

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Laboratoire Géo matériaux Environnement et Aménagement
(LGEA)

MÉMOIRE DE MASTER

Option : géotechnique et environnement

Thème

Stabilité des pentes et méthodes de confortement

Présenté par

M^{elle} Diab Djefal Imane

Encadré par :

HAMZA ALI

Master 2 : Promotion 2010-2011

Remerciements

Je remercie en premier mon Dieu pour tout ce qu'il ma donner.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

Toute ma famille et mes amis qui m'ont soutenu.

En fin, mes sincères remerciement et gratitudes à tous mes enseignants, et en particulier mon promoteur ALI HAMZA

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter d'examiner mon travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A toute la famille, mon père, ma mère, et mes sœurs,

A tout les amis et proches et

A tous personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Introduction et principaux mouvements des terrains

I. 1. Introduction	1
I. 2. Description des glissements de terrain	2
I. 2. 1. Vitesse et durée des mouvements	2
I. 2. 1. 1. Les écroulements et les éboulements	2
I. 2. 1. 2. Les glissements	5
1. Les glissements de type rotationnel	6
2. Les glissements translationnels	6
3. Glissement rotationnel complexe.....	7
I. 2. 1. 3. Coulées boueuses et glissements coulés.....	9
I. 2. 1. 4. Le fluage	10
I. 2.2. Forme de la surface de rupture	11
I. 3. Pentes naturelles et talus artificiels	11
I. 4. Facteurs qui affectent la stabilité des talus.....	13
I. 5. Identification de danger de glissement	14
I. 5. 1. Documents de base	14
I. 5.2. Documentation des événements	14
I. 5. 3. Carte des phénomènes	15
I. 6. Conclusion	15

Chapitre II : La reconnaissance de site

II.1. Définition et objectif	16
II.2. Données nécessaires	16
II.3. Reconnaissances du site.....	17
II. 3.1. Collecte des informations préliminaires	18
II. 3. 2. Reconnaissance du site	18
II. 3. 3. Investigations et forages.....	18
II. 4. Reconnaissance géologique	19
II. 5. Reconnaissance géophysique	19
II. 5. 1. Prospection magnétiques	19
II. 5. 2. Prospection électrique	19
II. 5. 3. Prospection sismique	20
II. 5. 4. Prospection gravimétrique	21
II. 5. 5. Les diagraphies physiques.....	22
II.6. sondage mécaniques	22
II.7. Reconnaissance de la surface de glissement	23

II.7.1. Etude morphologique du terrain	23
II.7.2. L'Observation sur les carottes de sondages	24
II.7.3. Les mesures inclinométriques	24
II.7.4. Vecteurs de déplacements	25
II.7.5. Variation de la teneur en eau avec la profondeur	25
II.8. Détermination de la loi rhéologique	26
II.8.1. Essais de laboratoire	26
II.9 conditions aux limites hydrauliques	26
II. 10. Reconnaissances géotechniques	27
II. 10. 1. Les essais in situ	27
II. 10. 2. Les essais au laboratoire	31
II.11. Hydrogéologie	40
II.12. Caractéristiques de sol à prendre en compte dans l'analyse des talus	42
II.13. Conclusion	42

Chapitre III : Méthodes de calcul de stabilité

III. 1. Introduction.....	43
III. 2. Le principe d'équilibre limite	43
III. 3. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite	44
III. 4. Définition du coefficient de sécurité	45
III. 5. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité	46
III. 6. Glissement plan.....	47
III. 7. Présentation des méthodes classiques d'analyse de stabilité des pentes	48
III. 7. 1. Méthodes D'analyse globales	50
III. 7. 1. 1. Introduction.....	50
III. 7. 1. 2. Méthode de Taylor (méthode du cercle de frottement)	50
III. 7. 2. Méthodes par tranches	52
III. 7. 2. 1. Introduction.....	52
III. 7. 2. 2. Mise en équation du problème	53
III. 7. 2. 3. Hypothèses diverses utilisées dans la méthode des tranches	54
III.7.2.4. Méthodes faisant appel à des hypothèses sur la valeur des efforts Intertranches	54
III. 7. 2. 4.1. Méthode de Bishop généralisée.....	54
III. 7. 2. 4.2. Méthode simplifiées.....	56
a) Méthode de Bishop simplifiée.....	56
b) Méthode de Fellenius	56
III.7.2.5. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de pousse	57
III. 7. 2.5. 1. Méthodes exactes.....	57
III. 7.2. 5. 2. Méthodes approchées hypostatiques.....	57
a) Méthode de Jambu	57
b) Méthode de Jambu simplifiée.....	60
III.7.2.6. Méthodes faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts Intertranches	60
III. 7.2. 6. 1. Méthodes exactes.....	60

- Méthode de Spencer (1967)	60
III. 7.2. 6. 2. Méthodes approchées hypostatiques	62
III.7.2.7. Méthodes faisant des hypothèses sur la répartition des contraintes le long.....	62
de la ligne de glissement	62
III. 7.2. 7. 1. Méthodes des perturbations.....	63
III. 7. 3. effets de la pression interstitielle	66
III.8. Choix de la méthode calcul.....	75
III.9. Limites des méthodes de calcul	75
III.10. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte	76
III.11. Utilisation des programmes de calcul	76
III.12. Méthode des éléments finis (calcul en déformation).....	77
III.13. Comparaisons et conclusion sur les principales méthodes d'analyse de stabilité.....	77

Chapitre IV : Méthodes de confortement

IV. 1. Introduction.....	79
IV. 2. Causes d'instabilité des pentes	79
IV. 3. Méthodes de confortement des talus.....	80
IV. 3 .1. Terrassements	84
IV. 3 .1.1. Remblai de pied	84
IV. 3 .1.2. Allègement en tête	85
IV. 3 .1.3. Reprofilage	85
IV. 3 .1.4. Purge.....	86
IV. 3 .1.5. Substitution totale ou partielle	86
IV. 3 .2. Drainage.....	90
IV. 3 .2.1. Les causes de glissement	90
IV. 3 .2.2. Types de drainage.....	91
IV. 3 .2.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface	91
IV. 3 .2.2.2. Massifs drainants.....	92
IV. 3 .2.2.3. Drains et puits verticaux	93
IV. 3 .2.2.4. Les drains subhorizontaux	94
IV. 3 .2.2.5. Les galeries drainantes.....	95
IV. 3 .2.2.6. Les tranchées drainantes	96
IV. 3 .2.3. Domaine d'utilisation	97
IV. 3 .3. Introduction éléments résistants	98
IV. 3 .3.1. Ouvrages de soutènement	98
IV. 3 .3.2. Tirants d'ancrages	105
IV. 3 .3.3. Renforcement par inclusions.....	107
IV. 3 .3.3.1. Clouage	108
IV. 3 .3.3.2. Pieux et barrettes	110
IV. 3 .3.3.3. Murs en sols renforcés par des armatures souples et « extensibles ».....	111
IV. 3 .4. Cas des remblais sur sols mous.....	113
IV. 3 .5. Contrôle de l'érosion	116

Chapitre V : Pathologie d'instabilité des pentes et confortement

V.1. Introduction.....	119
V.2. Quelques cas pathologiques d'instabilité des pentes et confortement	119
Cas n°1 : Glissement de terrain et reconstruction de la chaussée (Bedjaia)	119
Cas n°2 : glissement de terrain sur la RN 26 A.....	122
Cas n°3 : Glissements de terrain dans la région d'Azzefoun	124
Cas n°4 : Centre d'Enfouissement Technique (CET) de Tizi Ouzou (oued Fali)	129
Cas n°5 Les problèmes rencontrés lors des grands terrassements (autoroute).....	135
V.3. Conclusion	142

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexe.

Liste des figures

Figure (I-1): Bloc diagramme d'un glissement de terrain	2
Figure (I-2): Chutes de pierres et de bloc.....	3
Figure (I-3): Un Eboulement	3
Figure (I-4): Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs	4
Figure (I-5) : un écroulement.	4
Figure (I-6) : un glissement	5
Figure (I-7-a): les deux types de glissement (rotationnel « A » et plan « B »)	6
Figure (I-7-b): les deux types de glissement (plan (a) et rotationnel (b)).	7
Figure (I-8): Glissement successifs emboîtés.....	7
Figure (I-9): Une coulée boueuse.	9
Figure (I – 10): le phénomène de fluage.	10
Figure (I – 11): rupture d'une pente naturelle	11
Figure (I – 12): rupture d'un talus artificiel.	11
Figure (I – 13): rupture d'un barrage en terre.....	12
Figure (I – 14): Relations temps/mouvement de plusieurs types de glissements de terrain.....	13
Figure (II-1) : Ensemble des paramètres régissant la stabilité.	17
Figure (II-2) : Prospection électrique par courant continu.....	20
Figure (II-3) : Rayons sismiques modèle 2 terrains.....	21
Figure (II-4) : Anomalie gravimétrique due à une cavité de 6m de diamètre.	22
Figure (II-5) : forme générale d'un glissement de type « landslide ».....	24
Figure (II-6) : schématisation d'un inclinomètre.....	25
Figure (II-7) : exemple de forage équipé en piézomètres	26
Figure (II-8) : Le dispositif général d'un pénétromètre standard (Carottier fendu)	28
Figure (II-9) : description générale de l'essai inclinométrique.	29
Figure (II-10) : Homogénéisation de la prise d'essai.....	32
Figure (II-11) : La coupelle de Casagrande.....	32
Figure (II-12): Pénétromètre à cône.....	33
Figure (II-13): Confection des rouleaux pour la limite de plasticité	34
Figure (II-14): Appareillage pour la limite de retrait	34
Figure (II-15) : Tamis à mailles carrées normalisées.....	35
Figure (II-16) : cellule triaxiale et un échantillon en cours de cisaillement.....	37
Figure (II-17) : Dispositif de l'essai de cisaillement a la boite.	37
Figure (II-18) : Dispositif oedométrique.....	38
Figure (II-19) : Courbe oedométrique.....	39
Figure (II-20) : Dispositif d'essai Proctor	40
Figure (II-21) : essai de perméabilité à charge constante et variable	41
Figure (III-1) : les efforts appliqués à un talus en état stable	44
Figure (III-2) : schéma des Facteurs influant la stabilité des talus.	46
Figure (III-3) : pente infinie de surface de rupture plane.	47
Figure (III-4) : les efforts appliqués à un talus.	48

Figure (III-5) : Répartition des contraintes.....	51
Figure (III-6) : des cercles de pied.....	51
Figure (III-7) : un cercle de flanc de talus.....	52
Figure (III-8) : un cercle à mi-pente.....	52
Figure (III-9) : Les efforts exerçant sur une tranche.....	53
Figure (III-10) : Méthode de Fellenius.....	57
Figure (III-11) : Méthode de Jambu.....	59
Figure (III-12) : Méthode de Spencer.....	61
Figure (III-13) : Méthode de perturbations.....	63
Figure (III-14) : Equilibre d'une tranche de talus en présence d'eau.....	68
Figure (III-15) : abaque des coefficients de méthode de Spencer.....	71
Figure (III-16) : schéma d'un Massif purement pulvérulent sans écoulement d'eau.....	73
Figure (III-17) : Massif purement pulvérulent avec écoulement d'eau parallèle à la surface topographique.....	74
Figure (III-18) : Orientation des échantillons par rapport à la surface de glissement.....	76
Figure (IV-1) : Phase terrassement pour stabilisation d'une pente.....	84
Figure (IV-2) : remblai en pied.....	85
Figure (IV-3) : Allègement en tête.....	85
Figure (IV-4) : adoucissement de la pente et Reprofilage.....	86
Figure (IV-5) : schéma de purge.....	86
Figure (IV-6) : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de marnay.....	87
Figure (IV-7) : substitution partielle.....	87
Figure (IV-8) : schéma des bèches, contreforts, masque et éperons.....	88
Figure (IV-9) : Stabilisation par contreforts du remblai au pk 2.4 de la déviation de nabringhen.....	89
Figure (IV-10) : Réalisation d'un masque.....	89
Figure (IV-11) : Dispositif de drainage superficielle.....	91
Figure (IV-12) : Eperon drainant.....	92
Figure (IV-13) : Masque drainant.....	92
Figure (IV-14) : Types d'éperons drainants.....	93
Figure (IV-15) : Réseaux de drains verticaux.....	94
Figure (IV-16) : Drains subhorizontaux ; Drainage du glissement de Châtel Guyon.....	95
Figure (IV-17) : Drains subhorizontaux ; Stabilisation de la RD 56 à Muret.....	95
Figure (IV-18) : Galerie drainante.....	96
Figure (IV – 19) : Tranchée drainante.....	97
Figure (IV – 20) : Rôle d'une paroi dans un barrage.....	100
Figure (IV – 21) : parois berlinoise.....	101
Figure (IV – 22) : Réalisation de rideaux de palplanches.....	101
Figure (IV – 23) : Constitution d'un mur en Terre Armée.....	102
Figure (IV – 24) : Mur gabion métallique.....	103
Figure (IV – 25) : Gabion synthétique.....	103
Figure (IV – 26) : Un mur caisson.....	104
Figure (IV – 27) : Exemple d'un mur poids.....	104

Figure (IV – 28): Dispositifs de drainage derrière un mur.....	105
Figure (IV – 29) : schéma d'un tirant d'ancrage.	106
Figure (IV – 30): Renforcement par tirants (voile ancré, poutres ancrées).....	107
Figure (IV-31) : Exemple de clouage d'un glissement.	108
Figure (IV-32) : Mur de soutènement en sol cloué.....	109
Figure (IV-33) : Phases d'exécution d'un mur en sol cloué.....	109
Figure (IV-34) : Site d'Aktéa (Grèce) Stabilisation par 80 pieux de 1m de diamètre.....	111
Figure (IV-35) : Procédé de renforcement de remblai par géotextiles.	112
Figure (IV-36) : Procédé de renforcement de remblai par pneus	113
Figure (IV-37) : Phases d'exécution des colonnes ballastées.	115
Figure (IV-38) : Colonne de sol traité à la chaux.	115
Figure (IV-39) : Renforcement d'un remblai par pieux et géosynthétiques.	116
Figure (IV-40) : Confortement de talus minéral.....	117
Figure (IV-41) : Confortement de talus végétalisé.	117
Figure (IV-42) : Banquettes.....	118
Figure (V-1) : La chaussée affectée par le glissement.....	119
Figure (V-2) : profil géotechnique.....	120
Figure (V-3) : profil du massif renforcé par géotextile.....	121
Figure (V-4) : Drainage du massif amont.	121
Figure (V-5) : Construction du remblai technique.....	122
Figure (V-6) : ouvrage achevé.....	122
Figure (V-7) : Présentation du glissement.....	122
Figure (V-8) : éperons drainants.....	123
Figure (V-9) : Ouvrage achevé.	123
Figure (V-10) : Présentation du glissement.....	124
Figure (V-11) : Les désordres au niveau de la route.....	124
Figure (V-12) : Affaissement des palplanches.	125
Figure (V-13) : Les deux rangées de palplanches et leur érosion	125
Figure (V-14) : Présentation des lieux	126
Figure (V-15) : Travaux de réalisation du mur en gabion.	126
Figure (V-16) : Réalisation d'un mur de soutènement en amont de l'hôpital	127
Figure (V-17) : Réalisation d'un mur de soutènement à gauche de la coopérative	127
Figure (V-18) : L'eau stagnante à l'aval du mur en gabion.	128
Figure (V-19) : L'érosion de la pente.	128
Figure (V-20) : Présentation des lieux.	129
Figure (V-21) : Les deux parties du centre de tri.....	129
Figure (V-22) : Système de drainage de la partie supérieure.	130
Figure (V-23) : Caniveaux à l'aval du mur en gabion et le point commun entre eux.	130
Figure (V-24) : Position de la route.	131
Figure (V-25) : Système de drainage en amont et en aval du mur de soutènement.	131
Figure (V-26) : Partie inférieure.	132
Figure (V-27) : Le CET.....	132
Figure (V-28) : Système de drainage au dessous de la plateforme du CET.....	133
Figure (V-29) : Cisaillement des caniveaux et arrachement des aciers.	134

Figure (V-30) : circulation des eaux dans les fissures.	134
Figure (V-31) : Eboulement et stagnation d'eau.	134
Figure (V-32) : Arrachement du géotextile.	135
Figure (V-33) : Dégradation de déblai RN16.	136
Figure (V-34) : Dégradation du remblai RN16	137
Figure (V-35) : Terrassement des pentes douces avec des risbermes.	138
Figure (V-36) : Travaux de terrassement au niveau du déblai D11.	138
Figure (V-37) : Travaux de terrassement autoroute Tanger-Port méd.	139
Figure (V-38) : Mise en place des matériaux drainant pour bêche d'ancrage.	140
Figure (V-39) : Déblai traité par clouage et béton projeté.	140
Figure (V-40) : Schéma des couches composantes du remblai	142

Liste des tableaux

Tableau (I-1): Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses.	5
Tableau (I - 2) : Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.	8
Tableau (I-3): Classification selon la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol).	9
Tableau (III-1) : F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage.	46
Tableau (IV-1) : différentes techniques de stabilisation des glissements de terrains	82
Tableau (IV-2) : grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain.	83
Tableau (IV-3) : classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée	99

introduction générale

Introduction générale

Les mouvements des terrains sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandus et souvent graves et leurs conséquences ne cessent d'être plus pénibles, entraînant des coûts et des désordres plus au moins importants.

Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon brusque, notamment lors des tremblements de terres, et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers, ces mouvements de terrains peuvent aussi être induits par les activités humaines dues aux terrassements et aux ouvertures des routes.

L'évaluation de stabilité des pentes l'un des problèmes rencontrés lors du déclenchement des mouvements des terrains, fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables comme les versants des régions montagneuses et côtières. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité, enfin adopter une solution de confortement pour stabiliser la pente.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité des pentes sous chargement statique. Le mémoire est divisé en cinq chapitres :

- Dans le premier chapitre, on a défini, en premier lieu, les différents types de rupture liés aux mouvements de terrain, en second lieu les principales causes des mouvements.
- Dans le deuxième chapitre, on a indiqué les divers moyens d'investigation et reconnaissance du site pour définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques, et donné les informations nécessaires pour l'étude de stabilité.
- le troisième chapitre décrit le calcul du coefficient de sécurité par différentes méthodes de calcul de stabilité des massifs de sol en pente.
- le quatrième chapitre comporte les différentes méthodes de confortement des pentes instables et renforcement des sols.
- Dans le cinquième chapitre, on a exposé des cas réels, des pathologies d'instabilité des pentes et les solutions de confortement prises en compte pour les stabiliser.

Le mémoire se termine par une conclusion générale résumant les résultats obtenus.

I. 1. Introduction

Dans de ce chapitre on défini en premier lieu les différents types de rupture liés aux mouvements de terrain selon leur vitesse (les écoulements, les coulées, le fluage et les glissements) et selon la morphologie de leur surface de rupture et d'envisager en second lieu les principales causes qui peuvent mobiliser ces mouvements et de citer en dernier lieu les différentes informations nécessaires pour identifier le type probable.

Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements ou encore de coulées boueuses, on est cependant toujours en présence du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sols déstabilisés sous l'effet de sollicitations naturelles (forte pluie, cycle gel/dégel, séisme, fonte des neiges...) ou anthropiques (terrassment, déboisement...).

Ces différents phénomènes évoluent irrégulièrement dans le temps, passant de phases d'évolution lentes à des phases d'accélération parfois brutales à l'origine de catastrophes plus ou moins graves.

La vitesse de déplacement des différents phénomènes permet de distinguer deux grands ensembles de mouvements de terrain: les mouvements lents et continus pour lesquels la déformation est progressive, parfois accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale, Il s'agit des phénomènes de fluage et des glissements. Les mouvements rapides et discontinus, eux-mêmes divisés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux : en masse lorsqu'il s'agit de matériaux rigides, ou à l'état remanié quand il s'agit de matériaux meuble, Ce sont les chutes de pierres et de blocs, les éboulements, les coulées boueuses.

I. 2. Description des glissements de terrain

Un glissement de terrain est défini comme un déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. 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.

Il existe de nombreuses classifications des glissements de terrain basées sur différents critères (nature de terrain, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie de la surface de rupture, cause de la rupture...). Nous décrivons que celles basées sur la cinématique du mouvement et la morphologie de la surface de rupture.

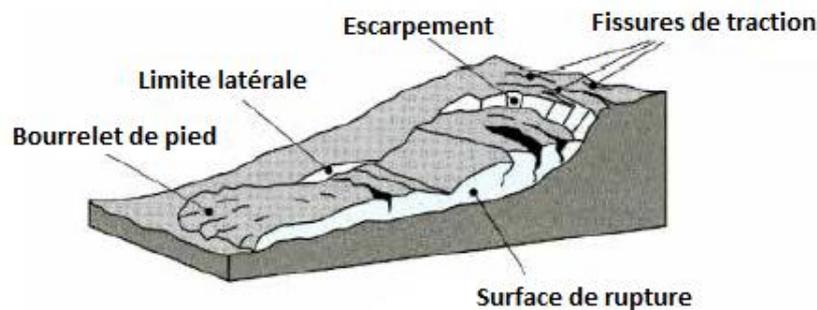


Figure (I-1): Bloc diagramme d'un glissement de terrain.

I. 2. 1. Vitesse et durée des mouvements

L'évolution dans le temps d'un glissement de terrain peut conduire à distinguer 4 familles qui se différencient par la brutalité du phénomène :

- les écroulements.
- les glissements.
- les fluages.
- les coulées.

I. 2. 1. 1. Les écroulements et les éboulements

Les éboulements au sens large (phénomènes de chute) sont des mouvements rapides de masses. Le matériel éboulé, qui s'est détaché du massif rocheux selon des surfaces de discontinuité (pendage, schistosité, fissures ou fractures), parcourt la plus grande partie de son déplacement dans l'air. Ces phénomènes peuvent être classés en trois catégories: chutes de pierres et de blocs, éboulements et écroulements.

a- Chutes de pierres et de blocs

Les chutes de pierres et de blocs sont caractérisées par la chute sporadique de blocs plus ou moins isolés (pierre: $\varnothing < 50\text{cm}$; bloc: $\varnothing > 50\text{cm}$). Ce processus, répété ou soumis à des pointes saisonnières, caractérise la désagrégation continue d'une falaise rocheuse, déterminée par ses conditions géologiques, son exposition et son altération.



Figure (I-2): Chutes de pierres et de blocs.

Les vitesses de chute vont généralement de 5 à 30 m/s, dans les pentes dont l'inclinaison est inférieure à 30° environ, les pierres et les blocs en mouvement tendent en général à s'arrêter. La forêt joue un rôle très important, par le fait que l'énergie cinétique de la plupart des blocs est fortement réduite par leurs chocs contre les arbres. L'estimation du volume des matériaux rocheux qui présente un danger potentiel de chute n'est possible qu'au moyen d'études détaillées de la roche.

b- Eboulement

Lors d'un éboulement, un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins rapidement, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000 m³ par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

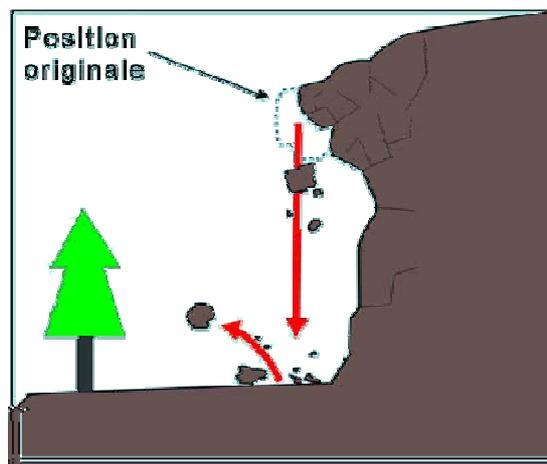


Figure (I-3): Un Eboulement.

Le mode de rupture au sein du massif a en général peu d'influence sur le déroulement de l'événement. Les vitesses de transport se situent principalement entre 10 et 40m/s.



Figure (I-4): Liaison entre les éboulements et les chutes de blocs

c- Ecoulement

Lors d'un écoulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m³) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée.

Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées de plus de 40m/s et de très grandes distances de transport pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres. Compte tenu des grands volumes concernés, les écoulements peuvent modifier le paysage de façon durable. Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues; en cas de rupture catastrophique du barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval.



Figure (I-5) : Un écoulement.

Le tableau ci-dessous résume les principales caractéristiques qui nous permettent de différencier entre ces phénomènes.

Chute de pierres	$\varnothing < 50\text{cm}$
Chute de blocs	$\varnothing > 50\text{cm}$
Eboulement	
Volume	100 – 100000m ³
Vitesse	10 – 40m/s
Ecrolement	
Volume	> 1 million .m ³
Vitesse	> 40m/s

Tableau (I-1): Classification selon la taille des composants, les volumes et les vitesses.

I. 2. 1. 2. Les glissements

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes, étonnamment diversifiées.

Il est important de préciser que la masse ne se déplace pas en un seul bloc, mais qu'il existe souvent des volumes se déplaçant à des vitesses différentes ; ces volumes sont limités par des fissures en général visibles en surface.



Figure (I-6) : Un glissement.

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des argiles. En simplifiant on distingue trois types de glissements.

En considérant la longueur du glissement **L** et son épaisseur **D**. Hutchinson et Skempton (1969) sont parvenus à définir un critère pour différencier les deux types de glissements :

- Si $D/L < 0.15$, le glissement de translation prédomine.
- Si $0.15 < D/L < 0.35$ on considère que la rupture à lieu par rotation.

1. Les glissements de type rotationnel

Sont en général de volume limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. Dans une coupe verticale, la surface de glissement est **circulaire**. En règle générale, le mécanisme du glissement ne provoque qu'un faible remaniement interne du matériel glissé.

Des dépressions avec crevasses ouvertes et des fissures de traction sont souvent visibles dans la moitié supérieure du glissement, alors que la masse glissée tend à s'étaler et à se désagréger au front du glissement, où peuvent se former des écoulements de boue (couléés de terre) en cas de saturation en eau de la masse.

2. Les glissements translationnels

Lors de glissements translationnels, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

L'épaisseur des masses en mouvement atteint fréquemment plusieurs dizaines de mètres. Les schistes, marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement.

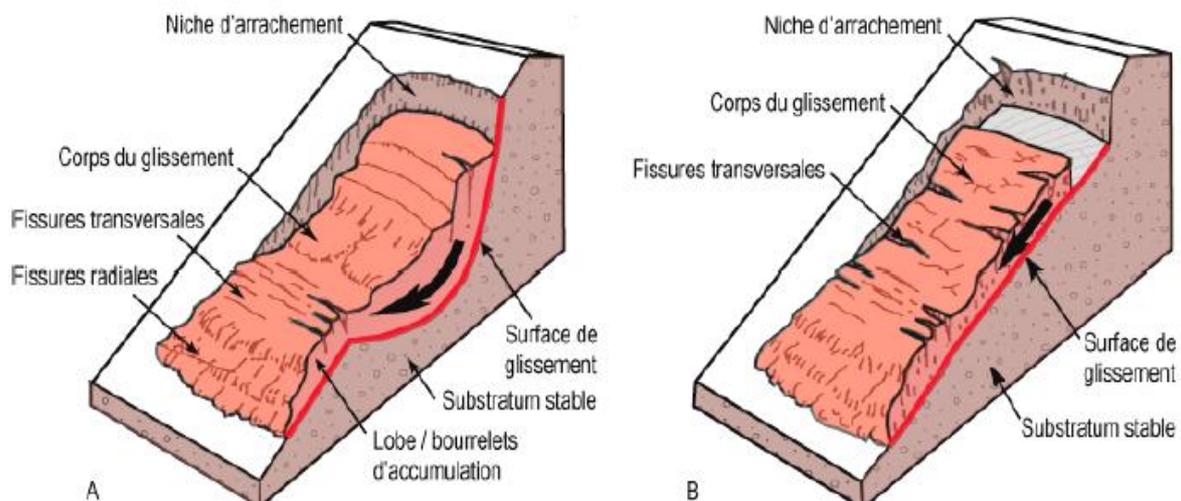


Figure (I-7-a): Les deux types de glissement (rotationnel « A » et plan « B »).

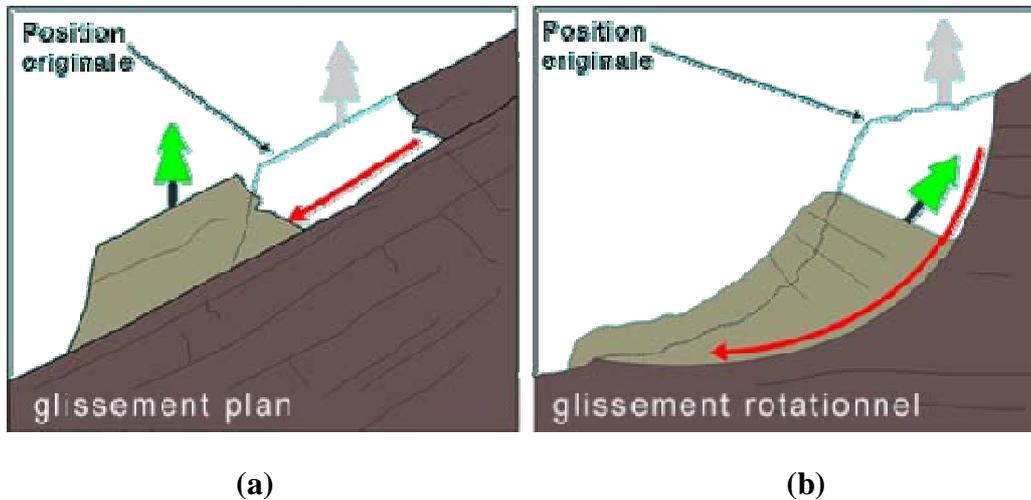


Figure (I-7-b): Les deux types de glissement (plan (a) et rotationnel (b)).

3. Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

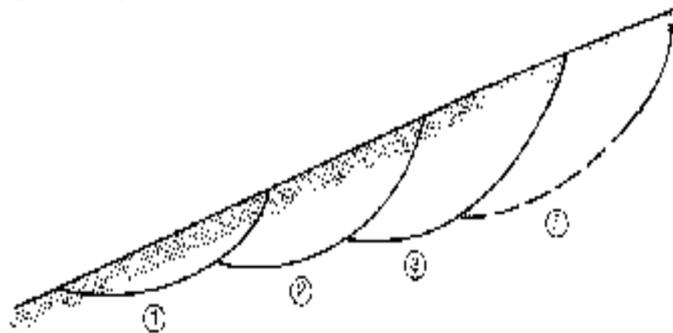


Figure (I-8): Glissement successifs emboîtés.

En ce qui concerne la vitesse de ces mouvements on peut donner le schéma suivant :

La phrase 1 correspond à des mouvements à vitesse pratiquement constante, en général faible (quelques mm/an à quelques cm/an) qui peuvent durer très longtemps (10 à 50 ans). C'est le cas pour de nombreuses pentes proches de la limite de stabilité et où des mesures précises montrent qu'il existe en fait de tels mouvements. Ces mouvements se traduisent par des désordres sur les ouvrages ou les habitations, mais tant que le comportement reste identique il n'y a pas danger imminent de catastrophe.

La phase 2 pourrait être considérée comme une variante de la phase 1. Lorsque les mouvements ont globalement une vitesse constante, mais avec les variations du niveau d'eau dans le terrain. On peut dire que ce type de mouvement est vraisemblablement le plus commun. Les vitesses moyennes sont très variables (de 1 cm à 50 cm/an). Cette phase peut durer des siècles.

La phase 3 est une phase d'accélération continue menant à la rupture (grande vitesse), sa durée est limitée (quelques jours à 2 ou 3 mois).

La phase 4 est celle des mouvements rapides catastrophiques au cours de laquelle il se produit un réajustement des masses conduisant à un nouvel état d'équilibre, en général plus stable que le précédent. Cependant on n'est pas à l'abri de reprise de mouvements ultérieurs.

Les étapes décrites ne surviennent pas obligatoirement les unes près les autres. On peut avoir plusieurs cycles successifs dans l'histoire d'un glissement lorsque certaines conditions se modifient dans le temps.

- **Vitesse moyenne de mouvement des glissements**

La vitesse moyenne de mouvement des glissements atteint le plus souvent quelques millimètres par an pour un glissement substabilisé, très lent, et quelques centimètres à quelques décimètres par an pour un glissement actif.

Il existe quelques cas exceptionnels où le glissement peut être bien plus rapide et où la masse en mouvement, sans perdre sa compacité, peut atteindre plusieurs décimètres par jour. Exceptionnellement, des mouvements très rapides peuvent se produire.

Glissement	Vitesse de glissement
substabilisé, très lent	0 – 2 cm /an
peu actif, lent	2 – 10 cm /an
actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm /an

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

- **Classification**

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (comme mesure de leur activité). Lors de l'évaluation du danger potentiel que représente un glissement, on ne doit pas seulement considérer le volume ou la vitesse du glissement.

Il faut aussi tenir compte des mouvements différentiels qui se manifestent et qui peuvent conduire au basculement des bâtiments ou à la formation de fissures. Les glissements peuvent aussi se transformer en glissements coulée (coulées de terre) et atteindre des zones très étendues.

Glissement	Surface de glissement
superficiel	0 – 2m
semi profond	2 – 10m
profond	>10m

Tableau (I-3): Classification selon la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol).

I. 2. 1. 3. Coulées boueuses et glissements coulés

Les coulées de boue désignent tous les mouvements de sols ou formations superficielles, en relation directe avec le franchissement des limites de liquidité. Les coulées concernent des matériaux meubles généralement saturés, comme des formations argileuses, ou à granulométrie très fine, (argilite normalement consolidée à surconsolidée, marnes, schiste argileux...) fissurées et saturées à plasticité moyenne.

Les coulées boueuses se caractérisent par une déformation et un écoulement de type visco-plastique ou fluide de forte intensité. Elles constituent le type de glissement le plus liquide.

Leurs vitesses d'avancement sont très irrégulières : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques. La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles. Ces valeurs dépendent en général de la pluviométrie, la coulée se caractérise donc par des mouvements saisonniers. Dans les régions montagneuses, elles sont souvent provoquées par des pluies torrentielles, elles peuvent atteindre une vitesse de 90 km/h.

Les coulées se caractérisent par des formes allongées (L/D grand) sur des pentes même faibles ; certaines atteignent plusieurs kilomètres de long. Les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs millions de m³.



Figure (I-9): Une coulée boueuse.

Une coulée active présente, comme un glissement, une morphologie particulière qui peut se décomposer en trois grandes parties :

1. une zone source : zone en forme de cuvette.
2. une zone de transition : chenal, limité par des levées latérales, assez long ou lobé, et alimenté par la zone source où transite les matériaux mobilisés.
3. une zone d'accumulation ou lobe : zone de faible pente où les matériaux ont tendance à s'accumuler.

Cette situation est parfois, encore plus marquée, puisque les matériaux du glissement, en cours de progression, deviennent à l'aval des matériaux sources pour la génération d'une coulée de boue. Pour ce type d'événement, on parle de **glissement coulée**.

Les coulées boueuses se comportent donc, d'un point de vue rhéologique, comme un fluide à seuil, c'est-à-dire un fluide qui a besoin d'une sollicitation en cisaillement minimum pour s'écouler.

I. 2. 1. 4. Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués contrairement au glissement ; en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. La figure (figure I-10) montre le mécanisme du phénomène de fluage.

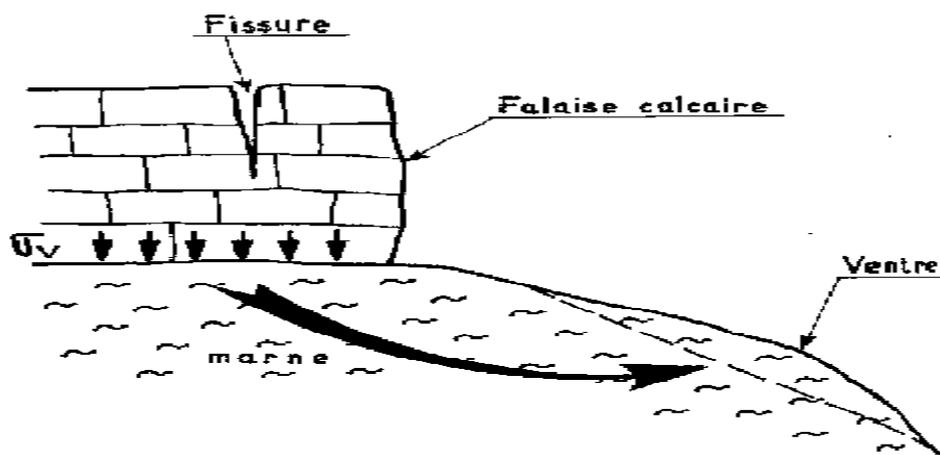


Figure (I – 10): Le phénomène de fluage.

Un cas spécial de fluage est la *solifluxion*. C'est un phénomène des sols en surface sur des pentes très faibles, il est la conséquence des climats périglaciaires. Lors l'alternance gel/dégel la teneur en eau du matériau croît superficiellement et les mouvements s'accélèrent.

I. 2. 2. Forme de la surface de rupture

La forme des surfaces de rupture dépend beaucoup des caractéristiques du matériau. Dans les terrains plutôt rocheux, les surfaces de glissement seront liées aux surfaces de discontinuité, dans des terrains plus meubles et homogènes, les surfaces de rupture seront grossièrement des cercles en deux dimensions ou des ellipsoïdes en trois dimensions.

Dans des terrains hétérogènes, les surfaces de rupture pourront être une combinaison de surfaces circulaires et planaires, mais cela pourra être une forme quelconque. La surface de rupture, d'une manière générale, passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles.

I. 3. Pentés naturelles et talus artificiels

Comme nous pouvons classer les types de rupture en deux groupes ; ceux associés aux pentes naturelles et ceux des talus artificiels :

- *Pentes naturelles* :

Ce sont des talus peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités en glissement, écoulement, coulée boueuses et éboulement.

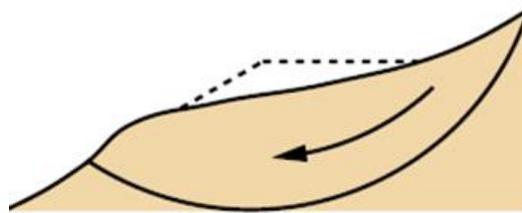


Figure (I – 11): Rupture d'une pente naturelle.

- *Talus artificiels* :

Ils sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

1. talus en déblai.
2. talus en remblai sur sol non compressible.
3. talus en remblai sur sol compressible.
4. digues et barrages en terre.

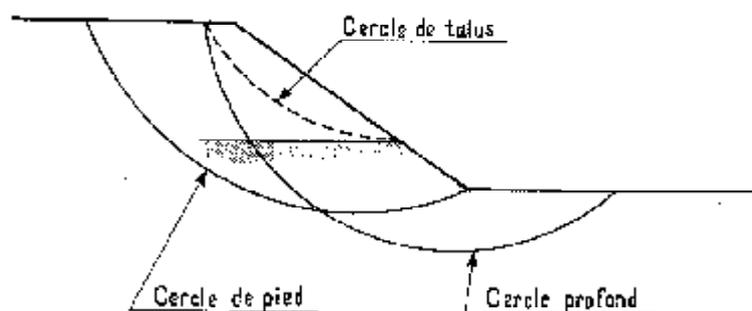


Figure (I – 12): Rupture d'un talus artificiel.

