



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Univertisté – Mouloud MAMMERI – Tizi ouzou
Faculté de Génie de Construction
Département de « **Génie Civil** »

Mémoire de master

Option :Géotechnique et environnement

Thème :

RECONNAISSANCE ET CONFORTEMENT DES SOLS,
appl ication aux gl issements de kabyl ie

“ Réalisé par :
Saïd SAIT

“ Encadré par :
Mr HAMZA ALI

Année Universitaire : 2012 – 2013

Remerciements

Je rends grâce à dieu de m'avoir accordé courage et patience jusqu'à l'aboutissement de ce travail.

Je tiens à remercier et à exprimer ma gratitude à Mr HAMZA Ali, mon promoteur pour son aide et ses orientations afin de mener à bien mes recherches.

Enfin, je tiens à remercier les membres du jury qui ont accepté de lire et d'évaluer mon travail.

II.1.2. Les principales causes des mouvements de terrain d'Azazga.....	22
II.1.3. Dégâts enregistré dans la région d'Azazga.....	24
II.1.4. Facteurs déclenchant le glissement d'Azazga.....	26
II.2. Glissement de terrain d'Ain El Hammam	27
II.2.1. Les principales causes des mouvements de terrain de Ain El Hammam.....	27
II.2.2. Les risques du versant d'Ain El Hammam	28
II.2.3. Facteurs déclenchant le glissement d'Ain El Hammam.....	29
II.3. Glissement de terrain de Tizirt	30
II.3.1. Les principales causes des mouvements de terrain de Tizirt	30
II.3.2. Dégâts enregistré dans la région de Tizirt	31
II.3.3. Facteurs déclenchant le glissement de Tizirt	33
Conclusion	33

Chap III : Les sondages mécaniques et électriques

Introduction 35

III.1. Pénétrromètre dynamique	35
III.1.1. Principe	35
III.1.2. Matériel spécifique	37
III.1.3. Mode opératoire	38
III.1.4. Réalisation d'un sondage (pénétrromètre dynamique).....	38
III.1.5. Interprétation des résultats	39
III.1.6. Avantages et inconvénients de l'essai au pénétromètre	40
III.2. Sondages carottés	41
III.2.1. Principe	41

III.2.2. Le matériel	41
III.2.3.objectif	42
III.2.4.technique de carottage	42
III.2.5.Choix des techniques de carottage	45
III.2.6. Les résultats.....	48
III.2.7.Coupe de sondage.....	49
III.2.8.Avantages et inconvénients d'un sondage carotté	50
III.3. sondage électrique	50
III.3.1.Principe de sondage électrique	51
III.3.2.Matériel utilisé	51
III.3.3.dispositifs de sondage électrique	51
III.3.4.Les résultats.....	53
III.3.5.Avantages et inconvénients d'un sondage électrique	54
Conclusion	55

Chap IV : Les essais au laboratoire

Introduction	57
IV.1.Les essais physiques d'identification.....	57
IV.1.1.Granulométrie	59
IV.1.2.Essai d'équivalent de sable.....	63
IV.1.3.Limites d'ATTERBERG	64
IV.1.3.Classification des sols	66
IV.2. Les essais mécaniques	70
IV.2.1. Essai triaxial.....	70
IV.2.1.1. Type d'essais triaxiaux	71

IV.2.2. Essais de cisaillement.....	73
IV.2.2.1. Matériaux pulvérulents.....	74
IV.2.2.2. Matériaux fins	74
IV.2.2.3. Essai de cisaillement simple (DSS)	75
Conclusion	75

Chap V : *Les méthodes de Confortements*

Introduction.....	77
V.1. Action sur la topographie par « reprofilage ».....	77
V.1.1. Les actions sur l'équilibre des masses.....	78
V.1.2. Les actions sur la géométrie de la pente.....	79
V.1.3. Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.....	79
V.2. Action sur l'eau	80
V.2.1. Collecte et drainage des eaux de surface.....	81
V.2.2. Les tranchées drainantes	82
V.2.3. Les drains horizontaux.....	83
V.2.4. Les drains verticaux.....	84
V.2.5. Masques et éperons drainants	85
V.3. Action sur la résistance au cisaillement	86
V.3.1. Ouvrages de soutènement	86
V.3.2. Renforcement par inclusions.....	89
Conclusion	92
Conclusion générale	94

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure 1.I : Bloc diagramme d'un glissement de terrain	5
Figure 2.I : Les quatre grands types de mouvements de terrain	5
Figure 3.I : Les deux types de glissement (plan (a) et rotationnel (b))	8
Figure 4.I : Chute de bloc	10
Figure 5.I : Éboulement.....	10
Figure 6.I : Courbes de cisaillement de l'argile de Sallèdes (Puy-de-Drôme)	13
Figure 7.I : Diagramme illustrant la dynamique d'un glissement de terrain.....	17
Figure 8.I : Évolution des déplacements du glissement de (Puy-de-Drôme)	20

Chapitre II

Figure 1.II : affaissement d'une chaussée (route coupée)	24
Figure 2.II : affaissement d'un stade	25
Figure 3.II : maison endommagée par le glissement	25
Figure 4.II : réseau d'assainissement endommagé par le glissement.....	26
Figure 5.II : Démolitions des bâtiments.....	28
Figure 6.II : fissuration des constructions	29
Figure 7.II : ruine d'un mur en pierre	29
Figure 8.II : Les loupes de glissements sur site.....	31
Figure 9.II : glissement d'un talus	32
Figure 10.II : ouverture d'un joint entre deux blocs.....	32

Chapitre III

Figure 1. III : Photo d'un pénétromètre dynamique	37
Figure 2.III : Schéma de pénétromètre dynamique	38
Figure 3.III : caisses de carottage	42
Figure 4.III : matériel du sondage carotté	43
Figure 5.III : Les principaux types de carottier	46
Figure 6.III : Coupe de sondage	50
Figure 10.III : Schéma de la profondeur d'investigation par sondage électrique	53
Figure 11.III : dispositif de Schlumberger	53
Figure 12.III : Dispositif de Wenner.....	54
Figure 13.III: interprétation des résultats d'un sondage électrique.....	55
Figure 14.III : Résultats d'un sondage électrique.....	55

Chapitre IV

Figure 1.IV: Constituants d'un sol	58
Figure 2.IV: volumes et poids des constituants d'un sol.....	59
Figure 3.IV : Paramètres dimensionnels	59
Figure 4.IV : Paramètres adimensionnels	60
Figure 5.IV : Classification des particules solides d'un sol	60
Figure 6.IV : Exemple d'une colonne de tamis.....	61
Figure 7.IV : courbe granulométrique	62
Figure 8.IV : appareillage de sédimentométrie	63
Figure 9.IV : essais d'équivalent de sable.....	64
Figure 10.IV : Appareil pour limite de liquidité	65
Figure 11.IV : La limite de plasticité.....	66
Figure 12.IV: la consistance d'une argile en fonction de sa teneur en eau w	66

Figure 13.IV : Abaque de Casagrande.....	67
Figure 14.IV : Schéma de principe de la cellule triaxiale.....	72
Figure 15.IV : Essai consolidé – non drainé (C.D)	73
Figure 16.IV : Essai non consolidé – non drainé (U.U)	74
Figure 17.IV : Boîte de cisaillement.....	74

Chapitre V

Figure 1.V : Les différentes actions de terrassements possibles.....	77
Figure 2.V : Allègement en tête.....	78
Figure 3.V : Butée en pied.....	78
Figure 4.V : le reprofilage	79
Figure 5.V : Substitution partielle des matériaux glissés	80
Figure 6.V : Différents types de drainage	81
Figure 7.V : Collecte des eaux de surface.....	82
Figure 8.V : Une tranchée drainante.....	83
Figure 9.V : Drain subhorizontale	84
Figure 10.V : réalisation d'un drain vertical	85
Figure 11.V : Eperon drainant	85
Figure 12.V : Masques drainant	86
Figure 13.V : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.....	87
Figure 14.V : Dimensions usuelles d'un mur en béton armé et un mur poids	88
Figure 15.V : Le dispositif de drainage des murs de soutènements.....	89
Figure 16.V : Mur cloué	90
Figure 17.V : Les phases d'exécution du clouage	91
Figure 18.V : Mise en œuvre du géotextile de renforcement	92
Figure n°19.V : Mise en œuvre du géotextile de renforcement.....	92

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau 1.I : Echelle cinématique des mouvements de terrain.....	6
Tableau 2.I : Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements	11
Tableau3.I : Inclinaison limite d'une pente infinie en fonction du type d'écoulement.....	15

Chapitre III

Tableau 1.III : Moyens de prélèvement d'échantillons non remaniés	48
Tableau 8.III : Méthodes géophysique.....	51

Chapitre IV

Tableau 1.IV : Equivalence de sable.....	64
Tableaux 2.IV : Classification des sols grenue	69
Tableaux 3.IV : Classification rapide des sols fins	70

Liste des symboles

Chapitre I

ϕ' (°) : Degrés Angle de frottement interne effectif d'un sol.

Chapitre III

Qd : résistance de la pointe (Pa).

M : masse frappante = mouton (kg).

H : hauteur de chute (m).

g : accélération terrestre (m/s^2).

CT : masse frappée = enclume + tiges (kg).

S : section droite de la pointe (m^2).

Nd10 : nombre de coups pour un enfoncement de 10 cm.

Δh : enfoncement de 10 cm de la pointe (m).

RQD en (%) : Rock Qualification design.

ρ en (ohm.m) : Résistivité électrique d'un sol.

ΔV en volts : différence potentielle électrique.

Chapitre IV

γ_d (KN/m³) : Poids volumique sec du sol.

γ_w (KN/m³) : Poids volumique de l'eau.

γ' (KN/m³) : Poids volumique déjaugé.

w_L (%) : Limite de liquidité d'un sol.

w_P (%) : Limite de plasticité d'un sol.

w_r (%) : Limite de retrait.

Introduction générale

Introduction générale

La géomorphologie de la Kabylie est caractérisée essentiellement par des pentes raides et abruptes, affectée souvent par des mouvements de terrain plus ou moins importants. Ce risque constitue l'un des phénomènes naturels les plus répandus dans cette région. En effet, ces mouvements sont observés dans plusieurs Daïras : Azazga, Tizirt et Aïn El Hammam,...etc. qui sont affectées par des mouvements de terrain très actifs ces derniers temps.

Le mouvement de terrain étant toujours peu rapide, les victimes sont, fort heureusement peu nombreuses. En revanche, ces phénomènes sont souvent très destructeurs, car les structures et les infrastructures sont très sensibles, ce qui engendre des dommages très considérables et irréversibles dans les constructions et les réseaux enterrés. Les bâtiments, s'ils peuvent résister à de petits déplacements, la maçonnerie subit des fissurations intenses, même si les déplacements sont seulement de quelques centimètres. Les désordres peuvent évoluer rapidement, de telle façon que la sécurité des occupants ne peut plus être garantie, la démolition reste alors la seule solution à apporter.

Le présent travail s'articule autour de la recherche d'une meilleure compréhension des phénomènes de glissements de terrain, et de la méthode de reconnaissance des sites. Pour se faire nous avons organisé notre travail en quatre chapitres :

- Dans le premier, nous présenterons les définitions portant ; en premier lieu sur les différents types de mouvement de terrain selon leur vitesse et selon la morphologie de leur surface de rupture ; en second lieu les principales causes qui peuvent mobiliser ces glissements ;
- Le second portera sur la présentation des glissements les plus actifs dans la région de Tizi-Ouzou ;
- Le troisième s'attèlera sur les sondages mécaniques (sondage carotté et le pénétromètre dynamique), ainsi que le sondage électrique, tout en définissant leurs principes et leur méthode de réalisation ;
- Le quatrième sera consacré pour l'analyse des essais au laboratoire et la classification des sols ;
- Enfin, le dernier exposera les différentes méthodes et techniques permettant le confortement et la stabilisation des glissements.

Chapitre I :

Typologie des mouvements de terrain

Introduction

L'intention des chercheurs s'est tournée ces dernières années vers un phénomène naturel qui prend de plus en plus l'ampleur et cause des désordres et des victimes humaines. La brutalité de ce phénomène est influencée par la nature et aussi par l'activité de l'homme qui est parfois très nuisible. La nature géologique des terrains est l'un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente.

L'objectif de ce chapitre est de définir en premier lieu les différents types de mouvements de terrain selon leur vitesse et selon la morphologie de leur surface de rupture, d'envisager en second lieu les principales causes qui peuvent mobiliser ces glissements.

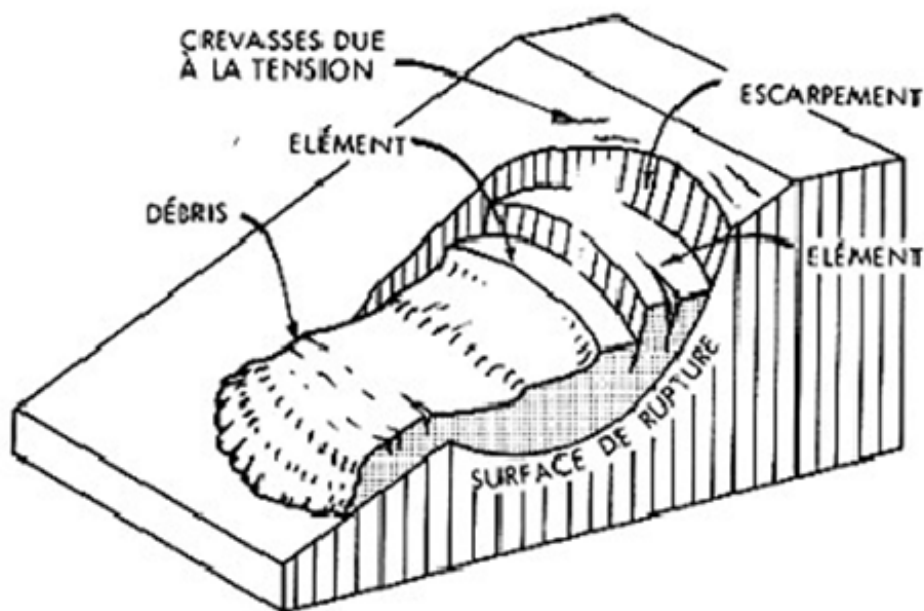


Figure 1.1 : Bloc diagramme d'un glissement de terrain.

I.1. Caractérisation des mouvements de terrain

De nombreuses classifications ont été proposées pour les mouvements de versants instables ; elles s'appuient sur des notions de cinématique, de nature de sol, de stratigraphie, ...etc.

De façon simplifiée, on peut considérer quatre familles principales :

- § Les glissements ;
- § Les mouvements sans surface de rupture ;
- § Les écroulements et chutes de blocs ;
- § Les coulées boueuses et laves torrentielles.

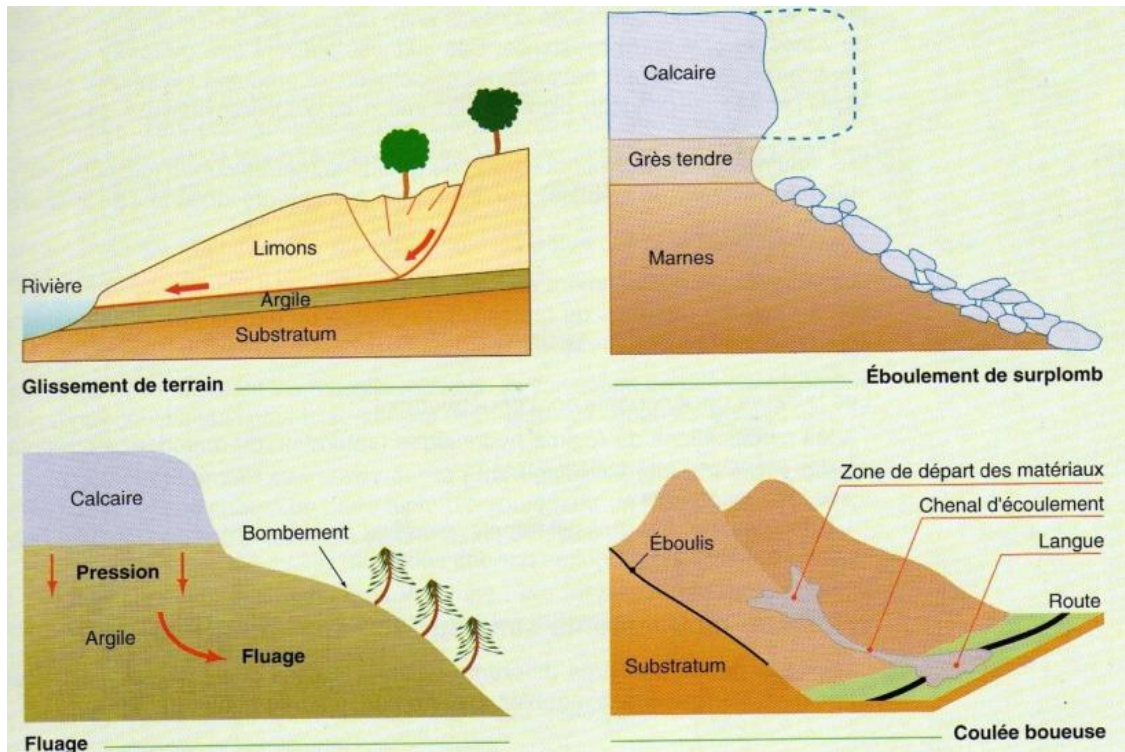


Figure 2.1 : Les quatre grands types de mouvements de terrain.

Les deux dernières familles présentent la particularité de mettre en jeu des déplacements de matériaux importants et rapides ; il n'est généralement pas possible d'intervenir au cours du phénomène ni de remettre en état le site après rupture. L'intervention de l'ingénieur est orientée, dans ces conditions vers la prévention, la prévision et la protection.

- ^a Les échelles géométriques et cinématiques des phénomènes sont très étendues :
- § Volumes allant de quelques décimètres cubes (pour des chutes de blocs) à plusieurs millions de mètres cubes ;
 - § Vitesses très lentes (quelques millimètres par an) à très rapides (plusieurs dizaines de mètres par seconde pour les éboulements). Le tableau 1.1 définit une terminologie cinématique caractérisant les mouvements de terrain.

Tableau 1.I : Echelle cinématique des mouvements de terrain

Très lent	Lent	Moyen	Rapide	Très rapide
1 mm/an à 12 mm/an	1mm/mois à 50mm/mois	1,5mm/jour à 100mm/jour	4mm/h à 10000mm/h	2500mm/s à 10000mm/s

I.1.1. Les glissements

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux meubles (des sols) ou des massifs rocheux fracturés ou altérés.

Ils se manifestent par le déplacement d'une masse de matériau le long d'une (ou plusieurs) surface(s) de rupture. La forme de cette dernière dépend en partie de la structure géologique du site. Les formations complexes donnent généralement lieu à des surfaces de rupture qui suivent les contacts entre couches ou qui se développent au sein des zones de plus faibles résistances, ces surfaces peuvent être de forme quelconque. Dans les massifs rocheux fracturés, les glissements se produisent le long des plans privilégiés (schistosité, pendage, plans de fracturation, etc.) qui délimitent des dièdres.

Les volumes des glissements varient de quelques mètres cubes (glissements pelliculaires de talus déblais, par exemple) à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes.

Les vitesses de déplacement couramment observées varient dans la plage «très lent à moyen» (au sens du tableau 1.I.). En phase de paroxysme les mouvements peuvent atteindre des vitesses « rapides ».

Les facteurs déclencheurs sont généralement :

- û Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles, etc.) ;
- û Les terrassements ;
- û L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges) ;
- û Les accélérations produites par les séismes.

À Classification des glissements selon la forme

§ *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 et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. En règle générale, le mécanisme du glissement ne provoque qu'un faible remaniement interne du matériau 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 (coulées de terre) en cas de saturation en eau de la masse.

§ *Les glissements translationnels* : Lors de glissements translationnels, les couches de terrain ou les ensembles de couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent 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 zones de flysch, les schistes marno-calcaires ou les schistes métamorphiques sont les formations les plus sujettes à ce genre de glissement. La figure 3.I schématise les deux types de glissement.

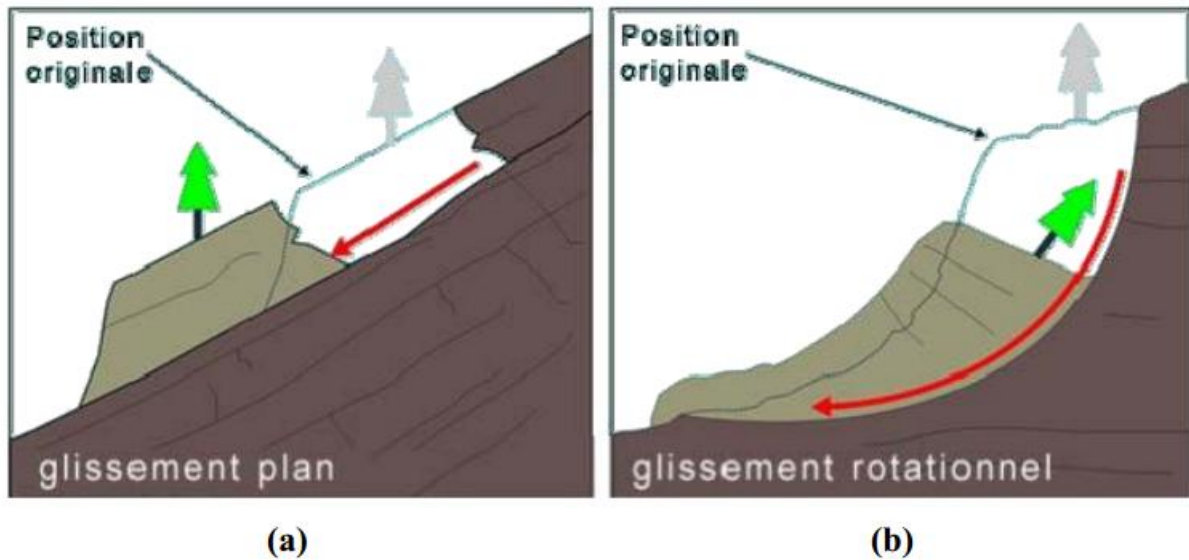


Figure 3.1 : Les deux types de glissement (plan (a) et rotationnel (b)).

À Classification des glissements selon la vitesse

- § *Glissement de terrain permanent* : C'est un mouvement qui s'étend sur une longue période, la masse de terre se déplace régulièrement vers l'aval le long d'une surface de rupture existante, avec des phases d'accélération et de réactivation.
- § *Glissement de terrain spontané* : C'est un mouvement relativement rapide qui se produit contrairement au glissement permanent le long d'une nouvelle surface de glissement, il se déclenche de manière subite avec des vitesses instantanées élevées, la teneur en eau étant insuffisante pour induire la liquéfaction du matériau (le sol garde une partie de sa cohésion) donc une surface de glissement peut être observée (pas de coulée).

I.1.2. Les mouvements sans surface de rupture

Les phénomènes sont très différents selon la nature des matériaux impliqués : d'une part, les formations meubles, d'autre part les formations rocheuses.

- ^a *Mouvements dans les formations meubles* : Les mouvements dans les formations meubles sont souvent désignés par le terme générique de *fluage*. Ils se caractérisent par des mouvements lents dans la masse, susceptible d'évoluer par un phénomène de rupture progressive vers des glissements ou des écroulements

(apparition d'une surface de rupture). Le fluage se produit généralement au sein de formations (marne, argile plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenés à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluent sous leur propre poids.

Les volumes intéressés par ce phénomène sont comparables à ceux des glissements. Les vitesses de déformation sont « très lentes ».

Les causes motrices principales sont le chargement (dans le cas de matériaux naturels), la saturation progressive (dans le cas de certains remblais argileux) et l'évolution des caractéristiques mécaniques du matériau.

- ^a ***Mouvements dans les formations rocheuses*** : Les mouvements dans les formations rocheuses sont souvent désignés par le terme de *fauchage* et se caractérisent par un basculement ou renversement des sommets de couches très redressés (proches de la verticale).

Le fauchage affecte des matériaux qui présentent une schistosité : schistes, gneiss et micaschistes. Les marno-calcaires, grès et pélites également sont sensibles à ce type de phénomène.

Les volumes des fauchages sont souvent très réduits : quelques centaines de mètres cubes voire quelques milliers de mètres cubes. Dans certains cas exceptionnels, ils atteignent plusieurs millions de mètres cubes.

