que les contraintes élastiques de réaction de sol au droit des tirants se superposent, d'autre part, les mouvements de l'écran sont impossibles sur toute l'étendue où s'exerce les efforts de précontrainte.

Les tirants seront disposés de manière à ce que les contraintes élastiques de réaction, ne descendent jamais au dessous des contraintes plastiques de poussée dans toute la zone, comprise entre la première et la deuxième zone des tirants. Ainsi l'équilibre statique doit se raccorder à un équilibre plastique au-delà du tirant le plus bas.

5) Equilibre statique de la paroi

Il faut que les aires FGHI et HJK soient égales (fig. II.44). La fiche minimale correspond à l'égalité de ces deux aires.

❖ Remarque.

Si la fiche est surabondante, un équilibre élastique fait suite à l'équilibre plastique au-delà du point K.

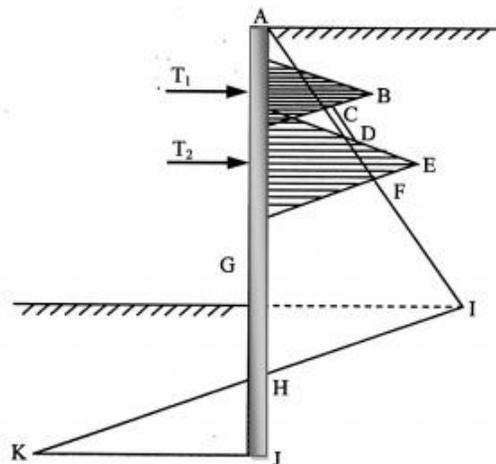


Fig. II.43. Réaction au point droit du cas de 2 tirants.

6) Poussée due aux murs mitoyens :

Les murs mitoyens sollicitent plus ou moins les parois moulées, suivant qu'ils sont à une certaine distance ou au contact de celles-ci.

- Le mur mitoyen est à une certaine distance d de l'écran :
Les contraintes de réaction entre le mur et l'écran devront être élastiques, car tout mouvement du massif serait dommageable pour la construction mitoyenne. On considère que les contraintes de poussée sur la partie supérieure de l'écran résultent de la superposition d'une part, des contraintes classiques plastiques des terres, d'autre part d'une contrainte σ'_y due à la présence du mur mitoyen.

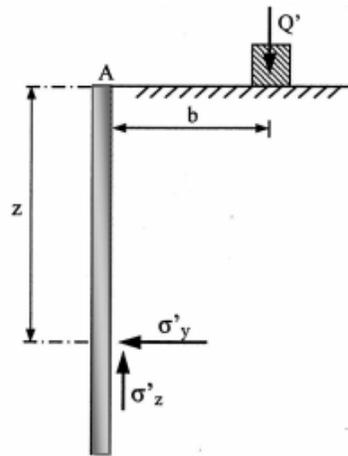


Fig. II .44.Effet d'un mur mitoyen.

Soit $\xi = \sqrt{3} \frac{z}{b}$

z : la côte d'un point quelconque de l'écran.

b : la distance séparant l'axe du mur mitoyen de l'écran.

La valeur maximale des contraintes est définie par la formule suivante :

$$\sigma'_{\max} = 0,415 \frac{Q}{b} \quad (\text{II.29})$$

La valeur de σ'_y est définie selon que :

$$z > \frac{b}{\sqrt{k_a}} \quad ; \quad \sigma'_y = \sigma'_{\max} \cdot \varphi_1(\xi)$$

Avec :

$$\varphi_1(\xi) = \frac{\sigma'_y}{\sigma'_{\max}}$$

$$z > \frac{b}{\sqrt{k_a}} \quad ; \quad \sigma'_y = k_a \sigma'_z \quad (\text{II.30})$$

La contrainte verticale σ'_z a pour expression :

$$\sigma'_y = \sigma'_m \cdot \Psi(z) \quad (\text{II.31})$$

D'où :

$$\sigma'_y = k_a \sigma'_z = k_a \sigma'_m \cdot \Psi(z) \quad (\text{II.32})$$

Avec :

$$\Psi(z) = \frac{\sigma'_y}{k_a \cdot \sigma'_m} \quad (\text{II.33})$$

L'abaque ci-dessous nous permet de déterminer les fonctions φ et Ψ .

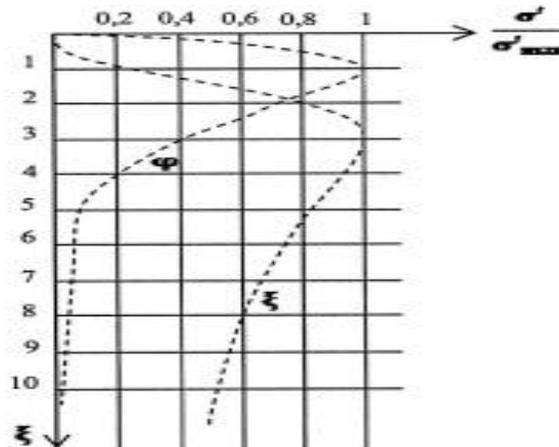


Fig. II .45.Abaque de φ et Ψ

- Les murs mitoyens est au contact de l'écran.

Dans ce cas, l'action du mur sur le massif sera considérée comme une surcharge P répartie sur une semelle de longueur « e ».

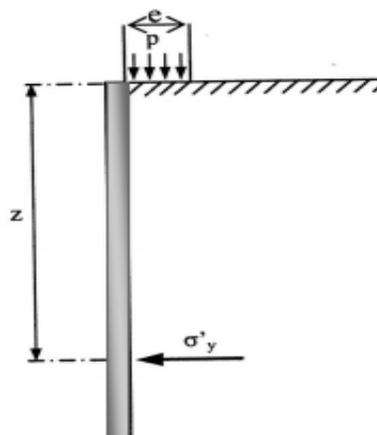


Fig. II. 46. Mur en contact de l'écran

Deux cas sont à envisager en fonction de la variable $\xi = (z/e)$ sans dimension.

- Pour les faibles valeurs de ξ :

$$\varphi(\xi) > k_a \cdot \Psi(\xi) \tag{II.34}$$

La poussée supplémentaire σ'_y due à la présence du mur mitoyen sere :

$$\sigma'_y = p \cdot \varphi(\xi) \tag{II.35}$$

- Pour de grande de valeur de ξ

$$\varphi(\xi) < k_a \cdot \Psi(\xi) \tag{II.36}$$

La poussée supplémentaire σ'_y due à la présence de mur mitoyen sera :

$$\sigma'_y = p \cdot \Psi(\xi) \quad (\text{II.36})$$

Les valeurs de $\varphi(\xi)$ et $\Psi(\xi)$ sont données en fonction de $\xi = (z/e)$ par la figure.18 suivante :

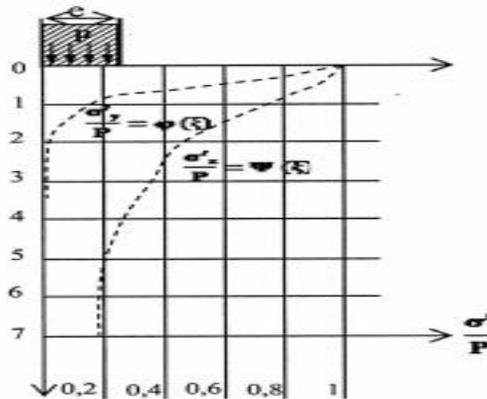


Fig. II.47. Abaque de $\varphi(\xi)$ et $\Psi(\xi)$.

7) Phénomènes hydrauliques

Concernant la poussée hydraulique et le phénomène de Renard, on prend en compte le poids volumique déjaugé et il convient de vérifier qu'il n'existe pas de risque de réaction d'un Renard hydraulique.

- La fiche f devra être supérieure à

$$f > \frac{\gamma_w}{\gamma'} (h_C - h_B) \quad (\text{II.37})$$

Si celle-ci est située dans une couche peu perméable. (Avec : $k_1 \gg k_2$)

h_C et h_B : Charge hydraulique aux points (C et B)

- La fiche « f » devra être supérieure à :

$$f > \frac{\gamma_w}{\gamma'} \cdot H \quad (\text{II.38})$$

Si celle-ci est située dans une couche relativement perméable. (Avec H : charge totale).

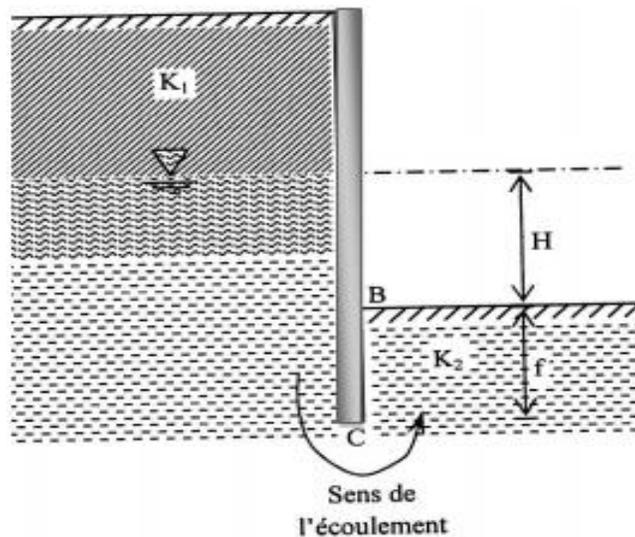


Fig. II. 48. Risque d'un Renard hydraulique

II.2.7. Avantage et inconvénient des parois moulées

La technique des parois moulées offre les avantages suivants:

- Mise en place sans bruit ni vibrations.
- Mise en place indépendante de la nature du sol.
- Rabattement de la nappe phréatique en général superflu étant donné que les parois moulées ont un degré d'étanchéité élevé.
- Il remplace avantageusement les palplanches métalliques dans certains cas et en particulier dans celui des fouilles de grandes dimensions.
- technique de construction permet d'exécuter des murs ou écrans au sein même du terrain avant d'effectuer le terrassement correspondant aux fouilles de pleine masse.
- c'est des parois qui peuvent assurer plusieurs fonctions: portance, étanchéité et soutènement.

Les parois moulées comportent aussi des risques non négligeables pour l'entrepreneur.

- La benne preneuse peut se coincer ou être arrachée pendant les travaux d'excavation, ce qui entraîne des travaux de repêchage importants et onéreux.
- Les parois de la tranchée peuvent s'effondrer par endroits, ce qui oblige à creuser plus, à utiliser une plus grande quantité de béton et crée des irrégularités à la surface des parois (travaux de réfection).
- La cage d'armature peut se coincer au moment de la mise en place, ce qui occasionne des frais supplémentaires et une perte de temps.
- Ne pouvant plus être retirés, les tubes d'écartement doivent être laissés sur place.
- La paroi peut présenter des défauts d'étanchéité en raison d'une excavation non conforme aux mesures ou d'un bétonnage défectueux.

II.3. parois Berlinoises

II.3.1. Définition et historique des parois Berlinoises

La paroi Berlinoise est un type de soutènement, provisoire ou définitif, communément employée pour réaliser des fouilles en site urbain.

Le procédé est largement utilisé, lors de la reconstruction du mur de Berlin, d'où ils ont tiré son nom, elle constitue une alternative à la tranchée blindée traditionnelle, il associe en générale, des poteaux verticaux et des éléments de blindage installés entre les poteaux, au fur et à mesure de l'excavation et éventuellement des tirants ou butons, si la stabilité le nécessite

II.3.2. Principe de fonctionnement d'une paroi Berlinoise

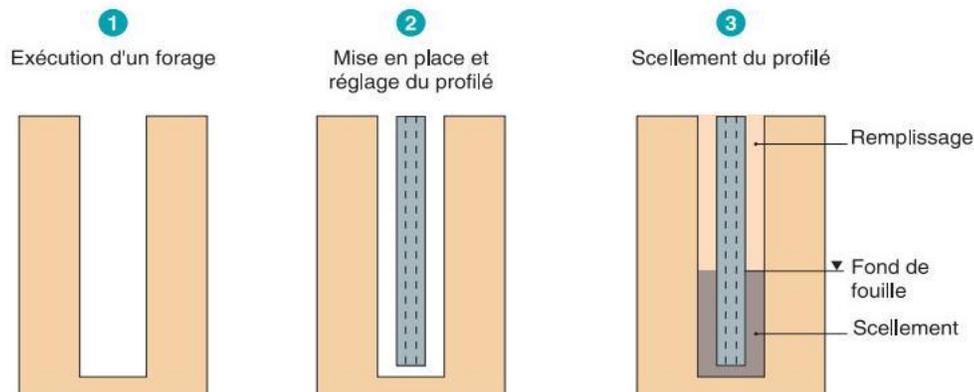
Exécuter des forages espacés régulièrement dans lesquels est mis des éléments verticaux, plus au moins rigides, généralement scellés dans des forages sous le niveau général de tassement et un blindage (bois, béton projeté, plaques métalliques, ...), entre les éléments verticaux au fur et à mesure du terrassement.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par la fiche des éléments verticaux auxquels sont souvent associés des dispositifs d'appuis (des butons ou des tirants, clous) sauf dans le cas de fouilles peu profondes où l'ouvrage peut être auto-stable.

II.3.3. La mise en œuvre d'une paroi Berlinoise

L'exécution d'une paroi Berlinoise ne perturbe pratiquement pas le terrain. Elle se réalise en 6 étapes principales :

- 1) Exécution d'un forage vertical en grand diamètre;
- 2) Mise en place et réglage du profilé ;
- 3) Scellement du profilé au béton ou coulis sous le fond de fouille et remplissage au-dessus ;
- 4) Terrassement sur un niveau blindage entre profiles ;
- 5) Mise en place des tirants ;
- 6) Poursuite du terrassement.



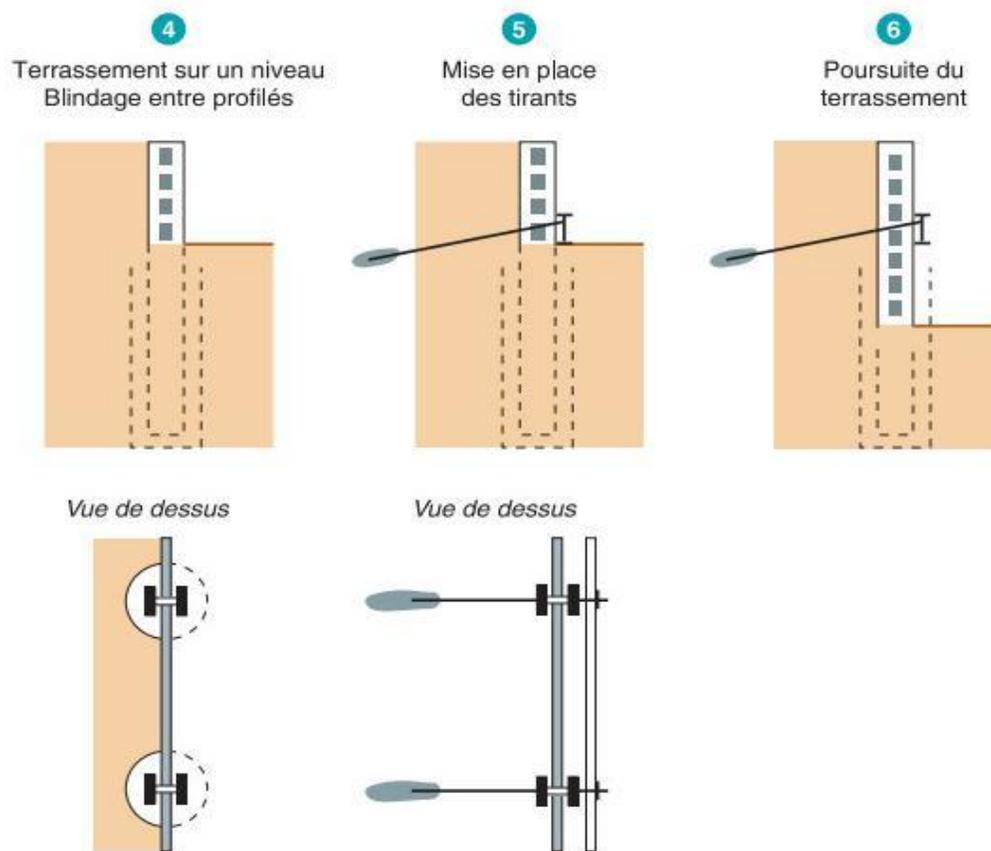


Fig. II.49 Schéma d'exécution d'une paroi Berlinoise.

II.3.4. Domaine d'emploi

La paroi berlinoise est, avant tout, un ouvrage provisoire. Mais elle peut être rendue définitive avec certaines adaptations, ces ouvrages ont un domaine d'emploi privilégié en site urbain (tranchées couvertes, trémies), en aménagement routier courant. De tels ouvrages sont mis en œuvre en élargissement de plate-forme en déblai, ou lors de la réalisation de trémies. La Fig. II.5 montre, ce qui n'est pas toujours le cas, un exemple de paroi berlinoise dont la structure reste visible après travaux.

Les parois Berlinoises présentent l'intérêt d'être économiques par rapport aux écrans continus (palplanches ou parois moulées), elles sont utilisées en soutènement de déblai moyennement les deux conditions suivantes :

- Absence de nappe phréatique (ou avec peu d'eau), ou mise en œuvre d'un rabattement de nappe préalable ;
- Cohésion du sol suffisante à court terme pour prévenir en phase des travaux, le risque d'éboulements ou de hors-profilés importants entre deux éléments de soutènement verticaux.

L'emploi des parois Berlinoises est également fréquent pour la réparation de glissement de talus, en alternative à des palplanches, car elles présentent l'avantage, de ne pas faire obstacle à l'écoulement des eaux souterraines.

Mais elles sont essentiellement utilisées dans un soutènement de fouilles lorsque aucun déplacement n'est toléré, un soutènement de fouille de faible largeur (exécution de métros et d'égouts) à plus au moins grande profondeur ; le soutènement est alors lié à un butonnage et dans le cas de soutien d'édifices ou d'ouvrages sans tassement.



Fig. II.50. Vue générale d'une paroi Berlinoise à Saint-Ouen.

II.3.5. Les différents types de parois

Il existe plusieurs types des parois: Berlinoises, Parisienne, Lutétienne, Rennaise et micro-Berlinoise, analogues dans leur fonctionnement et par la technologie de leurs éléments constitutifs.

II.3.5. 1. Paroi Berlinoise

a) les éléments verticaux

La réalisation de ces éléments comporte les phases suivantes :

- Exécution d'un forage avec des outils adaptés aux sols rencontrés (tarière, forage sec, forage sous boue, ...etc.). L'entraxe est généralement compris entre 1 et 3 m, le diamètre ne dépassant généralement pas 1m. Les poteaux peuvent être également misent en œuvre par battage ou vibro-fonçage.
- Pose d'un profilé métallique en respectant une tolérance de verticalité suffisante (de 0,5 % à 1% d'erreur) (*Fig. II.52*).
- Mise en place d'un béton, d'un mortier ou d'un coulis de scellement, soit sur toute la hauteur, soit sur la seule partie en fiche.

En cas de problème de tenue des parois de forage, il peut être envisagé de réaliser le bétonnage, puis de mettre en place le profilé métallique aussitôt après. Ce mode d'exécution rend cependant, plus difficile le respect des tolérances de verticalité.



Fig. II.51. Forage et mise en place des profilés métalliques.

b) le parement

- Cas d'un béton projeté.

La hauteur des passes d'exécution à moduler en fonction de la tenue des terrains et éventuellement des circulations d'eau, varie généralement entre 1 et 3 m. Au fur et à mesure du terrassement, à chaque passe, une ou deux nappes de treillis soudé sont posées entre les profilés, puis sont réalisés les panneaux en béton projeté ou coffré, généralement sur une épaisseur de l'ordre de 20 à 30 cm.



Fig. II.52. Parois Berlinoise en cours d'exécution.

- Cas du béton coffré

Le parement en béton coffré n'est envisageable que dans les terrains nettement cohésifs pour lesquels les risques d'éboulement sont faibles. Les éléments de coffrage, qui s'appuient sur les poteaux, peuvent être enlevés après un délai de prise de trois à quatre jours.

- Cas des éléments en béton préfabriqués

Ce type de technique a déjà été mis en œuvre dans des terrains limono-argileux, présentant une bonne cohésion. Le terrassement du parement de la fouille nécessite un soin particulier de façon, à ne pas décompresser le sol, il est préférable de ne retenir cette solution qu'à une certaine distance d'ouvrages ou d'immeubles sensibles.

c) Les appuis

Les appuis peuvent être, de types divers (Tirants d'ancrage actifs ou passifs, clous et butons)
Les efforts d'appui sont repartis sur les poteaux au moyen de liernes, continues ou pas.

II.3.5.2. Paroi micro-Berlinoise

Il s'agit d'une paroi Berlinoise dont les éléments verticaux sont constitués par des micro-pieux. Les forages ont le plus souvent, un entraxe voisin de 1 m, et ils sont réalisés avec atelier léger, permettant un forage d'un diamètre maximum de 250 mm.

Les armatures, de type profilés métalliques ou tubulaires, sont mises en œuvre et scellées, selon les mêmes techniques que celles utilisées pour les Berlinoises.

II.3.5.3. Paroi Parisienne

Les éléments verticaux sont constitués de poteaux en béton armé préfabriqués, mis en place dans un forage rempli d'un coulis bentonite-ciment. Dans certains sols, il est également possible de les vibrofoncer ou de les battre. La tolérance d'erreur de verticalité est la même à celle requise pour les Berlinoises (de 0,5 % à 1%). Les poteaux peuvent être équipés d'armatures en attente, sur lesquelles s'ancrent les panneaux. Des réservations sont généralement prévues pour des tirants.

L'intérêt de cette variante, est de conférer à l'ouvrage une grande rigidité que celle qui lui est donnée par de simples profilés métalliques. Par ailleurs, l'ouvrage est moins soumis à la corrosion que dans le cas d'emploi de simples profilés métalliques. Le parement est le plus souvent constitué de béton projeté.

Les difficultés de cette technique, résident dans les problèmes de manutention limitant le poids et la longueur des poteaux, d'autre part, le positionnement des attentes doit être très précis.



Fig. II. 53. Paroi Parisienne à Champs-sur-Marne.

II.3.5.4. paroi Lutétienne

Il s'agit d'une évolution du procédé de la paroi Parisienne, dans laquelle les poteaux préfabriqués en béton armé, sont remplacés par des pieux exécutés en place, dans des forages. Il n'y a donc pas les mêmes limitations géométriques que dans le cas précédent, les opérations de manutention se trouvent facilitées. Le parement est le plus souvent constitué de béton projeté.



Fig. II. 54. Paroi Lutétienne en site urbain.

II.3.5.5. Paroi Rennaise

Ce soutènement constitue une variante de la paroi Lutétienne, pour les terrains de forte cohésion. Il ne comporte que des pieux forés, distants les uns des autres.

Un cas extrême est constitué par un rideau de pieux sécants, solution qui peut être envisagée en présence d'une nappe phréatique.

La mise en œuvre d'un parement de finition en béton coulé en place, ou rapporté reste évidemment possible.

II.3.6. Comparaison entre les différents types de parois

Le tableau suivant présente les caractéristiques spécifiques aux ouvrages les plus fréquemment rencontrés et indique sommairement leurs domaines d'emploi.

Tableau II.1. Les caractéristiques des différentes parois

	Paroi Berlinoise	Paroi Micro-berloise	Paroi Parisienne	Paroi Lutétienne	Paroi Rennaise
Structure des poteaux	Profilés métalliques	Profilés métalliques	Poteaux béton armé préfabriqués	Pieux béton armé réalisés en place	Pieux béton armé réalisés en place
Forage	$\phi > 600$ mm	$\phi < 250$ mm	$\phi > 600$ mm	$\phi > 400$ mm	$\phi > 400$ mm
Vibro-fonçage ou battage	oui	oui	oui	non	non
Parement	Béton projeté ou coffré, plaques préfabriquées en béton, métal	Idem Berlinoise	Béton projeté ou coffré, plaques préfabriquées en béton	Béton projeté ou coffré	Rien ou béton projeté
Éléments de stabilité	- autostable*, - tirants, - butons	Idem Berlinoise	Idem Berlinoise	Idem Berlinoise	Idem Berlinoise
Domaine d'emploi	Ouvrages provisoires ou définitifs, hauteur des poteaux < 15 m**	Idem Berlinoise, petits ouvrages**	Idem Berlinoise**	Idem Berlinoise mais possibilité de profondeurs plus importantes**	Idem Berlinoise, sol présentant une cohésion à long terme**
Inconvénient	Mal adaptée aux fouilles de très grandes profondeurs	Réservée aux fouilles de faibles profondeurs	Idem Berlinoise	Pas d'inconvénient majeur	Limitation liée à la nature du sol
<p>* Les ouvrages définitifs comportent le plus souvent des éléments de stabilité. ** Pour des hauteurs de soutènement > 15 m, des dispositions constructives spécifiques doivent être envisagées pour garantir la verticalité dans les tolérances habituelles.</p>					

II.3.7. Avantages et inconvénients des parois berlinoises

- La paroi Berlinoise est un type du blindage rapide à faible coût.
- Ce principe ne peut cependant s'appliquer qu'en et dans un terrain ayant une certaine cohésion.
- On trouvera une limitation d'emploi dans la souplesse relative des poteaux, ainsi que dans la déformabilité du matériau de remplissage des forages, pouvant être à l'origine de déformations excessives du massif soutenu lors de phases d'excavation. Ces limitations peuvent résulter également des contraintes d'exécutions des poteaux (présence de gros éléments, problèmes de verticalité pour des poteaux de grande longueur, par exemple).

II.4. Parois clouées

II.4.1. historique et définition des Parois clouées

Le premier mur en sol cloué a été construit en 1972 à Versailles en France, et depuis l'expérience française n'a pas cessé de progresser, plus de 100000 m² de murs ont été construits dans le cadre du projet national "CLOUTERRE".

La technique de clouage est l'une des techniques de soutènement qui peut être provisoires ou permanente, elle peut être utilisée soit pour la réalisation de massifs de soutènement, en déblai, soit pour le renforcement de talus existants, elle permet la réalisation d'excavations à parement vertical ou incliné, stabilisées par la mise en place d'armatures passives, de hautes adhérences et subhorizontales au fur et à mesure de son excavation, travaillant essentiellement à la traction et généralement placées parallèlement les unes aux autres. Ces barres peuvent être soit battues, soit scellées au coulis de ciment dans des forages. On appelle ces barres des clous.

Le massif de sol renforcé est construit de haut en bas. Pour éviter que la terre s'écoule entre les barres, on place un parement généralement constitué d'un treillis soudé et d'un béton projeté, dont le rôle local est de retenir la terre entre les barres.

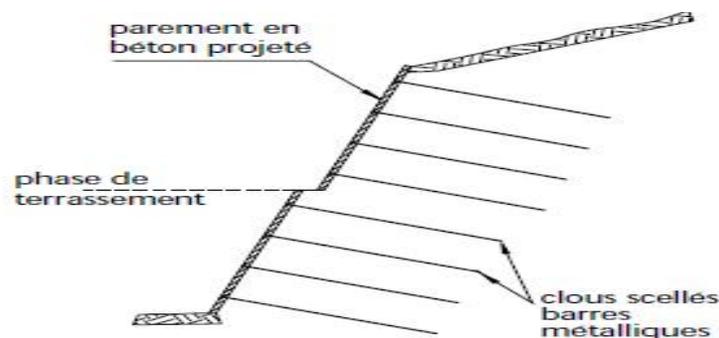


Fig. II. 55. Schéma représentatif d'une paroi clouée.

II.4.2. Mise en œuvre

L'exécution de la paroi clouée se fait suivant quatre phases :

- **Phase 1: terrassement.**

Exécution des terrassements suivant les profils des plans d'exécution ; sur une hauteur qui varie entre 1 et 3,50 m selon la nature du sol à renforcer, les terrassements sont réalisés par passe (généralement horizontale). L'exécution des déblais est réalisée de façon à obtenir un talus le plus régulier possible. Les hors profils qui ne peuvent pas être évités, sont mesurés, remplis et devront faire l'objet d'une compensation additionnelle qui doit être agréée. Afin d'assurer la stabilité à court terme (local) du front de parement, on applique une première couche de béton projeté sur une épaisseur d'environ 5cm, en faisant attention à d'éventuelles surpressions d'air entre le parement et le sol.

La projection du béton, peut se faire après la perforation des clous (pour les clous forés), si la cohésion de sol est importante.

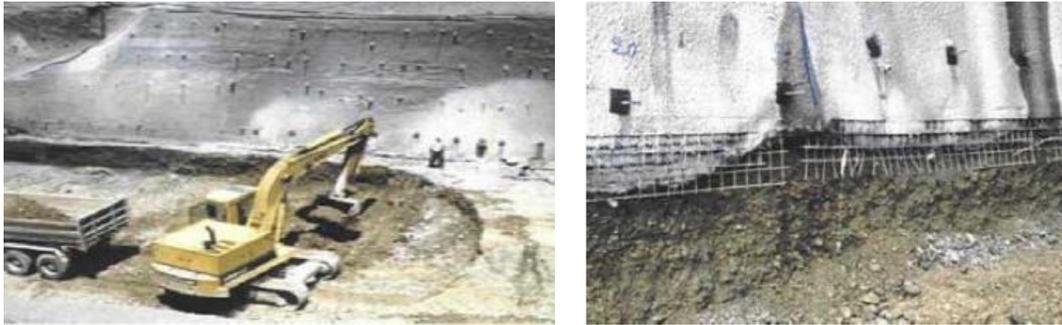


Fig. II. 56. Terrassement.

- **Phase 2 : exécution des clous.**

On exécute sur la partie terrassée et bétonnée des perforations destinées à l'exécution du clouage (clou foré) suivant un maillage. La mise en place du premier grillage métallique interne de maillage généralement de 150x150 mm. Puis on réalise l'armature de renforcement sur la quelle va se poser la plaque de répartition, qui seront fixés aux boulons d'ancrages. En correspondance de chaque boulon, une plaque d'appui ou de répartition (200 x 200 mm et d'épaisseur 20 mm) et des boulons de serrage sont mis en place.

Les clous, sont mis en place au moyen d'un coulis par scellement d'une armature de haute adhérence, dans un forage subhorizontal de diamètre et de longueur supérieure au diamètre et longueur des clous.

La longueur des clous sont données comme suit:

- 0.5 à 0.7 H, pour clou battu avec un maillage serré (2 clou par m²).
- 0.8 à 1.2 H, pour clou foré avec un maillage de 1 clou pour 2.5 à 6 m².

Une fois l'injection aura fait prise on passe au serrage du boulon et découpage de la partie externe du tube d'injection et l'exécution d'une deuxième couche de béton projeté.

Les clous procurent au sein du massif de terrain meuble renforcé une résistance en traction parallèlement à l'axe des clous.

La densité du clouage égale à

$$d = \frac{T_L}{\gamma \cdot S_V \cdot S_h \cdot L} \quad (\text{II.39})$$

Avec :

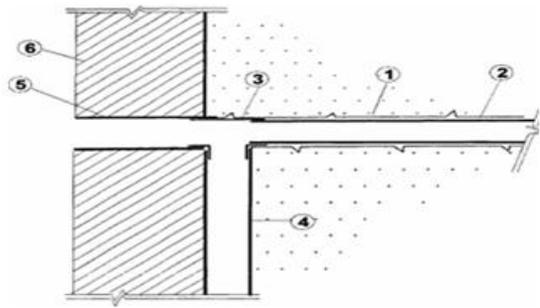
T_L : Traction maximale mobilisable en tête des clous résultant du frottement latéral unitaire,

γ : poids volumique du sol,

S_V : Espacement vertical,

S_h : Espacement horizontal,

L : longueur de des clous.



1. Forage
2. Drain avec tube crépine + gaine en geosynthétique éventuelle.
3. Raccord en té.
4. Tube d'évacuation vers un collecteur
5. Tube d'accès au drain.
6. Parement.

Fig. II. 57. Schéma d'une perforation pour clous forés.



Fig. II. 58. Exécution de la première nappe d'armature.



Fig. II. 59. Exécution de la couche de béton projeté.

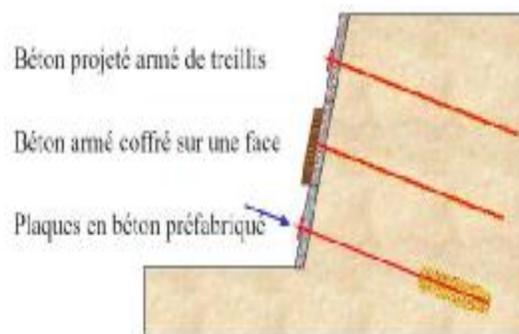
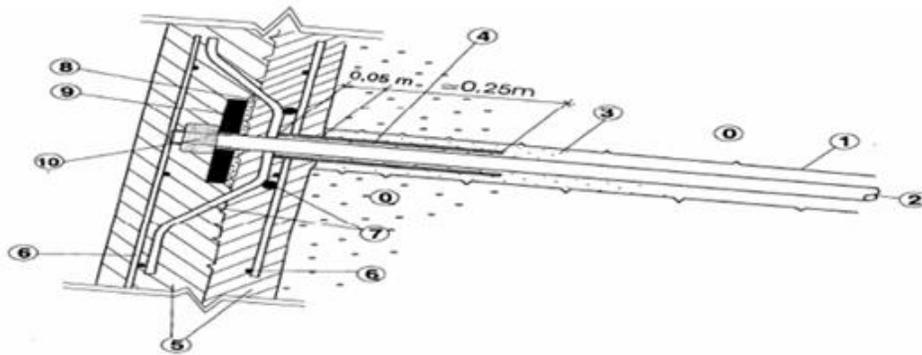


Fig. II. 60. Mise en place des clous.



- | | |
|--|--|
| 0 Terrain en place | 6 Treillis soudé et treillis soudé 1 ^{er} passe |
| 1 Forage | 7 Armature de renforcement en tête du clou |
| 2 Armature du clou | 8 Mortier |
| 3 Coulis de scellement | 9 Plaque de répartition |
| 4 Protection locale par gaine plastique | 10 Ecrou de blocage |
| 5 Béton du parement projeté en deux passes | |

Fig. II. 61. Schéma représentatif d'un clou ancré.

• Phase 3

Mise en place du deuxième grillage métallique externe avec maille 150x150mm qui sera fixé au premier grillage par barres de liaison. Et l'exécution sur talus d'une troisième couche du béton projeté.

On suit les mêmes étapes pour la suite du parement.



Fig. II. 62. Vue des clous après exécution.



Fig. II. 63. Photo d'une Paroi clouée.

❖ Remarques

- Les longueurs et densité des clous sont variables, Selon la technique utilisée (forage ou battage) et la nature de sol.
Longueur comprise entre 0,6 et 1,2 H (H : hauteur du soutènement), de 2 clous par mètre carré de parement à 1 clou pour 6 mètres carrés.
- Lorsque les clous sont peu espacés, seulement une couche unique de béton projeté avec une seule nappe d'armature seront suffisantes, dans le cas contraire, il est nécessaire de réaliser deux passes successives de béton projeté, chaque passe comporte une nappe d'armature.
- Lors de l'exécution du projet, il s'est avéré nécessaire de prévoir un drainage interne efficace de l'interface sol – parement, réalisé au moyen de drains Subhorizontaux (forages équipés de tubes crépines gainés par un géotextile pour satisfaire aux conditions de filtre). La longueur et la densité des drains sont déterminées en fonction des données géotechniques. Les choix effectués sont confirmés ou corrigés au fur et à mesure de l'avancement des travaux

II.4.3. Les matériaux utilisés

II.4.3.1. Béton projeté

Cette technique est utilisée pour la stabilisation des talus naturels ou artificiels. Elle est souvent utilisée en association avec des interventions qui modifient la résistance mécanique de massif du sol (ancrages) et/ou appliquent des efforts de soutènement (poutre et piliers en béton). De plus, le béton projeté peut être utilisé en association avec des interventions qui modifient les conditions piézométriques d'un versant rocheux (drainage par drains forés).

Le béton projeté est constitué par un mélange de ciment, d'eau, de granulats (diamètre maximum 25 mm) et un accélérateur de prise (environ 5%)

Les granulats : Les courbes granulométriques sont continues de manière à obtenir un bon rendement de projection. La tolérance admissible par rapport à la courbe granulométrique optimale, à la suite d'essais préalables ou de convenance, est inférieure à 10% et le sable utilisé possède un faible pourcentage de grains plats et un gravillon dont le coefficient

d'aplatissement est inférieur à 30%. On emploie des granulats roulés au lieu de granulas concassés. [Abdelfattah MOBARRAA.2006]

- Les ciments : Le dosage en ciment est de l'ordre de 500 kg/m³ de béton. Le rapport E/C est de l'ordre de 0,5. [Abdelfattah MOBARRAA.2006]
- Les adjuvants : la mise en œuvre du béton projeté ou l'amélioration de sa qualité en place a été conditionnée par l'utilisation : d'adjuvants traditionnels pour le béton, accélérateurs de prise et fluidifiants. [Abdelfattah MOBARRAA.2006]

Tableau. II.2. mélange de béton projeté [Höck & Wood, 1988]

composition	Kg/m ³	%
Ciment	420	18.6
Micro-silice	42	1.9
Mélange d'agrégats	1.735	76.9
Fibres	59	2.6

Le béton est projeté sur une nappe de treillis soudés ancrée à la paroi. Il présente une flexibilité qui lui permet de s'adapter aux déformations du massif

II.4.3.1.1. Mise en œuvre du béton projeté

Les recommandations suivantes sont à suivre pour l'application du béton projeté sur une nappe de treillis soudés:

- Garantir l'absence d'air ou d'eau entre la couche de béton et le massif rocheux, afin d'éviter la corrosion du treillis soudé.
- Vérifier que le béton projeté est directement en contact avec le massif rocheux et recouvre suffisamment le treillis.
- Un nettoyage eau-air, doit être réalisé avant l'application de la couche de béton;
- L'application du béton sur une surface sèche, sale ou congelée doit être évitée;
- Un approvisionnement constant d'air comprimé doit être garanti durant l'application du béton;
- L'application du béton projeté sur une surface déjà consolidée doit être évitée;
- Une distance de jet constante, inférieure à 1.0 m, voire 1.5 m doit être maintenue;
- Dans le cas de venues d'eau dans le massif, un drainage doit être réalisé avant l'application du béton (par exemple barbacanes en plastique ou natte avec exutoire) pour éviter une mise en charge.

La mise en œuvre du béton projeté peut être réalisée selon deux techniques.

- Par voie sèche: les composants solides sont malaxés, puis le mélange à sec est expulsé par un flux d'air comprimé jusqu'au gicleur de la pompe, où l'eau est ajoutée avant la projection.
- Par voie humide: tous les composants, y compris l'eau, sont malaxés, puis le mélange humide arrive jusqu'au gicleur de la pompe, où il est projeté.

II.4.3.2. Ferrailage

Le parement en béton armé comporte un ferrailage constitué de deux nappes de treillis soudé type TS 4,5x150x150 répondant aux spécifications des normes NF A35-015 et NF A35-022, avec un renfort éventuel autour des têtes de clous par des paniers de répartition (flexion et/ou poinçonnement).

Les joints sont conçus de manière à s'opposer à l'entraînement des particules solides du terrain à l'amont du parement et c'est pour cette raison que la décision de placer un joint en géotextile a été prise. Une fiche minimale est obligatoire pour tous les ouvrages. Cette fiche a été fixée à 0,30 m. [Abdelfattah MOBARRAA,2006]

II.4.4. Dimensionnement

Le dimensionnement se base sur deux analyses de stabilité: l'analyse au état limite de service, qui se repose sur une estimation des déplacements, et l'analyse aux états limites ultimes, qui se base sur la recherche de la surface de rupture potentielle, circulaire les plus critique.

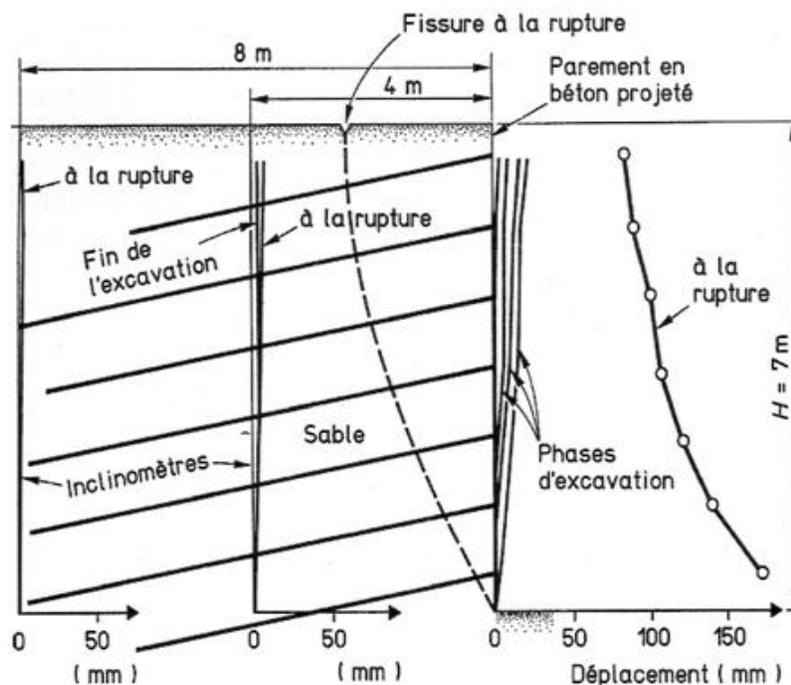


Fig. II. 64. Déformation du mur en sol cloué.

II.4.5. Comportement du mur cloué

Au cours d'excavation successives le sol se décomprime latéralement, les déplacements horizontaux et verticaux sont maximaux à la tête du parement. Ils peuvent être estimés à partir des règles semi-empiriques.

Les murs cloués sont construits de haut en bas, ce qui fait que les lits inférieurs des clous sont les moins chargés et ils se mettent progressivement en tension, sous l'effet des charges de service et du fluage.

On distingue deux types de rupture dans le mur cloué, la rupture interne et la rupture externe.

Le coulis de scellement n'est pas pris en compte dans l'appréciation des sollicitations résistantes des clous (traction, flexion, cisaillement), ni dans l'appréciation du moment d'inertie. La section transversale extérieure du clou, y compris le coulis de scellement, qu'il s'agisse de frottement latéral ou de butée latérale, est prise en compte pour l'interaction sol/clou. Le frottement latéral limite q_s est déterminé par des essais d'arrachement.

On fait généralement travailler les barres à une contrainte qui ne dépassant pas la limite élastique, et on prend un coefficient de sécurité de 1,5 vis-à-vis du frottement sol-clou et la résistance au cisaillement du sol.