Pour chaque type, on peut identifier certains modes de rupture, ils sont distingués ci-dessous :

∅ Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires. On distingue:

- les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante.
- les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages).
- les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

∅ Talus en remblais sur sols compressibles

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux.

∅ Diguees et barrages en terre

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

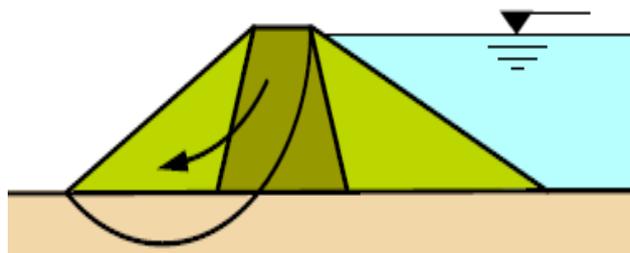


Figure (I – 13): Rupture d'un barrage en terre.

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité F_s le long des cercles de glissement supposés :

- ∅ pendant la construction et peu après la construction.
- ∅ lorsque le barrage vient d'être rempli.
- ∅ lors d'une vidange rapide.

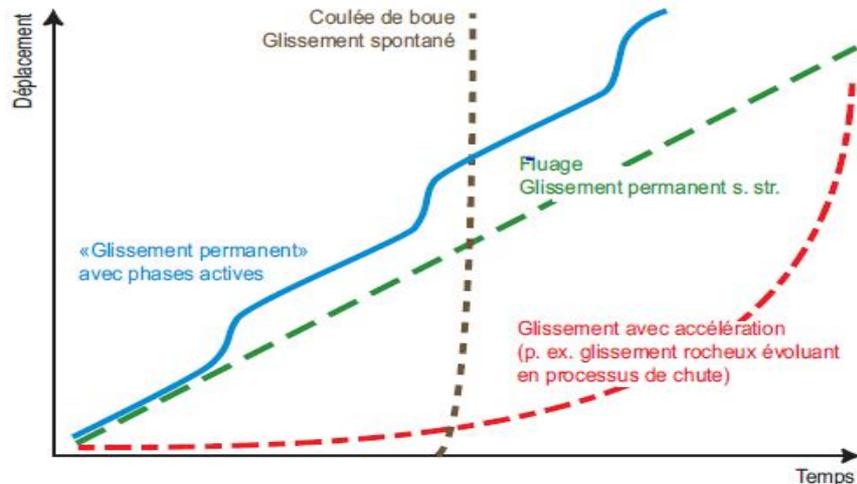


Figure (I – 14): Relations temps/mouvement de plusieurs types de glissements de terrain.

I. 4. Facteurs qui affectent la stabilité des talus

I. 4. 1. Les facteurs géométriques

Les facteurs géométriques ont une influence sur la stabilité des talus, soit ils augmentent ou ils diminuent le risque de glissement, citons quelques paramètres qui sont liés directement à la géométrie du talus.

- la dénivellation et l'inclinaison.

I. 4. 2. Les facteurs géologiques

Les principaux facteurs géologiques qui affectent la stabilité des talus sont :

- la nature des matériaux formant le talus.
- la discontinuité dans la formation des couches, le pendage des couches et la direction du pendage.
- les fissurations des substratums qui sont dues aux mouvements des plaques tectoniques.

I. 4. 3. Les facteurs climatiques

Les principaux facteurs climatiques sont :

- l'altération qui est due aux changements climatiques brusques. La température élevée, la pluie, le vent...etc.
- l'augmentation des pressions interstitielles par infiltration d'eau.
- l'accumulation des précipitations qui fragilisent les substratums.
- l'intensité des orages. Prenant l'exemple des eaux de pluie qui vont s'infiltrer dans le sol engendreront l'augmentation du niveau de la nappe. L'augmentation du niveau de la nappe induira une augmentation de la contrainte de cisaillement dans le sol qui provoquera le glissement de terrain.

I. 5. Identification de danger de glissement

L'identification des dangers dus aux mouvements de terrain repose sur une documentation objective de diverses observations et mesures impliquant un danger donné. Il faut s'assurer de prendre en compte les différentes observations sur le site ainsi que les relevés inclinométriques en essayant de bien les interpréter.

I. 5. 1. Documents de base

a- Cartes topographiques

La carte topographique est le document de base pour toute analyse de stabilité. Elle contient nombre d'informations pertinentes pour l'identification des dangers sous forme de symboles, de signes et d'autres éléments graphiques. Ainsi, par exemple, la morphologie des zones en glissement est souvent visible par le bombement des courbes de niveau; des symboles de blocs éboulés au pied d'une falaise peuvent laisser présager une production notable d'éboulis.

Le levé topographique se fait à l'échelle locale directement sur la zone concernée par le glissement, nous permet de bien tracer le profil en travers du site et de bien décrire les différentes couches des sols ainsi que leurs caractéristiques physico - mécaniques pris en compte pour l'évaluation de la stabilité du site.

b- Cartes géologiques

La carte géologique donne des renseignements utiles sur la lithologie, sur l'agencement structural (orientation et pendage des couches et des discontinuités) et sur la couverture quaternaire (éboulis ou glissement de terrain, par exemple).

Elle donne encore des indications sur les circulations d'eau souterraine en milieu poreux et fissuré. Sur la base de ces données cartographiques, on peut reconstituer la structure tridimensionnelle des unités géologiques et évaluer le contexte de formation de possibles mouvements de terrain.

Les différents phénomènes d'instabilité de pente, comme les glissements ou les éboulements généralisés sont représentés en général sur une carte géologique au 1:25000 par leur périmètre. Il n'est pas fait mention de l'intensité ou de la fréquence de ces divers phénomènes. Ces informations permettent toutefois de localiser les zones sensibles aux mouvements de terrain.

I. 5.2. Documentation des événements

La documentation des événements correspond à une liste d'événements observés, cette documentation comprend des données descriptives sur les processus déterminants, les dommages constatés, la zone affectée, les facteurs déclenchants (en particulier les conditions météorologiques), de même que d'autres données concernant le déroulement de l'événement.

La description d'un événement peut être faite avec plus ou moins de détails selon son importance et selon les dommages causés. La documentation détaillée des événements doit en outre répondre aux questions: «Comment l'événement en cause s'est-il déroulé?» et «Pourquoi y a-t-il eu des dégâts?». Elle joue un grand rôle lors de phénomènes ayant des effets considérables et devrait être bien étayée.

I. 5. 3. Carte des phénomènes

La carte des phénomènes et le texte qui l'accompagne recensent les signes et indicateurs observés sur le terrain et procède à leur interprétation objective. Elle représente les phénomènes liés à des processus dangereux et décrit les secteurs exposés indépendamment du degré de danger.

L'analyse de terrain contribue à l'établissement de la carte des phénomènes; elle est un complément important de la documentation de l'événement et sert à la reconnaissance et à l'estimation des types de danger possibles (configuration, mécanisme de déclenchement, genre d'effets). Le relevé de terrain s'appuie d'une part sur l'observation et l'interprétation des formes du terrain (p.ex. les endroits critiques), sur les propriétés structurales et géo- mécaniques des surfaces de discontinuité dans la zone de départ des processus d'éboulement, et d'autre part sur des informations relevés sur place , (p.ex. blocs éboulés) résultant des événements dangereux antérieurs et actuels.

Elle permet aussi de tirer au clair les causes, les probabilités d'occurrence et d'autres facteurs importants ou symptômes concomitants relatifs aux événements qui se sont produits.

Afin de cartographier les dangers de manière précise, il est essentiel de connaître à fond l'état passé et actuel du terrain et d'évaluer quelle peut être son évolution possible.

Dans le cas des phénomènes de falaise (éboulement et écroulement), la simple représentation des dépôts récents observés au pied des parois rocheuses ne suffit pas.

L'évaluation des aléas (dangers potentiels) et des mécanismes de déclenchement possibles dans la zone de provenance est alors indispensable. Cette étude comprend la détermination de l'agencement structural des couches et des principales discontinuités, du degré d'altération de la falaise, ainsi que du volume probable des compartiments instables et de la taille des blocs. Ces caractéristiques peuvent être synthétisées dans une «carte des aléas».

I. 6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissements qui existent dans la nature. Le traitement et l'étude de ces différents cas, nécessite quelques documentations à savoir les cartes: topographiques, géologiques, hydrogéologique, en vue de procéder à une étude détaillée du site instable.

II. 1. Définition et objectif

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyse de la stabilité il nous semble judicieux d'indiquer les divers moyens d'investigations. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte. C'est une étude in situ et en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des terrains en place.

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

Il y a sommairement, deux catégories de moyens de reconnaissances qui complètent les investigations géologiques de surface :

- Les méthodes d'observation du terrain, soit en place, soit à l'aide d'échantillons (prolongement en profondeur de la géologie de surface) : puits, tranchées, sondages...
- Les méthodes de mesure in situ basées sur la mesure d'une propriété physique du terrain, dont font parti les essais géophysiques.

II. 2. Données nécessaires

Pour résoudre pratiquement les problèmes de glissements de terrain, nous suivons la logique de la mécanique des milieux continus, laquelle nous indique ce que nous avons à connaître (Devareux, 1970).

1. Les lois rhéologiques propres à chaque corps, c'est-à-dire les propriétés mécaniques des matériaux (essentiellement sur la surface de glissement).
2. Les conditions aux limites :
 - Géométriques.
 - de contraintes.
 - Hydraulique.

Compte tenu des hétérogénéités du sol, cela peut se traduire par :

1. La géométrie des zones que l'on peut considérer comme homogènes sur le plan mécanique. C'est le problème de la reconnaissance géologique.
2. La géométrie de la surface de glissement.
3. Les lois rhéologiques des différents des différents matériaux.
4. La répartition des pressions interstitielles sur la surface de glissement.

Si toutes ces relations (figure II.1) sont connues, la résolution du problème n'est plus qu'une question de calcul et l'analyse de l'équilibre est possible. En général certaines de ces données manquent : en particulier la loi rhéologique n'est connue que sur la surface de glissement (lorsque cette dernière est connue) et la répartition des contraintes à l'intérieur du massif n'est pas définie.

Ce n'est qu'en formulant des hypothèses sur l'état des contraintes dans le massif, en particulier sur les zones de rupture, que l'on peut mener à bien les calculs de stabilité. C'est ce qui différencie les méthodes de calcul.

Û Reconnaissance des zones homogènes sur le plan des propriétés mécaniques

Le but est de :

- Connaître la répartition géométrique des zones de mêmes propriétés mécaniques.
- Obtenir des indications sur la nature du substratum, ses hétérogénéités, la présence de failles.
- Obtenir des indications sur la nature et l'épaisseur des terrains de couverture.

On utilise les observations géologiques, la prospection géophysique, les sondages pour cela.

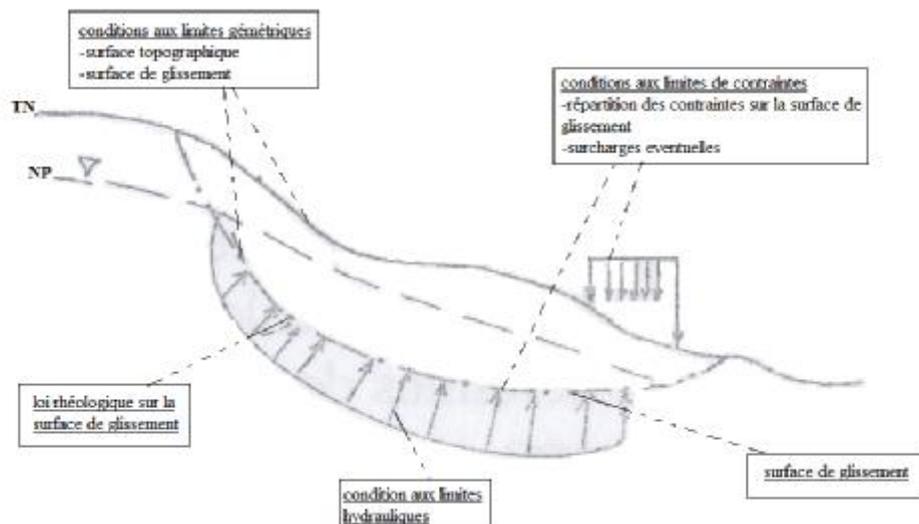


Figure (II-1) : Ensemble des paramètres régissant la stabilité.

II. 3. Reconnaissances du site

Trois étapes sont souvent indispensables dans une campagne de reconnaissance :

- 1 - Collecte des informations préliminaires ;
- 2 - Reconnaissance du site ;
- 3 - Investigations et forages.

II. 3. 1. Collecte des informations préliminaires

Il est important de débiter par une récolte des informations disponibles sur le site ainsi que sur le type de structure à bâtir et de son utilité.

Il est généralement possible de recueillir des informations à l'aide de :

- 1- Cartographie (cartes géologiques) des dépôts meubles et du roc.
- 2- Cartes topographiques (nature du terrain relief).
- 3- Études géotechniques effectuées dans le voisinage.

II. 3. 2. Reconnaissance du site

L'ingénieur doit toujours effectuer une visite visuelle du site pour pouvoir se faire une meilleure idée sur sa nature :

1. Type de végétation dans le site (peut donner d'excellentes indications).
2. La topographie générale du site et la possible existence de fossés de drainage, l'existence de débris ou de matériaux quelconques.
3. Type de constructions avoisinantes et l'existence de problèmes (fissures dans les murs, tassements ou autres problèmes).
4. Le niveau de la nappe d'eau qui peut être déterminé en regardant au voisinage.
5. Stratigraphie du sol à partir de tranches profondes effectuées pour la construction d'une route ou d'un chemin de fer avoisinant.
6. Présence de roche ou d'affleurement rocheux dans les environs, peut indiquer la faible profondeur du socle rocheux.

II. 3. 3. Investigations et forages

II. 3. 3. 1. Profondeurs des forages

À l'étape de l'exploration et de la reconnaissance il faut planifier :

- Le nombre de forages.
- Les profondeurs des forages.
- Le type d'essais à effectuer soit sur le site ou au laboratoire.
- Le nombre d'échantillons nécessaires.

II. 3. 3. 2. Nombre de forages

Le nombre de forages dépend :

- Nature du terrain.
- Dimensions du site.
- Coût du projet.

II. 4. Reconnaissance géologique

La connaissance de la nature géologique des terrains rencontrés est naturellement essentielle et il n'est pas possible de faire une étude de stabilité correcte sans une étude géologique approfondie au préalable. C'est le travail de base qui permet ensuite une implantation efficace des sondages et des essais géotechniques à réaliser.

C'est une identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes, donne des précisions immédiates sur les sous-couches.

Une description lithologique devra-t-elle faire apparaître les points essentiels tels que l'alternance de bancs durs et tendres ou la présence de niveaux altérés et argileux au sein d'une masse rocheuse compact, plutôt que de s'attarder à une interprétation stratigraphique superflue. Le géologue fait des hypothèses de travail à partir desquelles on élabore le programme de reconnaissance pour confirmer ou infirmer.

II. 5. Reconnaissance géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysiques sont approchées mais permettent d'intéresser des zones étendues, le principe est de mesurer diverses caractéristiques physiques des terrains à partir de la surface. Elles permettent de déterminer la nature des couches profondes et en utilisant par exemple leurs caractéristiques, en général on doit utiliser plusieurs méthodes permettant des recoupements.

II. 5. 1. Prospection magnétiques

Le magnétisme est peu utilisé pour la reconnaissance en géotechnique. Cette méthode est fondée sur la détection d'anomalies du champ magnétique terrestre. La seule application constatée en génie civil est la recherche d'objets enfouis contenant beaucoup de fer. Concernant l'étude des anciennes décharges, les méthodes électromagnétiques du type dipôle - dipôle sont faciles d'emploi et très efficaces pour détecter les métaux mais la technique magnétique fondée sur la mesure d'un gradient vertical du champ magnétique est très légère et conduit à une excellente résolution lors de la détection.

II. 5. 2. Prospection électrique

Cette technique consiste à mesurer les propriétés mécaniques du substratum rocheux et du sol superficiel afin de déterminer l'épaisseur de la couche de sol de surface ou la couche altérée, la quantité d'eau contenue dans le sol. Elle permette de déterminer la répartition des matériaux dans le sol par l'intermédiaire de leur résistivité.

Le principe de cette méthode consiste à faire circuler un courant électrique dans le sol et mesurer la résistance spécifique du sol, cette résistance est influencée par plusieurs facteurs tel la porosité, le degré de saturation, les minéraux (les minéraux constituant le terrain sont généralement isolants sauf le graphite et les sulfures), la nature des sels dissous dans l'eau et leur concentration.

Les appareils sont conçus pour mesurer des résistivités sur des tranches de 20 à 30 m. On dispose ensuite de cartes de résistivité qui permettent de déterminer la nature des sols rencontrés.

Cette méthode est utilisée pour déterminer la nature et la qualité du substratum rocheux, on peut aussi déterminer si le substratum contient de l'eau. Toutes ces informations nous permettent d'évaluer la stabilité des pentes, cette méthode est aussi bien adaptée à l'étude des circulations et des accumulations d'eau dans le versant, ce qui nous permet de mieux modéliser le mouvement.

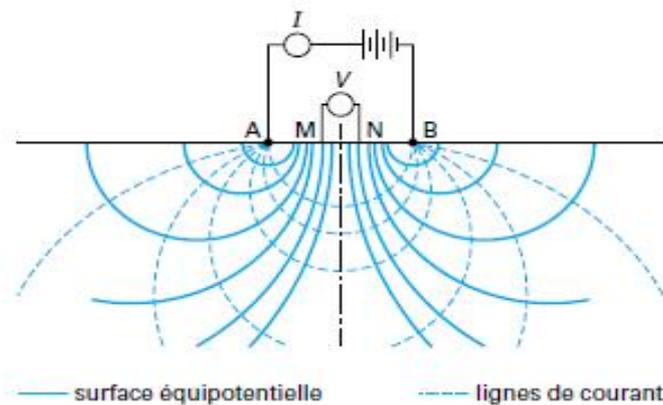


Figure (II-2) : Prospection électrique par courant continu.

II. 5. 3. Prospection sismique

La méthode sismique est fondée sur l'étude de la propagation des ondes mécaniques dans le sol. La vitesse de propagation des ondes dépend des propriétés élastiques des matériaux. La vitesse des ondes est influencée essentiellement par trois paramètres : la porosité, le degré de saturation et la profondeur.

Cette méthode utilise la vitesse de propagation des ondes de choc ; ce qui nous permet de déterminer l'épaisseur du sol de surface, l'existence de couches de faibles caractéristiques, la position du substratum rocheux, les zones de failles et de fractures dans la roche (le substratum).

L'avantage de ce procédé est de ne pas détruire les terrains; on peut même mesurer les pentes des couches inférieures ou détecter la présence de blocs isolés. Par contre, l'eau peut perturber les résultats. Le principal intérêt consiste en évidence du substratum rocheux et de sa position : la vitesse supérieure à 2500 m/s correspondant, dans la plupart des cas, à des matériaux pouvant être considérés comme stables.

Cette méthode nous permet aussi d'évaluer la stabilité (ou la non stabilité) des pentes à partir des facteurs géologiques suivants :

- L'épaisseur des couches de sol de surface, et des couches d'altération,
- La densité des fissures et la nature de la roche de fond (le substratum rocheux),
- L'emplacement, l'étendue, et la nature des zones de faille.

Initialement, les ondes primaires (P) ont été utilisées dans cette méthode, mais les observations récentes indiquent que l'utilisation des ondes secondaires (S) donne une meilleure corrélation avec les propriétés du substratum rocheux.

Les principales limitations de cette méthode sont :

- si la vitesse dans une couche croît avec la profondeur, l'hypothèse d'homogénéité conduit à une erreur sur la position de l'interface,
- on ne peut pas faire apparaître une couche à faible vitesse située sous une couche à plus forte vitesse,
- on ne peut pas repérer des couches dont l'épaisseur est inférieure à l'ordre de grandeur de l'espacement des géophones.

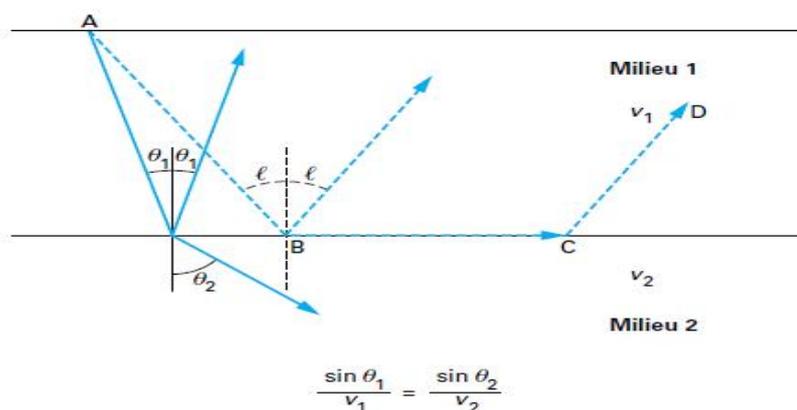


Figure (II-3) : Rayons sismiques modèle 2 terrains.

II. 5. 4. Prospection gravimétrique

La gravimétrie est l'étude des variations du champ de pesanteur à la surface du sol, la figure (II-4) montre la variation de la composante verticale de l'anomalie du champ de pesanteur due à la présence dans le sous-sol d'une cavité de 6 m de diamètre dont le toit est à 2 m de profondeur dans un terrain homogène de masse volumique 2 000 kg/m³. Deux courbes sont représentées l'une pour une cavité de forme sphérique (en trait plein), l'autre pour une cavité cylindrique.

Microgravimétrie c'est la technique de gravimétrie utilisée en génie civil, sert à rechercher des cavités souterraines qu'elles soient d'origine naturelle (cavités karstiques principalement) ou artificielles (anciennes carrières souterraines, anciennes exploitations minières, caves, citernes, galeries de drainage ou d'alimentation en eau...).

Les cavités sont soit remplies d'air, soit plus ou moins remblayées ou noyées. Dans ces deux derniers cas, elles sont plus difficiles à détecter que s'il s'agit de vides francs.

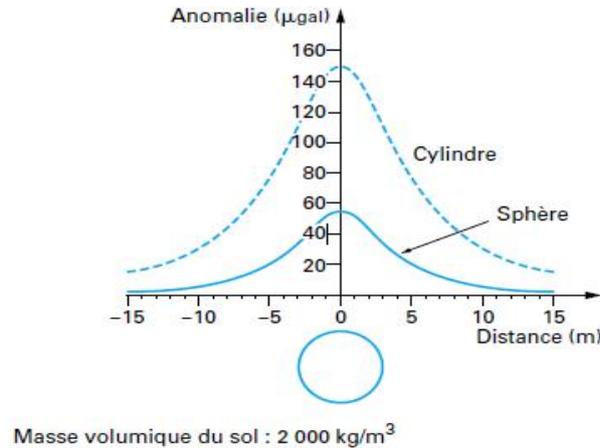


Figure (II-4) : Anomalie gravimétrique due à une cavité de 6m de diamètre, centrée à 5m de profondeur.

II. 5. 5. Les diagraphies physiques

Une diagraphie consiste à mesurer à l'aide de différentes sondes les caractéristiques des formations géologiques traversées lors d'un forage en fonction de la profondeur. On dispose de deux types de diagraphies :

- les diagraphies instantanées pour lesquelles on enregistre les caractéristiques de la formation géologique pendant le forage.
- les diagraphies déferées pour lesquelles les caractéristiques du matériau sont déterminées après forage.

Ces mesures permettent d'estimer et d'étudier les propriétés physiques du sol (le degré de saturation, le pendage des couches, matériau, les minéraux constituant le matériau...) autour d'un sondage. Les données obtenues à partir de ces diagraphies physiques peuvent être exploitées pour évaluer et analyser la stabilité des versants.

II.6. sondage mécaniques

Plusieurs techniques sont possibles, les sondages peuvent être :

- ü Destructifs (peut couteux).
- ü Non destructifs (beaucoup plus chers) avec prélèvement d'échantillons.
- ü On peut également exécuter des trous à la pelle, cette méthode est valable si les mouvements sont profonds.

Les sondages mécaniques donnent beaucoup de renseignement si on peut les suivre sur le chantier. Ils doivent être implantés après une reconnaissance de terrain et une campagne géophysique. Ils fournissent une coupe précise des terrains et permettent d'étalonner les diverses méthodes de reconnaissance géophysique.

Ils sont également très utiles pour repérer :

- Les zones de faiblesse, même de faible épaisseur (lesquelles sont indécélables par la géophysique).

- Les traces de cisaillement dans les matériaux cohérents.
- D'installer des piézomètres et des cellules de prise de pression interstitielle.
- D'installer des inclinomètres.

Ils permettent enfin de prendre des échantillons non remaniés destinés au laboratoire, ces prises d'échantillons sont particulièrement intéressantes au voisinage de la surface de glissement. C'est en effet le long de cette surface que l'on cherche à connaître les caractéristiques mécaniques des matériaux.

II. 7. Reconnaissance de la surface de glissement

L'objectif est de déterminer le volume en mouvement. Les moyens de reconnaissance sont nombreux et il est intéressant d'en associer plusieurs.

II. 7. 1. Etude morphologique du terrain

Sous le terme de morphologie d'un glissement il faut entendre toutes les formes d'ensemble et de détails susceptibles de révéler l'existence de mouvement et les mécanismes entrés en jeu.

Les formes propres aux glissements de terrain ont été décrites par de nombreux auteurs. La Figure (II.5) reproduit celles proposées par J.P Bombard (1968). Par une observation attentive du secteur, il est possible de séparer les zones en mouvement de l'environnement stable.

On peut également utiliser d'autres repères que les formes particulières des glissements :

- Les arbres, verticaux ou penchés, droits ou tordus.
- Les constructions qui peuvent présenter des ventres ou des fissures.
- Les routes et les chemins qui peuvent montrer des dénivellations topographiques brusques.

L'examen des photographies aériennes permet de repérer les formes caractéristiques des mouvements de terrains, qui peuvent ainsi être délimités et décrits de façon sommaire et assez rapidement cette technique est largement utilisée actuellement.

L'observation des photos aériennes est souvent effectuée en plusieurs temps. Tout d'abord, elle va permettre de se familiariser avec le terrain, d'y déceler les mouvements et d'en donner déjà une brève description (site, forme..). Ceci se révèle fort utile avant d'entreprendre la campagne de terrain, durant celle-ci, il est nécessaire d'observer souvent ses photos, afin d'avoir une vision synthétique des phénomènes et de remplacer avec précision ou de comprendre certains détails.

Ceci est particulièrement vrai pour la cartographie des mouvements généralisés et /ou complexes. Après la collecte de nombreuses observations sur le terrain, de tels mouvements peuvent faire l'objet d'une photo-interprétation globale afin de faciliter la représentation cartographique qui n'est pas toujours aisée sur place.

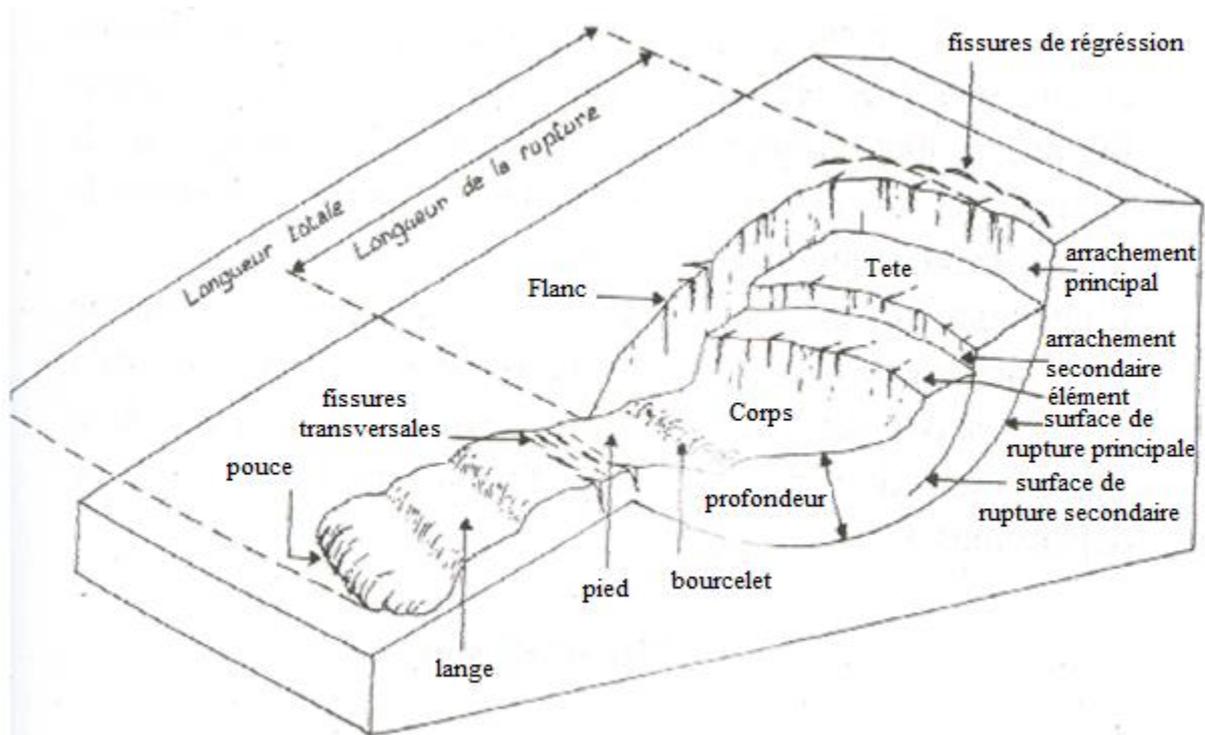


Figure (II-5) : Forme générale d'un glissement de type « landslide »
(D'après J.P Bombard)

II. 7. 2. L'Observation sur les carottes de sondages

L'examen des carottes peut permettre de repérer des zones susceptibles d'être des surfaces de glissement. C'est ainsi que les argiles litées horizontalement permettent parfois de distinguer nettement les traces des mouvements.

II. 7. 3. Les mesures inclinométriques

La principale fonction de l'inclinomètre est la mesure du déplacement latéral, c'est la méthode la plus sûre pour déceler les surfaces de glissement.

Son principe consiste à placer dans un forage de faible diamètre un tube déformable, et une sonde de mesure descendue à l'intérieur. Celle-ci fournit, à toute profondeur, l'inclinaison du tubage sur la verticale, et les mesures espacées dans le temps permettent de repérer les surfaces de glissement.

La sensibilité de l'inclinomètre exige de prendre certaines précautions :

- A la mise en place, les tubes doivent être scellés à la paroi du forage et leur pied doit en principe être dans le substratum stable.
- les têtes doivent faire l'objet de levés géométriques périodiques très précis.

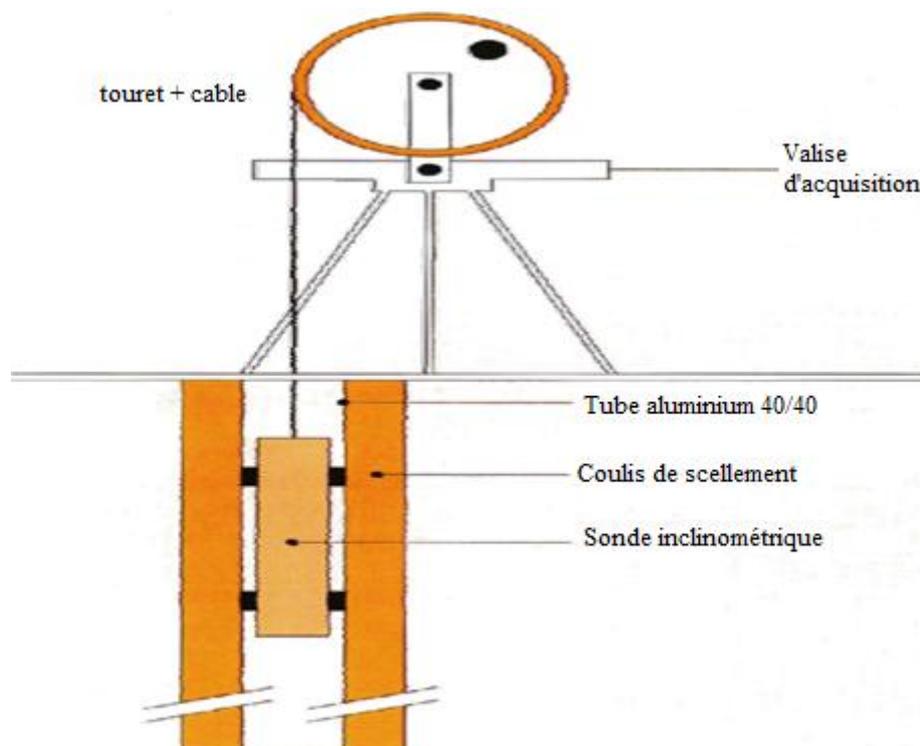


Figure (II-6) : Schématisation d'un inclinomètre.

II. 7. 4. Vecteurs de déplacements

Sur une coupe on porte les vecteurs de déplacement en surface, il est possible de reconstituer l'allure de la surface de glissement à partir d'un seul inclinomètre. Dans ce cas on postule, en première approximation, que la surface de glissement est parallèle aux vecteurs de déplacement.

II. 7. 5. Variation de la teneur en eau avec la profondeur

L'étude de la variation de la teneur en eau avec la profondeur fournit nombre de résultat significatifs. En effet, il est bien établi que si un sol est saturé, sa cohésion varie avec la teneur en eau (ou sa densité sèche). Un sol peut passer de WP à WL par simple variation de γ_d et sa cohésion diminue beaucoup dans ce cas.

L'opération consiste à reporter la position de la teneur en eau (naturelle et à la saturation), par rapport aux limites d'Atterberg de plasticité et de liquidité en fonction de la profondeur, d'où la surface de glissement peut être suspectée de la manière suivante :

Une teneur en eau comprise entre ω_P et ω_L indique des zones plus ou moins remaniées soulignant donc, d'une manière indirecte, la position d'une surface de glissement probable, qui serait repérée, dans ce cas par une augmentation de la teneur en eau.

Notant qu'il ne s'agit pas de zones à plus forte teneur en eau le long desquelles le glissement se produit d'une manière préférentielle, mais d'un ramollissement, avec perte de résistance au cisaillement, des zones où se produit le glissement, par suite des déformations provoquées ; l'augmentation de la teneur en eau est un effet et non une cause.

II. 8. Détermination de la loi rhéologique

II. 8. 1. Essais de laboratoire

L'identification (limites d'Atterberg et granulométrie) des sols rencontrés est indispensable. L'hétérogénéité des sols exclue en générale la possibilité de connaître avec précision leurs caractéristiques mécaniques.

Il est alors utile de compléter les essais de cisaillement, fatalement en nombre limité, par nombreux essais d'identification qui permettent de se recalculer par corrélations. Il faut effectuer des essais drainés ou bien des essais non drainés avec mesure de la pression interstitielle.

Il faut prêter une attention particulière au choix des carottes et leur représentativité. Il faut effectuer des essais drainés ou bien des essais non drainés avec mesure de la pression interstitielle. Si des surfaces de glissement préexistent, les propriétés mécaniques y sont fortement modifiées (valeurs résiduelles C_r et ϕ_r) et ce sont elles qui comptent. Il faut enfin faire attention aux vitesses d'essai (cette vitesse doit représenter la réalité).

II. 9 conditions aux limites hydrauliques

En principe on peut mesurer la pression interstitielle sur la surface de glissement par des piézomètres et /ou par des cellules.

II. 9. 1. Piézomètre ouvert

C'est un tube crépiné de petit diamètre, ouvert vertical dans le quel on révèle le niveau statique de l'eau.

Il est indispensable d'effectuer des mesures complètes sur un cycle complet de saison si l'on veut avoir une vue cohérente de l'hydraulique du site. Il est souvent utile, lorsqu'on a des alternances de couches perméables, de mettre dans le même sondage plusieurs piézomètres correspondant à des niveaux différents.

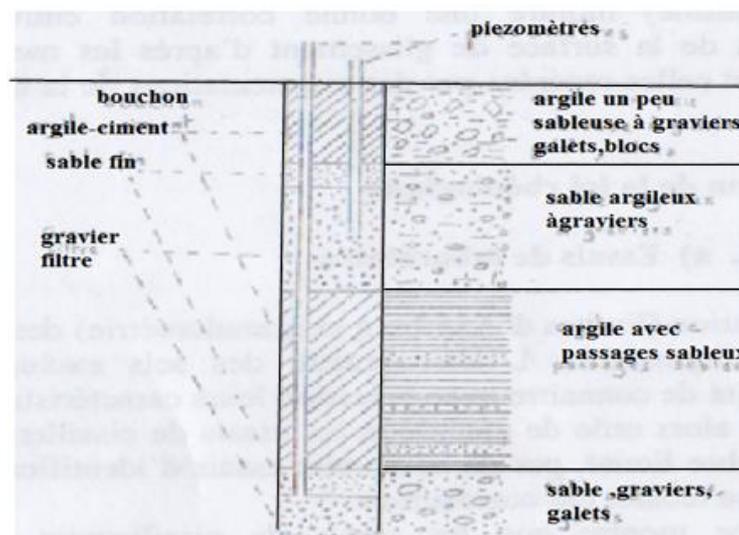


Figure (II-7) : Exemple de forage équipé en piézomètres.

Précisons que dans ce cas, il est indispensable de réaliser des bouchons d'argile d'au moins 1.50 m entre les prises de pression (figure II.7).

Le principal inconvénient des tubes piézométriques ouverts est de ne pas réagir rapidement aux variations de la pression interstitielle. Le temps de réponse dépend essentiellement de la perméabilité du milieu et peut atteindre plusieurs jours.

II. 9. 2. Capteurs de pression interstitielle (piézomètres fermés)

A l'inverse des piézomètres ouverts, les capteurs de pression interstitielle réagissent rapidement aux variations de la pression.

Ils sont constitués d'une petite cellule entourée d'une pierre poreuse et renfermant une membrane. Une augmentation, même faible, de pression se traduit par une déformation de la membrane et la détermination de la pression se fait de diverses manières :

La transmission de la déformation de la membrane se fait soit :

- Par l'intermédiaire d'une jauge de déformation collée sur cette membrane.
- Par l'intermédiaire d'une corde vibrante attachée à cette membrane et en comparaison avec des fréquences repères.
- Par l'application d'une contre pression (gaz carbonique, azote, air) équilibrant la pression de l'eau.

Les cellules sont très sensibles, elles réagissent pour de faibles pressions de l'ordre de 10 à 20 millibars et permettent des mesures précises jusqu'à 5 bars.