Les vitesses sont extrêmement lentes, inférieures au millimètre par an pendant des centaines d'années, jusqu'à ce que les mouvements atteignent les couches extrêmes et provoquent leur basculement ; les vitesses sont alors plus importantes : «très lentes à lentes».

Parmi les causes motrices, les mouvements néotectoniques, le vieillissement et l'altération des joints jouent un rôle majeur.

I.1.3. Les écroulements et chutes de blocs

Ces phénomènes affectent les massifs rocheux. Ils consistent en des déplacements le long de discontinuités : chutes soudaines de masses de dimensions variables.

Les volumes couramment intéressés par le phénomène varient entre une dizaine de milliers de mètres cubes (on parle alors d'écroulement en masse) et une dizaine de mètres cubes (on parle alors de chutes de blocs).

Les vitesses sont très variables dans le temps : durant la période qui précède la rupture, la vitesse est « très lente » ; pendant la chute des blocs ou l'écroulement en masse, elle est « très rapide ».

Les facteurs déclenchant sont les apports d'eau, les cycles de gel-dégel, l'érosion, le sous-cavage et les séismes.



Figure 4.1 : Chute de bloc.

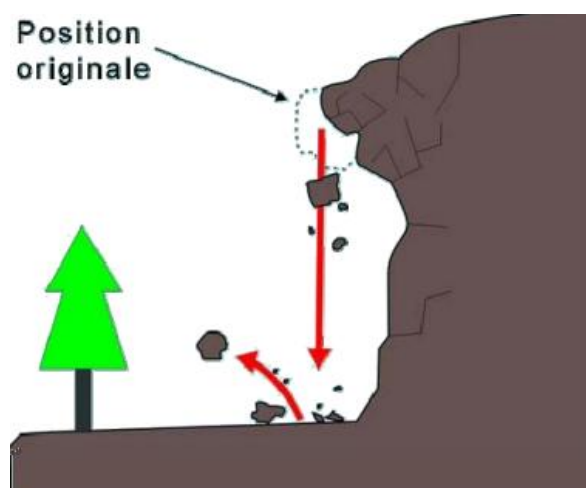


Figure 5.1 : Éboulement.

I.1.4. Les coulées boueuses et laves torrentielles

Ces phénomènes sont des mouvements fluides de suspensions de matériaux de granulométrie variable pouvant aller des limons aux blocs rocheux. La taille de ces blocs est généralement de l'ordre du décimètre mais peut atteindre plusieurs mètres. Les mouvements se produisent lorsque la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée qui la liquéfie.

Les volumes déplacés se chiffrent en dizaines voire en centaines de milliers de mètres cubes.

Les vitesses atteintes sont « très rapides » pendant une durée de quelques heures à quelques jours. Les distances parcourues peuvent atteindre plusieurs kilomètres.

Ces phénomènes se produisent lorsque des quantités d'eau très importantes sont disponibles. C'est le cas pendant de fortes précipitations ou lors de ruptures de digues ou de barrages.

I.1.5. Synthèse

Le *tableau 2.1* présente les différentes familles de mouvements et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesses de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant.

Tableau 2.1 : Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements :

	Terrains	Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchant
Glissement	Sols Massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m3 à plus de dix millions m3	Eau, terrassement
Fluage	Formations meubles	Très lente	De quelques m3 à plus de dix millions m3	Chargement, Évolution du matériau
Ecroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m3 à plus de dix milles m3	Eau, gel-dégel, Séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m3	Très fortes pluies, Ruptures de digues

I.2. Conditions de stabilités

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de différents facteurs :

- § Sa géométrie ;
- § La résistance au cisaillement des sols ou des roches ;
- § Les pressions interstitielles de l'eau ;
- § Les sollicitations extérieures (climatiques ou anthropiques).

I.2.1. La géométrie

La pente de la surface de terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

I.2.2. Résistance au cisaillement des sols ou des roches

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement à laquelle on s'intéressera dans la suite de ce travail.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état des contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuations de la nappe phréatique, ...etc.).

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité d'un versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètres des terrains rencontrés :

- § La résistance au cisaillement à court ou à long terme ;
- § La résistance au cisaillement résiduelle.

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables, la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus au moins marqué, suivi d'une décroissance sensible de la résistance au cisaillement ; la

valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné, comme l'indique la *figure 6.1*.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement au pic, dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés c' et ϕ' (valeurs de pic) et c'_R et ϕ'_R (valeurs résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

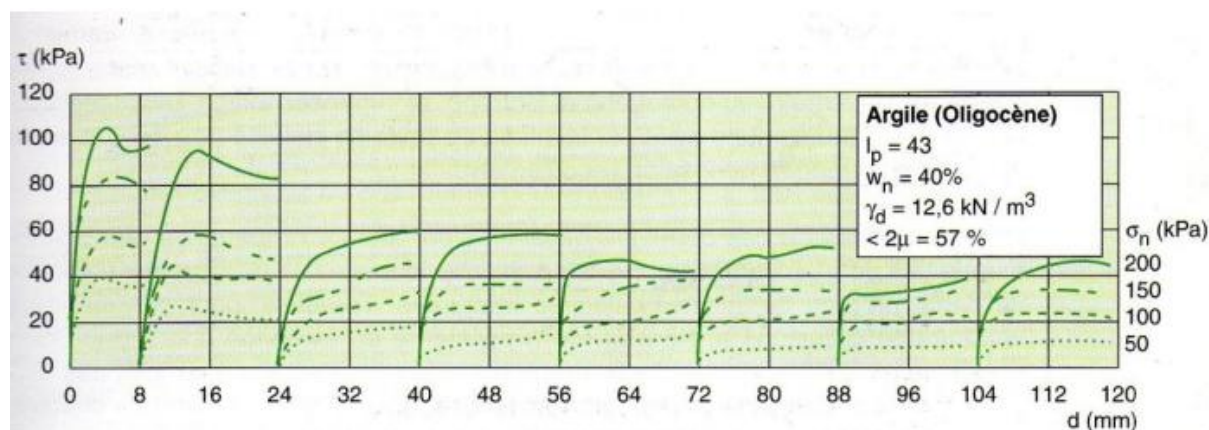


Figure 6.1 : Courbes de cisaillement de l'argile de Sallèdes (Puy-de-Drôme) ; essais de cisaillement alternés réalisés à la boîte (6*6), la course est de 16 mm alternativement dans un sens et dans l'autre (Guide Technique LCPC Paris, février 1998).

Par ailleurs, dans le cas des remblais de versant, l'effet de la consolidation des argiles reste très faible et la construction de l'ouvrage par étapes n'apporte aucune amélioration de la stabilité (Blondeau et al 1983).

Le comportement mécanique des sols et des roches dépend de facteurs mal connus comme les déformations avant rupture, l'état de contraintes dans le massif, la loi de comportement du matériau, les conditions aux limites, ...etc. Certains auteurs ont proposé de prendre en compte ces aspects dans l'analyse de stabilité, par des calculs en éléments finis (Chan et Morgenstern, par exemple, en 1987).

Des résultats intéressants ont été obtenus, mais ce type d'approche fait partie, encore aujourd'hui, du domaine de la recherche.

I.2.3. Conditions hydrauliques

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions. Ceci conduit à s'intéresser à une zone

nettement plus grande que celle qui est en mouvement. En effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre des couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydrauliques nécessite une longue durée d'observation sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte des régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilisées pour juger des conditions les plus défavorables.

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospector et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, et notamment la présence d'accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes.

Certains éléments sont de première importance. Il s'agit :

- § Des *pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture*, la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements ;
- § De *l'alimentation hydraulique du site*, des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante, sont susceptibles d'exister et il est alors intéressant de les drainer. D'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement ;
- § de *l'évolution de la nappe au cours du temps*, les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

Le *tableau 3.1* illustre l'influence du type d'écoulement sur la stabilité d'une pente constituée d'un matériau homogène et isotrope, et supposée infinie. Il donne l'inclinaison β , sur l'horizontale de la pente infinie en limite de stabilité ($F=1$). Cet angle varie dans un rapport de 2 selon l'écoulement.

Les expériences de ces dernières décennies ont montré l'importance des phénomènes dits de « château d'eau », en particulier dans les couches d'éboulis de pentes en pied de falaises calcaires fracturées. Toutefois, pour de nombreux versants de colluvions argileuses, on a pu mettre en évidence une alimentation principale par infiltration directe de l'impluvium.

Tableau 3.1 : Inclinaison limite d'une pente infinie en fonction du type d'écoulement

Type de l'écoulement	Angle β limite théorique	Sable ($\varphi = 35^\circ$)	Argile ($\varphi = 22^\circ$)	Argile ($\varphi = 14^\circ$)
Parallèle à la pente	$\beta = \tan^{-1}(0,5 \cdot \tan \varphi)$	$\beta = 19,3^\circ$	$\beta = 11,4^\circ$	$\beta = 7,1^\circ$
Horizontal	$\beta = \varphi/2$	$\beta = 17,5^\circ$	$\beta = 11^\circ$	$\beta = 7^\circ$
Vertical descendant	$\beta = \varphi$	$\beta = 35^\circ$	$\beta = 22^\circ$	$\beta = 14^\circ$

I.2.4. Facteurs climatiques et anthropiques

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les rapports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement des modifications de géométrie, de chargement et de déchargement.

a Pluie, neige, évapo-transpiration

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

a Séismes

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause des glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- § La *liquéfaction* des limons et sables fins saturés, susceptibles de provoquer le glissement des formations sous-jacentes ;
- § La *force d'inertie* déstabilisatrice due au séisme.

a Construction sur pente

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai. Cartier et al. (1984) décrivent le glissement de Nabringhen (*figure 8.II*), déclenché par la construction d'un remblai sur un versant crayeux reposant sur l'argile du Gault. A la suite de conditions météorologiques très défavorables, le remblai et la pente naturelle se sont déplacés de plusieurs mètres.

Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connu des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènement) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

a Déblai sur pente

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur. Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied. De faibles volumes de déblais peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

L'action de raidissement d'une pente d'un talus joue un rôle défavorablement sur la stabilité de ce dernier.

a Modification de l'utilisation des sols

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

- § Remembrement ;
- § Déforestation ;
- § Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles).

I.3. Vitesses de déplacement des glissements

a K.Terzaghi (1950) proposent quatre phases :

- § *La phase de préparation* : dans cette phase on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain.
- § *La phase du paroxysme (rupture)* : c'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase.
- § *La phase d'amortissement (relaxation)* : elle succède immédiatement à la phase de paroxysme, c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien, car, il est amené à intervenir dans cette phase pour stabiliser ou surveiller le phénomène.
- § *La phase de stabilisation* : le versant est stabilisé pour une durée indéterminée.

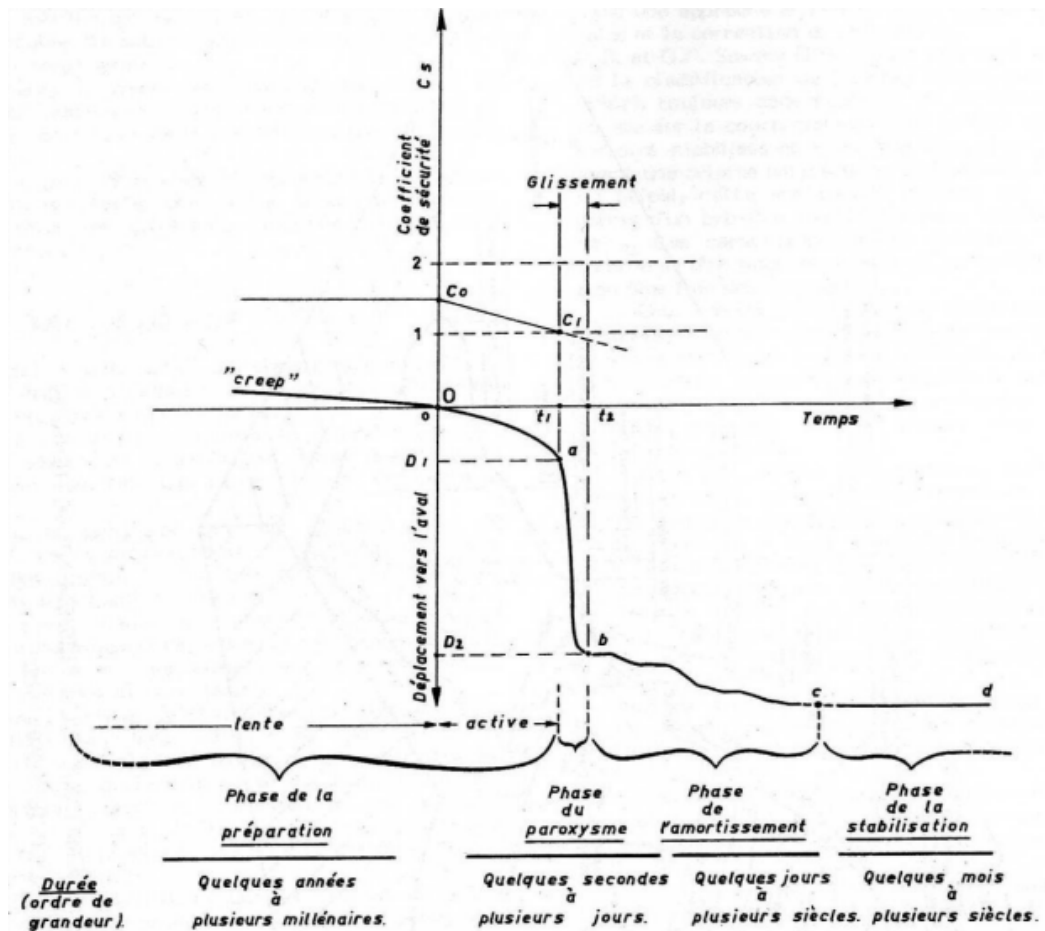


Figure 7.1 : Diagramme illustrant la dynamique d'un glissement de terrain.

a Une pente naturelle connaît plusieurs périodes dans son évolution, Vaunat et al.(1994) proposent de considérer quatre phases aussi :

- § Pré-rupture.
- § Rupture.
- § Post-rupture.
- § Réactivation.

1.3.1. Pré-rupture

En phase de pré-rupture, deux situations sont susceptibles d'être observées : la première correspond à une absence d'évolution mesurable du massif, la seconde à l'existence de mouvements de faibles amplitudes, qui induisent une diminution progressive de la résistance moyenne des terrains. Ce phénomène est connu sous le nom de *rupture progressive*. Il a été décrit vers les zones voisines.

1.3.2. Rupture

La rupture, *stricto sensu*, correspond à la période, généralement de courte durée, pendant laquelle le massif connaît des déplacements importants. Cette notion dépend du sens accordé au terme « déplacements importants » : les déformations admissibles d'un ouvrage porté par le massif en rupture peuvent, par exemple, permettre de la définir. Au sens mécanique, une zone du massif de sol ou de roche est à la rupture lorsque l'état de contraintes atteint la résistance au pic.

Les vitesses de glissement atteintes lors de la rupture peuvent être très importantes. En général, l'intervention pour stabiliser le massif a lieu après cette phase de mouvements très intenses. Lorsque les mouvements sont déclenchés par des séismes, on observe en général des vitesses élevées plusieurs heures après le passage de l'onde sismique.

Dans le cas où la modification de l'état des contraintes dans le massif est brutale non contrôlée (lors de terrassements par exemple), le phénomène se caractérise généralement par des mouvements importants de la pente qui peuvent atteindre en quelques heures, plusieurs dizaines de mètres selon le matériau constitutif. Il s'agit d'une rupture généralisée. Les vitesses de mouvements iront par la suite en décroissant (en phase post-rupture) pour évoluer en fonction d'autres facteurs d'influences (hydrogéologie, géométrie).

1.3.3. Post-rupture

La phase post-rupture succède immédiatement à la phase rupture.

Le cas de la post-rupture correspond au cas le plus couramment rencontrés par le géotechnicien. En effet, très souvent, il est amené à intervenir après que les mouvements les plus importants se sont produits.

Selon les types de phénomènes, les vitesses moyennes durant cette phase correspondent à celles présentées dans le *tableau 2.1*, dans les plages « très lente » à « très rapide », en fonction des facteurs pluviométriques et géométrique.

Les vitesses conditionnent les techniques de stabilisation réalisables : des drains ne pourront pas être installés dans un massif qui glisse de plusieurs dizaines de centimètres par mois.

Dans le cas d'instabilités qui affectent des colluvions argileuses, les mouvements se produisent en dehors des périodes sèches et les vitesses de déplacement présentent des pointes, qui peuvent atteindre plusieurs centimètres par jour et dont l'amplitude dépend de la

durée et de l'importance des épisodes pluvieux antérieurs. Les mouvements se produisent par à-coups successifs lors des remontées des pressions interstitielles.

La cinématique peut être très différente d'un site à l'autre. On peut rencontrer des phénomènes avec plusieurs surfaces de rupture (emboîtées ou non) et des comportements différents au niveau de chacune d'elles.

Certaines instabilités de grande ampleur dans des éboulis calcaires présentent une surface de glissement profonde (47m) et une vitesse de déplacement de l'ordre du centimètre par an. Cette vitesse paraît peu influencée par les évolutions piézométriques ou les apports pluviométriques.

1.3.4. Réactivation

La réactivation désigne un mouvement qui se produit le long d'une surface de rupture créée lors des déplacements anciens et après qu'ils se sont arrêtés pendant une période de temps plus ou moins importante.

En l'absence de modifications géométriques, les réactivations de mouvement sont principalement liées à l'hydrogéologie du site (*figure 8.1*).

Les manifestations qui en résultent peuvent varier sensiblement d'un site à l'autre : c'est ainsi que l'on peut observer des déplacements annuels sur versants marneux de l'ordre du millimètre ou supérieurs à 30mm sur le site de Sallèdes (Puy-De-Dôme).

Lorsque des terrassements sont réalisés sur un site de glissement fossile, un suivi des mouvements en surface ou en profondeur peut permettre de contrôler l'évolution de la déformation avant la réactivation, et d'arrêter éventuellement les terrassements pour éviter des désordres importants.

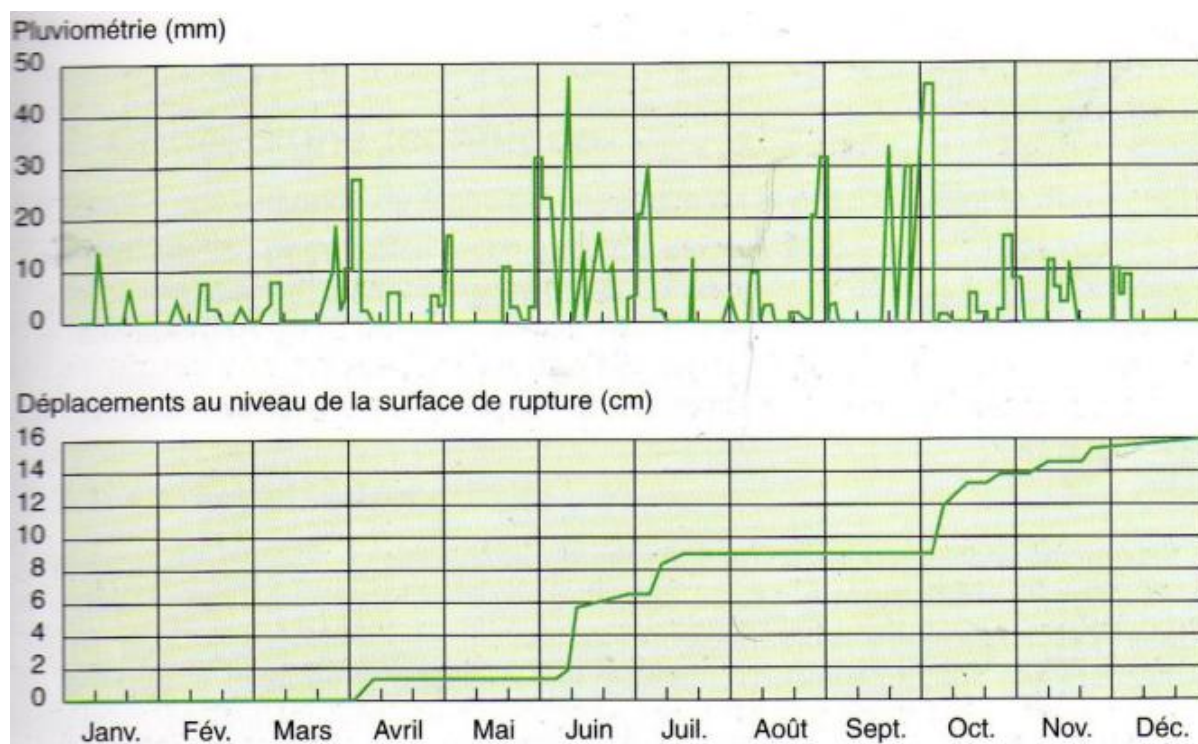


Figure 8.1 : Évolution des déplacements du glissement de (Puy-de-Drôme) en regard de la pluviométrie (Guide Technique, LCPC Paris, février 1998).

Conclusion

Quatre familles principales caractérisent les mouvements de terrain. Des classifications ont été exposées dans ce chapitre. Elles s'appuient sur des notions de cinématique, de nature de sol ainsi que de la forme et de la surface de rupture.

Une description a été faite pour les quatre types de mouvement de terrain ; commençant par les causes qui dépendent de la géométrie, la résistance au cisaillement, les pressions interstitielles de l'eau et les sollicitations extérieures.

Les principales phases de déplacement des glissements selon les auteurs cités ont été également étudiées dans ce chapitre.

Chapitre II :

Les glissements de terrains en Kabylie

Introduction

Dans la Kabylie (la grande et la petite), plusieurs mouvements de terrains sont actifs. Dans ce travail nous intéresserons uniquement aux glissements les plus importants qui affectent la wilaya de Tizi-Ouzou ; touchant principalement trois localités : Azazga, Ain El Hammam et Tizirt.

II.1. Les glissements de terrains au niveau d'Azazga

La région d'Azazga a connu plusieurs mouvements de terrains de différents types remontant à plusieurs années.

II.1.1. Historique des glissements de terrains au niveau d'Azazga

- *La coulée boueuse du 22.02.1952*

La coulée a obstrué un ravin (Ighzer Boulina), déplacé et parfois englouti quelques arbres sur une centaine de mètre.

- *Le glissement de terrain du 19.02.1973*

Le glissement a affecté la partie nord de la ville d'Azazga. Le plus important s'est produit au nord ouest de la ville et le second, de moindre envergure, aux abords du cimetière chrétien. Ces deux phénomènes ont emprunté deux axes convergeant vers Ighzer Iazoughen.

- *Le glissement de terrain du 08.04.1974*

Ce glissement est une réactivation du glissement antécédent (1973) ; 183 maisons détruites, 100 autres sérieusement affectées et 690 sinistrés ont été dénombrés. La reprise de ces mouvements s'est amplifiée suite à de fortes chutes de pluie.

- *Le glissement de terrain de mars 1985*

Il a affecté les villages : Ighil-Bouzel, Agouni-Guizen et Tizi-Bouchen ; 23 habitations et locaux professionnels ont été endommagés, la RN12 a été fermée à la circulation, des lézardes sont apparues dans certains quartiers de la ville. Donc la reprise de ces mêmes mouvements a entraîné d'importants désordres affectant les habitations (une centaine) et les édifices publics.

- *La réactivation du glissement en mars 2012*

Il a engendré des dégâts matériels considérables.

II.1.2. Les principales causes des mouvements de terrains d'Azazga

Les mouvements de terrains affectant la région d'Azazga sont de nature et d'ampleur diverses. Ils se manifestent sous des formes variées, du à plusieurs conditions déclenchant cette déstabilisation des terrains, et ça revient à :

- ü *La géologie de la région* : constituer de flysch crétaé (argilo-marneux à petits bancs de grés) qui occupe la majorité des parties de la région, les argiles sous numidiennes, les grés numidiennes et les éboulis numidiens.
- ü *Cadre géomorphologique* : la ville d'Azazga est construite à mi-pente d'un versant montagneux orienté sensiblement Nord Est-Sud Ouest et à la faveur d'un replat topographique de pente maximale 10%. Elle est délimitée au Nord et au Sud, par deux grands talwegs à écoulement intermittent (Iazoughen et Bou Léna).