La longueur d'adhérence des clous d'essai ne doit pas être inférieure à 3 m, ni à 30 fois le diamètre de forage.

La Résistance du clou à la traction dépend de :

- ✓ La résistance de son armature ;
- ✓ La résistance au frottement latéral entre un point d'intersection du clou avec la surface de rupture et son extrémité dans le sol ;
- ✓ La résistance du contact clou-parement et le frottement latérale entre la tête et le point considéré du clou.

II.4.6. Calcul de la stabilité

L'étude de la stabilité globale d'un massif cloué doit se baser sur les points suivant :

- La stabilité globale de l'ouvrage selon des surface de rupture potentielles passant dans le massif ou à l'extérieur de ce dernier ;
- La résistance intrinsèque des clous ;
- La résistance du parement et de la liaison parement clous ;
- Le risque d'instabilité locale pendant les phases de construction ;
- Les déformations prévisibles de l'ouvrage qui sont estimées sous états limites de service.

Les calculs se font aux états limites ultimes, à l'exception du dernier point cité.

Si la rigidité des clous suffisamment faible (faible inertie), la situation la plus fréquente, le calcul se fait en rupture circulaire et seul la résistance à la flexion sera prise en compte.

a- Stabilité globale d'un ouvrage clouée à l'aide d'inclusion à faible inertie

Principe du calcul en rupture circulaire, consiste à considérer le volume du sol situé à l'intérieur de la surface de rupture comme zone active, et le sol à l'extérieur est passif. L'influence de l'orientation de des clous, lorsque la ligne de rupture recoupe le clou, le glissement du sol en zone active, exerce sur le clou au point N des forces qui se décomposent en force d'arrachement ou effort de traction normale à l'axe du clou et un effort de cisaillement T_C et un moment M qui son nuls, le clou étant considéré souple (voir la figure ci-dessous) .

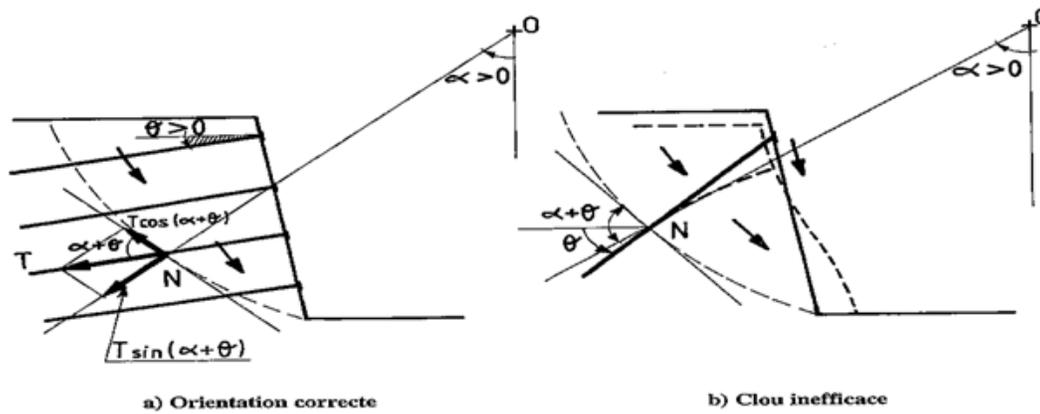


Fig. II. 65. Sollicitations des clous souples.

L'action de mise en traction du clou sur la surface de glissement peut être décomposée ainsi :

- Une composante normale à la surface de rupture potentielle d'intensité $T \cdot \sin(\alpha + \theta)$;
- Une composante tangentielle d'intensité $T \cdot \cos(\alpha + \theta)$.

Avec α : Inclinaison du rayon passant par N sur la verticale,

θ : Inclinaison du clou sur l'horizontale.

Les angles ont les orientations indiquées sur la figure.

Le terme $T \cdot \cos(\alpha + \theta) \cdot \tan \varphi'$ contribue aux moments résistants, φ' étant l'angle de frottement interne du sol au point N. l'effort $T \cdot \cos(\alpha + \theta)$ doit être ajouté algébriquement aux moments résistants. Toutefois, ces forces ne peuvent se mobiliser si elles sont compatibles avec la cinématique du glissement. Pour que des clous souples puissent se mettre en traction, la condition donnée par l'équation (II.40) doit être remplie, si non le clou se plie.

$$\alpha + \theta < \frac{\pi}{2} \tag{II.40}$$

Calcul aux états limites ultimes –formule de Fellenius généralisée :

Après l'application des coefficients de sécurité partiels, l'inégalité de la formule ci-dessous doit être vérifiée. Celle-ci se déduit directement de la formule. Et la prise en compte de l'action des clous comme décrit ci-dessous.

$$\gamma_{sd} \frac{\sum_1^m \left[\frac{c'_i b}{\gamma_{mc}} + (\gamma_{sl} \cdot W \cos \alpha) \frac{\tan \varphi'_i}{\gamma_{m\varphi'}} \right] + \sum_1^j \frac{T}{s_h} \cdot \sin(\alpha + \theta) \cdot \tan \varphi'_i}{\gamma_{sl} \cdot \sum_1^m W \sin \alpha + \sum_1^j \frac{T}{s_h} \cdot \cos(\alpha + \theta)} \geq 1 \tag{II.41}$$

Avec m : nombre de tranches verticales découpage du sol,

s_h : Écartement entre les clous dans le sens horizontal (perpendiculaire à la figure),

T : effort d'arrachement mobilisable dans la partie passive du clou,

j : nombre de rangées de clous recoupées par la surface de rupture potentielle.

Dans la première sommation du numérateur de la formule (II.41), $\tan \varphi'_i$ et c'_i sont les caractéristiques de cisaillement de la couche i interceptée par la surface de rupture potentielle au droit de la tranche considérée. Dans la seconde sommation, $\tan \varphi'_i$ est l'angle de frottement interne à l'interception du clou considéré et de la surface de rupture potentielle.

Dans cette formule, il n'a pas été considéré de pression interstitielle, les parois clouées étant déconseillées dans les terrains aquifères (tout du moins les terrassements doivent y être précédés d'un drainage permanent efficace).

La valeur de T est donnée par la formule (II.42) où γ_{mq_s} et $\gamma_{m\sigma_e}$ sont les coefficients de sécurité partiels sur le frottement latéral et la résistance à la traction du clou.

$$T \leq \min \left\{ \frac{R_a}{\gamma_{mq_s}}, \frac{R_n}{\gamma_{m\sigma_e}} \right\} \quad (\text{II.42})$$

R_a : est la résistance à l'arrachement du clou par mobilisation du frottement latéral dans la zone passive, elle est donnée par la formule (II.43)

$$R_a = P \cdot L_n \cdot q_s \quad (\text{II.43})$$

Avec

p : périmètre du clou ; si le clou est circulaire $P = \pi \cdot D$

D est le diamètre du forage pour les clous scellés ;

L_n : Longueur d'ancrage des clous au-delà de la surface de rupture ;

q_s : Frottement latéral unitaire limite pour le clou considéré.

Pour les ouvrages courants ou pour un prédimensionnement, q_s est déduit par la pression limite du sol (voir tableau. II.3. et Fig. II.66). Pour les ouvrages courants et sensibles, ces essais d'arrachement de clous sur site, sont obligatoires à la cour d'exécution.

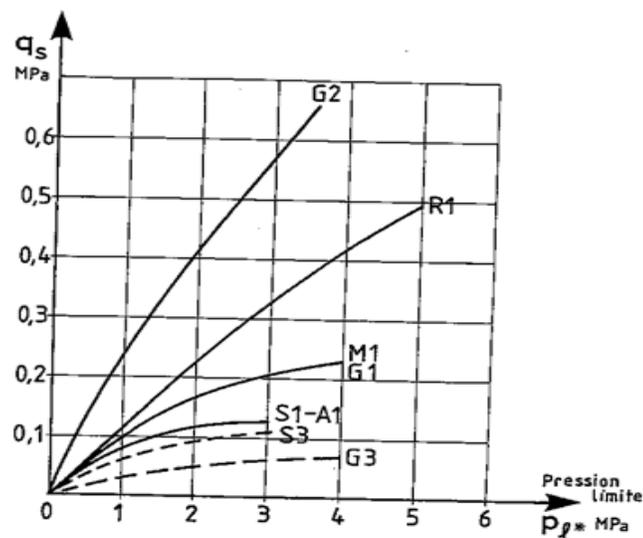


Fig. II. 66. Abaque donnant q_s en fonction de la pression limite nette P_L^*

Tableau. II.3. Tableau choix des courbes pour l'estimation de q_s

sols	Clous forés Scellement gravitaire	Clous forés Scellement: injection a la basse pression	Clous battus Ou vibrofoncés
sable	S1	-	S3
grave	G1	G2	G3
Grave, limon	A1	-	-
marne -marno6calcaire crai altérer à fragmentée	M1	-	-
Rocher altéré	R1	-	-

Les coefficients ($\gamma_{m,\sigma e}, \gamma_{m,q_s}$) et les coefficients de sécurité partiels sur le sol ($\gamma_{m, pl}, \gamma_{m, EM}$) sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. II.4. coefficient de sécurités partielles applicables aux clous

Coefficient de sécurité Partiels ⁽¹⁾ paramètre	symbole	Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
		ouvrage	ouvrage	ouvrage	ouvrage
Acier passif	$\gamma_{m, \sigma e}$	1.15	1.15	1.0	1.0
Frottement latéral q_s	γ_{m,q_s}	1.4	1.5	1.3	1.4
Pression limite nette Pressiométrique $P_t^{*(2)}$	$\gamma_{m, pl}$	1.9	2.0	1.0	1.1
Module pressiométrique $E_M^{(2)}$	$\gamma_{m, EM}$	1.0	1.0	1.0	1.0

(1) Pour les ouvrages simples justifiés uniquement à partir de l'abaque de (Fig. II.67),
 $\gamma_{m,q_s} = 1.8$ en combinaison fondamentale et 1.6 en combinaison accidentelle.
(2) Utilisé pour les inclusions rigides.

b- Inclusion rigides – méthode du multicritère

Si l'inclusion est rigide, elle est capable, outre la force d'arrachement normale, désignée ici par T_n , de mobiliser une résistance T_c , perpendiculaire à l'inclusion par flexion-cisaillement. Ce nouvel effort est également décomposé en une composante tangentielle à la surface de rupture qui vient s'ajouter algébriquement aux moments moteurs, et une composante normale qui vient augmenter le moment résistant du à l'angle de frottement du sol.

Les paramètres qui interviennent sont :

- La rigidité de l'inclusion EI ;
- Sa longueur frontale B ;
- Le coefficient de réaction k déduit du module pressiométrique ;
- La longueur de transfert l_0 déduite des paramètres précédents ;
- Pression de la plastification de sol déduite de la pression limite.

Si le comportement est élastique, l'inclusion est sollicitée comme suit :

- Effort tranchant F_C est maximal et le moment est nulle au point d'intersection de l'inclusion et la surface de rupture potentielle ;
- L'effort tranchant est nul et le moment est maximale aux deux point situé a une distance à l_0 de part et d'autre du point précédent.

Si la plastification intervient, la méthode multicritère est utilisée pour vérifié le bon comportement de l'inclusion sollicitée à la fois en traction et en flexion-cisaillement. En effet, il faut vérifier les quatre critères suivant :

Critère 1 : Résistance propre de l'inclusion.

La courbe I (*Fig. II.67*) donne la résistance à la rupture de l'inclusion. S'il s'agit d'une inclusion métallique, le critère de rupture au point du moment nul, s'écrit :

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{II.44})$$

R_n : est la résistance en traction simple et R_c est la résistance au cisaillement.

Critère 2 : Plastification de l'inclusion.

C'est le même critère étudié pour les clous souples. La résistance limite correspondante est T_{nl2} .

Critère 3 : Plastification de l'inclusion.

Au point situé à la distance l_0 ou le moment est maximum, l'inclusion risque de se rompre en se pliant (rotule plastique). Les conditions de rupture peuvent être représentées par une parabole dans le plan T_n, T_c (*Fig. II.67*, courbe III).

Critère 4 : Plastification du sol autour de l'inclusion (*Fig. II.67*, courbe IV).

Si la pression normale de contact entre le sol et l'inclusion atteint la pression ultime, le sol s'écoule de part et d'autre de l'inclusion. La résistance limite au cisaillement correspondante est $T_{c/4}$.

Après prise en compte des coefficients de sécurité partiels, la vérification consiste à s'assurer que le point représentatif des efforts T_n et T_c mobilisés dans le renforcement, se situe à l'intérieur du domaine délimité par les quatre critères.

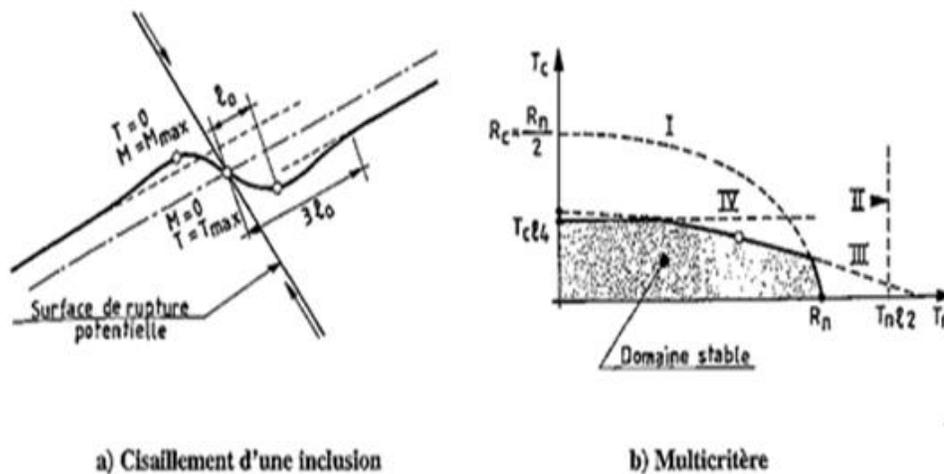


Fig. II. 67. Comportement d'une inclusion rigide.

II.4.7. Etat limite de service : estimation des déformations.

Un ouvrage cloué à tendance à se déformer (Fig. II.68). Il est possible de caractériser cette déformation à l'aide des caractères suivants :

- Déplacement horizontal en crête du parement δ_h ,
- Déplacement vertical en crête du parement δ_v ,
- Distance horizontale λ de la crête au-delà de laquelle, les déplacements sont quasi-nuls.

Pour les ouvrages courants d'inclinaison η modérée sur la verticale ou à parement verticale ($\eta = 0$), de hauteur H et dont les clous sont inclinés de 5° à 15° sur l'horizontale, les règles ci-après, déduites du comportement des ouvrages réels, sont utilisées.

La longueur λ peut être calculée par la formule (II.43)

$$\lambda = H \cdot [1 - \tan(\eta)] \cdot k \quad (\text{II.43})$$

Les valeurs de k , δ_v et δ_h sont déduites des expérimentations du programme clouterre.

- | | | |
|---------------|------------|---------------------------------|
| - Sol indurés | $k = 0.8$ | $\delta_v = \delta_h = 0.001 H$ |
| - Sables | $k = 1.25$ | $\delta_v = \delta_h = 0.002 H$ |
| - Argiles | $k = 1.5$ | $\delta_v = \delta_h = 0.004 H$ |

Lorsque les déformations risquent d'être préjudiciables aux ouvrages environnants, il est courant d'ajouter des tirants précontraints, notamment dans la partie supérieure des ouvrages. L'action de ces tirants est prise en compte dans le dimensionnement, elle peut contribuer fortement à la stabilité. De plus, les déformations en tête peuvent ainsi être réduites très sensiblement.

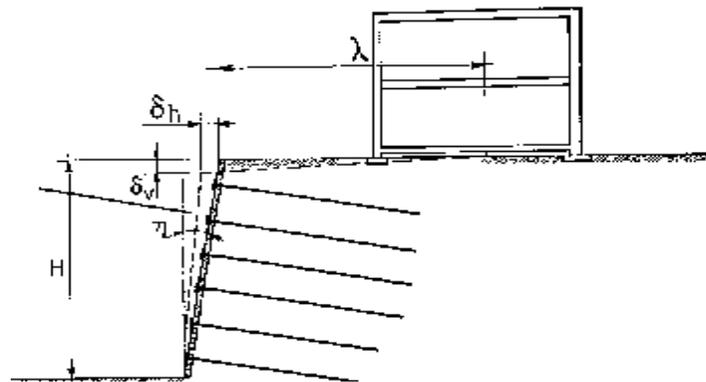


Fig. II. 68. Déformation d'un mur clouée.

II.4.8. Avantage et Inconvénients des parois clouées

❖ Avantage

- Compétitivité et rapidité d'exécution sont les deux avantages principaux du clouage.
- Faible encombrement de chantier, ce qui permet une progression parallèle du soutènement et des travaux de terrassements généraux.
- Un matériel réduit pour la construction
- Le clouage est bien adapté aux sites délicats, il permet de réaliser des ouvrages dans des pentes difficiles. Il peut être réalisé par plots, en courbe ou avec un parement incliné;
- Une bonne adaptation aux sols hétérogène ; dans la mesure où la densité des clous peut être adaptée à la nature et à la résistance des sols rencontrés ;
- Un coût très completif dans la mesure où elle conjugue rapidité et simplicité d'exécution avec l'utilisation de matériels légers.

❖ Inconvénients

- Des déplacements latéraux et verticaux inhérents au fonctionnement même de la technique ; surtout en site urbain à cause des ouvrages existants situés à proximité, il convient de vérifier que ces structures vont pouvoir supporter sans dommage une déformation horizontale du sol en extension ainsi qu'une déformation verticale de tassement différentiel.
- Une utilisation limitée aux sols hors nappe et requiert ou à l'abri d'un rabattement de nappe, tant pour des problèmes d'exécution que pour la stabilité à long terme, sans un rabattement l'ouvrage est à l'abri des surpressions interstitielles.
- La technique est applicable dans la plupart des terrains, à condition qu'ils soient situés hors nappe (ou éventuellement drainés), non bouillant ou sans cohésion pour les sables et ne comprend pas des poches d'eau. Elle est cependant à éviter dans les argiles en raison des faibles valeurs du frottement latéral sol-clou dans ces terrains.

II.5. jet grouting

II.5.1. Définition et historique de jet grouting

L'idée du jet grouting est née au Royaume-Uni à la fin des années 50.

C'est un traitement de stabilisation et d'étanchéité utilisé pour tous types de sol facilement ou difficilement injectables, par mise en œuvre sous haute pression d'un jet de coulis à base de ciment réalisé in situ. Cette pression a pour rôle de découper le sol sous l'effet de la haute pression de l'eau (hydrodynamique) ou de coulis de ciment. Ce mélange sol/coulis est refoulé en partie jusqu'en haut du forage ; Par l'espace annulaire entre les tiges et la paroi du forage.

Le procédé triple « T » est souvent le procédé le plus utilisé pour les parois en panneaux de jet grouting, le type double « D » est le procédé utilisé pour les murs constitués de colonnes. Le découpage et la destruction du sol se font avec un jet d'eau enrobé d'air ; le coulis est injecté simultanément avec une buse supplémentaire situé sous la buse d'eau.

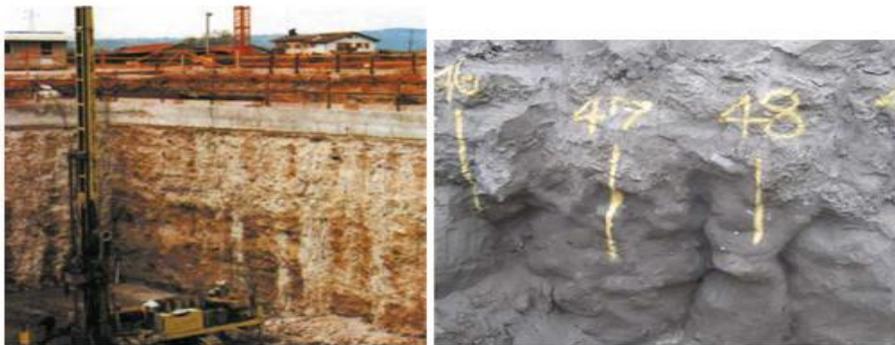


Fig. II. 69. Paroi jet grouting.

II.5.2. Mise en œuvre des parois de jet grouting

La partie fixe d'un chantier doit comporter un stock de ciment, une centrale de fabrication du coulis et une pompe haute pression, cet ensemble est relié par une conduite à une foreuse mobile sur chenilles. La tête de forage est munie de buses d'injections de petits diamètres spécifiquement choisies en fonction des terrains rencontrés et des caractéristiques du résultat recherché (stabilisation, étanchéité ou bien les deux).

La mise en œuvre se base sur trois phénomènes physiques:

- ✓ Une déstructuration des terrains en place sous un jet à très grande vitesse ;
- ✓ Une extraction d'une partie de sol en place, additionnée de coulis (rejets de découpage) ;
- ✓ Une incorporation de matériaux d'apport sous la forme d'un jet de coulis de composition adaptée à la résistance recherchée.

L'exécution des parois jet grouting se fait suivant trois phases :

❖ phase I

Après avoir fait le calcul pour le dimensionnement du traitement nécessaire, on réalise le forage. Des tiges de forage de diamètre 70 à 100 mm, équipées avec un porte-buses de jet et un taillant sont utilisées pour forer le trou jusqu'à la profondeur requise. En général, le coulis est utilisé comme fluide de forage pour stabiliser le forage pendant son exécution. Pour traverser la maçonnerie ou le béton, on utilise des taillants spéciaux.

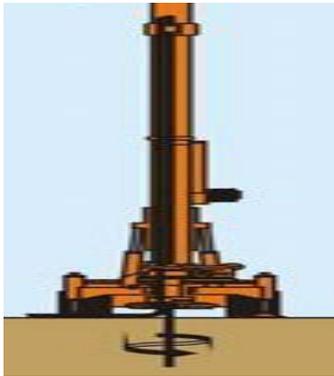


Fig. II. 70. Perforation du forage.



Fig. II. 71. Tête de la tige.

❖ Phase 2

La déstructuration de la structure granulaire avec un puissant jet de fluide commence en partie basse de l'élément de jet grouting. Le diamètre de découpage du forage peut atteindre 2 à 3 m. Les derniers développements technologiques conduisent jusqu'à 4,50 m. Il varie en fonction de type de sol et de la nature du fluide à haute énergie utilisée.

Les terrains sableux et graveleux sont plus facilement déstructurés que les terrains argileux, pour lesquels l'érosion peut s'avérer difficile, pouvant nécessiter une phase de pré-découpage par jet afin d'obtenir le diamètre souhaité.

❖ Phase 3

Un coulis de ciment est injecté sous pression simultanément à l'érosion du sol. Les turbulences créées par la technique du Jet résultent en un mélange uniforme du coulis avec le sol dans la zone de traitement, jusqu'à ce que l'élément de jet grouting commence à faire prise, la pression hydrostatique dans le forage est maintenue par l'ajout de coulis dans le forage. Ensuite les tiges sont remontées lentement, avec des petites rotations, et forment ainsi la paroi de béton de sol sur toute la hauteur du traitement.

Pendant la phase « jet », les volumes en excès du mélange sol ciment, appelés rejets, doivent ressortir librement en tête de forage et être évacués par le vide annulaire entre la tige de forage et la paroi du forage. Théoriquement ce volume est équivalent au volume de coulis injecté sauf en présence de terrains très ouverts qui peuvent absorber une partie du rejet, sans cette remontée, l'excès de matériau risque de claquer le terrain et de créer des désordres au voisinage.

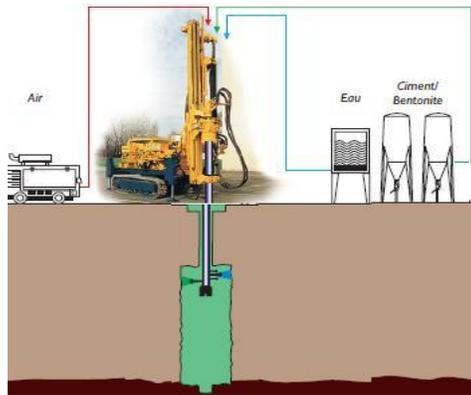


Fig. II. 72. Remonté de la tige en injectant le coulis.

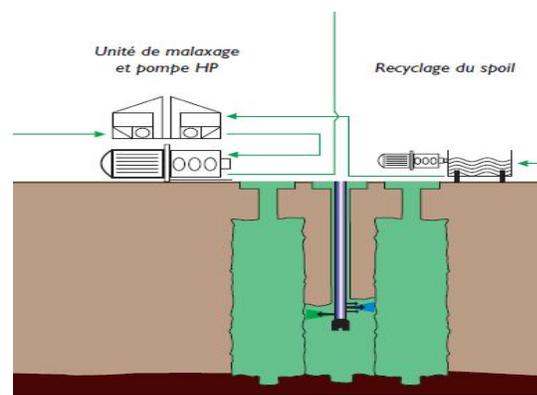


Fig. II. 73. Réalisation de plusieurs colonnes.

Une fois terminée l'exécution du premier panneau en suit les mêmes démarches pour la réalisation des panneaux suivant voir (Fig. II. 73).

❖ Remarques

La résistance en compression R_c dépend de la quantité du ciment utilisé et de la proportion du sol restant dans la masse de jet. Elle dépend aussi de la qualité du ciment, du rapport masse de l'eau/ masse de ciment = C/E et de la nature du sol.

II.5.3. Les différentes géométries de parois de jet grouting

a) Paroi de soutènement

C'est un ensemble de colonne coulée l'une à l'autre, elle peut aussi jouer le rôle de paroi d'étanchéité voir (Fig. II.74. c).

b) Paroi d'étanchéité

C'est une succession de panneaux colée l'un a l'autre. (Fig. II.74. a et Fig. II.74. b)

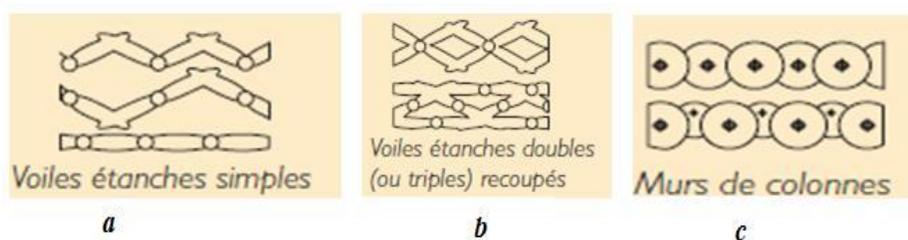


Fig. II. 74. Les différentes géométries des parois de jet grouting.

II.5.4. Domaine d'application

La possibilité des techniques de jet est directement liée à la maîtrise de deux paramètres : le rayon d'action et la précision de forage, ces deux paramètres limitent en tout état de cause la profondeur que l'on peut espérer atteindre, dans cette fonction.

Elles sont utilisées dans les cas suivant :

- Les rideaux peuvent être prolongés par des parois étanche de jet grouting, lorsqu' on a un problème de fiche hydraulique insuffisante ;
- L'étanchement de gabions cellulaires anciens présente une corrosion avancée et des risques de dégrafage. La ceinture de colonne ainsi constituée remplit souvent dans ce cas le rôle complémentaire de soutènement. La réparation de joints défectueux entre panneaux de parois moulées procède du même principe ;
- Dans une forte hétérogénéité du terrain perméable le jet grouting s'avère adapté, car il peut remplacer complètement le sol par confection d'un massif étanche ;
- La protection de tunnel par un parement de jet grouting, est principalement utilisée dans les sols lâches à proximité ou sous les ouvrages fragiles, parfois aussi dans le but de réduire l'arrivée d'eau dans l'excavation du tunnel ;

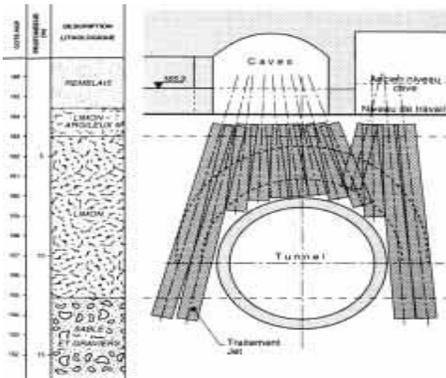


Fig. II. 75. Soutènement des parois tunnel.

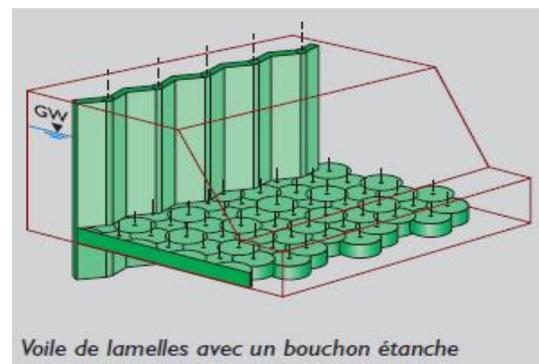


Fig. II. 76. Bouchon.

II.5.5. Contrôles et vérification

Le rôle que l'on souhaite faire jouer aux éléments de jet grouting (portance, soutien et perméabilité), nécessite de s'assurer, après réalisation, des caractéristiques fixées :

En cours d'exécution, les paramètres de perforation et d'injection sont enregistrés en continu. On doit vérifier aussi que le « spoil » remonte librement à la surface. Les contrôles après exécution, ont pour objectifs de vérifier la continuité de colonnes ou de panneaux et leurs caractéristiques mécaniques.

Dans les panneaux formant barrière à l'eau, l'étanchéité doit être assurée par une bonne continuité des éléments.

Les caractéristiques mécaniques des colonnes, R_c ou vitesse de propagation des ondes, sont obtenues à partir de carottages. Ceux-ci, autant que méthode de contrôle de l'intégrité, sont de moins en moins utilisés, le carottage est d'autant plus délicat que la colonne est longue (sortie latérale d'outils) et il ne renseigne pas sur le diamètre (Fig. II.77.).

Dans le cas de travaux importants, un essai de chargement statique pourra préciser le dimensionnement.

L'une des difficultés présentées par les colonnes, au tant que fondation, est de garantir, tout le long du fût, d'un diamètre effectif minimal qui assure le respect des contraintes admissibles.

Dans les rideaux formant barrière à l'eau, l'étanchéité doit être assurée par une bonne continuité des éléments.

Trois méthodes de contrôle ont été récemment développées :

- **La méthode du cylindre électrique:** Consiste à mesurer la différence de résistivité entre le terrain et le coulis frais liquide, contenu dans la colonne. Connaissant ces résistivités, il est possible de simuler numériquement la forme des courbes d'iso-résistivité résultant d'une colonne plus ou moins grosse. Il suffit donc de comparer diverses simulations avec les résultats de mesure pour connaître le diamètre de la colonne, les résultats quasi immédiats, ce qui permettrait, s'il le faut, de rectifier rapidement les procédures en cour de chantier.
- **La méthode d'impédance mécanique:** Cette méthode de contrôle reconstitue la géométrie de la colonne. Les essais sur site montrent que ce moyen offre une appréciation très fiable de lagéomé. La méthode nécessite de connaître la vitesse de propagation des ondes dans l'élément de jet, elle est réalisables, qu'après la prise du coulis demandant au moins sept jours.
- **Une troisième méthode:** développée et utilisée en Allemagne, elle consiste à enregistrer le passage du jet à l'aide d'un microphone, à chaque rotation de l'outil et sur toute la hauteur du train de tige. Pour la mesure du diamètre de la colonne de jet, un forage supplémentaire est descendu dans le terrain parallèlement au forage de travail et à une distance égale au rayon demandé pour la colonne. Ce forage est ensuite équipé d'un tubage scellé par un coulis, puis rempli d'eau. Il faut s'assurer de la verticalité par mesures inclinométriques avec une tolérance de 3% au plus.



Fig. II. 77. Echenillant prélevé dans des éléments de jet grouting.

II.5.6. Avantages et inconvénients

➤ Avantages

- La relative indépendance du procédé par rapport au type de sol, homogène ou non,
- La possibilité de fabrication d'éléments de grande taille (fort diamètre) à partir de perforations de faible diamètre,
- La possibilité de réaliser des éléments de fondation ou de soutènements de géométrie définie, ce qui autorise des calculs de dimensionnement.
- Le contact entre les fondations existantes à renforcer et les colonnes de jet, qui peut être d'excellente qualité,
- L'absence de vibrations,
- La réalisation de travaux dans des terrains difficilement accessibles.

➤ Inconvénients ou limitations

- Production d'excédent de mélange sol coulis qui doit être évacué, les quantités étant beaucoup plus importantes, en présence de sols cohérents que pour les sols pulvérulents. S'il y a blocage des rejets dans l'espace annulaire entre tige et forage lors de la remontée, on risque un claquage du terrain et un soulèvement brutal peut rapidement survenir.
- Dans les sols argileux, la mise en œuvre des fluides à haute énergie cinétique peut générer une augmentation momentanée des pressions interstitielles et créer des désordres au voisinage de la colonne,
- Dans les matériaux graveleux ou les sables grossiers, il peut se produire une décantation rapide du mortier frais avant prise du coulis et un essorage à travers la surface de contact sol-colonne, notamment en terrain non saturé. La baisse de niveau du coulis risque alors d'occasionner une interruption de la colonne ou une perte de contact avec la structure reprises-en sous-œuvre. Pour l'éviter, une solution consiste à maintenir le niveau du coulis au-dessus du niveau de contact colonne-structure
- Ces risques font que le procédé est coûteux, car il nécessite des charges importantes du personnel, lequel doit être parfaitement formé, et d'équipements coûteux d'amenée et de repli élevés. En revanche, cette technique permet des reprises en sous-œuvre sans déchaussement des fondations existantes et sans nécessité de poutre ou massif de liaison.

Chapitre III

Afin de répondre aux exigences de soutènement et d'assurer la stabilité, avec des parois plus au moins mince, on fait appel à un moyen de renforcement qui est le tirant d'ancrage, il atteint avec sa longueur les couches résistantes auquel, il transmet d'une part l'effort et limite les déplacements du mur d'une autre part.

III. 1. Historique et définition

La technique des tirants d'ancrage dans le sol a été l'une des toutes premières techniques de renforcement. En effet, dès 1939, Eugène FREYSSINET utilisait, en association avec des vérins plats, des tirants précontraints ancrés pour stabiliser le barrage de Beni Bahdel (Algérie). Puis en 1944, l'arrivée des « CONES FREYSSINET » Depuis lors, un essor considérable a eu lieu dans ce domaine d'application et grâce à l'évolution technologique, l'étendue des possibilités s'est fortement accrue permettant ainsi aux projeteurs et aux constructeurs de résoudre avec sûreté et efficacité les problèmes liés aux techniques actuelles de construction.



Fig. III. 1. Mur en tirant d'ancrage.

- 1 : cordon libre ;
- 2 : système de réinjection ;
- 3 : tube primaire d'injection ;
- 4 : cordon lubrifié et bordé ;
- 5 : Espaceur séparateur de cordon ;
- 6 : cerclage (rubanadhésif /isolant/pvc) ;
- 7 : point de soudure ;
- 8 : cerclage de transition du cordon entre la zone libre et la borde ;
- 9 : centralisateur au terrain ;
- 10 : pointe métallique.

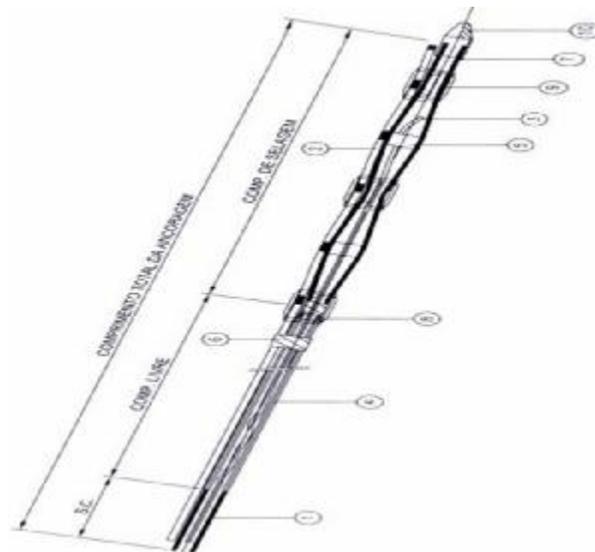


Fig. III.2. Éléments constitutifs d'un tirant d'ancrage.

Le principe consiste à ancrer des câbles dans le terrain stable. Leur armature, en acier à haute résistance, peut être constituée par une ou plusieurs barres, on a souvent un ensemble de fils

ou torons parallèles. L'ancrage se fait à l'aide d'un forage de petit diamètre et le scellement au terrain par des injections de coulis de mortier sous pression plus au moins élevée.

Les tirants sont en général mis en précontrainte, c'est-à-dire qu'on leur applique une traction préalable au moins égale à celle qui leur sera transmise par la structure au moment de sa mise en service.

Leur résistance dépend de :

- Mode de scellement ou la technique de mise en place du coulis ;
- Le nombre de passes d'injection et les quantités finales de coulis injectés ;
- Les pressions effectives d'injection ;
- La nature de coulis ;

Le matériau utilisé comporte des armatures métalliques de haute adhérence, utilisée pour le béton armé ou de hautes résistances, utilisées pour le béton de précontraint. Des armatures non métallique constituées de matériaux composites (fibres de verre, d'aramide, de bore, ...etc.) utilisé dans les domaines provisoire et permanent.

Ciment de scellement, Le choix de ciment se fait suivant le degré d'agressivité du terrain et de son agressivité vis-à-vis des armatures.

III. 2. Domaines d'application

Les tirants à plaque sont généralement utilisés pour les rideaux de palplanches. Les tirants à bulbe scellé dans le terrain en place, sont généralement précontraints. Ils sont associés le plus souvent à la stabilité des parois, parois moulées, parois berlinoises. Ils sont également employés pour équilibrer les sous pressions sous un radier. Enfin ils s'appliquent au renforcement de stabilité de pentes et à des reprises en sous-œuvre.

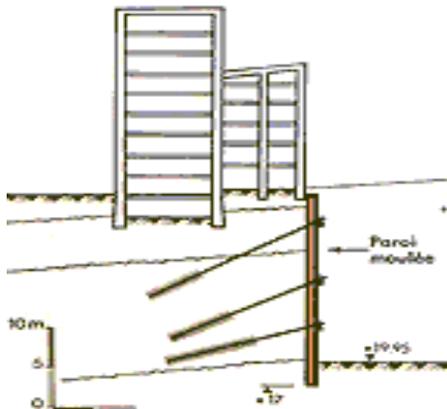


Fig. III. 3. Paroi moulée tirantée

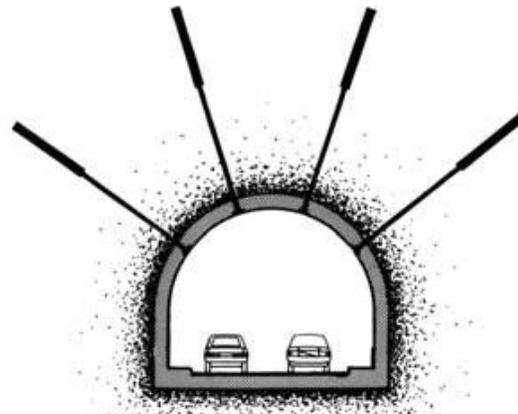


Fig. III. 4. soutènement des tunnels

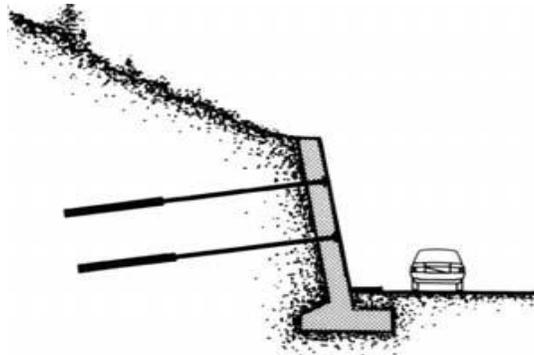


Fig. III.5. mur de soutènement avec tirant d'ancrage.

III. 3. Les différents types de tirants d'ancrage

Les tirants précontraints en sol meuble et en rocher peuvent être définis selon différents critères :

- a- selon le degré de protection contre la corrosion: P0, P1 et P2.
- b- selon la destination :
 1. Tirants permanents : Ceux dont la fonction doit être remplie pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Ils sont conçus en conséquence et font l'objet de dispositions spéciales, principalement en matière de protection contre la corrosion et d'isolation électrique.
 2. Tirants temporaires : Ceux dont la fonction est limitée dans le temps, en règle générale ne dépassant pas 2 ans. Les tirants provisoires mis en place dans un milieu agressif ou soumis à un niveau critique de courants vagabonds doivent être traités comme des tirants permanents. Des dispositions spéciales en matière de protection contre la corrosion doivent également être prises pour les tirants provisoires dont la durée d'utilisation peut être supérieure à 2 ans.
 3. Tirants d'essai : Des tirants spéciaux destinés à être soumis préalablement au début des travaux d'ancrage à des essais de traction ayant pour but de fournir les éléments nécessaires au dimensionnement des tirants, en particulier la valeur de la résistance ultime externe R_a , atteignable dans la zone donnée du sol et la longueur de scellement nécessaire.
 4. Tirants de contrôle : Tirants de mesure sur lesquels, on procède à des observations et à des mesures sur une longue période. Les mesures de la tension résiduelle des tirants de contrôle sont effectuées à l'aide d'un vérin vissé sur le filetage extérieur du bloc d'ancrage et celles des tirants de mesure, se font par l'intermédiaire d'une cellule prévue à cet effet.
 5. Tirants de contrôle réglables : Des tirants qui permettent aussi bien une mise en tension à une valeur supérieure qu'une détente partielle ou totale.

6. Tirants passifs : Tirant constitué d'armatures ordinaires ancrées dans le sol soit, par injection ou scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, nécessitent des déplacements importants pour équilibrer les efforts transmis par la structure.
7. Tirants précontraints : Tirants constitués d'armatures de précontrainte sellées dans le sol par injection et mise en tension immédiatement après sa réalisation, permettent de limiter les déplacements de l'ouvrage, sans pouvoir évidemment les supprimer. C'est le type le plus employé afin de réduire les déformations ultérieures.

Le choix du type de tirants et de sa puissance unitaire, est fait en fonction de l'importance des efforts à reprendre, des caractéristiques de la structure et de celles du terrain d'ancrage. Ce choix doit tenir en compte, des possibilités d'accès du matériel aux emplacements prévus pour l'installation des nouveaux ancrages. On peut avoir des tirants provisoires dont la durée de mise en tension est limitée.