La mise en place est délicate car les cellules sont fragiles. On doit veiller particulièrement à ce que l'espace environnant soit rempli de sable pour éviter le poinçonnement de la pierre poreuse. Par ailleurs, le coût élevé des cellules en limite l'utilisation.

II. 10. Reconnaissances géotechniques

Toute une série d'essais doit être réalisée pour bien déterminer la nature du terrain étudié, et pour bien définir ses différentes couches qui le constituent, ainsi les caractéristiques physiques et mécaniques de chaque couche.

Ces essais peuvent être classés en deux grandes catégories :

- Les essais in situ ;
- Les essais au laboratoire.

II. 10. 1. Les essais in situ

Le but de ces essais est de compléter ou même de remplacer les essais sur échantillons intacts en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées.

II. 10. 1. 1. Essai de pénétration standard (SPT)

L'essai de pénétration standard est probablement l'essai le plus utilisé en géotechnique pour la caractérisation des sols granulaires. Il consiste en l'enfoncement par battage d'un carottier normalisé (cuillère fendue) attachée à l'extrémité inférieure des tiges.

On enregistre alors le nombre de coups N nécessaires pour enfoncer le carottier sur une profondeur de 30 cm. Le marteau servant de battage pèse (63,5 kg) et tombe d'une hauteur de chute (760 mm) sont aussi normalisés.



Figure (II-8) : Le dispositif général d'un pénétromètre standard (Carottier fendu).

a) Procédure de l'essai SPT

1. Nettoyer par lavage jusqu'au fond du trou.
2. Enfoncer par battage la cuillère fendue.
3. Compter le nombre de coups requis pour un enfoncement de 15 cm.
4. La valeur de N est la somme des deux derniers 15 cm.

En plus de procurer une indication sur la résistance du sol, l'essai permet de récupérer un échantillon. On considère qu'il y a refus si plus de 30 coups sont requis pour pénétrer de 1 cm.

Si le sol traversé contient des cailloux et des blocs, les valeurs de N seront facilement faussées (plus élevées). Il faut utiliser ces valeurs avec discernement. L'essai doit se faire au moins à chaque 1,5 m.

b) Correction de la valeur de N

Les valeurs de N déterminées lors des essais SPT sont rapportées telles quelles dans le rapport de forage.

Cependant lorsqu'on utilise ces valeurs il faut vérifier s'il est nécessaire d'apporter une correction pour tenir compte de l'effet de confinement. En réalité il ne s'agit pas d'une correction mais d'une normalisation de N pour une même pression de confinement de 100 kPa. On parle dans ce cas de $N_1 = C_N \cdot N$.

Il existe plusieurs relations pour la normalisation de N . Pour ce cours nous allons utiliser celle de Peck :

$$C_N = 0.77 \log_{10}(1920/\sigma'_v)$$

σ'_v : est la contrainte effective verticale à la profondeur en question. Il est à noter que pour des contraintes inférieures à 25 kPa la valeur de C_N ne doit pas dépasser 1,5.

II. 10. 1. 2. Essai inclinométrique

Ce dispositif permet de mesurer la vitesse et la profondeur du déplacement. En pratique ce système mesure les déformations du sol/rocher suite à un changement de la stabilité du terrain. La position, la direction d'une zone de glissement peuvent être ainsi définies. Le contrôle et l'observation de fouilles, versants instables, failles etc, sont ainsi facilités.

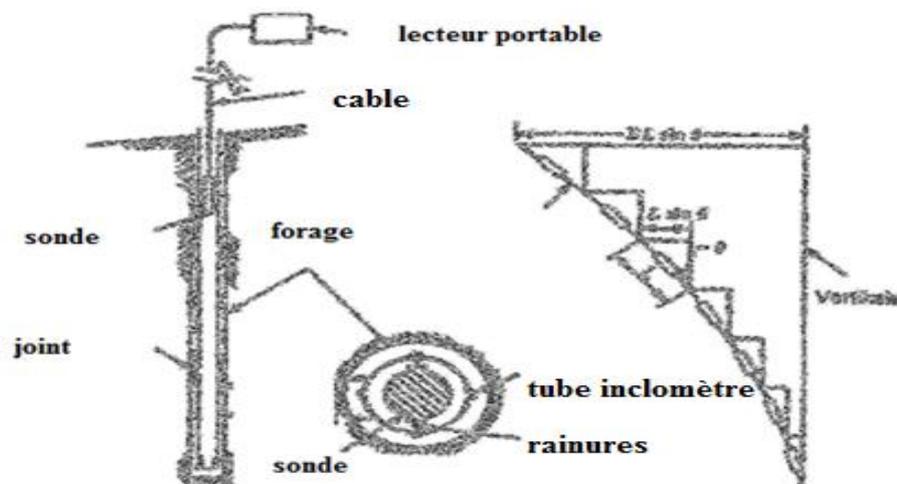


Figure (II-9) : Description générale de l'essai inclinométrique.

a-Description

Le système comporte une partie installée dans un forage (fixe) et une partie amovible:

1. La partie fixe est constituée d'un tube en PVC avec des rainures (tube inclinomètre).
2. La partie amovible comporte :
 - Une sonde.
 - Un câble de mesure avec graduation.
 - Une construction pour fixer le câble en tête du forage.
 - Un appareil d'enregistrement.

La sonde est introduite dans le tube inclinomètre et guidée par les rainures. Les valeurs sont enregistrées à intervalle régulier de 0,6m ou 1m. L'exploitation et l'interprétation sont effectuées sous forme d'un polygone avec deux axes perpendiculaires (A et B) :

- La mesure initiale correspond à la position du forage et du tube inclinomètre.
- Les mesures courantes donnent la déformation par rapport à la mesure initiale.
- Grâce aux capteurs (accéléromètre) ultra sensitifs, la précision de mesure est très élevée.
- Les mesures sont possibles dans des forages verticaux ou horizontaux.
- Les différents diamètres des tubes permettent de pouvoir introduire un tube de diamètre inférieur et pouvoir continuer ainsi les mesures lors de dégâts survenus au tube installé.
- Pour des longueurs de plus de 30m, il est conseillé de faire une mesure d'orientation des rainures.

II. 10. 1. 3. Essai piézométrique

Les piézomètres « ouverts » sont de simples tubes, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde (poids ou contacteur électrique). Ils sont aussi utilisés afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants. Cela est souvent le cas après une pollution où la nappe peut être surveillée de cette façon durant plusieurs années. (Détails en II.9)

II. 10. 1. 4. Les sondages destructifs

Ils sont destinés à l'acquisition de données. Les paramètres sont enregistrés soit sur cassettes soit sur diagrammes directement exploitables sur le chantier. Liste des paramètres non exhaustive:

- la vitesse instantanée d'avancement V.I.A.
- la pression sur l'outil P.O.
- le couple de rotation C.R.
- la pression de frappe P.F
- le temps.

L'appareil permet après étalonnage sur un sondage carotté ou à la tarière et interprétation des enregistrements, de retrouver et situer avec précision les différentes couches traversées, de détecter les hétérogénéités à l'intérieur d'une même couche, de localiser les cavités ou les blocs.

II. 10. 2. Les essais au laboratoire

II. 10. 2. 1. Détermination des limites d'atterberg:

1. Définitions

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques permettant d'identifier un sol et à caractériser son état grâce à son indice de consistance. Ces limites ont donc pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre les états liquide, solide et plastique ; l'état d'humidité du sol étant exprimé par sa teneur en eau.

Un essai moins courant, mesure W_r : limite de retrait qui permet de distinguer l'état solide sans retrait où l'eau capillaire est présente et un état solide avec retrait où l'eau capillaire est en partie éliminée.

Les limites d'Atterberg sont:

- la limite de liquidité W_L qui traduit le passage entre l'état liquide et plastique.
- la limite de plasticité W_p traduisant le passage entre l'état plastique et solide.
- La limite de retrait W_r correspond au passage de l'état solide sans retrait et celle avec retrait.

Ces limites permettent de calculer l'indice de plasticité noté I_p , ainsi que l'indice de consistance I_c .

2. Principe de la méthode

2. 1. Limite de liquidité W_L

Deux méthodes normalisées :

2. 1 . A. Méthode de cône de pénétration

L'essai consiste à mesurer, après un temps fixé, l'enfoncement d'un cône, sous son propre poids, dans un échantillon de sol remanié,

2. 1 . B. Méthode à la coupelle de Casagrande

Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque la coupelle et son contenu sont soumis à des chocs répétés.

2. 2. Limite de plasticité W_p

Recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionné manuellement, se fissure.

2. 3. Limite de retrait W_r

L'essai consiste à déterminer la perte de volume d'une prise d'essai entre son état saturé et son état sec qui est par convention égale au volume d'eau perdue jusqu'à la limite de retrait.

3. Méthode d'analyse

On prélève une prise d'essai que l'on étale sur une plaque en marbre afin d'homogénéiser cette prise d'essai et de l'humidifier.



Figure (II-10) : Homogénéisation de la prise d'essai.

3.1. Limite de liquidité

3. 1. 1. Méthode à la boîte de Casagrande

On remplit la coupelle de la boîte de Casagrande avec la prise d'essai en prenant garde à ce qu'il n'y ait aucune bulle d'air emprisonnée. La pâte recouvre le fond de la coupelle sauf sur une partie d'environ 3 cm et son épaisseur est au centre d'environ 15 à 20 mm. La pâte est partagée en deux avec l'outil à rainurer en le tenant perpendiculairement à la surface de la coupelle.

La coupelle est soumise à une série de chocs à la cadence de 2 coups par seconde. On note le nombre N de coups nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent. La fermeture de la rainure doit se produire par affaissement de la pâte dans la masse et non par glissement sur la paroi (c'est pourquoi la coupelle possède des parois rugueuses).



Figure (II-11) : La coupelle de Casagrande.

Si $N < 15$, le processus est renouvelé avec un matériau plus sec et à nouveau homogénéisé.

Si $N > 35$, le processus est recommencé sur un prélèvement de pâte auquel on aura ajouté un peu d'eau distillée.

La teneur en eau n'est mesurée que lorsque N est compris entre 15 et 35. L'opération est renouvelée au moins quatre fois sur la même pâte avec des teneurs en eau différentes. Le nombre de chocs de la série d'essais doit encadrer 25 et l'écart entre deux valeurs consécutives ne doit pas excéder 10.

3. 1. 2. Méthode du pénétromètre à cône

Une portion de la pâte homogénéisée est prélevée et introduite dans une coupelle que l'on place sous le cône du pénétromètre. Il faut veiller à ce que la pointe du cône soit en contact avec la pâte mais ne s'y enfonce pas. Le pénétromètre est ensuite déclenché et le cône s'enfonce dans la pâte ; il suffit alors de lire la profondeur d'enfoncement sur le cadran. On cherche à obtenir de l'échantillon une teneur en eau telle que l'on puisse avoir 4 valeurs de pénétration du cône dans l'intervalle 10-25mm.



Figure (II-12): Pénétromètre à cône.

3. 2. Limite de plasticité

On prélève une portion d'échantillon afin de former une boule. Celle-ci est roulée à la main sur la plaque de marbre dans le but d'obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre.

Au moment où il atteint 3 mm de diamètre, le rouleau doit mesurer environ 10 cm de long. La limite de plasticité est atteinte lorsque simultanément le rouleau se fissure et que son diamètre est de $3 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$. Une fois les fissures apparues, le centre du rouleau est prélevé et placé dans une boîte de Pétri afin de mesurer sa teneur en eau.



Figure (II-13): Confection des rouleaux pour la limite de plasticité

3. 3. Limite de retrait

L'échantillon est malaxé afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide. La coupelle, préalablement pesée et enduite pour éviter toute adhérence de la pâte à la coupelle, est rempli au moyen d'une spatule en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air, ensuite la masse de pâte emplissant la coupelle M_h est déterminée par pesage.

La prise d'essai est laissée dessécher à l'air ambiant au moins 12h avant de la placer à l'étuve jusqu'à dessiccation complète pour déterminer la teneur en eau. Une fois sèches et pesées, les prises d'essais sont retirées avec une extrême précaution des coupelles.

Une capsule est rempli de mercure elle-même placée dans un bac contenant de l'eau, le ménisque est arasé par une plaque rigide avec pointes placée sur le récipient, le mercure excédent est recueilli dans le bac, ensuite la capsule est placée dans un bac ne contenant que de l'eau, la prise d'essai est fixée sur les pointes de la plaque qui est par la suite enfoncée dans le mercure jusqu'à ce que la plaque arase le ménisque, le mercure expulsé lors de l'introduction de la prise d'essai est pesé M_{Hg} .



Figure (II-14): Appareillage pour la limite de retrait (les capsules après dessiccation à gauche ; la plaque avec pointes à droite)

II. 10. 2. 2. Analyse Granulométrique par tamisage sec après lavage

1. Définitions

L'analyse granulométrique identifie le sol par la détermination de la répartition en poids des grains suivant leurs dimensions. Cette méthode se fait par tamisage, à sec, au moyen de tamis à mailles carrées de dimension supérieur à 80µm.

2. Principe de la méthode

L'essai consiste à fractionner les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par au moyen d'une série de tamis normalisés et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse.

3. Méthode d'analyse

La totalité du matériau sec est versé au sommet d'une colonne d'au moins trois tamis de mailles décroissantes du haut vers le bas. Sous le dernier tamis, on dispose d'un fond de tamis pour recueillir les passants éventuels.

On agite alors manuellement la colonne de tamis, on termine le tamisage en remuant le matériau à la main afin de s'assurer que plus aucun élément ne passe à travers les mailles de chaque tamis. Les refus sur chaque tamis sont pesés successivement puis cumulés, ensuite le pourcentage massique de refus (et du passant) est déterminé :

a)- Pourcentage massique de refus

$$100-p=100 R/m_s$$

Ou :

R : refus cumulée

m_s : masse totale initiale de l'échantillon de sol sec

b)- Pourcentage massique de passant :

$$p = 100 (1 - R/m_s)$$



Figure (II-15) : Tamis à mailles carrées normalisées.

Les résultats sont fournis sous forme de graphiques (courbe granulométrique), éventuellement accompagnés du tableau des résultats.

Remarque :

- 1) Si le matériau passant au tamis de 63mm présente plus de 50% de refus au tamis de 80µm, on peut alors calculer les coefficients d'uniformité.

$$Cu = d_{60}/d_{10}$$

- 2) Pour les particules inférieures à 80 µm, l'analyse granulométrique est faite par la méthode de sédimentation.

II. 10. 2. 3. L'essai à l'appareil triaxial de révolution

1. Définition

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme la contrainte de cisaillement t s'exerçant le long de la surface de rupture, au moment de la rupture. Elle s'exprime en fonction des paramètres C (cohésion) et f (angle de frottement) et de la contrainte normale s à la surface de rupture, L'essai triaxial a pour but de déterminer ces paramètres.

$$\tau = C + \tan \phi$$

2. Principe de la méthode

Cet essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques d'élançement voisin de 2 prélevées dans un échantillon de sol à étudier. Chaque éprouvette est placée dans une cellule où elle est soumise à un champ uniforme de contraintes. Ce champ a pour composantes:

- une pression hydrostatique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (généralement de l'eau) remplissant la cellule.
- une contrainte axiale ou déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$ appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

La contrainte axiale totale appliquée à l'éprouvette vaut:

$$\sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_1$$

L'essai consiste à faire croître le déviateur jusqu'à rupture de l'éprouvette, la pression hydrostatique étant maintenue constante. L'application du déviateur se fait à vitesse de déformation sensiblement constante. On relève au cours d'essai la courbe déviateur/ déformation. On en déduit ainsi la contrainte principale σ_1 s'exerçant sur l'éprouvette au moment de la rupture.

On distingue 3 types d'essais :

- Essai non consolidé non drainé (UU ou TUU) ;
- Essai consolidé non drainé (CU ou TCU) ;
- Essai consolidé drainé (CD ou TCD).

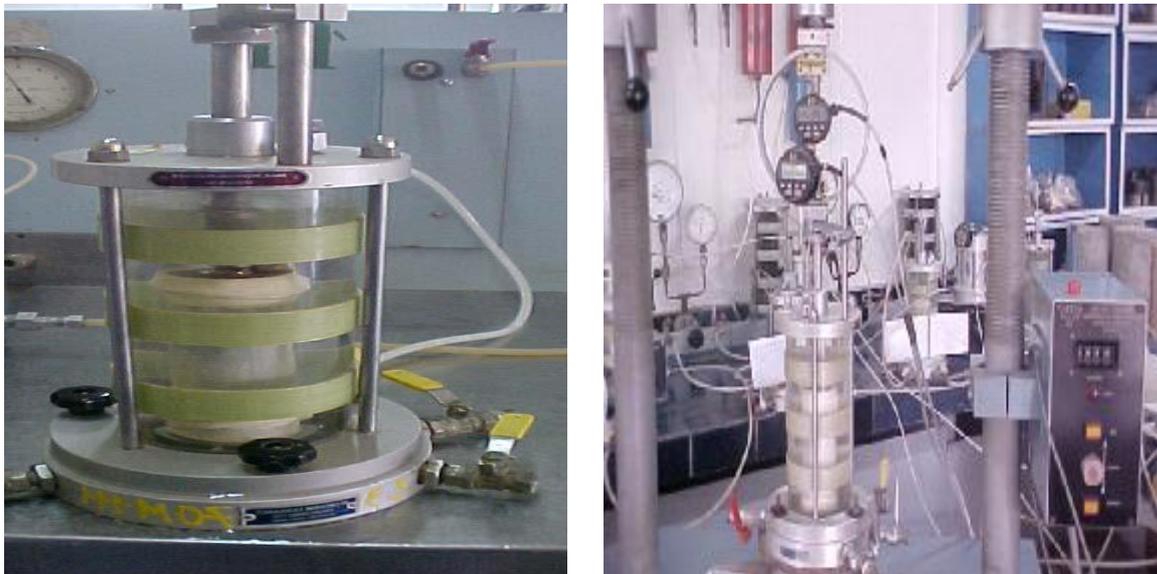


Figure (II-16) : Cellule triaxiale et un échantillon en cours de cisaillement.

II. 10. 2. 4. L'essai de cisaillement rectiligne direct à la boîte

1. Définition

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture au moment de celle-ci.

En effet, lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe des contraintes de cisaillement. Ces contraintes entraînent des déformations du sol qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces appelées surfaces de glissement ou de rupture.

Le but de l'essai de cisaillement est de déterminer les valeurs de la cohésion C et de l'angle de frottement ϕ .



Figure (II-17) : Dispositif de l'essai de cisaillement à la boîte.

2. Principe de la méthode

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol de diamètre plus grand que la hauteur, placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

L'essai consiste à appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort normal N maintenu constant, puis, après consolidation sous ce même effort, on produit un cisaillement de l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes en tirant la demi boîte inférieure, imposant ainsi un déplacement relatif et à vitesse constante.

Il existe 3 types d'essais :

- Essai non consolidé et non drainé (UU) ;
- Essai consolidé et non drainé (CU) ;
- Essai consolidé drainé (CD), généralement le plus utilisé.

II. 10. 2. 5. Essai Oedométrique

1. Définition

C'est un essai permettant d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps, il s'applique sur les matériaux fins et sols fins quasi saturés.



Figure (II-18) : Dispositif oedométrique.

2. Principe de la méthode

L'essai est réalisé sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide, l'odomètre, où il subira par un dispositif un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

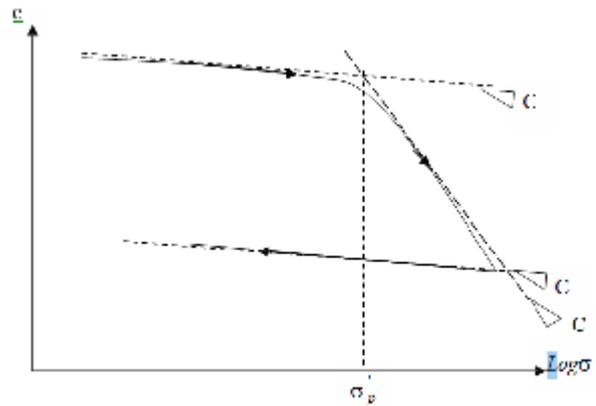


Figure (II-19) : Courbe oedométrique $e = f(\text{Log} \sigma'_v)$.

A partir des courbes de compressibilité, on peut définir certaines caractéristiques très importantes à l'étude des sols :

- **contrainte de préconsolidation σ'_p** : c'est la pression maximale sous laquelle le sol est déjà consolidé au cours de son histoire. Pour la plupart des sols, la courbe de chargement présente deux branches d'inclinaison sensiblement différente. Nous définirons la pression de consolidation comme la pression correspondant à l'intersection de ces deux branches.
- **Indice de gonflement C_s** : est la plus petite pente de la tangente à la courbe.
- **Indice de compression C_c** : est par définition la plus grande pente de la tangente à la courbe. Il permet de préciser la sensibilité du sol au tassement le long de cette courbe.

II. 10. 2. 6. Les essais de compactage

Il fait parti prenant des tests qui doivent être effectués avant de se lancer dans le recyclage des déblais de chantier par ajout de liant.

Ils ont pour but d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée. Le principe consiste à compacter avec une énergie définie un échantillon de sol remanié dans un moule normalisé et à mesurer le poids volumique sec obtenu. L'essai est recommencé pour différentes teneurs en eau. Il existe deux types d'essai d'usage courant :

L'essai **Proctor Normal** et l'essai **Proctor Modifié**.

Les résultats se présentent sous la forme d'une courbe dont en abscisse : la teneur en eau et en ordonnée : le poids volumique sec. Cette courbe a un maximum dit "Optimum Proctor" normal ou modifié selon la nature de l'essai. Ce maximum définit la teneur en eau et le poids volumique max.

L'essai Proctor Normal (PN) : le sol est compacté au moyen d'une dame de 2,490 kg, tombant d'une hauteur de 30,5 cm (1 pied). L'essai est réalisé en trois couches de plus ou moins 4 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule proctor et 55 coups pour le moule CBR.

L'essai Proctor Modifié (PM) : le sol est compacté au moyen d'une dame de 4,540 kg, tombant d'une hauteur de 45,7 cm (1,5 pied). L'essai est réalisé en cinq couches de plus ou moins 2,5 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule proctor et 55 coups pour le moule CBR.

L'essai PN communique au sol une énergie de compactage relativement modérée, cet essai s'applique donc à l'étude des remblais. L'essai PM, sollicitant le sol d'avantage, il est adapté aux compactages importants comme ceux que subissent les sols de fondation des routes, autoroutes, pistes d'atterrissage.

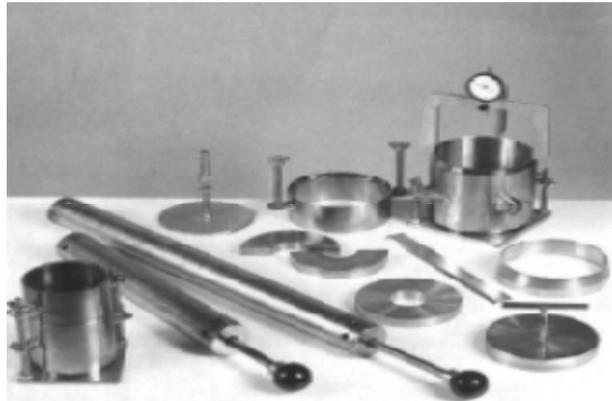


Figure (II-20) : Dispositif d'essai Proctor.

II. 11. Hydrogéologie

Les expériences accumulées dans le domaine de l'auscultation des glissements de terrain mettent en évidence le rôle fondamental de l'eau, en plus de la gravité, comme cause majeure des glissements de terrain. L'influence de l'eau est multiple et se traduit notamment par les infiltrations depuis la surface, les circulations souterraines et l'érosion exercée en pied de versant. La possibilité d'agir sur les influences liées à l'eau, notamment par le biais de drainages, est ainsi un enjeu important dans le cadre de l'assainissement des glissements.

Etant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de pentes, l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...).

II. 11. 1. Mesure du coefficient de perméabilité k sur le terrain

Les mesures se font généralement sur le terrain par deux types d'essais.

II. 11. 1. 1. L'essai ponctuel

Pour les formations meubles ou peu consolidées, on l'appelle essai Lefranc. Il est habituellement exécuté en même temps que le sondage. Il consiste à injecter ou à pomper de l'eau à débit constant Q dans une cavité limitée par la paroi du sondage et à la partie supérieure par un bouchon étanche. On crée ainsi une variation de charge dans la cavité. Lorsque le régime d'équilibre est atteint, on a la relation simple : $Q = k.C.h$ avec :

C : coefficient qui dépend de la forme de la cavité. Pour une meilleure précision, on pompe et injecte à plusieurs débits.

L'essai Lefranc est rapide à réaliser, mais le volume intéressé est faible (5 m autour de la cavité), donc la précision sur la perméabilité est également faible. Pour obtenir une valeur correcte, il est nécessaire de réaliser de nombreux essais sur un site pour avoir une valeur moyenne. Cet essai peut se réaliser également dans les piézomètres.

II. 11. 1. 2. L'essai de pompage

On réalise un puits de diamètre suffisant pour descendre une pompe ou une crépine jusqu'au mûr imperméable. Autour de ce puits, on pose des piézomètres. On pompe à débit constant et l'on suit le rabattement dans le puits et les piézomètres. On obtient pour chaque piézomètre, une valeur de k et S (coefficient d'emmagasinement).

Après l'arrêt du pompage, on enregistre la remontée de la nappe dans les piézomètres, ce qui permet de calculer la perméabilité du terrain d'une manière plus facile que la descente.

L'essai de pompage donne une valeur moyenne de la perméabilité dans un volume très grand. La précision obtenue est de l'ordre de 10%.

II. 11. 2. Mesure du coefficient de perméabilité en laboratoire

Le coefficient de perméabilité des sols peut être mesuré en laboratoire, sur des échantillons de petit volume (quelques centaines de centimètres cubes). Ces essais sont habituellement effectués sur des éprouvettes de sol homogène, taillées dans les carottes prélevées sur le terrain. La mesure directe de la perméabilité des sols en laboratoire s'effectue selon deux procédures, dites « à charge constante » et « à charge variable ». Les essais à charge constante sont mieux adaptés aux sols de forte perméabilité et les essais à charge variable aux sols de faible perméabilité.

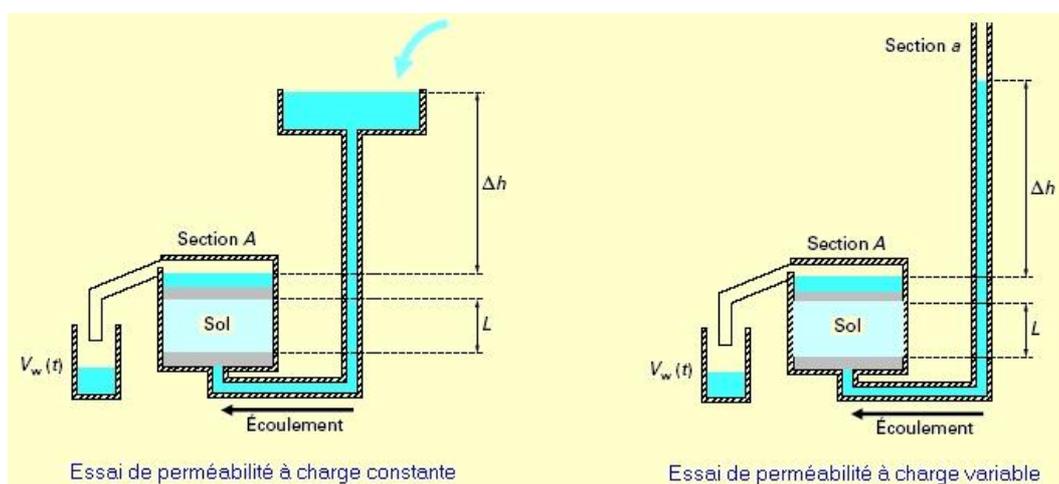


Figure (II-21) : Essai de perméabilité à charge constante et variable

II. 12. Caractéristiques de sol à prendre en compte dans l'analyse des talus

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (C_u, φ_u). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{CD}, φ_{CD}).

II. 13. Conclusion

Les paramètres utilisés pour décrire les propriétés physiques et mécaniques des sols sont de nature très variée :

- paramètres d'identification et d'état (densité, densité relative, limites d'Atterberg, granulométrie etc.).
- paramètres de déformabilité (indices de compression et de gonflement, module œdométrique, etc.).
- paramètres de résistance (cohésion et angle de frottement interne, pression limite pressiométrique, boîte de cisaillement etc.) ;

Il est très rare que, sur un même site, tous ces paramètres soient mesurés en un nombre de points suffisant pour que l'on puisse juger bien connu l'ensemble du massif de sol.

Habituellement, la reconnaissance géotechnique est limitée au strict minimum, et l'on dispose des valeurs de certains paramètres en certains points et d'autres paramètres en d'autres points. L'ingénieur géotechnicien doit tirer le meilleur parti possible de ces informations éparses et établir une coupe géotechnique représentative du site étudié.

C'est dans ce cadre général que l'utilisation de corrélations entre les propriétés physiques et mécaniques des sols peut contribuer efficacement au travail de synthèse du géotechnicien.

III. 1. Introduction

Une fois la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol et la pente sont établis, les calculs de stabilité de talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces résistantes sont suffisamment supérieures à la force qui tend à provoquer la pente à l'échec.

On pourra distinguer trois façons fondamentales différentes d'aborder le problème de calcul de stabilité des pentes :

1. L'application de la méthode des éléments finis permet d'envisager des lois de comportement relativement complexes et de déterminer le champ de contraintes et de déformations existant réellement in-situ.
2. L'application de la méthode à la rupture envisage un comportement rigide plastique. Elle permet de déterminer les « zones limites » où l'état de contrainte présente le même écart par rapport à l'état de la rupture. Mais l'expérience montre que les ruptures des talus se produisent en général non pas par mise en plasticité de tout le talus mais par cisaillement suivant une « surface de glissement ».
3. La méthode universellement utilisée est celle de l'équilibre limite. On considère l'aptitude au glissement d'un certain volume de sol au voisinage de la pente. Puis on étudie la stabilité de cet élément de sol.

III. 2. Le principe d'équilibre limite

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Dans le cas simple présenté sur la figure (III-1), le poids du sol est équilibré par les réactions K (cohésion) et R (frottement) mobilisées le long de la frontière avec le reste du talus.

Il y a équilibre limite si R et K sont les valeurs limites mobilisables par le sol. Si R et K (ou R ou K) sont inférieures, il existe peut être un volume de sol plus critique. L'étude du problème consiste donc à rechercher le volume « critique » correspondant à la marge de sécurité (coefficient de sécurité à déterminer) la plus faible.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

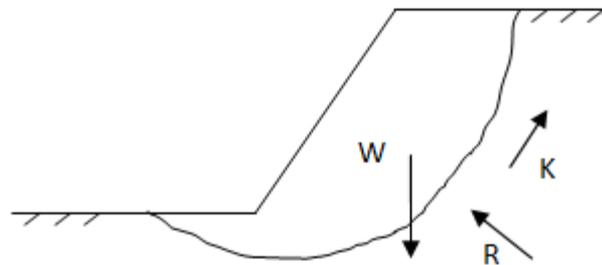


Figure (III-1) : Les efforts appliqués à un talus en état stable.

III. 3. Hypothèses classiques de la méthode de l'équilibre limite

1. Le problème supposé bidimensionnel. c'est une hypothèse simplificatrice (assez courante en mécanique des sols) qui va dans le sens de la sécurité. Par la suite on écrira donc *ligne* pour *surface* et *surface* pour *volume*.
2. Il existe une ligne de glissement.
3. Le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de coulomb $\tau = c + \sigma \tan \varphi$. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture progressive).
4. Le coefficient de sécurité F est traduit entre l'état d'équilibre existant d'équilibre limite :

$$F = \frac{\tau_{lim}}{\tau} = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{c_c + \sigma \tan \varphi_c}$$

c_c et φ_c représentent les valeurs de c et φ qui conduiraient à une valeur de F égale à 1, donc à la ruine de l'ouvrage.

On peut aussi définir le coefficient de sécurité F_S en fonction de la cohésion ou de l'angle de frottement interne par les formules suivantes :

$$F_C = \frac{c}{c_c} \quad \text{où} \quad F_\varphi = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_c}$$

Nous prendrons $F = F_\varphi = F_C$ dans tous les calculs. On supposera que F est le même en tout point de la ligne de glissement. Le problème se ramène donc à trouver les valeurs de C_c et φ_c « critiques » qui mettent le volume le plus critique du talus en état de rupture.

$$C_C = \frac{c}{F} \quad \text{et} \quad \tan \varphi_C = \frac{\tan \varphi}{F}$$

III. 4. Définition du Coefficient de sécurité

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité F_S par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$F_S = \frac{\tau_{lim}}{\tau}$$

τ : contrainte de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

τ_{lim} : Résistance au cisaillement du sol.

On distingue deux démarches pour le calcul du facteur de sécurité :

1- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F_S inférieure ou égale à 1, donc :

- soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour $F_S=1$, les caractéristiques correspondantes.
- soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Lorsque le facteur de sécurité F_S est égal à 1, la rupture est imminente. Généralement un facteur de sécurité F_S supérieure à 1.5 est acceptable pour la conception d'un talus. Il faut, toutefois mentionner que le coefficient de sécurité est lié :

- à l'approche adoptée pour calculer ce coefficient.
- à l'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée).
- aux propriétés du milieu.
- à l'hypothèse de la forme de la surface de rupture.

Le coefficient de sécurité F_S peut être aussi déterminé en fonction des forces ou des moments des forces résistantes et motrices comme suit :

$$\text{Dans le cas des glissements plans : } F_S = \frac{\Sigma \text{ forces résistantes}}{\Sigma \text{ forces motrices}}$$

$$\text{Dans le cas des glissements circulaires: } F_S = \frac{\text{moment des forces résistantes}}{\text{moment des forces motrices}}$$

On peut aussi le définir en fonction d'un élément géométrique ou en fonction des caractéristiques mécaniques des sols :

$$F_S = \frac{h_c}{h_{reelle}}$$

h_c : Hauteur critique d'un talus.

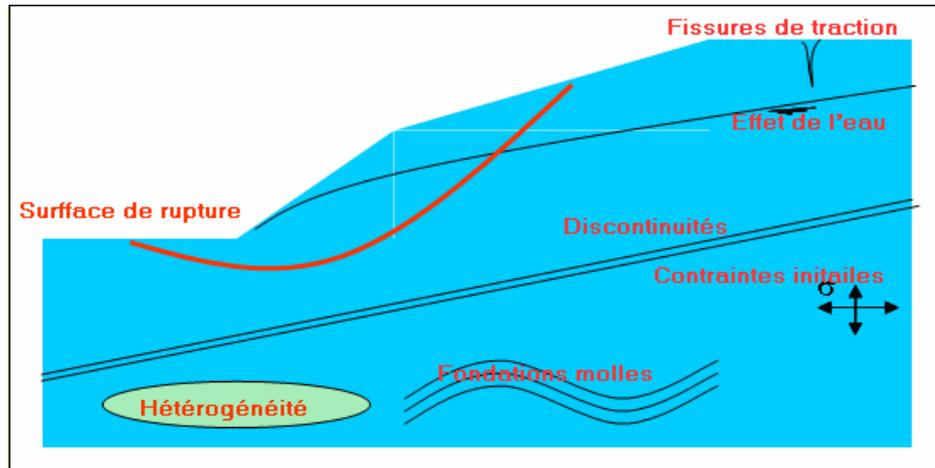


Figure (III-2) : Schéma des Facteurs influant la stabilité des talus.

III. 5. Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal F_S adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé c_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

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

F_S	Etat de l'ouvrage
<1	danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	Satisfaisante pour les barrages

Tableau (III-1) : F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1.25, alors que $F_s = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que ce de Bishop).

III. 6. Glissement plan

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. D'autre part, cette méthode est une bonne introduction aux méthodes plus élaborées que nous verrons dans la suite de ce chapitre.

Si on considère une pente infinie, la pente est supposée s'étendre infiniment dans toutes les directions et le glissement est supposé se produire le long d'un plan parallèle à la face de la pente. Car la pente est infinie, les contraintes sont les mêmes sur tous les deux plans qui sont perpendiculaires à la pente, comme les plans A-A' et B-B' dans la figure (III-3).

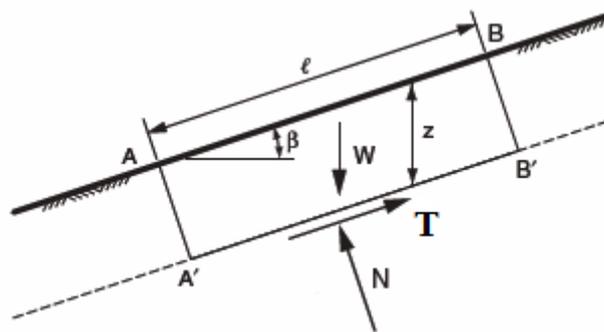


Figure (III-3) : Pente infinie de surface de rupture plane.

Les équations d'équilibre sont calculées en considérant un bloc rectangulaire comme celui de la Figure (III-3). Pour une pente infinie, les forces sur les deux extrémités du bloc seront identiques en amplitude, en sens opposé, et colinéaires. Ainsi, les forces sur les extrémités du bloc équilibrent exactement les uns aux autres et peuvent être ignorés dans l'équilibre des équations. Résumant les forces dans des directions perpendiculaires et parallèles au plan de glissement donne les expressions suivantes pour la force de cisaillement T , et la force normale N , sur le plan:

$$T = W \sin\beta \text{ et } N = W \cos\beta \quad (\text{III-1})$$

Où β est l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement, mesuré par rapport à l'horizontale, et W est le poids du bloc. Pour un bloc de l'unité d'épaisseur dans la direction perpendiculaire au plan de la section transversale dans la Figure (III-4), le poids est exprimé en :

$$W = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos\beta \quad (\text{III-2})$$

Où γ est l'unité de mesure du poids total du sol, l la distance entre les deux extrémités du bloc, mesuré parallèlement à la pente, et Z la profondeur verticale au plan de cisaillement.