Ü Cadre climatique :

a) Température :

- Une décroissance rapide d'Août à Janvier ;
- Une croissance modérée et régulière de Janvier à Août ;
- Les mois les plus froids sont : de Novembre à Mars avec des températures moyennes mensuelles minimales est de 9.4°C en Janvier et 10.5°C en Décembre, et les mois les plus chauds de Juin à Septembre.

b) Pluviométrie :

La quantité annuelle des précipitations atmosphériques dépasse en moyenne les 500 mm. Les précipitations les plus élevées sont enregistrées les mois de Décembre, Janvier et Février avec des valeurs de 71.30 à 180.20 mm et qui marquent la saison hivernale. Par contre les plus basses sont enregistrées aux mois de Juin, Juillet et Août correspondant à la saison estivale. L'analyse de la variation des précipitations au cours du temps, montre un rythme irrégulier de précipitation, avec une distribution relativement faible.

Ü Hydrologie : Il existe une présence d'eau souterraine sous forme de nappes pelliculaires, qui se développent en période pluviale, dans les éboulis du Numidien constitués de grés grossiers altérés à matrice argilo-limoneuse peu sableuse. L'infiltration de ces eaux dans les niveaux sous-jacents à savoir les flyschs et les argiles miocènes forme des niveaux d'eau souterraine sous forme de nappes semi-profondes.

Ü Sismicité : Les caractéristiques sismo-tectoniques du nord algérien montrent que celui-ci est caractérisé par une activité tectonique récente se manifestant sous forme de séismes de magnitudes plus ou moins élevées. Les désordres induits par les séismes au niveau du sol, représentent la cause principale des dégâts. Ils sont de diverses natures. Parfois le résultat est la combinaison de plusieurs types de désordres. Tout phénomène sismique se manifeste par des vibrations au niveau du sol généré par les ondes sismiques et l'apparition de failles en surface, lorsque les séismes sont de fortes magnitudes. Les instabilités liées aux séismes concernent les glissements de terrain ou les ruptures de failles en surface.

Ü L'urbanisation : la négligence de la géotechnique dans les constructions, permis de la réalisation des constructions dans des zones signalées très favorable pour les glissements ou zones rouges.

II.1.3. Dégâts enregistrés dans la région d'Azazga

La ville d'Azazga a connue divers dégâts causés par des glissements de terrains d'amplitude différente, on peut constater ces derniers d'après ces photos:



Figure n°1.II : Affaissement d'une chaussée (route coupée).

Source : Photo prise à Azazga le 26/03/2012.



Figure n°2.II : Affaissement d'un stade.

Source : Photo prise à Azazga le 26/03/2012.



Figure n°3.II : Maison endommagée par le glissement.

Source : Photo prise à Azazga le 26/03/2012.



Figure n°4.II : réseau d'assainissement endommagé par le glissement.

Source : Photo prise à Azazga le 26/03/2012.

II.1.4.Facteurs déclenchant le glissement d'Aazazga

- ü L'action de l'eau dans le remblai et dans le substrat altéré a engendré des pressions interstitielles supérieures à la résistance au cisaillement, permettant le développement des forces motrices nécessaires au déplacement ;
- ü L'activation du glissement de terrain d'Azazga est généralement précédée par des événements climatiques exceptionnels, caractérisés par de fortes précipitations (voir l'historique qui ont un rôle important dans le déclenchement du glissement de terrain qui affecte la ville.
- ü Les matériaux argileux du versant présentent des caractéristiques physiques défavorables, car ils ont une faible résistance.
- ü L'existence d'un ancien glissement.
- ü La déclivité du terrain (existence de pentes entre 10° et 25°) facilitent le phénomène de glissement.
- ü Les aménagements : travaux de déblaiement et poids du remblai, ont accentué la vulnérabilité de l'équilibre déjà précaire du versant.

II.2. Glissement de terrain au niveau d'Ain El Hammam

C'est un versant naturel instable qui touche 12ha dont deux sont en zone fortement urbanisée. Ce glissement met en danger la vie de toute une population, pour cela des études géotechniques très avancées sont consacrées pour le stabiliser.

II.2.1. Les principales causes des mouvements de terrain de Ain El Hammam

- Ü *La géologie* : la région de Ain El Hammam est localisée sur des terrains métamorphiques (terrains schisteux micacés occupant une bonne partie de la ville). La crête qui porte la ville constituée essentiellement de schistes satinés de couleur grise foncée. Dans ces schistes s'intercalent localement des bancs de quartzites.
- Ü *Géomorphologie* : Le versant de Ain El Hammam touché par glissement de terrain est à forte pente, orientée généralement suivant une direction Nord-Sud. L'allure actuelle du versant est différente et a été modifiée par les travaux d'urbanisation et les terrassements réalisés en crête (la crête portant la ville d'Ain El Hammam).
- Ü *Cadre climatique* : La région de Ain El Hammam est caractérisée par un climat de type méditerranéen, continental, relativement froid, pluvieux en hiver, chaud et sec en été :
 - a) *pluviométrie* : Cette région subit annuellement des hivers assez arrosés, en effet du mois de novembre à mars. Cette région connaît des averses de pluies et des neiges allant des fois à plus d'1.5m de hauteur ce qui n'est pas fait pour ralentir ou arrêter la progression du glissement de terrain dont elle fait l'objet. Les quantités de pluie enregistrées dans la région allant jusqu'au 186,9 mm (1997-2006).
 - b) *Température* : Les températures varient suivant les années, de 25° à 35° en juillet et août avec parfois des pics de plus de 40°.
- Ü *Hydrologie* : Le régime hydrographique au niveau de la région étudiée est caractérisé par des cours d'eaux de type torrentiel et semi-permanent. Au niveau de la zone affectée, le réseau hydrographique se caractérise par la présence de talwegs d'importance variable orientés Nord-Sud. Ces derniers sont drainés par un oued principal situé à la sortie aval du versant. Des eaux d'infiltration ont été localisées à la sortie aval du versant qui constitue la zone affectée.
- Ü *L'urbanisation* : la négligence de la géotechnique dans les constructions, permis de la réalisation des constructions dans des zones signalées très favorables pour les glissements ou zones rouges.

II.2.2. Les risques du versant d'Ain El Hammam

L'instabilité de ce versant a causé des désordres apparents sur les routes et les fissures sur les différentes constructions ainsi que la démolition de trois bâtiments pour diminuer la surcharge à la crête de la ville et a fait ralentir le mouvement de terrain. On peut constater ces désordres d'après ces photos :



Figure n°5.II : Démolitions des bâtiments.

Source : internet.



Figure n°6.II : Fissuration des constructions.

Source : internet.



Figure n°7.II : Ruine d'un mur en pierre.

Source : internet.

II.2.3.Facteurs déclenchant le glissement d'Ain El Hammam

Ä Facteurs naturels

- _ Géologie (alternance de schiste satiné sur schiste naturel) ;
- _ Pente (très raide) ;
- _ L'eau (issue de la pluie, couverture neigeuse et conduites cassées) ;
- _ Sismicité.

Ä Facteurs anthropiques

- _ Effet de la surcharge (urbanisation intense et non réglementée) ;
- _ Terrassement et jet de remblais (anarchie et non respect des conditions) ;
- _ Effet du trafic routier ;
- _ Effet du déboisement.

II.3. Glissements de terrains au niveau de Tizirt

Les glissements de Tizirt se manifestent sur trois zones ayant subi, ces dernières années, des déformations importantes (zone Est, zone centrale, zone Ouest). La zone centrale présente les mouvements de terrains très actifs (les 12 bungalows). Ces instabilités dans on subit des auscultations et fissurations des constructions ainsi que des affaissements de route.

II.3.1. Les principales causes des mouvements de terrains de Tizirt

- ü **Géologie** : La région de Tizirt est représentée en majeure partie par des formations appartenant à l'unité Tellienne de Dellys et des terrains appartenant à l'unité Numidienne, qui est considérée comme des nappes de glissement.
- ü **Géomorphologie** : C'est une région côtière qui présente des pentes importantes (20% à 25%), qui favorise d'une manière directe l'instabilité de zones fragiles (Déplacement de matériaux rocheux ou meubles).
- ü **Cadre climatique** : La région de Tizirt est caractérisée par un climat de type méditerranéen, présente une pluviométrie irrégulière en hiver, chaud et humide en été.
 - a) **Pluviométrie** : la région de Tizirt subit annuellement des quantités d'eaux importantes qui varient d'une année à une autre. Le PDAU de la région a enregistré des précipitations annuelles maximales d'environ 1040mm à 1100mm.
 - b) **Température** : La température est influencée par la topographie du milieu à savoir l'altitude, le relief, la pente et l'exposition, qui interviennent de façon déterminante dans la différenciation au sein d'un même méso climat. Du mois de Janvier au mois d'Aout les températures moyennes mensuelles augmentent d'une façon significative, par la suite il ya diminution jusqu'au mois de Janvier. Le mois d'Aout est le mois le plus chaud avec une température moyenne mensuelle de 28,85 0C, par contre le mois de janvier est très froid avec une température moyenne mensuelle de 10,580C.
- ü **Hydrologie** : Le réseau hydrographique de Tizirt se constitue principalement de deux cours d'eaux saisonnières, l'un déversant à la plage de Feraoun à l'Est et l'autre à la plage Tassalast à l'Ouest. Des infiltrations d'eaux souterraines créent des couches savons entre les couches perméables et les couches peu perméables qui favorisent l'instabilité du versant.
- ü **Sismicité** : La région de Tizirt appartient à la zone de moyenne sismicité (zone II.a). Il est à rappeler que la région de Tizirt fut très touchée par le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003, sachant que des désordres importants ont affecté un grand nombre de constructions dont l'effondrement total d'un bâtiment étagé en béton armé.

II.3.2. Dégâts enregistrés dans la région de Tizirt

Les dommages subis par ces dernières concernent principalement :

- Ü L'endommagement de bungalows constitué en un éclatement de murs et de la structure en béton armé, des fissures sur les murs et des soulèvements des dalles ;
- Ü La fissuration et effondrement des murs de clôture ;
- Ü L'inclinaison des constructions (R+1) ;
- Ü Apparition de fissures d'ordre centimétrique sur la surface du sol, généralement suivant la direction perpendiculaire à la pente ;
- Ü Ravinement du sol par les eaux de ruissellement et le déversement de réseau d'assainissement défectueux ;
- Ü Fissuration affaissement de la chaussée de la RN24 ;
- Ü Soulèvement au niveau d'un tronçon du dallage du trottoir côté Sud de la RN24.



Figure n°8.II : Les loupes de glissements sur site.

Source : internet



Figure n°9.II : Glissement d'un talus.

Source : internet



Figure n°10.II : Ouverture d'un joint entre deux blocs.

Source : internet

II.3.3.Facteurs déclenchant le glissement de Tizirt

- ü Des caractéristiques mécaniques des terrains très faibles (angle de frottement moyen inférieur à 15° et cohésion quasi nulle) ;
- ü Des pentes assez importantes de 20% à 25% ;
- ü Cette région à une sismicité moyenne (IIa) qui favorise d'une manière directe les glissements, chute de pierre et rupture de faille ;
- ü Les infiltrations d'eau entre les couches sous terraines y développant des contraintes hydrostatiques et hydrodynamiques ;
- ü Absence des ouvrages d'entretiens, caniveaux des eaux, des avaloires et des réseaux d'assainissements (au niveau du site et aux alentours) ;
- ü La Croissance de l'urbanisation modifie l'état des contraintes entraînant un surchargement sur le sol ;
- ü Action érosive de l'eau de mer.

Conclusion

Dans ces trois glissements on remarque que les facteurs déclenchant ces mouvements de terrain sont presque toujours les mêmes, et le facteur le plus commun est le comportement des eaux. A chaque fois que la région de Tizi-Ouzou subit un hiver assez arrosé ceci causera une réactivation des glissements.

Pour une reconnaissance géotechnique approfondie dans les sites de glissement afin de déterminer la nature de sol et les caractéristiques des différentes couches pour bien maîtriser et cerner les causes de ces instabilités, alors des campagnes de prospection mécanique (sondage carotté) et géophysique (généralement c'est la réfraction sismique) sont confiées pour des bureaux d'études spécialisés dans le domaine. Par la suite des essais de reconnaissance sont réalisés au laboratoire sur les échantillons recueillis lors des sondages carottés.

Chapitre III :

Les sondages mécaniques et électriques

Introduction

Dans l'objectif de mieux identifier les facteurs et les causes déclenchant un glissement de terrain, une campagne de sondage s'avère nécessaire. Celle-ci nous permet de réaliser une reconnaissance géotechnique des différentes couches constituant le sol du site étudié.

Les techniques de sondage sont diverses, et dans ce travail nous avons opté pour la présentation de deux types ; il s'agit notamment des sondages mécaniques (pénétrömètre dynamique, sondage carotté), du sondage électrique.

III.1. Pénétrömètre dynamique

Au cours d'un essai de pénétration dynamique, par battage, on ne prélève pas d'échantillon ; en fonction de la profondeur de l'extrémité d'un train de tiges enfoncé verticalement, on mesure seulement, plus ou moins directement et de façon à peu près continue, l'effort nécessaire à la traversée des matériaux rencontrés. L'effort mesuré dépend de l'épaisseur et de la résistance de chacun de ces matériaux mais aussi de la façon dont il est produit, battage, de sa vitesse d'application, ainsi que des caractéristiques du train de tiges et de sa pointe, de sorte que l'on a dû standardiser des appareils de référence pour contrôler autant que possible l'influence des paramètres strictement instrumentaux. Afin de traduire les mesures de façon plus ou moins stable et reproductible pour chaque matériau traversé en résistance de pointe dynamique.

III.1.1. Principe

Le pénétrömètre dynamique est constitué de 4 éléments importants :

- Le mouton : c'est la source d'énergie, le plus souvent à chute libre, tombant d'une hauteur constante ou non.
- L'enclume : solidaire du train de tiges, comporte parfois un amortisseur.
- Le train de tige : il présente une masse variable en fonction de sa longueur.
- La pointe : elle comporte une géométrie très particulière (diamètre et angle au sommet). Elle peut être perdue ou récupérable.



Figure n°1. III : Photo d'un pénétromètre dynamique.

Source : Photo prise à Sidi khelifa sur la route nationale n°24 le 10 /01/2012.

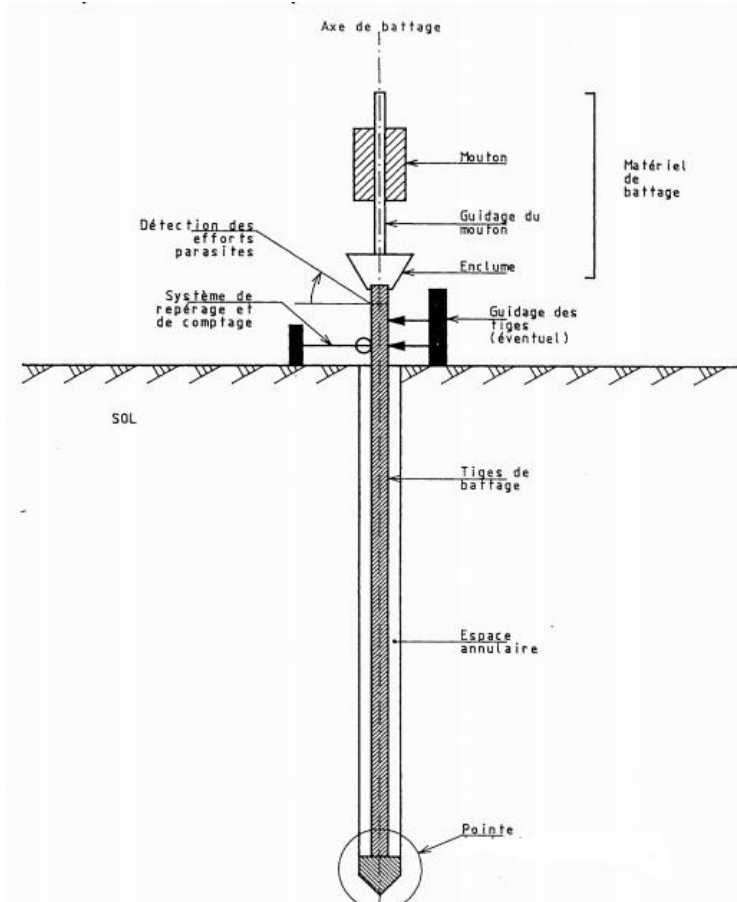


Figure n° 2.III : Schéma de pénétrromètre dynamique.

Source : internet (TP15stsbat2PENETROMETRE_laboratoire_materiaux).

III.1.2. Matériel spécifique

Il existe une grande variété de pénétrromètres dynamiques. Les normes françaises distinguent deux types de pénétrromètres :

Ä Le pénétrromètre PDA :

C'est l'appareil de référence dans lequel le frottement entre la tige et le sol rendu négligeable grâce à l'injection d'une boue de forage à proximité de la pointe.

Ä Le pénétrromètre PDB :

C'est le plus simple et le plus économique, mise en œuvre sans boue de forage. On évalue le frottement éventuel entre la tige et le sol en mesurant le couple nécessaire pour entraîner la rotation du train de tiges à l'aide d'une clé dynamométrique.

- **Objectif**

L'essai consiste à compter le nombre de coups du mouton N_d nécessaire pour l'enfoncement de Δh constant.

En générale, $\Delta h = 10 \text{ cm} \Leftrightarrow N_d 10$.

Dans la norme européenne et pour le PDB $\Delta h = 20 \text{ cm} \Leftrightarrow N_d 20$.

III.1.3. Mode opératoire

- Avant sondage :

- Repérer sur un plant de situation et identification du sondage sur un plan coté.

- Vérification :

- de la rectitude des tiges avec une règle de référence.

- des démenions de la pointe s'il s'agit d'une pointe récupérée.

- de l'existence d'un moyen de repérage de la profondeur atteinte par la pointe et éventuellement de son initialisation dans le cas d'utilisation d'un enregistrement automatique.

- Pendant le sondage :

Il faut au cours de l'ensemble des manœuvres vérifier que :

- L'axe de train de tige coïncide avec celui de l'effort de battage.

- Les tiges et la pointe sont enfoncées verticalement. L'inclinaison maximale tolérée est de 2% par rapport à la verticale pendant le battage.

- Après sondage :

- Lors de l'extraction du train de tige du sol, la rectitude des tiges est contrôlée avec une règle de référence.

III.1.4. Réalisation d'un sondage (pénétrromètre dynamique)

- Sous l'effet de la chute du mouton à la cadence de 15 à 30 fois par minute, le train de tige est battu d'une manière continue.

- Lorsque le couple est inférieur à 100 N.m, cela indique que les efforts parasites sont négligeables.

- Tout arrêt du battage excédant 5 min ou tout arrêt pour rallonger le train de tige doit être indiqué sur la feuille de sondage.

Ä Le nombre de coups de mouton nécessaire pour enfoncer la pointe de 10 cm est noté en fonction du nombre totale de tiges présentent sur le train de tige.

Ä La fin de sondage correspond à la satisfaction de l'une des conditions suivantes :

- La profondeur déterminée préalablement est éteinte.
- L'enfoncement sous 100 coups est inférieur ou égal à 20 cm ou l'enfoncement sous 50 coups est inférieur à 10cm.
- Le rebond du mouton est supérieur à 5 cm.

III.1.5. Interprétation des résultats

L'interprétation quantitative des résultats de pénétration dynamique doit être faite avec prudence en raison du caractère aléatoire des mesures. Par contre l'analyse qualitative des diagrammes de pénétration permet :

- Ø D'apprécier la compacité des sols pulvérulents.
- Ø D'apprécier l'homogénéité d'un site, de détecter des zones d'hétérogénéité, de positionner les couches dures.

En général, dans les sols homogènes, la valeur de q_d augmente très légèrement avec la profondeur.

- Ø De vérifier la faisabilité du battage de pieux, chemises métalliques, palplanche et de déterminer quelle sera la cote approximative de leur refus absolu. Vérifier aussi l'existence de faux refus.
- Ø D'obtenir de bons résultats pour le dimensionnement des fondations superficielles.

La résistance à la rupture du sol sous la pointe du pénétromètre ou résistance dynamique de pointe, est donnée par la formule des Hollandais qui est issue de considérations énergétiques :

$$Q_d = \frac{M^2 \times H \times g}{M + CT} \times \frac{1}{S} \times \frac{Nd10}{\Delta h}$$

Avec :

- § Qd : résistance de la pointe (Pa).
- § M : masse frappante = mouton (kg).
- § H : hauteur de chute (m).
- § g : accélération terrestre (m/s²).
- § CT : masse frappée = enclume + tiges (kg).
- § S : section droite de la pointe (m²).
- § Nd10 : nombre de coups pour un enfoncement de 10 cm
- § Δh : enfoncement de 10 cm de la pointe (m).

III.1.6. Avantages et inconvénients de l'essai au pénétromètre

Avantages

- L'essai de pénétration dynamique permet d'apprécier :
 - > La succession de différentes couches de terrain par tranches successives de 20 cm,
 - > L'homogénéité d'une couche ou la présence d'anomalies.
- Il sert à orienter le choix des fondations.
- C'est un essai économique.
- Les machines sont faciles à réparer et nécessitent peu d'entretien.

Inconvénients

- C'est un essai limité qui est essentiellement utilisé pour des petits ouvrages. Pour des ouvrages lourds (bâtiment plus de R+1), il est généralement couplé avec l'essai pressiométrique.
 - Pour le calcul des fondations, les résultats des essais au pénétromètre sont à prendre avec précaution ; en effet ils sont en particulier optimistes en ce qui concerne les sols argileux saturés.
- L'essai au pénétromètre ne permet pas d'avoir une estimation des tassements.
- L'essai au pénétromètre est souvent limité en profondeur dès la présence d'horizons compacts.
- L'essai au pénétromètre ne permet pas une visualisation du sol (essai aveugle).

III.2. Sondages carottés

Ils sont utilisés pour le prélèvement d'échantillons dans les terrains durs. Leur point faible est le terrain incohérent, dans lequel l'échantillonnage complet est impossible.



Figure n° 3.III : caisses de carottage.

Source : Photo prise à Sidi Khelifa sur la route nationale n° 24 le 10/01/2012

III.2.1. Principe

Ces sondages consistent à exécuter un «trou» dans le sol à l'aide d'un tube muni à sa base d'un outil coupant (couronne) et à remonter ensuite avec précautions des échantillons (carottes) les moins remaniés possible pour l'étude en laboratoire.

III.2.2. Le matériel

a) Le train de tiges : Il est formé d'éléments de 2 à 3 m de longueur permettant de descendre à de grandes profondeurs.

Il existe deux procédés:

b) Le carottier : C'est l'élément important car la qualité du sondage et des échantillons dépend en grande partie de lui. Il en existe de nombreuses sortes.

c) La couronne : Elle est composée d'un matériau dur (généralement en diamant); il est très important de la choisir en fonction du terrain pour éviter une usure prématurée et obtenir un bon rendement; il peut même être avantageux de changer de couronne en cours de forage.



Figure n°4.III : matériel du sondage carotté.

Source : Photo prise à Sidi Khelifa sur la route nationale n° 24 le 10/01/2012.

III.2.3.Objectif

La colonne continue de sols remontée lors d'un sondage carotté permet d'effectuer des observations d'ordre géologique (pétrographie, stratigraphie, données structurales, etc.) et des essais de laboratoire destinés à l'identification des sols et la mesure de leurs caractéristiques mécaniques.

Selon le type des terrains traversés et la nature des renseignements recherchés, différentes techniques peuvent être utilisées.

III.2.4.Technique de carottage :

À Carottage par poinçonnement :

Plusieurs moyens, décrits ci-après, sont utilisés pour enfoncer le carottier dans le sol.

- *Le battage*, qui est la technique la plus ancienne et la plus rudimentaire, consiste à battre un tube dans le sol à l'aide d'un mouton. Les risques de remaniement de l'échantillon sont assez élevés.
- *La vibro-percussion* se distingue du battage par une fréquence de frappe plus élevée et par une mise en œuvre nécessitant des moyens plus sophistiqués. Associée à un système de tubage à l'avancement, elle est particulièrement bien adaptée au prélèvement des alluvions *sablo-graveleuses noyées*. Grâce à un carottier échantillonneur équipé d'une gaine et associé à un marteau fond de trou, il est possible de récupérer des échantillons représentatifs en termes de granulométrie alors que les autres techniques conduisent souvent à un délavage des fines.
- *La pression* permet de foncer par vérinage un carottier muni d'une trousse coupante et d'une gaine intérieure. L'emploi de cette technique est limité aux sols meubles. Le carottier utilisé (fig. a) est appelé A.P.M (*Appareil à Paroi Mince*). Il comporte des événements en partie supérieure pour éviter la compression de la carotte.