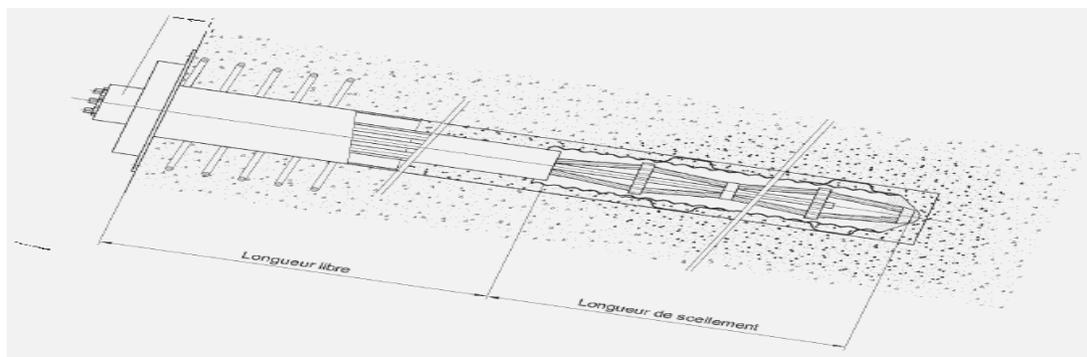


Fig. III .6. Coupe verticale d'un tirant d'ancrage.

III. 4. Mise en place des tirants d'ancrage

Les travaux de mise en œuvre et d'injection des tirants d'ancrages, nécessitent une main-d'œuvre particulièrement qualifiée, vue la délicatesse des travaux et les exigences de la résistance. D'une manière générale, les différentes phases de réalisation et d'exécution des tirants d'ancrages sont les suivantes :

1. Réalisation de forage incliné d'un angle de -25° par rapport à l'horizontale et d'une profondeur de 18 mètres.
2. Mise en place des tirants d'ancrage,
3. Injection répétitive et sélective du coulis de ciment (IRS),
4. Pré-effort des ancrages:
 - a- Application des plaques ;
 - b- Application des têtes ;
 - c- Opérations de pré-effort ;

◆ Phase de perforation du forage

Pour pouvoir mettre en place les tirants d'ancrages, on opte pour un forage incliné avec un diamètre qui sera donné par le dimensionnement, la réalisation se fait à l'aide d'une sondeuse.

L'inclinaison des forages ainsi que leur diamètre sont contrôlés par le niveau et les caractéristiques de la tarière respectivement, de cette dernière. La méthode de perforation à appliquer doit être choisie en fonction des conditions géotechniques des formations à traverser.

Dans le projet du siège d'air Algérie, nous avons employé la perforation à rotation avec tarière à sec pour éviter tout éboulement de terre.



Fig. III. 7. Trou de forage.

◆ phase de scellement du tirant

L'ancrage des tirants dans le fond de fouille des forages se fait par l'introduction du coulis de ciment sous petite pression, à travers un tuyau par le biais des vannes placées de mètre à mètre dans la longueur du scellement. Le système est constitué d'un tube à manchette dans lequel un obturateur double est inséré. La réinjection par l'obturateur se fait généralement manchette par manchette, quelques heures après une première injection gravitaire, à une pression supérieure à la pression limite du terrain, sans toute fois dépasser 40 bars en fin d'injection. On considère alors que le bulbe de scellement est matérialisé.

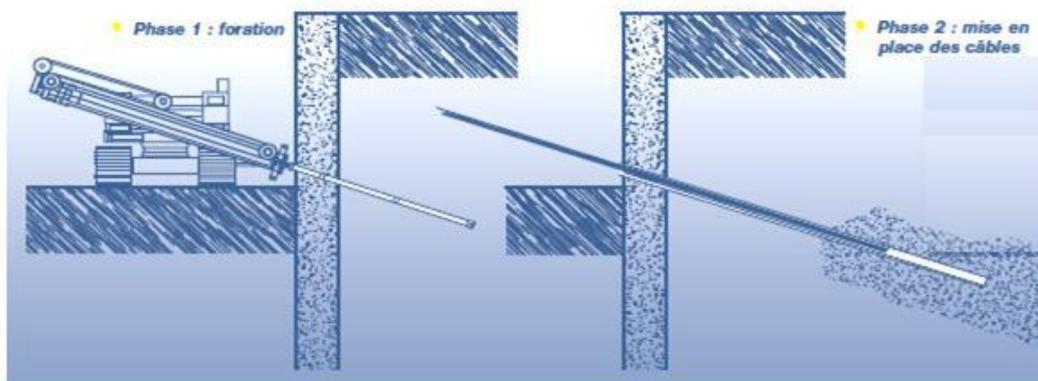


Fig.III. 8. Mise en œuvre des tirants.

◆ Phase de mise en tension du tirant d'ancrage

La mise en tension du tirant d'ancrage se fait après le durcissement de bulbe de scellement. Les différentes opérations préparatoires dans le but de la réalisation du pré effort des ancrages sont :

On effectue une traction d'épreuve T_e et on le maintient pendant une durée limitée en mesurant simultanément les pressions du vérin et le déplacement des plaques de réaction de la tête d'ancrage appuyée dans la superficie extérieure des réservations. Puis vient l'application des chaises d'ancrage, des têtes et des coins de blocage (clavettes). Ensuite, on procède à l'application du pré-effort à l'aide d'une presse hydraulique. Pour accompagner et contrôler le comportement de l'ancrage au cours de l'application du pré effort, un essai de réception simplifiée est réalisé. Puis on relâche partiellement jusqu'à la traction de blocage T_b , si les critères de réception sont satisfaits, on bloque le tirant.

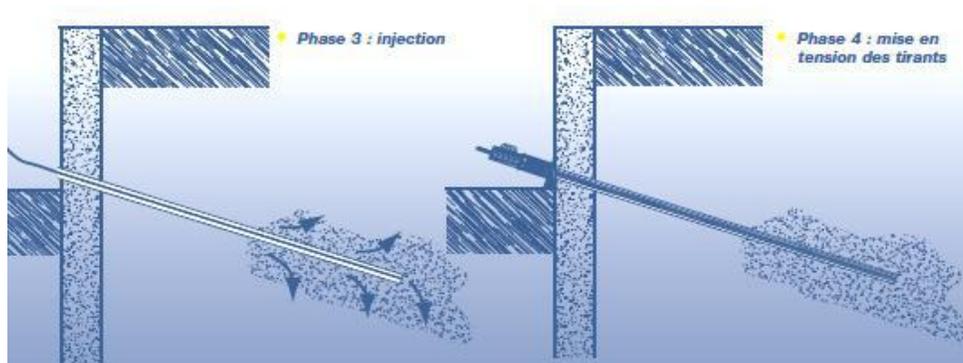


Fig.III. 9. Mise en œuvre des tirants.

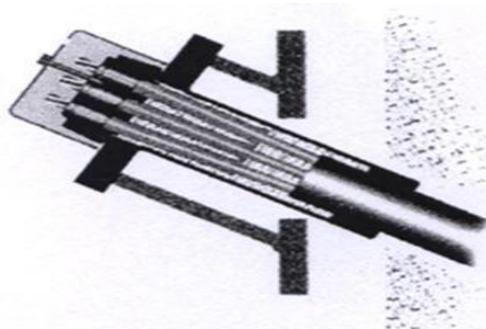


Fig.III. 10. Tête du tirant avec chaise d'appuis.

III. 5. Protection des tirants contre la corrosion

Le risque de corrosion varie en fonction des caractéristiques physiques et les contraintes en service de cette armature. La protection se fait suivant le type d'acier utilisé, ordinaire ou précontraint.

1. L'acier ordinaire est constitué de round à béton ou de profilés du commerce, ces derniers sont soumis à des contraintes de service suffisamment faible pour exclure tout risque de corrosion sous tension. Afin d'assurer leur rôle dans le sol, ils sont choisis,

soit avec section surabondante, soit revêtu d'une peinture bitumineuse épaisse, ou d'une peinture anticorrosion.

2. L'acier des armatures précontraint est soumis à des contraintes élevées et permanentes. Le choix du type de protection contre la corrosion est fait en fonction de la durée de vie prévue pour l'ouvrage et de l'agressivité du milieu ambiant :
 - a. En fonction de leur durée d'utilisation, les tirants sont classés en trois catégories: tirants provisoires devant servir neuf mois ou plus, dix huit mois ou plus, tirant permanent, La durée d'utilisation du tirant est comptée à partir de sa mise en tension.
 - b. L'agressivité du terrain est aussi défini par trois catégories: peu agressif, moyennement Agressif et très agressif.

Il existe trois classifications de protections P0, P1 et P2, qui se font suivant le degré et la durabilité de protection à apporter.

- La classe P0 ne comporte pas de protection particulière.
- La protection P1 est réalisée suivant la nature du produit utilisé et l'agressivité du milieu ambiant, avant et après la mise en tension, elle est assurée par le remplissage continu de l'espace annulaire dans une gaine étanche.
- La protection P2 est réalisée suivant la nature du produit utilisé et l'agressivité du milieu ambiant, avant et après la mise en tension, elle correspond à la protection continue de l'armature du tirant.

Le tirant comporte trois zones à protéger, La protection de la partie scellée au terrain, la protection de la partie libre et la protection de la tête d'ancrage.

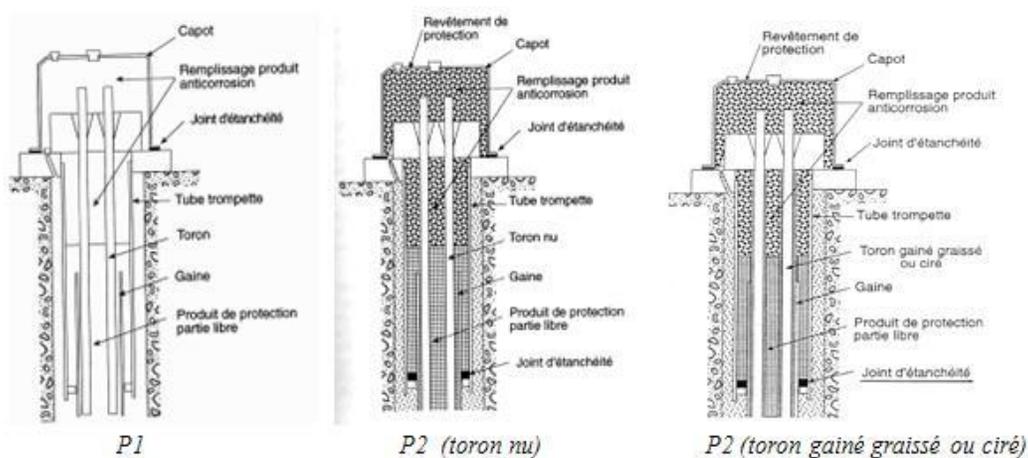


Fig.III.11. Schéma des différentes classes de protection.

III. 6. Les essais de tirants

On distingue trois essais: les essais à la rupture, les essais de contrôle et les essais de réception. Ces essais s'appliquent sur le tirant suivant l'objectif recherché.

- L'essai à la rupture comporte les essais préalables et les essais de conformité. Ils s'exécutent sur deux tirants identiques de même catégorie, dans le but de vérifier si le tirant résiste à une traction imposé et d'atteindre la rupture du scellement par arrachement :
 - a- Les essais préalables sont effectués sur des tirants appartenant à des plots d'essai conçu avant démarrage de la construction de l'ouvrage.
 - b- Les essais de conformité sont effectués sur des tirants intégrés ou non à l'ouvrage, tout au début du chantier.
- Les essais de contrôle permettent de contrôler la qualité d'exécution courante du scellement des tirants de service. pour cette raison, on limite les tractions d'épreuve auxquels sont soumis les tirants choisis à des valeurs, censées ne pas provoquer aucune amorce de rupture de scellement.
- Les essais de réception représentent l'ensemble de procédures auxquelles sont soumis tous les tirants avant réalisation de leurs blocages.



Fig.III. 12. Manomètre de contrôle



fig.III. 13. Mise en place de vérin



Fig. III. 14. Comparateur pour la mesure de l'allongement des tirants.



Fig.III.15. Comparateur pour la mesure de l'enfoncement de la chaise

III. 7. Calcul du tirant d'ancrage

Le projeteur appelé à pré dimensionner un tirant, procède en deux temps. Il détermine la direction de la valeur de l'effort de la traction de service T_S . Ensuite, il dimensionne ou pré dimensionne les différentes parties du tirant, fixant la section d'acier d'un tirant, sa longueur libre et sa longueur de scellement

- 1- Le type de nuance de l'acier appelé à constituer l'armature étant choisis, on calcul la section nécessaire S_a . Il suffit pour cela de minorer le taux de travail correspondant à la limite élastique conventionnelle T_G . [bulletin de liaison. 1985]

$$T_A \leq 0,75 T_G \quad \text{Pour les tirants provisoires.} \quad (\text{III.1})$$

$$T_A \leq 0,60 T_G \quad \text{Pour les tirants permanents.} \quad (\text{III.2})$$

- 2- Le calcul de la longueur libre (L_L) est conditionné par la situation de couche d'ancrage fait l'objet d'une vérification qui consiste à s'assurer que cette longueur est suffisante pour délimiter un volume de sol, lequel, associé a l'ouvrage, n'encourt aucun risque de rupture d'ensemble. celle-ci étudiée en tenant compte du mode de fonctionnement particulier de l'ouvrage (renversement ou glissement).

- 3- Longueur de scellement doit être suffisante pour transmettre les efforts induits par l'ouvrage au terrain d'ancrage. Et les aciers constituant cette longueur ne puissent pas glisser à l'intérieur du coulis qui les scelle au terrain.

On détermine L_S avec la formule générale suivante pour le calcul de la traction limite T_L du tirant isolé

$$T_L = \pi \cdot D_S \cdot L_S \cdot q_S \quad (\text{III.3})$$

Avec :

D_S : Diamètre de calcul de bulbe de scellement. (Fig.III. 13)

q_S : Frottement latéral unitaire limite du sol supposé homogène dans le quel le scellement doit être réalisé.

D_S : Dépend du diamètre de forage D_d .

$$D_S = \alpha \cdot D_d \quad (\text{III.4})$$

Avec α coefficient majorateur (voir Tableau III. 1).

q_S : Dépend de la nature du sol d'ancrage, de sa consistance et du mode de scellement choisi

(IRS ou IGU). Elle est prise égale à :

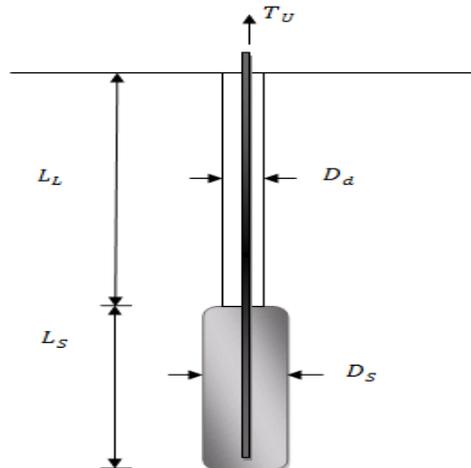


Fig.III. 16. Schéma d'un tirant d'ancrage.

Tableau III. 1. valeur de coefficient « α » pour le calcul de diamètre de bulbe (Bustamante).

Sols	Coefficient « α »		Conditions indicatives d'application	
	IRS (en principe $p_i \geq p_t$)	IGU (en principe $p_i < p_t$)	Quantité usuelle de coulis à injecter V_i	Dosage coulis C/E
Graves	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s	1,7 à 2,4
Graves sableuses	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s	
Sables graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s	
Sables grossiers	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s	
Sables moyens	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s	
Sables fins	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s	
Sables limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour IRS – 1,5 V_s pour IGU	
Limons	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	2 V_s pour IRS – 1,5 pour IGU	1,7 à 2,4
Argiles	1,8 à 2	1,2	2,5 à 3 V_s pour IRS – 1,5 à 2 V_s pour IGU	
Marnes	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte	1,7 à 2,4
Marno-calcaires	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée	
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée	
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	2 V_s ou plus, si couche fracturée	1,7 à 2,4

avec : IRS : Injection Répétitive et Sélective sous pression élevée (voir remarque),
 IGU : Injection Globale et Unique sous faible pression (voir remarque),
 p_i : Pression d'injection en tête de forage. V_s : Volume du bulbe de scellement associé à D_s .

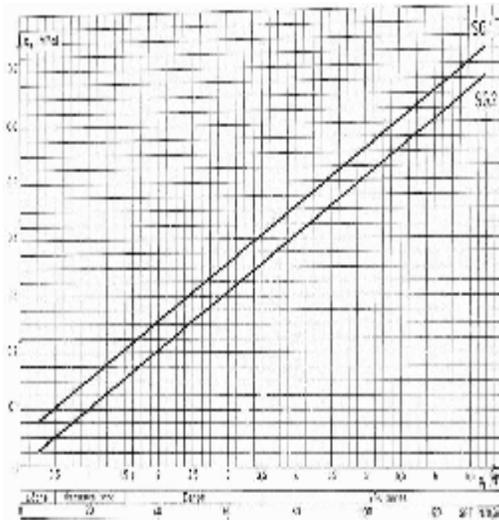


Fig.III.17. Abaques pour le calcul de q_s pour les sables les et graves.

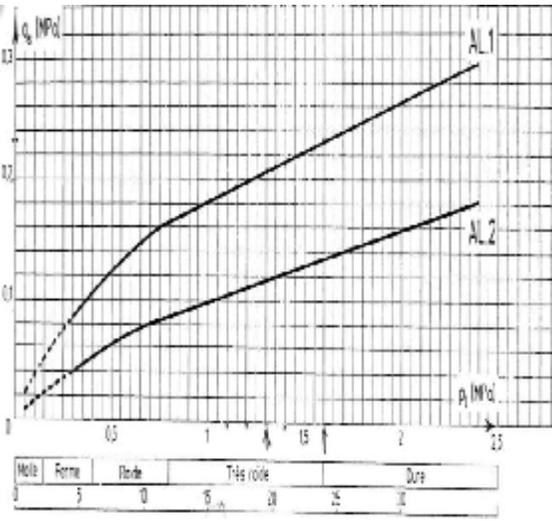


Fig.III.18. Abaques pour le calcul de q_s pour argiles et limons.

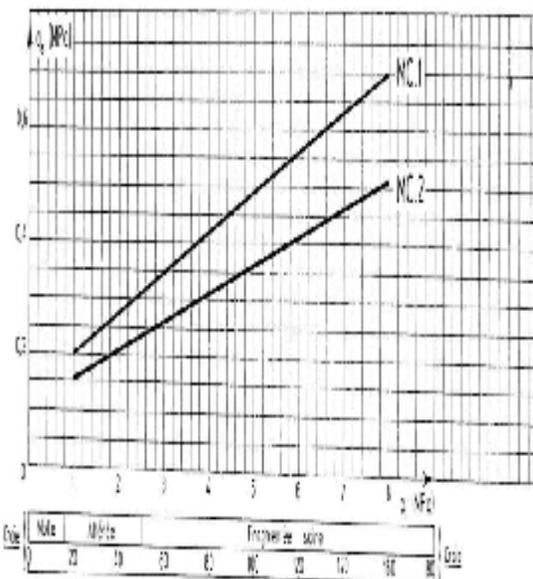


Fig.III.19. Abaques pour le calcul de q_s pour marnes et les craies, Mano-calcaires.

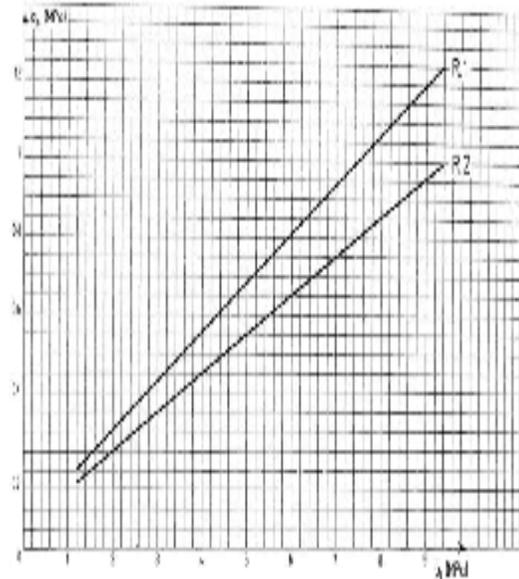


Fig.III.20. Abaques pour le calcul de q_s pour le rocher altéré et fragmenté

Conclusion

Pour stabiliser et soutenir le sol en mouvement, une variété d'ouvrages existe. Le choix d'un type de ces ouvrages se base sur leur mise en œuvre, la nature et le volume de sol à stabiliser, les matériaux constitutifs et la présence d'eau. Ces critères sont importants pour l'efficacité d'un ouvrage de soutènement. La destination de ces ouvrages dépend aussi de leur rigidité et leur flexibilité. En générale les ouvrages rigides sont utilisés pour des hauteurs limitées et les ouvrage flexible et semi-flexible, sont utilisés pour soutenir les massifs de sol de grand auteur, comme ils peuvent être utilisés pour des hauteurs limitées. Mais pour des raisons économique et de mise en ouvre, l'utilisation de ce type n'est pas conseillé dans ce cas.

Une fois ces procédures son prisent en compte pour le choix d'ouvrage à adopté. Le pré-dimensionnement est déterminé à partir des formules issues de l'expérience. Ces dimensions sont utilisées pour un calcul de stabilité dont les résultats obtenus vont nous confirmer si ces dimensions satisfont la stabilité de l'ouvrage, si non, un redimensionnement est recommandé. L'opération se répète jusqu'a avoir la stabilité de l'ensemble (l'ouvrage et le sol).

Une combinaison de deux types d'ouvrage de soutènement peut satisfaire plusieurs exigences qu'un seul type ne satisfait pas, exemple de paroi moulée et palplanche ou paroi de jet grouting avec palplanches, cette combinaison permet d'améliorer le fonctionnement de chaque paroi en réduisant leur inconvéient.

Partie pratique

Cette partie est consacrée pour le calcul de notre cas pratique, qui est la stabilisation de l'excavation d'Air Algérie. L'étude se fait en deux chapitres

- ◆ **Chapitre I : étude de la stabilité aux glissements avec TALREN**
- ◆ **Chapitre II : étude de la stabilité d'une paroi moulée avec FLAC**

Chapitre I

Ce chapitre se base sur l'étude de risque de glissement des profils de l'excavation du nouveau siège d'Air Algérie, la vérification de la stabilité se fait avec un calcul de coefficient de sécurité avant et après renforcement à l'aide d'une paroi moulée et des tirants d'ancrages. Ce calcul est effectué avec un logiciel géotechnique qui est TALREN 4 (les calculs ont été effectués en utilisant une clé emprunté au laboratoire LTDS de l'école centrale de Lyon). Plusieurs méthodes de calcul sont utilisées afin d'avoir une bonne précision des résultats

I.1. Evaluation du risque de glissement sans les soutènements

I.1.1. Définition d'un glissement

Le glissement de terrain est défini comme un déplacement d'une masse de terrain meuble ou rocheux le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. Il peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique, et parfois causer des victimes. Il survient à la suite d'un événement naturel par exemple : forte pluie, érosion de berge, séisme. Ou par les actions de l'homme : les travaux de terrassements ou déforestation.

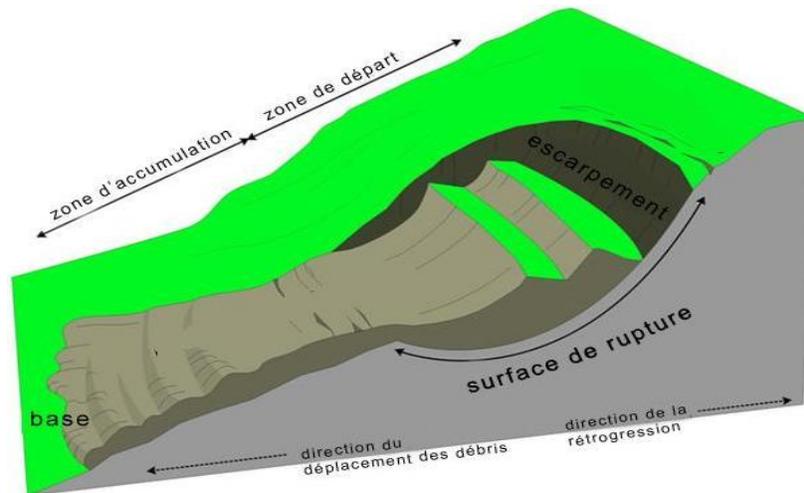


Fig. I.1. Principaux éléments de description d'un glissement de terrain.

I.1.2. Différents types de glissements de terrain

Selon la géométrie de la surface de rupture, on peut distinguer trois types principaux de glissements.

I.1.2.1. Glissement plan

Mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux. (Voir Fig. I.2)



Fig. I.2. Glissement plan.

• **Caractéristiques des glissements plans**

Le mouvement est une translation sur un plan incliné plus ou moins régulier ; en général ce plan est prolongé vers le haut par une fissure de traction. Le plan de glissement (on dit aussi plan de ripage ou plan de décollement) s'établit, dans la majorité des cas, sur une discontinuité du milieu :

- Joint de stratification dans le cas d'une série sédimentaire à pendage aval ;
- Surface de contact entre un terrain de couverture « manteau » et le substratum constitué par les terrains en place ;
- Plan de clivage schisteux ;
- Plan de faille ou de diaclasseage.

I.1.2.2 Glissement circulaire ou rotationnel

Surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ nette et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées. (Voir Fig.1.3)



Fig. 1.3. Glissement circulaire.

• **Caractéristiques des glissements circulaires**

Ils se développent en principe dans un milieu homogène et isotrope, c'est à dire non affecté par la présence de discontinuités géologiques (en générale planes) conditionnant a priori la forme et la position de la surface de glissement. La surface de rupture est concave, selon la ligne de la plus grande pente du versant, il a une forme circulaire plus ou moins nette, ce qui a permis à de nombreux calculateurs d'admettre que le mouvement s'apparente à une rotation de la masse instable autour du centre « cercle de glissement» (Fig. 1.4).

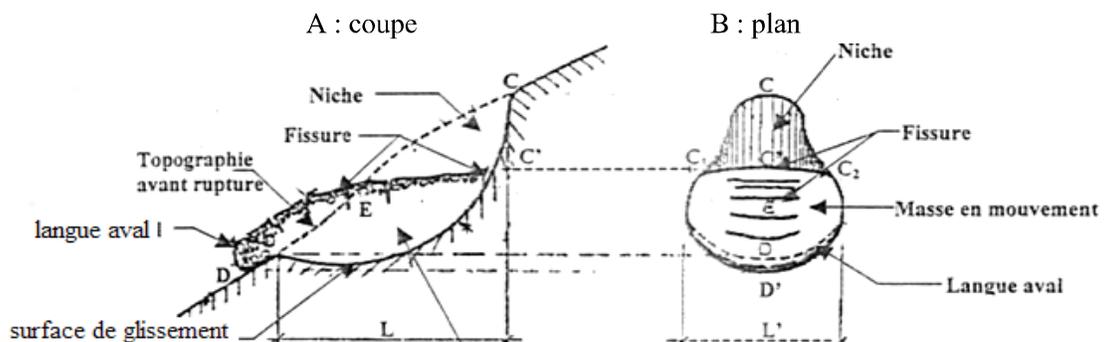


Fig. 1.4. Glissement circulaire.

I.1.2.3. Glissement quelconque

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

Il existe d'autres mouvements de sol tel que :

- **Le fluage.**

Le phénomène de fluage correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation soit la rupture. Voir figure I.5.

La solifluction est un type particulier de fluage provoqué par la variation volumique du sol, qui est due au changement climatique, il se repère par la présence d'ondulations du sol.

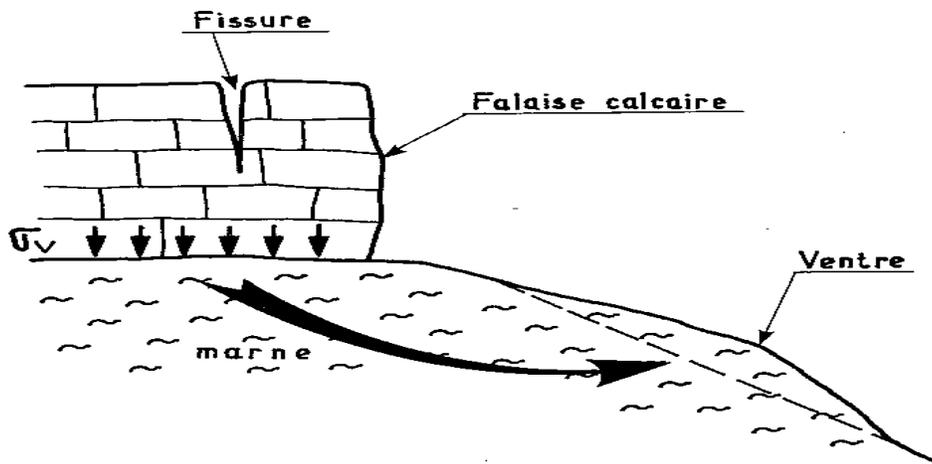


Fig. I.5. Phénomène de fluage.

- **Les coulées boueuses.**

Sont dues essentiellement à des infiltrations d'eau provoquant des mouvements rapides de sols dans lesquels les matières glissées se comportent comme un liquide. Elle se produit essentiellement en montagne.

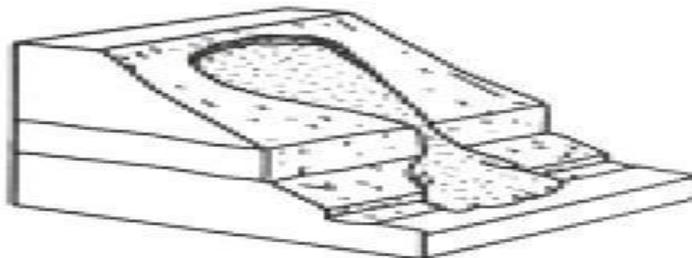


Fig. I.6. Coulée boueuse.

I.2. Calculs de la stabilité

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles. Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, qui nous donnera un coefficient de sécurité (F_s).

Après avoir testé un nombre important de surface de glissement, on prend la valeur la plus petite de F_s la quelle corresponde a la ligne la plus probable de rupture pour un sol donné.

Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties. Par exemple:

- le choix de l'angle de talutage d'une fouille en déblai.
- Le choix du matériau, des conditions de mise en œuvre et de l'angle de talutage d'un remblai ou d'une digue.
- le choix des caractéristiques d'un mur de soutènement.

Rappelons que l'étude de la stabilité d'un site donné doit concerner, d'une part, la stabilité propre des ouvrages à construire, d'autre part, la stabilité du versant dans le quel se trouve l'ouvrage, puisque celui-ci modifie l'équilibre initial ce site.

I.2.1. Définition du coefficient de sécurité (F_s)

Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité F_s , chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises.

a- Définition de Fröhlich

Soit M la somme des moments sollicitant le corps (I) à la rotation (voir figure I.7), les moments étant, selon le sens de rotation, affectés d'un signe (+) ou d'un signe (-). Soit M_{\max}^I le moment résistant maximum qui peut être mobilisé par cisaillement du terrain le long de l'arc CMD. Fröhlich considère le coefficient de sécurité, le rapport suivant :

$$F = \frac{M_{\max}^I}{M} \quad (I.1)$$

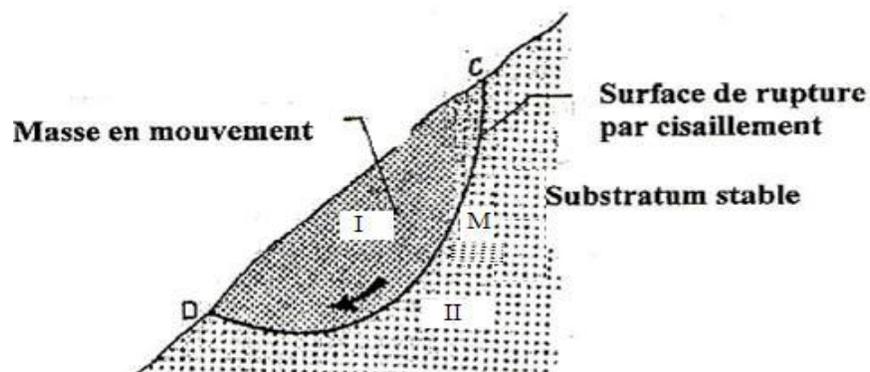


Fig. I.7 : schémas de base d'un glissement rotationnel en milieu homogène.

b- Définition de Bishop

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement T sur la courbe de glissement potentielle CMD est la résistance au cisaillement T_i . Avant la rupture. Le système de forces extérieures appliquées au corps (I) de la figure. I.7, n'entraîne que la mobilisation de la valeur T inférieure à T_i ; Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport suivant :

$$F_s = \frac{T_{max}}{T} \quad (I.2)$$

A noter que les valeurs de T et de T_i varient en fonction du point M considéré le long de la courbe de rupture CMD.

c- Définition de Fellenius

Fellenius définit le coefficient de sécurité par le rapport entre la somme des moments résistants et la somme des moments moteur qui engendrent le glissement.

$$F_s = \frac{\sum \text{des moments résistants maximaux}}{\sum \text{des moment moteurs}} \quad (I.3)$$

2.3. Calcul de la stabilité

Il existe deux méthodes de calcul de la stabilité au glissement :

- Méthodes d'analyse globales ;
- Méthodes par tranchées ;

I.3. 1. Méthodes d'analyse globales (A. BENAÏSSA. 2008)

Il n'est possible de traiter de la stabilité des pentes sans faire au moins une allusion à la méthode de TAYLOR développée en 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre prédisposé au glissement. Par la suite Caquot (1954) et Biarez (1970) ont également présentés des méthodes globales d'analyse de stabilité des pentes, dans les quelles il s'agit d'évaluer correctement le moment résistant des forces de frottements.

La méthode de Taylor est appelée aussi la méthode du « cercle de frottement ».

❖ Les hypothèses :

- La ligne de glissement est supposée circulaire ;
- Jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement homogène ;
- A cette profondeur le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante ;
- Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau ;
- Une répartition des contraintes à la base se fait soit, en répartition uniforme ou sinusoïdale le long de linge de glissement. Voir (fig. I.8)

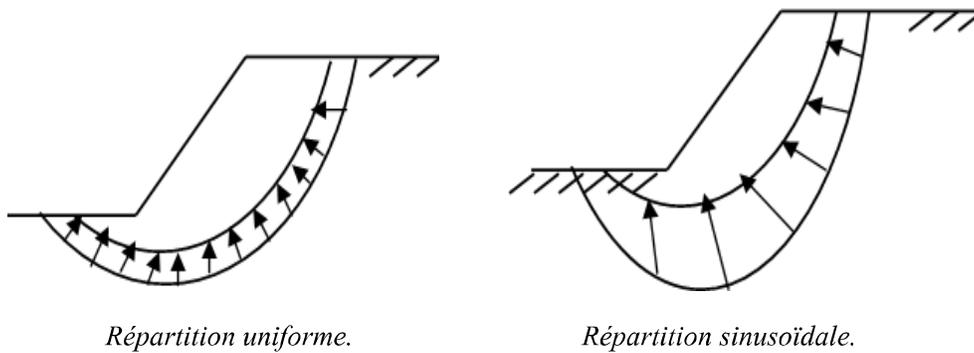


Fig. I.8. Répartition des contraintes.

❖ Types de rupture

Soit donc à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique γ , de caractéristiques C et ϕ , qui représente un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale et de hauteur H .

- a) Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un cercle de pied qui passe, comme son nom l'indique, par le pied, b , du talus. Ce cercle peut se situer soit au-dessus ou au-dessous du niveau du pied voir la figure I.9

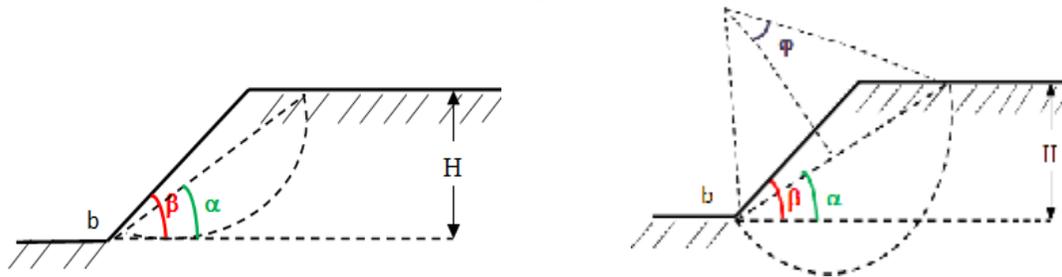


Fig. I.9. Cercle de rupture par apport au pied ' b '.

- b) Toutefois, si la base résistante est située à peu de distance au-dessous de b , le cercle peut devenir un cercle de flanc de talus qui est tangent à la base résistante et coupe le talus au-dessus de son pied (figure. I.10.).

Lorsqu'il se produit un glissement par la base, le cercle critique est dit cercle à mi-pente, parce que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point (m) milieu de talus (figure. I.10). Le cercle à mi-pente est tangent à la base résistante.

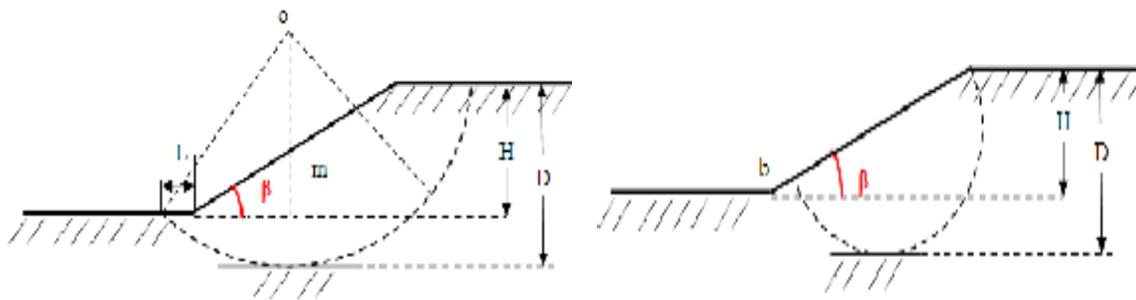


Fig. I.10. Cercle de rupture par apport à la base résistante.

La grandeur est la position de ces cercles sont définies par une série de paramètres, tel que β et H , il y a lieu d'ajouter θ, α , $D = n_D H$ et $L = n_L H$. montré dans les figures .I.10 et figure. I.11.

Taylor a mené des investigations très complètes, sur les caractéristiques mécaniques requises pour assurer la stabilité dans ces différents cas de figures.

I.3. 2. Méthodes par tranches.

Les répartitions des contraintes envisagées par les méthodes globales sont encore schématiques et ne conviennent que pour des profils de talus simples en sol homogène et isotrope.

Les méthodes par tranchants sont plus souples. Le talus est partagé en tranche verticale ; l'étude de l'équilibre, tranche par tranche, permet de moduler les valeurs des contrainte (σ) et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque...etc.

❖ **Mise en équation du problème**

Soient (figure. I.12.) $Y_A(x)$, $Y_B(x)$ et $e(x)$ respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussé (lieu d'application des efforts inter -tranche H_i et V_i).

$Y_A(x)$ et $Y_B(x)$ sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions R_i sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche (cette dernière supposition, constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranches est élevé).

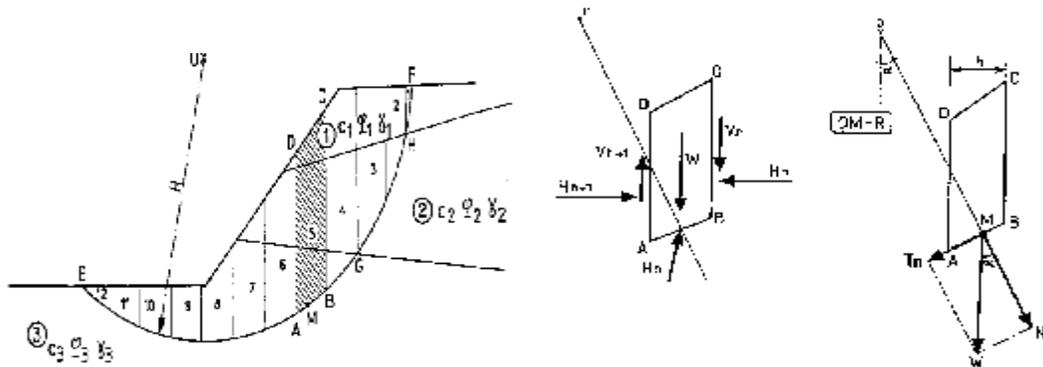


Fig. I.11. Méthode par tranché.

Une tranche i est soumise à :

- 1- Son poids $W_i = \gamma h_i b_i$
- 2- Les efforts inter-tranches, qui se divisent en efforts verticaux V_i et V_{i+1} et horizontaux H_i et H_{i+1} .
- 3- La résistance au cisaillement R_i qui se décompose comme suit :
 - Une composante normale

$$N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad ; \quad (l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}) \tag{I.4}$$

- Une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i l_i \quad ; \quad \tau_i = C_{ci} + \sigma_i tg \phi_{ci} = \frac{C_i}{F} + \sigma_i \frac{tg \phi_i}{F} \tag{I.5}$$

Soit, en remplaçant σ_i par sa valeur,

$$T_i = \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\tan \phi_i}{F} \tag{I.6}$$

Remarquons que pour C_i et ϕ_i , qui interviennent dans le calcul de T_i , sont des caractéristiques critiques.

I.3. 2.1. Méthode de Bishop (A BOUAFIA. 2003)

• **Méthode de Bishop généralisée.**

Les composante $V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1}$ des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB voir figure I.12 et influencent la réaction R_n . en 1954, bishop a publié, une méthode appelé 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 :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - u_n * b] \tan \phi'_i + C'_i * b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi'_i}{F_s}} \tag{I.7}$$

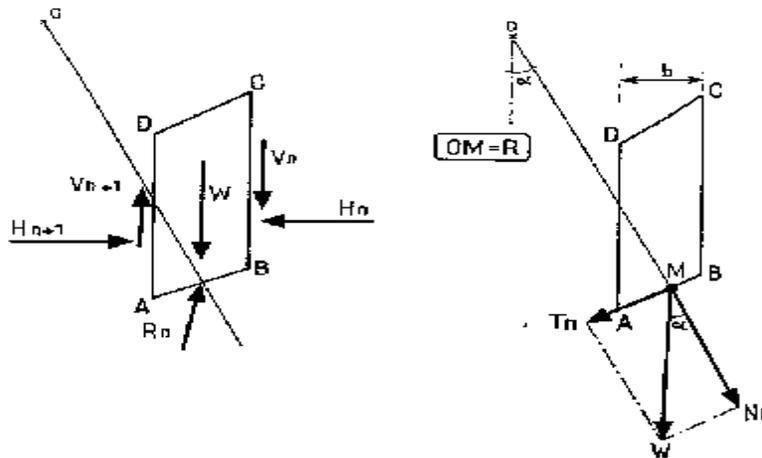


Fig. I.12. Représentation des forces sur la tranche n.