En substituant (III-2) dans (III-1) donne :

$$T = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos\beta \sin\beta \quad (\text{III-3})$$

$$N = \gamma \cdot l \cdot z \cdot \cos^2\beta \quad (\text{III-4})$$

Les contraintes normales et de cisaillement sur le plan de cisaillement sont constantes pour une pente de longueur infinie et sont obtenues en divisant les équations (III-3) et (III-4) par la surface du plan ($l \cdot 1$), pour obtenir:

$$\tau = \gamma \cdot z \cdot \cos\beta \sin\beta \quad (\text{III-5})$$

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta \quad (\text{III-6})$$

En substituant ces expressions dans la formule suivante pour obtenir la formule du coefficient de sécurité, on trouve :

$$\tau = \frac{(c + \sigma \tan \varphi)}{F_s}$$

$$F_s = \frac{c + \gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta \tan \varphi}{\gamma \cdot z \cdot \cos\beta \sin\beta} \quad (\text{III-7})$$

En termes de contraintes effectives :

$$F_s = \frac{c' + \gamma \cdot z \cdot \cos^2\beta \tan \varphi'}{\gamma \cdot z \cdot \cos\beta \sin\beta} \quad (\text{III-8})$$

Pour un sol purement pulvérulent ($c, c'=0$), le coefficient de sécurité se réduit à :

$$F_s = \tan \varphi' / \tan \beta \quad (\text{III-9})$$

III. 7. Présentation des méthodes classiques d'analyse de stabilité des pentes

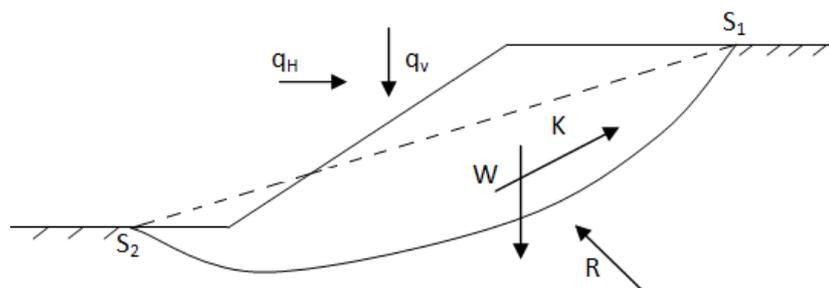


Figure (III-4) : Les efforts appliqués à un talus.

On considère un talus de sol homogène, isotrope et sans eau avec un substratum rigide profond (figure III-4). Soit un volume de sol voisin du talus et limité par une frontière S_1S_2 de forme quelconque appelée par abus de langage « ligne de glissement », qu'elle soit ou non critique.

Ecrivons l'équilibre statique de la section de talus :

- équilibre horizontal : $R_H + K_H + q_H = 0$.
- Equilibre vertical : $R_V + K_V + q_V + W = 0$.
- équilibre des moments par rapport à un point O quelconque :

$$M'_0(R) + M'_0(K) + M'_0(q_H + q_V) + M'_0(W) = 0$$

On pose alors

$$M'_0(R) = \rho_R \cdot R \quad \text{Et} \quad (K) = \rho_K \cdot K$$

Les caractéristiques mécaniques critiques sont :

$$C_C = \frac{c}{F} \quad \text{et} \quad \tan \varphi_C = \frac{\tan \varphi}{F}$$

Avec :

$$\int_{S_1}^{S_2} \sigma_n n ds = N \quad \int_{S_1}^{S_2} \sigma_n n \tan \varphi_C ds = N \tan \varphi_C$$

$$\int_{S_1}^{S_2} C_C t ds = K \quad \int_{S_1}^{S_2} \sigma ds R = N + N \tan \varphi_C$$

Où S est l'abscisse curviligne et $\sigma = \sigma_n n + \tau t$ le vecteur contrainte sur la ligne de glissement.

On remarque que :

- K est parallèle à la corde S_1S_2
- La grandeur de K ne dépend que des extrémités S_1 et S_2
- La position de K ne dépend que de la géométrie de la ligne de glissement.

Le problème est statiquement indéterminé puisque l'on dispose de 3 équations d'équilibre pour 4 inconnues qui sont : R_H , R_V , ρ_R et F .

C'est la non connaissance de la répartition des contraintes normales σ_n qui est la cause de l'indétermination statique du problème.

D'où les diverses hypothèses faites

1- Sur la ligne de glissement :

- Rectiligne (méthode de Cullman)

Elle présente un intérêt certain dans le cas d'hétérogénéités telles que clivage ou filons plan d'argile molle. Par contre en milieu homogène et isotrope, les résultats obtenus ne sont acceptables que pour les talus presque verticaux, sinon la méthode surestime F.

- spirale logarithmique

Elle donne des résultats comparables à la méthode du cercle, d'ailleurs l'arc de la spirale critique est très proche de l'arc de cercle critique. Ces deux méthodes permettent de s'affranchir d'une hypothèse sur la répartition des contraintes σ .

2- Sur la répartition des contraintes normales σ

- méthodes globales :

On étudie l'équilibre d'ensemble du talus en considérant que la répartition des σ se trouve entre deux répartitions extrêmes (cas de rupture circulaires).

- Méthodes des tranches :

La répartition des σ se déduit d'un calcul d'équilibre de tranches verticales effectuées dans le talus.

III. 7. 1. Méthodes D'analyse globales

III. 7. 1. 1. Introduction

Il n'est pas possible de traiter de la stabilité des pentes sans faire au moins une allusion à la méthode de Taylor développée par cet auteur en 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement.

Par la suite Caquot (1954) et Biarez (1970) ont également présenté des méthodes globales d'analyse de stabilité des pentes, dans lesquelles il s'agit d'évaluer correctement le moment résistant des forces de frottement.

III. 7. 1. 2. Méthode de Taylor (méthode du cercle de frottement)

a)Hypothèse

- 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, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas.
- Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau.
- La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme figure (III-5) et une répartition sinusoïdale figure (III-5) le long de l'arc de glissement.

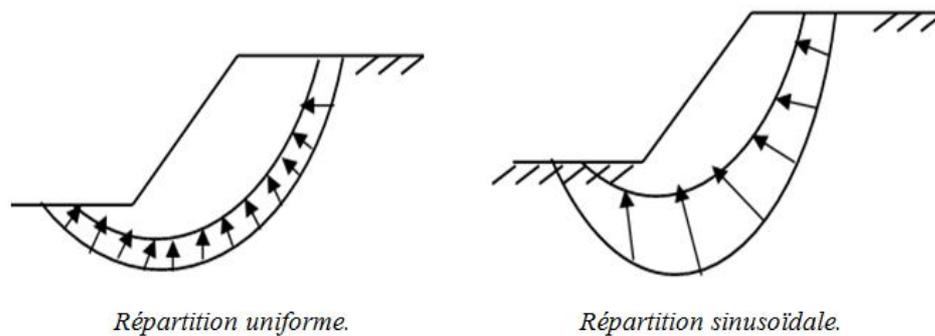


Figure (III-5) : Répartition des contraintes.

b) Types de rupture

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

1. 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.

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied figure (III-6).

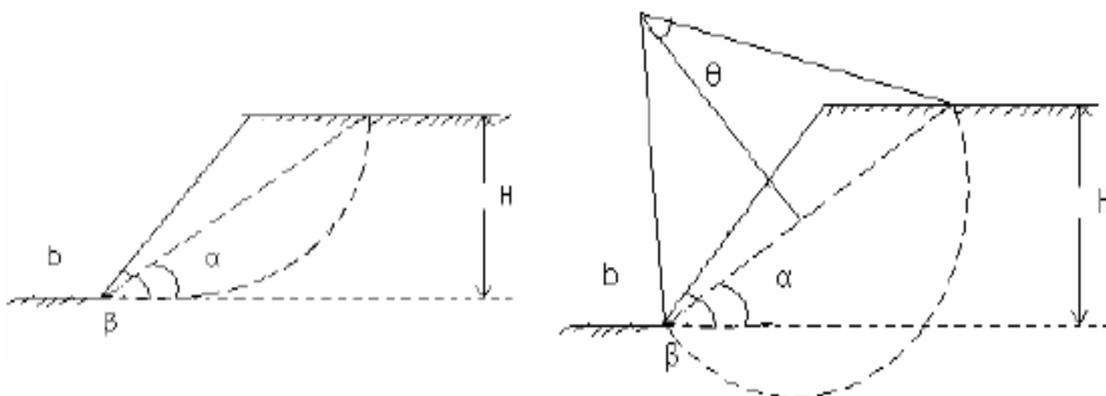


Figure (III-6) : Des cercles de pied.

2. Toutefois, si la base résistante est situé 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 (III-7).

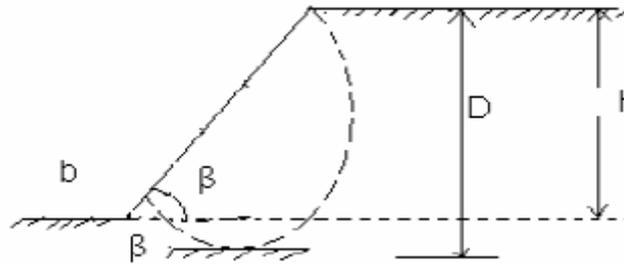


Figure (III-7) : Un cercle de flanc de talus.

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 du talus figure (III-8). Le cercle à mi-pente est tangent à la base résistance.

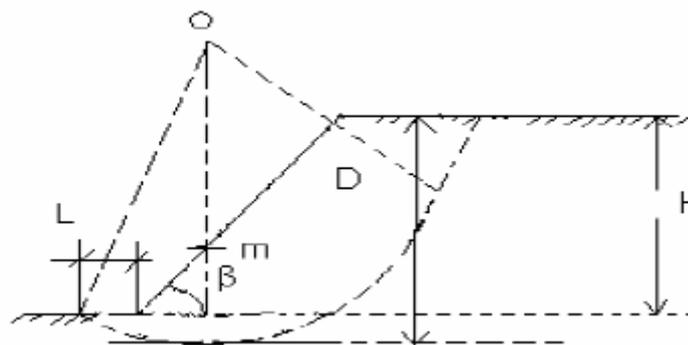


Figure (III-8) : Un cercle à mi-pente.

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 6, 7 et figure 8 ci dessus.

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

III. 7. 2. Méthodes par tranches

III. 7. 2. 1. Introduction

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

Les méthodes par tranches sont plus souples, le talus est partagé en tranches verticales, l'étude de l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeurs de σ et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque.

III. 7. 2. 2. Mise en équation du problème

Soient figure (III-9) $Y_A(x)$, $Y_B(x)$ et $e(x)$ respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussée (lieu d'application des efforts intertranches 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 tranche est élevé)

Une tranche i est soumise à :

- 1) On poids $W_i = \gamma h_i b_i$
- 2) Les efforts intertranches, qui se divisent en efforts verticaux V_i et V_{i+1} et horizontaux H_i et H_{i+1} .

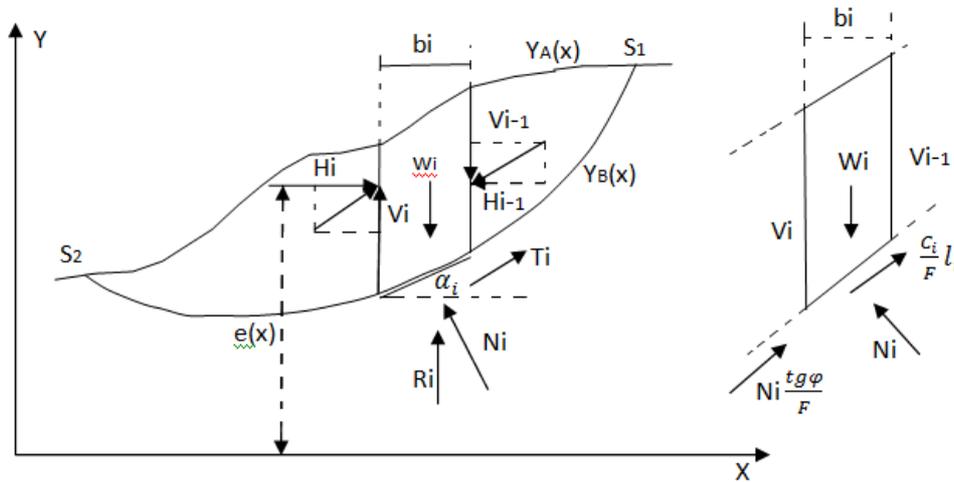


Figure (III-9) : Les efforts exerçant sur une tranche.

- 3) La résistance au cisaillement R_i qui se décompose comme suit :
 - une composante normale :

$$N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad ; \quad l_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

- une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i l_i$$

Or

$$\tau_i = C_{ci} + \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_{ci} = C_i/F + \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_i/F$$

Soit, en remplaçant σ_i par sa valeur,

$$T_i = C_i/F \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i/F$$

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

Pour un talus composé de n tranches non homogènes, caractérisées par C_i et φ_i à la base on peut formuler :

- 1) L'équilibre des forces et des moments pour chaque tranche, soit $3n$ équations.
- 2) On définit un facteur de sécurité unique pour tout le talus, soit 1 inconnue.
- 3) Les efforts normaux, inconnus la base des tranches sont : au nombre de n .
- 4) Enfin les efforts intertranches au nombre de $(n-1)$ se décomposent en 2 composantes, donc 2 inconnues, plus une autre inconnue qui est leur point d'application.

Soit un total de $3n$ équations pour $4n-2$ inconnues

Le problème est donc statiquement indéterminé car il manque $n-2$ relations

III. 7. 2. 3. Hypothèses diverses utilisées dans la méthode des tranches

Pour pouvoir résoudre le système il faut faire des hypothèses supplémentaires soit :

- 1) Sur les efforts intertranches
 - Méthode de Fellenius.
 - Méthode de Bishop.
- 2) Sur la ligne de poussée
 - Méthode de Jambu
- 3) Sur l'orientation des efforts intertranches
 - Méthode de Spencer
- 4) Sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement
 - Méthode des perturbations

Les méthodes correspondant à ces hypothèses sont dites exactes si elles fournissent les $n-2$ relations manquantes. il existe aussi des méthodes approchées qui dérivent, elles sont moins précises, mais plus rapides et souvent suffisantes. en effet des comparaisons avec les méthodes exactes montrent que les méthodes approchées sous estime F .

III. 7. 2. 4. Méthodes faisant appel à des hypothèses sur la valeur des efforts intertranches

III. 7. 2. 4. 1. Méthode de Bishop généralisée

La méthode de Bishop, développée par Nonveiller en 1965. Dans le cas où la ligne de glissement est circulaire, l'équilibre verticale s'écrit :

$$\begin{aligned}
 W_i + (V_i - V_{i+1}) &= N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \\
 &= N_i \cos \alpha_i + C_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i / F \cos \alpha_i + N_i \operatorname{tg} \varphi_i \sin \alpha_i / F
 \end{aligned}$$

D'où la valeur de N_i

$$N_i = (W_i + (V_i - V_{i+1}) - (C_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i / F)) / (\cos \alpha_i + (\sin \alpha_i \operatorname{tg} \alpha_i / F))$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F} \right)$$

$$N_i = W_i + (V_i - V_{i+1}) - (C_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i / F) / m_\alpha$$

L'équilibre global des moments ne fait intervenir que les forces extérieures ; il s'écrit par rapport au centre du cercle de glissement :

$$\rho \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i b_i}{F \cos \alpha_i} + N_i \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \right) = \rho \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i$$

Cette dernière équation permet de calculer F , qui est indépendant de ρ pour une ligne de glissement circulaire :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i \right]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

On porte alors dans l'expression de F , la valeur de N précédemment calculée

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + \operatorname{tg} \varphi_i \left[\frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F} \operatorname{tg} \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right] \quad (\text{III-12})$$

Le deuxième membre contient F explicitement et par l'intermédiaire de m_α mais la formule se prête bien à une résolution par approximations successives. Avant d'en arriver là, il convient de faire le point et d'examiner les conditions d'équilibre dont on ne s'est pas encore servi et qui doivent être vérifiées, si on ne veut pas commettre de grossières erreurs.

L'équilibre horizontal de la tranche i s'écrit

$$(H_i - H_{i+1}) + N_i \left(\frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i}{F} b_i = 0$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{\frac{C_i b_i}{F} + (H_i - H_{i+1})}{\sin \alpha_i - \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontaux et verticaux donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des intertranches :

$$(H_i - H_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F}$$

Puisque les efforts intertranches sont des efforts intérieurs au talus, leurs sommes sont nulles :

$$\sum (H_i - H_{i+1}) = 0 \quad (\text{III-13})$$

$$\sum (V_i - V_{i+1}) = 0$$

En sommant la relation précédente sur les n tranches du talus, on obtient une relation ne faisant plus intervenir que les efforts intertranches verticaux :

$$\sum_{i=1}^n \left\{ (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] \right\} = \sum_{i=1}^n \left\{ \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \right\} \quad (\text{III-14})$$

Le système peut donc se résoudre à partir des équations d'équilibre :

- n équations relatives à l'équilibre vertical des tranches.
- n équations relatives à l'équilibre horizontal des tranches.
- 1 équation de moment globale.

Pour les inconnues suivantes :

- Ni : soit n valeurs
- (Vi - Vi+1) : n valeurs
- F : une inconnue

Cependant les calculs sont très difficiles à aborder car il faut itérer à la fois sur F dans la relation (III-12) puis sur (Vi - Vi+1) dans la relation (III-13) en n'oubliant pas de vérifier la relation (III-14).

III. 7. 2. 4. 2. Méthode simplifiées

a) Méthode de Bishop simplifiée

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable. Il suppose donc que pour tout i, (Vi - Vi+1)=0, ce qui équivaut à considérer les efforts intertranches uniquement horizontaux. Le coefficient de sécurité s'obtient en itérant la formule suivante :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + tg \varphi_i \left[\frac{W_i - C_i \frac{b_i}{F} tg \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right]$$

Soulignons néanmoins qu'on ne vérifie pas toutes les équations de la statique puisque l'on se contente de :

- n équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche
- 1 équation du moment global.

Pour les inconnues que sont les n efforts normaux N_i et le facteur de sécurité F .

On ne vérifie donc pas l'équilibre horizontal des tranches ni l'équilibre des moments pour chaque tranche. C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.

b) Méthode de Fellenius

Encore appelée la méthode suédoise, on suppose là encore que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts intertranches figure (III-10).

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

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

$$N_i = W_i \cos \alpha_i$$

On écrit également l'équilibre globale des moments ce qui permet de trouver directement l'expression de F :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_1^n W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right]$$

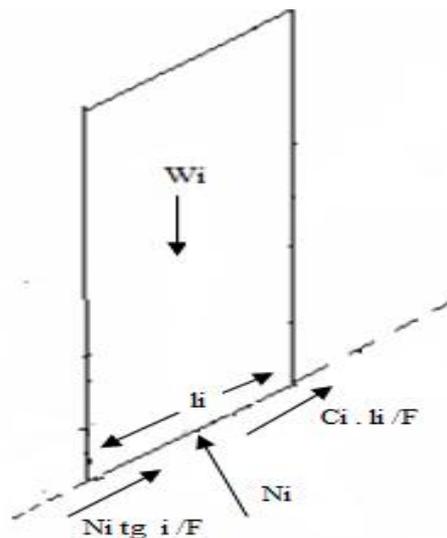


Figure (III-10) : Méthode de Fellenius.

L'équation qui permet de définir F 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 des contraintes sur la base des tranches.

L'expression du facteur de sécurité déterminée par la méthode de Fellenius sert souvent de valeur de base aux itérations nécessaires pour trouver la valeur de F par la méthode de Bishop.

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 :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right] \right]$$

Toutes les méthodes utilisant un cercle donnent la même valeur de F, 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 ».

III. 7. 2. 5. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de pousse

III. 7. 2. 5. 1. Méthodes exactes :

On se donne une fonction $g(x)$ et on suppose que $e_i = a \cdot g(x)$, « a » étant un paramètre inconnu, (i varie de 1 à $n-1$). Le système s'enrichit de ($n-1$) équations supplémentaires en e_i mais il y'a une inconnue supplémentaires : « a ». Le problème est donc statiquement déterminé avec ($4n-1$) équations et ($4n-1$) inconnues. Des tests ont montré que la valeur de F dépendait très peu du choix de la fonction $g(x)$.

III. 7. 2. 5. 2. Méthodes approchées hypostatiques (elles ne vérifient pas toutes les équations de la statique)

Certains auteurs supposent la ligne de poussée confondue avec la ligne de glissement : $e(x) = g(x)$. Cette hypothèse donne de bons résultats car il y a sans doute concentration des contraintes au voisinage de la ligne de glissement, la plasticité se développant d'abord dans cette partie du glissement.

Jambu suppose la ligne de glissement au voisinage du tiers inférieur de la hauteur de la tranche $e_i = g(x)$.

a) Méthode de Jambu

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Jambu (1954,1957) propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée.

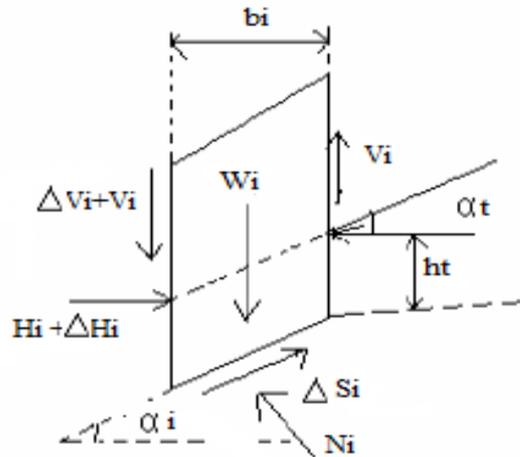


Figure (III-11) : Méthode de Jambu.

L'équilibre horizontal nous donne F :

$$F = \frac{\sum b_i \cdot s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i} \quad (\text{III-15})$$

Avec

$$S_i = \frac{c_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} \right) \operatorname{tg} \varphi_i}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad (\text{III-16})$$

Les forces intertranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les considérations d'équilibre :

$$\begin{aligned} H_i - H_{i+1} = \Delta H_i &= (W_i + \Delta V) \operatorname{tg} \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos \alpha_i} \\ V_i &= -H_i \operatorname{tg} \alpha_i + h_{it} \frac{\Delta H_i}{b_i} \end{aligned} \quad (\text{III-17})$$

Dans lesquelles :

- ΔH_i : est la différence des forces normales aux cotes de deux tranches successives.
- ΔV_i : est la différence des forces parallèles aux cotes de deux tranches successives.
- α_i, h_t : définissent la direction et la position de la ligne de poussée figure (III-11).

Le point de départ est la tranche au sommet dans laquelle H_i et V_i ont une valeur nulle d'un seul coté. L'utilisation des équations (III-17), tout en procédant tranche par tranche, nous permet d'obtenir les valeurs de forces H_i et V_i de l'ensemble des tranches. La méthode de Jambu présente un avantage important ; le calcul rapide de F peut être effectuer à l'aide d'une calculatrice de poche.

b) Méthode de Jambu simplifiée

Malgré le large emploi des calculatrices électroniques il est parfois utile de dégager assez rapidement un coefficient de sécurité approximatif, aussi la méthode de Jambu propose –telle une formule simplifiée, dans laquelle on ignore totalement les efforts intertranches.

$$F = f \cdot \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum W_i \operatorname{tg} \alpha_i} \quad (\text{III-18})$$

$$s_i = \frac{c_i + \frac{W_i \operatorname{tg} \varphi_i}{b_i}}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i}{F}} \quad (\text{III-19})$$

Et f étant un coefficient correcteur empirique.

Ce coefficient dépend du rapport d/L (profondeur de la surface de glissement à sa longueur) et de la nature du sol, le coefficient f est tiré à partir des abaques.

III. 7. 2. 6. Méthodes faisant appel à des hypothèses sur l'orientation des efforts intertranches**III. 7. 2. 6. 1. Méthodes exactes**

On suppose que

$$\frac{V_i}{H_i} = \operatorname{tg} \theta_i = \lambda f(x_i) \quad (\text{III-20})$$

θ : étant l'angle que fait la force intertranche résultante par rapport à l'horizontale.

En choisissant préalablement la fonction $f(x)$, on obtient $(n-1)$ équations supplémentaires et un paramètre à déterminer λ . Le problème est donc statiquement déterminé avec $(4n-1)$ équation pour $(4n-1)$ inconnus. C'est la méthode employée par Morgenstem et Price. Mais elle pose de gros problèmes de calcul numérique au niveau de la convergence du facteur de sécurité.

- Méthode de Spencer (1967)

Celle –ci considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux ; c'est-à-dire :

$$\frac{V_i}{H_i} = \operatorname{tg} \theta_i = \lambda \quad (\text{III-21})$$

λ : est un paramètre à déterminer : la méthode est cette fois encore exact. Cependant pour être convenable l'angle θ_i doit être compris entre l'angle du talus β et α_i que fait la base de la tranche i avec l'horizontale.

La figure suivante (III-12) permet de visualiser les forces en présence dans l'hypothèse de Spencer.

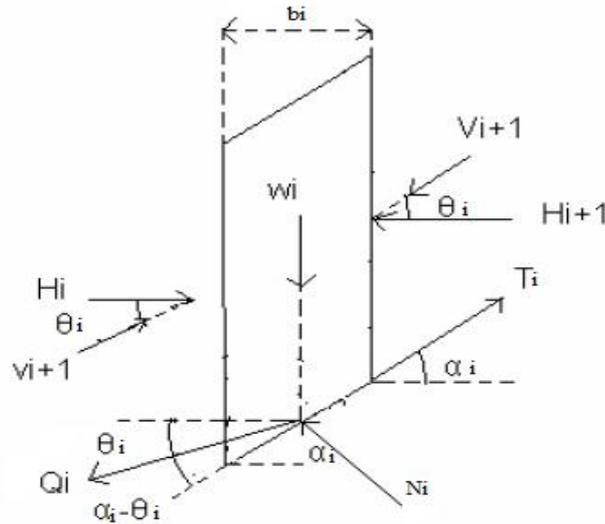


Figure (III-12) : Méthode de Spencer.

Q_i représente la résultante des efforts intertranches. Elle fait un angle égale à $(\alpha - \theta)$ avec la base de la tranche i .

Rappelons enfin :

$$T_i = \frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{tg \varphi_i}{F} \tag{III-22}$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \tag{III-23}$$

De même la projection des forces sur la normale à cette base donne :

$$N_i + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \tag{III-24}$$

Remplaçons T_i par sa valeur, on obtient :

$$\frac{C_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{tg \varphi_i}{F} - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \tag{III-25}$$

Soit

$$C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i tg \varphi_i - F Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - F W_i \sin \alpha_i = 0$$

$$N_i + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0$$

En « éliminant » N_i entre ces deux expressions on peut calculer Q

$$Q = \frac{\frac{c_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \frac{tg \varphi_i}{F} W_i \cos \alpha_i - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha - \theta) \left[1 + \frac{tg \varphi_i}{F} tg(\alpha - \theta) \right]} \quad (\text{III-26})$$

Maintenant, si on considère que les forces extérieures au talus sont en équilibre, alors la somme vectorielle des efforts intertranches doit être nulle. Ce qui donne :

$$\sum Q_i \cos \theta_i = 0 \quad (\text{III-27})$$

$$\sum Q_i \sin \theta_i = 0$$

De plus, si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un centre de rotation est nulle, alors la somme des moments des forces intertranches par rapport à ce centre doit être nulle également, ce qui donne :

$$\sum Q_i R \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0$$

Si on admet que la surface de glissement est circulaire et R son rayon (donc R=une constante) l'équation précédente peut s'écrire :

$$\sum Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) = 0 \quad (\text{III-28})$$

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les équations (III-27, III-28). Spencer considère les efforts intertranches comme parallèles entre eux c'est-à-dire $\theta = cte$ l'équation (III-27) se réduit à :

$$\sum Q_i = 0$$

Il s'agit alors de résoudre deux équations au lieu de trois.

III. 7. 2. 6. 2. Méthodes approchées hypostatiques

Méthode de l'USBR ou « méthode des tranches ordinaires »

Cette méthode considère la résultante ($Z_i - Z_{i+1}$) des efforts intertranches comme parallèle au linge de glissement. De plus la ligne de poussée est confondue avec la ligne de glissement, cette méthode est donc nettement surabondante. Elle ne donne pas le même cercle critique que la méthode de Bishop et sous-estime le facteur de sécurité trop nettement.

III. 7. 2. 7. Méthodes faisant des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la ligne de glissement

Si l'on suppose connus les N_i , on a n inconnus en moins, donc 2 équations de trop : le problème est surabondant. On introduit alors 2 paramètres supplémentaires λ_1 et λ_2 qui permettront de moduler les N_i afin de satisfaire les équations d'équilibre $N_i = f(x_i, \lambda_1, \lambda_2)$.

III. 7. 2. 7. 1. Méthodes des perturbations

L'idée est de partir d'une valeur approchée de l'effort normal N_{i0} que l'on perturbe en multipliant par un terme p .

On peut écrire formellement

$$N_i = N_{i0} p$$

- N_i : valeur approchée de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche i .
- N_{i0} : valeur de l'effort normal approché de ce dernier.
- p : fonction de perturbation.

D'où n équations supplémentaires.

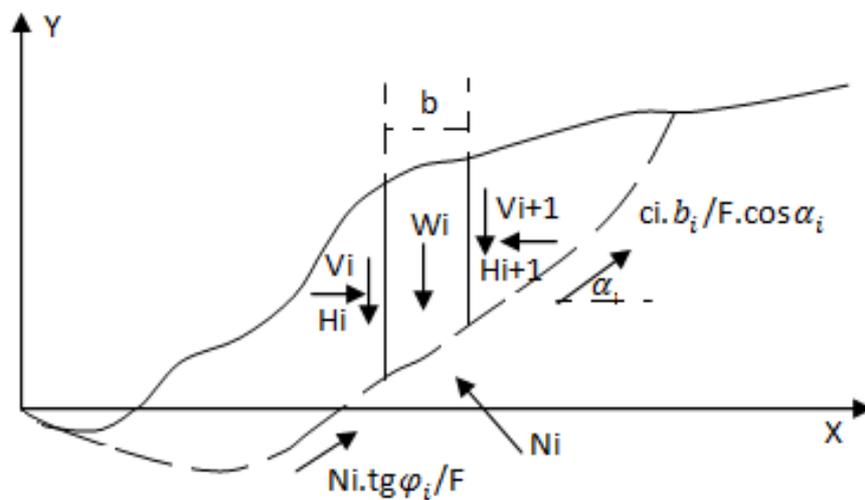


Figure (III-13) : Méthode de perturbations.

La surabondance de 2 équations sera supprimée en injectant deux inconnus dans la fonction de perturbation soit, par exemple.

$$P = \mu_1 + \mu_2 \vartheta(M_i)$$

- μ_1 et μ_2 : paramètres inconnus de perturbation.
- $\vartheta(M_i)$: fonction de perturbation définie au point M_i de calcul le long de la courbe.

La méthode sera d'autant plus performante que la perturbation sera faible (μ_1 proche de 1 et μ_2 proche de 0). Cela se traduit par une estimation aussi parfaite que possible du terme à perturber N_{i0} .

• Choix de N_{i0} :

Un premier choix consiste à déterminer N_{i0} par la méthode de Rajot (1983) à partir de la contrainte σ_z^i supposée exister sur une facette.

Un second choix consiste à formuler N_{i0} à partir de la méthode de Fellenius.

Considérons une tranche de sol verticale sans effort intertranches (hypothèse de Fellenius) son poids est W_i . La composante normale de ce poids sur la facette inclinée à α en M est :

$$\begin{aligned} & W_i \cos \alpha_i \\ \text{Soit} & \\ & N_{io} = W_i \cos \alpha_i \end{aligned}$$

Dans une étude comparative, Ratel (1987) trouve que le choix de l'effort normal N_{io} de Rajot par rapport à celui de Fellenius donne un coefficient de sécurité inférieur. Il préconise cependant de prendre l'effort normal donné par l'équilibre de Fellenius.

- **Choix de la fonction de perturbation $\vartheta(M_i)$**

Des calculs effectués à partir de répartitions de contraintes (Pincet ,1974) concluaient à donner $\vartheta(M_i)$ la valeur de $\text{tg}^2 \alpha_i$ au point considéré.

Des études faites depuis par différents auteurs n'ont pas montré de variations notables sur la valeur du coefficient de sécurité si l'on prend $\text{tg} \alpha_i$ au lieu $\text{tg}^2 \alpha_i$. C'est pourquoi $\text{tg} \alpha$ a été adopté.

En résumé, nous retiendrons l'expression suivante que nous aurons à utiliser par la suite :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_1 + \mu_2 \text{tg} \alpha_i)$$

α_i : Angle de la facette de rupture avec l'horizontal (en valeur algébrique)

W_i : Poids de la tranche i

N_i : effort à la base de la tranche i

- **Equations de la statique**

- 1) **Equilibre vertical d'une tranche**

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + \frac{c_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + N_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (\text{III-29})$$

- 2) **Equilibre horizontale d'une tranche**

$$(H_i - H_{i+1}) + \frac{c_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i + N_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0 \quad (\text{III-30})$$

- 3) **Moment par rapport à l'origine des axes** (pour la signification de e_i voir figure)

$$\begin{aligned} & -x_{iG} W_i - x_i V_i + x_{i+1} V_{i+1} + (y_{B_{i+1}} + e_i) H_{i+1} + (y_{B_i} + e_i) H_i + \left[\frac{c_i b_i}{F \cos \alpha_i} + \right. \\ & N_i \frac{\text{tg} \varphi_i}{F} \left. \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i] + \\ & N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_1} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i] = 0 \quad (\text{III-31}) \end{aligned}$$

Portons la perturbation sur N_i

$$N_i = W_i(\mu_1 \cos \alpha_i + \mu_2 \sin \alpha_i)$$

On fait la somme des n équations du type (III-29), sachant que $V_0 = V_n = 0$, on s'aperçoit que les autres V_i disparaissent.

$$\begin{aligned} \sum \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} tg \alpha_i \right) &= \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) \\ \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\frac{tg \varphi_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) & \quad (III-32) \end{aligned}$$

On fait également la somme des n équations du type (III-30), $H_0 = H_n = 0$ et les termes H_i disparaissent.

$$\begin{aligned} \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) + \\ \mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi_i}{F} \cos \alpha_i \right) &= \sum \frac{C_i b_i}{F} \quad (III-33) \end{aligned}$$

Si l'on fait maintenant la somme des équations du type (III-31), on obtient :

$$\begin{aligned} \sum x_{Gi} W_i &= \frac{1}{F} \sum \left[\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + N_i tg \varphi_i \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i] + \\ \sum N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i] &= 0 \end{aligned}$$

D'où la formulation de F

$$F = \frac{\sum \left[N_i tg \varphi_i + \frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i]}{\sum 2x_{Gi} W_i - N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i]}$$

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

- on fixe F
- on calcul μ_1 et μ_2 par le système linéaire des équations (III-32) et (III-33), puis N_i par

$$N_i = W_i(\mu_1 \cos \alpha_i + \mu_2 \sin \alpha_i)$$

- la dernière équation permet d'itérer sur F .

III. 7. 3. effets de la pression interstitielle

III. 7. 3. 1. Généralités

La pression interstitielle peut trouver son origine :

- dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable ;
- dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain ;
- dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un choc sur un milieu saturé (vibration séisme).

Dans le premier cas, il s'agit d'un phénomène purement statique, il est important d'observer que l'intensité de « u » ne dépend pas du volume d'eau accumulé, mais uniquement de la hauteur de charge. Ce phénomène est classique derrière un mur de soutènement non drainé ou pour le talus amont d'un barrage en service ou enfin pour un rideau de palplanches .l'ouvrage fonctionne alors, parfois pendant un très court instant, comme un véritable barrage. Il suffit, pour que la mise en charge ait lieu, d'un simple film d'eau (l'expérience du tonneau de Pascal) s'établisse entre le terrain et l'ouvrage étanche ou insuffisamment drainé.

Dans le cas d'un rideau de palplanches battues dans de l'argile, il suffit par exemple que le rideau se décolle légèrement du terrain (retrait, poussée) pour que, à l'occasion d'une pluie (par exemple), le film d'eau puisse s'établir ce phénomène est à l'origine de fréquents accidents, notamment-mais pas seulement-en périodes pluvieuses.

Par le simple jeu hydrostatique, une pression d'eau peut également s'établir dans une discontinuité du milieu (faille, joint de stratification, etc...) ou au contact de deux milieux imperméables ; par exemple à la base d'une couverture argileuse imperméable plaquée sur un substratum imperméable lui aussi. L'eau qui s'infiltré dans cette discontinuité se met en charge, et agit comme un vérin pour décoller la couverture de son soubassement, la pression d'eau disparaît au moment du décollement, mais elle a suffi à déclencher la rupture.

Dans le cas d'une nappe aquifère circulant, l'action hydrostatique de l'eau (pression u) est sensiblement analogue à la précédente. Toutefois, la définition précise de u suppose la connaissance des équipotentielles de l'écoulement.

La pression interstitielle peut naître de l'application brutale d'une surcharge sur un milieu saturé (saturation statique ou liée à une nappe filtrante) ou voisin de la saturation. A la pression interstitielle initiale u , il faut observer que la transmission de Δu dans un milieu saturé est instantanée.

III. 7. 3. 2. Rappel sur les caractéristiques mécaniques des sols

On admet en théorie classique, que l'état d'équilibre limite d'un sol correspond à un glissement le long d'une surface de rupture, sur un élément de cette surface, la résistance au cisaillement τ est une fonction croissante de la contrainte σ .

La courbe représentative de cette fonction dans le plan (σ, τ) est l'enveloppe des cercles de Mohr définissant l'état de contrainte : C'est la courbe intrinsèque de Caquot.

L'expérience montre que dans les sols, cette courbe est assimilable à une droite et le critère de rupture s'écrit :

$$\tau = C + \sigma \tan \varphi \quad \text{C'est la droite de Coulomb.}$$

La résistance au cisaillement d'un sol est donc caractérisée par deux paramètres classiques : la cohésion C et l'angle de frottement interne φ . En réalité ce critère de rupture ne s'applique qu'à la phase solide. Or, il existe dans le sol deux phases, l'une gazeuse que l'on peut négliger, l'autre liquide qui est par contre, d'une importance capitale.

En effet, lorsqu'on applique sur un sol un effort quelconque, la contrainte totale σ , qui s'exerce alors sur une facette donnée se répartit à la fois sur le squelette solide qui est ainsi soumis à une contrainte σ' appelée contrainte intergranulaire ou encore effective, et sur la phase liquide se développe une pression u appelée pression interstitielle et l'on a :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{Postulat de Terzaghi})$$

La loi Coulomb s'écrit donc en réalité :

$$\tau = C' + \sigma' \tan \varphi'$$

Où C' et φ' sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement vrais ou effectifs.

L'expression de la résistance au cisaillement peut également s'écrire :

$$\tau = C' + (\sigma - u) \tan \varphi' = C' + \sigma \left(1 - \frac{u}{\sigma}\right) \tan \varphi'$$

Soient encore

$$\tau = C' + \sigma \tan \varphi_u$$

Avec

$$\tan \varphi_u = \left(1 - \frac{u}{\sigma}\right) \tan \varphi'$$

φ_u : est l'angle de frottement interne apparent.

Dans un sol saturé et de faible perméabilité, c'est la pression interstitielle qui au début du chargement, équilibre à elle seule la contrainte totale, ce qui se traduit par :

$$u = \sigma \quad \text{d'où} \quad \varphi_u = 0$$

Lorsque la pression interstitielle est totalement dissipée, c'est-à-dire en fin de consolidation on a par contre $u = 0$; d'où $\varphi_u = \varphi'$. On voit donc que l'angle de frottement interne apparent augmente en fonction du temps pour atteindre à la limite la valeur de l'angle de frottement effectif.

En ce concerne la cohésion c'est l'inverse qui se produit ou tout au moins qui semble se produire. Pour ce qui est du calcul de stabilité d'un talus il y a lieu de distinguer :

- l'étude de la stabilité à court terme où l'on utilise les caractéristiques apparentes C_u et φ_u .
- l'étude de la stabilité à long terme où l'on prend en compte les caractéristiques intrinsèques C' et φ' .