Le carottier à piston stationnaire, ou C.P.S, (fig. b), fonctionnant selon le même principe, est particulièrement adapté aux prélèvements des sols mous.

Ä Carottage par rotation :

Le carottage rotatif est pratiquement adapté à tous les types de sols présentant une certaine cohésion. Contrairement aux techniques précédentes, il nécessite l'utilisation d'un *fluide d'injection* qui permet le refroidissement de l'outil, l'évacuation des matériaux détruits et, éventuellement, qui assure le maintien des parois de forage.

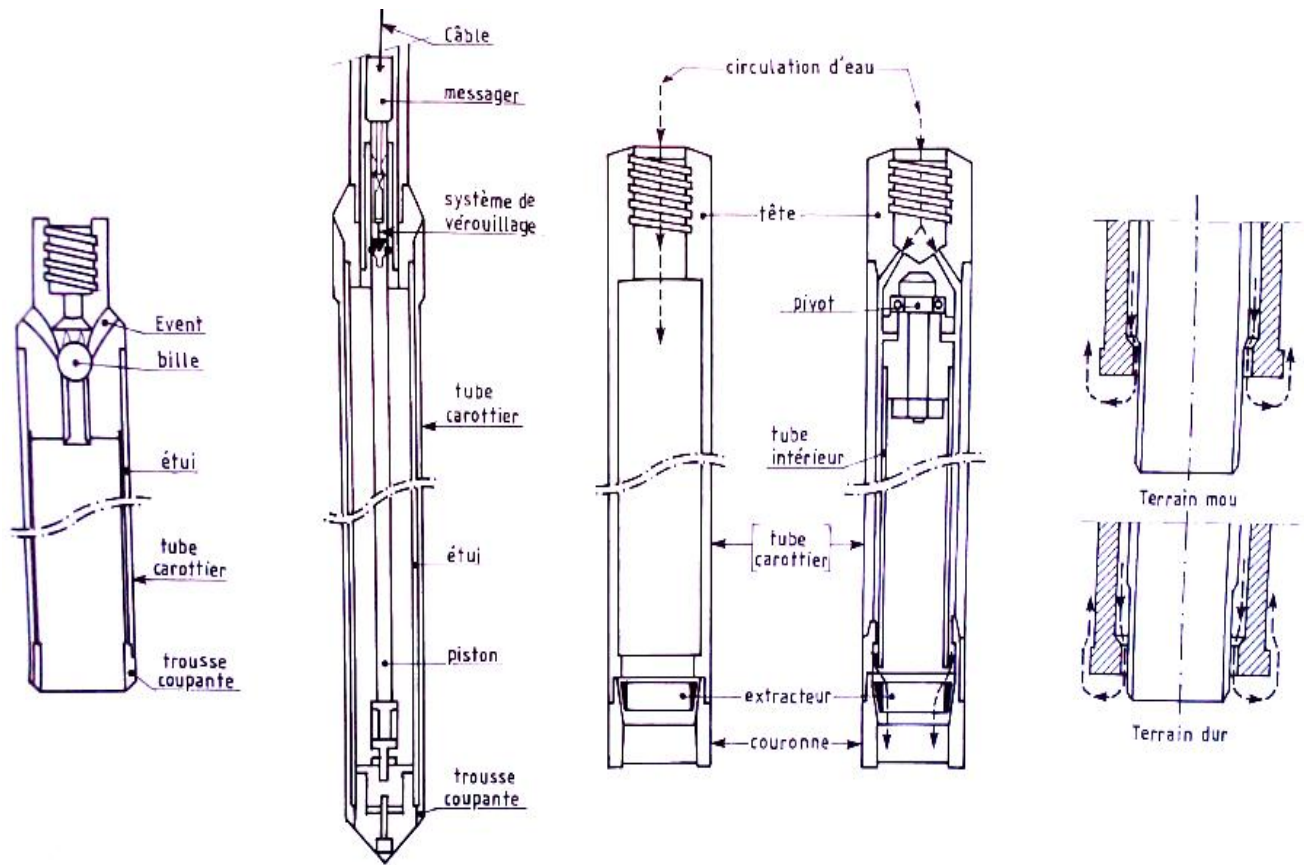
Le couple de force nécessaire au carottier pour découper le sol est transmis depuis la machine de forage par un train de tiges creuses au travers duquel circule le fluide d'injection.

Les carottiers peuvent être de plusieurs types.

- *Carottier simple* (fig. c). Il est constitué d'un simple tube muni à sa base d'une couronne très résistante surmontée d'un *extracteur*, pièce qui permet le maintien de l'échantillon de sol au sein du carottier pendant la remontée. Cet échantillon est soumis au frottement à l'intérieur du carottier ainsi qu'à la circulation du fluide : il s'en trouve très altéré, sauf dans certaines *roches dures* insensibles à l'eau.
- *Carottier double* (fig. d). Afin de remédier aux inconvénients cités ci-dessus, il est possible d'utiliser des carottiers présentant un double tube. Le tube intérieur est rendu indépendant du mouvement de rotation par un système de roulement. La circulation des fluides s'effectue entre les deux tubes sans perturber le sol.

- *Carottier triple enveloppe*. Les échantillons à prélever sont récupérés directement dans un étui incorporé au carottier qui assure leur protection et dispense d'un conditionnement ultérieur.
- *Carottier à trousse dépassante* (figure e). Afin de carotter efficacement des terrains présentant des alternances de couches de dureté variée, des améliorations ont été apportées aux carottiers précédents. Un système de ressort permet au tube intérieur, muni d'une trousse coupante, de dépasser de la couronne lorsque le sol est mou et de se rétracter lorsque la résistance du terrain s'accroît.
- *Carottier à câble*. Ils sont bien adaptés *aux sondages profonds* dans des sols relativement homogènes. Ils sont peu utilisés pour les reconnaissances géotechniques.

Le dispositif se compose d'un tubage extérieur muni d'une couronne et d'un carottier proprement dit qui est descendu à l'aide d'un treuil à l'intérieur de ce tube auquel il est verrouillé pendant le forage. Le tubage remplace le train de tige, transmet le mouvement de rotation et découpe le terrain. Cette technique présente un double intérêt : sécurité vis-à-vis des risques d'éboulement et rapidité.



a) APM

b) CPS

c) carottier simple

d) carottier double

e) carottier à trousse dépassante

Figure n°5.III : Les principaux types de carottier.

Source : Philipponnat G. & Hubert B., « Fondation et ouvrages en terre », éd. Eyrolles, 1998.

- Les couronnes équipant la bases des carottiers sont de natures diverses selon les types de terrain traversés ;
 - *En métal dur* à base d'inserts en carbure de tungstène : elles sont utilisées pour les formations tendres ou friables.
 - *En diamants* : ces couronnes (imprégnées ou serties) sont réservées aux roches dures.

III.2.5.Choix des techniques de carottage

Ce choix dépend principalement de la destination des informations recherchées. Il convient d'être beaucoup plus exigeant sur la qualité des échantillons récupérés s'ils sont destinés à des essais en laboratoire que s'il s'agit d'une simple identification visuelle des horizons rencontrés.

Le principal critère en matière de carottage est le taux de récupérations (%), rapport entre la longueur de la carotte et la longueur correspondant au forage. La mise en œuvre d'une mauvaise technique, peut entraîner un taux de récupération nul dans certains sols qui, alors, ne sont pas détectés par la reconnaissance.

La plupart des essais de laboratoire décrits dans la littérature, doivent être réalisés sur des échantillons sur des échantillons non remaniés, c'est-à-dire non perturbés par le découpage ni par la circulation du fluide. En matière de prélèvement des sols et des roches, les moyens à utiliser dépendent de la nature du sol et de la destination de l'échantillon. Le tableau ci-dessous résume les recommandations relatives aux prélèvements d'échantillons non remaniés. Pour certains types de sols très hétérogènes, un remaniement est inévitable.

Moyen de prélèvement		CAROTTIER POINÇONNEUR			CAROTTIER ROTATIF			
		à piston stationnaire	à paroi mince par fonçage	à paroi épaisse par battage ou vibro-fonçage	simple	double	triple	triple à trousseau dépassante
Sols fins	Très mous à mous (vases, tourbes)	++	+					
	Fermes (limons, argiles)	++	+					+
	Raides (limons, argiles surconsolidées)		+				+	++
	Durs (marnes, argiles surconsolidées)						+	++
Sables propres	Sables lâches	++*						
	Sables compacts		++*				++*	
Graves propres				++* (tubage à l'avancement)				
Sables argileux ou limoneux		++	++					
Sols hétérogènes (argiles graveleuses, à silex, moraines, éboulis...)				++*				
Roche					+	+	+	
		++ recommandé	+	adapté	* échantillon remanié			

Tableau n°1.III : Moyens de prélèvement d'échantillons non remaniés.

Source : Philipponnat G. & Hubert B., « Fondation et ouvrages en terre », éd. Eyrolles, 1998.

III.2.6. Les résultats

Les échantillons recueillis par le carottier prennent place dans une caisse à carotte dès leur remontée à leur surface. Les échantillons intacts destinés aux essais en laboratoire seront enveloppés pour éviter une altération pendant le transport. Le sondeur doit indiquer clairement toutes les indications nécessaires : le numéro du sondage, les coordonnées du lieu de forage, le mode d'exécution, les caractéristiques de l'appareil, la profondeur de tous les éléments prélevés et le pourcentage de carottage à cause du remaniement toujours possible (c'est le rapport de la longueur de la carotte sur la longueur du trou de forage), De plus, une coupe du terrain sera exécutée, regroupant les différentes observations effectuées pendant l'opération: vitesse de forage, zones d'éboulements, vides ou carrières, passages de perte en eau, niveau de la nappe, résultats d'essais géotechniques «in situ».

III.2.7. Coupe de sondage

Une coupe de sondage qui récapitule les informations recueillies est établie (fig n°6). Elle comporte notamment les indications suivantes :

- La profondeur et l'altitude des changements de nature des sols ;
- La description lithologique et la représentation symbolique des sols ;
- L'unité stratigraphique correspondante si elle est identifiable ;
- Le pourcentage de récupération traduisant la qualité du carottage ;
- Pour les roches, le R.Q.D (Rock Qualification design), donné par la formule (1) qui exprime la densité de fracturation ;
- La description de l'équipement piézométrique éventuel : hauteur crépinée, étanchéité, etc. ;
- Les niveaux aquifères relevés avec les dates correspondantes.

$$\text{RQD (en \%)} = \frac{\sum \text{longueur des carottes } >10 \text{ cm}}{\text{longueur de la passe de carottage}} \cdot 100 \quad (1)$$

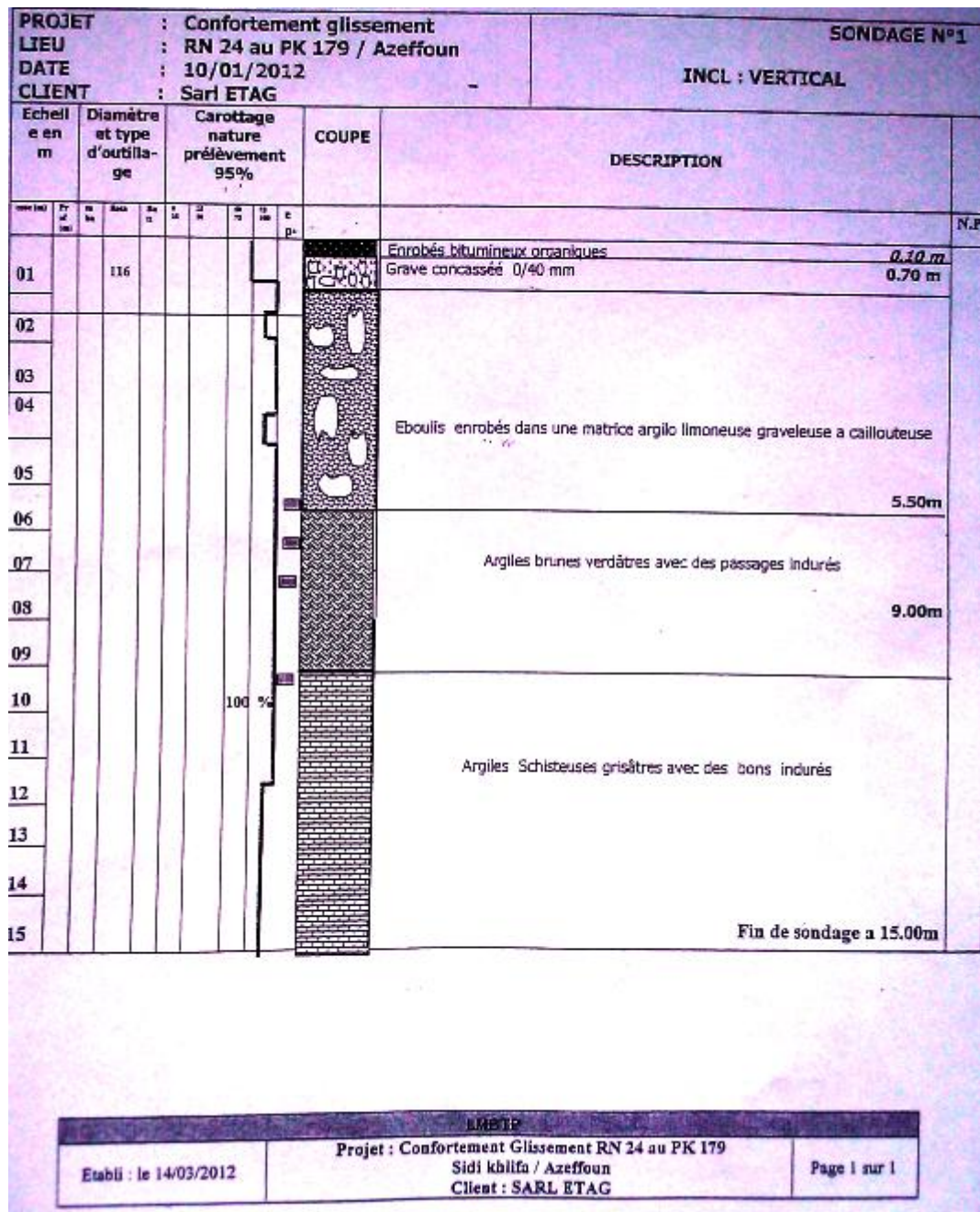


Figure n°6.III : Coupe de sondage carotté .

III.2.8. Avantages et inconvénients d'un sondage carotté

Avantages

- Observations géologiques de qualité optimale ;
- Couplé à un dispositif d'orientation de la carotte, l'échantillon recueilli en zones fracturées permet une analyse des directions de fracturation.

Inconvénients

- Coût élevé ;
- Diamètre réduit ;
- Pourcentage de récupération des formations fonction de la nature des terrains (faible en structure non consolidée).

III.3. sondage électrique

Les méthodes géophysiques trouvent leur utilité à différents stades de l'étude géotechnique. Par exemple, elles permettent d'apprécier l'hétérogénéité d'un site et d'implanter judicieusement les sondages ou bien de traiter un problème bien spécifique comme la recherche de cavités.

En aucune manière les méthodes géophysiques ne peuvent substituer totalement aux investigations par sondage. Dans certains cas, elles permettent cependant une meilleure approche du programme de reconnaissance par une réduction du nombre de sondages et une profondeur d'investigation optimisée.

Devant les conséquences désastreuses que peut avoir l'utilisation d'une technique inadaptée, sans parler d'une mise en œuvre médiocre ou une interprétation erronée, la mise en place d'un référentiel est apparue nécessaire, à défaut d'une normalisation.

Les méthodes utilisées dans le cadre des études géotechniques sont caractérisées par la mise en œuvre de moyens adaptés aux problèmes posés et, notamment, d'un matériel relativement modeste tant en termes d'encombrement que de coût, ce qui les distingue de la géophysique dite profonde, pétrolière ou minière, même si elles en sont souvent dérivées.

Les principales méthodes utilisées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Groupe de méthodes	Paramètre physique étudié	Champ mesuré	Origine
Gravimétrie	Densité	Pesanteur	Naturelle
Sismique	Vitesse et/ou impédance acoustique des ondes mécaniques	Temps de trajet et amplitude des signaux transmis	Provoquée
Electrique en courant continu	Résistivité	Différence de potentiel	Provoquée
Electromagnétisme	Résistivité et/ou constante diélectrique	Champ magnétique Champ électrique	Naturelle ou provoquée

Tableau n°2.III : Méthodes géophysique

Source : Philipponnat G. & Hubert B., « Fondation et ouvrages en terre », éd. Eyrolles, 1998.

III.3.1.Principe de sondage électrique

Le sondage électrique est l'un des méthodes électriques qui analyse la résistivité apparente des sols mesurée au moyen d'un système de quatre électrodes appelé dispositif quadripôle.

Le quadripôle comprend deux électrodes (A et B) par lesquelles un courant continu est envoyé dans le sol et deux électrodes (M et N) entre lesquelles la différence de potentiel en résultant est mesurée.

Le sondage électrique consiste à effectuer en un même point de mesures en augmentant progressivement l'écartement entre les électrodes d'émission A et B, situées aux extrémités du dispositif et centrées sur le point de sondage considéré. Les positions respectives des électrodes A, B, M et N dépend du type de dispositif utilisé.

III.3.2.Matériel utilisé

Le matériel utilisé est relativement simple :

- Le courant est produit par des piles ou par un groupe électrogène.
- L'intensité de courant injecté est contrôlée à l'aide d'un ampèremètre.
- La différence de potentiel est mesurée à l'aide d'un millivoltmètre auquel est adjoint un système permettant de compenser la polarisation naturelle du sol.
- Des câbles électriques.

III.3.3.dispositifs de sondage électrique

Le courant est injecté via deux électrodes d'injection A et B (A pôle +, B pôle-), et on mesure la différence de potentiel entre de électrodes de mesure M et N. Les électrodes sont séparées toujours par la même distance.

Suivant le type de dispositif de configuration, le volume de la zone sondée varie, mais la profondeur de pénétration vaut toujours à peu près $\frac{L}{8}$ pour un profil de longueur L.

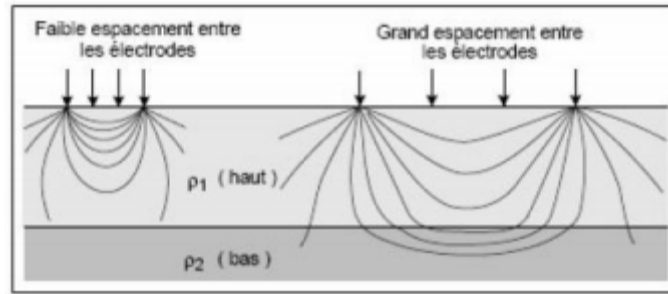


Figure n°10.III : Schéma de la profondeur d'investigation par sondage électrique en fonction de la géométrie du dispositif.

Source : <http://step.ipgp.fr/images/f/f9/FicheERT.pdf>

On utilise pour les sondages électriques deux dispositifs :

- a) Le dispositif de Schlumberger ou MN et toujours petit devant AB ; $MN \ll AB/5$

En terrain homogène et isotrope, on a

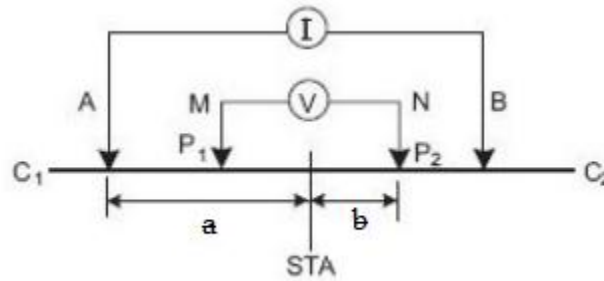
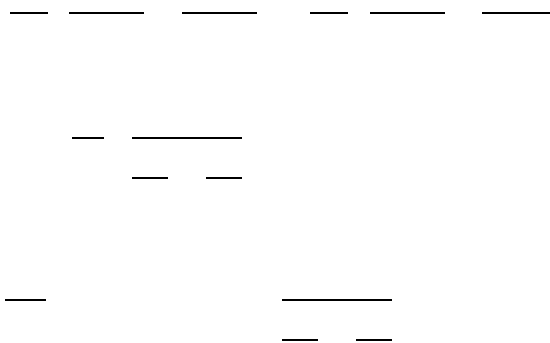


Figure n° 11.III : dispositif de Schlumberger.



Ce dispositif est utilisé en France et en U.R.S.S. La longueur minimum de MN dépend de la sensibilité des appareils de mesures de (potentiomètre).

b) Dispositif de Wenner est tel que :

$$AM=MN=NB$$

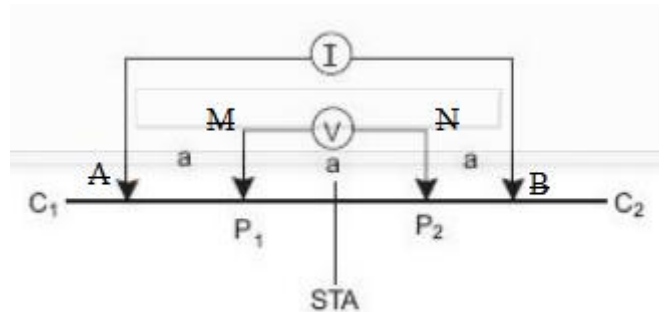


Figure n° 12.III : Dispositif de Wenner.

Ce dispositif est notamment utilisé en Allemagne et par les Anglo-saxons.

III.3.4. Les résultats

Les résultats des mesures sont reportés sur un diagramme à échelle bilogarithmique avec ρ_a en abscisse et I en ordonnée. L'analyse des courbes obtenues, par comparaison avec des abaques théorique précalculés ou par l'utilisation d'un logiciel spécifique, permet la détermination d'une succession d'horizons électriquement homogènes, chacun défini par une épaisseur et une résistivité vraie.

Par interprétation géologique, il est ensuite possible d'associer à ces horizons une nature lithologique. Comme le montre la figure (II.4.b).

D'une façon générale, la profondeur d'investigation H de pend, selon les sols, de l'hétérogénéité des terrains et de leur pendage. H varie de $0,1$ à 100 m.

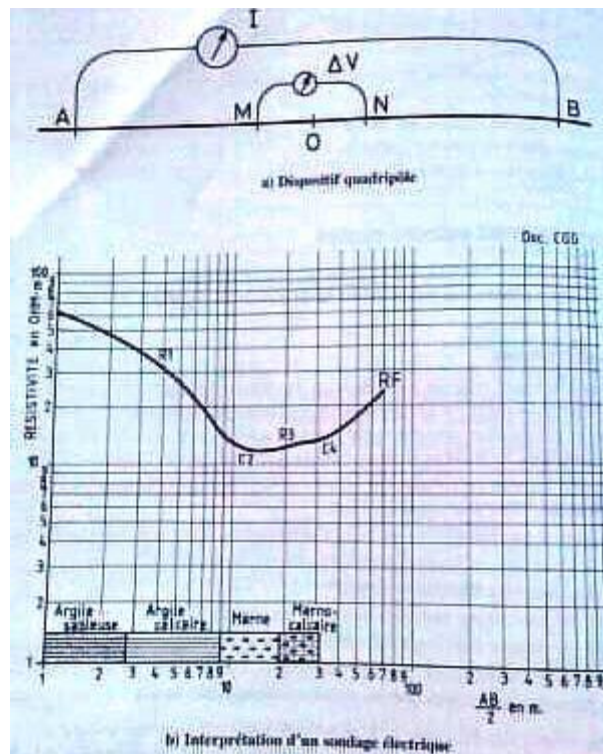


Figure n°13.III: interprétation des résultats d'un sondage électrique.

Source : Philipponnat G. & Hubert B., « Fondation et ouvrages en terre », éd. Eyrolles, 1998.

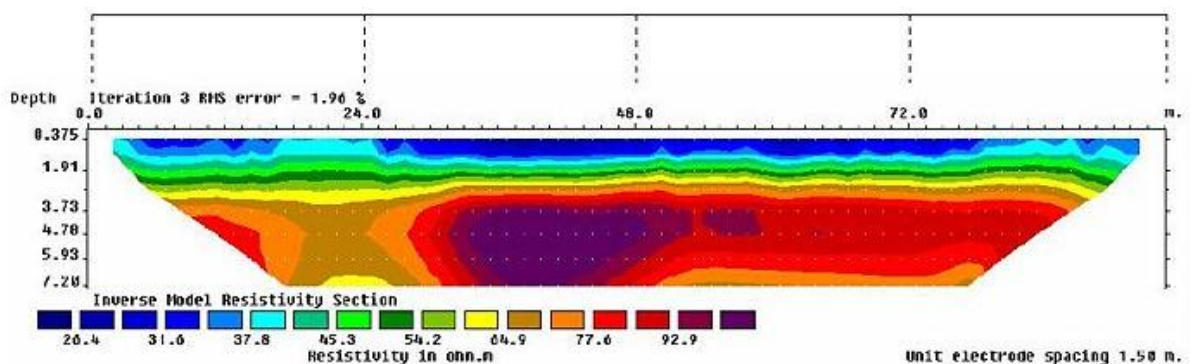


Figure n°14.III : Résultats d'un sondage électrique.