Pour déterminer F_s il faut :

- Procédé par itérations successives, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation,
- Définir $(V_n - V_{n+1})$. pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux, les contraintes sont proportionnelles a la distance verticale de leur points d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre générale du massif du sol limité par le cercle de glissement, déterminé $(V_n - V_{n+1})$ et alors possible. Toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur.

• **Méthode de Bishop simplifié :**

Les hypothèses supplémentaire est : $(V_n - V_{n+1} = 0)$ quelle que soit la tranche considérée, alors l'équation (I.7) devient :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W - u_n * b] \tan \varphi'_i + C'_i * b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'_i}{F_s}} \quad (I.8)$$

I.3.2. 2. Méthode de Fellenius. (A. BENAÏSSA. 2008)

Encore appelée méthode suédoise, on suppose là encore que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts inter-tranches (Fig. I.12).

Comme pour les autres méthodes, la répartition des N_i sera entachée d'erreur mais à un degré supérieur puisque chaque tranchant est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à ligne de glissement, on trouve :

$$N_i = W_i \sin \alpha_i \quad (I.9)$$

On écrit également l'équilibre global des moments, ce qui permet de trouver directement l'expression de F_s :

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \sum_1^n W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (I.10)$$

L'équation qui permet de définir F_s , est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux N_i ont une expression différente, ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches.

Remarque :

Si le milieu est purement cohérent ($\varphi=0$)

Dans ce cas les efforts ($R_i = N_i$) passent tous par le centre du cercle de glissement, les méthodes utilisant ce type de ligne de glissement donnent :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right] \right] \quad (I.11)$$

Toutes les méthodes utilisent un cercle, donnent la même valeur de F_s , en particulier la méthode de Bishop simplifiée et Fellenius, comme on peut le vérifier ci-dessus (dans les deux méthodes l'expression de N_i était différente mais N_i n'intervient plus) mais il en serait de même pour « les méthodes globales ».

Par ailleurs, si on considère le milieu comme homogène $C=C_c$, γ constante et $b=b_i$ (largeur de la tranche) constante.

$$\sum W_i \sin \alpha_i = \sum \gamma h b_i \sin \alpha_i \quad (I.12)$$

$$\frac{C}{\gamma H} \left[\frac{\sum \frac{1}{\cos \alpha_i}}{\sum \frac{h_i \sin \alpha_i}{H}} \right] = N_i \frac{C}{\gamma H} \quad (I.13)$$

I.4. Cas pratique : Etude de la stabilité de l'excavation d'air Algérie.**I.4.1 Présentation du projet**

L'ouvrage étudié dans le cadre de notre travail de mémoire, est l'analyse de la stabilité d'une paroi moulée : cas du nouveau siège d'Air Algérie, pour une excavation de dimensions en plan de l'ordre (120x90 m²) et de 16m de profondeur .en vue de fonder sur le substratum gréseux et la récupération de sous sols exploitables des tours multifonctions de la société AIR ALGERIE .

L'ouvrage en question se situe dans la ville de Bab Ezzouar, wilaya d'Algérie qui est, d'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques algériennes RPA 99, révisées en 2003, une région classée en zone III, sismicité élevée.



Fig. I.13. L'excavation de nouveau siège d'Air Algérie à Bab Ezzouar.

Une étude géotechnique a été confiée au Laboratoire CTE LAB afin de déterminer tous les paramètres physico-mécaniques, chimiques et hydrauliques des couches du sol en place.

D'après le laboratoire CTE LAB, le terrain du projet de nouveau siège sociale d'air Algérie est caractérisé par :

1. Lithologie : le terrain étudié est constitué principalement par une formation argilo-marneuse sableuse, intercalée par des bancs sablo-limoneux rougeâtre à jaunâtre ce complexe reposant sur un substratum sablo-gréseux compacte. Une certaine hétérogénéité du sol a été relevée dans certaines zones, argile marneuse sableuse par endroit et limon sableux rougeâtre à brun ailleurs.
2. Niveau d'eau : a été détecté, à (-21m) au sud-est du terrain et à (-26) à l'ouest de ce dernier, par piézomètres.
3. Propriétés géotechniques et dynamiques : les paramètres physiques et mécaniques obtenus traduisent un sol humide à saturé, consistant, fortement plastique dans les argiles marneuses et peu plastique dans les sables limoneux de très bonne densité, normalement consolidé à surconsolidé, moyennement compressible, gonflant à très gonflant dans les formations argileuses surconsolidées et non gonflant dans les formations sablo-limoneuses.

4. Résistances : les Résistances de pénétration statique sont supérieures à 45 bar à la moyenne au niveau de la fondation. Les valeurs des pressions limites sont au moyenne supérieures à 20 bar sur les 20 premiers mètres et supérieures à 40bar au delà de cette profondeur. Le nombre de coup obtenu au carottier SPT dans la couche de sable et de grès a mis en évidence un sol moyennement compact à très dense et celui obtenu dans la couche d'argile marneuse traduit des sols ridés à dur selon les corrélations de Terzaghi et peck.

Cette étude a suggéré la nécessité d'un soutènement spécial, afin d'éviter le moindre déconfinement de sol et la déstabilisation des ouvrages voisins. Parmi ces techniques de soutènement on distingue : les parois moulées ou les parois berlinoises.

I.4.2. Etude de la stabilité de l'excavation.

Vue l'importance de cet ouvrage et sa complexité, liés aux exigences techniques du projet, le choix s'est fait pour la paroi de soutènement de type moulée, qui est constituée de panneaux verticaux en béton armé. Ce choix s'est fondé sur les différents avantages vu dans le chapitre précédent.

Les conditions géotechniques prises en compte proviennent de l'information écrite dans le rapport de reconnaissance géotechnique fourni par le laboratoire construction testing et engineering, (CTE, LAB). Les profils géomécaniques de calcul ont été définis, représentatifs, de la zone d'implantation de l'ouvrage sur les quels ont été élaborés les essais sur les paramètres physico-mécaniques du terrain.

Trois types de profil 1,2 et 3 sont définis selon la profondeur à la quelle se situe la couche de grès et de sable consolidé.

Les figures suivantes schématisent une vue de profil de l'excavation et présentent les différentes contraintes aux quelles sont soumis le massif de sol de l'excavation

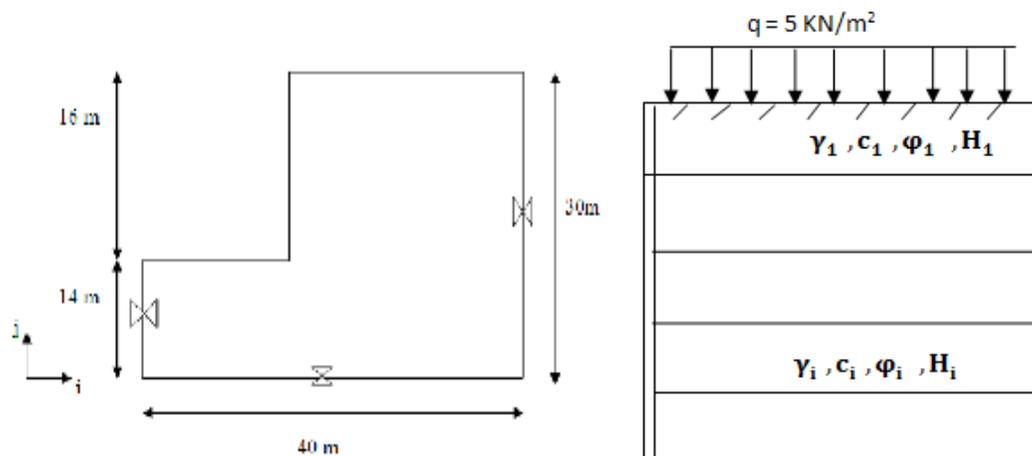


Fig. I.14. Représentation et dimensionnement de l'excavation.

Tableau I.1. Profil géotechnique de calcul N°1

N° de la couche	La profondeur (m)	Nature géotechnique	Caractéristiques géotechniques		
			γ (K/m^3)	c, c_{UV} (Kpa)	φ (°)
1	0-3	Remblais	18	0	25
2	3-6	Argile marneuse sableuse	20	18	16
3	6-8	Sable limoneux	20	26	20
4	8-12	Argile marneuse sableuse	20	60	7
5	12-16	Sable limoneux	20	12	16
6	16-20	Sable et bloc de grés	20	12	25

Tableau I.2. Profil géotechnique de calcul N°2

N° de la couche	La profondeur (m)	Nature géotechnique	Caractéristiques géotechniques		
			γ (K/m^3)	C, C_{UV} (Kpa)	φ (°)
1	0-3	Remblais	18	0	25
2	3-6	Argile marneuse sableuse	20	37	10
3	6-8	Sable limoneux	20	21	14
4	8-12	Argile marneuse	20	17	20
5	12-16	Sable limoneux	20	17	20
6	16-20	Alternance de grésifié et de blocs de grés.	20	44	16

Tableau I.3. Profil géotechnique de calcul N°3

N° de la couche	La profondeur (m)	Nature géotechnique	Caractéristiques géotechniques		
			γ (K/m^3)	C, C_{UV} (Kpa)	φ (°)
1	0-3	Remblais	18	0	25
2	3-6	Argile beige brunâtre graveleuse.	20	17	14
3	6-8	Sable limoneux brun noirâtre.	20	26	20
4	8-12	Argile marneuse sableuse bariolé.	20	12	17
5	12-16	Alternance de sable et blocs de grés.	20	3	17
6	16-20	Grés et sable grésifié.	20	0	40

I.4.2.1. Méthode de calcul

Le calcul de la stabilité effectué par un logiciel de calcul de stabilité et de renforcement, pour cela on a opté pour TALREN.

I.4.2.1.1. Définition de TALREN

TALREN est un logiciel mis en place par terrasol, son nom est tiré de TALus RENforcés. Il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblais, barrages et digues, avec pris en compte de différents types de renforcements: tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes de renforcement. Toute en utilisant les rideaux de soutènement, palplanches ou parois moulées,

I.4.2.1.2. Les différentes options pour la manipulation du logiciel TALREN 4

Les différentes "zones" de l'interface de TALREN 4 sont les suivantes :

- Le menu principal (complété par le menu contextuel) ;
- La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles ;
- Barre de boutons contextuelle ;
- Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode Phasage/Calculs) ;
- La zone graphique ;
- La barre d'état ;
- Les boîtes de dialogue.

Ces différents objets sont décrits dans les figures suivantes :

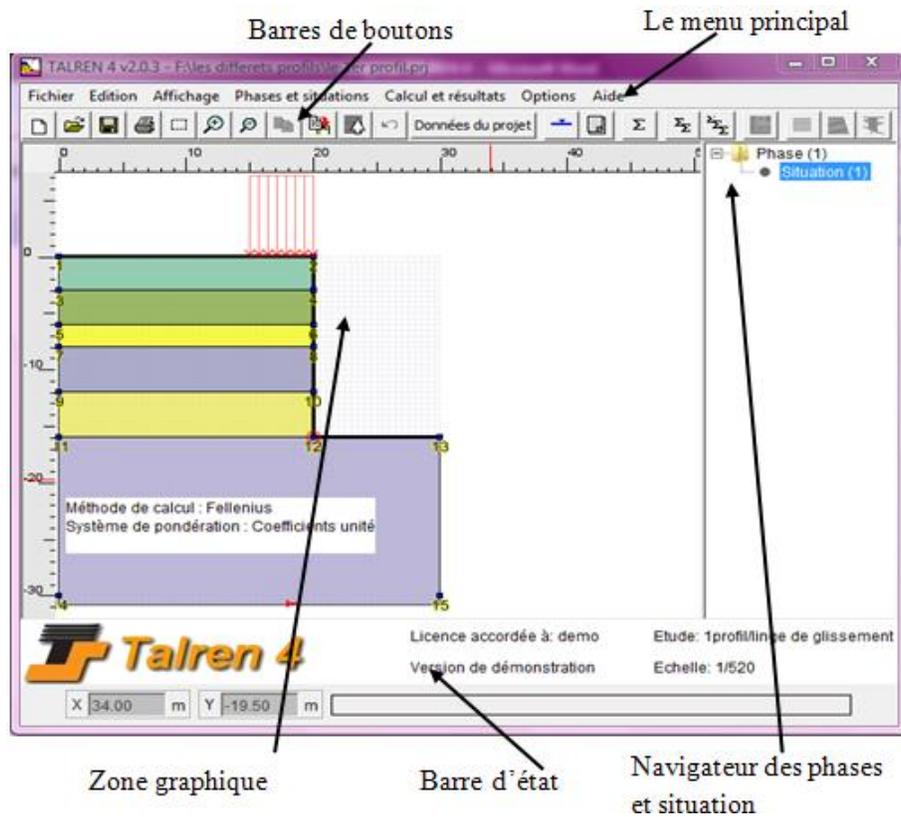


Fig. I.15. Identification des zones à l'écran (en mode Phasage/Calculs).

• Le menu principal

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure I.15, comporte les rubriques principales suivantes :

- Fichier
- Edition
- Affichage
- Données
- Phases et situations
- Calcul et résultats
- Options
- Aide

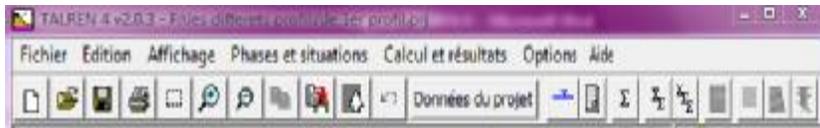


Fig. 1.16. Le menu, les barres de boutons et le navigateur

Les options de menu ne sont pas détaillées ici : elles sont citées au fur et à mesure de la description des fonctionnalités du logiciel, dans les chapitres suivants.

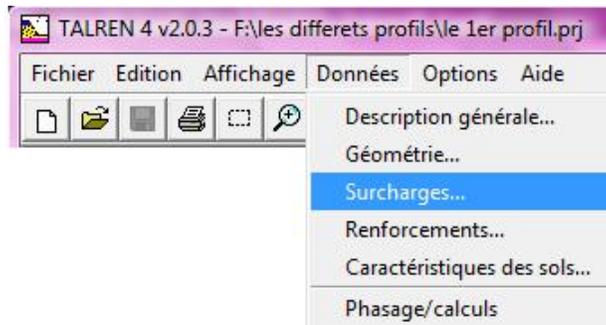


Fig. I.18. Exemple des principaux types de données

• **Base de données des jeux de coefficients partiels de pondération/sécurité**

Cet assistant permet de définir et d'enregistrer des jeux de coefficients partiels de sécurité/pondération. Ces pondérations partielles sont des pondérations appliquées sur certains paramètres, et sont imposées ou proposées par certaines normes et recommandations. Cet assistant est fourni avec plusieurs jeux de pondérations prédéfinis, et l'utilisateur peut le compléter au fur et à mesure de ses besoins ou de l'évolution des normes. Les jeux prédéfinis sont ceux proposés dans les recommandations Clouterre, et les normes françaises XP P 94-240 et XP P 94-220-0, ainsi qu'un jeu "traditionnel".

A chaque norme ou recommandation correspondent plusieurs jeux de pondérations partielles : combinaison fondamentale ou accidentelle, ouvrage courant ou sensible, situation provisoire ou définitive. Ces distinctions figurent dans le libellé de chaque jeu de pondérations défini.

Pour davantage de détails sur les jeux prédéfinis, (voir l'annexe 2)

• **La barre de boutons principale**

Les boutons ci-dessous correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes

- Nouveau fichier ;
- Ouvrir un fichier ;
- Enregistrer un fichier ;
- Imprimer ;
- Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur ;
- Zoom avant ;
- Zoom arrière ;
- Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné ;
- Capture d'écran ;
- Commentaires généraux ;

Les boutons comportent chacun une légende, qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.

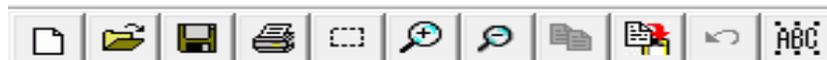


Fig. I.19. La barre de boutons principale.

• **Les barres de boutons contextuelles.**

Les barres de boutons contextuelles "Données" d'une part, et "Phasage/Calculs" d'autre part, ne sont pas affichées simultanément. Est affichée celle qui correspond au mode "actif" du logiciel.

Dans tous les cas, les boutons comportent chacun une légende qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.

Barre de boutons contextuelle "Données du projet" : Cette barre comporte principalement les boutons équivalents aux fonctions du menu "Données du projet", les boutons ci-dessous correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Outil "Sélection" ;
- Description générale du projet ;
- Dessin de lignes géométriques ;
- Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs) ;
- Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis boutons) ;
- Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Basculement en mode "Phasage/Calculs".



Fig. I.20. La barre de boutons contextuelle « Données ».

Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs": la barre comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus "Phases et situations" et "Calculs et résultats", les boutons ci-dessous correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Basculement en mode "Données" ;
- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Calcul de la situation sélectionnée ;
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée ;
- Calcul de toutes les situations pour toutes les phases ;
- Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).



Fig. I.21. La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

• **Le navigateur des phases et situations**

En mode "Phasage/Calculs", un navigateur apparaît à droite de la zone graphique (Figure I.22). Celui-ci permet de passer d'une phase ou situation à l'autre, ainsi que d'insérer, ajouter, supprimer

ou renommer des phases et situations (soit par le menu "Phases et situations", soit par le menu contextuel qui apparaît après un clic droit de la souris sur une phase ou situation).

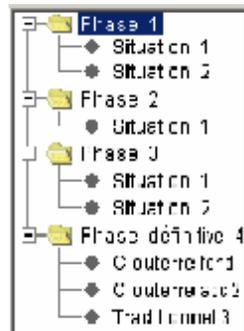


Fig. I.22. Navigateur des phases et situations.

• La zone graphique et les règles

La zone graphique comporte différents éléments :

- Une règle horizontale, calée en haut de la fenêtre graphique, dont les paramètres (échelle, origine, pas de graduation, etc.) sont déterminés automatiquement en fonction de la largeur du projet, ou du zoom actuel.
- Le même type de règle, avec les mêmes caractéristiques, mais verticale à la gauche de la fenêtre graphique ;
- Des barres de défilement (scrollbars) horizontale et verticale selon le niveau de zoom courant ;
- L'espace réservé au dessin de la coupe de la phase courante. En bas de cette zone figure un cartouche où sont affichés : le nom de la société détentric de la clé (information figurant dans la clé de protection), le mode d'utilisation (monoposte, réseau ou démo), le titre du projet et l'échelle du dessin ;
- Un menu contextuel, accessible par un clic droit de la souris.

Les méthodes de calculs utilisés par le logiciel TALREN sont les suivantes :

- Méthodes des tranchés : FELLENIUS et BISHOP.
- Méthode globale.
- Méthode de calcul a la rupture (spirales logarithmiques, cf J. SALENÇON)

Ces méthodes sont déjà citées dans les parties précédentes.

I.4.2.1.3. Procédure de calcul de TALREN

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel : à partir d'une coupe initiale (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements), il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

- activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements,
- modification de certaines caractéristiques de sols,
- modification des conditions hydrauliques.

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase.

Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par :

- une méthode de calcul différente,
- un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,
- des conditions sismiques différentes,
- une définition des surfaces de rupture différente.

I.4.2.1.4. Types de renforcements - considérations générales

TALREN a spécifiquement été conçu pour la prise en compte de renforcements. Les types de renforcements acceptés sont toutes les inclusions que l'on peut caractériser par un ou plusieurs des paramètres suivants :

- résistance à la traction.
- résistance à la flexion.
- résistance au cisaillement.

A ce titre peuvent être introduits :

- tirants ;
- clous ;
- pieux et micro pieux ;
- armatures de renforcement par bandes;
- rideaux de soutènement (palplanches, parois moulées);
- nappes de géotextiles. (Figure I.23).

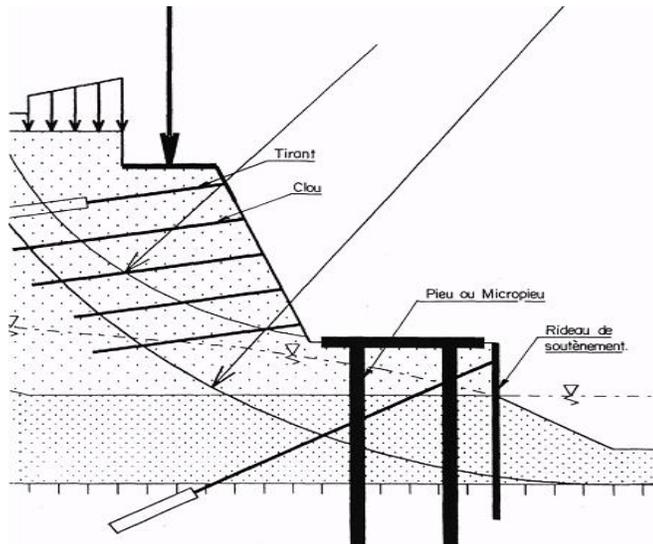


Figure I.23. Renforcements admis par TALREN

I.4.2.2. Résultats de calcul pour les différentes méthodes avec TALREN 4

I.4.2.2. 1. Calcul de coefficient de sécurité sans renforcements

I.4.2.2. 1.1. Présentation des résultats

Les profils sont composés de six couches moyennement denses, constitué essentiellement de d'argile marneuse fortement plastique, gonflante a très gonflante et moyennement compressible et de sable limoneux peu plastique et non gonflant, d'après le rapport géotechnique.

Les tableaux suivant représentent les différentes caractéristiques et résultats de calcul de coefficient de sécurité des trois profils.

✿ 1^{er} profil 1 :

Tableau I.4. Caractéristiques du sol pour le 1^{er} profil dans TALREN

Nom	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c(kPa)	Δc (kPa/m)
remblai	18	25.0	0.0	0.0
argile marneuse sabl	20	16.0	18.0	0.0
sable limpneux	20	20.0	26.0	0.0
argile sableuse marn	20	7.0	60.0	0.0
sable limoneux	20	16.0	12.0	0.0
sable blocs de grés	20	25.0	12.0	0.0

✚ Méthode de fellenius

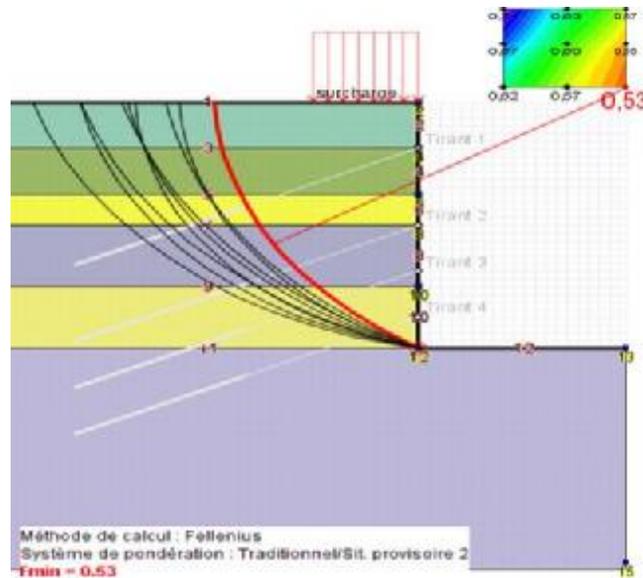


Figure I.24. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellenius pour le 1^{er} profil sans renforcement.

Tableau. I.5. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de Fellenius.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	29141.441	0.6215	0.6213	0.6213
27.0	1.0	18.38	29226.374	0.5727	0.5711	0.5711
30.0	1.0	19.72	29301.026	0.5371	0.5341	0.5341
24.0	4.0	20.39	36527.222	0.6745	0.6748	0.6748
27.0	4.0	21.18	36620.908	0.5971	0.5963	0.5963
30.0	4.0	22.36	36710.081	0.5486	0.5469	0.5469
24.0	7.0	23.34	43954.373	0.7087	0.7091	0.7091
27.0	7.0	24.04	44061.044	0.6278	0.6272	0.6272
30.0	7.0	25.08	44098.426	0.5734	0.5724	0.5724

Les 3 valeurs F-SOL, F-SURCH et F-TOTAL sont affichées pour les méthodes de calcul de Fellenius et Bishop. Pour la méthode des perturbations, seul F-TOTAL est donné :

- F-SOL : coefficient de sécurité obtenu sans prendre en compte les surcharges ni les renforcements ;
- F-SURCH : coefficient de sécurité obtenu avec prise en compte des surcharges, mais sans prise en compte des renforcements ;
- F-TOTAL : coefficient de sécurité global obtenu (avec prise en compte des surcharges et des renforcements).
- MMOT : moment moteur (F_s = moment résistant / moment moteur)

🚩 Méthode de Bishop

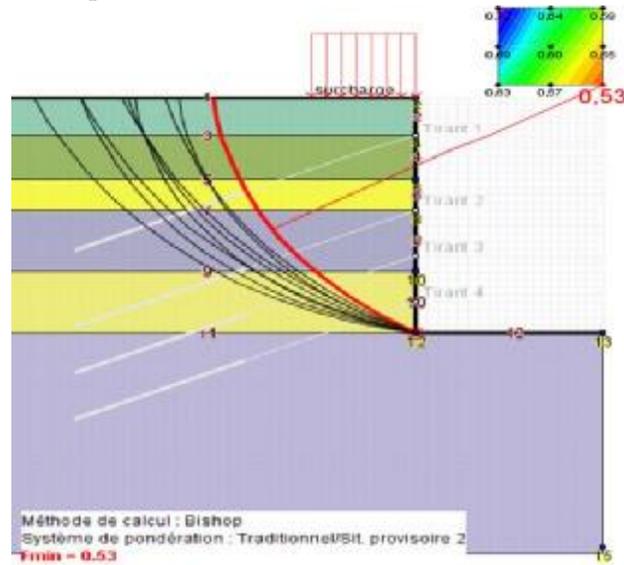


Figure I.25. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 1^{er} profil sans renforcement.

Tableau. I.6. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de Bishop.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	29141.441	0.6316	0.6314	0.6314
27.0	1.0	18.38	29226.374	0.5726	0.5709	0.5709
30.0	1.0	19.72	29301.026	0.5316	0.5285	0.5285
24.0	4.0	20.39	36527.222	0.6872	0.6874	0.6874
27.0	4.0	21.18	36620.908	0.604	0.6032	0.6032
30.0	4.0	22.36	36710.081	0.5515	0.5497	0.5497
24.0	7.0	23.34	43954.373	0.7236	0.724	0.724
27.0	7.0	24.04	44061.044	0.6373	0.6368	0.6368
30.0	7.0	25.08	44098.426	0.5796	0.5785	0.5785

✚ Méthode de perturbation

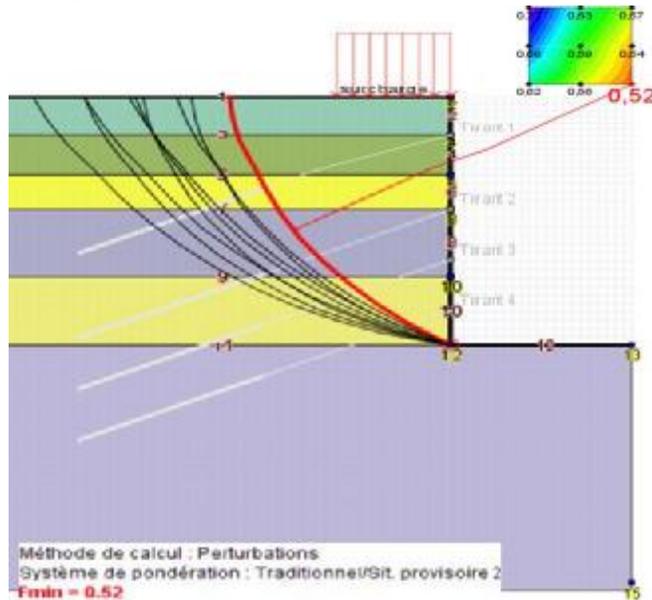


Figure I.26. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 1^{er} profil sans renforcement.

Tableau. I.7. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de perturbation (globale)

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	F-TOTAL	LAMBDA	MU	NSPEQ
24.0	1.0	17.46	0.6246	1.0213	-0.0157	3
27.0	1.0	18.38	0.5646	1.0267	-0.0641	3
30.0	1.0	19.72	0.5237	1.0386	-0.0886	3
24.0	4.0	20.39	0.6799	1.0133	0.0036	3
27.0	4.0	21.18	0.5948	1.0041	-0.012	3
30.0	4.0	22.36	0.5401	1.0133	-0.0476	3
24.0	7.0	23.34	0.7167	1.0098	0.0201	3
27.0	7.0	24.04	0.6287	0.9985	0.0105	3
30.0	7.0	25.08	0.5689	0.9994	-0.0154	3

λ et μ : inconnues dans la méthode des perturbations

NSPEQ : nombre de racines de l'équation Pour toutes les méthodes la surface de rupture étant circulaire.

✚ Profil 2

Tableau .I.8. Caractéristiques du sol pour 2^{ème} profil.

Nom	γ (kN/m ³)	φ (°)	c(kPa)	Δc (kPa/m)
remblai	18	25.0	0.0	0.0
argile marnéuse sabli	20	10.0	37.0	0.0
sable limpneux	20	14.0	21.0	0.0
argile marnéuse	20	20.0	17.0	0.0
sable limoneux	20	20.0	17.0	0.0
sable blocs de grés	20	16.0	44.0	0.0

Méthode de Fellenius

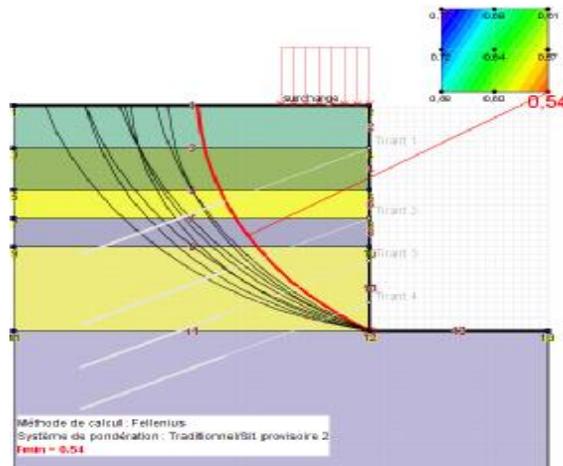


Figure I.27. Représentation de la ligne de rupture par la méthode Fellenius pour le 2^{ème} profil sans renforcement.

Tableau I.9. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de Fellenius.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	29129.391	0.6806	0.681	0.681
27.0	1.0	18.38	29226.5	0.6003	0.5992	0.5992
30.0	1.0	19.72	29253.878	0.5414	0.5398	0.5398
24.0	4.0	20.39	36564.607	0.7232	0.7239	0.7239
27.0	4.0	21.18	36609.074	0.6383	0.6381	0.6381
30.0	4.0	22.36	36712.347	0.5713	0.5701	0.5701
24.0	7.0	23.34	43931.376	0.7681	0.7691	0.7691
27.0	7.0	24.04	44049.625	0.6803	0.6804	0.6804
30.0	7.0	25.08	44086.063	0.6071	0.6066	0.6066

Méthode de Bishop

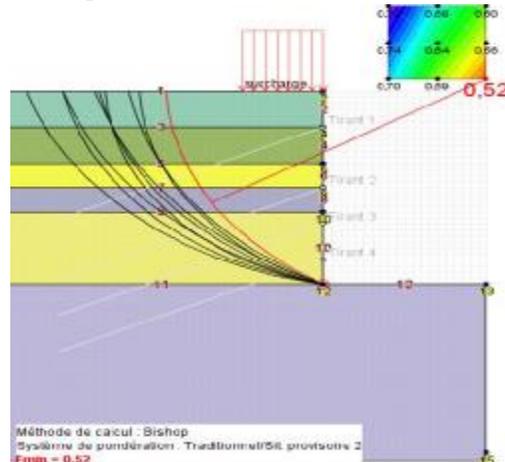


Figure I.28. Représentation de la ligne de rupture par la méthode Bishop pour le 2^{ème} profil sans renforcement.

Tableau. I.10. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de Bishop.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOTK)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	29141.441	0.7006	0.7009	0.7009
27.0	1.0	18.38	29226.374	0.5937	0.5928	0.5928
30.0	1.0	19.72	29301.026	0.5245	0.5227	0.5227
24.0	4.0	20.39	36527.222	0.7403	0.7411	0.7411
27.0	4.0	21.18	36620.908	0.6389	0.6387	0.6387
30.0	4.0	22.36	36710.081	0.5656	0.5645	0.5645
24.0	7.0	23.34	43954.373	0.786	0.7871	0.7871
27.0	7.0	24.04	44061.044	0.6833	0.6833	0.6833
30.0	7.0	25.08	44098.426	0.6051	0.6046	0.6046

📌 Méthode de perturbation

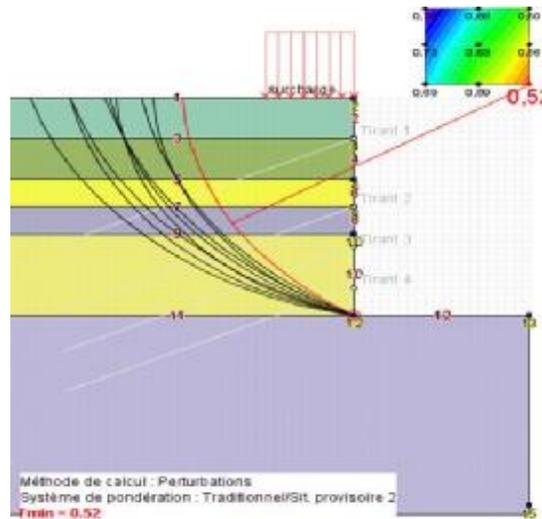


Figure I.29. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 2^{ème} profil sans renforcement.

Tableau. I.11. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de globale.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	F-TOTAL	LAMBDA	MU	NSPEQ
24.0	1.0	17.46	0.6938	1.0498	-0.0226	1
27.0	1.0	18.38	0.5863	1.0769	-0.0877	1
30.0	1.0	19.72	0.5181	1.1283	-0.1519	1
24.0	4.0	20.39	0.7336	1.0306	0.022	1
27.0	4.0	21.18	0.6313	1.0405	-0.0306	1
30.0	4.0	22.36	0.5558	1.0636	-0.0754	1
24.0	7.0	23.34	0.781	1.0248	0.0342	1
27.0	7.0	24.04	0.6767	1.0265	-0.0042	1
30.0	7.0	25.08	0.5969	1.0373	-0.0377	1

✿ profil 3

Tableau .I.12. Caractéristiques du sol pour 3^{ème} profil.

Nom	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\varphi(^{\circ})$	$c(\text{kPa})$	$\Delta c(\text{kPa/m})$
remblai	18	25.0	0.0	0.0
argile beigebrunâtre	20	14.0	17.0	0.0
sable limpneux	20	20.0	26.0	0.0
argile sableuse marr.	20	17.0	12.0	0.0
sable blocs de grés	20	17.0	3.0	0.0
sable et grés grisi	20	40.0	0.0	0.0

✚ Méthode de fellenius

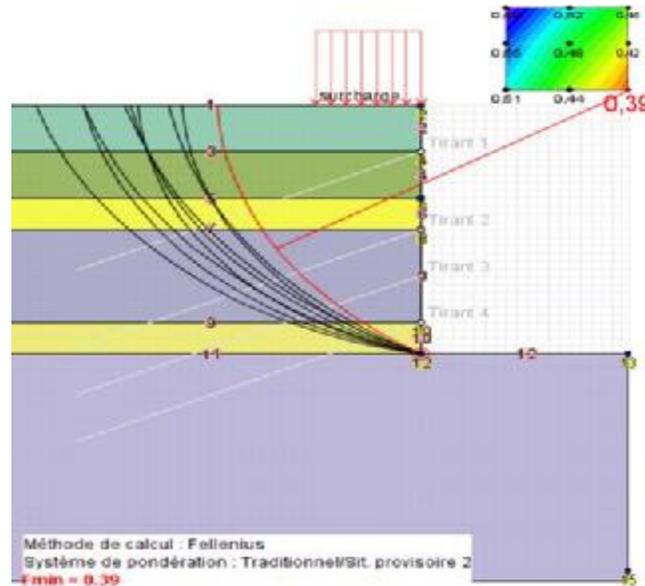


Figure I.30. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellenius pour le 3^{ème} profil sans renforcement.

Tableau .I.13. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode de Fellenius.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	29153.8	0.5138	0.5144	0.5144
27.0	1.0	18.38	29226.113	0.4416	0.4414	0.4414
30.0	1.0	19.72	29309.044	0.391	0.3901	0.3901
24.0	4.0	20.39	36569.074	0.5538	0.5547	0.5547
27.0	4.0	21.18	36640.366	0.4768	0.477	0.477
30.0	4.0	22.36	36716.459	0.4241	0.4237	0.4237
24.0	7.0	23.34	43979.406	0.5922	0.5933	0.5933
27.0	7.0	24.04	44056.859	0.5156	0.516	0.516
30.0	7.0	25.08	44129.911	0.4568	0.4567	0.4567

Méthode de Bishop

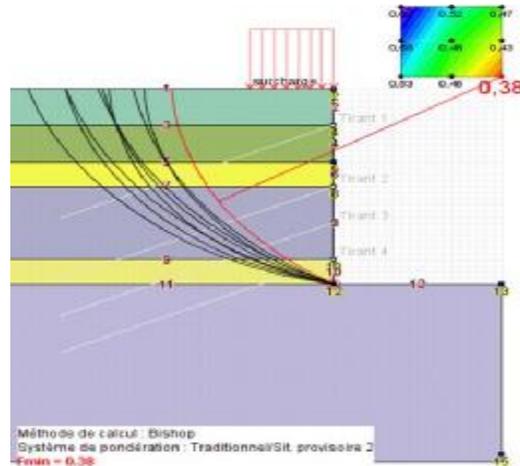


Figure I.31. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 3^{ème} profil sans renforcement.

Tableau. I.14. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode de Bishop.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	29129.391	0.5291	0.5297	0.5297
27.0	1.0	18.38	29226.5	0.4482	0.4478	0.4478
30.0	1.0	19.72	29253.878	0.3851	0.3844	0.3844
24.0	4.0	20.39	36564.607	0.5747	0.5755	0.5755
27.0	4.0	21.18	36609.074	0.4826	0.4828	0.4828
30.0	4.0	22.36	36712.347	0.4268	0.4262	0.4262
24.0	7.0	23.34	43931.376	0.6178	0.6189	0.6189
27.0	7.0	24.04	44049.625	0.5233	0.5237	0.5237
30.0	7.0	25.08	44086.063	0.4663	0.4662	0.4662

Méthode de perturbation

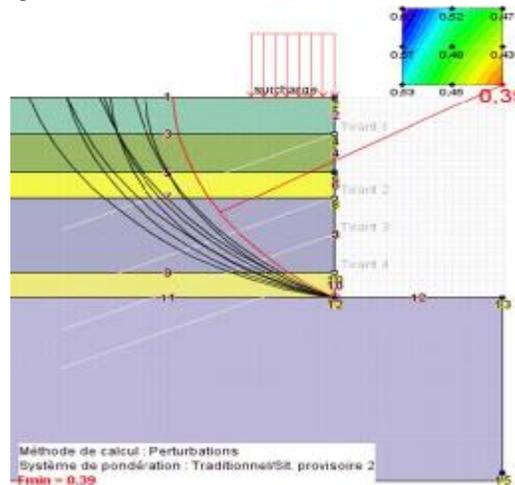


Figure I.32. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 3^{ème} profil sans renforcement.

Tableau .I.15.Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode globale.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	F-TOTAL	LAMBDA	MU	NSPEQ
24.0	1.0	17.46	0.5292	1.0347	-0.0117	3
27.0	1.0	18.38	0.4501	1.0222	-0.0285	3
30.0	1.0	19.72	0.3902	1.0209	-0.0433	1
24.0	4.0	20.39	0.5729	1.0308	0.0029	3
27.0	4.0	21.18	0.4811	1.0215	-0.0085	3
30.0	4.0	22.36	0.4273	1.0144	-0.0273	3
24.0	7.0	23.34	0.6154	1.0282	0.0114	3
27.0	7.0	24.04	0.5215	1.0195	0.0015	3
30.0	7.0	25.08	0.4653	1.0117	-0.0163	3

I.4.2.2. 1.2. Interprétation des résultats

Tableau. I.16. Résumé des résultats.des trois profils sans renforcement.

	Méthode par tranchés		Méthode perturbation (globale)
	Méthode de Fellenius	Méthode de Bishop	
Coefficient de sécurité (F_{min}) Profil 1	0.5341	0.5285	0.5237
Coefficient de sécurité (F_{min}) Profil 2	0.5398	0.5227	0.5181
Coefficient de sécurité (F_{min}) Profil 3	0.3901	0.3844	0.3902

Le rayon de glissement a la même longueur pour tous les Profils et égale à 19.72 m, pour toutes les méthodes la surface de rupture étant circulaire.

De tous les résultats obtenus, des trois méthodes de calcul pour les trois profils, seul les coefficients de sécurité minimaux qui représentent la situation la plus, défavorable sont pris en considération (Voir le tableau ci-dessous). On remarque que pour chaque profil, les valeurs de F_s sont approximativement les mêmes. Par contre, il ya une différence entre un profil et un autre, qui est essentiellement due à la différence des caractéristiques géotechniques des profils.

- La densité étant la même pour toutes les couches des trois profils et égale à 20 KN/m³.
- L'angle de frottement :
 - Pour le premier profil, il varie entre 7° pour l'argile marneuse, qui est de 4m de profondeur et 25° pour le sable de 4 m de profondeur.
 - Pour le deuxième profil, varie entre 10° pour l'argile marneuse de 3 m de profondeur et 20° pour un sable limoneux de 6m de profondeur.
 - Pour le troisième profil, il varie entre 17° pour une argile marneuse de 6m de profondeur et 20° pour un sable limoneux, de 2 m de profondeur.
- La cohésion :
 - Pour le premier profil, l'argile marneuse qui est de 4m de profondeur a une cohésion de 60 KPa et la couche de sable, de 4m a une cohésion de 12 KPa.

Pour le deuxième profil, la cohésion varie entre 37 KPa pour l'argile marneuse de 3 m de profondeur et 17 KPa pour un sable limoneux, de 6m de profondeur.

Pour le troisième profil, la cohésion varie entre 12 KPa pour une argile marneuse de 6m de profondeur et 26 KPa pour un sable limoneux de 2 m de profondeur.