III. 7. 3. 3. Equilibre d'une tranche de talus en présence d'eau

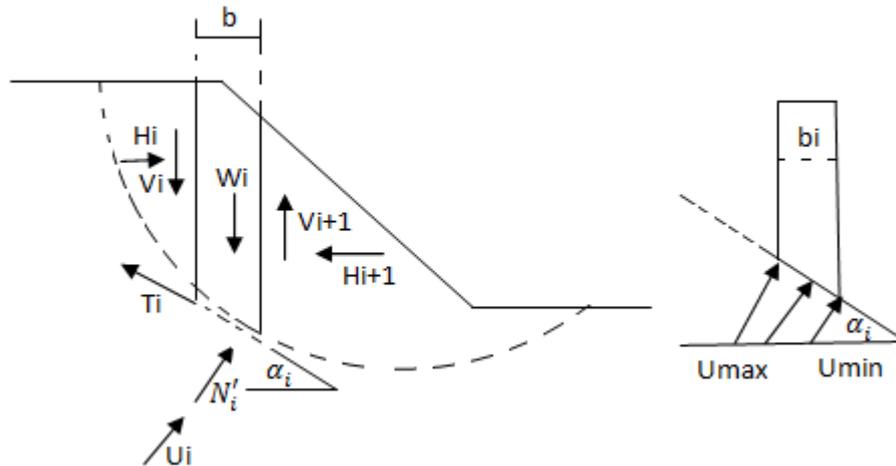


Figure (III-14) : Equilibre d'une tranche de talus en présence d'eau.

Au niveau des équations décrites dans les paragraphes précédents il faudra alors remplacer, figure (III-14).

- N_i par $N'_i + u$
- φ_i par φ'_i
- C par C'_i
- u_i étant la pression interstitielle à la base de la tranche terrain considéré.

Bishop et Morgenstern ont proposé une méthode approchée pour le calcul de la pression interstitielle. Ils supposent que cette pression est de la forme : $u_i = r_u \gamma_{sat} h$.

- r_u : est un coefficient de proportionnalité tout le long du cercle de glissement.

- γ_{sat} : le poids volumique du sol saturé.

- h : la distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface du talus.

Autrement dit, la pression interstitielle en un point de la ligne de glissement est une fraction constante du poids de la colonne de terre qui surmonte cette ligne. A partir de cette hypothèse simplificatrice, Bishop et Morgenstern ont bâti des abaques pour le calcul de la stabilité des talus. Mais cette méthode a ses limites et l'on doit souvent calculer de manière plus précise la pression interstitielle.

On peut également utiliser « plus rigoureusement » la relation suivante figure (III-14)

$$u_i = \left(\frac{u_{max} + u_{min}}{2} \right) \left(\frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right)$$

En réécrivant les conditions d'équilibre on arrive finalement aux formules suivantes :

- **Méthode de Bishop simplifiée**

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left[\frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i} + tg \varphi'_i \left[\frac{(W_i - u_i) - C'_i \frac{b_i}{F} tg \alpha_i}{m_\alpha} \right] \right] \right]$$

- **Méthode de Fellenius**

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum_1^n (W_i \cos \alpha_i - u_i) tg \varphi'_i + C'_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right]$$

Avec

$$m_\alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F} \right)$$

- **Méthode de Jambu**

$$F = \frac{\sum b_i \cdot s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (W_i + \Delta V_i) tg \alpha_i}$$

Avec

$$s_i = \frac{C'_i + \left(\frac{W_i + \Delta V_i}{b_i} \right) tg \varphi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F}}$$

- **Méthode de Jambu simplifiée**

$$F = f \cdot \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum W_i tg \alpha_i}$$

$$s_i = \frac{C'_i + \frac{W_i}{b_i} tg \varphi'_i}{1 + \frac{tg \alpha_i tg \varphi'_i}{F}}$$

- **Méthode de Spencer**

Rappelons que

$$T_i = \frac{C'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i \frac{tg \varphi'_i}{F}$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (a)$$

De même la projection des forces sur la normale à cette base donne :

$$N'_i + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0 \quad (b)$$

Remplaçons T_i par sa valeur, on obtient :

$$\frac{C'_i b_i}{F \cos \alpha_i} + N'_i \frac{tg \varphi'_i}{F} - Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - W_i \sin \alpha_i = 0$$

Soit

$$C'_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N'_i tg \varphi'_i - F Q_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - F W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (c)$$

$$N'_i + u + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - W_i \cos \alpha_i = 0$$

En « éliminant » N_i entre ces deux expressions on peut calculer Q

$$Q = \frac{\frac{C'_i b_i}{F \cos \alpha_i} + \frac{tg \varphi'_i}{F} W_i \cos \alpha_i - W_i \sin \alpha_i}{\cos(\alpha_i - \theta_i) \left[1 + \frac{tg \varphi'_i}{F} tg(\alpha_i - \theta_i) \right]} \quad (d)$$

Pour les mêmes raisons évoquées au paragraphe (III.7.2.6.1.), nous pouvons établir les trois équations suivantes :

$$\sum Q_i \cos \theta_i = 0$$

$$\sum Q_i \sin \theta_i = 0 \quad (e)$$

$$\sum Q_i = 0$$

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

- 1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque. on la divise en tranches d'égale largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle α que fait sa base avec l'horizontale.
- 2) Plusieurs valeurs de θ sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule F qui doit, à la fois, satisfaire aux trois équations de (e). On désigne respectivement par F_f et F_m le coefficient qui satisfait à l'équation des forces et celui qui satisfait à l'équation des moments, le coefficient F calculé pour $\theta = 0$ et qui satisfait à l'équation des moments est désigné par F_{m0} .

- 3) On représente, sur le même graphique, les deux courbes $F_f = f(\theta)$ et $F_m = f(\theta)$. la figure (III-15) en est un exemple, l'intersection des deux courbes fournit F_1 et θ_1 .
- 4) La valeur de F_1 est alors substituée dans l'équation (d) pour calculer Q. Ensuite, partant de la première tranche à la dernière, on calcule les efforts intertranches eux-mêmes.
- 5) Partant de première tranche vers la dernière, en utilisant l'équation des moments on trouve les points d'application des efforts intertranches, qui seront alors reportés sur la section du talus.

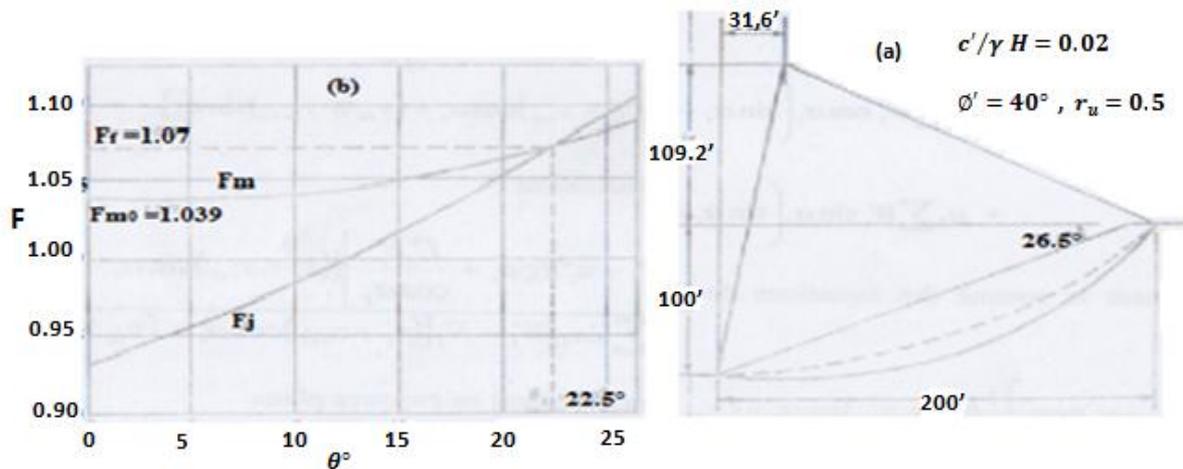


Figure (III-15) : Abaque des coefficients de méthode de Spenser.

• Méthodes des perturbations

On peut reprendre « mot à mot » la démonstration établie au paragraphe (III. 7. 6. 2), en utilisant fois les paramètres effectifs. Ainsi la composante normale du poids sur la facette inclinée à α en M est :

$$N_i = W_i (\mu_1 + \mu_2 \operatorname{tg} \alpha_i) \cos \alpha_i$$

- α_i : Angle de la facette de rupture avec l'horizontal (en valeur algébrique)
- W_i : Poids de la tranche i
- N_i : Effort à la base de la tranche

Equations de la statique

-Équilibre verticale d'une tranche

$$-W_i - (V_i - V_{i+1}) + \frac{c'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \sin \alpha_i + (N_i - u) \frac{\operatorname{tg} \phi'_i}{F} \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad \text{(III-34)}$$

-Equilibre horizontale d'une tranche

$$(H_i - H_{i+1}) + \frac{c'_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \cos \alpha_i + (N_i - u) \frac{\operatorname{tg} \phi'_i}{F} \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = 0 \quad \text{(III-35)}$$

-Moment par rapport à l'origine des axes

$$\begin{aligned}
& -x_{iG}W_i - x_iV_i + x_{i+1}V_{i+1} + (y_{B_{i+1}} + e_{i+1})H_{i+1} + (y_{B_i} + e_i)H_i + \\
& \left[\frac{C'_i b_i}{F \cos \alpha_i} + (N_i - u) \frac{tg \varphi'_i}{F} \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i] + \\
& N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i] = 0 \quad (III-36)
\end{aligned}$$

x_{iG} : Coordonnée du centre de gravité de la tranche

Portons la perturbation sur N_i

$$N_i = W_i (\mu_1 \cos \alpha_i + \mu_2 \sin \alpha_i)$$

On fait la somme des n équations du type (III-34), sachant que

$$V_0 = V_n = 0 \quad (III-37)$$

Et les autres V_i disparaissent.

$$\begin{aligned}
\sum \left(W_i - \frac{C'_i b_i}{F} tg \alpha_i b_i \right) &= \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\frac{tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) + \\
&\mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\frac{tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i + \cos \alpha_i \right) - \sum \frac{u_i \cdot tg \varphi'_i}{F} \sin \alpha_i
\end{aligned}$$

On fait également la somme des n équations du type (III-35),

$$H_0 = H_n = 0 \quad (III-38)$$

Et les termes H_i disparaissent.

$$\begin{aligned}
\sum \frac{C'_i b_i}{F} - \sum \frac{u_i \cdot tg \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i &= \mu_1 \sum W_i \cos \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i \right) + \\
&\mu_2 \sum W_i \sin \alpha_i \left(\sin \alpha_i - \frac{tg \varphi'_i}{F} \cos \alpha_i \right)
\end{aligned}$$

Si l'on fait maintenant la somme des équations du type (III-36), on obtient :

$$\begin{aligned}
\sum x_{Gi} W_i &= \frac{1}{F} \sum \left[\frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i} + (N_i - u_i) tg \varphi'_i \right] \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \cos \alpha_i] + \\
&\sum N_i \frac{1}{2} [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{B_i} + y_{B_{i+1}}) \sin \alpha_i] = 0
\end{aligned}$$

D'où la formulation de F

$$F = \frac{\sum \left[\frac{C'_i b_i}{\cos \alpha_i} + (N_i - u_i) \operatorname{tg} \varphi'_i \right] [(x_i + x_{i+1}) \sin \alpha_i - (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \cos \alpha_i]}{\sum 2x_{Gi} W_i - N_i [(x_i + x_{i+1}) \cos \alpha_i + (y_{Bi} + y_{Bi+1}) \sin \alpha_i]}$$

III. 7. 3. 4. Méthodes de calcul en rupture plane

1) Massif purement pulvérulent sans écoulement d'eau

L'analyse de la stabilité en rupture plane permet de définir des critères très simples fréquemment utilisés dans la mesure où beaucoup de glissements naturels produisent le long de discontinuité plane.

On suppose dans les calculs que le massif est semi infini, ce qui traduit au niveau des contraintes par une répartition uniforme.

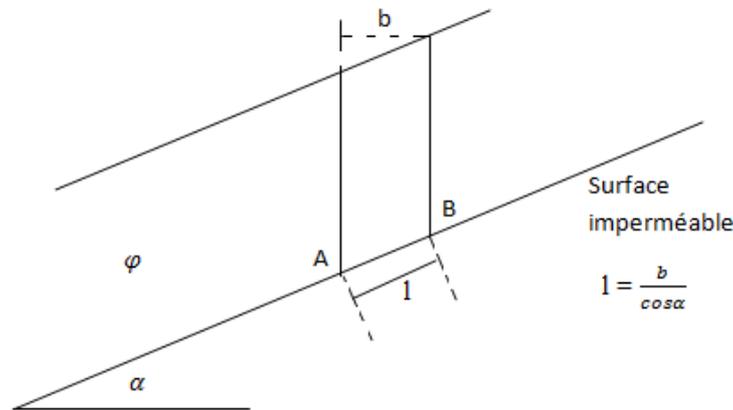


Figure (III-16) : Schéma d'un Massif purement pulvérulent sans écoulement d'eau.

Le poids de la tranche induit sur AB une contrainte verticale

$$e = \frac{\gamma h b}{l} = \gamma h \cos \alpha$$

Qui se décompose suivant la facette de rupture AB en :

- une contrainte normale $\sigma = \gamma h \cos \alpha \cdot \cos \alpha = \gamma h \cos^2 \alpha$
- et une contrainte tangentielle $\tau = \gamma h \cos \alpha \sin \alpha$

Selon la loi de Coulomb, la stabilité du massif est assurée si :

$$\tau \leq \operatorname{tg} \varphi_c$$

Or
$$\tau = \frac{\sigma}{F} \operatorname{tg} \varphi \Rightarrow F = \frac{\sigma}{\tau} \operatorname{tg} \alpha$$

$$\Rightarrow \gamma h \cos \alpha \sin \alpha \leq \gamma h \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \varphi$$

On trouve l'équilibre du sablier qui se construit par déversement des matériaux au sommet du tas. On sait que « l'angle de talus naturel α » qui apparait vaut sensiblement l'angle de frottement interne φ du milieu peu serré ainsi constitué.

2) Massif purement pulvérulent avec écoulement d'eau parallèle à la surface topographique

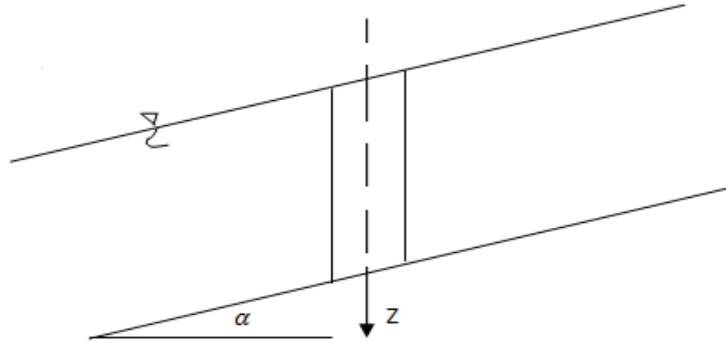


Figure (III-17) : Massif purement pulvérulent avec écoulement d'eau parallèle à la surface topographique.

Dans ce cas

$$\begin{aligned}\tau &= \gamma_{sat} z \cos \alpha \sin \alpha \\ \sigma &= \gamma_{sat} z \cos^2 \alpha \\ u &= \gamma_w z \cos^2 \alpha\end{aligned}$$

Pour qu'il y ait équilibre il faut que

$$\tau \leq (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi'$$

C'est-à-dire

$$\gamma_{sat} z \cos \alpha \sin \alpha \leq (\gamma_{sat} - \gamma_w) z \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi'$$

$$\Rightarrow F = \frac{\gamma' \operatorname{tg} \varphi'}{\gamma_{sat} \operatorname{tg} \varphi}$$

Si on considère que $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ (ce qui est le cas approximativement le cas de la plupart des sols), et $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ la condition devient

$$F = \frac{1 \operatorname{tg} \varphi'}{2 \operatorname{tg} \varphi}$$

Si F est juste égale à l'unité on peut écrire

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \varphi'$$

En rapprochant cette dernière relation de la formule $\alpha \leq \varphi$ (déjà établie) on observe que le facteur de sécurité est réduit de moitié.

III. 8. Choix de la méthode calcul

Le critère fondamental dans le choix de la méthode de calcul est la forme de la surface de glissement. En pratique, on considère trois types de rupture :

- la rupture le long d'une surface plane.
- la rupture circulaire.
- la rupture le long d'une surface de forme quelconque.

Pour les ruptures planes les calculs sont très simples et des formules peuvent être définies pour obtenir facilement les conditions de stabilité.

En ce qui concerne les ruptures circulaires, les méthodes de calculs font très souvent appel à des hypothèses simplificatrices différentes et les coefficients de sécurité que l'on évolue sont donc différents. Des études comparatives ont montré que la méthode de Bishop fournit de bons résultats. La méthode simplifiée est généralement employée car la méthode exacte n'améliore pas sensiblement la valeur de F et demande des calculs supplémentaires.

En première approximation, il est également possible d'utiliser la méthode de Fellenius qui est conservative. On estime voisine de 10% la différence entre les coefficients de sécurité de Bishop et de Fellenius.

Pour les ruptures selon une surface quelconque, c'est la méthode des perturbations qui est la plus performante. Cependant son champ d'application demeure, à l'heure actuelle, relativement réduit.

III. 9. Limites des méthodes de calcul

Elles ne résultent pas du calcul lui-même mais plutôt des hypothèses que l'on est obligé de faire et des imprécisions qui existent quant aux caractéristiques des matériaux.

En particulier, il convient d'être très prudent dans l'utilisation des calculs en rupture circulaire pour les versants naturels. Ceux-ci sont rarement homogènes et la présence de fissurations, d'anomalies géologiques, se traduit par des surfaces de glissement particulières. Le calcul suivant des cercles de rupture n'est alors pas du tout adapté et peut conduire à de grossières erreurs d'interprétation.

A cela s'ajoute le fait que plusieurs hypothèses de base soient contestables :

- L'analyse est bidimensionnelle et les effets de bord sont négligés.
- La masse en mouvement est assimilée à un solide indéformable.
- La surface de rupture est unique, ce qui ne permet pas de considérer les glissements emboîtés en chaînes.
- Au niveau des caractéristiques des matériaux et de la détermination de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture, des erreurs ou des imprécisions peuvent être commises.

III. 10. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte

Le choix des caractéristiques φ et c peut conduire à des résultats dont l'interprétation est totalement erronée :

- Comme, par exemple, la prise en compte des caractéristiques de pic alors que le versant a déjà été affecté par des mouvements.
- Il est presque toujours nécessaire d'effectuer un calcul à partir de c' et φ' (long terme) puis à partir de c_u et φ_u et enfin parfois à partir de c_{cu} et φ_{cu} .
- Conséquence du changement d'orientation du plan de cisaillement le long de la surface de glissement : Il n'est pas tenu compte de l'anisotropie du milieu et les échantillons prélevés verticalement présentent une résistance au cisaillement qui ne correspond pas à ce qui existe le long de toute la zone de rupture.
- d'autre part, les essais de mécanique des sols dépendent de la prise des échantillons et des conditions de leur réalisation. Des différences sensibles peuvent exister entre les valeurs obtenues en laboratoire et les valeurs réelles des terrains en place, d'autant plus que les prélèvements sont peu nombreux et ne sont pas représentatifs de l'ensemble des terrains en place.

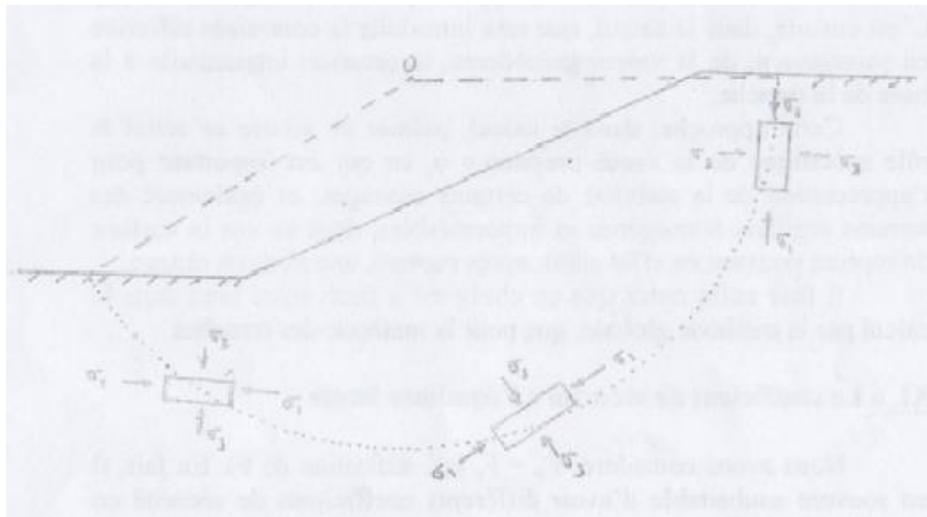


Figure (III-18) : Orientation des échantillons par rapport à la surface de glissement.

III. 11. Utilisation des programmes de calcul

Il est clair que chacune des hypothèses simplificatrices énoncées dans ce chapitre peut être discutée. Avec l'ordinateur, on peut admettre des simplifications moins importantes et prendre en compte par exemple l'interaction entre tranche, les surfaces de rupture non cylindriques, voire même le calcul à trois dimensions. La méthode de Fellenius reste la seule méthode dont le calcul soit abordable « à la main » ou mieux avec un petit calculateur de poche.

L'usage de programmes informatiques facilite l'analyse de la stabilité des versants. La plupart des ces programmes sont basées sur la méthode des tranches en rupture circulaire.

Le principal avantage de l'informatique est la possibilité de tester, à cout très faible, un très grand nombre de surfaces de rupture en un temps minimum et de déterminer celle qui est la plus critique.

On peut également faire varier les conditions géométriques, géotechniques et hydrauliques le long d'une surface et comparer l'influence des différents facteurs. Cela permet, par exemple, d'évaluer en modifiant les conditions aux limites, quels sont les résultats à attendre d'éventuels de stabilisation.

III. 12. Méthode des éléments finis (calcul en déformation)

La méthode des éléments finis permet de déterminer les efforts et les déformations dans un massif quelconque, de prendre en compte la progressivité de la rupture et de calculer les coefficients de sécurité moyens le long d'éléments particuliers de la surface de glissement.

Cependant son utilisation aux versants naturels n'est pas encore du domaine de la pratique courante car elle nécessite la connaissance précise de deux paramètres qui sont la plupart du temps méconnus pour des pentes naturelles : état initial et la loi de comportement exacte des matériaux. De plus, sa mise en œuvre est très complexe au niveau numérique et réclame, d'importants moyens informatiques.

Des études (Wright, 1973) ont, par ailleurs, montré que la valeur moyenne de F obtenue par la méthode des éléments finis est voisine moyenne de F (une différence de 10 % au plus) de la valeur donnée par la méthode de Bishop simplifiée. Compte tenu des imprécisions que l'on introduit au niveau des caractéristiques mécaniques les résultats ne sont donc pas sensiblement meilleurs que ceux qui sont obtenus par les méthodes classiques de calcul à la rupture et la méthode des éléments finis n'est donc pas compétitive, même si elle est plus performante.

III. 13. Comparaisons et conclusion sur les principales méthodes d'analyse de stabilité

Les méthodes de calcul du coefficient de sécurité à la rupture ne s'appuient pas sur les mêmes hypothèses et pourtant les résultats diffèrent très peu. En fait le degré de précision dépend principalement du cas examiné. Pour certains, les résultats diffèrent très peu. En fait le degré de précision dépend principalement du cas examiné. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas différer de façon significative de ceux donnés par les méthodes les plus précises, mais pour d'autres, les différences peuvent être inacceptables. Des calculs comparatifs ont été effectués par différents auteurs :

- Ils montrent clairement que la méthode de Fellenius sous-estime F et est donc prudente, ce qui va dans le sens de la sécurité. Cependant la portée de cette sous-estimation peut être si large, qu'elle conduit à des solutions inacceptables sur le plan « économique ».
- les différences obtenues vont conduire en général à des positions différentes pour la surface de glissement, à moins que celle-ci ne soit subordonnée à l'existence de discontinuités géologiques importantes.

- Il est toujours préférable d'utiliser la surface réelle de rupture et une analyse relativement simplifiée (méthode de Jumbu avec coefficient correcteur par exemple) plutôt que d'assimiler cette surface à une forme circulaire théorique hasardeuse.
- Enfin l'utilisation de la méthode des éléments finis constitue un pas très important pour les études pratiques de pentes qui traitent des problèmes réels. Cependant, il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini.

IV. 1. Introduction

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane,...etc. Par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine: surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel, le choix de la méthode de consolidation en dépend.

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

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

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées ci-après. Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions l'encouragent).

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $F_S = 1,5$ pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3.

Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt $F_S = 1,5$.

IV. 2. Causes d'instabilité des pentes

On distinguera principalement deux causes :

- causes qui augmentent la contrainte de cisaillement
 1. charge ajoutée au sommet.
 2. matériel enlevé à la base.
 3. Abaissement du niveau d'eau à l'extérieur de la pente.
 4. Augmentation de la pression d'eau dans les fissures de traction (développer par fluage). Habituellement ce n'est défavorable sauf si la fissure est remplie d'eau. La fissure ne doit pas être profonde que le pied de la pente.

- Causes qui diminuent la contrainte de cisaillement
 1. Augmentation de la pression interstitielle sans augmentation de la charge totale.
 2. Changement de la résistance avec le temps (altération, lessivage).

IV. 3. Méthodes de confortement des talus

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

- L'investissement admis.
- l'accessibilité du site.
- la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux.
- la cinématique du glissement.

Le choix d'une méthode de confortement résulte de la prise en compte :

- L'analyse des paramètres techniques du site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économiques.

La méthode retenue devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects.

1. Caractérisation du site

L'analyse de stabilité, généralement basée sur un calcul d'équilibre limite, conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité tels que la géométrie, l'hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains.

Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes par ordre d'efficacité. Il convient d'orienter son choix dès le départ, sur la base de classement. Evoquer trop tôt les problèmes de faisabilité, de coût, d'urgence, etc, peut en effet conduire à éliminer une solution qui aurait pu être optimale.

Des actions de stabilisation acceptables au seul vu des calculs de stabilité peuvent être éliminées du fait de certaines particularités du glissement.

- La stabilisation des glissements très étendus ne peut généralement pas être assurée par une structure ponctuelle (mur, rangée de pieux, etc.).
- Les glissements très actifs s'accommodent mal de techniques qui utilisent des éléments très fragiles (drains subhorizontaux, tirants, etc.).
- Dans le cas des glissements de terrains à très faible module, les structures (pieux, par exemple) ne peuvent généralement pas empêcher la masse en mouvement de s'écouler.

Cette première étape conduit à un choix de solutions techniquement acceptables.

2. Adaptation de la technique au glissement

Proposer un procédé de stabilisation suppose que l'on en maîtrise parfaitement les limites d'utilisation. Aussi doit on s'interroger sur :

- L'adéquation entre l'action du confortement et la cause des désordres, le fait de demander si la confortation est à l'échelle du phénomène évitera de nombreuses déconvenues.
- La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur (systèmes de drainage).
- La progressivité d'application des moyens : il faut accorder la priorité au drainage et au terrassement, il est souhaitable de graduer les remèdes en fonctions des observations faites pendant le chantier pour éviter des travaux complémentaires.
- La maîtrise des risques liées à certains types de travaux; une stabilisation locale peut entraîner la réactivation d'autres mouvements.

Le tableau (IV-1) présente les différentes techniques de stabilisation des glissements de terrains.

	Principe de stabilisation	Moyens techniques	F final	Contraintes d'utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	remblai	1.20 à 1.30	-accès et emprises nécessaires -assurer la stabilité a l'aval
Allègement en tête	Rééquilibrage des masses	déblai	1.20	-accès et emprises nécessaires -assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	déblai	1.50	-s'applique à de petits volumes -protection de la surface mis en nu - assurer la stabilité en amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	déblai	1.20	-accès et emprises nécessaires -terrassement important
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	1.50	- terrassement important -ancrer sous la surface de rupture -travaux par plots
Substitution Partielle :bêche, Contrefort, Eprons, masque	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	1.20	-ancrer sous la surface de rupture -travaux par plots -gérer le drainage
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, Polystyrène Matériau alvéolaire	1.20	-terrassement réduits -protection du matériau allégé -gérer les circulations d d'eau
Collecte et canalisation des eaux de surfaces	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes Drains agricoles	1.30	-implique une surface supérieure à celle du glissement -entretien indispensable

Tranchées drainantes	Diminuer les pressions interstitielles	Trancheuse Haveuse pelle	1.30	-connaissance préliminaire du réseau d'écoulement. -entretien indispensable
Drains subhorizontaux	Diminuer les pressions interstitielles	Drains Plastiques Moyens De forage	1.30	- connaissance préliminaire du réseau d'écoulement. --vérification du rabattement -entretien indispensable
Drainages Profonds	Diminuer les pressions interstitielles	Drains verticaux Puits,galeries	1.30	connaissance préliminaire du réseau d'écoulement. -entretien indispensable
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages Fixes Ouvrages Souples	1.50	-ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture -gérer la circulation d'eau derrière l'ouvrage
Tirants D'ancrages	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, Barres	1.20	-problème des déplacements de sol (phase de chantier et en service) -associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres Tubes, Micropieux	1.20 à 1.30	-technicité importante -estimation correcte des Interactions sol/inclusions -associer un bon drainage
pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons Profilés H palplanches	1.10 à 1.20	-technicité importante -estimation correcte des Interactions sol/inclusions -associer un bon drainage

Tableau (IV-1) : Différentes techniques de stabilisation des glissements de terrains.

3. Contraintes économiques

Les conclusions des réflexions d'ordre techniques doivent être mises en regard des impératifs des différentes parties concernées par la stabilisation. Le compromis recherché devra en effet tenir compte :

- de considérations économiques : rapport « efficacité /coût », coût de l'entretien et de la maintenance du site après travaux.
- Des contraintes imposées aux autorités concernées : urgence des travaux rapidité dans les effets recherchés.
- D'autres considérations techniques : conditions météorologiques, menace d'extension du phénomène, degré de stabilisation recherché.

4. Méthodologies de choix d'une technique de stabilisation

Le choix de la méthode de stabilisation passe par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien. Le tableau (IV-2) donne un premier choix de types de solutions envisageables.

Les critères utilisés sont volontairement limités aux plus importants, le choix doit être tenir compte de la profondeur du mouvement, la nature et volume de matériau en jeu, des vitesses de glissement, des contraintes d'accès et d'emprises du site.

Effet sur la stabilité de la variation de pression interstitielle	Effet sur la stabilité de la modification de la géométrie	Effet sur la stabilité de l'accroissement de la résistance au cisaillement	Solutions envisageables
+	+	+	Terrassement Drainage Renforcement
+	+	-	Terrassement (mais substitution inefficace) Drainage
+	-	-	Drainage
+	-	+	Terrassement pour substitution Drainage Renforcement
-	+	-	Terrassement Renforcement
-	-	+	Terrassement
-	-	-	Terrassement pour substitution Renforcement
+: important , - :faible			

Tableau (IV-2) : Grille d'orientation d'un dispositif de stabilisation d'un glissement de terrain

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en :

1. Terrassements (Modifications géométriques comme Déchargement, Reprofilage et Substitution).
2. Introduction des éléments résistants dans le sol.
3. Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile).
4. Traitement chimique ou biologique.
5. Diminuer la pression d'eau par drainage.
6. Réduction de la pente.
7. Augmentation de la résistance au cisaillement (consolidation de la fondation dans le cas des remblais construits sur un dépôt argileux).

IV. 3. 1. Terrassements

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain, le terrassement s'impose en premier lieu comme moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

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



Figure (IV-1) : Phase terrassement pour stabilisation d'une pente.

IV. 3. 1. 1. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. L'amélioration de la sécurité recherchée $\Delta F/F_0 = 20$ à 30% .

La stabilité au grand glissement suppose que :

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

Les ouvrages de butée en plus de leur action gravitaire, peuvent assurer un drainage du massif, même si l'on ne cherche pas cet effet, il est recommandé d'utiliser un matériau drainant et autostable, et d'organiser la collecte et l'évacuation des eaux.



Figure (IV-2) : Remblai en pied.

IV. 3 .1. 2. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.). L'amélioration de la sécurité recherchée $\Delta F/F_0 = 20\%$. En général, cet objectif n'est pas obtenu qu'avec des volumes de terrassement importants. Une action complémentaire (drainage, recharge en pied) devra généralement être recherchée.

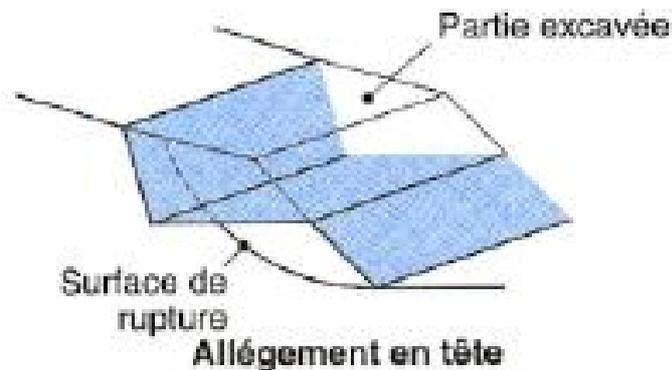


Figure (IV-3) : Allègement en tête.

IV. 3. 1. 3. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. L'amélioration de la sécurité recherchée $\Delta F/F_0 = 20\%$. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

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

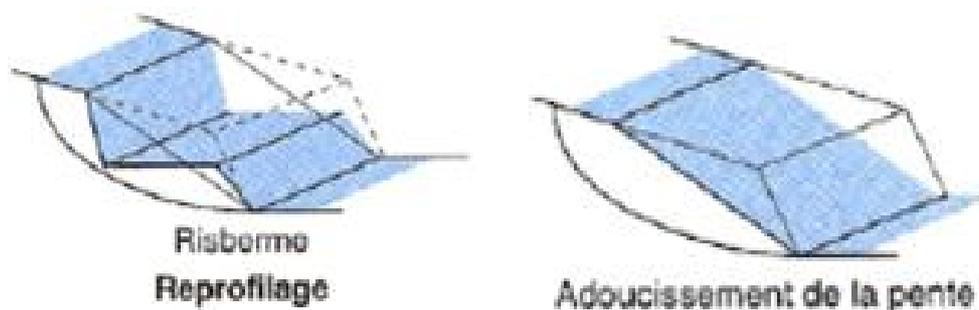


Figure (IV-4) : Adoucissement de la pente et Reprofilage.

IV. 3. 1. 4. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable ($F=1.5$).

Quand le terrain est en forte pente et donc difficilement accessible aux engins autres que les bouteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de la rupture est faible.

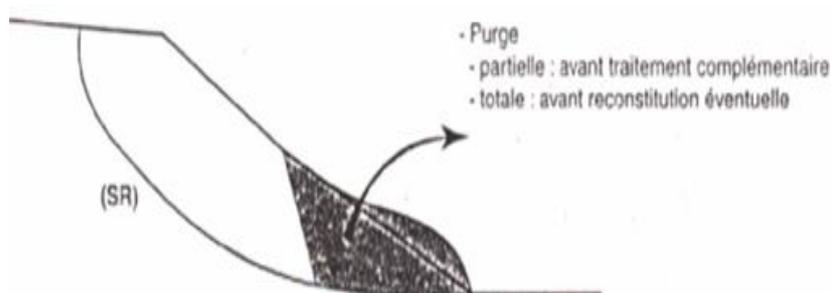


Figure (IV-5) : Schéma de purge.

IV. 3. 1. 5. Substitution totale ou partielle

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement est éliminer la masse glissée en tout ou partie, et de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique.

IV. 3. 1. 5. 1. Substitution totale des matériaux glissés

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

La vérification de l'efficacité du traitement nécessite de recourir à un calcul de stabilité dans lequel on prendra en compte les caractéristiques du nouveau talus (matériau de substitution et matériau intact en place).

On recherchera la surface de rupture potentielle la plus défavorable et on s'assurera que le coefficient de sécurité du projet est supérieur à $F=1.5$

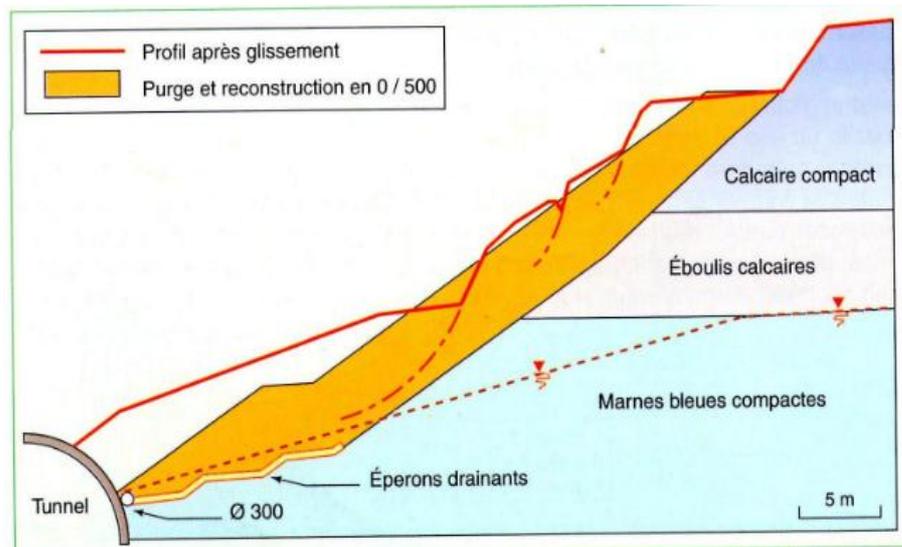


Figure (IV-6) : Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de marnay.

La substitution de matériaux glissés suppose que

- reconnaître à l'avance le volume de matériaux concerné.
- excaver plus profondément que la surface de rupture.
- assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.
- Prévoir un drainage correct du massif de substitution et un exutoire.
- vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processus d'exécution et que l'on ne risque pas d'engendrer une régression des désordres.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales, il est recommandé de ne pas maintenir les fouilles ouvertes, prévoir un assainissement pour le chantier et travailler par plots de faible largeur.

IV. 3. 1. 5. 2. Substitution partielle des matériaux glissés

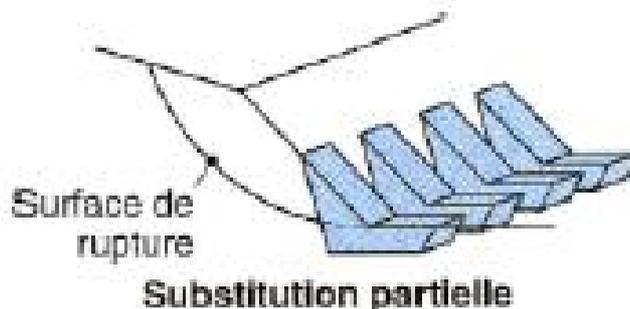


Figure (IV-7) : Substitution partielle.