III.3.5. Avantages et inconvénients d'un sondage électrique

Avantages

- Pas d'impact environnemental ;
- Réalisation dans toutes les conditions (terrain accidenté,...etc.) ;
- Rapidité de mise en œuvre ;
- Coûts faibles par rapport à une campagne de sondages ;
- Imagerie 2D et pseudo- 3D ;
- Visualisation et caractérisation des continuités des couches géologiques.

Inconvénients

- Au delà d'une profondeur de 100 m, les couches de faibles épaisseurs ne sont pas décelables et nécessitent une bonne connaissance géologique du terrain.
- Pour une même résistivité on peut faire correspondre deux couches différentes qui se comportent d'une manière tout à fait contradictoire vis à vis de l'eau.

Exemple : pour une résistivité de 30 ohm.m on peut faire correspondre des marnes, des sables argileux ou des conglomérats à eau salée d'où la nécessité d'avoir un sondage étalon.

- Le sondage électrique exige une connaissance approfondie du terrain et une grande expérience d'interprétation des données.

Conclusion

Le choix d'un sondage dépend de plusieurs facteurs tels que l'état du site (disponibilité d'un passage des sondeuses ou la mise en place du matériel), et l'importance du site a étudié ainsi que le coût financier.

La réalisation des trois sondages présentés dans ce chapitre permet au bureau d'étude de bien maîtriser la reconnaissance géotechnique des différentes couches qui constitue le sol.

Chapitre IV :

Les essais au laboratoire

Introduction

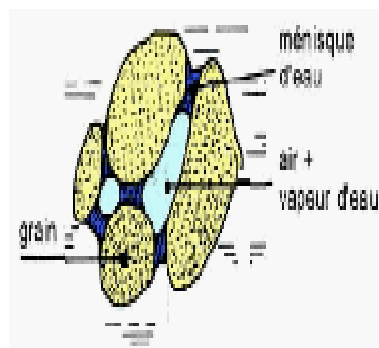
Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondations, ouvrages de soutènement, remblais, talus, ...etc.), il est nécessaire de connaître la résistance du sol, ainsi les paramètres mécaniques et physiques des différentes couches qui constituent ce sol. Ces caractéristiques sont souvent difficiles à déterminer.

Après une campagne de sondage carotté des échantillons de différents états (intacte, remanié, peu remanié) sont prélevés pour but d'une étude au laboratoire géotechnique. Ce chapitre est consacré pour la présentation des essais au laboratoire et la tâche d'un bureau d'étude.

IV.1. Les essais physiques d'identification

Avant d'analyser le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains paramètres qui se rapportent aux diverses proportions dans lesquelles se trouvent le squelette solide, l'eau et l'air constituant le sol.

Pour cela considérons la représentation suivante d'un sol dans laquelle les trois phases sont séparées.



Phase gazeuse : air + gaz de décomposition ou vapeur d'eau
Un sol est saturé lorsque les vides sont remplis.

Phase liquide :

- Eau absorbée: constitue un film entre les grains jouant ainsi un rôle de lubrifiant.

- Ne s'écoule pas, s'élimine par chauffage très intense ($>300^{\circ}$).

- Eau libre: s'écoule, s'élimine par étuvage vers 100° .

Phase solide : toutes les particules solides.

Figure n°1.IV: Constituants d'un sol.

Les caractéristiques physiques d'un sol dépendent de la répartition et de la nature des trois phases du sol.

Ø Paramètres dimensionnels et adimensionnels d'un sol :

a) Poids et volumes des constituants d'un sol (figure n° 2.IV)

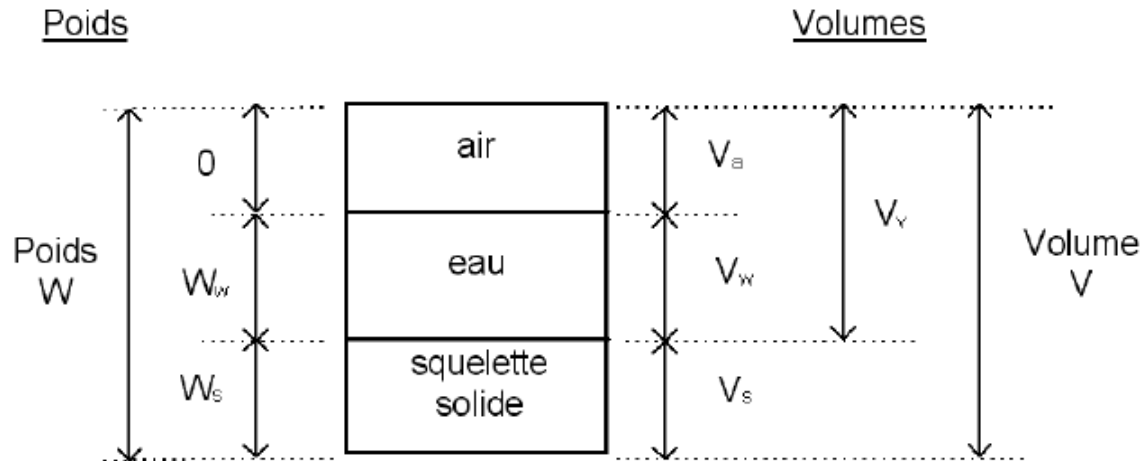


Figure n°2.IV: volumes et poids des constituants d'un sol.

b) Paramètres dimensionnels (figure n°3.IV)

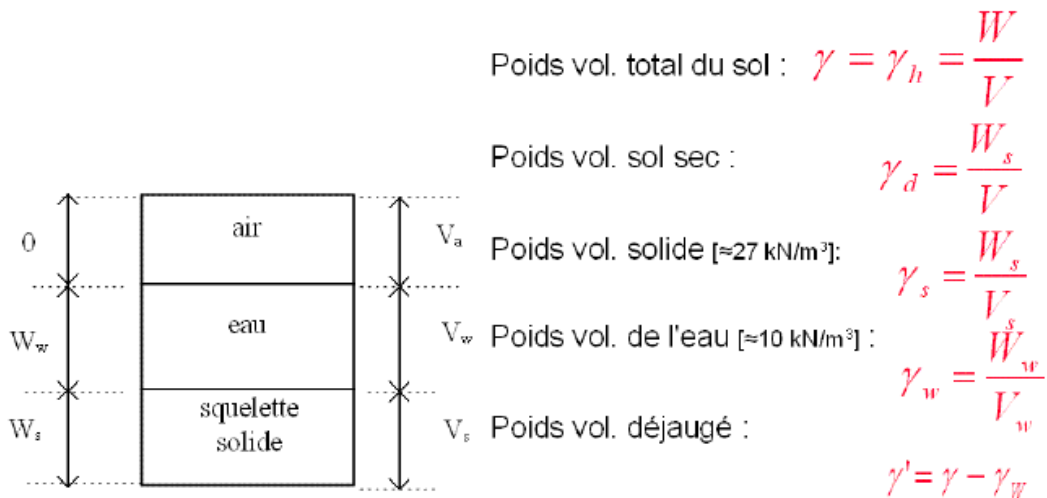


Figure n°3.IV : Paramètres dimensionnels

c) Paramètres adimensionnels (figure n°4.IV)

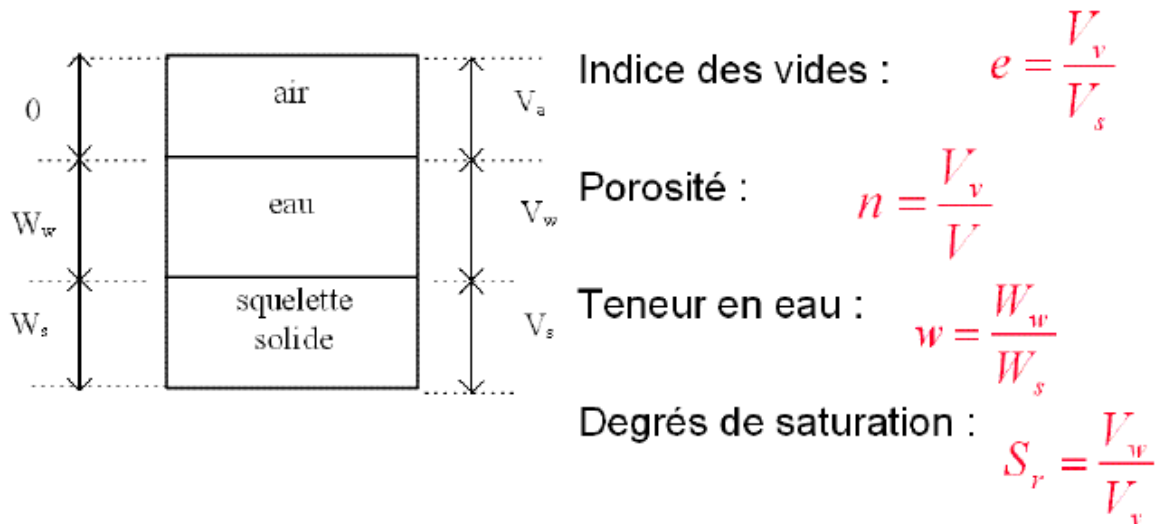


Figure n°4.IV : Paramètres adimensionnels.

IV.1.1. Granulométrie

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer quantitativement la distribution des particules de sol suivant leurs dimensions.

Le choix de l'essai de l'analyse dépend de la nature du sol (sols pulvérulents ou grenus, sols fins).

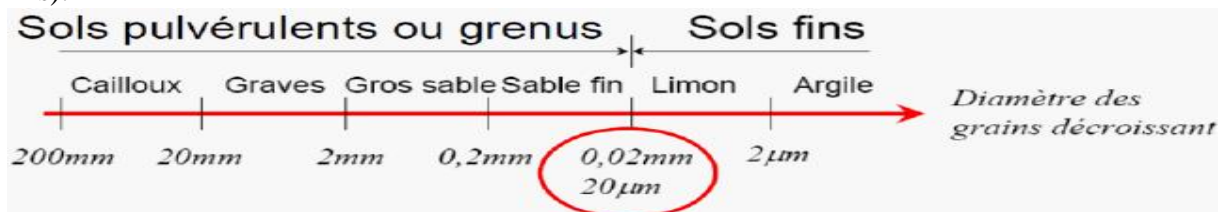


Figure n°5.IV : Classification des particules solides d'un sol.

a) Tamisage

Pour les sols pulvérulents ou grenus on utilise une série de tamis et l'on note, pour une masse de sol déterminée, la masse des fractions retenues dans chaque tamis dont la dimension de la maille est fixée. On peut procéder par voie sèche ou voie humide (il faut alors sécher les résidus dans chaque tamis avant pesage), mais des modes opératoires précis sont établis ainsi que des normes concernant les tamis (qui sont à maille carrée).

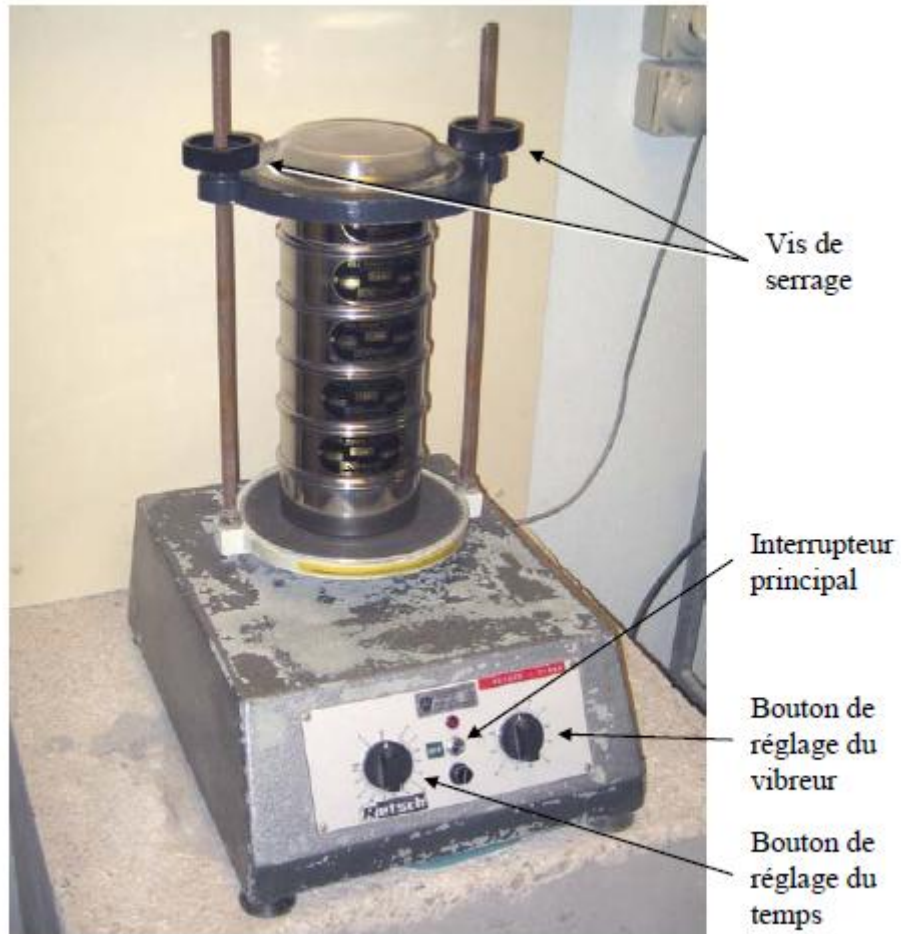


Figure n°6.IV : Exemple d'une colonne de tamis.

Les résultats sont donnés sur un diagramme du type de celui représenté sur la figure 7.IV

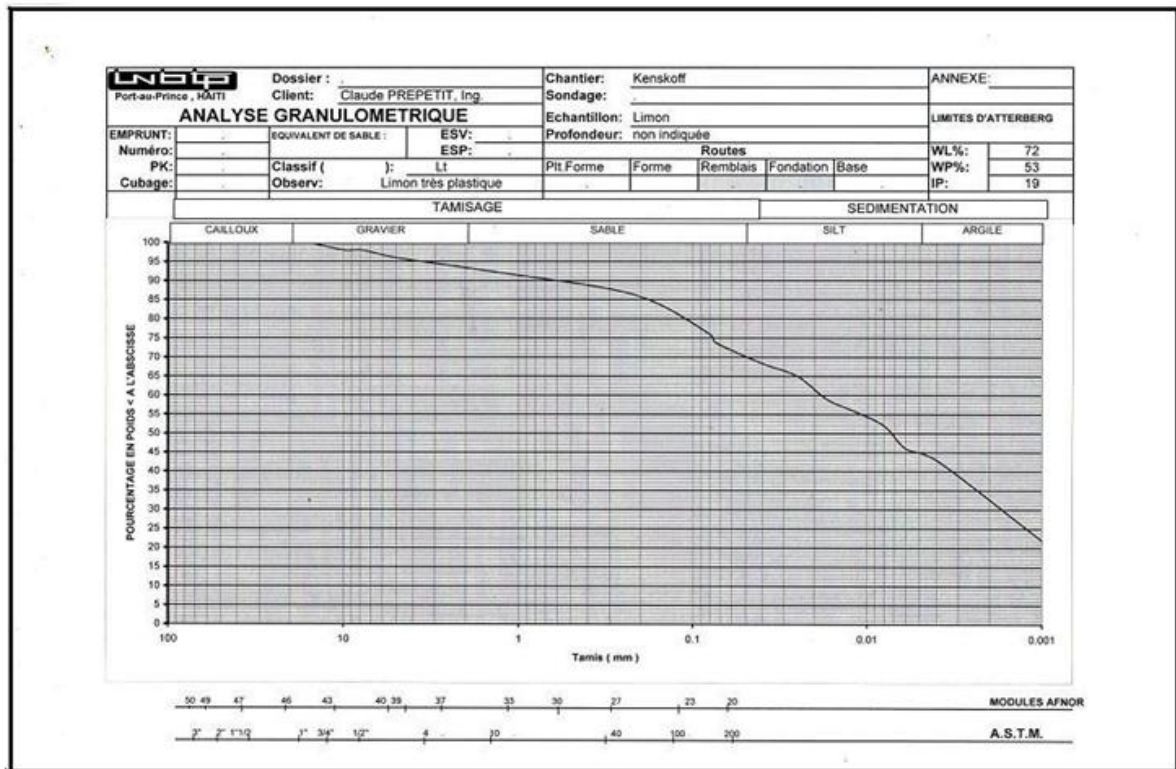


Figure n°7.IV : Courbe granulométrique.

b) sédimentométrie

Pour les sols fins, le tamisage ne convient plus et l'on procède par sédimentométrie, dès que $D \leq 80 \mu\text{m}$. la procédure de cette essais consiste à laisser sédimenter les particules dans un liquide de poids volumique de γ_l .

- La résistance due au fluide, pour une particule sphérique de diamètre D vaut :

$$R = 3\pi D \mu v$$

μ étant la viscosité dynamique du liquide
 v la vitesse de chute de la particule.

- Le poids apparent vaut :

$$— (\gamma_s - \gamma_l).$$

Très rapidement, la vitesse reste constante et prend une valeur v telle que :

$$R + P = 0$$

Soit en valeur absolue :

$$— D^2.$$

Cette formule traduit la loi de STOKES.

D'un point de vue pratique, on disperse les particules dans un liquide de manière à obtenir un mélange homogène et on mesure la variation de la densité de celui-ci à différentes hauteurs en fonction du temps. On obtient ainsi la répartition en dimension, des particules du sol testé. En

effet, à la profondeur H on ne trouve plus de que des particules dont le diamètre est inférieur à D_y avec :

$$\frac{D_y}{H} = \text{constante}$$

On connaissant le diamètre des particules du sol, on peut ainsi tracer la courbe sédimentométrique qui complète la courbe granulométrique (figure 7.IV).

On détermine alors les caractéristiques du sol par 2 coefficients :

- le coefficient d'uniformité (coefficient de Hazen) : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$.

Si $C_u \geq 5$ la granulométrie dite étalée (continue).

Si $C_u < 5$ la granulométrie dite étroite (uniforme).

- le coefficient de courbure : $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} D_{60}}$

Si $C_u < 5$ et $1 < C_c < 3$, le sol est bien gradué.



Figure n°8.IV : appareillage de sédimentométrie.

Remarque :

La loi de STOKES n'est applicable que si la concentration initiale du mélange est faible, afin que l'interaction des particules reste négligeable.

IV.1.2.Essai d'équivalent de sable

Cet essai propre aux sols grenus ou pulvérulents qui contiennent souvent une part importante de particules fines. La présence de celles-ci peut modifier de manière importante le comportement de ces sols. L'essai consiste à prélever la fraction de sol constituée de particule de dimension inférieure à 3mm et à l'introduire dans une solution type contenant un flocculant. On agite fermement l'ensemble. On constate rapidement, au fond un dépôt solide, et au dessus un flocculat ; soit h_1 la hauteur des deux et h_2 la hauteur de dépôt solide, au bout d'un temps normalisé.

L'équivalent de sable ES s'exprime par :

$$ES = \frac{h_2}{h_1} \times 100$$

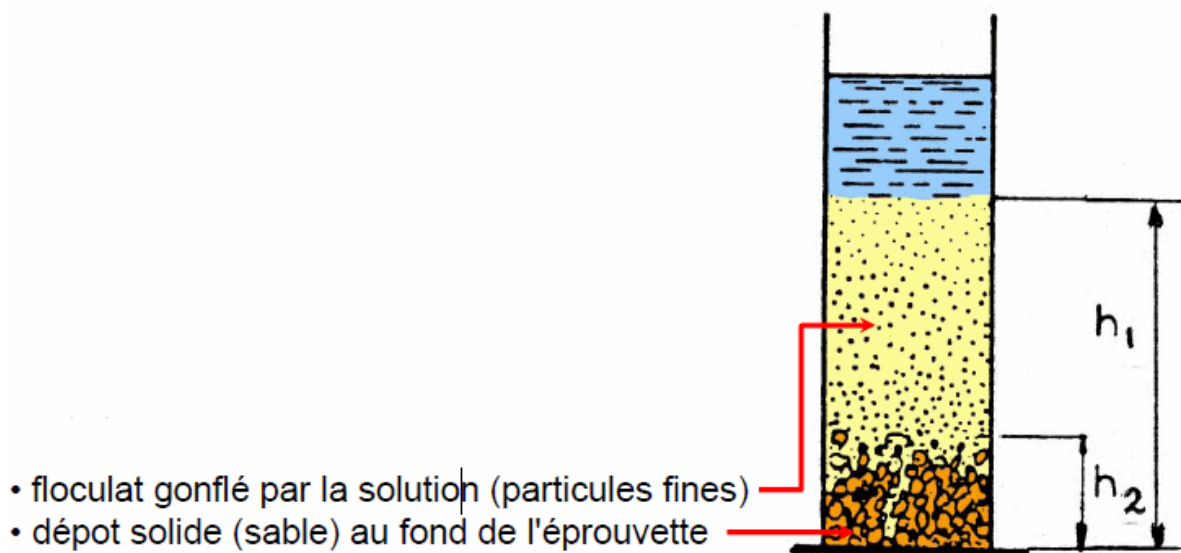


Figure n°9.IV : Essais d'équivalent de sable.

On obtient alors les dénominations suivantes (Tableau 1.IV) :

ES	SOLS
0	Argile pure
20	Sol plastique
40	Sol non plastique
100	Sable pur et propre

IV.1.3.Limites d'ATTERBERG

Cet essai propre aux sols cohérents ou à la fraction cohérente d'un sol, ces limites sont mesurées au laboratoire sur la fraction de sol qui passe au tamis de 400 μ m.

À Limite de liquidité :

Pour déterminer cette limite on étend sur une coupelle une couche d'argile dans laquelle on imprime une rainure au moyen d'un coteau approprié. On soumet l'ensemble à un nombre de chocs identiques. La limite de liquidité W_l est la teneur en eau (exprimée en %) qui correspond à une fermeture de rainure sur 1cm en 25 chocs.

Pour des raisons de commodité on utilise souvent la relation expérimentale suivante :

$$W_l = w -$$

où w est la teneur en eau de mise en place

et N le nombre de chocs nécessaire pour obtenir la fermeture de la rainure sur 1cm ($15 < N < 35$).

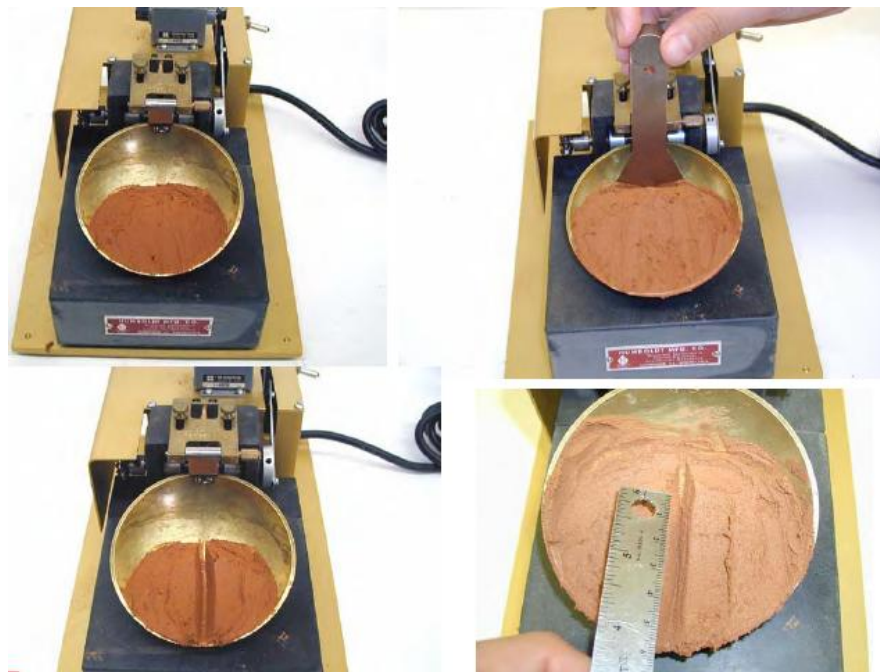


Figure n°10.IV : Appareil pour limite de liquidité.