On remarque que les caractéristiques de troisième profil sont inférieures aux caractéristiques du premier et deuxième profil d'où le faible F_s de ce dernier par rapport, à F_s de premier et deuxième profil.

Dans l'ensemble des profils, F_s est inférieur à 1.5 ($F_s < 1.5$), ce qui signifie l'instabilité de la partie excavée. Pour y remédier il va falloir prévoir un renforcement, dans ce cas, une paroi moulée et des tirants d'ancrage sont, le renforcement à adopter.

I.4.2.2. 2. Calcul de coefficient de sécurité avec renforcements

I.4.2.2. 2.1. Présentation des résultats

Les différents résultats des trois méthodes de calculs sont donnés par les tableaux suivants et pour tous les profils.

✿ **Profil 1**

📌 Méthode de fellenius

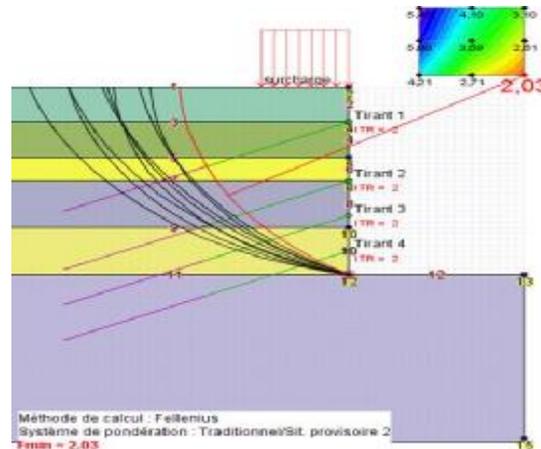


Figure. I.33. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de fellenius pour le 1^{er} profil avec renforcement.

Tableau. I.17. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de Fellenius.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	28972.058	0.6215	0.6213	4.208
27.0	1.0	18.38	28974.616	0.5727	0.5711	2.7097
30.0	1.0	19.72	28975.748	0.5371	0.5341	2.0264
24.0	4.0	20.39	36384.504	0.6745	0.6748	5.0798
27.0	4.0	21.18	36388.015	0.5971	0.5963	3.5854
30.0	4.0	22.36	36389.619	0.5486	0.5469	2.6139
24.0	7.0	23.34	43796.536	0.7087	0.7091	5.4504
27.0	7.0	24.04	43801.157	0.6278	0.6272	4.0983
30.0	7.0	25.08	43803.385	0.5734	0.5724	3.0999

Méthode de Bishop

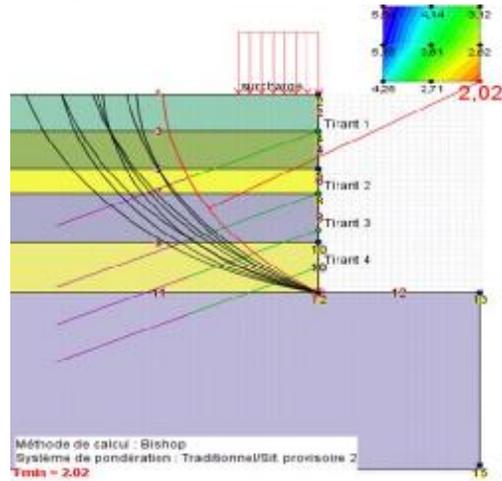


Figure I.34. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 1^{er} profil avec renforcement.

Tableau. I.18. Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode de Bishop.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	28972.058	0.6316	0.6314	4.2529
27.0	1.0	18.38	28974.616	0.5726	0.5709	2.7091
30.0	1.0	19.72	28975.748	0.5316	0.5285	2.0151
24.0	4.0	20.39	36384.504	0.6872	0.6874	5.1489
27.0	4.0	21.18	36388.015	0.604	0.6032	3.6123
30.0	4.0	22.36	36389.619	0.5515	0.5497	2.6218
24.0	7.0	23.34	43796.536	0.7236	0.724	5.5359
27.0	7.0	24.04	43801.157	0.6373	0.6368	4.1437
30.0	7.0	25.08	43803.385	0.5796	0.5785	3.121

Méthode de perturbation

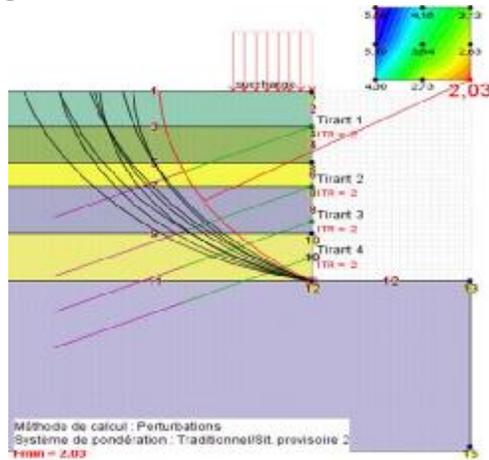


Figure I.35. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 1^{er} profil avec renforcement.

Tableau .I.19.Résultat de calcul du profil 1 avec la méthode globale

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	F-TOTAL	LAMBDA	MU	NSPEQ
24.0	1.0	17.46	4.2981	0.9917	0.054	1
27.0	1.0	18.38	2.7347	0.9858	0.0286	3
30.0	1.0	19.72	2.0314	0.9832	0.0164	3
24.0	4.0	20.39	5.1913	0.9788	0.0975	1
27.0	4.0	21.18	3.6387	0.9724	0.0627	3
30.0	4.0	22.36	2.6324	0.9725	0.0384	3
24.0	7.0	23.34	5.5917	0.9696	0.1368	1
27.0	7.0	24.04	4.1563	0.956	0.1051	3
30.0	7.0	25.08	3.1313	0.9663	0.0584	3

Profil 2

Méthode de fellinius

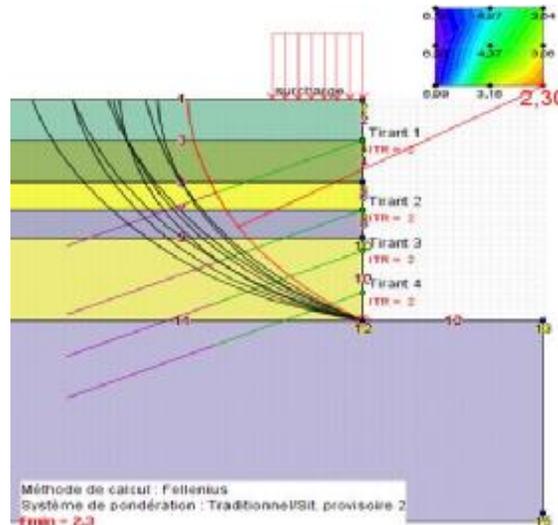


Figure I.36. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellinius pour le 2^{ème} profil avec renforcement.

Tableau .I.20.Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de Fellenius.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	28960.008	0.6806	0.681	5.9861
27.0	1.0	18.38	28962.918	0.6003	0.5992	3.1541
30.0	1.0	19.72	28964.224	0.5414	0.5398	2.3035
24.0	4.0	20.39	36373.142	0.7232	0.7239	6.3285
27.0	4.0	21.18	36376.181	0.6383	0.6381	4.3691
30.0	4.0	22.36	36377.445	0.5713	0.5701	3.0578
24.0	7.0	23.34	43786.482	0.7681	0.7691	6.1009
27.0	7.0	24.04	43789.739	0.6803	0.6804	4.9707
30.0	7.0	25.08	43791.023	0.6071	0.6066	3.6423

Méthode de Bishop

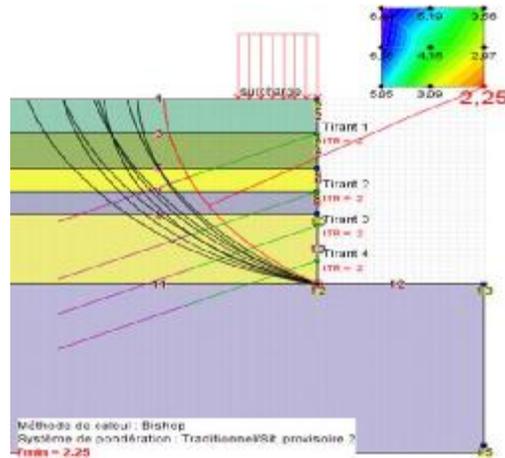


Figure I.37. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 2^{ème} profil avec renforcement.

Tableau. I.21. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de Bishop.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	28972.058	0.7006	0.7009	5.0481
27.0	1.0	18.38	28974.616	0.5937	0.5928	3.0894
30.0	1.0	19.72	28975.748	0.5245	0.5227	2.2462
24.0	4.0	20.39	36384.504	0.7403	0.7411	6.1754
27.0	4.0	21.18	36388.015	0.6389	0.6387	4.1538
30.0	4.0	22.36	36389.619	0.5656	0.5645	2.9688
24.0	7.0	23.34	43796.536	0.786	0.7871	6.435
27.0	7.0	24.04	43801.157	0.6833	0.6833	5.1908
30.0	7.0	25.08	43803.385	0.6051	0.6046	3.563

Méthode de perturbation

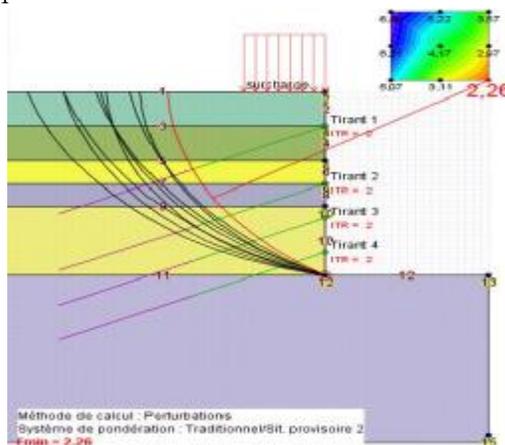


Figure I.38. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 2^{ème} profil avec renforcement.

Tableau. I.22. Résultat de calcul du profil 2 avec la méthode de globale.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	F-TOTAL	LAMBDA	MU	NSPEQ
24.0	1.0	17.46	5.072	0.9926	0.0557	1
27.0	1.0	18.38	3.1053	0.9881	0.03	1
30.0	1.0	19.72	2.2621	0.987	0.0167	1
24.0	4.0	20.39	6.2113	0.9796	0.098	1
27.0	4.0	21.18	4.1709	0.9734	0.0649	1
30.0	4.0	22.36	2.9748	0.9739	0.0407	1
24.0	7.0	23.34	6.4917	0.9702	0.1381	1
27.0	7.0	24.04	5.2189	0.9567	0.1049	1
30.0	7.0	25.08	3.5707	0.9671	0.0607	1

✿ Profil 3

✚ Méthode de fellenius

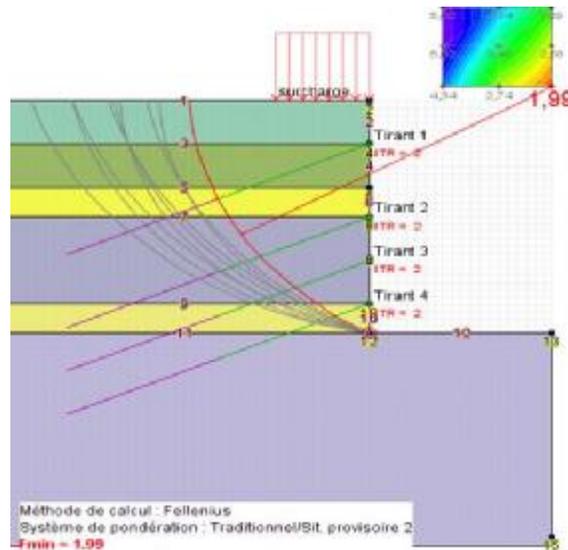


Figure I.39. Représentation de la ligne de rupture par la méthode fellenius pour le 3^{ème} profil avec renforcement.

Tableau. I.23. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode de Fellenius.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	28993.084	0.5138	0.5144	4.3415
27.0	1.0	18.38	28993.191	0.4416	0.4414	2.7406
30.0	1.0	19.72	28993.226	0.391	0.3901	1.9875
24.0	4.0	20.39	36407.379	0.5538	0.5547	5.0182
27.0	4.0	21.18	36407.473	0.4768	0.477	3.4809
30.0	4.0	22.36	36407.528	0.4241	0.4237	2.5629
24.0	7.0	23.34	43821.57	0.5922	0.5933	5.02
27.0	7.0	24.04	43821.681	0.5156	0.516	4.1444
30.0	7.0	25.08	43821.702	0.4568	0.4567	3.0934

Méthode de Bishop.

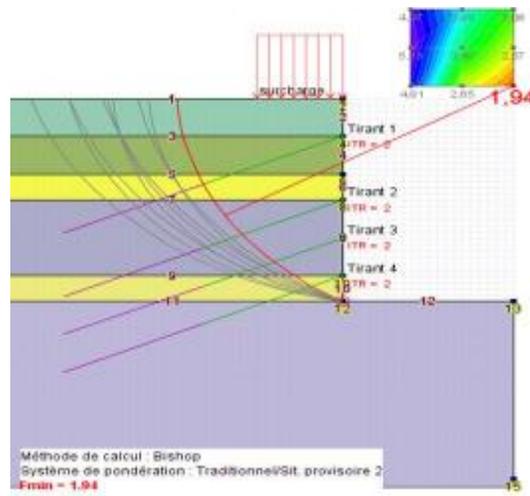


Figure .I.40. Représentation de la ligne de rupture par la méthode bishop pour le 3^{ème} profil avec renforcement.

Tableau. I.24. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode de Bishop.

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	MMOT(KN)	F-SOL	F-SURCH	F-TOTAL
24.0	1.0	17.46	28960.008	0.5291	0.5297	4.8061
27.0	1.0	18.38	28962.918	0.4482	0.4478	2.6485
30.0	1.0	19.72	28964.224	0.3851	0.3844	1.9357
24.0	4.0	20.39	36373.142	0.5747	0.5755	5.1304
27.0	4.0	21.18	36376.181	0.4826	0.4828	3.4582
30.0	4.0	22.36	36377.445	0.4268	0.4262	2.5716
24.0	7.0	23.34	43786.482	0.6178	0.6189	4.9747
27.0	7.0	24.04	43789.739	0.5233	0.5237	3.9564
30.0	7.0	25.08	43791.023	0.4663	0.4662	3.0571

Méthode de perturbation

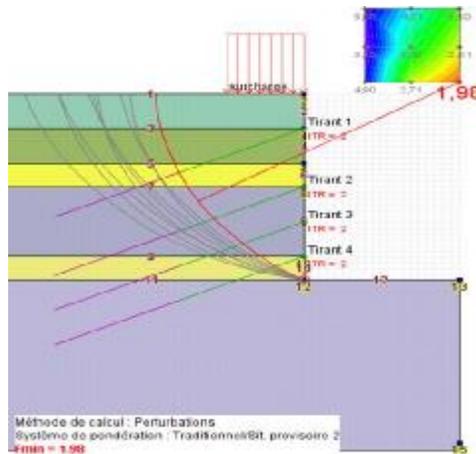


Figure I.2.41. Représentation de la ligne de rupture par la méthode de perturbation pour le 3^{ème} profil avec renforcement.

Tableau .I.25. Résultat de calcul du profil 3 avec la méthode globale

X0(m)	Y0(m)	Rayon(m)	F-TOTAL	LAMBDA	MU	NSPEQ
24.0	1.0	17.46	4.9005	1.019	0.0285	1
27.0	1.0	18.38	2.708	1.0125	0.0074	1
30.0	1.0	19.72	1.9824	1.0044	0.0027	1
24.0	4.0	20.39	5.2205	1.0182	0.0511	1
27.0	4.0	21.18	3.5037	1.0048	0.0282	1
30.0	4.0	22.36	2.6138	0.9974	0.0145	1
24.0	7.0	23.34	5.0634	1.0189	0.0716	1
27.0	7.0	24.04	4.0066	1.0041	0.045	1
30.0	7.0	25.08	3.1008	0.9969	0.0265	1

I.4.2.2. 2.2. Interprétation des résultats

Tableau .I.26. Résumé des résultats des trois profils sans renforcement.

	Méthode par tranchés		Méthode globale
	Méthode de Fellenius	Méthode de Bishop	
Coefficient de sécurité (F_{min}) Profil 1	2.0264	2.0151	2.0314
Coefficient de sécurité (F_{min}) Profil 2	2.3035	2.2462	2.2621
Coefficient de sécurité (F_{min}) Profil 3	1.9875	1.9357	1.9824

Pour tous les profils, le coefficient de sécurité F_s est supérieur à 1.5, donc la stabilité de l'excavation est atteinte, en utilisant les caractéristiques suivantes des tirants d'ancrage.

Tableau .I.27. Caractéristiques des tirants.

Nom	X (m)	Y (m)	Espacement horizontal (m)	Inclinaison/ Horizontale (°)	Longueur libre (m)	Longueur scellée (m)	RQS (kN)	TR (kN)
Tirant 1	20.0	-3.0	2.0	25.0	9.0	9.0	800.0	900.0
Tirant 2	20.0	-8.0	2.0	25.0	9.0	9.0	800.0	900.0
Tirant 3	20.0	-11.0	2.0	25.0	9.0	9.0	800.0	900.0
Tirant 4	20.0	-14.0	2.0	25.0	9.0	9.0	800.0	900.0

Les dimensions et les caractéristiques de la paroi moulée ne sont pas déclarées car talent les prend par défaut.

I.4.2.2. 3. Résultats détaillée par tranche de calcul du glissement

Dans ce cas de glissement de petites dimensions, la ligne de rupture est divisé en une vingtaine de tranches (segments). C'est résultats sont obtenu de la méthode de perturbation pour le troisième profil, puisque ce dernier, représente le profil qui donne un Fs le plus défavorable

I.4.2.2. 3. 1. Avant renforcement.

Tableau .I.28. Représentation des contraintes agissantes sur la ligne de rupture (Sans renforcement)

N° Tranche	DL	X (m)	Y (m)	A (rad)	GH (kN)	YGS (m)	IS	U (kPa)	UNE (kPa)	RDS (kPa)	SIG- TOT (kPa)	TAU (kPa)
1	0.97	10.34	-0.49	1.5	8.7	-0.24	1	0.0	0.0	0.0	-0.27	-0.27
2	0.97	10.44	-1.45	1.45	26.2	-0.73	1	0.0	0.0	0.0	-0.54	-0.54
3	0.97	10.59	-2.42	1.4	43.5	-1.21	1	0.0	0.0	0.0	-0.23	-0.23
4	0.97	10.78	-3.37	1.35	61.5	-1.7	2	0.0	0.0	0.0	0.91	44.3
5	0.97	11.02	-4.32	1.3	80.3	-2.21	2	0.0	0.0	0.0	3.18	45.52
6	0.97	11.3	-5.25	1.25	99.0	-2.69	2	0.0	0.0	0.0	6.8	47.46
7	0.97	11.63	-6.16	1.2	117.3	-3.16	3	0.0	0.0	0.0	11.97	76.37
8	0.97	12.01	-7.06	1.15	135.2	-3.62	3	0.0	0.0	0.0	18.81	81.72
9	0.97	12.43	-7.94	1.1	152.8	-4.07	3	0.0	0.0	0.0	27.44	88.47
10	0.97	12.89	-8.8	1.05	169.9	-4.5	4	0.0	0.0	0.0	37.91	55.82
11	0.97	13.4	-9.63	1.0	186.6	-4.92	4	0.0	0.0	0.0	50.23	63.91
12	0.97	13.94	-10.44	0.95	202.7	-5.33	4	0.0	0.0	0.0	64.35	73.19
13	0.97	14.53	-11.22	0.9	218.3	-5.72	4	0.0	0.0	0.0	80.2	83.59
14	0.97	15.15	-11.97	0.85	238.3	-5.92	4	0.0	0.0	0.0	99.72	96.41
15	0.97	15.81	-12.68	0.8	252.7	-6.28	4	0.0	0.0	0.0	118.81	108.95
16	0.97	16.5	-13.37	0.75	266.3	-6.63	4	0.0	0.0	0.0	139.1	122.27
17	0.97	17.23	-14.02	0.7	279.3	-6.96	5	0.0	0.0	0.0	160.31	113.01
18	0.97	17.99	-14.63	0.66	291.6	-7.27	5	0.0	0.0	0.0	182.17	127.36
19	0.97	18.77	-15.2	0.61	303.1	-7.56	5	0.0	0.0	0.0	204.35	141.93
20	0.97	19.59	-15.74	0.56	313.8	-7.83	5	0.0	0.0	0.0	226.54	156.5

Avec :

- N° tranche : numérotation incrémentale ;
- DL (m) : largeur de la tranche ;
- X (m) : abscisse de l'axe de la tranche ;
- Y (m) : cote en X à la base de la tranche ;
- A (rad) : angle de la base de la tranche par rapport à l'horizontale (sens trigonométrique inverse) ;
- GH (unité d'effort) : poids de la tranche / ml ;
- YGS : cote du centre de gravité de la tranche ;
- IS : numéro de la couche de sol présente au point (X,Y) ;
- u (unité de pression) : pression interstitielle au point (X,Y) ;

- UNE (unité de pression) : pression hydrostatique au-dessus du talus s'il y a des nappes extérieures au terrain ;
- RDS (unité de pression) : supplément de contrainte normale à la surface de rupture dû aux renforcements calculé en (X,Y) ;
- SIG-TOTAL (unité de pression) : contrainte totale normale à la surface de rupture calculée en (X, Y) ;
- TAU (unité de pression) : contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture calculée en (X,Y).

Les valeurs des contraintes normales, de cisaillement et la pression interstitielle sont représentées pour chaque tranche en fonction de l'abscisse des X dans le graphe ci-dessous.

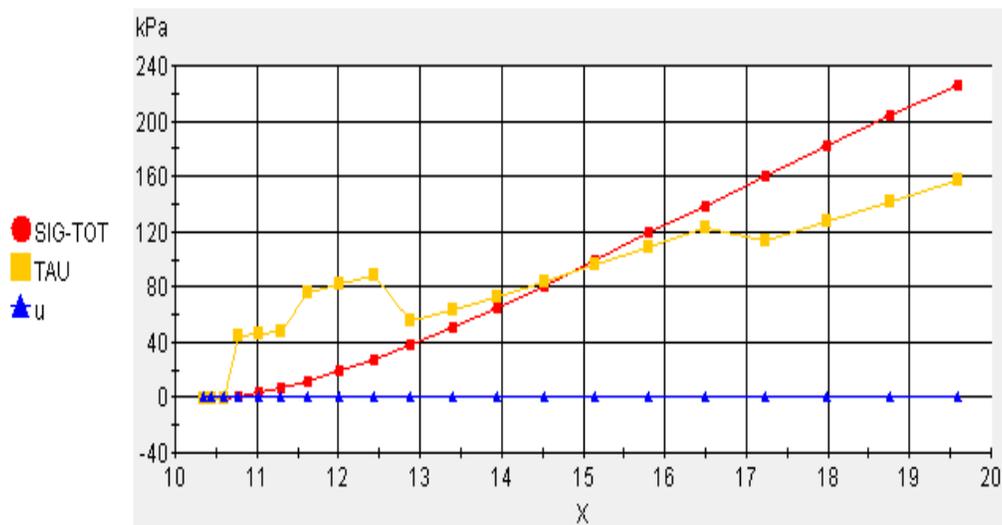


Figure. I.42. diagramme des contraintes normales, cisaillements et de la pression interstitielle, sans renforcement.

La pression interstitielle (u) est nulle a cause de l'absence de l'eau qui est à une profondeur de -26 m de niveau de sol naturel.

La contrainte totale normale (SIG-TOT) augmente en descendant la ligne de rupture. Elle est maximale au pied de glissement.

La courbe de contrainte de cisaillement (TAU) suit un chemin un peu différent de celui des contraintes normales, elle augmente au début, puis elle diminue à X=12.50 m pour reprendre son chemin à X=13 m, ce comportement est due aux différentes caractéristiques des couches (sol hétérogène).

I.4.2.2. 3.2. Après renforcement.

Tableau I.29. Représentation des contraintes agissantes sur la ligne de rupture (Avec renforcement).

N° Tranche	DL	X (m)	Y (m)	A (rad)	GH (kN)	YGS (m)	IS	U (kPa)	UNE (kPa)	RDS (kPa)	SIG-TOT (kPa)	TAU (kPa)
1	0.97	10.34	-0.49	1.5	8.7	-0.24	1	0.0	0.0	0.0	0.1	0.02
2	0.97	10.44	-1.45	1.45	26.2	-0.73	1	0.0	0.0	0.0	0.55	0.11
3	0.97	10.59	-2.42	1.4	43.5	-1.21	1	0.0	0.0	0.0	1.53	0.31
4	0.97	10.78	-3.37	1.35	61.5	-1.7	2	0.0	0.0	0.0	3.33	9.08
5	0.97	11.02	-4.32	1.3	80.3	-2.21	2	0.0	0.0	0.0	6.22	9.38
6	0.97	11.3	-5.25	1.25	99.0	-2.69	2	0.0	0.0	0.0	10.37	9.83
7	0.97	11.63	-6.16	1.2	117.3	-3.16	3	0.0	0.0	0.0	15.95	15.82
8	0.97	12.01	-7.06	1.15	135.2	-3.62	3	0.0	0.0	821.08	861.79	147.43
9	0.97	12.43	-7.94	1.1	152.8	-4.07	3	0.0	0.0	0.0	31.91	18.3
10	0.97	12.89	-8.8	1.05	169.9	-4.5	4	0.0	0.0	0.0	42.43	11.7
11	0.97	13.4	-9.63	1.0	186.6	-4.92	4	0.0	0.0	0.0	54.66	13.3
12	0.97	13.94	-10.44	0.95	202.7	-5.33	4	0.0	0.0	807.52	879.94	121.16
13	0.97	14.53	-11.22	0.9	218.3	-5.72	4	0.0	0.0	0.0	84.07	17.14
14	0.97	15.15	-11.97	0.85	238.3	-5.92	4	0.0	0.0	0.0	103.2	19.64
15	0.97	15.81	-12.68	0.8	252.7	-6.28	4	0.0	0.0	776.64	898.19	123.55
16	0.97	16.5	-13.37	0.75	266.3	-6.63	4	0.0	0.0	0.0	141.29	24.62
17	0.97	17.23	-14.02	0.7	279.3	-6.96	5	0.0	0.0	0.0	161.73	22.68
18	0.97	17.99	-14.63	0.66	291.6	-7.27	5	0.0	0.0	728.72	909.36	120.39
19	0.97	18.77	-15.2	0.61	303.1	-7.56	5	0.0	0.0	0.0	204.03	28.21
20	0.97	19.59	-15.74	0.56	313.8	-7.83	5	0.0	0.0	0.0	225.29	30.98

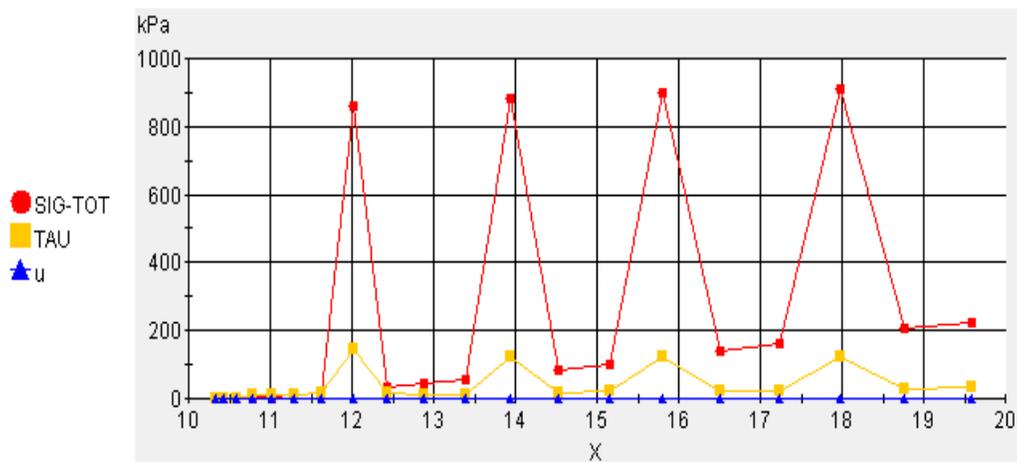


Figure I.43. diagramme des contraintes normales, cisaillements et de la pression interstitielle, avec renforcement.

La pression interstitielle (u) est nulle a cause de l'absence de l'eau qui est à une profondeur de -26 m de niveau du sol naturel.

La contrainte totale normale (TAU) augmente en descendant la ligne de rupture. Jusqu' a ce qu'elle atteint un pic, puis elle diminue, jusqu'à la valeur initiale. Elle réaugmente pour atteindre une autre fois le pic puis elle diminue une autre fois et ainsi de suite. La valeur maximale du pic est enregistrée à $\tau = 147.43 \text{KPa}$ pour $X = 12.01$, puis elle diminue.

La courbe de contrainte de cisaillement (SIG-TOT) suit presque le même chemin de celui de la contrainte totale, avec un pic plus grand qui atteint la valeur maximale de 909.36 KPa à $X = 17.99$. La position des pics, représente le point de contact des tirants avec la ligne de rupture. Ce qui explique la diminution des contraintes normales et de cisaillements, Les forces d'attractions et la résistance aux cisaillements, appliqués par les tirants, assurent, un équilibre local des contraintes. Ce qui explique la ré- augmentation des deux contraintes.

Chapitre II

Avant de réaliser les travaux de terrassement, un calcul de stabilité est recommandé afin d'éviter tous problèmes de glissement. Dans ce chapitre, le calcul de la stabilité se fait avec le logiciel FLAC, tout en commençant par la vérification de stabilité de l'excavation de 16 m de profondeur, ensuite, la vérification de la stabilité de la paroi moulée par tranche d'excavation, puis l'inclusion des tirants pour le maintien de la paroi et enfin, l'interprétation des résultats obtenus après renforcement. Ces étapes sont illustrées avec les différentes figures données de FLAC.

II.1. Présentation du logiciel de calcul FLAC

II.1.1. Introduction

Les parois de soutènements sont étudiées avec le logiciel FLAC GIIC V5.0 qui est un logiciel de simulation, développé par le groupe américain ITASCA. Il permet la modélisation et la résolution des problèmes géotechniques, par le billet des différences finit ; Conçu pour calculer les contraintes et réaliser des analyses de déformations et de stabilité. Les situations réelles peuvent être présentées par un model plan ou axisymétrique. Le logiciel utilise une interface graphique, pratique, permettant aux utilisateurs de générer rapidement le modèle géométrique et le maillage d'élément finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Il existe deux infrastructure dans le FLAC : La première se base sur l'introduction des données par commande ligne en utilisant le langage FISH, dont la modélisation et l'analyse sont réalisées grâce à un programme qu'il faut confectionner ; La deuxième interface est le GIIC « *Graphical Interface for Itasca Codes* », cette dernière est pilotée par des menus déroulants, des boites de dialogues et des barres d'outils développées pour aider les utilisateurs de FLAC. Parmi les caractéristiques de FLAC GIIC on peut citer :

- Définition du projet à modéliser en mode entièrement graphique.
- Possibilité de présentation graphique du domaine étudié et la représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul.
- Facilité d'effectuer une analyse statique et dynamique.
- Possibilité de composer librement les impressions.

Nous présentons dans ce qui suit un bref aperçu sur les composantes de l'interface graphique de FLAC GIIC version 5.0 utiliser pour préparer ce travail.

II.1.2. Le bureau de démarrage

Après avoir effectué l'installation du logiciel FLAC, une icône de démarrage apparaît sur le bureau comme indiqué sur la *Figure. II.1*

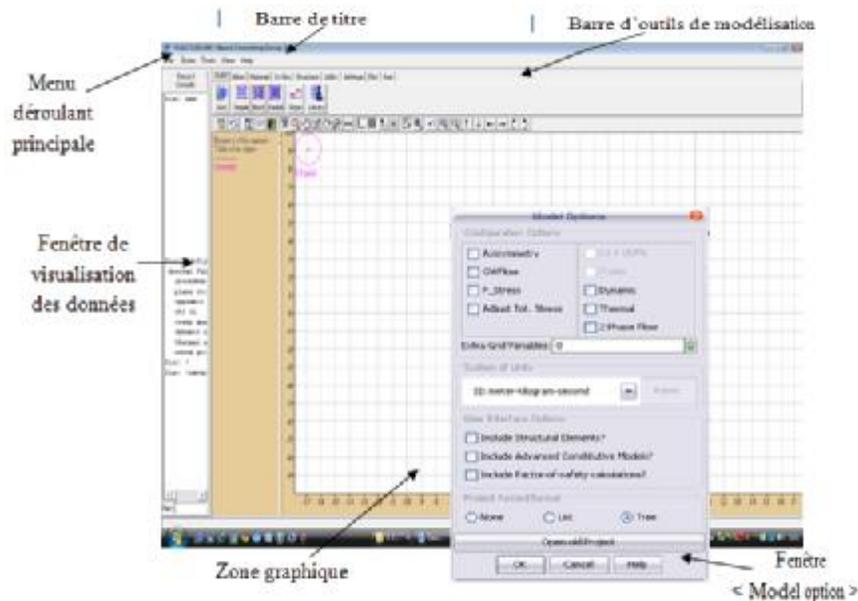


Figure. II.1. le bureau de démarrage e (fenêtre principale) dans la configuration graphique de FLAC 2D.

II.1.2.1. Fenêtre de dialogue « Model Options »

La fenêtre de dialogue « Model option » apparaît à chaque lancement du logiciel FLAC GIIC ou bien à chaque fois qu'on lance un nouveau projet, (figure. II.2.)

Cette fenêtre permet de choisir le mode et le type d'analyse selon le problème à résoudre (analyse dynamique, thermique, fluage, axisymétrique...etc.). On peut sélectionner aussi l'unité à utiliser tout au long de l'analyse, ainsi que les modèles de comportement définis dans FLAC GIIC. Des éléments structuraux peuvent être aussi inclus dans le modèle à analyser.

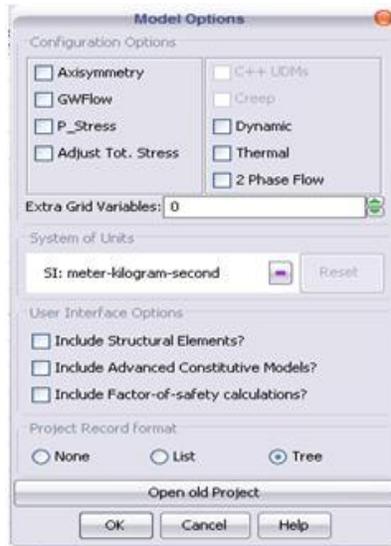


Figure II.2. Fenêtre de dialogue « Model option » dans la configuration graphique de FLAC 2D GIIC.

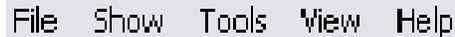
II.1.2.2. Fenêtres principale

Les éléments importants de la fenêtre principale représentée sur la figure ci-dessus peuvent se résumer comme suit :

- Menu déroulant principal : grâce au quelle on peut accéder à toutes les commandes de FLAC.
- Barre de titre : sur laquelle sont affichées les informations de base concernant le logiciel (nom, version ainsi que l'organisme qui a mis au point et développé ce logiciel.).
- Fenêtre de visualisation des données : elle sert à visualiser le déroulement des calculs lors de l'exécution.
- Zone d'état : se trouvant dans la partie inférieure de la fenêtre principale, affiche les informations suivantes ; nom des fenêtres d'édition ouverte, coordonnées de la position de pointeur, unité utilisé...etc.
- Zone graphique : (fenêtre de l'éditeur graphique) qui sert à modéliser et visualiser le domaine discrétisé ainsi que tous les résultats de l'analyse.
- Barre d'outils : c'est un type de menu dans lequel toutes les options de modélisation sont représentées par des icônes, et grâce auxquelles on procède à la discrétisation et l'analyse du domaine à étudier.

II.1.2.2.1. Menues déroulements et les barres d'outils

Le menu déroulements principal contient cinq composants, (figure II.3), qui donnent accès à toutes les commandes de FLAC GIIC. On peut les résumer comme suit :



File Show Tools View Help

Figure. II.3. Menu déroulement principale dans la configuration graphique

➤ Menu File

Le menu déroulement File, figure .II.4, contient les composants suivants :

- Model Options : il nous permet de retourner à la boîte de dialogue « Model Options Dialog » pour choisir les options d'interfaces de l'élément à modéliser.
- Open Project : il nous permet d'ouvrir un projet enregistré au préalable. Le nom du projet est identifié par l'extension '.PRJ'.
- New Project : cet élément de menu lance un nouveau projet. En cliquant dessus, la boîte de dialogue « Model Option Dialog » s'ouvre pour entamer ce nouveau projet après avoir fermé le projet déjà existant.
- Save Project : pour effectué automatiquement toute mise à jours ou modification d'un fichier en extension '.PRJ', on enregistre le fichier avec la commande Save Project, sous une extension '.SAV'.
- Save Project As : enregistrer un nouveau fichier en extension 'SAV' ou donner un autre nom pour un fichier déjà existant.
- Import Record : importer de fichiers en extension '.PRJ' formant un seul programme d'un projet. Les commandes sont lues par FLAC mais pas exécuter automatiquement.
- Export Record : son rôle est d'exporter des fichiers en extension '.PRJ' après avoir effectué des modifications.
- Create Report : un fichier HTML sera crée lors de la lecture de tous les fichiers en extension '.PRJ' formant le programme du projet.
- Print Plot Setup : cette commande permet de choisie le format d'impression de l'élément modélisé dans la fenêtre de l'éditeur graphique.
- Print Plot : cette commande permet d'imprimer directement sur une imprimante l'élément se trouvant sur la fenêtre de l'éditeur graphique.
- Color Preference Settings : cette commande contrôle tout le graphisme de logiciel FLAC GIIC ainsi on peut personnaliser les couleurs de toutes les fenêtres graphique.
- Preference Settings : ce composant du menu nous permet de personnaliser le contrôle de quelques commandes de FLAC GIIC.
- Save Preference : cette commande permet de sauvegarder toutes les modifications effectuées grâce aux deux dernières commandes citées ci-dessous.
- Customer Title Information : permet d'inscrire le nom de l'acquéreur du logiciel FLAC afin qu'il puisse apparaître dans tout les traçages imprimés.
- Exit GIIC : quitter le mode graphique de FLAC GIIC pour revenir au mode de commande ligne de FLAC.
- Quit : sortir du logiciel FLAC.



Figure. II.4. Menu File dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

➤ Menu Show

La fenêtre principale de FLAC GIIC est divisée en six composantes d'affichage ; Main Menu, Toolbar, Resources, Viewsbar, Statusbar et Fish Editor. Elles sont rassemblées dans le menu Show, (figure II.5), dans lequel on peut activer ou désactiver l'une des six composantes.

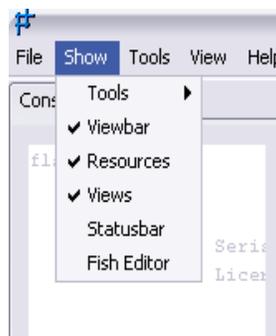


Figure .II.5 . Menu Show dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Le menu Show contient les composantes suivantes :

- Tools : cet élément permet aux outils de modélisation d'être visualisés dans une barre d'outils ou comme élément de menu. En outre, ils peuvent être présentés en tant que graphismes ou texte ou tous les deux. (voir menu Tools ci-dessous)
- Viewbar : ses éléments peuvent être montrés comme un menu déroulement ou bien comme une barre d'outils qui peut être affichée ou cachée. (voir Menu View ci-dessous)
- Resources : la zone de données de source peut être affichée ou cachée avec ses éléments.
- Views : la zone graphique peut être affichée ou cachée avec ses éléments.
- Statusbar : la zone d'état peut être affichée ou cachée avec ses éléments.
- Fish Editor : la fenêtre de FISH editor peut être activée ou désactivée avec ces éléments.

➤ Menu Tools

Le menu Tools contient toutes les commandes pour modéliser l'élément à étudier. Le menu Tools peut être sous une forme déroulement comme l'indique la figure .II.6, on peut aussi y accéder grâce à des barres d'outils.

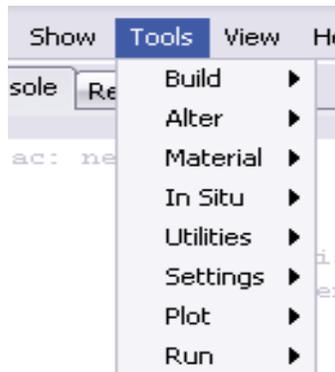


Figure .II.6 . Menu Show dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

➤ **Menu View**

Le menu View contient tous les outils de traçage et de vues utilisées dans le logiciel FLAC. Le menu View sous une forme déroulante comme l'indique la figure .II.7, on peut aussi y accéder grâce à une barre d'outils, comme le montre la figure .II.8.

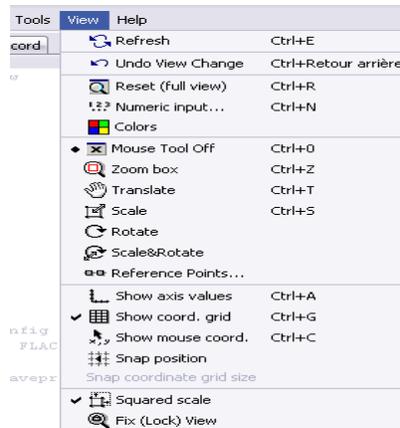


Figure .II.7 . Menu View dans la configuration graphique de FLAC GIIC.



Figure .II.8. Menu View sous forme de barre d'outils.

➤ **Menu Help**

Le menu Help (Aide), figure .II.9, permet d'accéder aux instructions et aux questions fréquemment posées au sujet de l'interface graphique du logiciel FLAC « GIIC ».

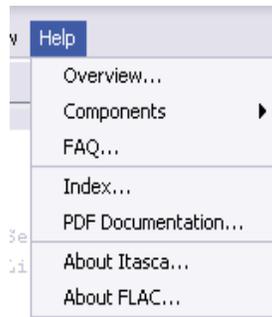


Figure. II.9. Menu Help dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

Le menu Help contient les composantes suivantes :

- Overview : vues d'ensemble sur le fonctionnement et les composants de FLAC GIIC.
- Components : contient des descriptions de toutes les commandes les barres d'outils ainsi que de tous les menus utilisés par FLAC.
- FAQ : liste des questions fréquemment posées.
- Index : contient un recueil de tous les fichiers d'aide.
- PDF documentation : ouvre la documentation en format PDF indiquée dans des configurations de préférence.
- About Itasca : contient l'adresse d'Itasca Consulting Group, Inc.
- About FLAC : indique les références et la version du logiciel FLAC.