En pratique, la substitution totale est limitée par les conditions de réalisation de la purge : Profondeurs importantes, présence d'eau, mauvaise tenue des matériaux. On peut limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts des masques et des éperons.

Des bèches

Fouille réalisée en partie basse du glissement et sur toute sa largeur remblayée par matériaux frottant et drainants (4 à 10 m de largeur; 5 à 6 m de profondeur), elle permet de reporter une partie de la charge sur un horizon plus compact avec un ancrage de 1 m et plus.

La bêche est bien adaptée aux cas des constructions de remblai sur massif de sol instable de faible épaisseur (<5m) elle permet de transmettre la surcharge du remblai au substratum et, si un exutoire peut être trouvé, de constituer un drainage à l'aval du glissement.

On dimensionne une bêche en prenant en compte le long de la surface de rupture, sur la longueur substituée, les caractéristiques mécaniques du matériau rapporté. Eventuellement, on tient également compte du rabattement de la nappe lorsqu'un exutoire existe. On recherche une amélioration de sécurité tel que : $\Delta F/F_0 = 20\%$.

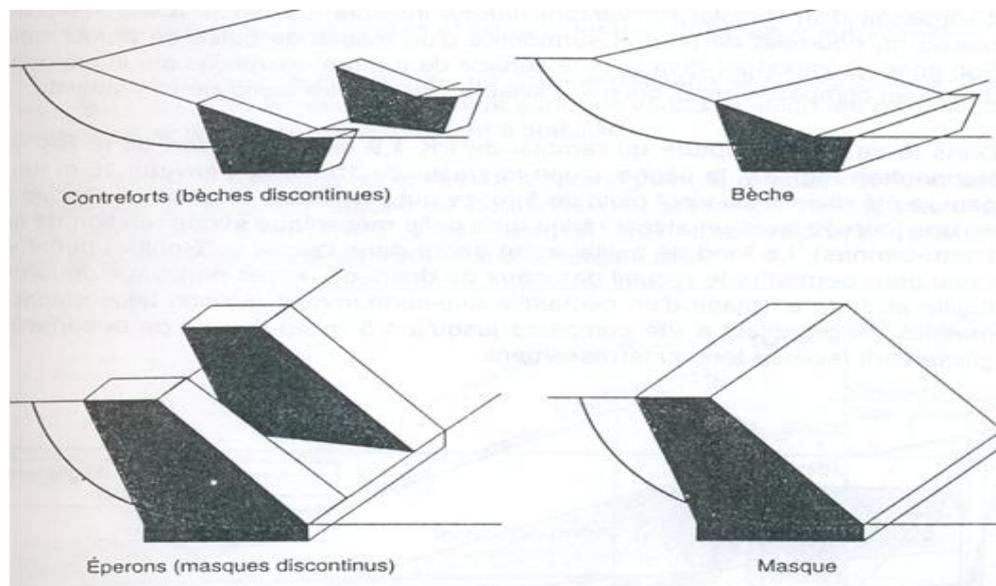


Figure (IV-8) : Schéma des bèches, contreforts, masque et éperons.

Contreforts

On appelle contreforts, les bèches lorsqu'elles sont discontinues. Pour assurer un exutoire, ces contreforts sont souvent reliés par des tranchées drainantes.

Les dimensions d'un ensemble de contrefort doivent être optimisées sur la base d'un calcul de stabilité le long de la surface de glissement existante. À défaut d'une connaissance précise du réseau d'écoulement entre les éperons, et par sécurité, on peut retenir un coefficient de sécurité calculé comme une moyenne selon la formule suivante :

$$F = (e F_0 + d F_1) / (e + d)$$

Avec :

Fo : Coefficient de sécurité entre contreforts.

F1 : Coefficient de sécurité dans l'axe d'un contrefort.

e et d : espacement et largeur des contreforts.

Des contreforts ont été utilisés depuis longtemps avec succès, notamment sur le réseau ferroviaire. Leur rôle est améliorer le frottement le long de la surface de glissement interceptée et de reporter les efforts sur le substratum. Quand un exutoire peut être trouvé un effet de drainage se superpose.

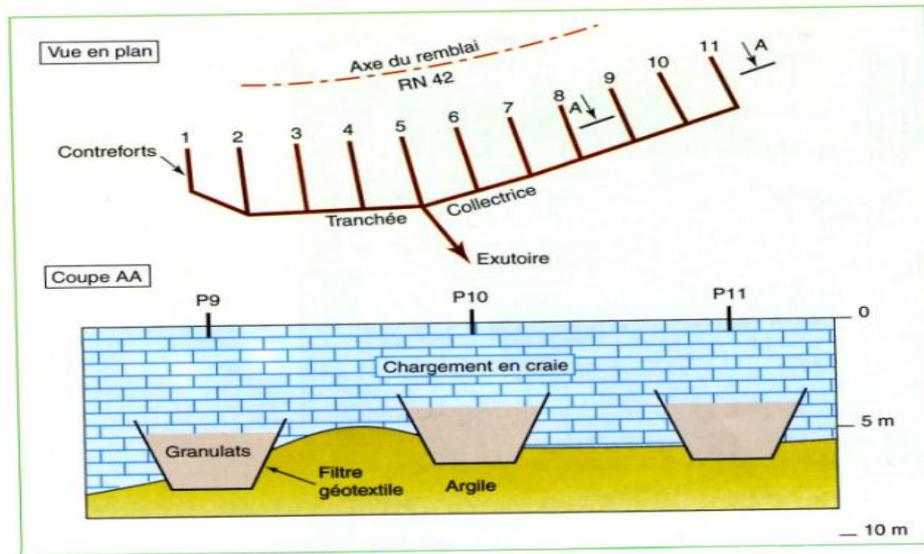


Figure (IV-9) : Stabilisation par contreforts du remblai au pk 2.4 De la déviation de nabringhen (pas de calais).

Masque

Les masques drainants sont constitués par des couches de matériaux drainants, mis en place sur le talus. Il existe trois types de masque : triangulaire, trapézoïdale, ou à épaisseur constante. Le choix se fera en fonction du type de rupture susceptible de se produire d'autre part, de la stabilité à court terme. Le dimensionnement des (masques, éperons, bèches, contreforts) consiste à prendre en compte, dans le calcul de stabilité, un niveau de nappe rabattu lié à la géométrie de l'ouvrage.



Figure (IV-10) : Réalisation d'un masque.

IV. 3. 2. Drainage

L'eau joue un rôle moteur déterminant dans la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité. Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

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

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires.

De ce fait, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements). Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, que ce soit seul ou conjointement avec d'autres méthodes.

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, ainsi que la contrainte totale et la contrainte de cisaillement.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

IV. 3. 2. 1. Les causes de glissement

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau dans le sol est multiple :

- Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau, cet effet est le plus souvent mineur.
- Changement de comportement rhéologique : en cas de forte absorption d'eau par le sol, celui-ci passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux ; et certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol.
- Par ailleurs, sur le long terme, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer une altération progressive, avec dégradation des caractéristiques mécaniques ou un entraînement des fines particules.
- Action mécanique défavorable de la pression d'eau souterraine par déjaugage des grains solides du sol ou perte d'effet de succion.

Par ailleurs, de nombreux versants sont en mouvement plus ou moins continu, avec des vitesses allant de quelques millimètres à quelques centimètres par an. La vitesse de ces mouvements de terrain actifs est la plupart du temps influencée par l'eau souterraine ; lorsque le versant est instrumenté, on observe des variations plus ou moins marquées, en relation avec les saisons humides ou sèches.

- Des ruissellements sur la masse instable.
- L'inexistence d'ouvrage d'assainissement des eaux de ruissellement.
- L'inexistence d'ouvrage de drainage des eaux internes.

IV. 3. 2. 2. Types de drainage

Pour garantir, par drainage la stabilisation d'une pente. Cela suppose de capter l'eau, donc de trouver des zones de perméabilité suffisante dans les terrains meubles, ou de rencontrer des fractures « productrice » dans les massifs rocheux.

Suivant les cas ; on procédera à la stabilisation des glissements par :

- Collecte et canalisation des eaux de surface
- Massifs drainants
- Drains et puits verticaux
- Les drains subhorizontaux
- Les galeries drainantes
- Les tranchées drainantes

IV. 3. 2. 2. 1. Collecte et canalisation des eaux de surface

Les assainissements et les drainages de surface, collectant les eaux de ruissellement, limitent les infiltrations et permettent ainsi d'éviter la saturation des terrains ; ils agissent aussi en diminuant l'alimentation des nappes.

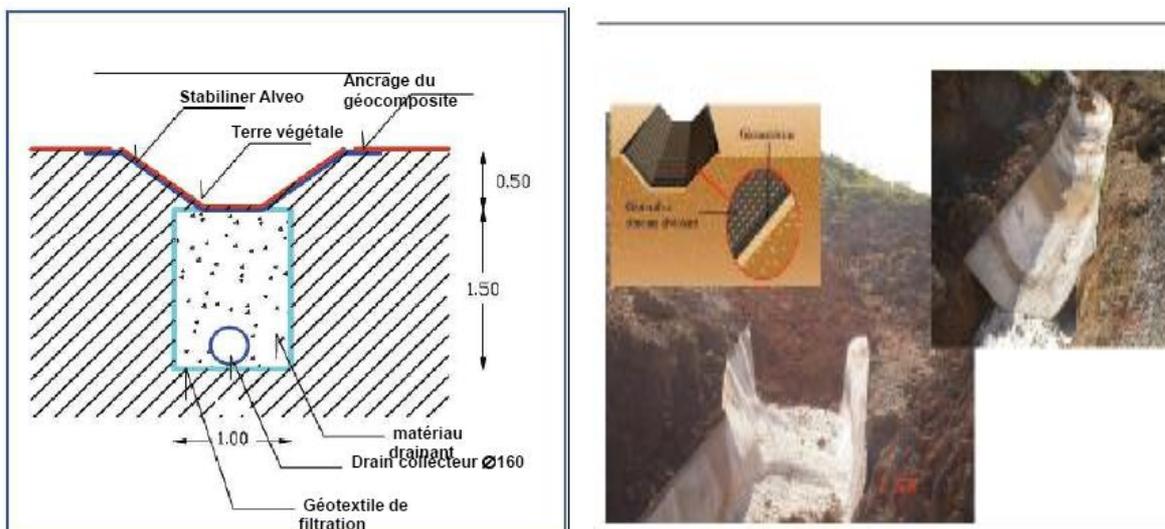


Figure (IV-11): Dispositif de drainage superficielle.

Ils empêchent également les érosions de surface qui, à terme ; peuvent conduire à des désordres et à des instabilités. Les eaux collectées doivent être évacuées vers des zones non sensibles. Les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes), bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

IV. 3. 2. 2. Massifs drainants

Les massifs drainants, constitués de matériaux naturels perméables (sables, graviers, cailloux, enrochements) doivent être capables d'évacuer les débits d'eau drainés. Ils sont associés à des filtres qui évitent les phénomènes d'érosion interne et de colmatage.

Ces ouvrages de drainage interne peuvent prendre la forme de masques, de tranchées, de tapis ou d'éperons drainants (voir figure IV-12 et IV-13). Ils sont de réalisation complexe et exigent une grande attention à la mise en œuvre.

Les masques drainants leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus.

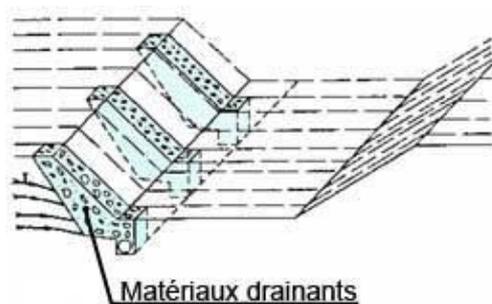


Figure (IV-12): Eperon drainant

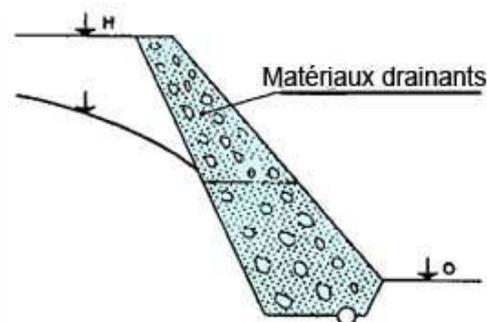


Figure (IV-13): Masque drainant

Les éperons drainants (Figure IV-14) sont des excavations étroites (environ 1 m) mais pouvant atteindre une profondeur supérieure à 7 m, qui comportent une cunette bétonnée surmontée par un système de drainage de section variable et par une structure porteuse perméable. Les éperons drainants sont disposés selon la plus grande ligne de pente du versant, avec une distance entre eux qui dépend à la fois de la hauteur de l'éperon, de la longueur du drainage et de la profondeur de la surface de glissement. La structure porteuse de l'éperon peut être constituée par:

- Un mur en pierres sèches, disposées en couches inclinées d'environ 30° vers le terrain, avec un niveau de graviers et de sable entourant le tube drainant.
- Un écran de gabions revêtu d'une couche de sable ou protégé par un géotextile.
- Une cloison centrale en béton séparant des parties latérales en matériel drainant sablo graveleux, protégée ou non par du géotextile.



Figure (IV-14): Types d'éperons drainants.

IV. 3. 2. 2. 3. Drains et puits verticaux

Les techniques des drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisés pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméable ou vers le haut par pompage ou siphonage. Les puits et les drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchées drainante sans être limité en profondeur.

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elles sont utilisées dans le cas de masse instable importante en glissement lent, et pour l'amélioration de sols saturés en eau (ex : terrains silteux ou argileux).

On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront actives dès la période habituelle de réactivation. Au moment de sa mise en service, le drain véhicule l'eau du terrain jusqu'à la surface.

Les drains-siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

Le dimensionnement du confortement d'un glissement de terrain par une rangée de puits drainants se fait en recherchant l'accroissement du coefficient de sécurité de l'ordre de $\Delta F/F_0=30\%$, cet accroissement provient du rabattement de la nappe qu'on est en droit d'attendre des puits. La profondeur des puits et de leur espacement dépendent du modèle hydraulique du site.

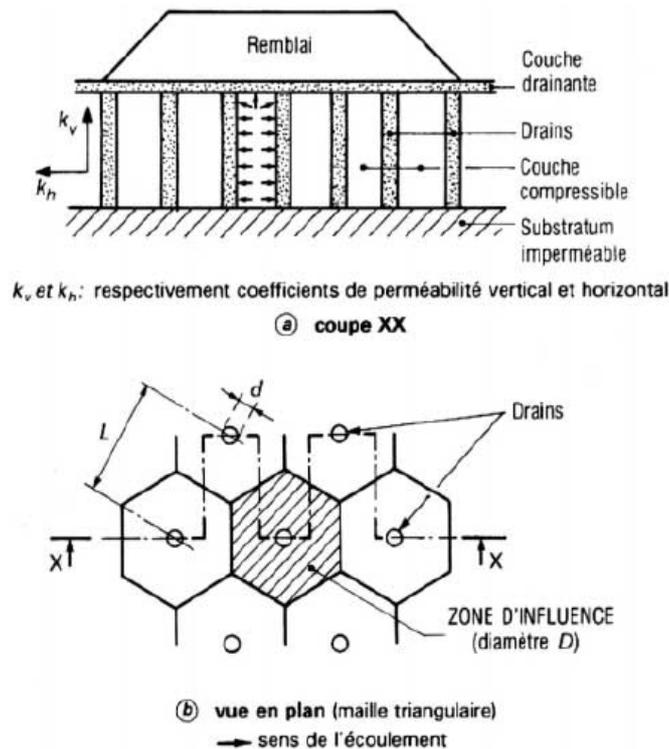


Figure (IV-15): Réseaux de drains verticaux.

IV. 3. 2. 2. 4. Les drains subhorizontaux

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux).

L'emploi de drains subhorizontaux permet d'en améliorer fortement la stabilité en captant l'eau des nappes. Il s'agit de forages remontants, faits avec des sondeuses rotatives, équipés de tubes spéciaux inattaquables \varnothing voisin de 10 cm, longueur pouvant atteindre 100 m.

Leur efficacité est due non seulement au captage et à l'élimination de l'eau mais aussi à la modification des écoulements à l'intérieur de la masse de terre: une pression de courant verticale stabilisatrice se substituant à une pression de courant horizontale perturbatrice.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Elles permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants :

- Nappe de versant.
- Couche et poches aquifères.
- Circulation d'eaux localisée (dans des fractures, couches de faible épaisseur).

Leur dimensionnement se fait en recherchant un accroissement de F_s de l'ordre de $\Delta F/F_0=30\%$.

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains.
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.).
- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.
- Protection contre la végétation.
- Protection contre le vandalisme.

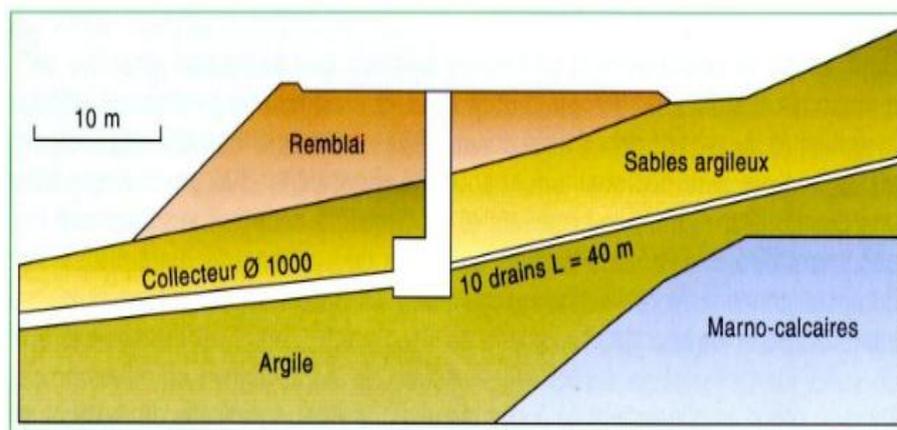


Figure (IV-16): Drains subhorizontaux ; Drainage du glissement de Châtel Guyon (France)

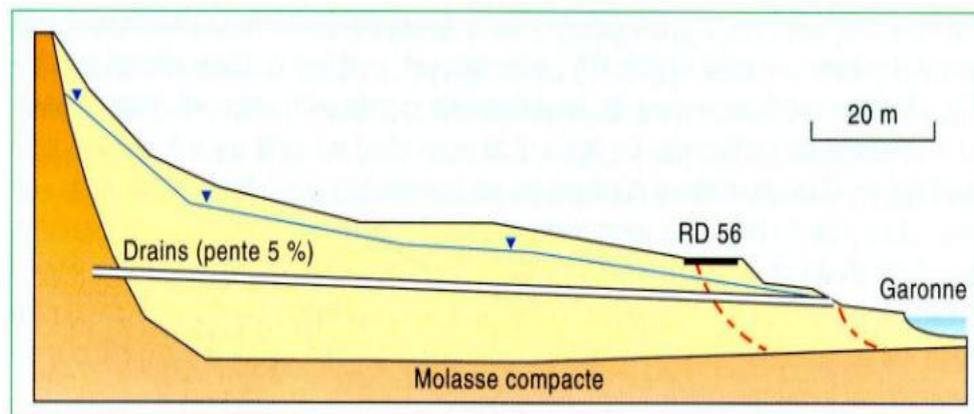


Figure (IV-17): Drains subhorizontaux ; Stabilisation de la RD 56 à Muret (France)

IV. 3. 2. 2. 5. Les galeries drainantes

Les galeries drainantes (Figure IV-18) ont en général des sections modestes (hauteur 1.80 à 2.00 m, largeur 1 à 2 m) afin de permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages.

La base de la galerie est positionnée à une profondeur légèrement inférieure à celle du niveau moyen des eaux souterraines, tandis que son sommet attrape ce niveau.

Dans certains cas, un réseau de drains subhorizontaux peut être foré à partir de la galerie pour rendre le drainage plus efficace. Les galeries drainantes peuvent soit être laissées vides, soit être remplies avec du matériel drainant.

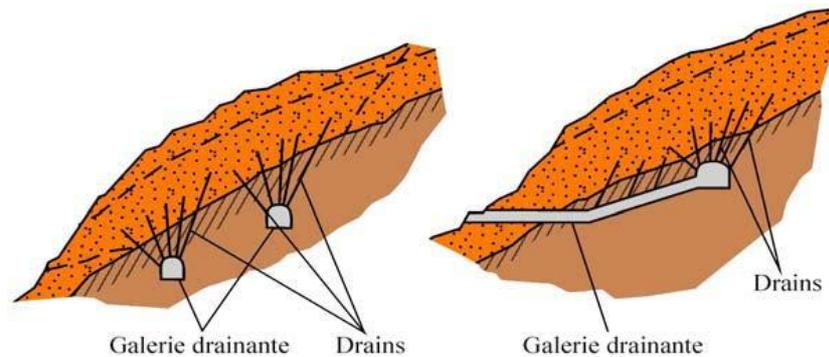


Figure (IV-18): Galerie drainante.

IV. 3. 2. 2. 6. Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements, utilisées pour rabattre le niveau de la nappe ; elles ont une profondeur de 4 à 6 m et une largeur d'environ un mètre (0.80 à 1.20 m).

Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Leur effet stabilisateur provient de la diminution des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture.

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau) dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité des la tranchée.

Dans le cas des versants peu inclinés (5 à 10°), le fond de l'excavation peut avoir une pente uniforme. Pour les pentes plus élevées ou pour des tranchées très longues, un terrassement doit être réalisé. Le fond de la tranchée est constitué par un exutoire en béton, sur lequel on dispose un tube en PVC, en béton ou en métal. Le tube est recouvert par un corps drainant, qui peut être constitué par:

- Des graviers et des sables lavés, contenant peu de particules fines recouverts par une couche de terrain végétal d'environ 50 cm d'épaisseur.
- Une couche de graviers lavés d'une épaisseur de 5 à 20 mm, complètement enveloppée dans un géotextile mis à contact avec le terrain à drainer. Le remplissage de la tranchée est ensuite complété par une couche de sable, puis par du terrain végétal.

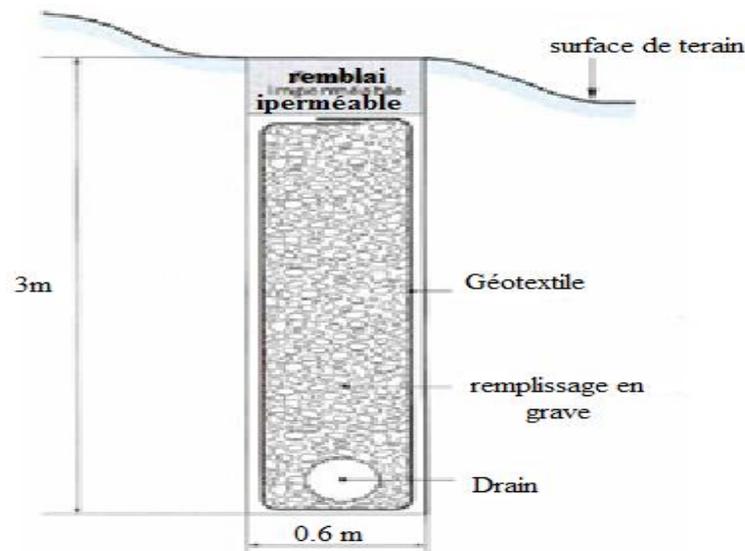


Figure (IV – 19): Tranchée drainante.

IV. 3. 2. 3. Domaine d'utilisation

Les drains subhorizontaux sont principalement utilisés:

- Dans les interventions de confortement des glissements rotationnels. Ils sont alors placés à la hauteur des zones d'arrachement.
- Dans tous les cas où l'inclinaison du versant est élevée.

Les drains subhorizontaux sont couramment associés à des puits verticaux de grand diamètre ou à des galeries drainantes. Ils sont alors disposés en éventail sur un ou plusieurs niveaux, ou parallèlement entre eux.

Les éperons drainants sont utilisés dans les interventions de confortement des pentes en mouvement qui nécessitent, à cause de la profondeur du plan de glissement, des caractéristiques lithologiques ou de l'inclinaison du terrain, l'association d'une action résistante par rapport aux poussées des terrains en mouvement à l'action drainante elle-même.

Les galeries drainantes sont couramment associées aux drains subhorizontaux et aux puits. Elles sont utilisées dans les interventions de confortement et de stabilisation des pentes en mouvement, dans le cas de conditions hydrogéologiques particulières (présence de zones de failles ou d'intense fracturation, contact entre le substratum rocheux et les dépôts de couverture, etc.). Afin de garantir la stabilité des ouvrages importants, ces situations requièrent toutes un abaissement du niveau de la nappe.

Les tranchées drainantes sont utilisées pour le drainage des eaux d'infiltration et de la nappe. L'abaissement du niveau piézométrique et la réduction des pressions d'eau dans le terrain permettent d'obtenir une augmentation de la cohésion, améliorant ainsi les conditions de stabilité du versant.

Les tranchées drainantes, de même que les éperons et les parois drainantes sont utilisées dans les interventions de confortement des glissements rotationnels et/ou des glissements peu profonds.

IV. 3. 3. Introduction éléments résistants

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions soignantes (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

Il existe plusieurs types d'éléments tel que les murs de soutènement en béton (armé ou non armé) ou en terre renforcée (par géotextile, cloues, armature), et les palplanches dont le choix du type dépend de la nature du problème ainsi du coût économique.

IV. 3. 3. 1. Ouvrages de soutènement

Un soutènement est un ouvrage destiné à la fois à réaliser une dénivellation localisée de terre (ou de tout autre type de matériau) et à assurer l'équilibre des charges appliquées. Il peut retenir soit des terres en remblai, soit le terrain en place (un ouvrage de soutènement en déblai).

Le système de soutènement est la solution adopter quand un simple talus n'est pas envisageable, voire acceptable. C'est ainsi que le terme de soutènement s'appliquera indifféremment aux :

- Murs poids
- Rideaux palplanches
- Parois moulées ou préfabriquées
- Parois berlinoise
- Murs en terre armée
- Murs en béton armée ou cantilever

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières, trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (mur poids en béton ou en maçonnerie et les murs en terre armée).
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (le mur cantilever en béton armé et les murs en parois moulées).
- la poussée est reprise par des ancrages.

Le tableau ci-après donne la classification de ces ouvrages d'après le mode de reprise de la poussée.

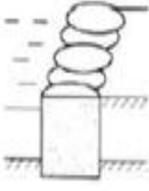
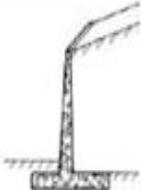
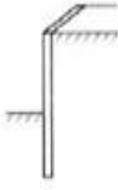
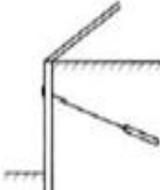
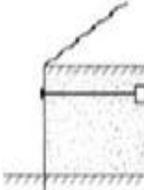
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

Tableau (IV-3) : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.

Selon leurs rigidités on peut classer les ouvrages de soutènements en deux catégories :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran, Les efforts qui en résultent sont très importants. Il est donc très rare de stopper un glissement par un mur fixe.

Pour les **ouvrages souples**, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe. L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussé est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages. C'est le cas notamment des rideaux des parois moulées et des parois berlinoises.

Les murs en parois moulées, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.

Elle intervient pour la réalisation des grandes fouilles en déblais (usines, centrale,...etc.) et en site urbain. Elle permet aussi la réalisation de nombreux ouvrages hydrauliques tel que les quais et parfois utilisé pour protéger les sites montagneux.

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.

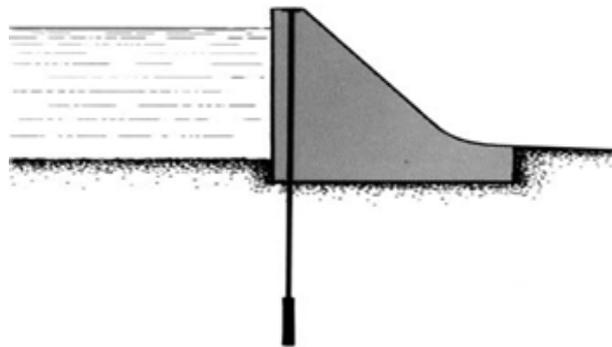


Figure (IV – 20): Rôle d'une paroi dans un barrage.

La paroi berlinoise ; à la différence d'une paroi moulée, une paroi berlinoise est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, on vient placer entre les poteaux des éléments de soutènement soit préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux figure (IV – 21).

Les parois Berlinoises présentent l'intérêt d'être économiques par rapport aux écrans contenus (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-profils importants entre deux éléments de soutènement verticaux.

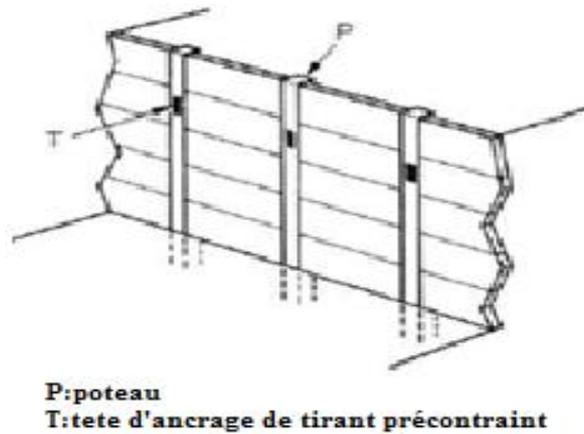


Figure (IV – 21): paroi berlinoise.

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.

Les rideaux de palplanches, encastrés dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, ils sont constitués de palplanches métalliques en général, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol et ouvrages de retenue d'eau.



Figure (IV – 22): Réalisation de rideaux de palplanches.

Ils peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.

Les pressions exercées par le massif de terre à retenir peuvent être équilibrées par les forces de butée mobilisées dans la partie en fiche, si la hauteur hors fiche est faible, on a souvent recours à un système d'ancrage en tête au moyen de tirants (tableau IV-3).

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

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

Les murs en Terre Armée, dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation. La Terre Armée est un matériau résultant de l'association d'un sol de remblai et d'armatures métalliques sous forme de bandes, généralement en acier galvanisé.

En vue générale d'un massif en terre armée, on voit trois éléments constitutifs.

- Le sol granulaire formant la masse.
- Les armatures placées horizontalement et qui résiste à la traction.
- Le parement qui a le rôle de limiter le bloc armé dans l'espace et d'éviter les ruptures locales et l'érosion superficielle.

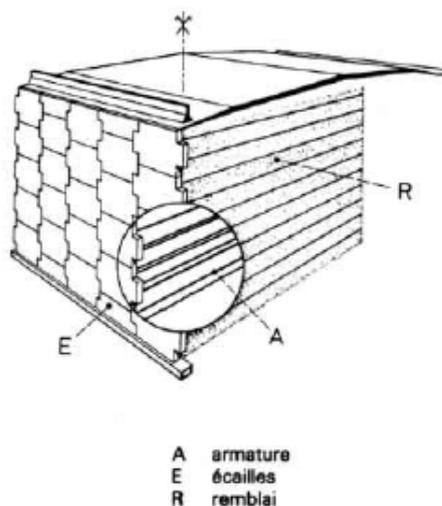


Figure (IV – 23): Constitution d'un mur en Terre Armée.

Les avantages de la technique de la Terre Armée sont les suivantes :

- rapidité d'exécution.
- murs souples supportent sans dommage des tassements différentiels importants.
- construction ne nécessitant qu'un matériel très léger.
- coût compétitif.

La principale limitation à l'utilisation de cette technique est la qualité du remblai, qui doit être frottant.

Le mur cantilever en béton armé qui, doté d'une base élargie et encastrée à la partie supérieure du sol de fondation, fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides. Il est employé dans le soutènement des remblais et aussi dans des Culées de pont.

Les 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.

a. Les murs gabion

Les gabions sont des cages ou caisses de treillis métalliques, remplit de pierres conçus pour réaliser des murs de soutènement 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 à haute résistance. Les gabions tubulaires synthétiques sont principalement utilisés pour le soutènement et la protection de pieds de berges.



Figure (IV – 24): Mur gabion métallique.



Figure (IV – 25): Gabion synthétique.

b. Les 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, 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.

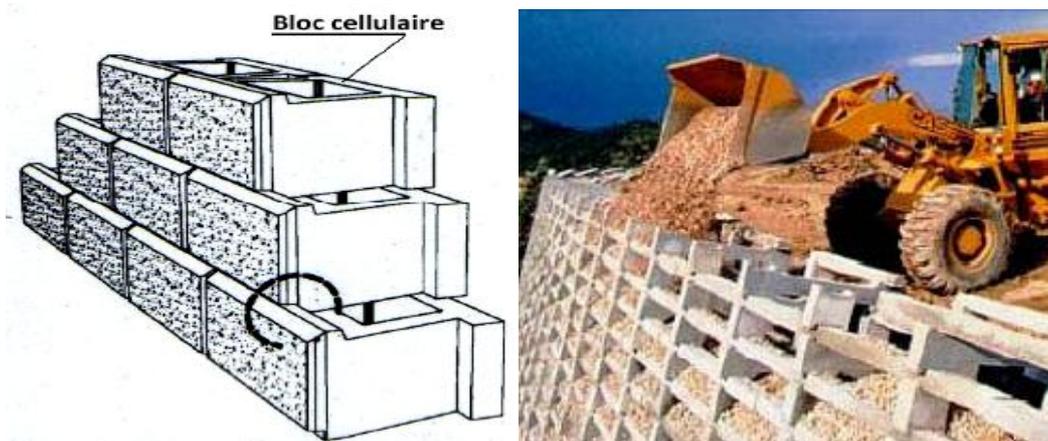


Figure (IV – 26): Un mur caisson.

c. 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.



(a) Pierre scellée.

(b) pierre sèche.

Figure (IV – 27): Exemple d'un mur poids.

Drainage des murs de soutènements

Il est donc nécessaire d'éviter toute saturation du remblai et de toujours assurer un bon drainage à l'arrière d'un mur de façon à diminuer, autant que faire se peut, l'effet de l'eau sur la force de poussée exercée.

Derrière un mur de soutènement, nous trouverons le plus souvent un remblai rapporté, dont le choix est bien important. C'est ainsi qu'il sera préférable de mettre en œuvre des sables ou des graviers contenant un faible pourcentage d'éléments fins, ils peuvent rapidement colmater le filtre de protection des drains et réduire voire réduire de ce fait son efficacité. Les matériaux de remblai cohérents tels que les argiles et certains types de limons sont à déconseiller.

Parmi les dispositifs de drainage couramment adoptés, on distingue (figure IV-28) :

- les **barbacanes** qui sont des tubes légèrement inclinés vers l'aval et traversant le mur, ce qui permet à l'eau située derrière le mur d'être évacuée.
- le **filtre placé à l'arrière du mur**, soit directement contre le parement vertical, soit sur le terrain naturel en pente.

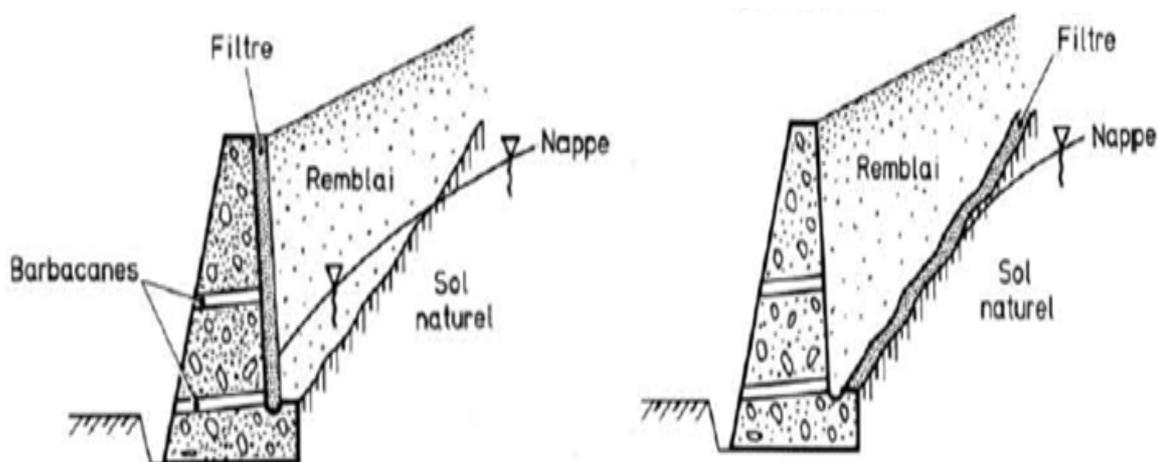


Figure (IV – 28): Dispositifs de drainage derrière un mur.

IV. 3. 3. 2. Tirants d'ancrages

Les techniques de boulonnage par barres ou de stabilisation par tirants actifs, bien connues pour la protection des excavations, peuvent également être employées pour la stabilisation des glissements de terrain.

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction tel que l'on améliore le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture d'une valeur $\Delta F/F_0$ suffisante.

Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. Par contre, que les ancrages associés à des rideaux (palplanches, parois moulées) sont généralement mal adaptés à la configuration des glissements de versant naturels, du fait notamment des modifications apportées au champ des écoulements hydrauliques.

Il est, en effet judicieux d'utiliser des structures ancrées pour améliorer la stabilité de pentes en limite de stabilité, ou pour compenser le déchargement dû à une excavation en pied de versant. En revanche, l'application de cette technique à la stabilisation de glissement est beaucoup moins fréquente. En pratique, cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité.
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

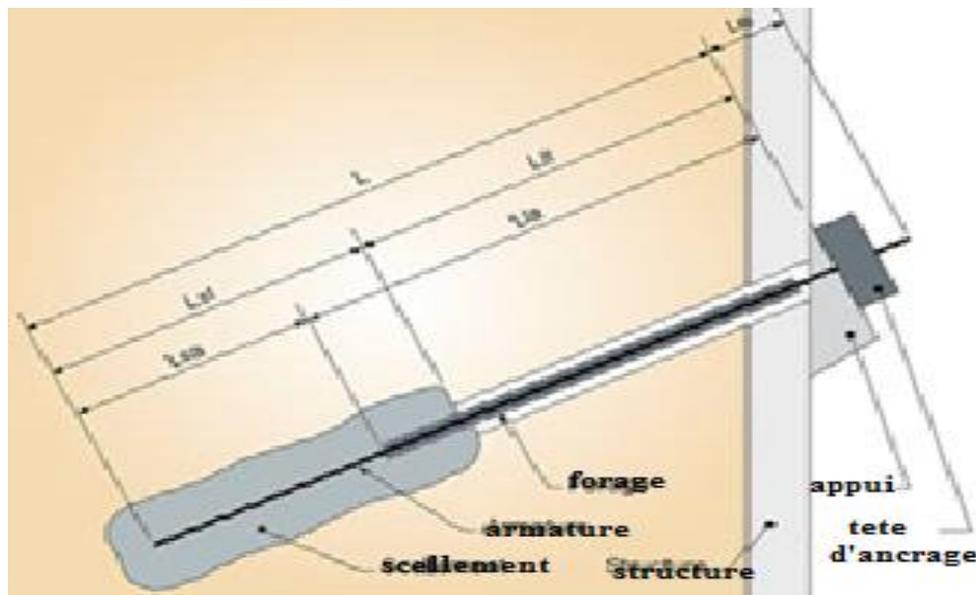


Figure (IV – 29) : Schéma d'un tirant d'ancrage.