Ä Limite de plasticité :

On la mesure en fabriquant de petits rouleaux. La limite de plasticité W_p est la teneur en eau (exprimée en %) du rouleau qui se brise en fraction de 1 à 2cm au moment où son diamètre atteint 3 mm.



Figure n°11.IV : La limite de plasticité.

Ä Limite de retrait :

La limite de retrait W_r est la teneur en eau caractérisée la disparition de l'eau adsorbée et s'accompagne d'une diminution de volume appelée retrait.

On peut ainsi caractériser par le graphique ci-dessous la consistance d'une argile en fonction de sa teneur en eau w (figure 12.IV)

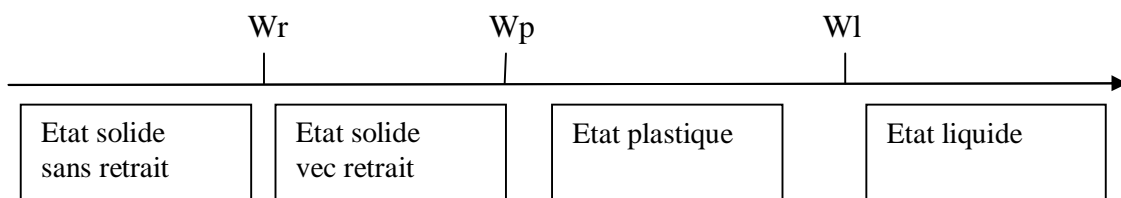


Figure n° 12.IV: La consistance d'une argile en fonction de sa teneur en eau w .

Ä Indice de plasticité :

L'indice de plasticité IP est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

$$IP = Wl - Wp.$$

Ä Indice de consistance :

$$IC = \frac{W - Wp}{Wl - Wp}.$$

Qui est donc compris entre 0 et 1. Il est d'autant plus élevé que la teneur en eau se rapproche de la limite de plasticité Wp .

IV.1.3. Classification des sols**a) classification des sols fins :**

On utilise l'abaque de CASAGRANDE (figure 13.IV) ; la séparation entre les limons (encore appelés silts) et les argiles, est faite statistiquement par la ligne A dont l'équation est :

Il est également possible de se référer à la classification plus grossière d'Atterberg.

- Ainsi un sable se caractérise par :
 $Wl < 35$ et $IP < 15$
- Un limon par :
 $20 < Wl < 60$ et $5 < IP < 25$.
- Une argile par :
 $Wl > 30$ et $IP > 15$.

Il ne faut cependant pas oublier que sable, limons et argile sont définie par rapport à des paramètres purement géométriques.

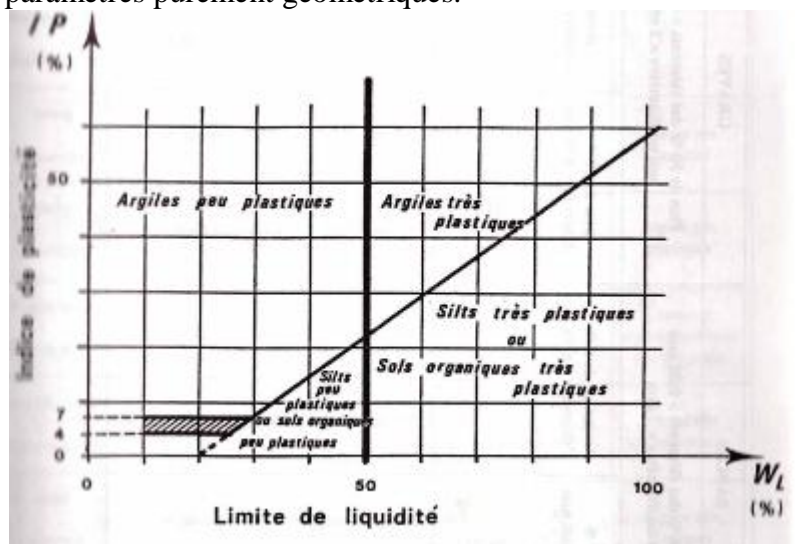


Figure n°13.IV : Abaque de Casagrande.

b) Classification des sols grenus :

Un sol a généralement une granulométrie étalée, aussi une classification fondée sur la seule taille des grains ne peut-elle convenir complètement. On tente cependant de ranger les sols dans un nombre restreint de catégories telles que deux sols appartenant à une même catégorie présentent, sinon des caractéristiques géotechniques identiques, du moins des caractéristiques voisines. Pour que la classification soit commode, les paramètres utilisés doivent être simple ; ils sont constitués essentiellement par des caractéristiques granulométriques.

Nous donnons dans les tableaux suivant, celle qui été adoptée en 1965 par le LCPC.

Les classe granulométriques utilisées actuellement en France sont celle définies par Atterberg en 1905. Les diamètres d des particules étant les suivant :

Cailloux		$d > 20$	mm
Graviers	2	mm	$< d < 20$ mm
Gros sable	0,2	mm	$< d < 2$ mm
Sable fin	0,02	mm	$< d < 0,2$ mm
Limon	0,002	mm	$< d < 0,02$ mm
Argile		$d < 0,002$	mm

Tableaux n° 2.IV : Classification des sols grenue.

Classification des sols grenus (Plus de 50% d'éléments > 0,08)					
Définition		symboles	Conditions	appellations	
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08mm ont un diamètre > 2mm	Moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW)	$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Grave propre Bien graduée
			Gm (GP)	Une des conditions de Gb non satisfaite	Grave propre Mal graduée
		Plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	GL (Gm)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	Grave Limoneuse
			GA (GC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	Grave Argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08mm ont un diamètre < 2mm	Moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb (SW)	$\frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	Sable propre Bien gradué
			Sm (Sp)	Une des conditions de Sb non satisfaite	Sable propre Mal gradué
		Plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	SL (SM)	Limite d'Atterberg au-dessous de A	Sable Limoneux
			SA (SC)	Limite d'Atterberg au-dessus de A	Sable Argileux
Lorsque 5% < % inférieur à 0,08 < 12% à on utilise un double symbole					

Source : D'après G.filiat (1981), L.C.P.C 1965, cité par CORDARY D., « Mécanique des sols », éd. Tec &Doc, 1995.

Tableaux n° 3.IV : Classification rapide des sols fins.

CLASSIFICATION RAPIDE DES SOLS FINS							
PROCÈDURE			D'IDENTIFICATION SUR CHANTIER (poids des fractions estimés)		SYMBOLE (U.S.C.S)	DÈSIGNATION géotechnique	
1	2	3	Détermination de la plasticité sur chantier			5	6
			Agitation 4a	Consistance 4b	Résistance à sec 4c		
La moitié des éléments ou davantage sont <0,08mm SOLS FINS : ARGILES ET LIMONS	Limite de liquidité < 50%	Rapide à lente	Nulle	Nulle	Lp (ML)	Limons peu plastiques	
		Nulle à lente	Moyenne	Moyenne à grande	Ap (CL)	Argiles peu plastiques	
		Lente	Faible	Faible à moyenne	Op (OL)	Limons et argiles organiques peu plastique	
	Limite de liquidité >50%	Lente à nulle	Faible à moyenne	Faible à moyenne	Lt (MH)	Limons très plastiques	
		Nulle	Grande	Grande à très grande	At (CH)	Argiles très plastique	
		Nulle à très lente	Faible à moyenne	Moyenne à grande	Ot (OH)	Limons et argiles organiques très plastique	
Les métiers organiques prédominant		Reconnaissable à l'odeur, couleur sombre, texture fibreuse, faible densité humide			T (Pt)	Tourbes et autre sols très organiques	

Source : D'après G.filliat (1981), L.C.P.C 1965, cité par CORDARY D., « Mécanique des sols », éd. Tec &Doc, 1995.

IV.2. Les essais mécaniques

La présente étude a pour but de définir les conditions de réalisation de deux méthodes expérimentales permettant d'apprécier la résistance d'un sol, qui sont, d'une part « l'essai triaxial » et d'une autre part « l'essai de cisaillement simple ».

IV.2.1. Essai triaxial

L'essai triaxial se réalise sur des éprouvettes cylindriques de sol, dont l'élancement est de l'ordre de 2. Ces éprouvettes enveloppées par une fine membrane de caoutchouc, sont placées dans une enceinte, cylindrique également, étanche, traversée par un piston axial et que l'on appelle cellule triaxiale (figure 14.IV).

On exerce sur les éprouvettes :

- § Une pression appliquée par l'intermédiaire du fluide (en général l'eau), remplissant la cellule ; cette pression est variable d'un point à un autre de la cellule, mais compte tenu des dimensions classiques, la variation en valeur relative reste très faible ; dans la suite, on notera p la valeur de la pression mesurée au sommet de la cellule ;
- § Un effort N , transmis par le piston dans l'axe de l'éprouvette et appliquée ponctuellement sur une « tête » métallique ; cette effort crée à la surface supérieure de l'éprouvette, d'aire S , une contrainte de valeur moyenne N/S , souvent appelée, de manière impropre, « déviateur », que l'on suppose uniformément répartie.

Dans ces conditions, l'échantillon de sol est soumis à un champ de contraintes de révolution ; on note σ_1 la contrainte axiale et σ_3 la contrainte radiale, toutes deux principales.

Les augmentations de contraintes totales $\Delta\sigma_1$ et $\Delta\sigma_3$ peuvent être considérées comme homogènes, il n'en est pas de même, à tout instant, pour les contraintes effectives, car les pressions interstitielles à l'intérieur de l'échantillon sont hétérogènes.

Le drainage du sol en cours d'essai ou bien la mesure de la pression interstielle est possible, car des pierres poreuses sont placées aux extrémités de l'échantillon, permettant ainsi une communication avec l'extérieur de la cellule par les embases. On peut également augmenter la pression interstielle en appliquant une pression supplémentaire à l'intérieur de l'échantillon, que l'on appelle « contre-pression ».

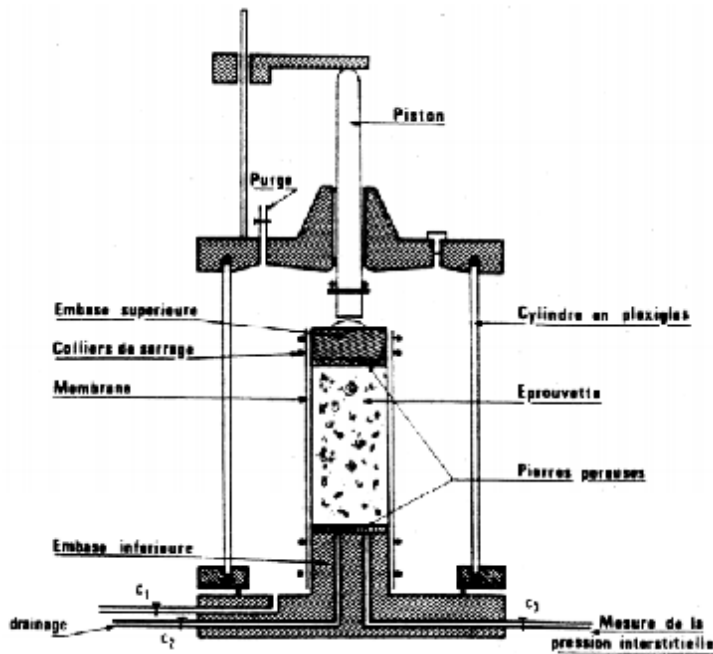


Figure n°14.IV : Schéma de principe de la cellule triaxiale

IV.2.1.1. Type d'essais triaxiaux

On distingue trois (03) types d'essais principaux mais, sur sol sec, ces trois types se réduisent à un seul. Sur un sol contenant de l'eau, en revanche, on peut passer en revue :

À L'essai consolidé – drainé (C.D.) : [figure 15.IV]

On appelle consolidation, une opération réalisée à drainage ouvert sous un état de contraintes fixe. La consolidation est terminée lorsque l'eau a fini de s'écouler de l'échantillon, c'est-à-dire lorsque les gradients de charge, résultant de l'application de l'état de contraintes fixe, se sont tous dissipés. Cette consolidation est le plus souvent isotrope, c'est-à-dire que l'éprouvette est consolidée sous le seul effet de la pression p ($p = \sigma_1 = \sigma_3$). Dans la seconde phase, elle est écrasée à drainage ouvert. La vitesse d'écrasement doit être choisie suffisamment faible pour qu'elle n'induisse aucune suppression interstitielle significative dans l'échantillon.

Cet essai est bien adapté aux matériaux pulvérulents saturés ou insaturés.

Remarque : La consolidation peut être anisotrope, avec σ_1 différent de σ_3 .

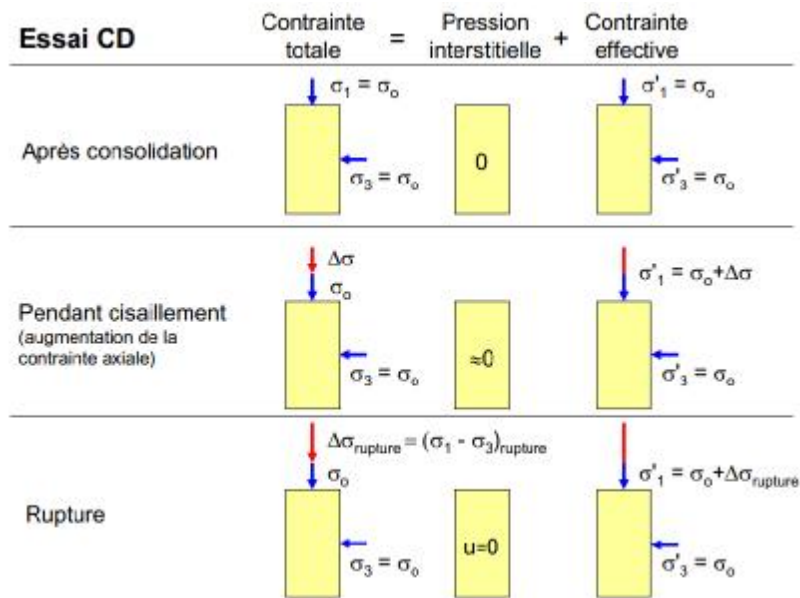


Figure n°15.IV : Essai consolidé – non drainé (C.D).

Ä L'essai consolidé – non drainé (C.U.) :

La phase de consolidation est identique à l'essai précédent. On peut choisir pour cet essai une vitesse d'écrasement beaucoup plus importante. La mesure de la pression interstitielle en cours d'essai permet à partir de σ_1 et σ_3 , de calculer les augmentations de contraintes effectives qui règnent à tout moment au sein de l'échantillon.

Cet essai est surtout réalisé sur les matériaux cohérents saturés. Il ne permet pas toujours la détermination directe des caractéristiques du matériau global, grains et eau. Cependant, si l'on mesure la pression interstitielle, on connaît, à chaque instant les contraintes effectives ; c'est-à-dire celles qui traduisent le comportement de la phase solide seule, on peut alors en déduire les caractéristiques de celle-ci comme dans un essai drainé.

Ä L'essai non consolidé – non drainé (U.U.) : [figure 16.IV]

Les deux parties de l'essai se déroulent alors à drainage fermé. L'essai peut toujours s'interpréter en contrainte totale, puisque les deux phases restent constamment solidaires. Les résultats obtenus en traduisent d'ailleurs les propriétés communes. Cet essai concerne plutôt les sols cohérents, saturés ou non saturés.

Les caractéristiques déterminées dans de tels essais, de manière directe, sont relatives à l'ensemble grains et eau. Elles traduisent la façon dont se porte l'ensemble, lorsqu'il n'y a pas de mouvement de l'eau par rapport aux grains, ou bien encore à un instant donné.

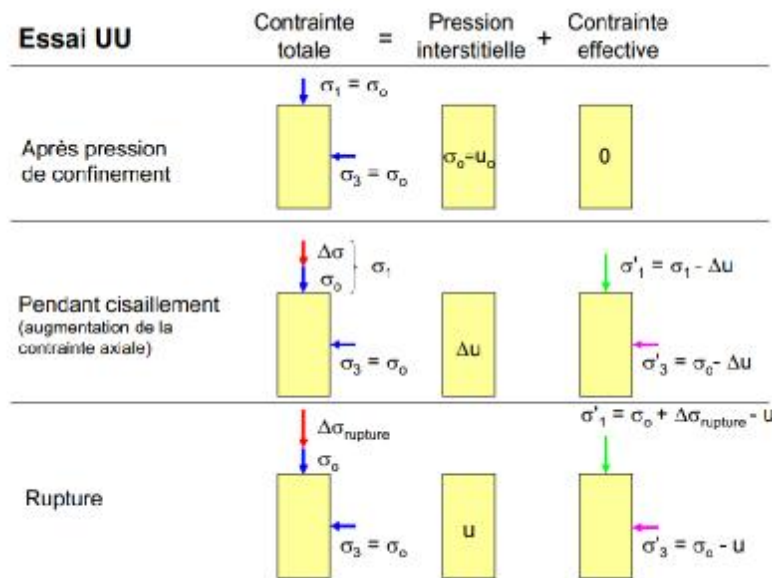


Figure n° 16.IV : Essai non consolidé – non drainé (U.U.)

IV.2.2. Essais de cisaillement

Il s'agit d'un essai relativement ancien, souvent appelé de « cisaillement direct », encore assez répandu, mais qui présente, par rapport à l'essai axial plusieurs inconvénients. Le matériel nécessaire et la procédure de l'essai sont cependant beaucoup plus simples. L'appareillage, appelé également la boîte de Casagrande, se compose d'un bâti et d'une boîte supportée par ce dernier. La boîte (figure 17.IV) est constituée de deux moitiés séparées, l'une inférieure, mobile, l'autre supérieure, rattachée au bâti par l'intermédiaire d'un anneau dynamométrique.

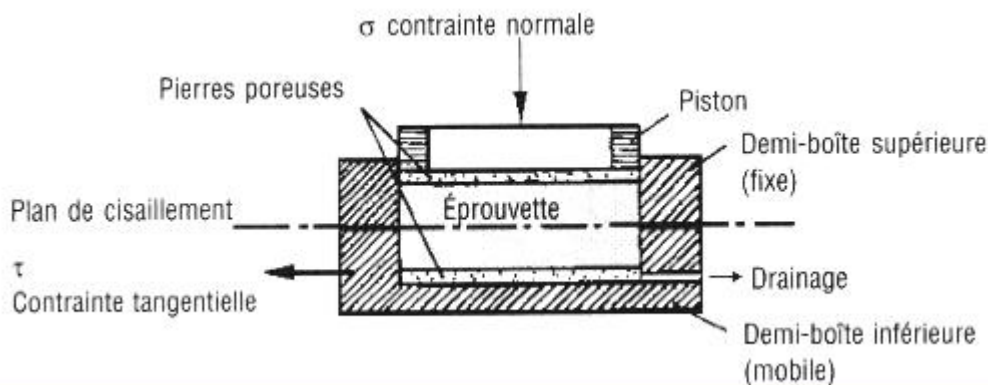


Figure 17.IV : Boîte de cisaillement.

Un piston qui coulisse dans la demi-boîte inférieure, permet l'application d'un effort normal N, vertical. L'échantillon, placé entre deux pierres poreuses, peut, le cas échéant, être drainé. Les boîtes sont de section intérieure, soit carrée, soit circulaire.

Lors de l'essai, on communique à la boîte inférieure, par l'intermédiaire d'un chariot mobile, une vitesse de déplacement constante. On mesure alors la variation de l'effort horizontal T, qui s'exerce sur la partie supérieure. On peut relever à chaque instant, grâce à des comparateurs, le déplacement du piston ainsi que celui de la demi-boîte inférieure.

Le plan de séparation des deux demi-boîtes traverse l'échantillon : la surface de glissement à la rupture est donc imposée.

Au cours du cisaillement, la surface S de l'échantillon varie, et l'on admet que la répartition des contraintes est uniforme sur le plan du glissement.

Ceci entraîne les résultats suivants :

§ Pour la contrainte normale :

$$\sigma = \frac{N}{S}$$

§ Pour la contrainte tangentielle :

$$\tau = \frac{T}{S}$$

Si l'on note Δl le déplacement horizontal et L_0 la longueur de l'échantillon, on peut tracer la courbe de l'évolution de τ en fonction de $\Delta l/L_0$, pour chaque valeur de l'effort normal N , maintenu constant.

IV.2.2.1. Matériaux pulvérulents

On observe rigoureusement les mêmes tendances qu'avec l'appareil triaxial. Les défauts de la boîte de cisaillement expliquent les écarts que l'on peut relever sur les valeurs des paramètres mécaniques obtenus avec l'un ou l'autre des appareils.

IV.2.2.2. Matériaux fins

Pour ces matériaux se pose toujours le problème du drainage – lié à leur perméabilité – car il n'est pas possible, avec cet appareil, d'empêcher ce phénomène, comme on peut le faire dans la cellule triaxiale avec la membrane étanche.

Ä Essai consolidé-drainé (C.D.)

L'essai C.D. est toujours réalisable et permet de mesurer les paramètres φ_d et C_d . L'échantillon est consolidé sous un effort N constant, donc dans des conditions similaires à celles de l'œomètre.

La vitesse de cisaillement, de l'ordre du micron par minute, doit être choisie en fonction de la perméabilité du sol testé. L'essai peut, dans les cas les plus défavorables, durer jusqu'à une semaine.

La saturation est assurée par immersion de la boîte, dès la phase de consolidation.

Ä Essai non consolidé – non drainé (U.U.)

Cet essai ne peut convenir que pour étudier les sols peu perméables. Si ce n'est pas le cas, le drainage a le temps de s'effectuer partiellement pendant la phase de cisaillement, et les résultats obtenus ont tendance à se rapprocher de ceux d'un essai drainé. Même pour les matériaux peu perméables, il est important d'opérer très vite, et de choisir une vitesse de cisaillement élevée, de l'ordre de 1 mm par minute.

De la même manière qu'avec l'essai triaxial, on obtient alors un angle de frottement φ_u , voisin de zéro pour les matériaux saturés, ainsi qu'une cohésion C_u .

À Essai consolidé – non drainé (C.U.)

Comme l'essai précédent, et pour les mêmes raisons, l'essai C.U. ne convient que pour les sols de faible perméabilité. La phase de consolidation est identique à celle de l'essai C.D.

IV.2.2.3. Essai de cisaillement simple (DSS)

Il est comparable à l'essai de cisaillement direct. Le cisaillement est appliqué en haut et en bas de l'échantillon.

Cet essai permet d'éviter le problème de concentration des contraintes rencontré dans l'essai de cisaillement direct.

Il permet d'effectuer des essais drainés ou non drainés. Il permet aussi d'effectuer des chargements dynamiques ou statiques.

Comme dans le cisaillement direct, il y a rotation des contraintes.

IV.3. Rôle du bureau d'étude géotechnique

Un bureau d'étude géotechnique chargé pour une étude d'un glissement de terrain doit opter pour les étapes suivantes :

- Visite de site afin de bien constater l'état du site ;
- Recueillir tous les informations possible (relevé topographique, carte géologique,...etc.) ;
- Cerner les causes principales du glissement ;
- Choix des sondages à réaliser ;
- Choix des essais de laboratoire ;
- Calcul de la stabilité et le choix de la technique de stabilisation.

Conclusion

Nous pouvons conclure que les essais en laboratoire permettent l'analyse des échantillons recueillis lors des sondages carottés. Ceci dans l'objectif d'une part d'identifier la nature des couches constituant le sol étudié, et d'autre part de déterminer le comportement et les paramètres mécaniques du sol tel que la résistance au cisaillement.

Chapitre V :

Stabilités et méthodes de Confortements

Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains.

Elles sont efficaces pour 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.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité $FS = 1,5$ pour l'ouvrage en service.