II.1.2.2.2. Barres d'outils

Pour effectuer une analyse complète d'un problème avec le logiciel FLAC GIIC, un ensemble de commandes ont été élaborées afin de faciliter à l'utilisation la modélisation et l'analyse d'un modèle. Ces commandes sont assemblées dans une barre d'outils, figure .II.10, avec un ordre progressif et logique afin de résoudre le problème. On peut les résumer comme suit :



Figure .II.10 : Barre d'outils dans la configuration graphique de FLAC GIIC

➤ **Barre d'outils BUILD**

Les outils de commande BUILD permettent de donner une première forme générale du domaine à étudier. On peut trouver aussi des modèles déjà prédéfinis auxquels on fait appel.

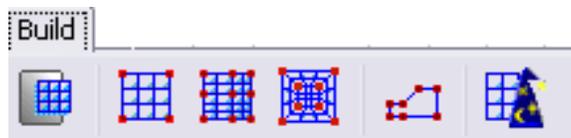


Figure II.11 : Barre d'outils BUILD dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

➤ Barre d'outils ALTER

Après avoir fait une modélisation approximative du domaine à étudier, on peut ajuster ce dernier pour le rapprocher de la réalité et cela en effectuant des modifications grâce aux commandes de la barre d'outils ALTER, avec lesquelles on peut par exemple subdiviser notre domaine en plusieurs régions, créer d'autres régions, élaborer une excavation, modéliser les surfaces de contact ou bien raffiner le maillage dans des régions où on juge que c'est nécessaire, figure .II.12.

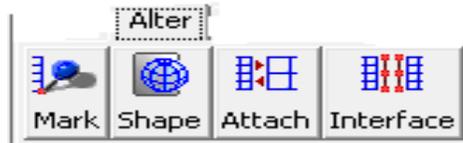


Figure. II.12 : Barre d'outils ALTER dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

➤ Barre d'outils MATERIAL

Les lois de comportement (Modèles de comportement), ainsi que les propriétés des matériaux utilisées sont introduites dans la modélisation à l'aide de la barre d'outils MATERIAL. Parmi les lois de comportement qu'on trouve dans le logiciel FLAC, on cite principalement : Mohr-Coulomb, Drucker Prager, Strain Softening / Hardening, Double Yield, et beaucoup d'autres ; ajouter à cela la possibilité d'introduire de nouveau la loi de comportement programmé avec le langage FISH qui est un langage inclus dans le logiciel FLAC à base du C++.



Figure. II.13 : Barres d'outils MATERIAL dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

➤ Barre d'outils IN SITU

En utilisant les commandes de la barre d'outils IN SITU, figure .II.14, on définit les conditions initiales et les conditions aux limites de notre modèle à étudier.

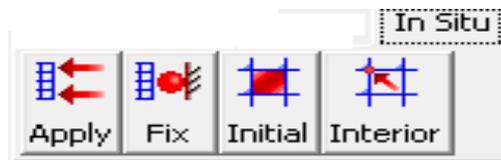


Figure. II.14 : Barre d'outils IN SITU dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

➤ Barre d'outils STRUCTURE

Grâce aux commandes de la barre d'outils STRUCTURE, on peut modéliser n'importe quelles géométries d'une structure qu'elles soient des poutres, des poteaux, des pieux, des câbles de précontrainte...etc. comme l'indique la figure. II.15.

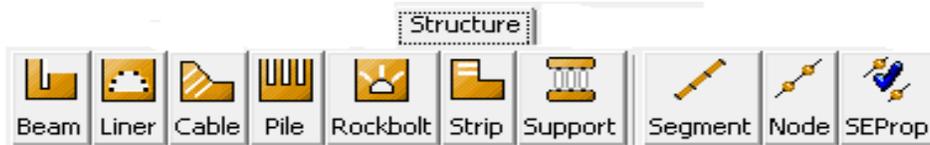


Figure .II.15 : Barre d'outils STRUCTURE dans la configuration graphique de FLAC GII.

➤ **Barre d'outils UTILITY**

Les commandes de la barre d'outils UTILITY permettent d'accéder aux utilitaires dans le FLAC qui facilite la génération, la surveillance et le contrôle du modèle. On peut aussi accéder aux variables du modèle afin de surveiller leur influence pendant les cycles de calcul. L'utilisateur peut introduire directement de nouvelles fonctions ou variables programmées par le langage FISH, inclus dans FLAC à base du C++ afin de compléter la modélisation du problème à résoudre ou enrichir la bibliothèque de FLAC GII.



Figure .II.16 : Barre d'outils UTILITY dans la configuration graphique de FLAC GII.

➤ **Barre d'outils SETTINGS**

Pour effectuer des changements ou bien introduire des données afin de compléter la modélisation du problème à résoudre, on utilise les barres de commandes fournies dans la barre d'outils SETTINGS. Grâce à ces dernières, on peut traduire la gravité, l'état de grandes ou de petites déformations, les caractéristiques mécaniques de l'eau, le pas de calculs ainsi que les différents paramètres caractérisant une étude dynamique, de fluage ou bien thermique, figure .II.17.



Figure .II.17 : Barre d'outils SETTINGS dans la configuration graphique de FLAC GII.

➤ **Barre d'outils PLOT**

Les barres d'outils de commandes fournies dans la barre d'outils PLOT, sont associées au traçage de tous les résultats obtenus après la résolution du problème modélisé. On peut ainsi obtenir toutes les courbes selon les besoins du problème.

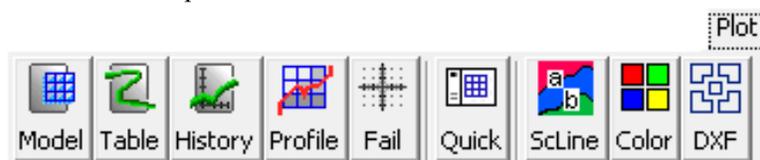


Figure II.18 : Barre d'outils PLOT dans la configuration graphique de FLAC GII.

➤ Barre d'outils RUN

Les barres de commandes fournies dans la barre d'outils RUN, sont associées à la phase de résolution des problèmes modélisée avec FLAC, figure II.19.



Figure. II.19 : Barre d'outils RUN dans la configuration graphique de FLAC GIIC.

II.1.3. Ecriture d'un fichier exécutable sous FLAC

II.1.3. 1. Définition de ou des configurations retenues (mode de calcul)

FLAC possède plusieurs options de configuration (mode de calcul) et sont spécifiées avec la commande **config**. Config doit être donnée avant la commande grid.

Les options qui existent dans FLAC, on a :

Ats : ajuster les contraintes totales.

Axisymétrique : géométrie Axisymétrique.

Creep : analyse dynamique.

Gwflow : écoulement (fluide) d'eaux souterraines.

P-stresse : déformation plane.

Thermal : analyse thermique.

☞ Remarque

Ces options peuvent être combinées, par exemple calcul dynamique (dynamique) avec générations de pressions (gwflow).

II.1.3. 2. Géométrie du problème

C'est avec la commande **grid** qu'on définit le milieu avec le nombre de lignes et le nombre de colonnes, pour pouvoir donner une forme à ce maillage d'autres commandes doivent être écrites (generate, attach, ini...etc).

II.1.3. 3. Choix de model de comportement et de ses paramètres

FLAC intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux. Chacun d'entre eux nécessite l'introduction de paramètres mécaniques spécifiques de la rhéologie du matériau.

Le modèle est déclaré avec la commande **model** (suivie de type de modèle), les propriétés sont données, après avec la commande **prop**.

II.1.3. 3.1. Les modèles de comportement utilisés par FLAC

Pour suivre le comportement du sol tout le long de sa déformation, on a actuellement des modèles plus complexes, qui simulent son comportement réel mieux que les modèles classiques, tel que le modèle élastique ou plastique, et ce grâce aux méthodes numériques et au développement des ordinateurs de grandes capacités.

L'utilisateur de FLAC a une diversité de modèles allant des modèles élastiques simples aux modèles élastoplastiques qui tiennent compte de l'écroutissement, la viscosité...etc. Parmi ces modèles on s'intéressera dans notre étude au modèle de Mohr Coulomb.

♦ **Modèle de Mohr Coulomb**

On sait que le modèle élastique est le plus simple, il est caractérisé par une relation linéaire réversible entre contrainte et déformation (loi de Hooke). Mais en réalité les matériaux à comportement élastique parfait sont rares. Au-delà d'un certain seuil de contrainte, tout ou une partie de la déformation est alors irréversible.

En complément de la déformation élastique linéaire définie par la loi de Hooke, les modèles élastoplastiques intègrent ainsi un degré de déformation permanente, caractérisée par une loi d'écoulement lorsque la surface de charge est atteinte.

Dans le modèle de Mohr Coulomb, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique.

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_i^p + \Delta \varepsilon_i^e \tag{II.1}$$

Toutefois, la composante plastique n'est non nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire l'incrément de déformation totale est égale à sa composante élastique, ce conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 (d\varepsilon_2^e + d\varepsilon_3^e) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 (d\varepsilon_1^e + d\varepsilon_3^e) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_3^e + \alpha_2 (d\varepsilon_1^e + d\varepsilon_2^e) \end{aligned} \tag{II.2}$$

Avec :

$$\alpha_1 = \frac{K+2G}{3} \quad \text{et} \quad \alpha_2 = \frac{K-2G}{3} \tag{II.3}$$

Où :

K est le module de compressibilité du matériau

G est le module de cisaillement du matériau

Ces deux modules sont liés au module de Young (E) et le coefficient de poisson (ν) par les relations suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \tag{II.4}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{II.5}$$

Le domaine plastique, quand à lui est défini par un critère de rupture associé à une loi d'écoulement plastique.

❖ **Critère de Mohr Coulomb**

Dans l'exécution FLAC les contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sont utilisées et la contrainte σ_{zz} horizontale perpendiculaire au plan de la grille est supposée être l'une de ces trois composantes.

Pour la convention du signe, FLAC attribue des valeurs négatives à la compression et positives à la traction, les contraintes principales sont ordonnées comme suites :

$$\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$$

Le critère de rupture de Mohr Coulomb, peut être représenté dans le plan (σ_1, σ_3) comme illustré dans la figure ci-dessous.

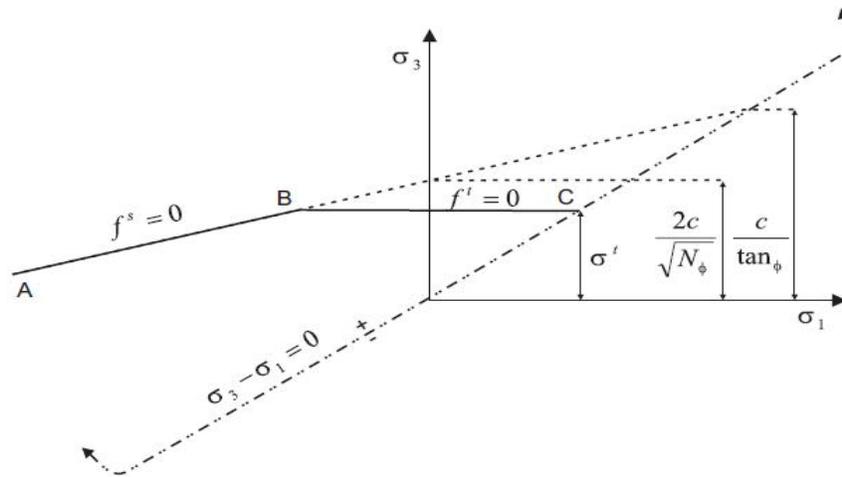


Fig. II.20 : Critère de rupture de Mohr Coulomb dans le FLAC.

L'enveloppe de rupture est définie du point A au point B par la relation suivante :

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 \sqrt{N_\phi} + 2c \sqrt{N_\phi} \tag{II.6}$$

Et du point B au point C par la relation

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 \tag{II.7}$$

Avec :

- ϕ: Angle de frottement
- C : La cohésion
- σ: Résistance à la traction

Et :

$$N\phi = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \tag{II.8}$$

Les valeurs de N, σ^t et σ_{cm} (Résistance à la compression du matériau) peuvent être calculées à partir de celle de ϕ et C.

Note : pour un matériau avec frottement

$$\begin{aligned} \Phi \neq 0 \quad \text{et} \quad \sigma^t \leq \sigma_{max}^t = \frac{C}{\tan\phi} \\ \sigma_{cm} = 2C\sqrt{N_\phi} \quad \text{d'où} \quad C = \frac{\sigma_{cm}}{2\sqrt{N_\phi}} \\ \sigma^t \leq \frac{C}{\tan\phi} \quad \text{d'où} \quad C \geq \sigma^t \tan\phi \end{aligned} \tag{II.9}$$

❖ **Loi d'écoulement de Mohr Coulomb**

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. Le calcul de l'incrément de déformation plastique est déduit d'une fonction potentielle plastique g définie par :

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad \text{et} \quad g^t = -\sigma_3 \quad (\text{II.10})$$

Avec :

$$N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (\text{II.11})$$

Avec : ψ est l'angle de dilatation du matériau.

L'amplitude des déformations élastoplastiques est alors déterminée de la règle de normalité, selon laquelle le taux de déformation plastique est normal à la surface de charge, elle s'exprime :

❖ Dans le cas d'une rupture en cisaillement

$$d\varepsilon_i^p = \lambda^s \frac{\delta g^s}{\delta \sigma_i} \quad i = 1,3 \quad (\text{II.12})$$

❖ Dans le cas d'une rupture en traction

$$d\varepsilon_i^p = \lambda^t \frac{\delta g^t}{\delta \sigma_i} \quad i = 1,3 \quad (\text{II.13})$$

λ^s et λ^t sont les multiplicateurs plastiques respectivement en cisaillement et en traction, donnés par les relations suivantes :

$$\lambda^s = \frac{f^s(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) N_\phi} \quad (\text{II.14})$$

Et

$$\lambda^t = \frac{f^t(\sigma_3^I)}{\alpha_1} \quad (\text{II.15})$$

Où

$$\sigma_i^I = \sigma_i + \Delta \sigma_i \quad \text{avec} \quad i = 1,3 \quad (\text{II.16})$$

II.1.3. 4. Détermination des différentes conditions initiales et limites

Les conditions initiales sont déclarées avec la commande ini suivie des contraintes, vitesses, densité, pression interstitielle...etc.

II.1.3. 5. Spécification les fonctions ou les variables définies par l'utilisateur

FLAC permet à l'utilisateur de spécifier un problème quelconque désiré, en utilisant le langage de programmation FISH, à titre d'exemple ces problèmes peuvent être un chargement sinusoïdal, un chargement dynamique, un nouveau modèle constitutif...etc.

Ces déclarations sont données entre les commandes définie et end.

II.1.3. 6. Résolution de problème

Une fois le problème est défini, sa résolution se fait en prenant des séries de pas de calcul.

Pour cela les commandes suivantes permettent soit un calcul automatique ou un calcul contrôle ;

Cycle n : exécute n pas de temps.

Step n : exécute n pas de temps.

Solve : permet une détection automatique de la solution d'équilibre.

II.1.4. Etude de couplage

Il est important d'étudier aussi les pressions des terres en présence d'une nappe, dans ce cas il faut parler de couplage fluide solide. Et cela est possible avec FLAC.

II .1.4.1. Le maillage n'est pas configuré en écoulement

Dans ce cas la configuration **gw** n'est pas donnée, alors la seule variable est la pression interstitielle, mais elle est associée à une zone plutôt qu'au maillage. Dans ce cas les pressions interstitielles n'évoluent pas tout au long du calcul.

II.1.4.2. Le maillage est configuré en écoulement

Dans ce ca la configuration **gw** est donnée, les pressions interstitielles sont mémorisées sur les nœuds de la grille, aussi bien qu'à l'intérieur de la zone.

Les propriétés du sol comme porosité, la perméabilité sont déclarées avec la commande **prop**, les propriétés de l'eau comme la densité, module volumique, dont déclarées avec la commande **water**. Le nombre des variables définissant cette configuration est six et sont donnés par le tableau ci-dessous.

Tableau .II.1 : Paramètre du couplage.

	commande	Définit sur	introduction	Valeur par défaut
perméabilité	perm	zones	prop	0.0 m. s / kg
porosité	poros	zones	prop	0.5
Degrés de saturation	sst	nœuds	Ini, fix, free	1.0
Densité du fluide	dens	global	water	0.0 kg/m ³
Module volumique du fluide	bulk	global	water	
	fmod	noeuds	ini	0.0 Pa
Tension limite du fluide	tens	global	water	0.0 Pa
	ftens	nœuds	ini	

II.2.Présentation des données du nouveau siège aire ALGERIE

II.2.1. Présentation du problème

L'objectif de cette étude est la détermination de l'état de contrainte et de déformation sous l'effet d'un chargement trapézoïdal dû a la poussée des terres et la surcharge appliquée en surface. Il ya lieu de noter que la pression hydrostatique est nulle, vue sa dissipation par le système de drainage disposé a cet effet.

Dans ce problème on' a que les deux contraintes, horizontale et verticale, donc la déformation est plane (problème bidimensionnel).voir (Fig. II.21)

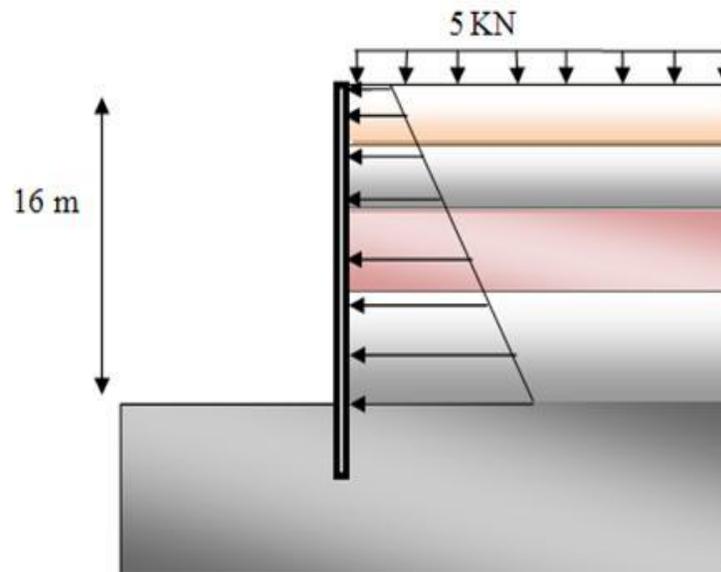


Fig.II.21. coupe verticale représentative du problème à étudié.

Seules les données géotechniques sont imposées, les autres sont à déduire après la stabilité.

II.2.2. Données géotechnique du sol

Pour notre étude, on a les caractéristiques des trois profils de l'excavation présentées dans les tableaux suivants :

Tableau .II .2.Profil géotechnique de calcul N°1

N° de la couche	H (m)	Nature géotechnique	γ (K/m^3)	c, c_{uv} (Kpa)	φ (°)	E (bar)	ν	K (KN)	G (KN)
1	0-3	Remblais	18	0	25	66,13	0.3	55,11	25,43
2	3-6	Argile marneuse sableuse	20	18	16	143,54	0.3	119,62	55,21
3	6-8	Sable limoneux	20	26	20	267,43	0.3	222,86	102,86
4	8-12	Argile marneuse sableuse	20	60	7	174,01	0.3	145,01	66,93
5	12-16	Sable limoneux	20	12	16	343,9	0.3	286,58	132,27
6	16-20	Sable et bloc de grés	20	12	25	3570,29	0.3	2975,24	1373,19

Tableau II.3. Profil géotechnique de calcul N°2

N° de la couche	H (m)	Nature géotechnique	γ (K/m ³)	c, c_{uv} (Kpa)	φ (°)	E	ν	K (KN)	G (KN)
1	0-3	Remblais	18	0	25	57,27	0.3	47,73	22,03
2	3-6	Argile marneuse sableuse	20	37	10	199,41	0.3	166,18	76,70
3	6-8	Sable limoneux	20	21	14	373,67	0.3	311,39	143,72
4	8-10	Argile marneuse	20	17	20	209,44	0.3	174,53	80,55
5	10-16	Sable limoneux	20	17	20	242,95	0.3	202,46	93,44
6	16-20	Alternance de grésifié et de blocs de grés.	20	44	16	3326,41	0.3	2772,01	1279,39

Tableau II.4. Profil géotechnique de calcul N°3

N° de la couche	H (m)	Nature géotechnique	γ (K/m ³)	c, c_{uv} (Kpa)	φ (°)	E	ν	K (KN)	G (KN)
1	0-3	Remblais	18	0	25	69,93	0.3	58,28	26,90
2	3-6	Argile beige brunâtre graveleuse.	20	17	14	183	0.3	152,50	70,38
3	6-8	Sable limoneux brun noirâtre.	20	26	20	341,18	0.3	284,32	131,22
4	8-14	Argile marneuse sableuse bariolé.	20	12	17	349	0.3	290,83	134,23
5	14-16	Alternance de sable et blocs de grés.	20	3	17	754,47	0.3	628,73	290,18
6	16-20	Grés et sable grésifié.	20	0	40	3169,46	0.3	2641,22	1219,02

Bulk (k) : module de compressibilité du matériau avec

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

Shear (G) : module de cisaillement du matériau avec

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

• **Calcul de module de déformation (E')**

Ce module définit le rapport entre les contraintes et les déformations, il est utilisé lorsque les charges ont une durée d'application suffisante pour que la consolidation du sol ait le temps de se réaliser entièrement.

Le module de déformation drainé est lié au module oedométrique par la formule suivante :

$$E' = E_{oed} * \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \tag{II.17}$$

Avec :

E' : module d'élasticité drainé du sol.

E_{oed} : module oedométrique du sol.

ν : Module du poisson, Avec ν= 0.3 (cas général),

Il en résulte :

$$E' = 0.74 * E_{oed} \tag{II.18}$$

Et d'autre part, le module pressiométrique (E_m) est lié au module oedométrique (E_{oed}) par la relation suivante :

$$E_m = \alpha * E_{oed}$$

Avec : α coefficient rhéologique ou coefficient de structure du sol donné par le tableau II.5.

Donc : $E_{oed} = E_m / \alpha \tag{II.19}$

On remplace (II.32) dans (II.33) et on obtient :

$$E' = (0.74/\alpha) * E_m \tag{II.20}$$

Tableau II.5 : Coefficient rhéologique du sol

type	tourbe	Argile		Limon		sable		sable et gravier		Roche	
	α	E/P _L	α	E/P _L	α	E/P _L	α	E/P _L	α	type	α
Sur-consolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé Normal	2/3 1/2
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	Très fracturé	1/3
Sous consolidé, altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-	Très altéré	2/3

Les différentes valeurs des modules d'élasticité E' sont données dans les tableaux ci-dessous selon les profils géotechniques adoptés dans les modèles numériques.

Profil n°1 :

Tableau .II.6. Les différentes valeurs des modules d'élasticité E' de profil n°1.

N° de la couche	H (m)	Nature géotechnique	P_L (bar)	E_m (bar)	E_m/ P_L	α	E' (bar)
1	0-3	Remblais	5.59	44.68	7.99	0.5	66.13
2	3-6	Argile beige brunâtre graveleuse.	13.1	96.98	7.4	0.5	143.54
3	6-8	Sable limoneux brun noirâtre.	14.12	119.26	8.45	0.33	267.43
4	8-14	Argile marneuse sableuse bariolé.	16.16	155.2	9.6	0.66	174.01
5	14-16	Alternance de sable et blocs de grés.	18.77	232.37	12.37	0.5	343.9
6	16-20	Grés et sable grésifié.	44.3	1593.88	35.97	0.33	3570.29

Profil n°2 :

Tableau II.7. Les différentes valeurs des modules d'élasticité E' de profil n°2.

N° de la couche	H (m)	Nature géotechnique	P_L (bar)	E_m (bar)	E_m/ P_L	α	E' (bar)
1	0-3	Remblais	3.63	38.70	10.66	0.5	57.27
2	3-6	Argile marneuse sableuse	18.06	179.65	9.95	0.66	199.41
3	6-8	Sable limoneux	14.12	119.26	8.45	0.33	267.43
4	8-10	Argile marneuse	16.16	155.2	9.6	0.66	174.01
5	10-16	Sable limoneux	18.77	232.37	12.37	0.5	343.9
6	16-20	Alternance de grésifié et de blocs de grés.	44.3	1593.88	35.97	0.33	3570.29

Profil n°1 :

Tableau .II.8. Les différentes valeurs des modules d'élasticité E' de profil n°3

N° de la couche	H (m)	Nature géotechnique	P _L (bar)	E _m (bar)	E _m / P _L	α	E' (bar)
1	0-3	Remblais	4.6	47.25	10.27	0.5	69.93
2	3-6	Argile beige brunâtre graveleuse.	9.88	183	18.53	1	183
3	6-8	Sable limoneux brun noirâtre.	13.5	152.15	11.26	0.33	341.18
4	8-14	Argile marneuse sableuse bariolé.	19.58	349	17.83	1	349
5	14-16	Alternance de sable et blocs de grés.	34.28	509.78	14.87	0.5	754.47
6	16-20	Grés et sable grésifié.	47.58	1414.93	29.73	0.33	3169.46

Les différentes valeurs de P_L et E_m, sont extraites du rapport géotechnique données dans **l'annexe 1**

II.3. Modélisation et simulation de l'excavation

II.3. 1. Mode du comportement

Pour cette étude on choisit le modèle de MOHR-COULOMB pour le comportement du sol puisque c'est le modèle qui s'approche le plus de la réalité de notre cas et le modèle élastique pour les éléments en béton armé s'ils sont nécessaires.

II.3. 2. Le maillage

Le maillage doit être adopté au problème à résoudre, pour une meilleure présentation des contraintes agissantes au sein du sol à étudié. Pour notre cas, on adopte un maillage simple qui nous permet de représenter les différentes couches du sol et de vérifier la stabilité de l'excavation sans soutènement. Pour cela on a choisit un maillage de 40*46 m.

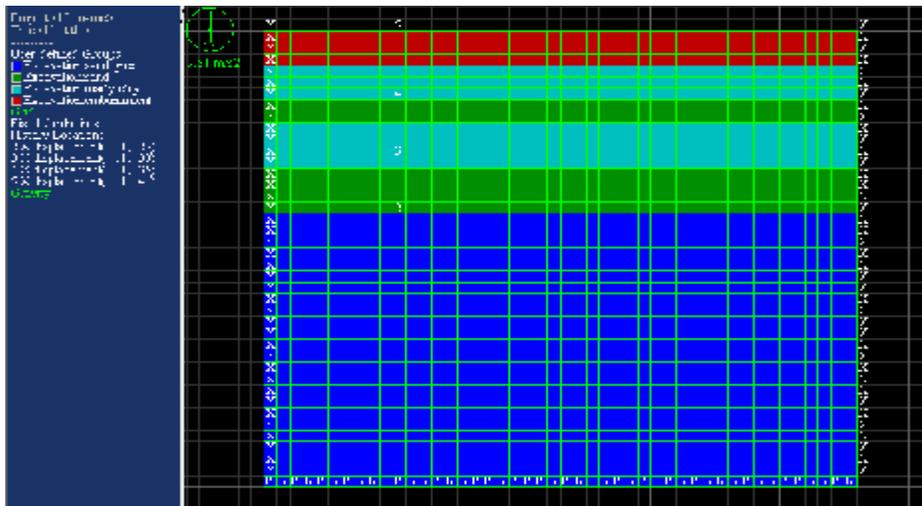


Figure .II.22.Maillage adopte

II.3. 3. Les Conditions aux limites

Dans nos hypothèses on considérées initialement :

1. Tous les déplacements (disp) et les vitesses (vel) sont nuls
 Initial xdisp = 0 ydisp = 0
 Initial xvel = 0 yvel = 0

2. loin de la partie excavé et de la paroi le sol ne se déforme pas, on impose un déplacement nul suivant l'axe xx' à 46 m.

$$\begin{aligned} dx &= dx_0 & \text{pour } i &= i_0 \\ dx &= 0 & \text{pour } i &= 46 \end{aligned}$$

Les différentes couches sont supposé posé sur le substratum, donc le déplacement vertical est nul pour la partie profond du terrain sur l'axe yy'

$$\begin{aligned} dy &= dy_0 & \text{pour } j &= j_0 \\ dy &= 0 & \text{pour } j &= 1 \end{aligned}$$

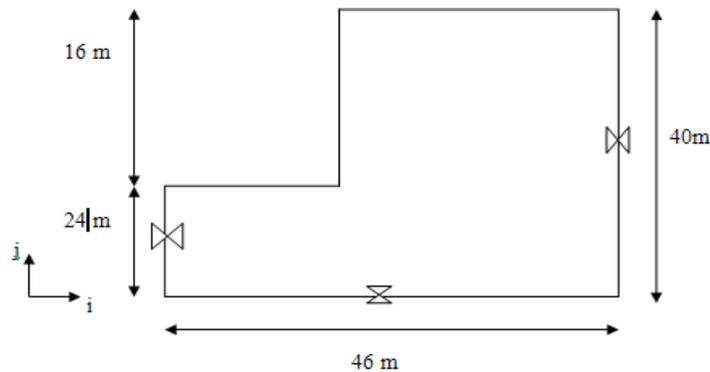


Fig. II.23. Schéma représentatif des conditions aux limites.

3. La poussée des terres au repos sont pris en considération dans le calcul pour les trois profilés
 Ils se calcul comme suit :

$$\text{Contrainte horizontale : } h_0 = \sum_{i=1}^i H_i * \gamma_i * k_0 \quad (\text{II.21})$$

$$\text{Contrainte verticale : } v_0 = \sum_{i=1}^i H_i * \gamma_i \quad (\text{II.22})$$

i : nombre de couches

✿ Profil 1 :

Tableau .II.9. Valeurs des contraintes horizontale et verticale au repos.

k0	γ (Kn/m3)	Hi (m)	poussé h ₀ (Kn/ml)	poussé v ₀ (Kn/ml)
0.5	0	0	0	0
0,5	18	3	27	54
0,5	20	6	60	120
0,5	20	8	80	160
0,5	20	12	120	240
0,5	20	16	160	320
0,5	20	20	200	400

✿ Profil 2 :

Tableau. II.10. valeurs des contraintes horizontale et verticale au repos.

ko	γ (Kn/m3)	Hi (m)	poussé h ₀ (Kn/ml)	poussé v ₀ (Kn/ml)
0.5	0	0	0	0
0,5	18	3	27	54
0,5	20	6	60	120
0,5	20	8	80	160
0,5	20	10	100	200
0,5	20	16	160	320
0,5	20	20	200	400

✿ Profil 3 :

Tableau. II.11. valeurs des contraintes horizontale et verticale au repos.

ko	γ (Kn/m3)	Hi (m)	² poussé h ₀ (Kn/ml)	poussé v ₀ (Kn/ml)
0	0.5	0	0	0
0,5	18	3	27	54
0,5	20	6	60	120
0,5	20	8	80	160
0,5	20	14	140	280
0,5	20	16	160	320
0,5	20	20	200	400

☞ La pression de l'eau est considéré nulle vue la profondeur de la nappe phréatique qui se trouve à -26m de la surface des terres naturel.

II.4. Procédure du calcul

Le schéma ci-dessous résume le mode de calcul de FLAC.

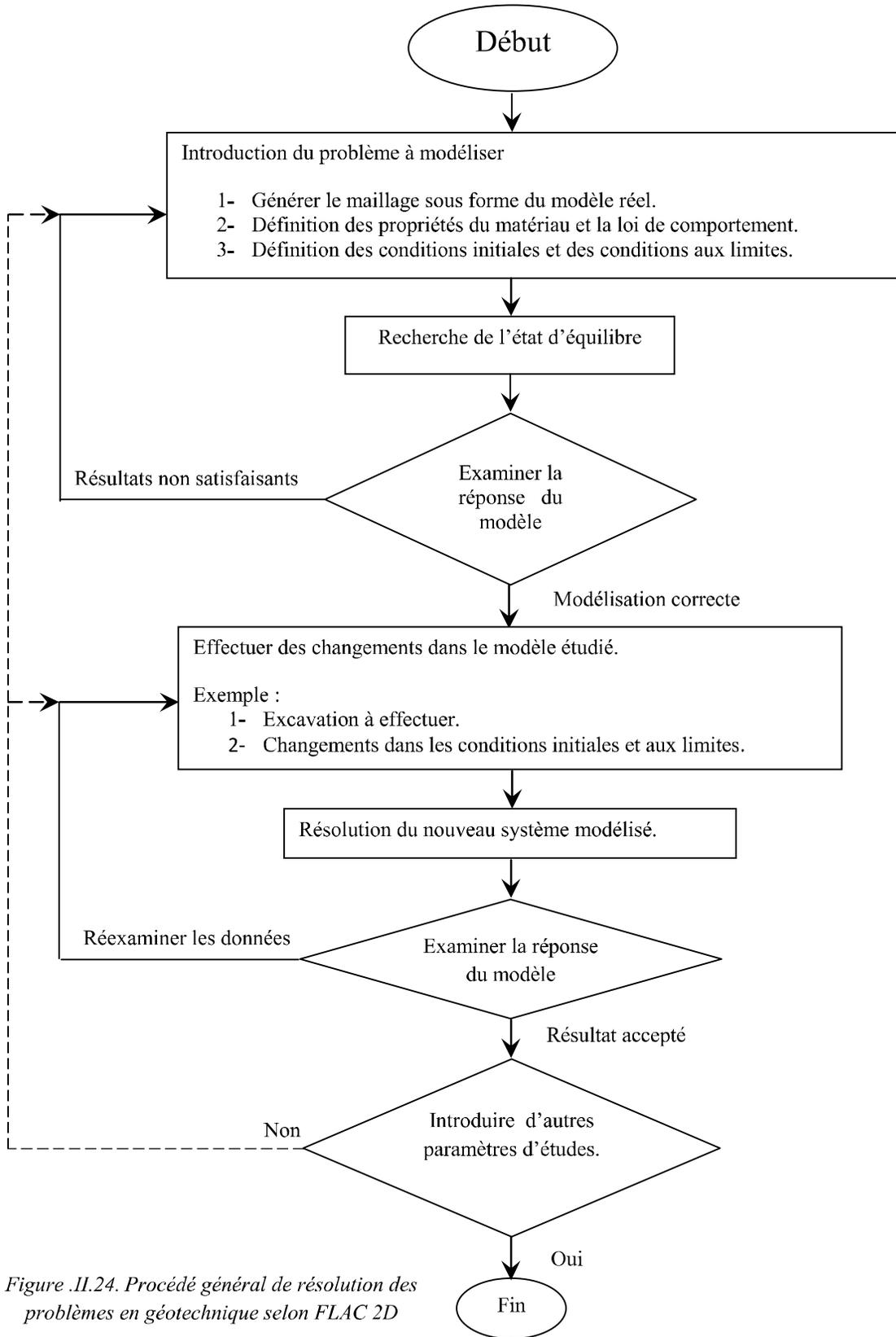


Figure .II.24. Procédé général de résolution des problèmes en géotechnique selon FLAC 2D

II.4.1. Résultats du calcul au glissement

✿ Profil 1 : déplacement (yy)

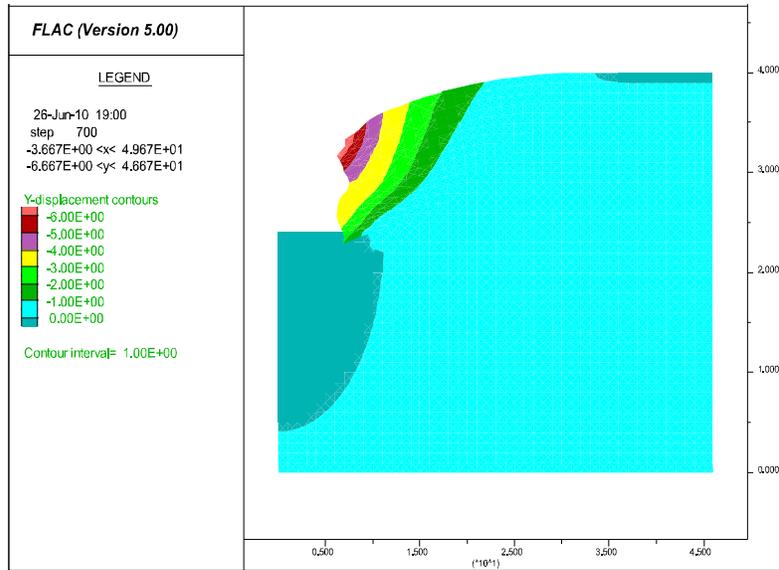


Figure .II.25. Résultat de calcul, déplacement du massif du sol avant renforcement.

✿ Profil 2 : déplacement (yy)

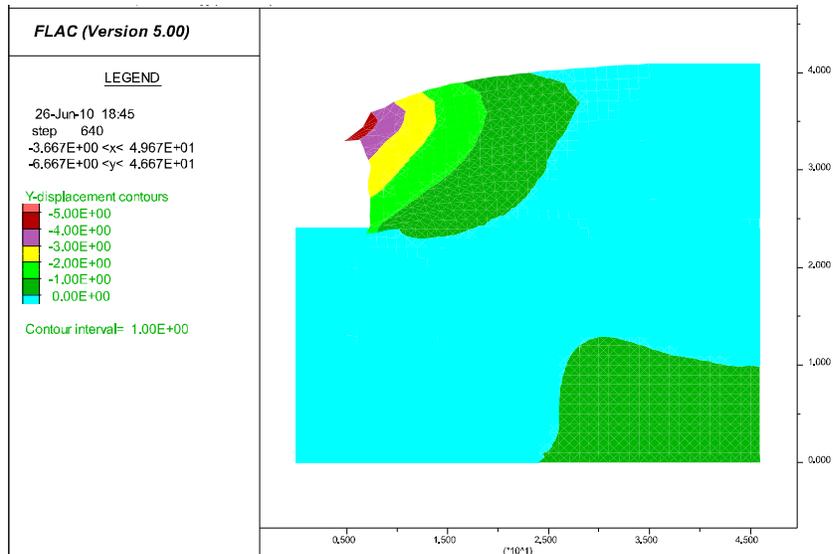


Figure .II. 26. Résultat de calcul, déplacement du massif du sol avant renforcement.

✿ Profil 3 : déplacement (yy)

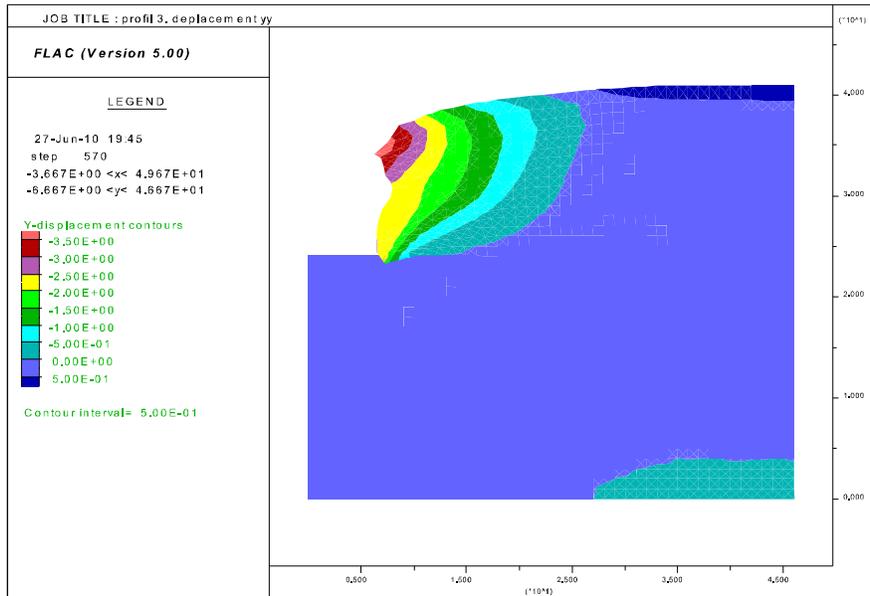


Figure .II. 27. Résultat de calcul, déplacement du massif du sol avant renforcement.

II.4.1. 1. Interprétation des résultats

On remarque que dans tous les profils, les déplacements sont très importants (d'ordre de mètres) qui signifie l'instabilité et la rupture d'une partie importante du sol. Donc le risque de glissement est évident.

Afin de stabilisé cette partie qui risque de glisser, on prévoie une paroi moulée, qu'on doit mettre en place avant les travaux de terrassement. Et on vérifie la stabilité de la partie excavée en fonction de la profondeur.

On suit la même procédure que la précédente, sauf que pour ce calcul on opte pour un deuxième maillage qui est destiné pour l'inclusion d'une paroi moulée sous forme d'une poutre. Tout en gardant le même maillage (46x40).

Dans cette partie on utilise comme modèle de comportement, en plus du modèle MOHR-COLOMB, le modèle élastique qui va représenter le comportement de la paroi moulée.

Les conditions aux limite sans les même que les précédentes. (Voir figure II.27)

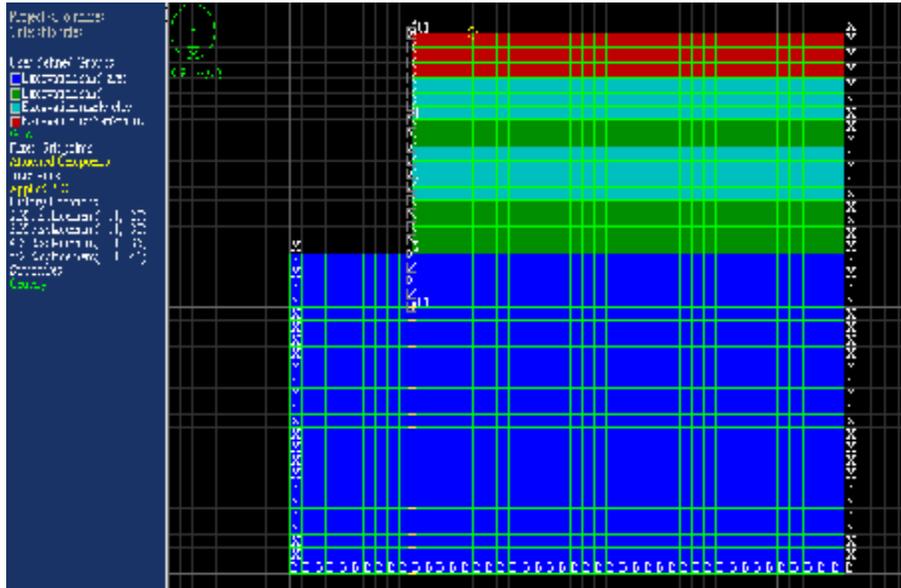


Figure .II.28. Représentation de l'excavation avec paroi.

II.5. Phase de calcul.