Il est souhaitable de considérer un pourcentage minimal d'amélioration de la sécurité $\Delta F/F_0=20\%$. On choisit un espacement et une traction unitaire permettant une bonne répartition de l'effet de l'ancrage sur la pente. On doit vérifier, dans le cas d'ancrages actifs, que le sol n'atteint pas l'état de butée, qui engendre la plastification du sol derrière les plaques.

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

Cette technique est parfois utilisée dans le domaine routier, quand les glissements sont de moyenne importance et que la topographie des lieux ne permet pas d'envisager d'autres solutions.

Par ailleurs, peu d'informations existent sur le comportement à long terme de ce type d'ouvrage et sur le mode de répartition des efforts dans la masse instable, il est difficile d'évaluer la pérennité des tirants si un mouvement lent se poursuit pendant la phase de stabilisation, l'expérience récente tend à montrer, qu'après quelques années et parfois quelque mois, le sol se plastifie au niveau des plaques d'ancrage et l'on voit la diminution de la tension dans les ancrages.

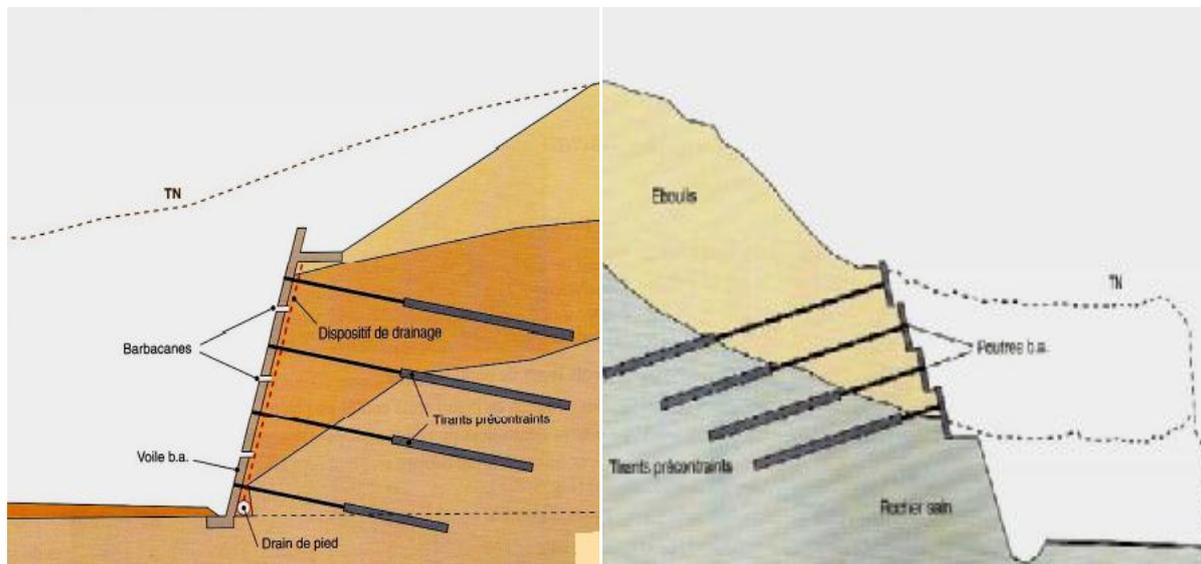


Figure (IV – 30): Renforcement par tirants (voile ancré, poutres ancrées)

IV. 3. 3. 3. Renforcement par inclusions

Les inclusions sont qualifiées de passives car elles ne sont pas mises en tension lors de leur installation, contrairement aux tirants précontraints, c'est sous l'effet des déformations du sol, durant ou après la construction, et par l'intermédiaire de l'interaction entre le sol et le renforcement, qu'elles se mettent à travailler.

Le renforcement par inclusions est largement employé comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (figure IV- 31).
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

Les clous sont habituellement installés avec un angle de 5° à 20° sur l'horizontale, tandis que les micropieux sont disposés subverticalement (45° à 90° sur l'horizontale).

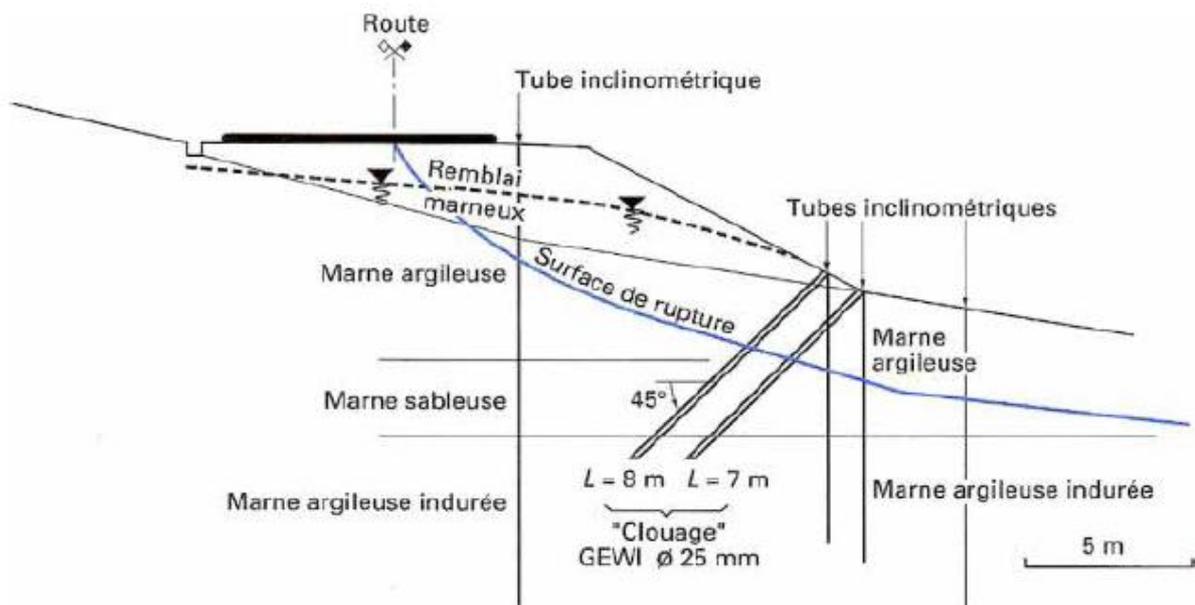


Figure (IV-31) : Exemple de clouage d'un glissement.

IV. 3. 3. 3. 1. Clouage

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par une déformation des clous, les efforts qui résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

La technique du clouage consiste à réaliser un mur de soutènement d'excavation en utilisant le sol en place et en y incluant au fur et à mesure du terrassement, des barres passives subhorizontales travaillant essentiellement à la traction. Ces barres peuvent être soit battues, soit scellées au coulis de ciment dans des forages.

Le parement, vertical ou incliné, est généralement constitué d'un béton projeté armé dont le rôle local est de retenir la terre entre les barres. On appelle les barres des **clous** et l'ouvrage de soutènement ainsi obtenu un **mur en sol cloué**. La figure (IV-32) montre la coupe d'un mur en sol cloué de 16 m de hauteur. Compétitivité et rapidité d'exécution sont les deux avantages principaux du clouage.

Cette technique ne peut être utilisée que hors nappe et réclame à la fois une légère cohésion à court terme et une bonne valeur du frottement interne du sol en place considéré. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

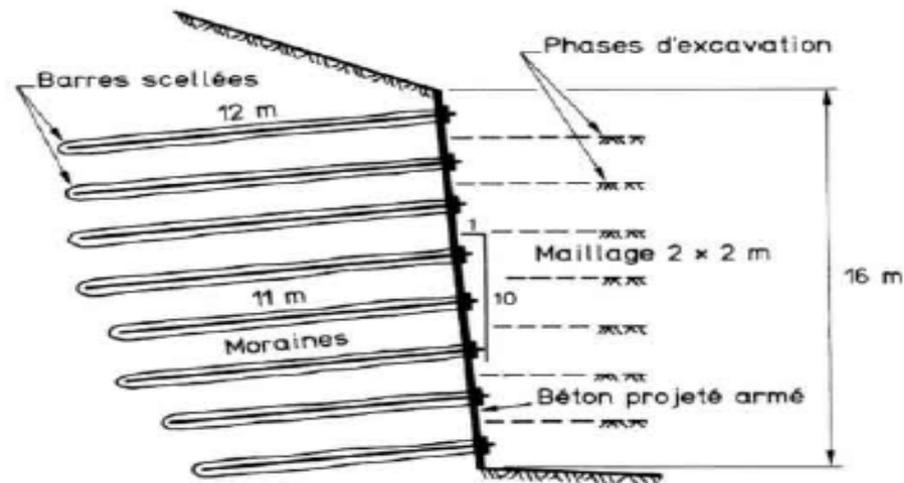


Figure (IV-32) : Mur de soutènement en sol cloué.

Le mode de fonctionnement d'un mur en sol cloué est assez similaire à celui d'un mur en Terre Armée avec des contraintes de cisaillement le long des barres permettant de séparer une zone active proche du parement et une zone résistante à l'arrière.

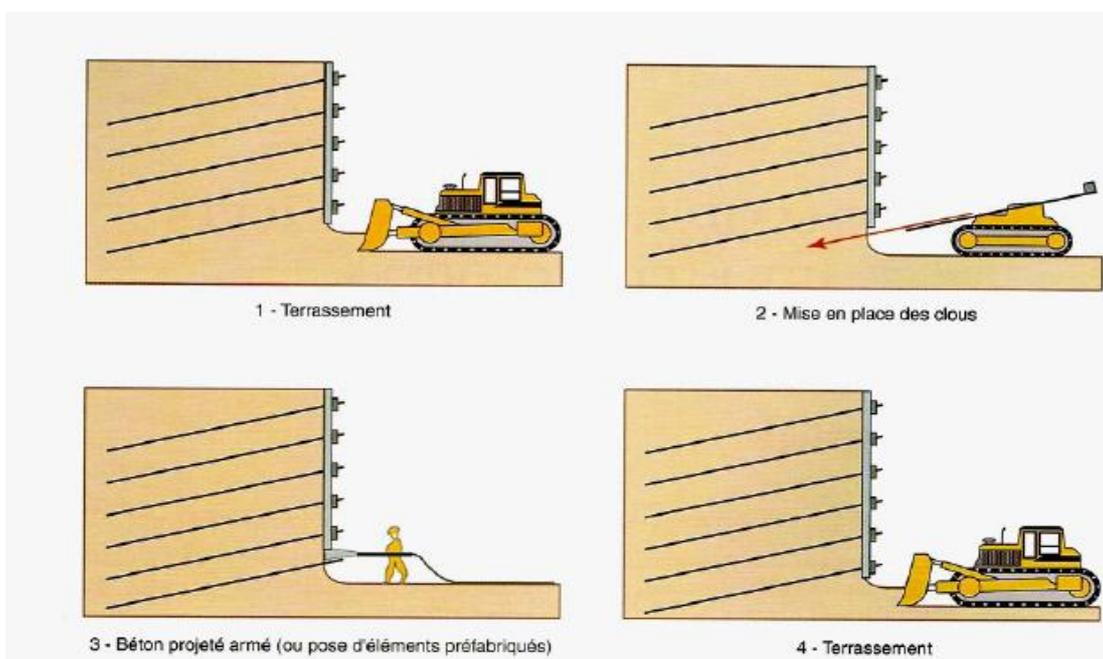


Figure (IV-33) : Phases d'exécution d'un mur en sol cloué.

La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation. Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu différente, car les efforts que l'inclusion peut reprendre dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu à peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement.
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou).
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous.
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

En pratique, on dimensionne les ouvrages en cherchant un gain de sécurité de 10 à 20%.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou diminués par l'application du coefficient de sécurité.
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

IV. 3. 3. 3. 2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment (clous). Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement.
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol).
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux.
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. On cherche en générale un gain de sécurité de 10 à 20%.

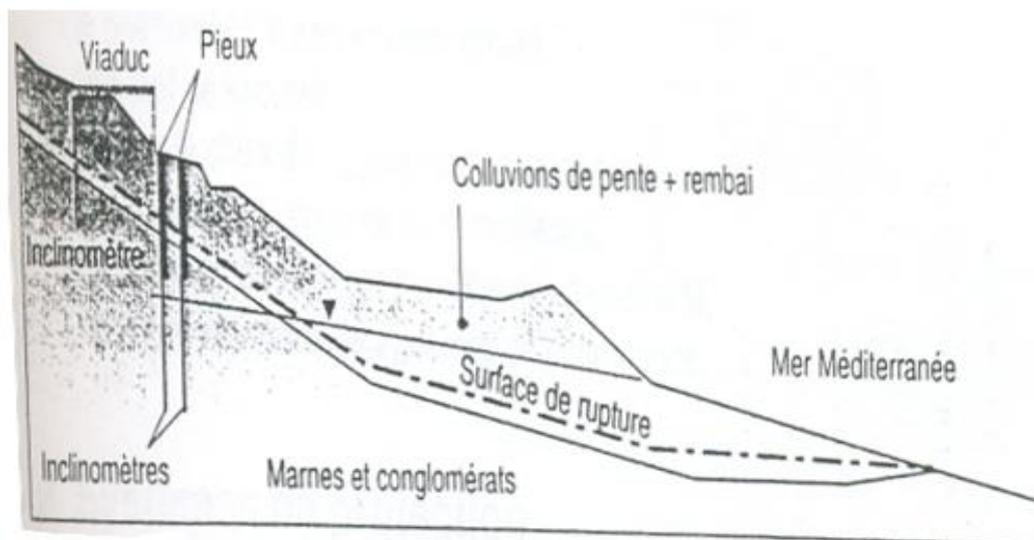


Figure (IV-34) : Site d'Aktéa (Grèce) Stabilisation par 80 pieux de 1 m de diamètre.

IV. 3. 3. 3. 3. Murs en sols renforcés par des armatures souples et « extensibles »

Les deux principales techniques entrant dans cette catégorie sont les murs en géotextiles et les murs en gabions grillagés renforcés.

Ces techniques se distinguent de la terre armée par le fait que l'allongement des armatures sous les efforts de traction auxquels elles sont soumises devient notable.

a) Les murs en géotextiles

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai. Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissés, géogrilles ou des non-tissés. Ces produits sont désignés par le terme générique de géosynthétiques. Les armatures sont caractérisées par leur résistance à la traction et par leur raideur J (rapport entre traction appliquée et allongement).

Le parement est destiné à assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets. Il existe différents procédés parmi lesquels on peut citer ceux où le parement est constitué d'éléments cellulaires en béton préfabriqués, remplis de sol (figure IV-35-a) et généralement végétalisables, ceux où les éléments sont réalisés avec des pneus de récupération et ceux où le géotextile est retourné en bordure (figure IV-35-b) : un parement indépendant est alors édifié pour protéger le géotextile.

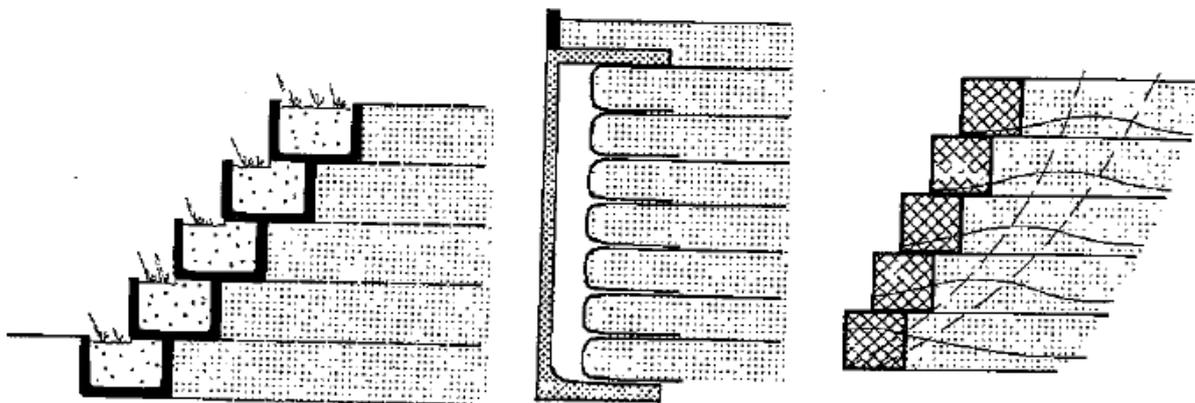
Le massif de terre en remblai est mis en œuvre par couches compactées. Avec les géotextiles, il est possible d'utiliser en remblai une gamme de matériaux beaucoup plus large que pour la terre armée, par exemple des sols fins à forte teneur en eau ou des cendres, résidus de l'incinération de déchets.

b) Les murs en gabions grillagés

Comportent également des armatures, un parement et un massif en remblai (figure IV-35-c).

Les armatures formées de treillis en acier galvanisé et parfois plastifié, sont caractérisées par leur résistance à la traction et leur capacité d'allongement ; le parement de gabions grillagés joue déjà un rôle de mur-poids ; le massif de remblai en matériaux granulaires est mis en œuvre par couches compactées entre chaque nappe d'armatures.

Ce dernier procédé se distingue par un excellent frottement entre remblai et armature, dû, d'une part, à la conception de l'armature et, autre part, à l'utilisation d'un matériau de remblai soigneusement sélectionné.



a) Mur végétalisable. b) Mur a parement indépendant. c) Mur en gabion renforcé.

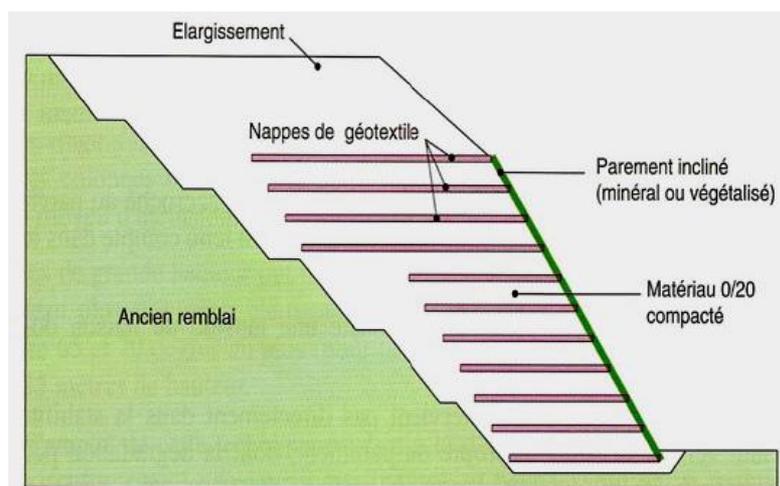


Figure (IV-35) : Procédé de renforcement de remblai par géotextiles.

c) Le Pneusol

Parmi les ouvrages en sol de remblai renforcé et souples, il convient de mentionner, en outre, la technique du Pneusol qui consiste à assembler en plan des pneus, entiers ou découpés, pour former des nappes de renforcements souples.

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

Les premiers ouvrages utilisant cette technique avaient été construits avec un parement trop rigide par rapport à la souplesse des renforcements. La tendance actuelle de parement, remplis de terre végétalisée. Ils peuvent être ainsi associés avec des nappes de treillis métalliques ou avec des nappes géotextiles.

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.



Figure (IV-36) : Procédé de renforcement de remblai par pneus.

IV. 3. 4. Cas des remblais sur sols mous

Lorsque le sol de fondation n'a pas la capacité de supporter la charge correspondant à la hauteur totale du remblai projeté (rupture à court terme), il est nécessaire d'employer des dispositions constructives qui assurent la stabilité de l'ouvrage en phase de travaux comme en phase de service, avec un coefficient de sécurité en général pris égal à **1,5**.

Différentes méthodes sont employées pour limiter les risques de rupture, qui relèvent de trois principes :

- consolider le sol de fondation, et donc augmenter sa résistance au cisaillement, avant la réalisation du remblai (par pompage pour abaisser la nappe) ou pendant celle-ci (construction par étapes avec utilisation de drains verticaux).
- diminuer la charge appliquée au sol de fondation (construction du remblai en matériaux allégés) ;
- renforcer le sol de fondation en y incluant des éléments résistants (colonnes ballastées, pieux, substitution partielle ou totale des couches molles).

a) Renforcement par géotextile

Les remblais sur sols mous sont le plus souvent renforcés par une ou plusieurs nappes de géotextiles, de préférence à d'autres types de renforcement moins extensibles, du fait de la grande déformabilité requise par les tassements importants, de l'ordre du mètre ou plus, qui se produisent après chargement.

Dans le cas de sols très hétérogènes, les renforcements fonctionnent comme séparateurs mais surtout comme membrane en reprenant une partie des efforts induits par les tassements différentiels de la fondation et l'on utilise préférentiellement des armateurs ou des grillages métalliques quasi inextensibles. Dans le domaine des remblais sur sol mou relativement homogène il confie de distinguer deux cas : les remblais de faible hauteur et ceux de grande hauteur.

Pour les **remblais de faible hauteur**, les surcharges dynamiques peuvent être élevées, comparées au poids du remblai. Le géotextile, généralement placé à la base, assure alors plus une fonction de séparation entre le matériau de remblai et le sol de fondation qu'un rôle de renforcement en reprenant en traction une partie des efforts apportés par la surcharge.

Dans les **remblais de grande hauteur**, les surcharges sont relativement petites par rapport au poids propre du remblai. Même si le géotextile a une fonction de séparation, son rôle est d'éviter une rupture localisée en renforçant le remblai.

b) Renforcement par colonnes

On peut aussi réduire les tassements et augmenter la stabilité des massifs de sols mous en utilisant différentes techniques de réalisation de colonnes de matériau plus résistant à l'intérieur du sol. Ces colonnes supportent une part importante de la charge appliquée à la surface du sol, ce qui augmente la capacité portante et diminue les tassements. Quand les colonnes sont constituées de matériau drainant, elles jouent également le rôle de drain.

ø Colonnes ballastées

Leur exécution s'effectue en deux phases figure (IV-37) :

On réalise d'abord un forage jusqu'à la profondeur désirée (10 ou 20 m au maximum) au moyen d'une *aiguille vibrante*, corps cylindrique de 30 à 40 cm de diamètre et de quelques mètres de longueur comportant un vibreur, cette aiguille vibrante pénètre dans le sol sous l'action de son propre poids, conjuguée à un lançage en pointe ; le lançage peut être réalisé à l'eau ou à l'air.

Le forage est ensuite rempli de matériaux grenus à fort angle de frottement interne et la colonne ainsi constituée est compactée grâce au vibreur, le diamètre de la colonne obtenue dépend de la consistance du terrain qui l'entoure. Il atteint couramment 0,6 à 1 m. La densité des colonnes est adaptée à l'amélioration souhaitée du sol. En raison de leur coût assez élevé, les colonnes ballastées sont destinées à des traitements localisés : fondations d'ouvrage d'art ou de bâtiment, remblais d'accès à des ouvrages d'art, sols supports de réservoirs, etc.

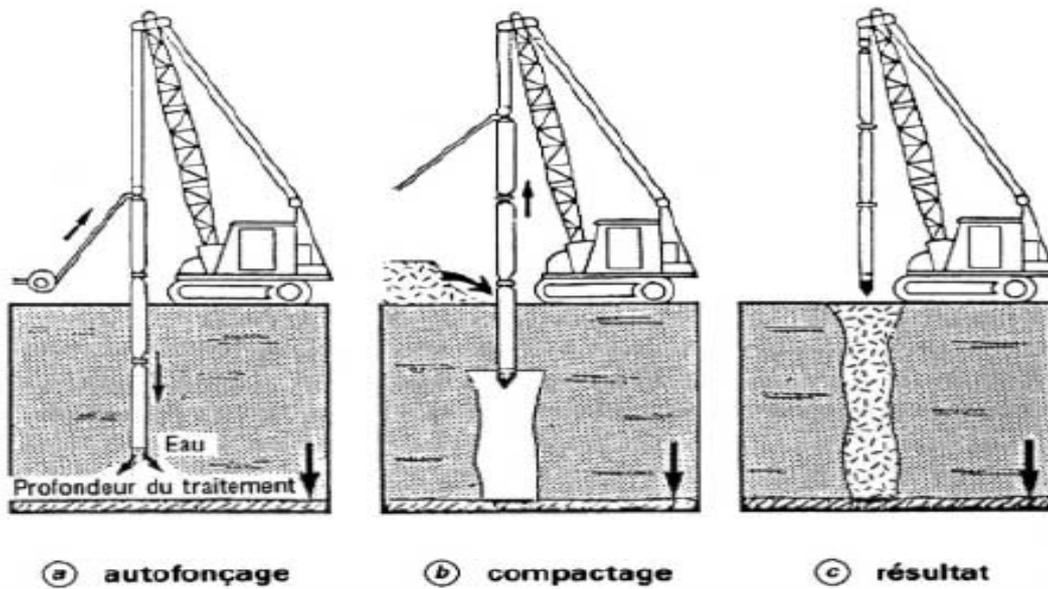


Figure (IV-37) : Phases d'exécution des colonnes ballastées.

Ø Colonnes de sol traité en place

Dans le cas des argiles molles peu consistantes et des limons, on peut réaliser des colonnes de sol traité en place. La technique a été développée pour les argiles sensibles scandinaves, avec un traitement à la chaux, on peut utiliser aussi du ciment, dont la cinétique de prise est différente de celle de la chaux.

Les colonnes produites ont un diamètre de 50 cm et une longueur maximale de 15 m figure (IV-38). Les colonnes de sol traité à la chaux sont utilisées pour :

- renforcer les fondations argileuses supports de remblais ou de bâtiments légers.
- conforter des glissements de versants naturels.
- réaliser des ouvrages de soutènement.



Figure (IV-38) : Colonnes de sol traité à la chaux.

c) Renforcement par pieux et géosynthétiques

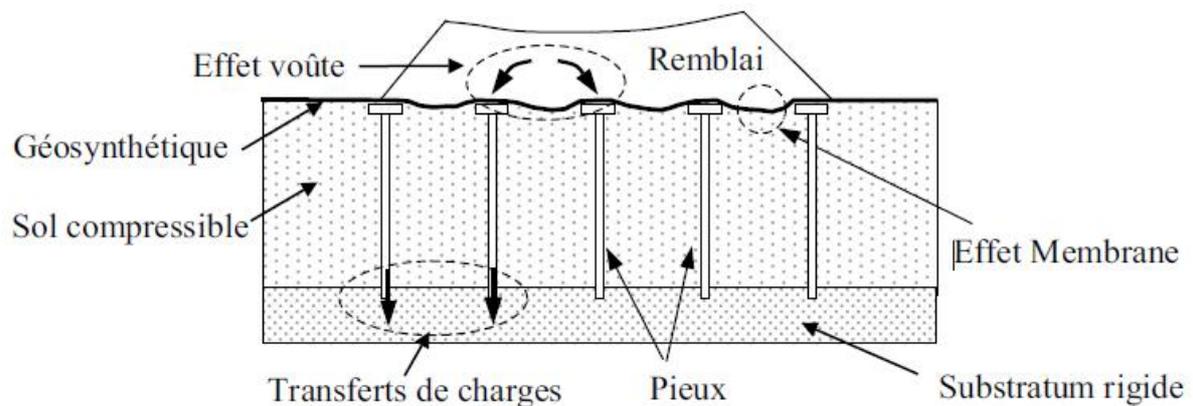


Figure (IV-39) : Renforcement d'un remblai par pieux et géosynthétiques.

L'une des alternatives à la réalisation des remblais sur sol compressible consiste en une solution de renforcement mixte associant un réseau de pieux et un renfort géosynthétique placé à la base du remblai (géogrilles ou géosynthétiques de renforcement). Ce procédé a pour objectif de renforcer le sol lorsque celui-ci est fortement compressible et ne peut supporter les charges qui lui sont appliquées sans engendrer des tassements non-admissibles en surface.

La technique de base utilisée consiste à transférer la charge due au remblai vers une couche de sol plus résistante. Ce transfert se fait par le biais de pieux verticaux traversant le sol compressible et prenant appui le plus souvent sur le substratum rigide. Les charges verticales dues au remblai sont transmises aux pieux soit directement par le sol de remblai par effet voûte, soit indirectement par l'intermédiaire du renfort géosynthétique par effet membrane Figure (IV-39).

L'effet voûte est le mécanisme qui permet le transfert direct d'une partie des charges du remblai vers la tête des pieux. Ce mécanisme qui se produit suite à l'effondrement ou au tassement d'une partie du sol de remblai sur la nappe géosynthétique engendre une réorganisation et une réorientation des efforts au sein du remblai.

Effet membrane ; Les renforts géosynthétiques ont pour rôle de transférer aux têtes de pieux par effet membrane les charges non transmises par effet voûte. On appelle effet membrane l'aptitude qu'a un renfort géosynthétique à s'incurver pour mobiliser par traction des efforts orientés initialement dans la direction perpendiculaire à son plan.

IV. 3. 5. Contrôle de l'érosion

Les talus raides sont très vulnérables à l'érosion. La méthode la plus courante pour réduire les risques d'érosion par l'eau est la revégétalisation.

On a comme solutions :

IV. 3. 5. 1. Confortement de talus minéral

Ce type d'ouvrage consiste à réaliser une protection de surface vis à vis de la battance (impact des gouttes d'eau dues à la pluie) des glissements de peau et des chutes de cailloux pour maîtriser les détériorations de surface. Ces protections sont utilisées sur des pentes inclinées ou quasi verticales pour des hauteurs pouvant aller jusqu'à 10 m, ou en banquettes successives. Les ouvrages sont en règle général en gradins ou pouvant avoir un parement incliné. Les matériaux de remplissage utilisés pour le parement peuvent être des matériaux roulés ou concassés.



Figure (IV-40) : Confortement de talus minéral.

IV. 3. 5. 2. Confortement de talus végétalisé

ce type d'ouvrage consiste à réaliser une protection de surface vis à vis de la battance des glissements de peau et des chutes de cailloux pour maîtriser les détériorations de surface tout en reconstituant un couvert végétal sur des terrains pauvres. Ces protections sont utilisées sur des pentes inclinées jusqu'à 65° pour des hauteurs pouvant aller jusqu'à 10 m, ou en banquettes successives. Les ouvrages sont en règle général en gradins avec jardinières ou pouvant avoir un parement incliné.

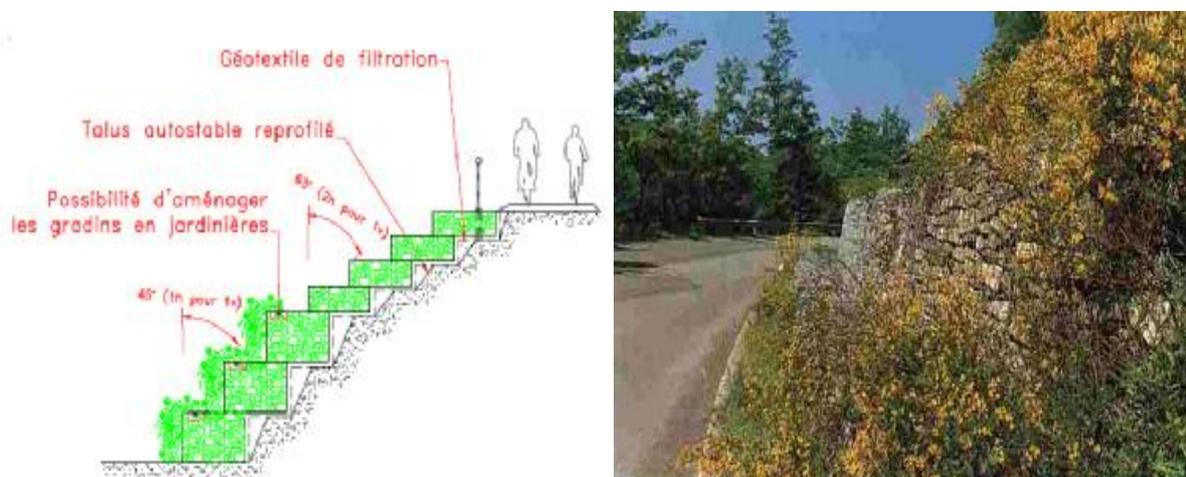


Figure (IV-41) : Confortement de talus végétalisé.

Les confortements de talus végétalisés et de talus minéral sont généralement proposés en entretien ou réhabilitation pour :

- de talus rocailleux ou arides en zone montagneuse.
- d'habillage de tête de tunnels.
- de talus routier en déblai en terrain fragile.
- de tranchée ferroviaire en forte pente.

IV. 3. 5. 3. Banquettes ou restanques

Ce type d'ouvrage consiste à réaliser des terrasses successives pour réduire l'inclinaison de la pente et diminuer les vitesses d'écoulement du ruissellement. Ce type de construction permet de rétablir une pente d'équilibre vis à vis des phénomènes d'érosion. Le nombre de terrasses à construire sera défini en fonction de la pente à protéger et de la hauteur retenue pour les ouvrages de butée variant en général entre 0,5 et 1,0 m. Structure à parement minéral pouvant être associée ou non à des pieux bois constituant par exemple une structure de type tunage.

Les banquettes sont généralement proposées en entretien ou restauration pour :

- de talus aride ou rocailleux en terrain accidenté.
- de talus à forte pente pour terrains à usage agricole.

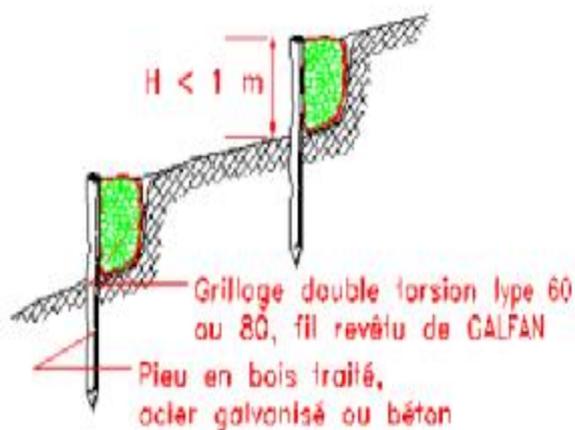


Figure (IV-42) : Banquettes.

V. 1. Introduction

Les problèmes d'instabilité des pentes se rencontrent couramment dans la construction des routes, des digues et des barrages. Une rupture d'une pente peut être terrible et provoquer des dommages considérables.

Pour cela, il faut, compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, prendre les précautions adéquates pour repérer les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de confortement.

V. 2. Quelques cas pathologiques d'instabilité des pentes et confortement

Nous allons montrer dans ce chapitre quelques cas pathologiques d'instabilité des pentes dus aux glissements et les travaux de confortement effectués pour les stabiliser, en Algérie et en Grand Maghreb.

Cas n°1 : Glissement de terrain et reconstruction de la chaussée (Bejaia)

1. Présentation du glissement

Le terrain concerné par le glissement survenu à Bejaia, présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain. Il a affecté une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m.

La cause du glissement est un événement pluviométrique en 2003, et à l'absence d'ouvrages d'assainissement et de drainage dans toute la zone.



Figure (V-1) : La chaussée affectée par le glissement.

2. Solution d'urgence

- Purge totale des matériaux ayant subi un mouvement
- Reconstruire la chaussée par rechargement en TVO avec talus 3H/2V.

3. Arrêt des travaux (panique) et investigations géotechniques complémentaires

Les investigations géotechniques ont révélés les formations géologiques suivantes depuis la surface :

1. une couche d'éboulis gréseux de 5 m d'épaisseur.
2. des marnes schisteuses tendres de 0,5 m d'épaisseur.
3. des bancs gréseux de 1,10 m d'épaisseur.
4. au-delà des alternances de marnes schisteuses et de grès compact.

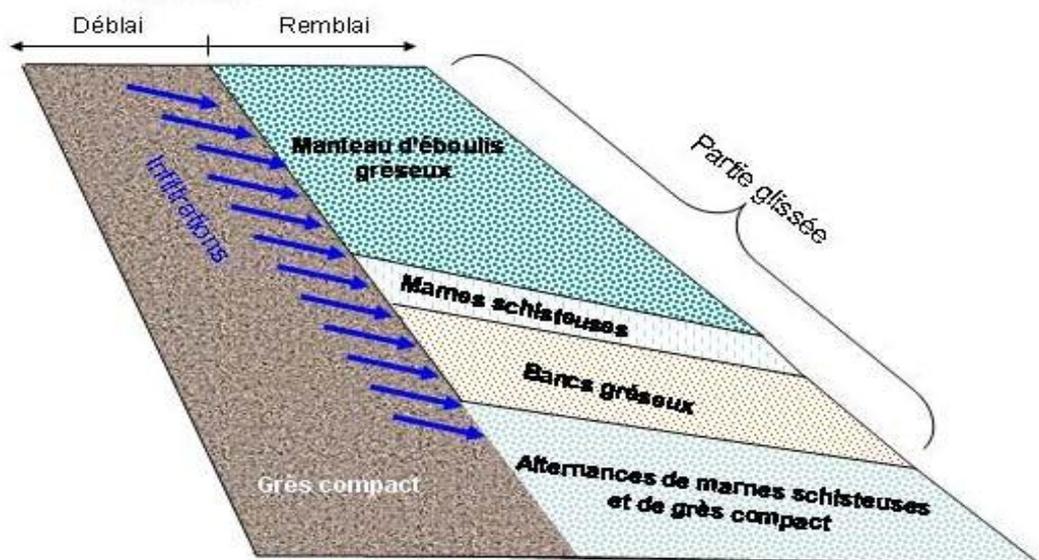


Figure (V-2) : Profil géotechnique.

La figure (V-2) présente un schéma global du glissement survenu à Bedjaia où des infiltrations d'eau du côté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement. Les couches supérieures ont glissés sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grès altérés.

4. Solutions proposées

- Conception d'un mur de soutènement en gabions.
- Conception d'un mur en béton armé fondé sur pieux ancrés à des profondeurs au-delà de 4 m dans le substratum.
- Conception d'un mur de soutènement renforcé par des géotextiles couplé à un drainage par géocomposite.

5. Solution retenue

Plusieurs propositions techniques de confortement du glissement et de la reconstruction de la chaussée ont été présentées. La solution retenue est celle d'un massif renforcé par géotextiles avec un parement à face enveloppée en couche végétale. Avec gestion des eaux par drainage du massif amont par géocomposite équipé de mini-drains.