V.1. Action sur la topographie par « reprofilage »

Le reprofilage reste le moyen d'action le plus naturel dans le cas d'un terrain en pente. Il s'agit d'améliorer la stabilité en réduisant la pente moyenne du talus par des terrassements. On peut distinguer trois méthodes de stabilisation par terrassements :

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

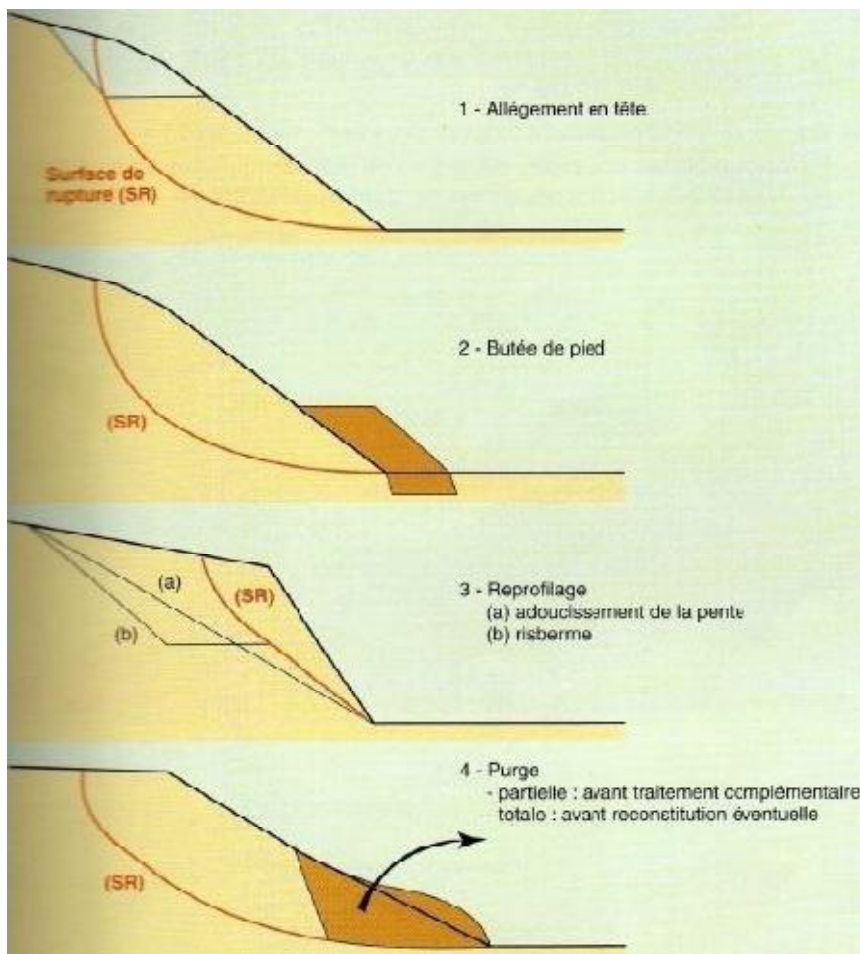


Figure n° 1.V : Les différentes actions de terrassements possibles.

V.1.1. Les actions sur l'équilibre des masses

a) 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.

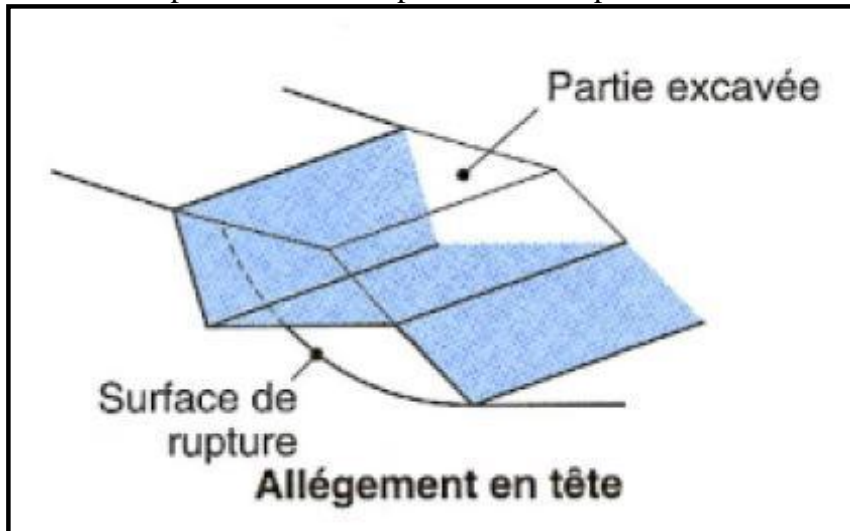


Figure n° 2.V : Allègement en tête.

b) Remblais en pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant.

La stabilité au grand glissement suppose que :

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

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

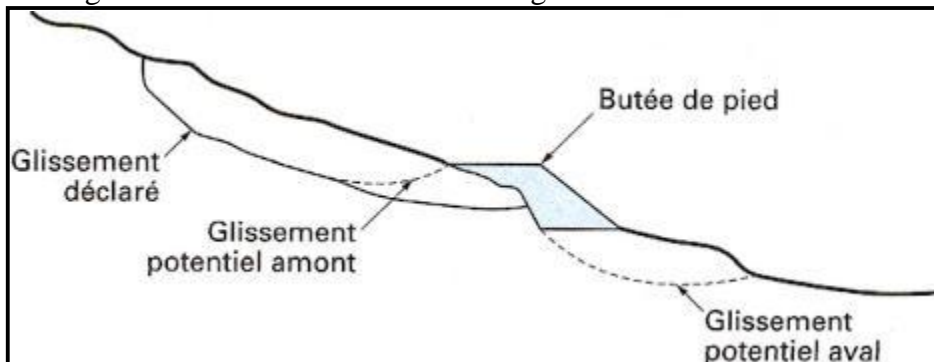


Figure n°3.V : Butée en pied.

V.1.2. Les actions sur la géométrie de la pente

a) Les purges :

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 « $F_s = 1.5$ ».

b) Le reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liés à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de 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.

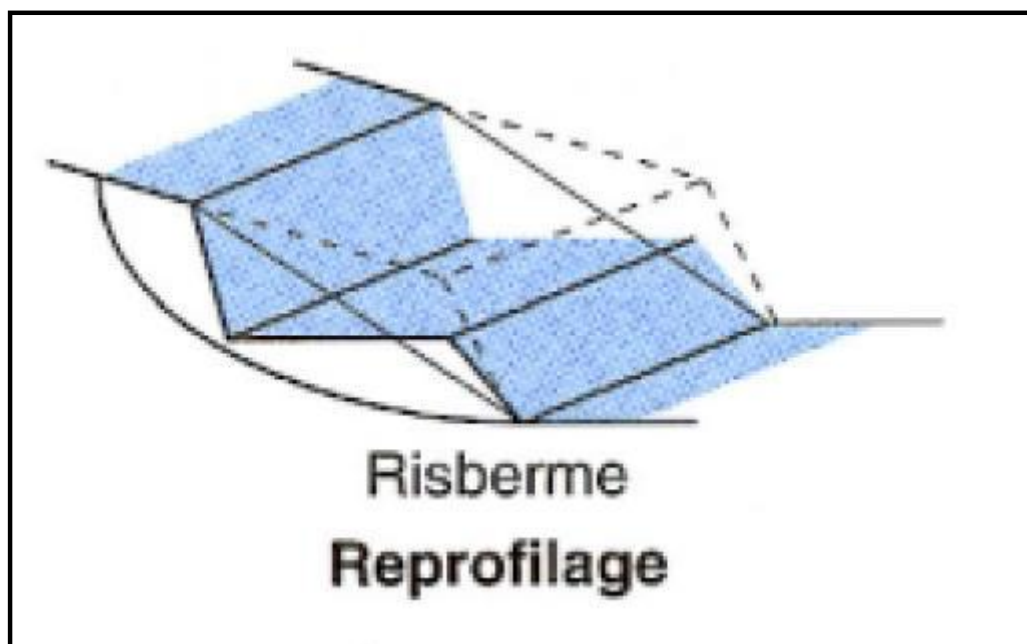


Figure n°4.V : le reprofilage.

V.1.3. Les substitutions partielles ou totales de la masse instable

La solution, à priori, la plus simple pour traiter un glissement est d'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.

a) La substitution totale

Consiste à purger l'ensemble du matériau glissé et le remplacer avec un autre de meilleure qualité afin de reconstituer le talus initial.

Pour s'assurer de l'efficacité de cette méthode, il est recommandé de calculer le coefficient de sécurité initial et final (après substitution) ce dernier doit être égal à 1.5.

b) La substitution partielle

En pratique les substitutions totales sont limitées par les conditions de réalisation de la purge :

- Profondeur importante ;
- Présence d'eau ;

- Mauvaise tenue des matériaux.

On peut alors limiter les terrassements en exécutant

- des bèches ;
- Des contreforts ;
- Des éperons ;
- Des masques.

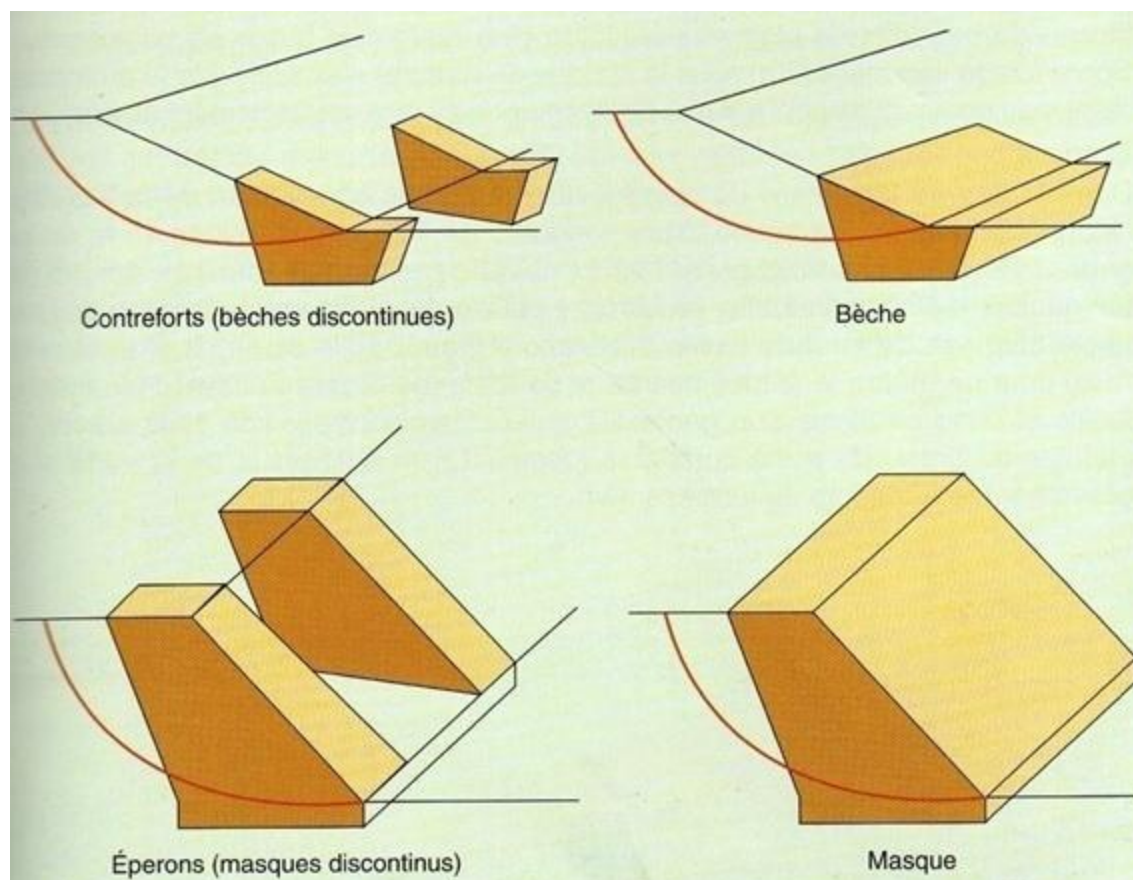


Figure n°5.V : Substitution partielle des matériaux glissés.

V.2. Action sur l'eau

Dans la plupart des glissements, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles dans le talus, les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales.

- ∅ Éviter l'alimentation en eau du site : collecte des eaux de surface. En réduisant les infiltrations, on contribue à l'abaissement de la charge hydraulique à l'intérieur du massif. Pour se faire, on peut réaliser des caniveaux revêtus ou préfabriqués qui interceptent les eaux de surface. Parfois, on peut réaliser une végétalisation du talus par une ceintures végétales 'arbres' où le choix du type et de position est très important.
- ∅ Evacuer l'eau présente dans le massif instable par drainage. Plusieurs techniques peuvent être utilisées.

Dans ce paragraphes nous citerons ceux dont la mise en œuvre est relativement simple et peu couteuse.

Les différents types de drainage :

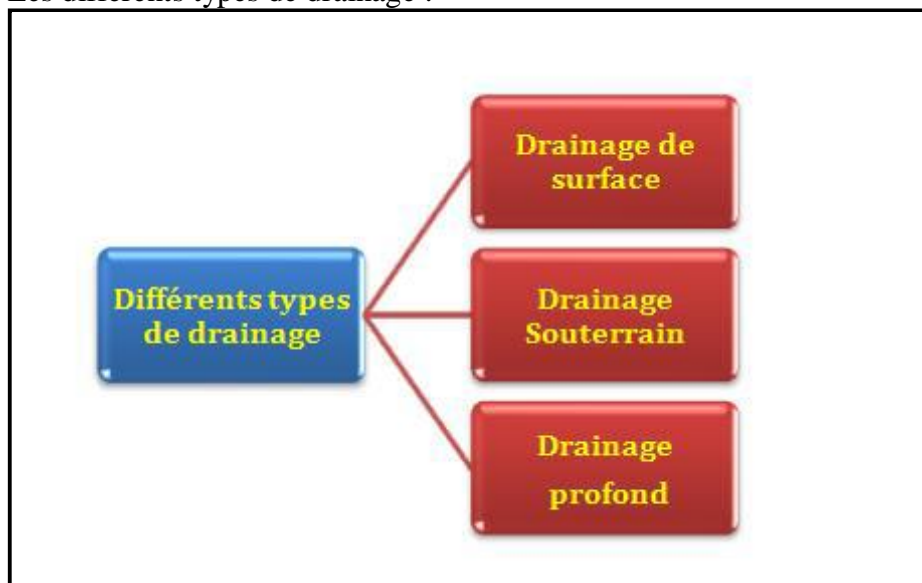


Figure n°6.V : Différents types de drainage.

Le drainage : Le drainage à pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain.

Le dispositif de drainage nécessite un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut conduire à la ruine de l'ouvrage. On distingue schématiquement :

- les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux ;
- Les tranchées drainantes ;
- Les drains horizontaux ;
- Les drains verticaux ;
- Les galeries ; Tunnels et autres ouvrages profonds.

V.2.1.Collecte et drainage des eaux de surface

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

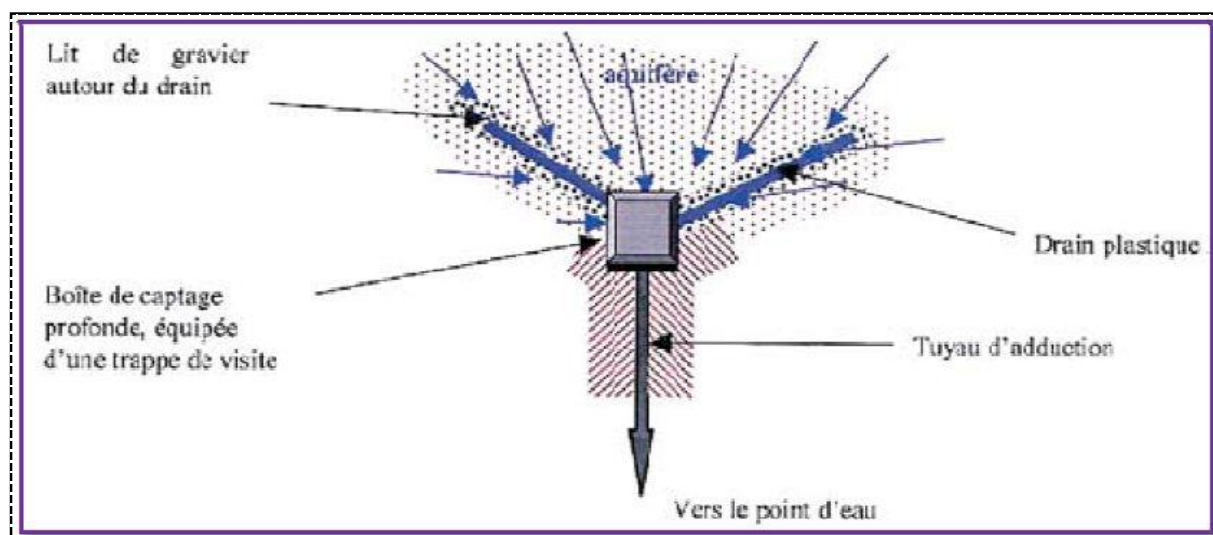


Figure n°7.V : Collecte des eaux de surface.

V.2.2. Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, dont une coupe type est présentée sur la figure suivante, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

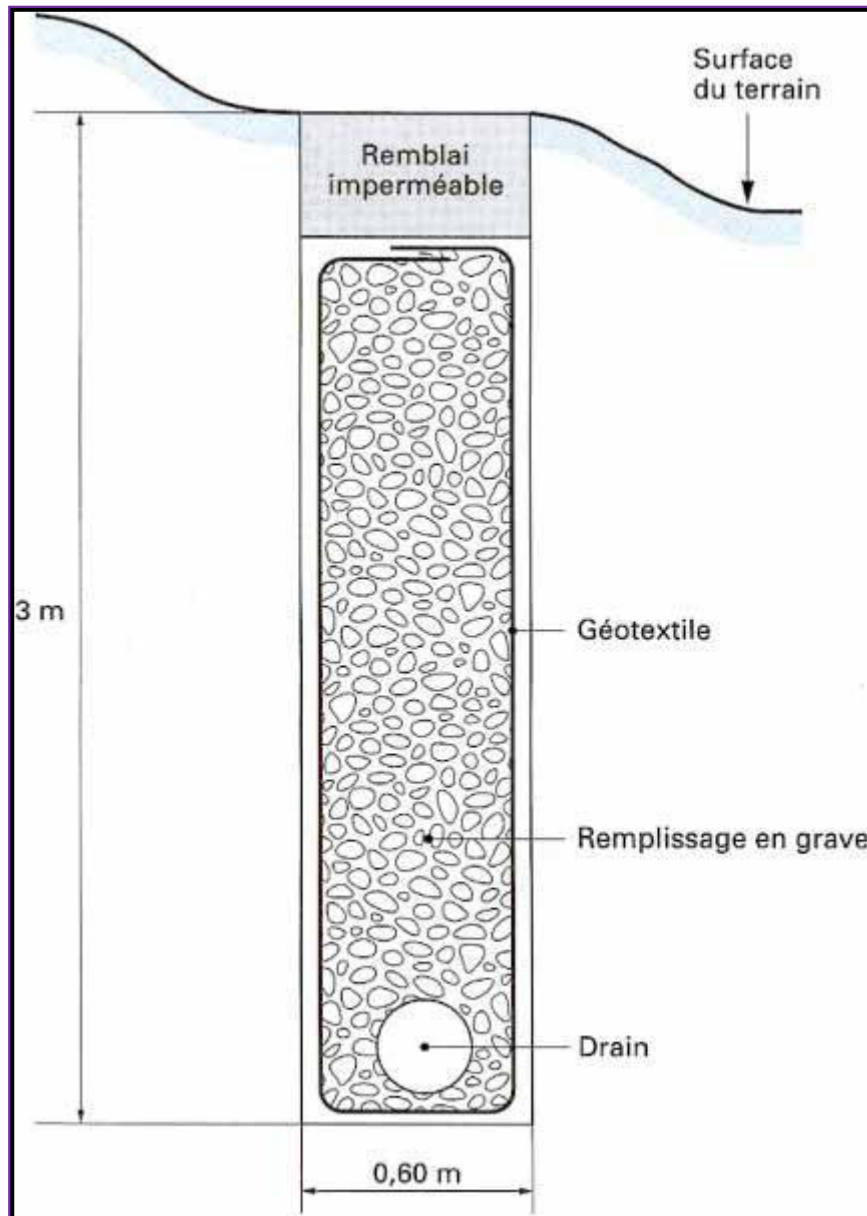


Figure n° 8.V : Une tranchée drainante.

V.2.3. Les drains horizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté qui complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

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).

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.

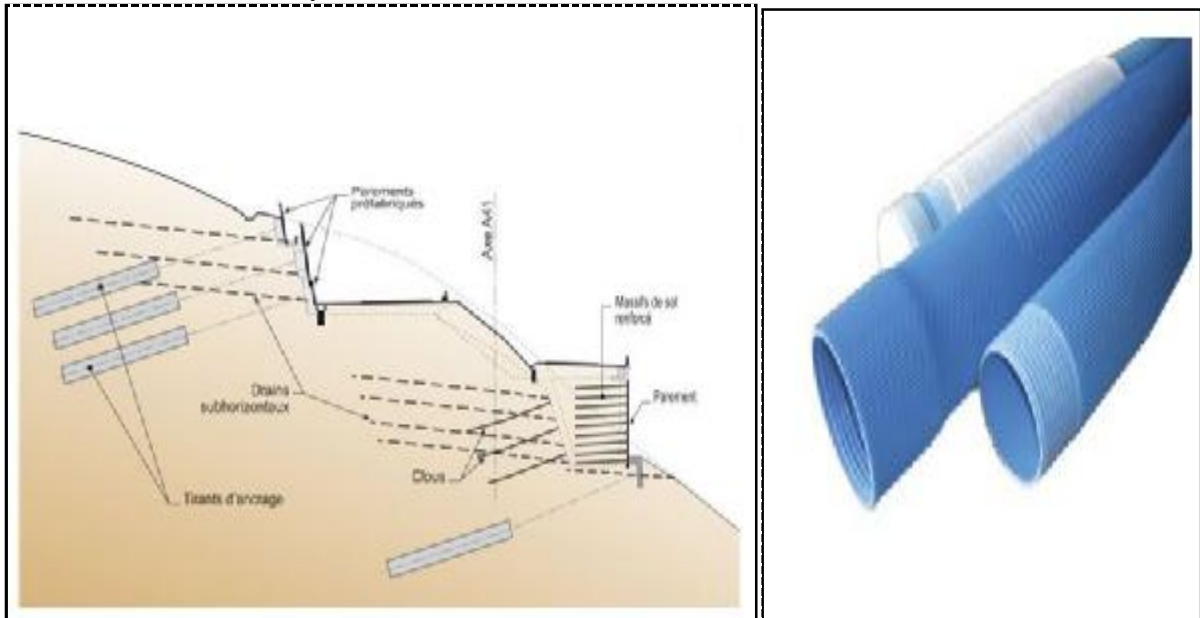


Figure n°9.V : Drain subhorizontale.

V.2.4. Les drains verticaux

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importantes ou glissement lent, 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 opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

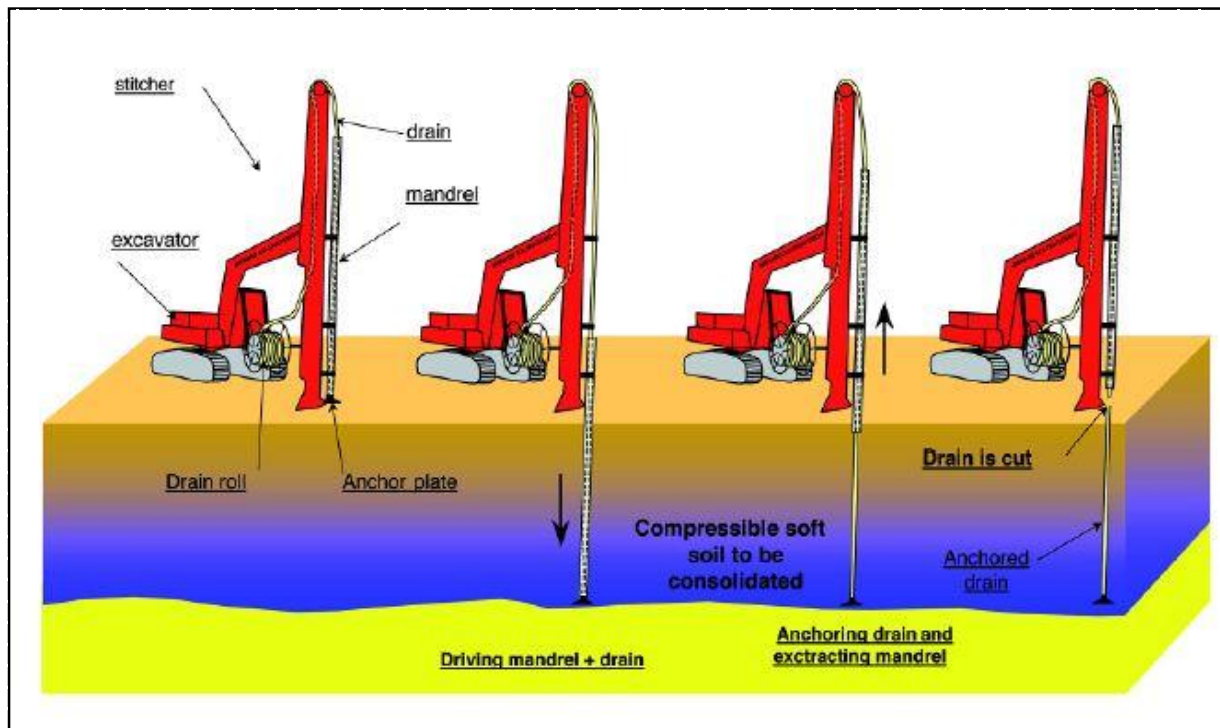


Figure n° 10.V : réalisation d'un drain vertical.