Phase1 : creusement de l'excavation de (± 00) à (-3m) et vérification de la stabilité de la paroi, si non mise en place du premier lit de tirant d'ancrage.

Phase2 : creusement de l'excavation de (-3m) à (-8m) et vérification de la stabilité de la paroi, si non mise en place du deuxième lit de tirant d'ancrage.

Phase3 : creusement de l'excavation de (-8m) à (-11m) et vérification de la stabilité de la paroi, si non mise en place du troisième lit de tirant d'ancrage.

Phase4 : creusement de l'excavation de (-11m) à (-16m) et vérification de la stabilité de la paroi, si non mise en place du quatrième lit de tirant d'ancrage.

Phase 5 : vérification de la stabilité globale de l'excavation.

Le résultat donné par le calcul, pour les trois profilés, est le suivant :

✦ Résultat de profil 1.

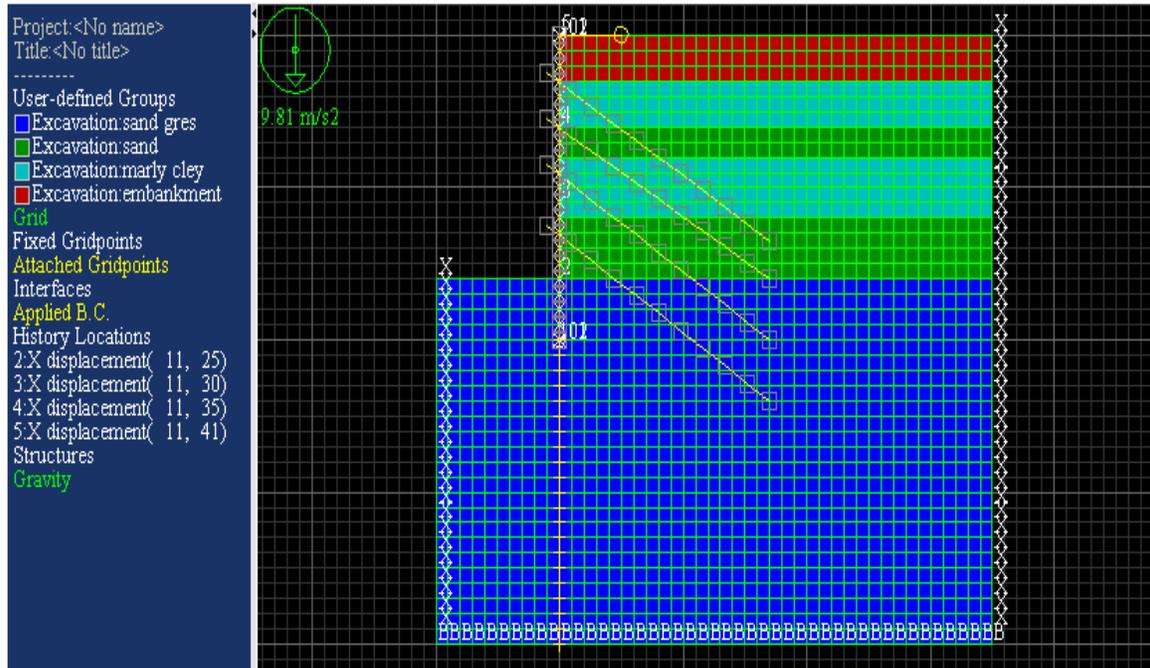


Figure .II.29. Représentation du profil 1 de l'excavation avec paroi et tirants.

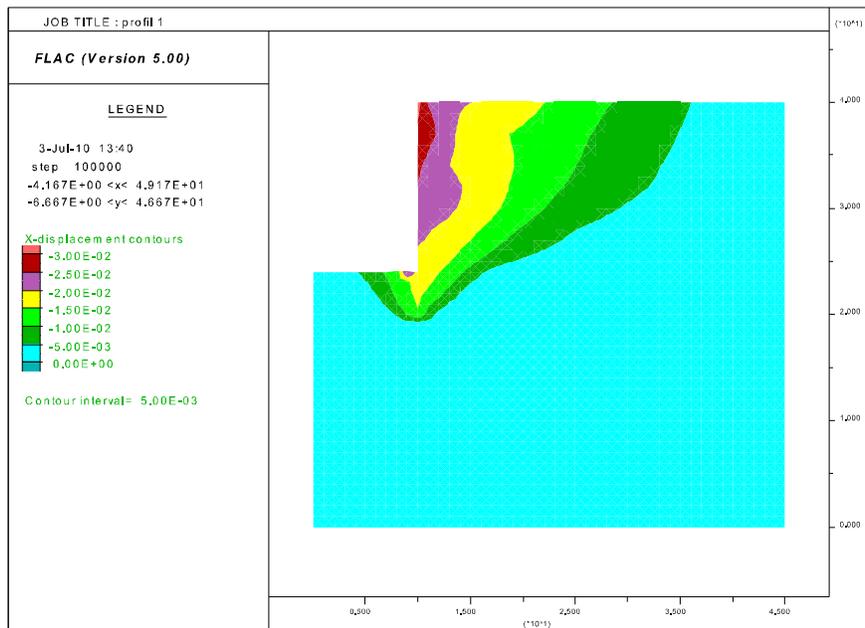


Figure .II.30. Déplacement horizontal du premier profil.

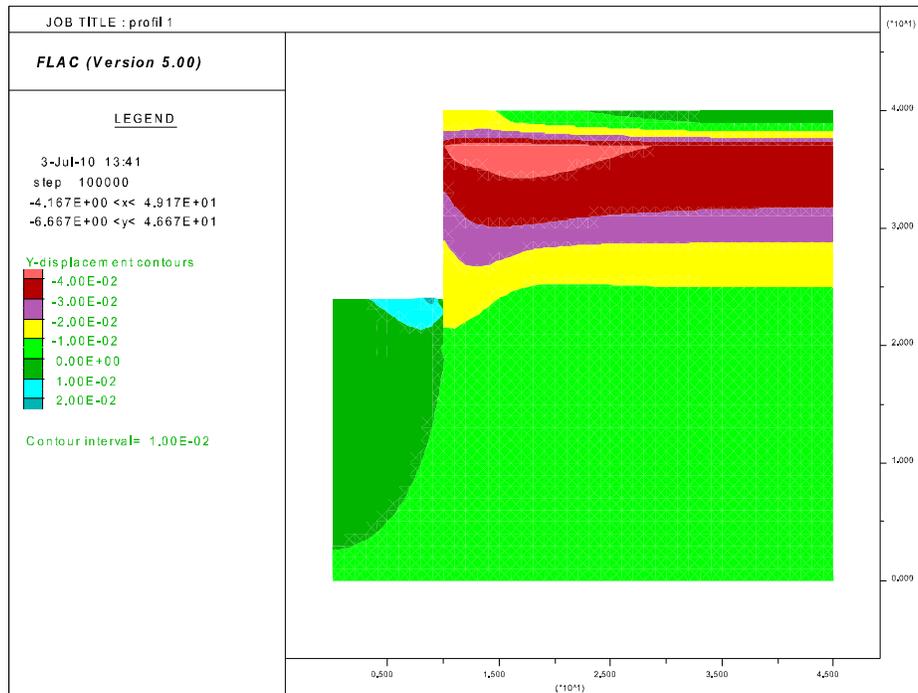


Figure .II.31. Déplacement vertical du premier profil.

Les caractéristiques pour les quelles la paroi se stabilise sont montrées dans les deux tableaux suivant :

Tableau. II.12. Caractéristiques de la paroi moulée du profil 1

caractéristiques	valeurs	unités
Densité (γ_b)	$2.5 \cdot 10^4$	(kg/ m ²)
Surface	$0.8\text{m} \cdot 1\text{ml} = 0.8$	(m ²)
Moment d'inertie (I)	$4.2666 \cdot 10^{-2}$	m ⁴
Module de Young (E)	$2.1 \cdot 10^{11}$	(Pa)
Coefficient de poisson (ν)	0.3	-

Tableau. II.13. Caractéristique des tirants du profil 1

caractéristiques		valeurs	unités
Traction limite		8e5	(N)
surface		1.130E-2	(m ²)
Compression limite		8e5	(N)
Module de Young (E)		2.1*10 ¹¹	(Pa)
Zone de scellement	Rigidité du coulis (Kbond)	1.50000005E10	(N/m/m)
	Bond strength (sbond)	800000.0	(N/m)
	périmètre	0.12	(m)
	Angle de frottement	35	°

II.5.1. Données Interface

Les caractéristique d'interface entre la paroi et le sol sont : cohésion de 800 Pa, angle de frottement 12°, contrainte normale est la même avec celle de cisaillement et égale a 550*10⁵ Pa /m. Ils sont obtenus en multipliant la cohésion et l'angle de frottement moyen des couches par 2/3. La figure suivante résume les différentes propriétés. (Ces valeurs sont les même pour tous les profils)

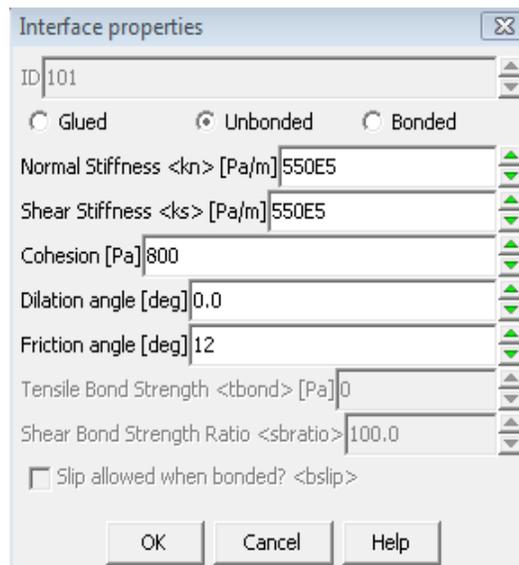


Figure. II.32. les différentes propriétés de l'interface. ,

◆ Profil 2

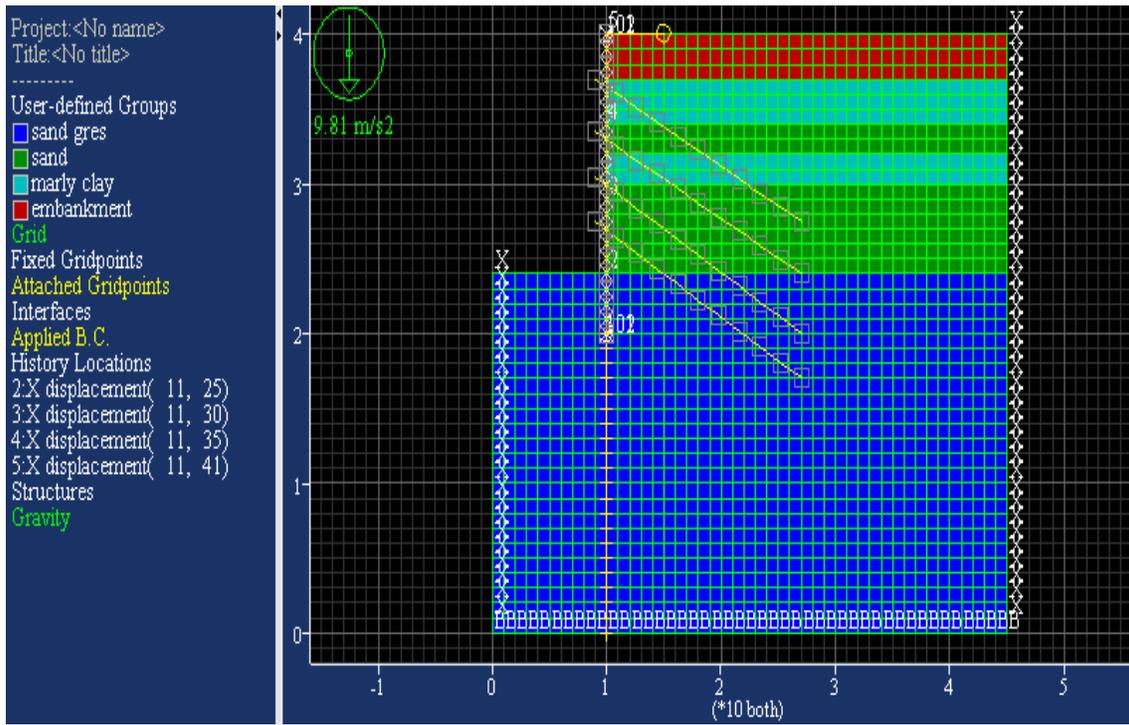


Figure .II.33. Représentation du profil 2 de l'excavation avec paroi et tirants.

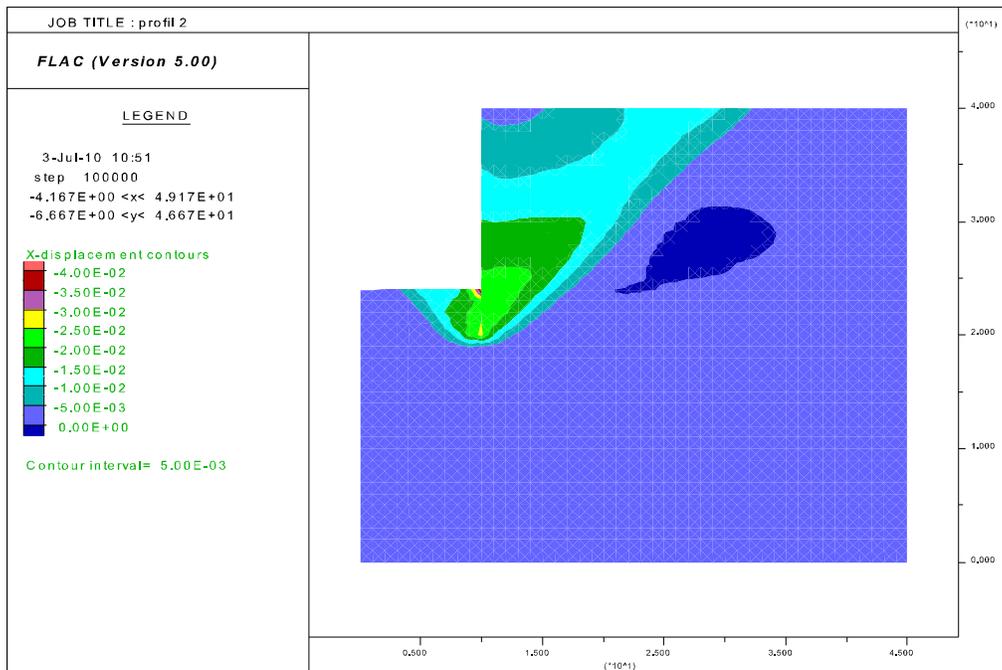


Figure .II.34. Déplacement horizontal du deuxième profil.

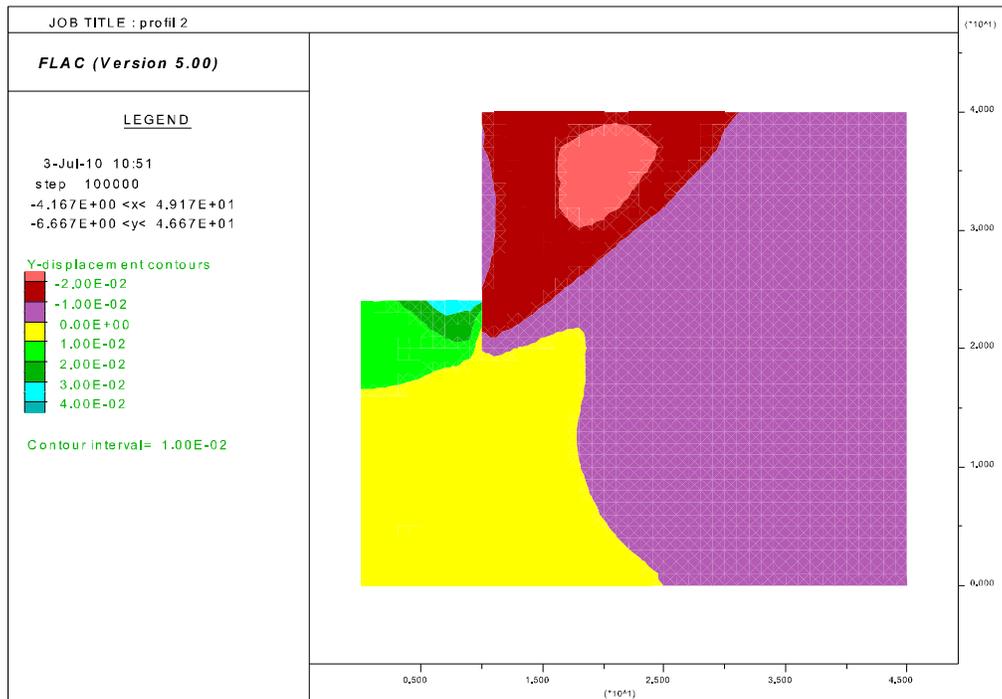


Figure .II.35. Déplacement vertical du deuxième profil

Les caractéristiques pour les quelles la paroi se stabilise sont montrées dans les deux tableaux suivant :

Tableau. II.14. Caractéristiques de la paroi moulée du profil 2

caractéristiques	valeurs	unités
Densité (γ_b)	$2.5 \cdot 10^4$	(kg/ m ²)
Surface	$0.8m \cdot 1ml = 0.8$	(m ²)
Moment d'inertie (I)	$4.2666 \cdot 10^{-2}$	m ⁴
Module de Young (E)	$2.1 \cdot 10^{11}$	(Pa)
Coefficient de poisson (ν)	0.3	-

Tableau. II.15. Caractéristique des tirants du profil 2

caractéristiques		valeurs	unités
Traction limite		9e5	(N)
surface		1.130E-2	(m ²)
Compression limite		9e5	(N)
Module de Young (E)		1.1*10 ¹²	(Pa)
Zone de scellement	Rigidité du coulis (Kbond)	1.50000005E10	(N/m/m)
	Bond strength (sbond)	800000.0	(N/m)
	périmètre	0.12	(m)
	Angle de frottement	35	°

◆ Profil 3

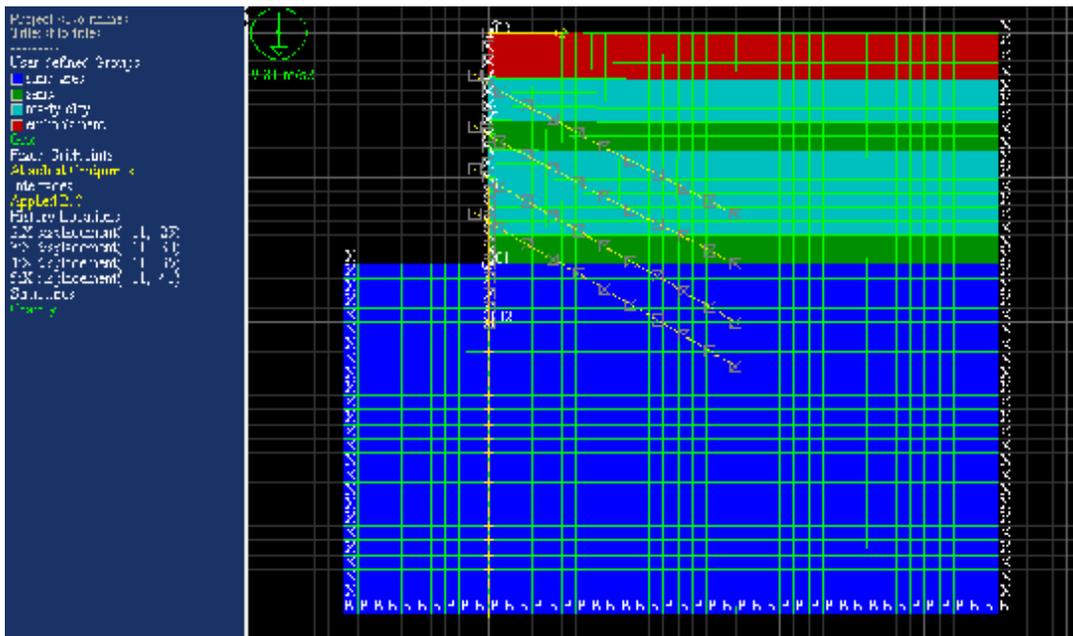


Figure .II.36. Représentation de l'excavation avec paroi et tirants du profil 3.

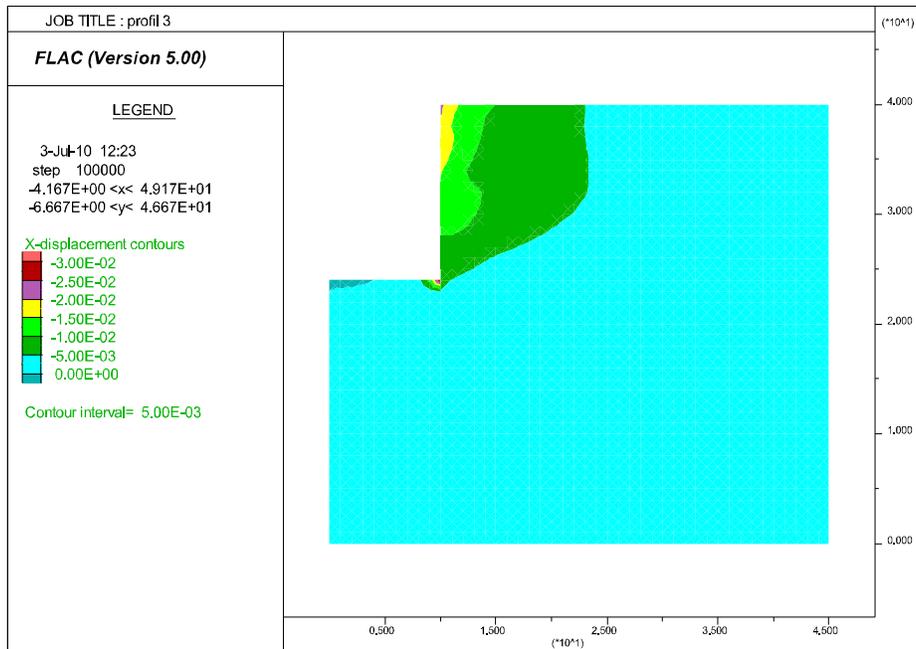


Figure .II.37. Déplacement horizontal du troisième profil.

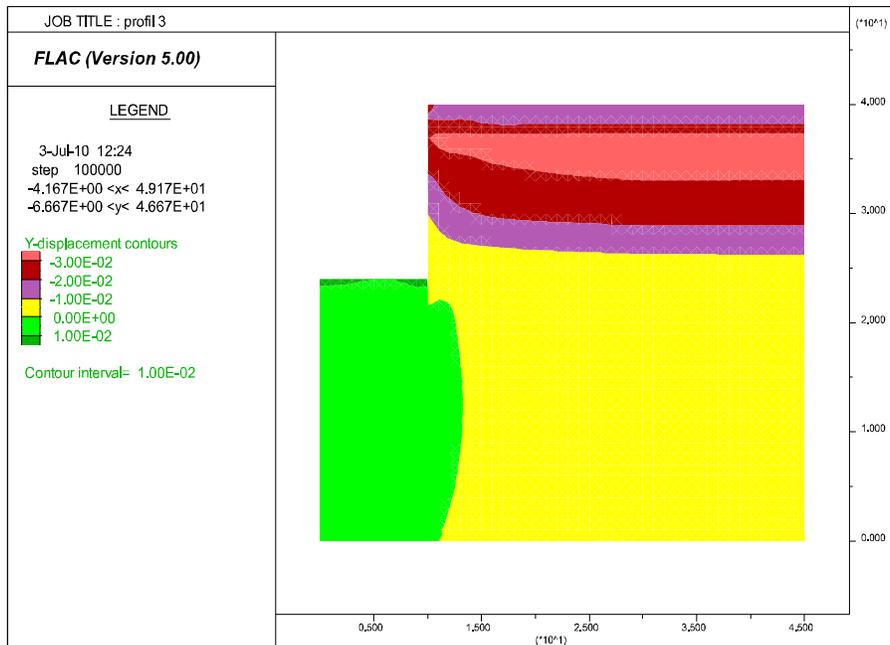


Figure .II.38. Déplacement vertical du troisième profil.

Les caractéristiques pour les quelles la paroi se stabilise sont montrées dans les deux tableaux suivant :

Tableau. II.16. Caractéristiques de la paroi moulée du profil 3

caractéristiques	valeurs	unités
Densité (γ_b)	$2.5 \cdot 10^4$	(kg/ m ²)
Surface	0.6m*1ml = 0.6	(m ²)
Moment d'inertie (I)	1.8-2	m ⁴
Module de Young (E)	$2.1 \cdot 10^{11}$	(Pa)
Coefficient de poisson (v)	0.3	-

Tableau. II.17. Caractéristique des tirants du profil 3

caractéristiques		valeurs	unités
Traction limite		9e5	(N)
surface		1.130E-2	(m ²)
Compression limite		9e5	(N)
Module de Young (E)		$2.1 \cdot 10^{11}$	(Pa)
Zone de scellement	Rigidité du coulis (Kbond)	1.50000005E10	(N/m/m)
	Bond strength (sbond)	9.50000.0	(N/m)
	périmètre	0.12	(m)
	Angle de frottement	35	°

II.5.2. Interprétation des résultats

- Le profil 1 est constitué d'une alternance d'argile marneuse sableuse et de sable et les poussées du sol sont repartis sur la paroi de soutènement. Le déplacement horizontal est maximal au sommet de la paroi et il est de 2.5 cm.

Les poussées qui s'exercent sur la paroi sont trapézoïdale. La poussée étant importante au pied de cette dernière mais elle n'engendre pas le déplacement maximale car elle est ralentie par la présence de la butée dans la partie ancrée. Le déplacement au milieu de la paroi est maintenu presque constant tout le long de la partie maintenue avec des tirants. Le sommet de la paroi est soumis uniquement à la poussée active qui est la poussée des terres et la surcharge appliquée en surface d'où le déplacement est maximal dans cette partie.

Les tassements sont importants dans la deuxième couche d'argile à cause de sa faible résistance au cisaillement, de sa rigidité par rapport aux autres couches (voir tableau .II .2) et du

déplacement horizontal du sol vers la paroi (décompression), ils sont plus importants en dessous de surcharge appliquée en surface.

Le refoulement du sol au voisinage du pied de la paroi est dû au déplacement de cette dernière et à la décompression du sol. (Voir annexe 3)

- Dans le profil 2, la hauteur de la couche du sable est plus importante que celle d'argile, cela a pour conséquences : une augmentation de poussée irréversible au pied de la paroi car le sable est un sol frottant ce déplacement est aussi dû aux faibles caractéristiques mécaniques des couches profondes de l'excavation. Donc, le déplacement maximal est au pied de la paroi moulée et égale à 2.18 cm. cette valeur est jugée admissible.

Le déplacement vertical suit la surface de glissement et il ne dépasse pas 2 cm, donc, ce risque est évité.

Le refoulement du sol au voisinage du pied de la paroi est dû au déplacement de cette dernière et à la décompression du sol.

- Le profil 3 est constitué principalement d'argile marneuse sableuse, d'où les poussées sont importantes sur la paroi de soutènement. Le déplacement horizontal est maximal au sommet de la paroi et il est de 3.0cm.

Le comportement de sol est presque le même avec celui du premier profil, sauf que le poussée est un peu plus importante a cause de la grande hauteur de l'argile.

Les tassements sont uniformes tout le long de la couche d'argile compressible sous le poids de la couche de remblais.

Conclusion

Le glissement est un mouvement des terrains instables, ces mouvements peuvent atteindre la rupture du sol, s'il y a pas d'intervention de l'homme, pour stabiliser ces terres en mouvement, en incluant des éléments rigides qui vont arrêter ou ralentir ces mouvements.

Avant d'entamer les travaux de terrassement une vérification de stabilité est nécessaire afin de prévenir tous risque de glissement.

- Avec TALREN, Cette vérification est basée sur le calcul de coefficient de sécurité. Si F_s est inférieur à 1.5, la stabilité est assurée, si non, un renforcement est recommandé. Le choix de moyen de renforcement est basé sur la situation et l'accessibilité du site. Dans notre cas, le projet se trouve en site urbain, donc la prise en considération des constructions voisines est nécessaire.

Les efforts appliqués par ces inclusions doivent équilibrer les contraintes normales et de cisaillements exercés par la masse de sol en mouvement, Ces tirants sont efficaces lorsqu'ils sont ancrés au-delà de la ligne de rupture. La stabilité est à vérifier, par un autre calcul de coefficient de sécurité pour voir efficacité de renforcement dans la partie en mouvement.

- FLAC, donne l'état de contraintes du sol, les vecteurs des déplacements ainsi que tous les calculs nécessaires pour la vérification des efforts dans la poutre et les tirants, exemple : le moment fléchissant, effort tranchant, etc. les résultats obtenus pour tous les profils sont satisfaisants, la stabilité est donc assurée.

Conclusion générale

Conclusion générale

La première partie de ce travail nous a permis d'avoir une idée générale sur le soutènement et les méthodes de calcul, puis nous avons pris un cas d'étude pratique dans la deuxième partie. Nous avons étudié la stabilité d'une excavation de 16 m de profondeur avec une paroi et des tirants d'ancrage. La stabilisation se fait par palier pour des raisons de stabilité et de mise en œuvre. L'environnement sensible constitué par les immeubles riverains exige une précision dans la conception et l'étude de l'ouvrage avec des modèles numériques très poussés, afin de limiter au strict minimum les déplacements de la paroi et l'impact sur les ouvrages voisins.

Pour les premiers terrassements, la paroi moulée de 20 m de hauteur assure la stabilité de l'excavation par son ancrage, mais au delà de 3m de profondeur la mise en place des tirants devient nécessaire pour la stabilité du sol.

Les résultats donnés par les deux logiciels TALREN et FLAC vérifie la stabilité avec l'inclusion des tirants. Pour TALREN le calcul s'est limité uniquement au calcul de coefficient de sécurité et les contraintes le long de la ligne de rupture car le logiciel comporte uniquement les méthodes de calculs de glissement et de renforcement. Par contre FLAC, nous donne plus de détails sur le comportement du sol, de la paroi moulée et les tirants d'ancrages.

Le coefficient de sécurité donnée par TALREN, après renforcement est supérieur à 1.5 pour les mêmes caractéristiques des tirants utilisées, pour tous les profils.

Dans FLAC on s'intéresse aux vecteurs déplacements du sol et de la paroi. Le premier et le troisième profil ont des poussées au sommet de la paroi et le déplacement ne dépasse pas 3 cm, par contre dans le deuxième profil, les déplacements sont important au pied de la paroi, ce dernier est expliquée par les faibles caractéristiques de la quatrième et la cinquième couche qui sont respectivement l'argile marneuse et le sable limoneux, par rapport aux couches supérieurs. Malgré cette poussée le déplacement, jugée admissible, ne dépasse pas aussi 3 cm. d'ou on tire que la paroi moulée se comporte comme une poutre en béton armé, ça déformé dépend de la position du chargement le plus important et elle ne travail pas en pointe comme un pieu.

Ce projet constitue pour nous une première expérience, il nous a permis d'exploiter et d'approfondir nos connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire et d'appliquer les différentes techniques, ainsi que les concepts et les règlements en vigueur.

Références bibliographiques

- BENAISSA ABDELKADER**, glissements de terre, calcul de stabilité, 2^{ème} édition, 03-2008.
- BOUAFIA ALI**, calcul pratique des fondations et des soutènements, OPU « office des publications universitaires », 2005.
- BUDHU Muni**, Soil mechanics et foundations, edition Wayne Anderson, 2000.
- COMITE FRANÇAIS DE LA MECANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FONDATIONS**, « recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle. Recommandation T. A. 95. », Eyrolles, 1996.
- COUSTET -J et G-SANGLERAT**, cours pratique de mécanique des sols, 3^{ème} édition 1983, Paris
- DEMANET .C**, "Etude comparative, technique et économique, des méthodes de soutènement en zone urbaine", TFE Gramme, 2004.
- DETEC**, Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication Office fédéral des routes OFROU, Directive, Édition 2007 V3.10
- DTR-BC**, 2.48; Règle parasismiques Algériennes (RPA 99/révision 2003), édition : OPU, 2^{ème} trimestre 2004.
- FREDERIC**, cours fondation, profonds3, procédés généraux de construction.pdf.2008
- GUIDE TECHNIQUE**, « ouvrage de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en parois composites », document publié par LCPC, 4^{ème} trimestre 2003.
- GUIDE TECHNIQUE**, « ouvrage de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois moulées et préfabriquées » document publié par LCPC, 4^{ème} trimestre 2003, France.
- GUIDE TECHNIQUE**, « ouvrage de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des parois clouées » document publié par LCPC, 3^{ème} trimestre 2003, France.
- GUIDE TECHNIQUE**, « ouvrage de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques » document publié par LCPC, 3^{ème} trimestre 2003, France.

GUIDE TECHNIQUE, « ouvrage de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des rideaux de palplanches métalliques » document publié par LCPC, 3^{em} trimestre 2003, France.

GUIDE TECHNIQUE, « ouvrage de soutènement, recommandations pour l'inspection détaillée, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des poutres et voiles ancrées par tirants précontraints » document publié par LCPC, 3^{em} trimestre 2003, France.

GALABRU. P, Les fondations et les souterrains, Traité de procédés généraux de construction EYROLLES, Réimpression photomécanique AUGUSTIN, 41, Rue Godot de Mauray PARIS. Dépôt légal 2^{em} trimestre 1963 N° d'éditeur 2421.

KALLA MAHDI, Analyse non linéaire des sols renforcés, (cas de la terre armée), projet de recherche, département de génie civil, faculté des sciences de l'ingénieur, université de Batna, spécialité géotechnique, du 1 janvier 2006 au 31 décembre 2009.

LABIOUSE. V, « EPA, école polytechnique fédérale de Lausanne », paroi épinglées, travaux de fondations, LMR laboratoire de mécanique des roches, 2000.

LABIOUSE. V, « EPA, école polytechnique fédérale de Lausanne », parois moulées travaux de fondation ; laboratoire de mécanique des roches - LMR - ENAC – EPFL, 2000

LASSURE CHRISTIAN - CERAV, La structure du mur de soutènement en pierres sèches, 5 août 2002, Complété le 3 décembre 2005,
http://www.pierreseche.com/structure_du_mur_de_soutenement.htm,

LE MAGAZINE DU GROUPE FREYSSINET, sols et structures, terre armée, la saga d'une idée très constructive, N°221, premier semestre 2005.

Marcel et André REIMBERT, Ouvrages de soutènement, murs –rideaux de palplanches parois moulées dans les silos horizontaux, 1977.

MELBOUCI BACHIR, Méthodes de calcul de stabilité des fondations des talus des ouvrages de soutènement, Edition EL –AMEL, Dépôt légal : 1954-2009.

MINISTRE DE L'URBANISME ET DU LOGEMENT, MINISTRE DES TRANSPORTS, Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées ; Directeur de la publication : J-C PARRIAUD ; Imprimé au LCPC -58 db Lefebvre 75732 PARIS CEDEX 15, Commission paritaire des publications et Agences de presse N° AD EP 129, N°129 janvier-février 1984.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT, DES TRANSPORTS ET DU LOGEMENT – DIRECTION DES ROUTES « Dossier pilote des tunnels : Section 4, procédés de creusement et de soutènement », Bron (France), Juillet 1998.

MINISTERE DE L'URBANISME, DU LOGEMENT ET TRANSPORT, bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, N° 140, ISSN 0458-5860 Novembre- décembre 1985.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DES TRANSPORTS ET DU TOURISME (DTRF), Textes officiels exécution des travaux de fondation des ouvrages de génie civil fascicule n° 68 - cahier des clauses Techniques générales – Travaux, Décret n° 93-1164 du 11 octobre 1993

MOBARRAA Abdelfattah, JAFRANE Saïd, Soutènement des déblais instables et de grande hauteur : les parois clouées : cas de la rocade méditerranéenne, 2006

MUNICH RE GROUP Guide technique, pour les souscripteurs, fichier PDF, 2006

PROJET NATIONAL CLOUTERRE II, Opération du réseau Génie civil et urbain, ADDITIF 2002 AUX RECOMMANDATIONS CLOUTERRE 1991. Pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle du soutènement réalisé par clouage des sols. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, Dumas- Titoulet Imprimeurs. 42000 Saint- Etienne. N° d'imprimerie 37205. France, Mai 2002.

PHILIPPONNAT GERARD et HUBERT BERTRAND, fondations et ouvrages en terre, Jouve Paris –N°329245M, N°d'édition 5913, Juillet, France

PROJET NATIONAL CLOUTERRE, RECOMMANDATIONS CLOUTERRE 1991, Pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle du soutènement réalisé par clouage des sols, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, Le poiré-sur-vie (Vendée) N° d'imprimerie75. France, novembre 1994

P.CODUTO Donald, Foundation design, 2ème edition, 2001

SARAN SWAMI, Analysis and design of SUBSTRUCTURES limite state design, 1996.

SCHLOSSER FRANÇOIS et UNTERREINER PHILIPPE, Renforcement des sols par inclusions, (Techniques de l'Ingénieur, traité Construction)

www.techniques-ingenieur.fr/.../renforcement-des-sols-par-inclusions.html

SCHLOSSER FRANÇOIS, murs de soutènement, (Techniques de l'Ingénieur, traité Construction) ; www.techniques-ingenieur.fr/

SIMON GIL, professeur de génie civil à Saint Lambert, les murs de soutènements "étude de la stabilité externe (cours +application) "

[27] Revue française de géotechnique avec la participation des comités français de

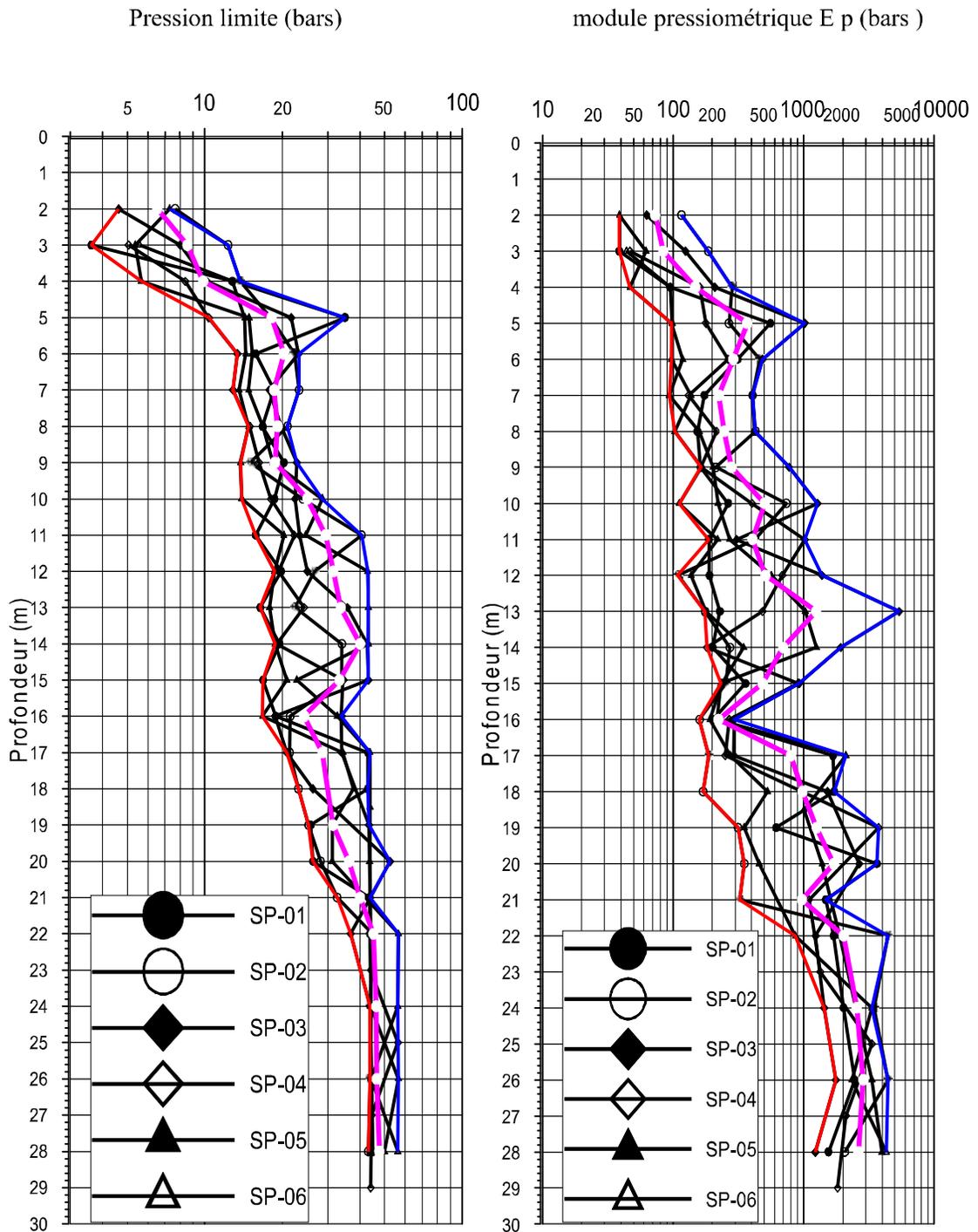
- Mécanique des sols
- Mécanique des roches
- Géologie de l'ingénieur

Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. N° 102, 1^{er} trimestre 2003.

W. DAY Robert, Foundation engineering handbook, 2006.

Annexes

Annexe 1 : les résultats pressiométriques



Courbe enveloppe des résultants pressiométrique .

I. Détail des coefficients partiels à définir

Chaque jeu de coefficients partiels doit contenir les valeurs suivantes :

- Γ_{min} : il s'agit du coefficient de sécurité minimum à obtenir pour conclure à la stabilité de l'ouvrage (cette valeur est demandée à titre de rappel, elle n'est pas utilisée dans les calculs);
- Γ_{s1} : coefficient de pondération sur le poids volumique des sols, dans le cas où celui-ci est considéré comme défavorable;
- Γ'_{s1} : coefficient de pondération sur le poids volumique des sols, dans le cas où celui-ci est considéré comme favorable;
- Γ_{phi} : coefficient de sécurité appliqué sur $\tan(\varphi)$;
- $\Gamma_{c'}$: coefficient de sécurité appliqué sur la cohésion effective;
- Γ_{cu} : coefficient de sécurité appliqué sur la cohésion non drainée;
- Γ_Q : coefficient de pondération appliqué sur les surcharges ;
- $\Gamma_{qscl\ ab}$: coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de $qscl$ issues d'abaques (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des clous dans les cas où cette valeur R_{sc} est fournie directement);
- $\Gamma_{qscl\ es}$: coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de $qscl$ issues d'essais (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des clous dans les cas où cette valeur R_{sc} est fournie directement);
- $\Gamma_{qsti\ ab}$: coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de $qstirants$ issues d'abaques (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des tirants dans les cas où cette valeur R_{QS} est fournie directement);
- $\Gamma_{qsti\ es}$: coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de $qstirants$ issues d'essais (ou directement sur la valeur de la résistance à la traction du scellement des tirants dans les cas où cette valeur R_{QS} est fournie directement);
- Γ_{qsba} : coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de frottement sol/bande μ_0^* et μ_1^* ;
- Γ_{pl} : coefficient de sécurité appliqué sur les valeurs de pl ;
- Γ_{aclou} : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la traction des clous;
- Γ_{atir} : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la traction des tirants
- Γ_{aban} : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la traction des bandes ;
- Γ_{bu} : coefficient de sécurité appliqué sur la résistance intrinsèque à la compression des butons
- Γ_{s3} : coefficient de méthode.