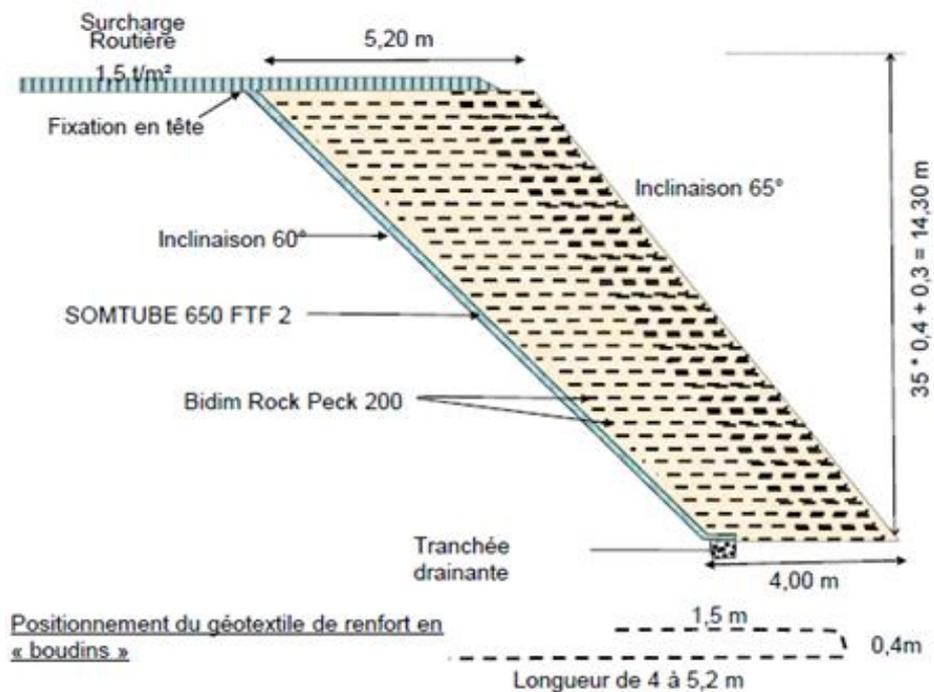


Figure (V-3) : Profil du massif renforcé par géotextile.



Figure (V-4) : Drainage du massif amont.



Figure (V-5) : Construction du remblai technique.



Figure (V-6) : Ouvrage achevé.

Cas n°2 : glissement de terrain sur la RN 26 A

1. Présentation du glissement

Le glissement de terrain est survenu suite à un événement pluviométrique. Les désordres sont visibles sur une superficie de 60 000 m².



Figure (V-7) : Présentation du glissement.

Les visites sur site ont permis de faire les constats suivants :

- surcharge du remblai routier sur le versant à chaque affaissement.
- modification des écoulements superficiels suite à l'urbanisation de la zone amont et absence d'ouvrages d'assainissement.
- absence de réseaux de drainage des eaux internes infiltrées.

D'après le rapport géotechnique, les désordres observés sont la conséquence du glissement des couches supérieures sur la couche d'argile.

2. Solutions proposées

- Construction d'un mur en gabions associé à des éperons drainants.
- Construction d'un rideau de palplanches.

La deuxième solution présente quelques inconvénients :

- Coût excessif ; risque de rupture par vibration pendant la phase travaux.
- Corrosion des palplanches à long terme.
- Constitution d'un barrage pour l'écoulement des eaux souterraines.

3. Solution retenue

Construction d'un mur en gabions ancré dans les argiles saines et de dimensions :

Longueur : 130 m et une base : 5 m, hauteur : 6.5, ancrage : -2 m.

Les eaux internes sont gérées par la mise en œuvre d'éperons drainant.

Les éperons drainants sont constitués de matériaux granulaires propres enveloppés dans du géotextile de filtration, avec un drain perforé, posé au fond de la tranchée.

Les travaux ont été lancés pendant la période estivale et les terrassements ont été exécutés par plots de 5 m. Les plots sont exécutés perpendiculairement aux courbes de niveau.



Figure (V-8) : Eperons drainants



Figure (V-9) : Ouvrage achevé.

Cas n°3 : Glissements de terrain dans la région d'Azzefoun**1^{er} cas****1. Présentation du glissement**

Un hôpital et une école ont été construit sur une pente alors qu'elle était instable, aucun dispositif de drainage n'a été réalisé ce qui a mené à un glissement, alors ils ont opté pour une solution rapide afin de protéger les bâtisses et les occupants (hôpital et l'école), et cela par la réalisation de deux rangées de palplanches.



Figure (V-10) : Présentation du glissement.

2. Les désordres survenus

Malheureusement cette solution qui a coûté très chère n'a pas été efficace, lors de leur réalisation en période estivale elles ont bien tenu mais suite à un événement pluviométrique en hiver les palplanches et la chaussée ont été carrément affaissées.



Figure (V-11) : Les désordres au niveau de la route.

L'erreur commise pour une deuxième fois était : l'inexistence de drainage et l'inexistence d'étude géotechnique. En effet, les palplanches ont cédé par flexion suite à l'accumulation à l'amont des eaux superficielles venues de la chaussée et des eaux souterraines, pour lesquelles elles font barrage. Les palplanches devraient donc avoir un système de drainage pour l'évacuation des eaux stagnantes en amont.



Figure (V-12) : Affaissement des palplanches.

La présence d'un cours d'eau en aval de la pente a influé sur la stabilité en pied des palplanches et a aidé à leur corrosion.



Figure (V-13) : Les deux rangées de palplanches et leur érosion.

3. Solution proposé

Pour le confortement de talus deux variantes de soutènement ont été envisagées :

- Réalisation d'un mur en gabion associé à un système de drainage.
- Conception d'un mur de soutènement renforcé par géotextile.
- Imperméabiliser la pente par l'inclusion des géomembrane pour éviter l'infiltration des eaux de surface, associer un system de drainage en amont et aval des palplanches.

La pente n'est pas encore confortée, et aucune des solutions proposées n'as été retenue.

2^{ème} cas

1. Présentation d'état de la pente

A proximité du premier site (1^{er} cas), il existe une autre pente sur laquelle une coopérative est construite qui a influé sur sa stabilité par son poids immense. Au cours de la réalisation des bâtisses, le problème de glissement à été repéré, une solution est alors envisagée en urgence.



Figure (V-14) : Présentation des lieux.

2. Solution proposé et retenue

- Conception d'un mur en gabion d'une hauteur de 8m, et d'une longueur assez importante qui dépasse les 70 mètres, qui à été construit en parties de 15m reliées avec des joints séparatifs. Le mur est muni en amont d'un système de drainage (moellons, petit moellons, tout-venant).



Figure (V-15) : Travaux de réalisation du mur en gabion.

La solution a été retenue car elle présente les avantages suivants :

- Le cout irréprochable.
 - La réalisation est facile (pas d'exigence par rapport à la main d'œuvre)
 - Le gabion joue le rôle de mur de soutènement et de drain au même temps.
- Afin de protéger l'hôpital des poussées des terres en aval de la coopérative, ils ont réalisé un mur de soutènement en béton armé.



Figure (V-16) : Réalisation d'un mur de soutènement en amont de l'hôpital (Aval de la coopérative).

- Pour la stabilisation de la pente à gauche de la coopérative contre le glissement un mur de soutènement en béton armé assez large est réalisé.



Figure (V-17) : Réalisation d'un mur de soutènement à gauche de la coopérative

3. Les préventions à accomplir

La figure ci-dessous montre clairement que le mur en gabion joue parfaitement son rôle de drain, les eaux sont évacuées, on remarque la présence de l'eau à l'aval du mur ainsi que l'érosion de la pente.



Figure (V-18) : L'eau stagnante à l'aval du mur en gabion.



Figure (V-19) : L'érosion de la pente.

En effet, cet eau, ne doit pas rester stagnante ; des caniveaux doivent être conçues à l'aval du mur en gabion afin d'évacuer cet eau dans une zone non sensible, pour éviter de provoquer une érosion au pied du gabion qui vas déclencher un glissement.

- Les dimensions du mur en gabion sont gigantesques la hauteur dépasse les 6 m ; il doit donc être stabilisé par des tirants d'ancrage afin d'éviter le flambement.
- On propose de remplacer les matériaux de filtration (tout-venant) par des pneus, pour diminuer la charge sur le mur en gabion, et augmentant le frottement du remblai.

Cas n°4 Centre d'Enfouissement Technique (CET) de Tizi Ouzou (oued Fali)**1. Présentation des lieux**

Un projet a été mis en réalisation à Oued Fali, sur une pente raide. Il consiste à réaliser un CET accompagné d'un centre de tri, le site a été divisé en deux (2) parties : la première partie pour le centre de tri et l'autre pour le CET.



Figure (V-20) : Présentation des lieux.

2. Les travaux de terrassement

Les travaux de terrassements sont entamés par l'extraction de la marne altérée, ensuite de la marne rocheuse qui était dure à travailler, ce qui a multiplié en dix fois le coût des travaux de terrassement.

3. Les deux parties**3.1. Le centre de tri (première partie)**

Pour sa réalisation, un adoucissement de la pente a été réalisé en deux parties.



Figure (V-21) : Les deux parties du centre de tri.

3. 1. A. La partie supérieure

- **La pente**

La pente a été stabilisée par un mur en gabion accompagné d'un système de drainage.

- **Les caniveaux**

Ils ont été réalisés au niveau de la pente, munis par des barbacanes afin de collecter les eaux de ruissellement et d'infiltration pour éviter l'érosion de la pente et le déclenchement du glissement.

- **Le mur en gabion** : muni par un système de drainage en amont :

Moellon, petit moellon (45/70mm), tout-venants. L'ensemble sert à drainer les eaux de la pente.



Figure (V-22) : Système de drainage de la partie supérieure.

- **Les caniveaux à l'aval du mur en gabion**

Conçue pour la collecte des eaux drainées par le gabion et celles des caniveaux de la pente supérieure, et cela pour séparer les eaux propres (de la partie supérieure) des eaux souillées de la partie inférieure et les évacuer dans une zone non sensible.



Figure (V-23) : Caniveaux à l'aval du mur en gabion et le point commun entre eux.

- **La route**

Au pied de la partie supérieure ils ont purgé afin de créer une dénivelée qui a pour but d'adoucir la pente et concevoir une route pour faciliter la rentrée des camions au centre de tri, pour décharger les déchets. Cette route est soutenue par un mur de soutènement rigide en béton armé.



Figure (V-24) : Position de la route.

- **Le mur de soutènement**

Le mur de soutènement a été réalisé en béton armé muni d'un système de drainage en amont (cunette, moellon, petit moellon, tout-venants) qui évacue l'eau drainée par des barbacannes collectées dans le caniveau conçu en aval de ce mur.



Figure (V-25) : Système de drainage en amont et en aval du mur de soutènement.

3. 1. B. La partie inférieure

Elle comprend la plateforme du centre de tri qui a été conçue en charpente métallique. Des caniveaux ont été réalisés tout autour de la plateforme y compris les caniveaux à l'aval du mur de soutènement pour collecter les eaux de la plateforme polluées, et les évacuer dans un décanteur, et enfin vers le centre de traitement des eaux polluées.



Figure (V-26) : Partie inférieure.

3. 2. Le centre d'enfouissement technique (CET): (deuxième partie)

Il a été conçu sous forme de demi-cercle, avec une plate forme entourée des pentes adoucies.



Figure (V-27) : Le CET .

- **Le système de drainage**

- a) **Les pentes**

Des géomembranes sont conçues pour collecter les eaux de la décharge, des géotextiles sont mis au dessus de la géomembrane afin de la protéger contre les déchirures (les U.V, les cailloux.....).

- b) **Les caniveaux (sous la plate forme)**

Ils servent à évacuer les eaux collectées par la géomembrane vers un bassin de traitement plus bas. Les caniveaux sont munis d'une buse perforée et un remblai perméable dont les roches sont siliceuses pour éviter des réactions chimique entre les eaux et les roches (dissolution des roches).

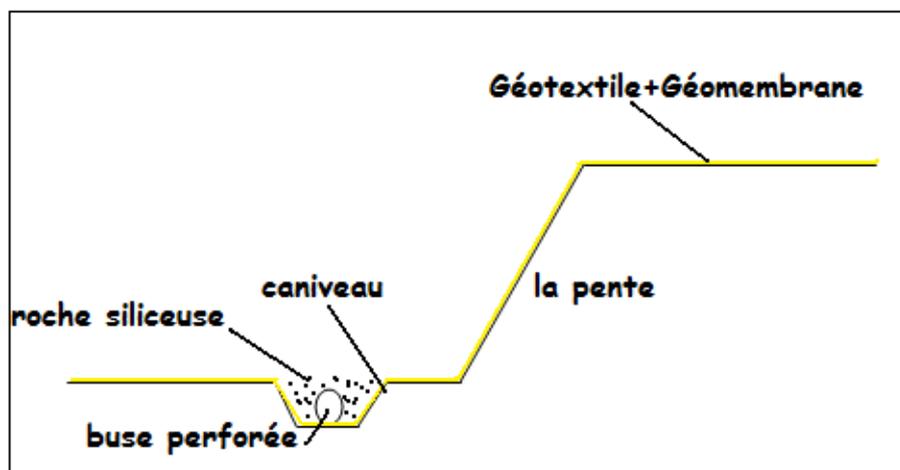


Figure (V-28) : Système de drainage au dessous de la plate forme du CET.

4. Les désordres rencontrés

A cause de la négligence des entreprises réalisatrices, et la disqualification de la main d'œuvre, des erreurs de réalisation ont été commises, car les recommandations des plans n'ont pas été respectées, ce qui a conduit à des désordres, cités ci-dessous :

- **Les caniveaux (pente du centre de tri)**

À la phase de réalisation, certains caniveaux ont été munis de barbacanes, et d'autre non, cela a engendré beaucoup de problèmes, cisaillement des caniveaux, érosion de la pente, éboulement du terrain, niche de glissement, stagnation d'eau.

- Après un fort événement pluviométrique, les poussée des terres ont augmenté et elles ont crée des cas de cisaillement au niveau des caniveaux (arrachement et rupture des aciers).



Figure (V-29) : Cisaillement des caniveaux et arrachement des aciers .



Figure (V-30) : Circulation d'eau dans les fissures.

- L'eau circule à travers les fissures provoquées par le cisaillement, et cela a produit une érosion superficielle de la pente.
- La même cause à produit des petits éboulements avec des débuts de niches de glissement qui ont comblé les caniveaux dans certaines zones, ce qui a favorisé la stagnation d'eau. L'eau s'est débordé du caniveau et elle a crée des zones d'érosion sur la pente.



Figure (V-31) : Eboulement et stagnation d'eau.

- **La décharge**

- l'arrachement du géotextile au dessus de la géomembrane peut provoquer des déchirures et la détérioration de la géomembrane, ce qui conduit à des infiltrations des eaux polluées vers le sol, qui va provoquer par la suite la pollution des eaux souterraines.



Figure (V-32) : Arrachement du géotextile.

5. Les préventions à accomplir

- Pour éviter le problème de cisaillement au niveau des caniveaux il est indispensable de mettre des barbacanes pour le drainage des eaux.
- Les géotextiles doivent être remis en place de préférence par soudage, afin de bien protéger les géomembranes, pour éviter la pollution des eaux souterraines.

Cas n°5 Les problèmes rencontrés lors des grands terrassements (autoroute)

Les travaux de terrassement ont pour objectifs de donner à la future infrastructure les caractéristiques géométriques, la rendant compatible avec sa destination fonctionnelle et les contraintes géotechniques des terrains traversés. La maîtrise du volet géotechnique constitue un point clé pour la réalisation des infrastructures routières. Elle représente la condition la plus critique dans l'exécution des travaux de terrassements.

Dans ce qui vient on présente les problèmes géotechniques rencontrés dans les travaux de terrassement dans les grands projets des infrastructures routières et autoroutières au Maroc, ainsi que les solutions de confortement entreprises et les traitements retenus dans l'exécution.

1. Les problèmes liés aux grands terrassements

1. 1. Cas des déblais de grande hauteur

Différents désordres peuvent se présenter dans le cas du terrassement des déblais de grandes hauteurs. Ils peuvent se présenter sous forme de :

- Glissement du terrain : glissement circulaire, fluage.
- Ecoulement rocheux et les coulées boueuses.

Les facteurs déclenchant les dégradations des talus peuvent être de différentes natures :

a. nature géologique

La reconnaissance de la nature géologique du terrain, et les accidents affectant les formations géologiques (failles...), est primordiale pour le dimensionnement des pentes de talus et la définition des mesures de confortement convenables.

En effet les travaux de reconnaissance ont pour objectif l'identification de la nature des sols (sol meuble, roché), son comportement géotechnique. La cartographie des anomalies géotechniques permettra d'identifier la nature des dégradations et de les classer par formation géologique.

b. nature hydrologique/hydraulique

Les infiltrations des eaux entraînent d'une part, une désorganisation avec lessivage des matériaux fins et une chute de ses caractéristiques intrinsèques, d'autre part elles exercent une pression interstitielle dans la formation géologique entraînant une dégradation des caractéristiques géotechniques.

c. nature géométrique

Les problèmes de géométrie liés aux désordres des pentes de talus ont pour origine :

- L'inadaptation de la pente avec les caractéristiques géotechniques des formations en question.
- L'excavation des butées naturelles ou artificielles en pied.



Figure (V-33) : Dégradation de déblai RN16.

2. 2. Cas des remblais de grande hauteur

La construction de la route sur un remblai de grande hauteur est souvent confrontée à des anomalies de stabilité et des déformations du remblai. D'où l'importance à accorder à ces zones dès la phase de l'étude du projet.

Lorsqu'un grand remblai en sol compacté repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe, les ruptures susceptibles de se produire sont profondes.

Si la sécurité vis-à-vis de la rupture est faible, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai et un renflement latéral de la couche molle. Cette situation devient de plus en plus critique en présence de l'eau.



Figure (V-34) : Dégradation du remblai RN16

2. études de cas

2. 1. Terrassement des déblais de grande hauteur

a. voie de contournement de Rabat

Les terrassements représentent un total de 2,3 millions de m³ constitués essentiellement de déblais. Les déblais se répartissent sur 16 zones dont la plus importante est située au niveau du déblai **D11** dans la montée de Hsein.

Ainsi, l'effet des infiltrations des eaux ont rendu plus complexe la stabilité des talus, la hauteur de ce déblai a atteint 30 m. Des études spécifiques et des expertises ont été menées pour vérifier cette stabilité et définir les dispositions constructives pour assurer la pérennité de l'infrastructure.

a. 1. Solutions et dispositions constructives retenues pour la stabilité D11

Deux scénarios ont été simulés pour assurer la stabilité du déblai D11:

- Exécuter des talus de pente 1H/2V avec des risbermes de 3 m de largeur tous les 8 m de hauteur.

- Exécuter des talus raides 1H/5V renforcé par béton projeté et cloutage.

La solution adoptée est celle du terrassement avec des pentes douces et des risbermes.

Au moment des travaux de terrassement les terrains rencontrés sont de très bonne résistance et constitués de marne ou de calcarénite. A l'exception quelques tranches superficielles de marnes altérées, ces matériaux ont une bonne tenue et n'ont pas nécessité de soutènement lourd.

La pente adoptée a été de 2H/3V et des risbermes ont été prévues pour exécuter les entretiens futurs et augmenter la stabilité du talus.

Les venues d'eau constatées ont pour origines les infiltrations des surfaces subhorizontales des grès et calcarénites sur des marnes sableuses. Ces infiltrations ont été traitées par la mise en place de tranchées drainante longitudinales qui ont été réalisées à partir de risbermes en plaçant des drains subhorizontaux juste au dessous du contact humide pour intercepter les arrivées d'eau et les renvoyer au point bas du drain.

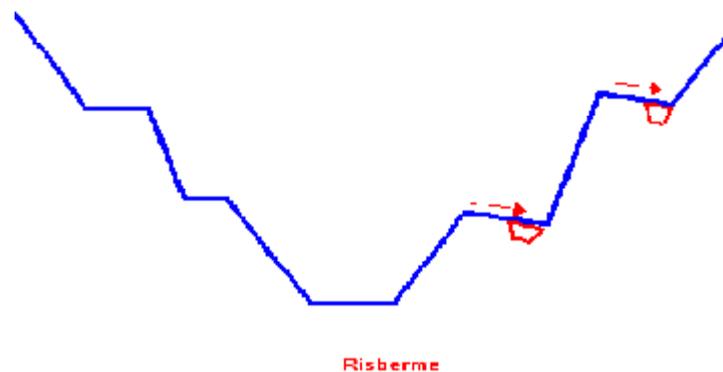


Figure (V-35) : Terrassement des pentes douces avec des risbermes.

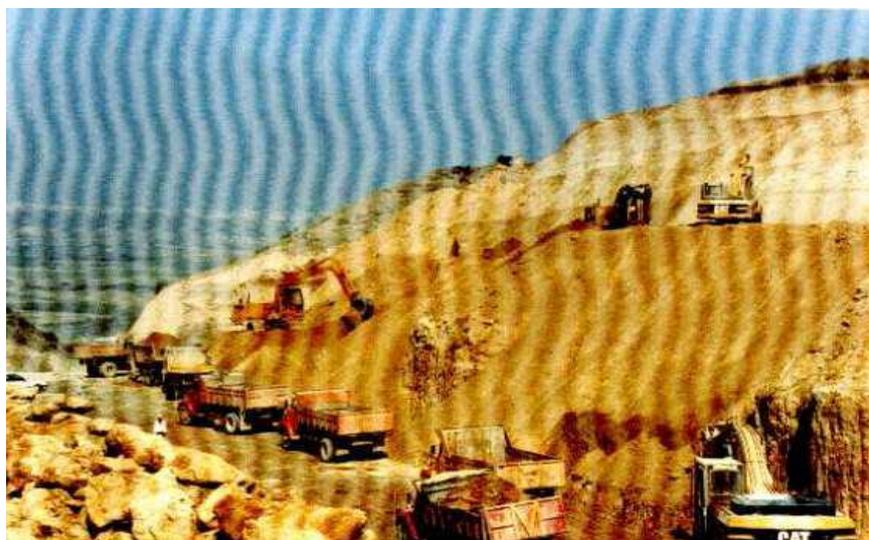


Figure (V-36) : Travaux de terrassement au niveau du déblai D11.

b. Autoroute Tanger-port oued r'mel

L'autoroute Tanger-Port Méd se développe dans un contexte géotechnique et hydraulique complexe due à la nature des sols rencontrés et au relief accidenté de cette région. Elle comprend des ouvrages de terrassement particuliers dont ils ont nécessité un volume très important de terrassement et l'introduction des techniques innovantes. Cette autoroute traverse des zones de grands glissements de terrains et elle passe dans une vallée compressible en longeant l'oued Sghir.



Figure (V-37) : Travaux de terrassement autoroute Tanger-Port méd.

b. 1. Traitement des désordres des travaux de terrassement

Le traitement des désordres, survenues lors des travaux et après l'achèvement de ces travaux, a constitué un grand obstacle pour la construction de cette autoroute.

En effet, malgré l'adoption des pentes douces, de l'ordre de 3H/1V, une dizaine de glissements sont survenus sur les talus en phase des travaux, dont la plupart sont dus à la présence de marne verdâtre altérée et la circulation des eaux entre cette couche superficielle et le substratum constitué de pélite.

Le traitement des désordres relevés sur le déblai a nécessité les techniques de traitement suivantes :

- Purger des matériaux déconsolidés sur les talus pour mettre en œuvre des masques ou des éperons drainants.
- Adopter des solutions de confortement plus lourdes du genre, murs cloués sur les talus, clouage des pieds de talus par un écran de pieux fichés dans le substratum.



Figure (V-38) : Mise en place des matériaux drainant pour bêche d'ancrage.

Les modes de confortement adoptés pour stabiliser les points de glissement :

Masque drainant : sur une base minimale de $1.5H+10$ m où **H** désigne la hauteur du terrain traité, les matériaux utilisés ont un pourcentage de fine de 5% et un angle de frottement interne de 35° ceci afin de conférer au déblai le drainage et la stabilité requis.

Clouage : cette technique consiste à fixer le talus de déblai par un clouage avec des barres métalliques passives scellées au terrain stable et à le revêtir d'un béton projeté. La profondeur des forages varient entre 8 et 16 m, l'inclinaison de ces clous par rapport à l'horizontale est de 10° . L'épaisseur totale du parement en béton projeté est de l'ordre de 18 cm. Les clous sont implantés selon un maillage triangulaire de 1.5 m de coté.



Figure (V-39) : Déblai traité par clouage et béton projeté.

2. 2. Terrassement du remblai de grande hauteur

a. Zone compressible de l'autoroute Larache-sidi lyamani (zone Loukkos)

L'autoroute Larache-Sidi Lyamani traverse la vallée compressible sur une longueur de 3.5 km, cette vallée est de formation géologique récente. Les couches lithologiques qui la composent sont des argiles molles plus au moins consolidées, des vases molles et sable fins.

Pour assurer la traversée de la vallée, un remblai de 3 m est mis en place, dans la zone des rives de l'oued Loukous, il atteint une hauteur de 6 m. Les premiers calculs ont montré un tassement de 20 à 170 cm, ce qui est incompatible avec les exigences d'exploitation. Pour répondre au délai de réalisation, des techniques d'accélération de consolidation ont été entreprises.

a. 1 Traitement de la consolidation

Û Couche drainante :

Après débroussaillage du terrain naturel, il a été appliqué une couche drainante (filtre) de sable sur une épaisseur comprise entre 50 et 80 cm. Cette opération a nécessité l'utilisation de 130.000 m² de matériaux.

Û Drains verticaux :

Les drains verticaux utilisés sont de type SOLPAC C430. Ils sont fabriqués en PVC enrobés de membrane en géotextile. La maille de pose des drains est répartie de façon triangulaire de 1 m, avec une profondeur variant entre 18 et 25 m.

Û Instruments de suivi de la consolidation :

En parallèle avec le système de traitement, un système de suivi du degré de consolidation a été réalisé moyennant la mise en place d'un ensemble d'instruments comprenant des :

- Repères topographiques placés dans la partie supérieure du remblai.
- Inclinomètres de surface aux pieds de talus.
- Boules de tassement sous le remblai.
- Capteur de pression interstitielle.
- Inclinomètres.

Cette instrumentation a été prévue pour contrôler d'une part la stabilité du remblai à ses différentes phases et d'autre part suivre la consolidation du sol pour se prononcer (affirmer) sur les phases à entamer. Ainsi ces mesures sont d'une importance capitale tant pendant la construction qu'après.

b. Autoroute Rabat- Fes

Il s'agit d'un remblai d'une hauteur de l'ordre de 20 mètres qui subit régulièrement des affaissements depuis Avril 1998. Ces glissements sont dus à la présence d'une argile en fondation qui engendre des déformations en surface à cause de l'obturation (boucher) des vides sous la circulation d'eau et des charges, ainsi que du fluage des argiles.

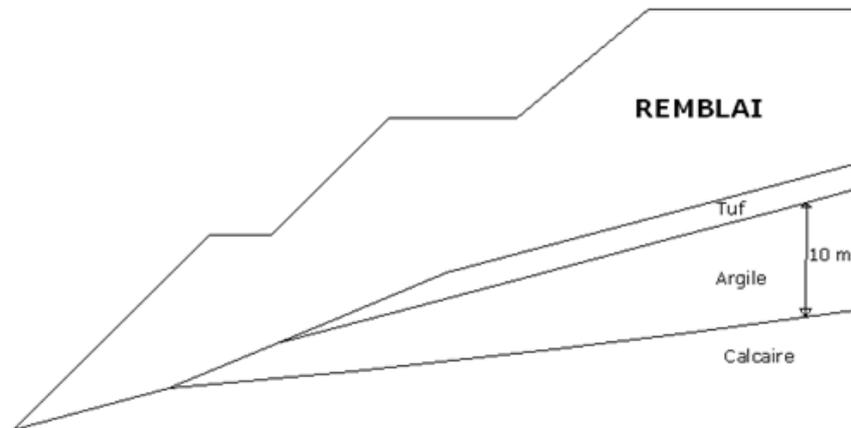


Figure (V-40) : Schéma des couches composantes du remblai.

b. 1 Confortement proposés

Les principes de traitement sont basés sur les deux sources de déformations (obturation des vides par circulation des eaux, fluage des argiles).

Le confortement de tassement est basé sur l'action sur les deux paramètres:

- Action sur les paramètres qui favorisent les déformations afin de diminuer leur ampleur :
 1. Diminution des efforts verticaux agissant sur l'assise tout en traitant une bonne partie du remblai par substitution avec un remblai léger. La solution consiste à décaisser sur 7 m et à monter le remblai en polystyrène expansé.
 2. Diminution des infiltrations d'eau dans le corps du remblai à travers le TPC par des géomembranes protégés en haut par des géotextiles et de la terre végétale.
 3. Favoriser la circulation des eaux à la base du remblai, par la réalisation de drain en PVC entourés avec un géotextile.
- Obstruer tous les vides et consolider la partie du sol qui peut engendrer des déformations, ainsi que le traitement de l'argile pour qu'elle soit très peu sensible à l'eau à travers le malaxage du sol avec des liants hydrauliques (chaux et/ou ciment) à travers des colonnes jointives et des tarières avec injection du coulis.
- Adopter une solution de déviation de l'autoroute pour palier à ces problèmes de tassement répétitifs.

V. 3. Conclusion

D'après les cas pathologiques cités précédemment, on remarque que la construction sur les pentes en limite de stabilité créer des problèmes complexes dont la solution est toujours couteuse et contestable.

conclusion générale

Conclusion générale

L'instabilité des pentes est considérée comme un danger naturel permanent rencontré dans tous les pays du monde, car l'importance de leurs effets peut engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de dinars.

Pour cela, il faut, compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, prendre les précautions convenables pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protections ou de traitements.

L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité d'analyser la stabilité des pentes sous sollicitations statique. Après un bref exposé des mécanismes de rupture des pentes et du comportement des sols qui les constituent, cette étude a permis d'exposer les démarches de reconnaissance du site et les différentes méthodes de calcul de stabilité des pentes (calcul en équilibre limite), puis, les méthodes de traitement et confortement (drainage, le remodelage de la pente, renforcement des sols) et en fin des cas d'instabilité des pentes et leur confortement.

On conclue, malgré les progrès faits en matière de connaissance de phénomène d'instabilité de pentes, de méthodes de calcul et de techniques de confortement, la construction sur versants en limite de stabilité des glissements de terrains reste un problème complexe dont la solution est rarement évidente.

Ce qui nous conduit à faire des préventions qui permettent d'interdire les constructions dans les zones où le risque est trop important et d'adapter les constructions et les pratiques dans des zones où le risque est faible. La prévention consiste alors à maîtriser tous les rejets d'eau (eaux usées, eaux pluviales, eaux de drainage), et à éviter tout terrassement susceptible de déstabiliser le terrain.

BIBLIOGRAPHIE

1. **ABDERHAMAN EL HARAMI(CID), HICHAM WORIGHI (CID), ANOUAR KESMAT (CID)**, Problèmes spécifiques rencontrés lors des grands terrassements.
2. **Additif 2002 au recommandation clouterre**, pour la conception, le calcul, l'exécution et le control des soutènements, clouage des sols (opération du réseau génie civil), France.
3. **ALAA KOUDERY**, Stabilité des pentes, cours réalisé avec le soutien de l'Agence universitaire de la Francophonie.
4. **BENAISSA. ABDELKADER**, Elément de mécanique des sols (institut des sciences de la terre, département de géologie), université de Constantine.
5. **BENAISSA ABDELKADER**, glissements de terre, calcul de stabilité, 2^{ème} édition, 03-2008.
6. **Comité française de la mécanique des sols et des travaux de fondations**, Tirant d'ancrages : recommandations concernant, le calcul, l'exécution et le contrôle.
7. **DJAMEL EDDINE BENOUIS**, Etude d'un glissement de terrain par différentes méthodes, Université de Saida (Algérie).
8. **DJERBAL Lynda**, Dynamique d'évolution du glissement de terrain d'Ain El Hammam, mémoire de master 2, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
9. **ELAGEOLLET J-C**, les mouvements de terrain et leur prévention.
10. **FATIMA DADOUCHE-ZEROUAL**, Stabilité des talus en remblai sur sols mous, Université de Jijel, Institut de Génie Civil.
11. **François SCHLOSSER**, Techniques de l'ingénieur, Murs de soutènement.
12. **G. BERTAINA**, Remblais renforcés sur sol compressible, LRPC, CETE Normandie-centre – Le Grand Quevilly – France P. Villard – Université Joseph Fourier, Lirigm – Grenoble – France.
13. **GUIDE TECHNIQUE**, Stabilisation des glissements de terrain, Ministère de l'équipement des transports et des logements, laboratoire des ponts et chaussées(LCPC).
14. **GUIDE TECHNIQUE**, Les glissements des talus routiers, laboratoire central laboratoire régionaux des ponts et chaussées (groupe d'étude des talus).

15. **HOUCEMEDDINE GUERFI**, Stabilisation des talus renforcés par pieux, mémoire de magister, Université de Batna.
16. **JEAN COSTET, GUY SANGLERAT**, cours pratique de mécanique des sols -2- calcul des ouvrages.
17. **JEAN-LOUIS DURVILLE, GILLES SÈVE**, Techniques de l'ingénieur, Stabilité des pentes (Glissements en terrain meuble).
18. **J.M.TCHOUANI NANA AVRIL 1999, M.A.J.CALLAUD** décembre 2004, Cours de mécanique des sols (tome 1).
19. **J.L.DURVILLE** (centre d'études techniques de l'équipement de Lyon), **J.P.BERTHELON, Q.V.TRINH** (laboratoire des ponts et chaussées), Revue française de géotechnique, n°104-3^{ème} trimestre 2003,
20. **LRIBI MOHAMED AMINE**, Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols par les géotextiles, université de Blida.
21. **LAÏCHAOUI MOUNIR, ZEGLIL SAMY**, La résistance au cisaillement des sols non saturée et l'impact sur l'instabilité des talus, Ecole Nationale des Travaux Publics (E.N.T.P) Kouba, Alger.
22. **MELBOUCI BACHIR**, Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement, Edition Elamel, 2009.
23. **MARTIN, PIERRE**, Géomécaniques appliquée au BTP.
24. **MICHEL DYSLI**, Compléments aux cours photocopiés de technologie et de mécanique, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
25. **NATACHA SERTIER, JEAN CHARLES BOURDEAU, ALAIN, ASSINA**, Licence IUP université de la réunion, Amélioration des sols.
26. **OFFICE FEDERAL DE L'ENVIRONNEMENT (OFEV)**, Hydrogéologie et techniques d'assainissement par drainage, Guide pratique (Connaissance 2010 de l'environnement - Dangers naturels).
27. **RABAH ARAB**, contribution des geosynthétiques dans le traitement des glissements de terrain, Tizi-Ouzou, le 01 juin 2010(Journée Technique).
28. **RICHARD LAGABRIELLE**, Techniques de l'ingénieur, Géophysique appliquée au génie civil.
29. **R.M.FAURE** (centre d'études des tunnels), Revue française de géotechnique, n°92-3^{ème} trimestre 2000.
30. **SEDDIKI. A (2008)**, Analyse de la stabilité des pentes sous séisme, mémoire de magister, Université de M'sila.

31. **SCHWATZ BERTRAD**, Drainage des sols et des constructions.
32. **PHILIPPONNAT GERARD, HUBERT BERTRAND**, fondations et ouvrages en terre, Jouve Paris –N°329245M, N°d'édition 5913, Juillet, France.
33. **ZEGHINA HAKIM**, Comportement dynamique d'un talus renforcé par des géotextiles, mémoire magister, Université de Batna.
34. Etude d'un glissement de terrain avec Geostodio 2004, Université de Saida.

I. Les logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité

L'analyse de stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années.

De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis sont basés sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés, ceci a attiré de plus en plus l'intérêt à la fois des chercheurs et des professionnels. Aujourd'hui, les deux types de logiciels basés sur les éléments finis et la limite d'équilibre (EF et EL) sont couramment utilisés dans les calculs géotechniques.

I. 1. Logiciel SLOPE/W

SLOPE/W, développé par GEO-SLOPE International Canada, est utilisé pour l'analyse de la stabilité des talus.

Ce logiciel est basé sur les théories et les principes des méthodes d'équilibre limite, et il peut même utiliser la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenu de logiciel SIGMA/W.

Le logiciel calcule le coefficient de sécurité pour différentes surfaces de cisaillement, par exemple circulaire, ou non circulaire. Cependant, seule la surface de cisaillement circulaire est automatiquement recherchée.

Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles dans SLOPE/W, il permet de calculer le coefficient de sécurité on utilisant la méthode Ordinaire, Bishop, Janbu généralisée, Spencer, Morgenstern –Price, Sarma, Lowe Karafiath, et d'autres.

I. 2. Logiciel SLIDE

Le logiciel SLIDE, développé par Rocscience Inc Toronto, Canada, est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Le logiciel est également basé sur 2D-EL, qui peut être appliquée pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire.

En fait, on trouve SLIDE similaire à SLOPE/W, mais il y a peu de fonctions supplémentaires, par exemple l'analyse des eaux souterraines.

I. 3. Logiciel 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, par défaut.

I. 3. 1. 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. 3. 2. 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.

I. 4. Le programme PETAL-LCPC

PETAL-LCPC est un programme de calcul de stabilité des pentes sous sollicitations monotones ou sismiques. Ce programme, exécutable sur tout micro-ordinateur compatible IBM-PC doté du système MS-DOS, permet de calculer par la méthode des tranches le coefficient de sécurité au glissement de tout massif en pente constitué d'une ou de plusieurs couches de sols, avec ou sans présence de nappe.

Les méthodes de calcul implémentées dans ce logiciel sont celles de Fellenius et de Bishop pour les ruptures circulaires, mais aussi la méthode des perturbations pour les ruptures quelconques. Cette dernière est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte de Fellenius le long la ligne de rupture.

Dans son architecture globale, le programme PETAL-LCPC est composé de deux modules distincts :

Le module PETALMOD pour créer le fichier des données (caractéristiques géométriques du talus, caractéristiques géotechniques des sols, niveau de la nappe, accélération sismique) ;

Le module PETALM de calcul proprement dit et d'édition des résultats (affichage à l'écran et stockage sur disque sous forme de fichier texte).

I. 5. Le code PLAXIS

Dans sa version originale, le code de calcul par éléments finis PLAXIS traite la stabilité des digues en terre. Dans sa version actuelle, il permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.), les calculs s'effectuant en déformations planes (Analyse bi-dimensionnelle ou Analyse 2D) ou en déformations axisymétriques (Analyse tri-dimensionnelle ou Analyse 3D).

L'algorithme général de résolution des équations non linéaires du code PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondantes aux chargements appliqués ; l'équilibre résultant rapidement.

Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants (élasticité linéaire de Hooke, pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ; plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins ; élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi des argile et des limons ; élastoplasticité de type Cam Clay pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées ; viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).

Le modèle utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

- le module d'Young E : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} .
- le coefficient de Poisson n : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0=n/(1-n)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4 .

- la cohésion c : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles.
- l'angle de frottement interne φ : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols.
- l'angle de dilatance ψ : nul ($\psi = 0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables dont la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi = \varphi - 30$.

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation).
- pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c réduction". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan \varphi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction ΣM_{sf} permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{donnée}}{\tan \varphi_{réduit}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduit}}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se réfèrent aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, ΣM_{sf} vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le coefficient de sécurité global est déterminé comme suit :

$$F = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\Sigma M_{sf}) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).