II. Prise en compte de la sécurité

II.1. Principe de la méthode semi-probabiliste (calcul aux E.L.U.)

Pour résumer l'usage actuel, la sécurité est introduite de manière générale de la façon suivante (tableau 1).

Annexe 2 : coefficients de sécurise à définir pour TALREN 4

Tableau 1 : Coefficients partiels de sécurité dans TALREN

Paramètres réduits	Observations
<ul style="list-style-type: none"> • Coefficient de surdimensionnement Γ 	Γ calculé par TALREN et devant être ≥ 1 pour l'équilibre
<ul style="list-style-type: none"> • Coefficient de méthode Γ_{s3} 	Γ_{s3} imposé par l'opérateur
<ul style="list-style-type: none"> • Sols <ul style="list-style-type: none"> $\gamma^* = \gamma \cdot \Gamma_{s1}$ $c^* = c/\Gamma_c$ $\tan\phi^* = \tan\phi/\Gamma_\phi$ $P_l^* = p_l/\Gamma_{pl} (= p_f)$ 	Γ_{s1} imposé par l'opérateur pour chaque sol Γ_c imposé par l'opérateur pour chaque sol Γ_ϕ imposé par l'opérateur pour chaque sol Γ_{pl} imposé par l'opérateur pour chaque sol
<ul style="list-style-type: none"> • Adhérence $q_s^* = q_s/\Gamma_{qs}$ 	Γ_{qs} imposé par l'opérateur pour les clous, tirants, ou bandes de renforcement
<ul style="list-style-type: none"> • Surcharges (surfaciques, linéaires et moments additionnels) <ul style="list-style-type: none"> $Q^* = Q \cdot \Gamma_Q$ 	Γ_Q imposé par l'opérateur pour chaque surcharge
<ul style="list-style-type: none"> • Inclusions : <ul style="list-style-type: none"> $R_N = T_G/\Gamma_{mR}$ $R_C = R_N/2$ $M_{max}^* = M_{max}/\Gamma_{mR}$ 	T_G limite élastique en traction pure ou compression Γ_{mR} imposé par l'opérateur pour chaque type de renforcement (clou, tirant, bouton, bande de renforcement)
avec : $\Gamma_{mR} = \Gamma_{aclo}$ ou Γ_{atir} ou Γ_{abu} ou Γ_{aTA} M_{max} moment maximal dans l'inclusion	

La méthode semi-probabiliste correspond aux principes appliqués dans les recommandations Clouterre, dans les Normes Françaises ou dans l'Eurocode 7, mais chacun de ces documents préconise des valeurs différentes pour les coefficients partiels de sécurité et pondération.

II.2. Application des recommandations clouterre

Le Tableau2 donne les valeurs des coefficients de sécurité sur les actions proposées par les recommandations Clouterre 1991.

Tableau.2: Coefficients pondérateurs des actions, Clouterre 1991

Nature des actions	Notation TALREN	Coefficients pondérateurs des actions	
		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
1) <u>Permanent</u>			
Sur G (déstab.)	Γ_{s1}	1,05	1
Sur G (stab.)	Γ'_{s1}	0,95	1
Sur Q (déstab.)		1,2	1
Sur Q (stab.)		0,90	1

Annexe 2 : coefficients de sécurité à définir pour TALREN 4

2) <u>Variables</u> Sur Q (déstab.)	Γ_Q	1,33	1
3) <u>Accidentelles</u> Sur Q (déstab.)	Γ_Q	-	1
<u>Sur la méthode</u>	Γ_{s3}	1,125	1

Le Tableau 3 donne les valeurs des coefficients de sécurité partiels appliqués aux valeurs caractéristiques des matériaux, proposées par les "Recommandations Clouterre 1991".

Tableau 3 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Clouterre 1991

Caractéristiques	Notation TALREN	Coefficients de sécurité partiels			
		Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
		Ouvrage courant	Ouvrage sensible	Ouvrage courant	Ouvrage sensible
1) <u>Les sols</u>					
Frottement ($\tan\phi'$)	Γ_ϕ	1,2	1,3	1,1	1,2
Cohésion effective c'	$\Gamma_{c'}$	1,5	1,65	1,4	1,5
Coh. Non drainée c_u	Γ_{c_u}	1,3	1,4	1,2	1,3
2) <u>Les renforcements</u>					
Acier clous (σ_e)	Γ_{aclou}	1,15	1,15	1,0	1,0
3) <u>Interaction sol/renforcement</u>					
Clous q_s					
• q_s tiré d'abaques	$\Gamma_{qscl\ ab}$	1,8	1,9	1,6	1,7
• q_s tiré d'essais	$\Gamma_{qscl\ es}$	1,4	1,5	1,3	1,4
Pression limite p_l	Γ_{pl}	1,9	2,0	1,0	1,1

II.3. application des normes françaises

Le Tableau 4 donne les valeurs des coefficients de sécurité sur les actions proposées par les recommandations Clouterre 1991

II.3.1. Norme française XP P 94-240 : Soutènement et talus en sol en place renforcé par des clous

Les tableaux ci-dessous constituent un extrait de la norme.

Il est toutefois nécessaire de se référer directement à la norme pour des informations complètes : celle-ci comporte des commentaires et remarques complémentaires, ainsi que la définition des catégories d'ouvrages 1, 2a et 2b.

Annexe 2 : coefficients de sécurise à définir pour TALREN 4

Tableau 4 : Coefficients pondérateurs des actions, Norme XP P 94-240

		Coefficients pondérateurs des actions	
Nature des actions	Notation TALREN	Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
<u>Poids propre du sol</u>			
Déstabilisateur	Γ_{s1}	1,05	1
Stabilisateur	Γ'_{s1}	0,95	1
<u>Autres actions permanentes</u>			
Déstabilisatrices		1,2	1
Stabilisatrices		0,90	1
<u>Actions variables</u>			
Q	Γ_Q	1,33	1
<u>Accidentelles</u>			
F_A	Γ_Q	-	1
<u>Action de tirants</u>			
F_T stabilisatrice		0,9	1
F_T déstabilisatrice		1,2	1
Avec F_T : tension de blocage			
<u>Sur la méthode</u>			
	Γ_{s3}	1	1

Tableau 5 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Norme XP P 94-240

		Coefficients de sécurité partiels			
		Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
Caractéristiques	Notation TALREN	1-2a	2b	1-2a	2b
<u>Les sols</u>					
Frottement ($\tan\phi'$)	Γ_ϕ	1,35	1,45	1,1	1,2
Cohésion effective c'	$\Gamma_{c'}$	1,7	1,85	1,4	1,5
Coh. Non drainée c_u	Γ_{cu}	1,45	1,6	1,2	1,3
<u>Acier passif</u>					
Limite élastique σ_e		1,15	1,15	1,0	1,0
<u>Interaction sol/clou</u>					
<ul style="list-style-type: none"> • q_s tiré d'abaques (ouvrages de catégorie 1 uniquement) 	$\Gamma_{qscl\ ab}$	1,8		1,6	
<ul style="list-style-type: none"> • q_s tiré d'essais 	$\Gamma_{qscl\ es}$	1,4	1,5	1,3	1,4
Pression limite p_l	Γ_{pl}	1,9	2,0	1,0	1,1

Annexe 2 : coefficients de sécurise à définir pour TALREN 4

II.3.2. Norme française XP P 94-220-0 : Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples

Les tableaux ci-dessous constituent un extrait de la norme. Il est toutefois nécessaire de se référer directement à la norme pour des informations complètes : celle-ci comporte des commentaires et remarques complémentaires, ainsi que la définition des catégories d'ouvrages courants et sensibles.

Tableau 6 : Coefficients pondérateurs des actions, Norme XP P 94-220-0

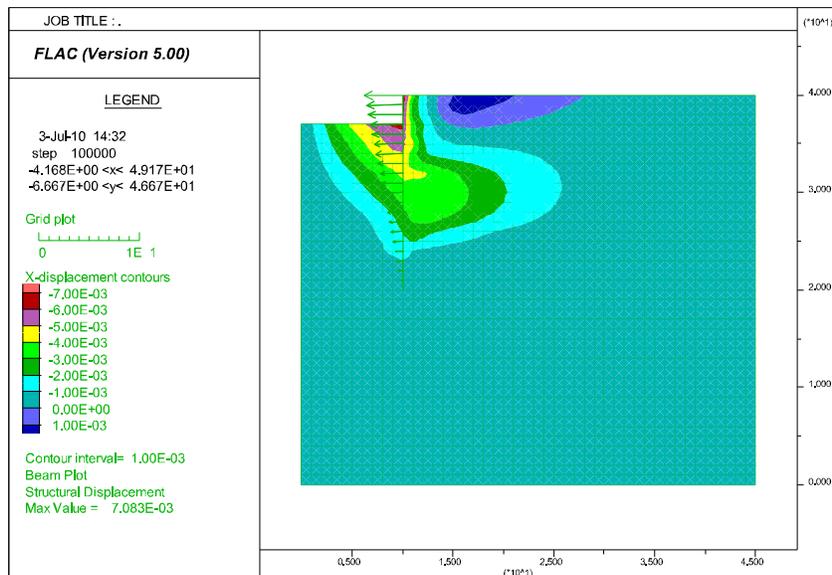
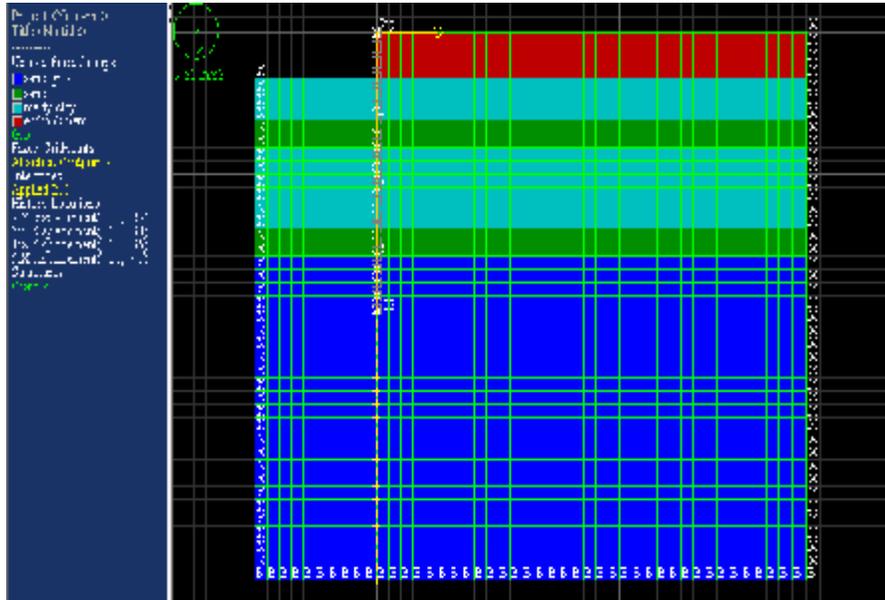
		Coefficients pondérateurs des actions	
Nature des actions	Notation TALREN	Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
<u>Poids propre du sol</u>			
Déstabilisateur	Γ_{s1}	1,05	1
Stabilisateur	Γ'_{s1}	0,95	1
<u>Surcharges</u>			
Q	Γ_Q	1,33	0
<u>Sur la méthode</u>			
	Γ_{s3}	1,125	1

Tableau 7 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Norme XP P 94-220-0

		Coefficients de sécurité partiels			
		Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
Caractéristiques	Notation TALREN	Ouvrage courant	Ouvrage sensible	Ouvrage courant	Ouvrage sensible
<u>Les sols</u>					
Frottement ($\tan\phi'$) du remblai armé	Γ_ϕ	1	1	1	1
Frottement ($\tan\phi'$)	Γ_ϕ	1,2	1,3	1,1	1,2
Cohésion effective c'	$\Gamma_{c'}$	1,5	1,65	1,4	1,5
Cohésion non drainée c_u	Γ_{c_u}	1,3	1,4	1,2	1,3
<u>Résistance à la traction du lit de renforcement en section courante</u>	Γ_{aba}	1,5	1,65	1,5	1,65
<u>Résistance due à l'interaction sol/lit de renforcement</u>	Γ_{qsba}	1,2	1,3	1,2	1,3

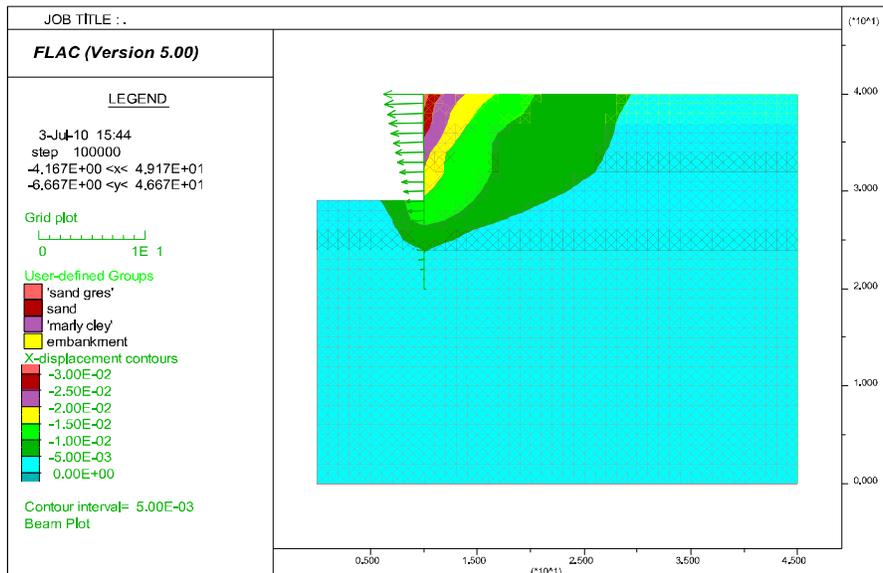
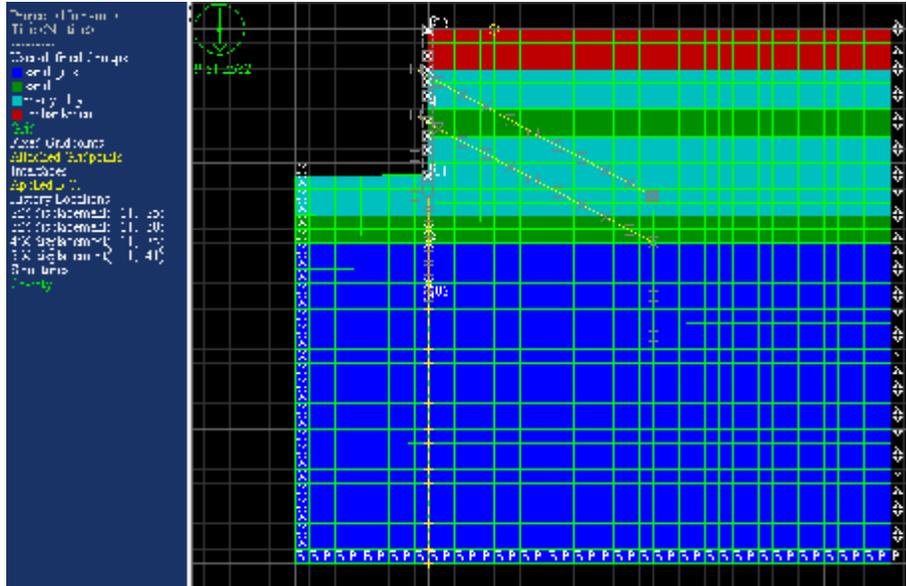
I. résultats de FLAC par tranches d'excavations

- **Phase1** : creusement de l'excavation de (±00) à (-3m) et vérification de la stabilité de la paroi, si non mise en place du premier lit de tirant d'ancrage.



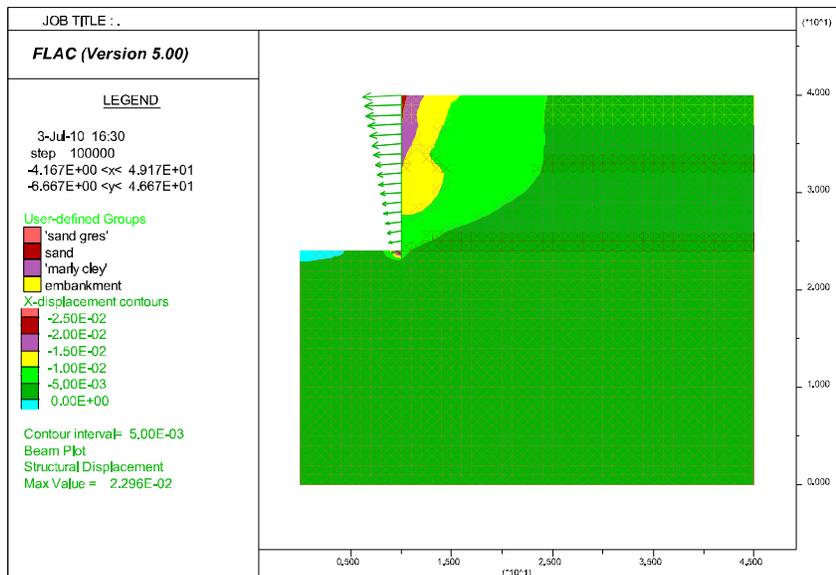
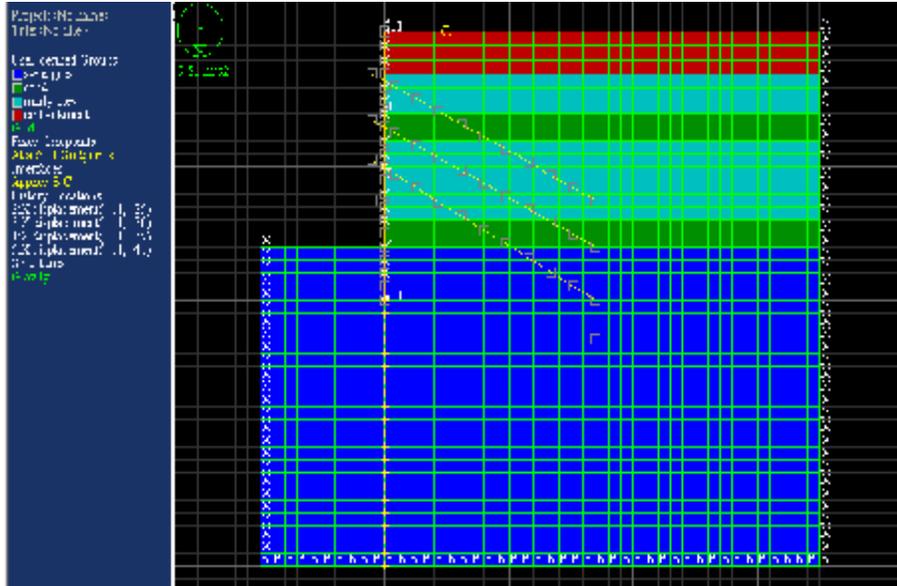
Annexe 3 : les résultats de FLAC

- Phase3 : creusement de l'excavation de (-8m) à (-11m) et vérification de la stabilité de la paroi, si non mise en place du troisième lit de tirant d'ancrage.



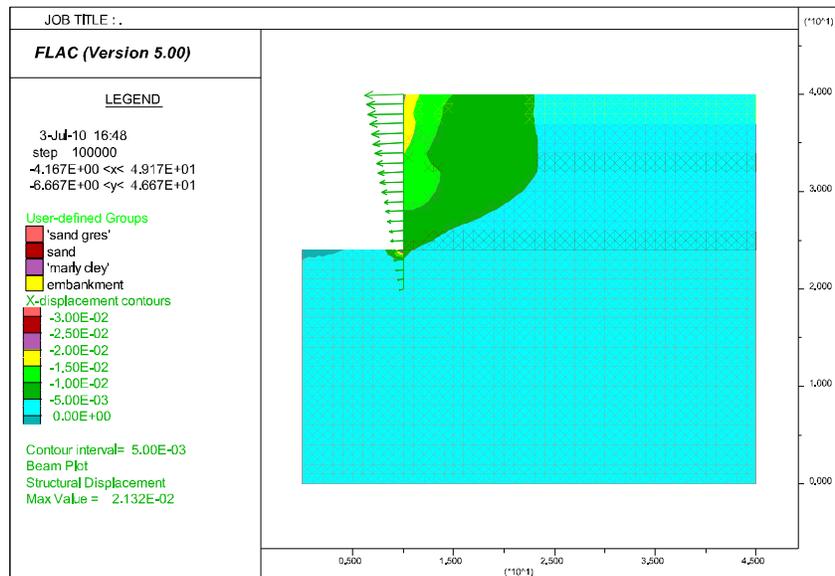
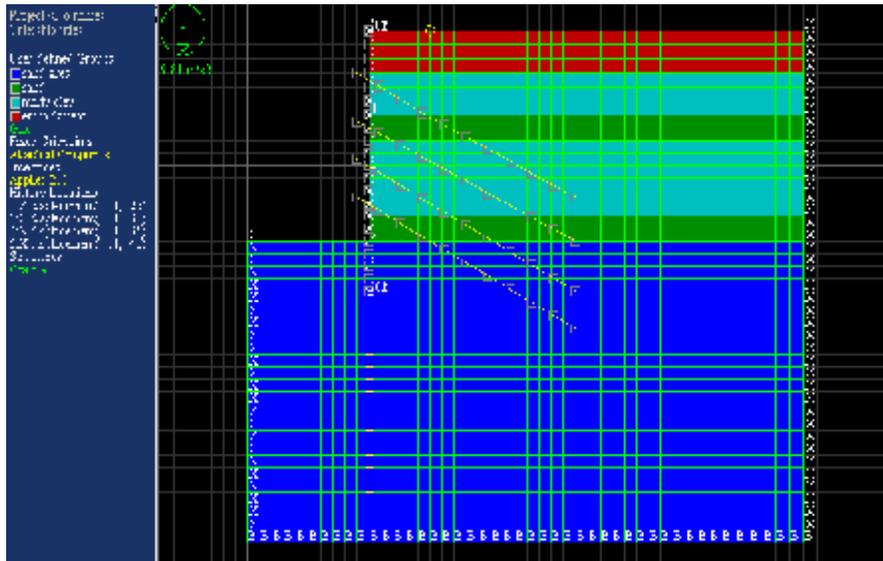
Annexe 3 : les résultats de FLAC

- Phase4 : creusement de l'excavation de (-11m) à (-16m) et vérification de la stabilité de la paroi, si non mise en place du quatrième lit de tirant d'ancrage.



Annexe 3 : les résultats de FLAC

Phase 5 : vérification de la stabilité globale de l'excavation.



II. Résultats donnés par FLAC pour tous les différents profils
 * Profil 1

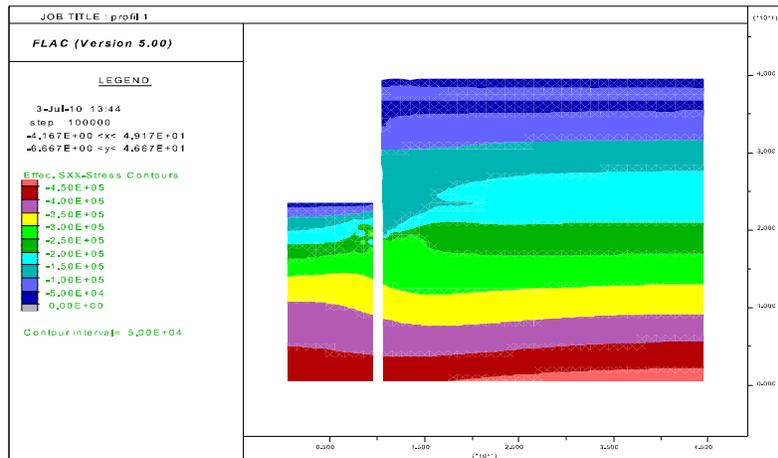


Fig.1.Les contraintes horizontales de profil 1.

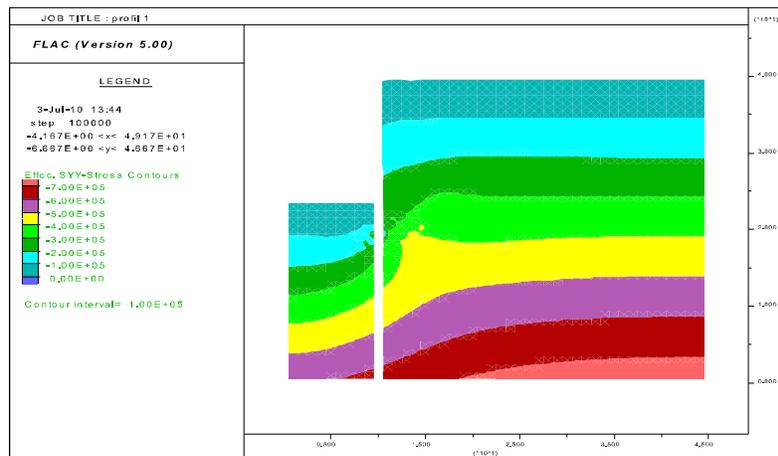


Fig.2.Les contraintes verticales de profil 1.

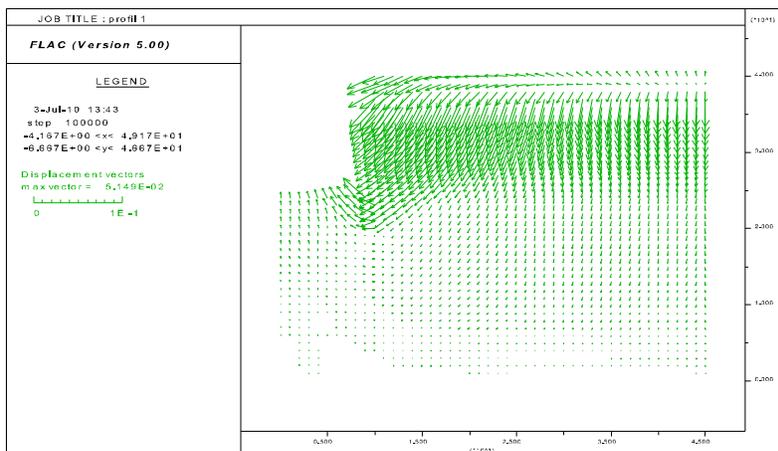


Fig.3.Vecteur déplacement dans le profil 1.

Annexe 3 : les résultats de FLAC

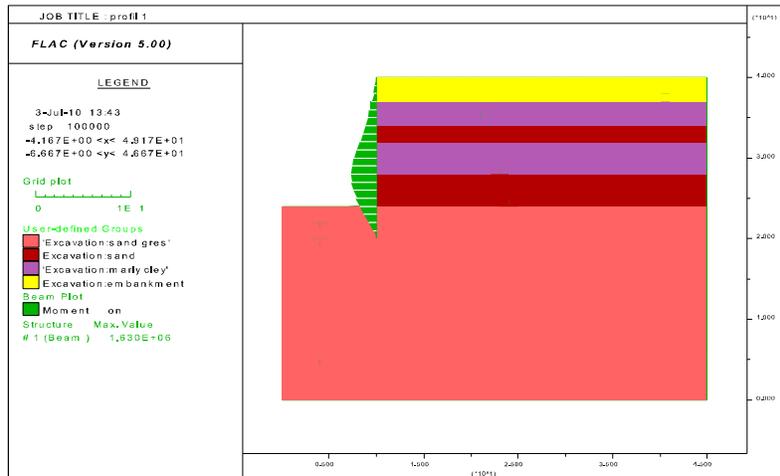


Fig.4. Moment fléchissant dans paroi moulé de profil 1.

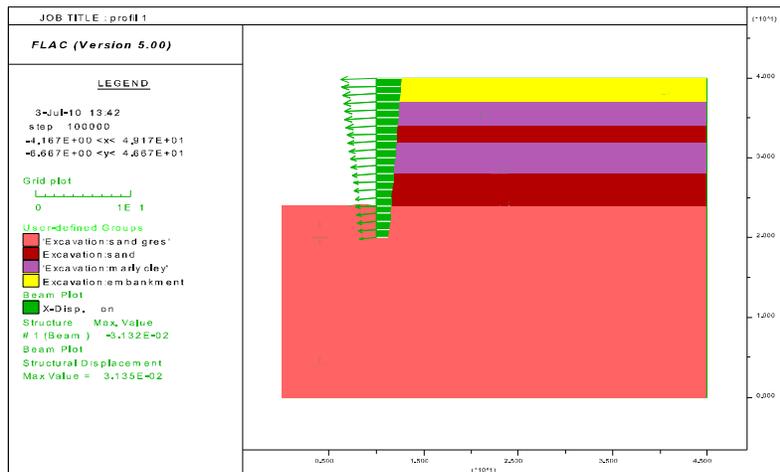


Fig.5. Déplacement horizontal de la paroi moulé de profil 1.

✿ Profil 2

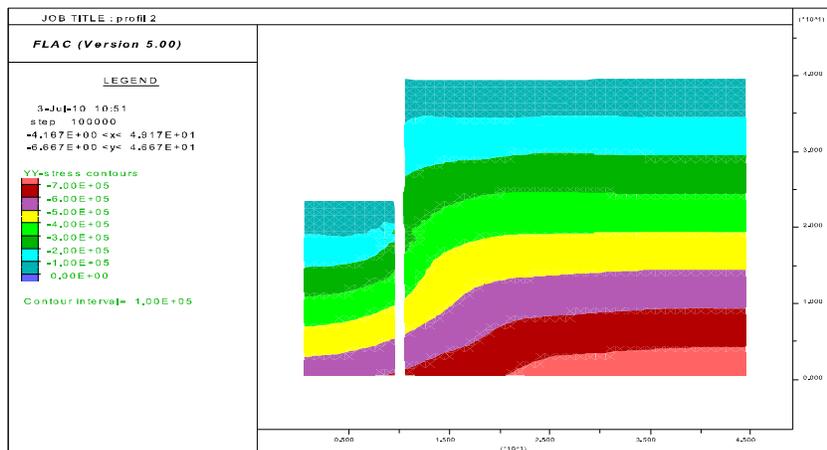


Fig.6. Les contraintes horizontales de profil 2.

Annexe 3 : les résultats de FLAC

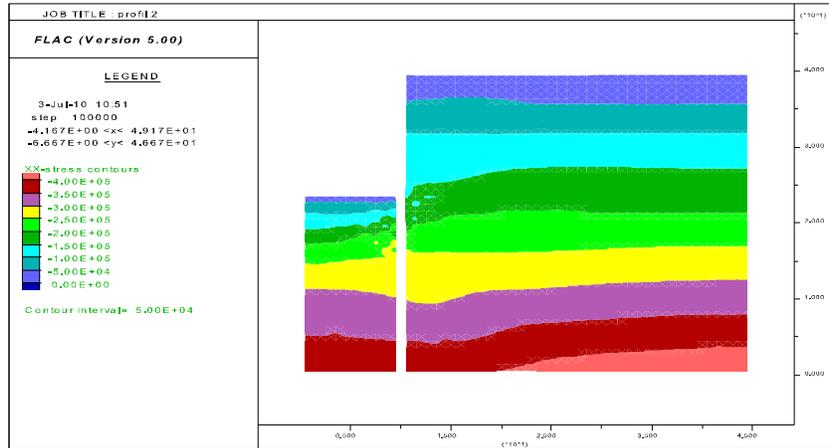


Fig.7.Les contraintes verticales de profil 2.

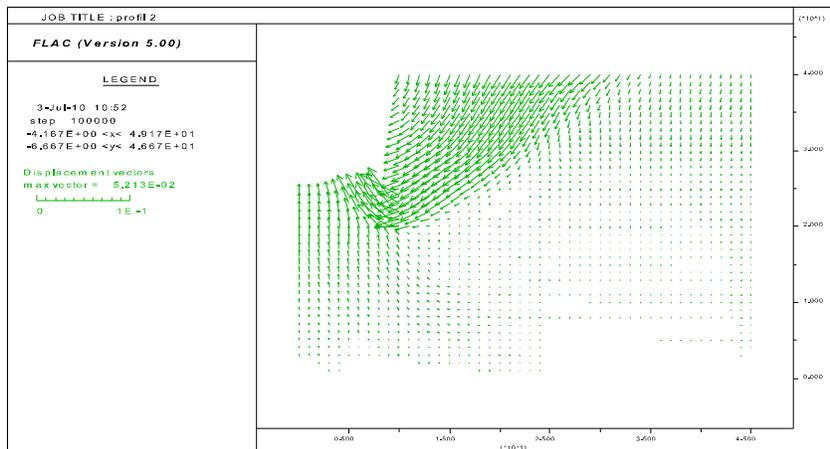


Fig.8.Vecteur déplacement dans le profil 2.

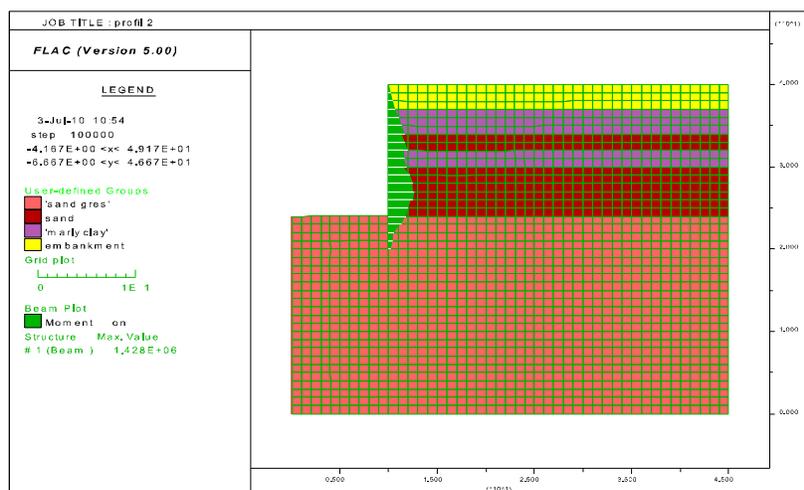


Fig.9.Moment fléchissant dans paroi moulé de profil 2.

Annexe 3 : les résultats de FLAC

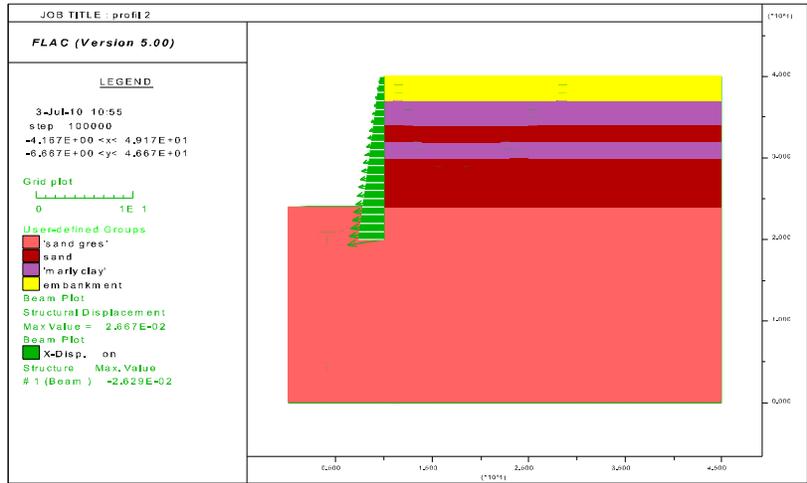


Fig.10. Déplacement horizontal de la paroi moulé de profil 2.

✪ Profil 3

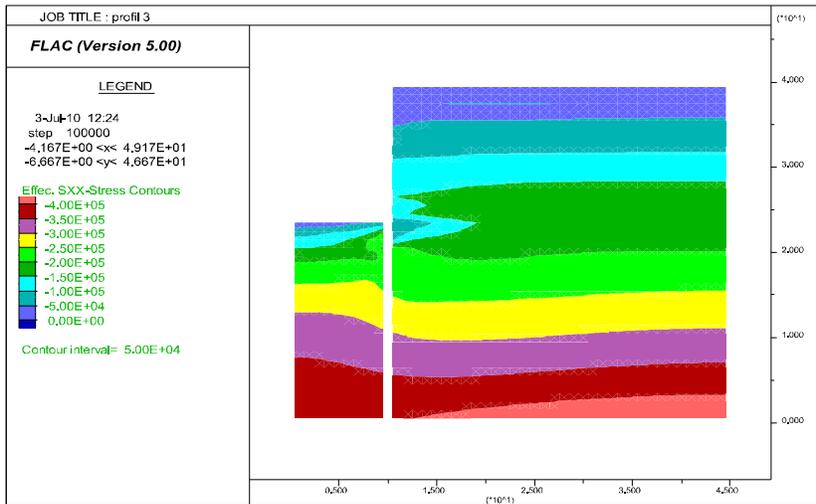


Fig.11. Les contraintes horizontales de profil 3.

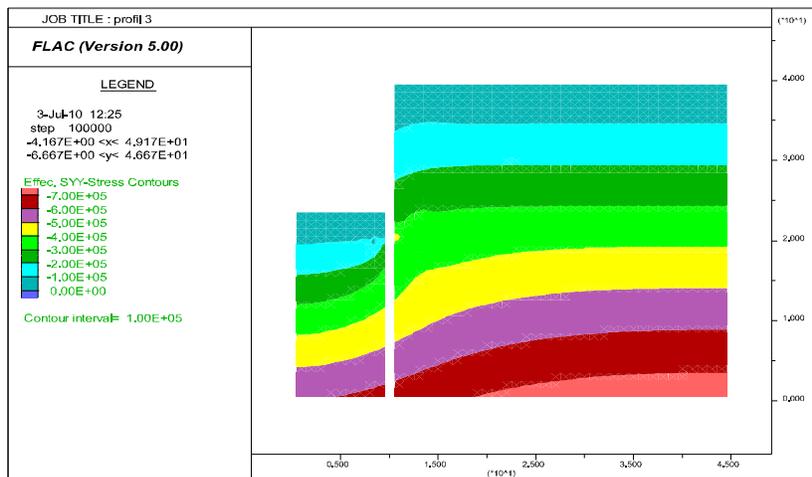


Fig.12. Les contraintes verticales de profil 3.

Annexe 3 : les résultats de FLAC

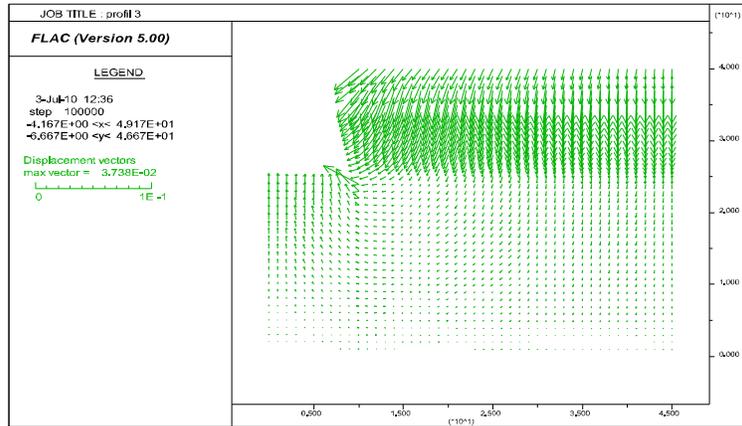


Fig.13. Vecteur déplacement dans le profil 3.

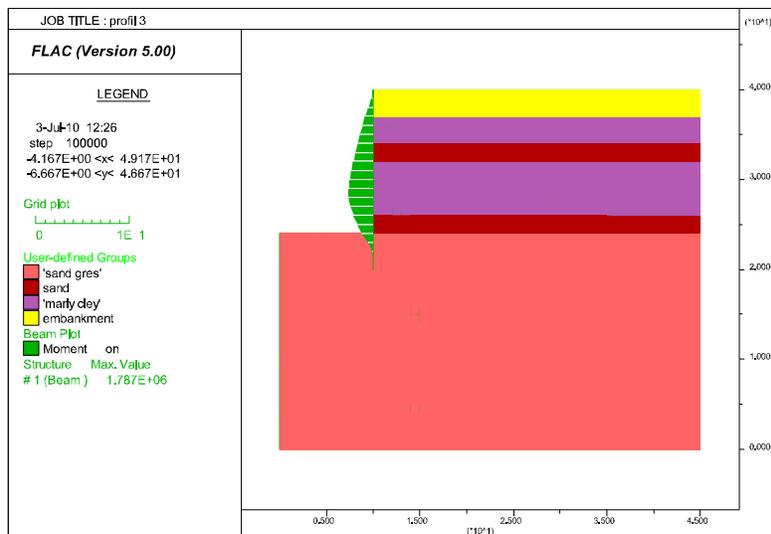


Fig.9. Moment fléchissant dans paroi moulé de profil 3.

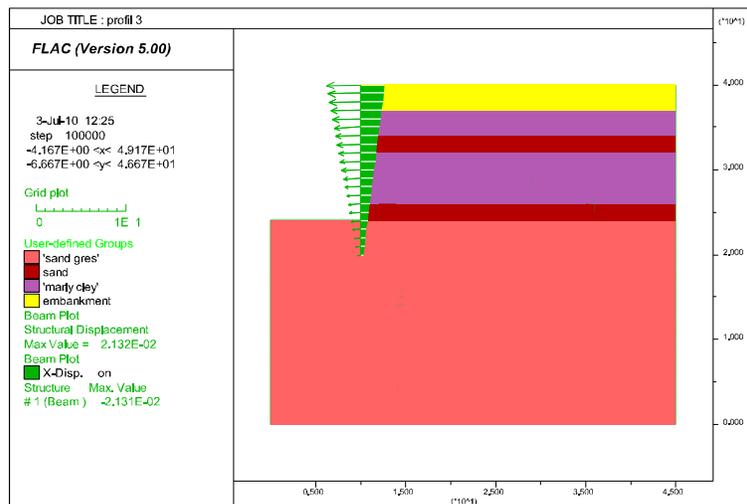


Fig.10. Déplacement horizontal de la paroi moulé de profil 3.