V.2.5. Masques et éperons drainants

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus, leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottante apportent également un gain de stabilité, les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus, s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de construire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

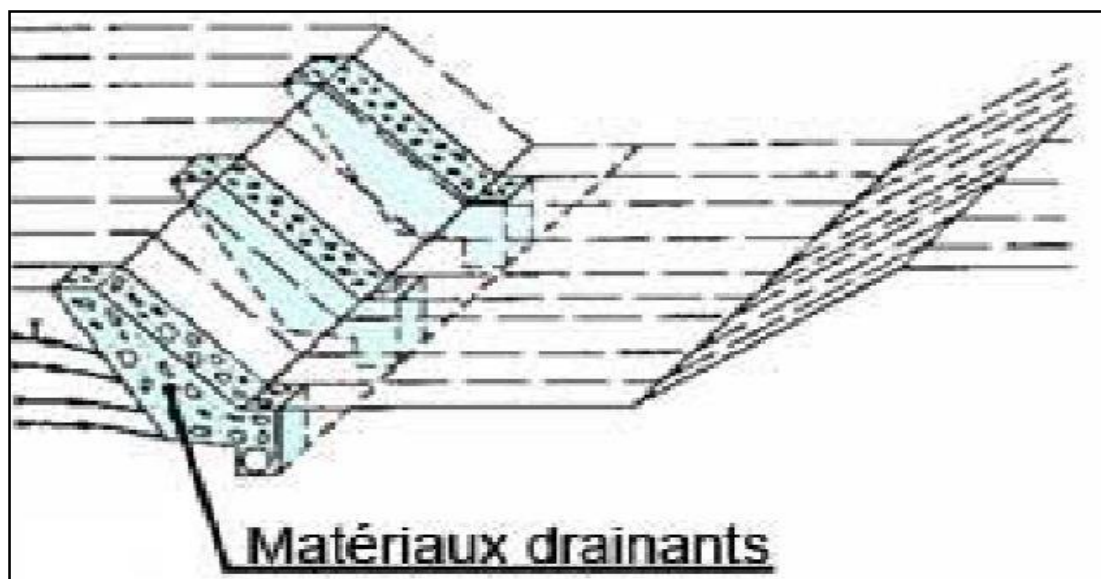


Figure n° 11.V : Eperon drainant.

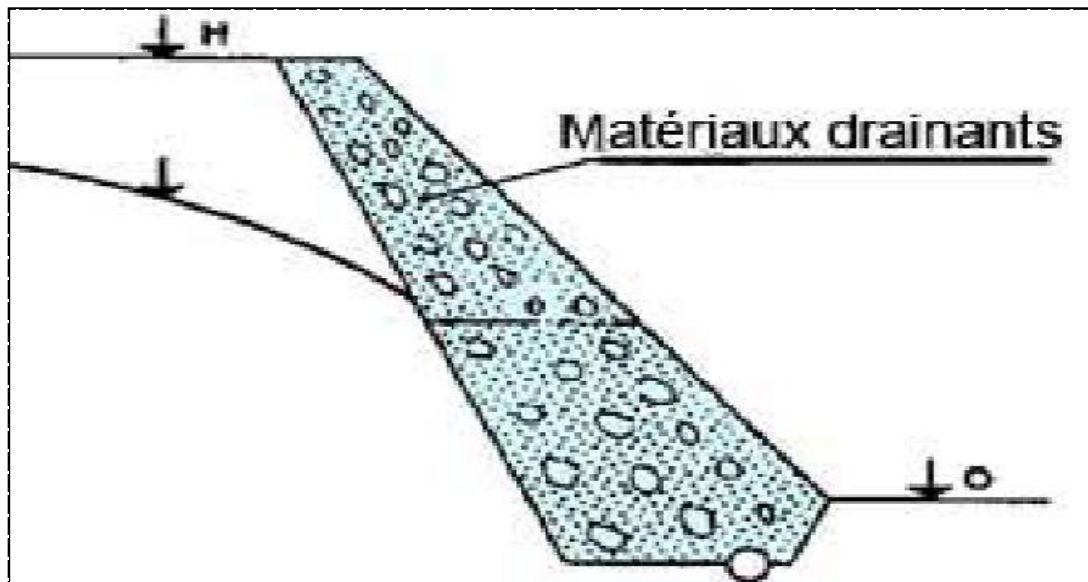


Figure n° 12.V : Masques drainant.

V.3. Action sur la résistance au cisaillement

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans le cas où les solutions curatives (Terrassement 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 de ce type de technique.

V.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 à 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.



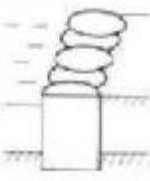





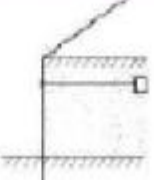
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en Terre Armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

Figure n° 13.V : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée. (François SCHLOSSER)

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.

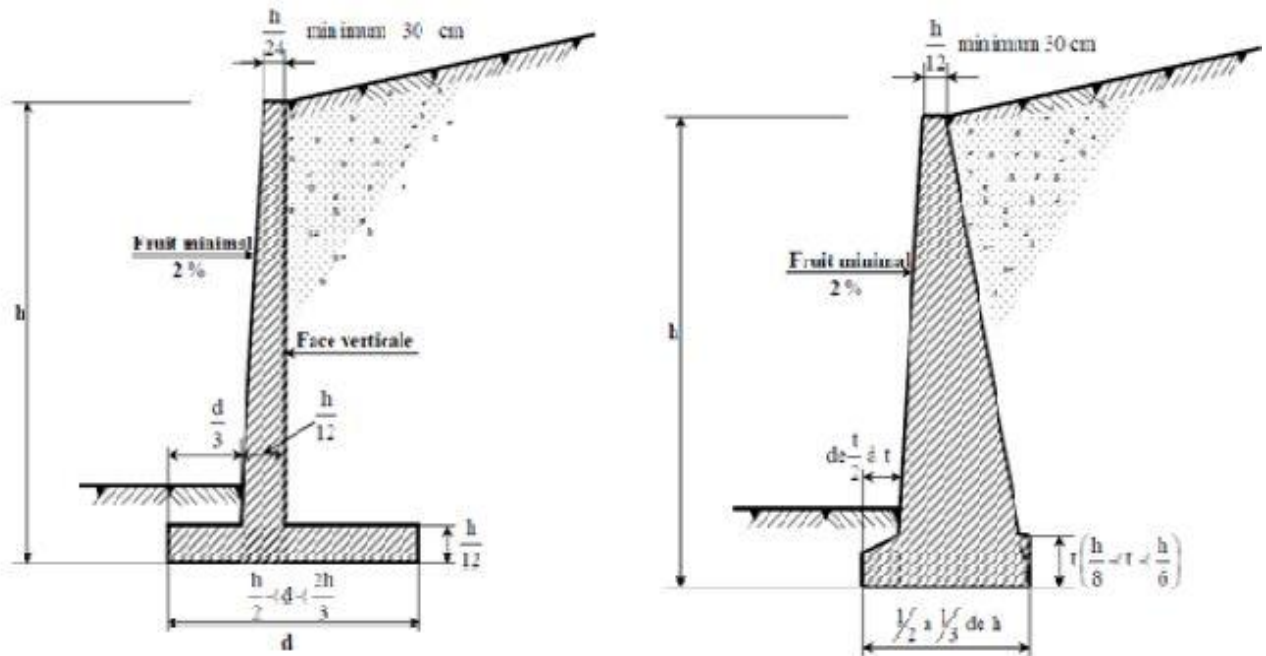


Figure n°14.V : Dimensions usuelles d'un mur en béton armé et un mur poids.

Après la détermination du poids propre du mur et la pression des terres sur celui-ci, l'étude habituelle de la stabilité d'un mur de soutènement comporte un certain nombre de calculs de vérifications cités ci-dessous.

Vérification de la stabilité externe d'un mur de soutènement :

La stabilité au glissement du mur :

- La stabilité au renversement du mur ;
- La stabilité au poinçonnement.

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, l'effet de l'eau sur la force de poussée exercée.

Parmi les dispositifs de drainage couramment choisis, on distingue:

- *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.

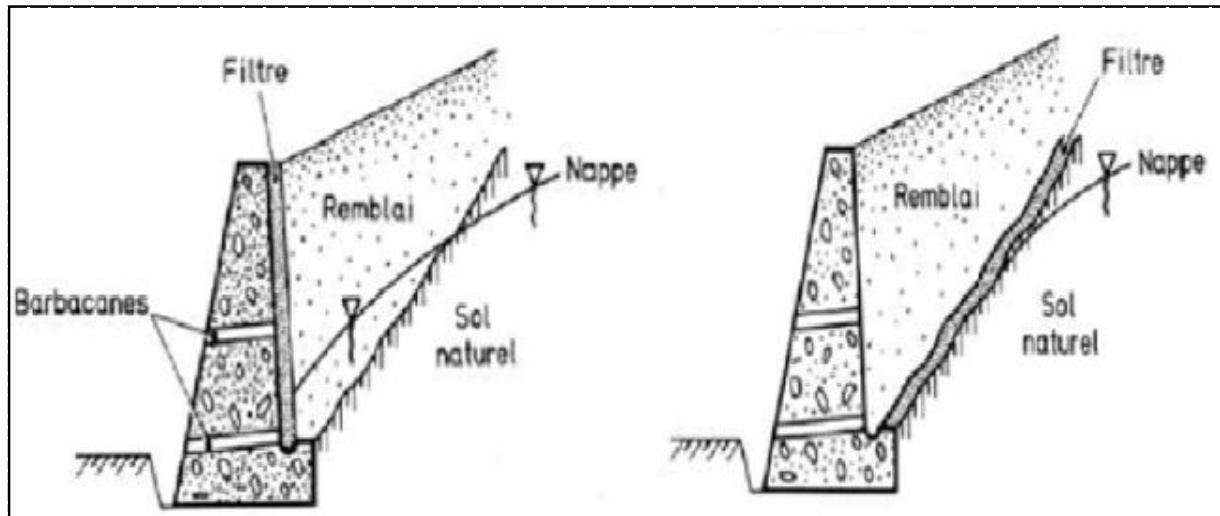


Figure n°15.V : Le dispositif de drainage des murs de soutènements.

V.3.2. 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 :

- Ø Les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- Ø 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.

a. Le Clouage

Le clouage qui consiste à installer dans le sol des barres métalliques appelées clous, il s'agit de barres en acier placées dans des trous perforés et puis scellés au coulis de ciment, les clous sont installés généralement avec une orientation proche de l'horizontale (Inclinaison de 10 à 20° degrés par rapport à l'horizontale). Il 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 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. 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.

Le prédimensionnement d'un mur en sol cloué à pour but de définir d'une façon approchée les paramètres suivants :

- La longueur des clous ;
- Espacement des clous ;
- La résistance des clous.

De façon que ces trois points nous assurent une stabilité interne et une stabilité externe du sol cloué.

On suppose que les clous sont identiques avec une distribution uniforme ainsi que le sol est homogène.

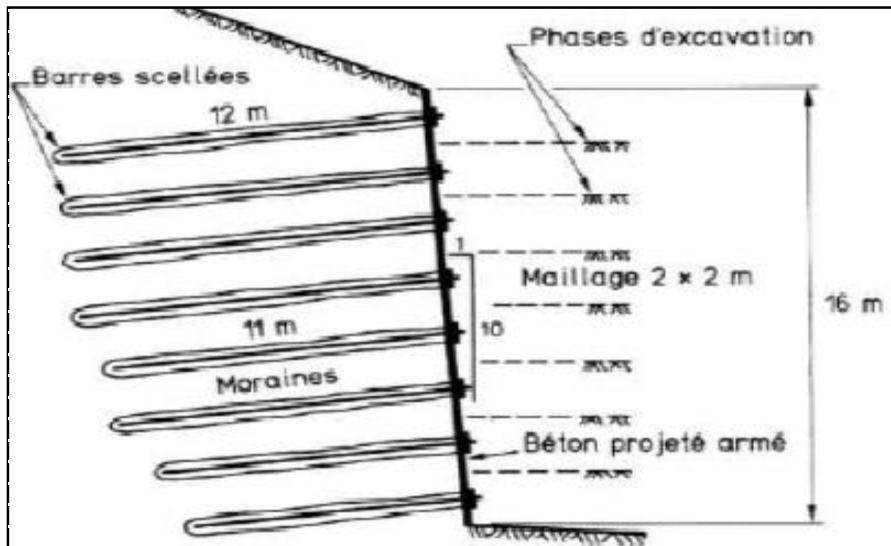


Figure n°16.V : Mur cloué.

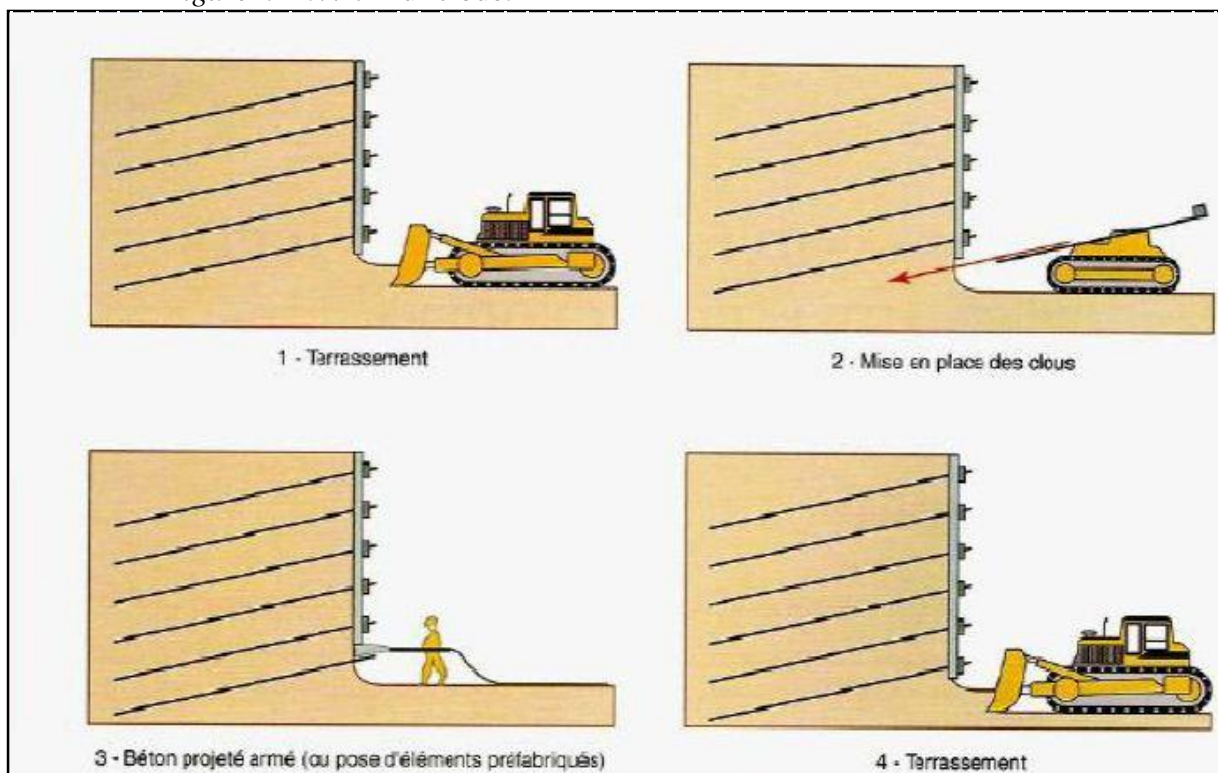


Figure n° 17.V : Les phases d'exécution du clouage.

b. 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, Géogrille 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.

Le frottement entre un géotextile et le sol constitue un élément de dimensionnement.

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 ci-dessous à gauche) et généralement végétalisables, ceux où le géotextile est retourné en bordure (figure ci-dessous à droite).

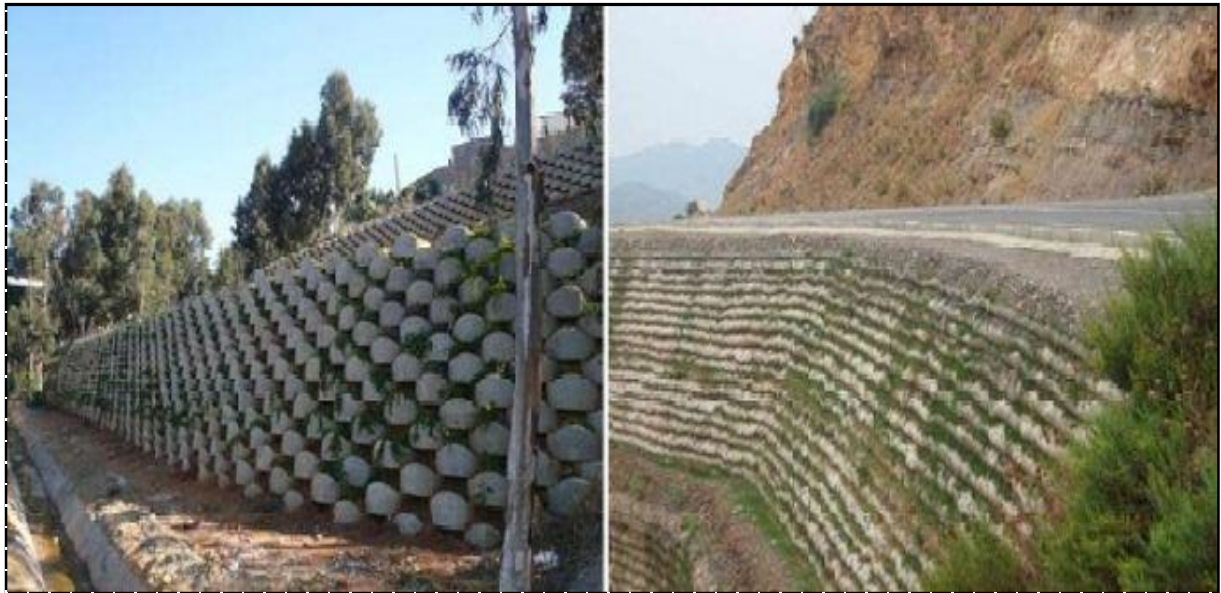


Figure n°18.V : Mise en œuvre du géotextile de renforcement.

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.

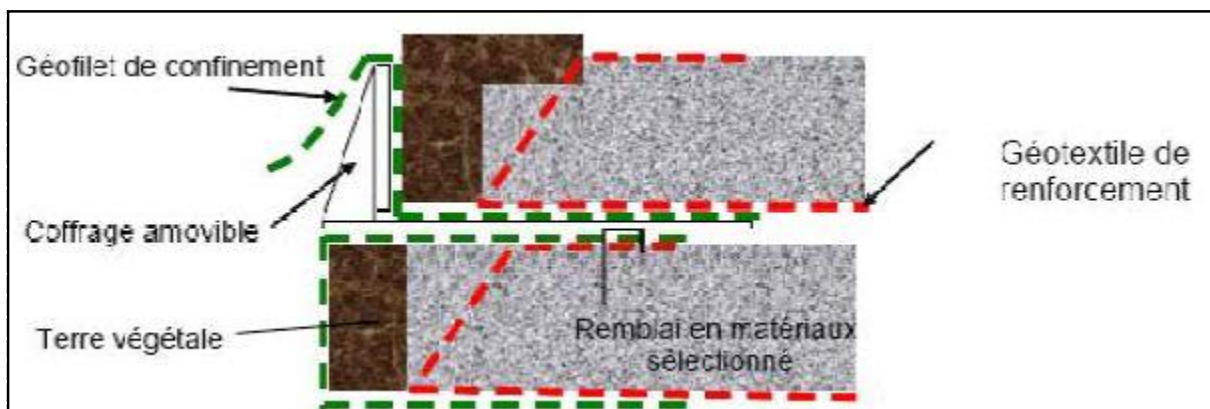


Figure n°19.V : Mise en œuvre du géotextile de renforcement.

Conclusion :

A travers ce chapitre, on a voulu expliquer et présenter quelques méthodes de stabilisation ou de confortement des glissements de terrains.

On a cité les moyens passifs de stabilisation tels que les terrassements (en rééquilibrant les masses avec les allègements de tête, ou les remblais de pied, ou en apportant des actions sur la géométrie avec le reprofilage de la pente), ou enfin le drainage qui permet d'éviter l'alimentation du site en eau et d'expulser l'eau présente dans le massif instable.

Dans le cas où les solutions curatives précitées ne pourraient être envisagées techniquement ou économiquement, l'introduction d'éléments résistants s'avérerait alors indispensable malgré que ces derniers visent beaucoup plus la réduction des déformations et non des causes d'instabilité.

Conclusion générale

Conclusion générale

Tout au long de ce travail, nous avons essayé d'apporter un maximum d'éclairages sur le phénomène des glissements de terrains ; en passant en revue les différentes formes de glissements de terrains, en recherchant les facteurs déclenchant qu'on peut identifier grâce aux sondages géotechniques et aux essais de laboratoire. Ces méthodes d'analyse orientent le choix de l'ingénieur sur les mesures à prendre pour apporter des solutions à ce phénomène.

On constate que pour la Kabylie, les causes majeures des glissements de terrains sont principalement :

- La nature géologique des couches de sol qui présentent des caractéristiques mécaniques très faibles ;
- La présence de pontes raides tout au long du massif montagneux ;
- Une forte infiltration des eaux souterraines qui donnent lieu à une augmentation des pressions interstitielles.

Nous assistons, ces dernières années, à une augmentation de la fréquence de ce phénomène qui a sensibilisé considérablement les acteurs concernés d'où la réalisation de plusieurs études sur les sites touchés notamment les localités d'Azazga, Ain El Hammam et Tizirt.

Les études sont menées, d'un côté, par des compagnes de sondage géotechnique tel que le sondage carotté, pénétromètre dynamique et le sondage électrique présentés dans ce travail, sans perdre de vue qu'il existe d'autres techniques auxquelles nous ne sommes pas référés ; et de l'autre, par des essais en laboratoire qui permettent l'identification et la reconnaissance géotechnique des sites.

Les solutions apportées sont principalement les méthodes de confortement résultant de la prise en compte de : l'analyse des paramètres techniques du site, la connaissance des techniques de stabilisation et les impératifs technico-économiques. D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées comme suit :

- a) Terrassements (modifications géométriques comme déchargement, reprofilage et substitution, réduction de la pente) ;
- b) Introduction des éléments résistants dans le sol ;
- c) Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile) ;
- d) Diminution de la pression d'eau par drainage.

Références bibliographiques

Ouvrages

- [1] CORDARY D., « Mécanique des sols », édition. Tec &Doc, 1995.
- [2] DE CLERCK P., « Limites d'Atterberg Rapport d'un étalonnage croisé et d'essais complémentaires », édition. CRR, 1981.
- [3] KINDERMANS J.M., « Analyse granulométrique par sédimentation », édition. CRR, 1977.
- [4] PHILIPPONNAT G. & HUBERT B., « Fondation et ouvrages en terre », édition. Eyrolles, 1998.

Webographie

- [5] BIGOT G., « Essais géotechniques en laboratoire : description- identification – caractérisation du comportement mécanique des terrains », Bulletin des Laboratoires des Ponts et chaussées, Mai - Juin 1999, disponible sur : <http://www.geotechfr.org/sites/default/files/revues/blpc/BLPC%20221%20pp%2092%20Bigo%20t.pdf>.
- [6] BOUDOUKHA A., « Identification des aquifères profonds par la prospection électrique application à l'est algérien », Sciences & Technologie A – N°28 Décembre. (2008), disponible sur : <http://www.umc.edu.dz/revue/A-N%C2%B028-PDF/Textes/6-BOUDOUKHA-47-52.pdf>.
- [7] CARTIER G., « Recherches et études sur les glissements de terrains », LCPC, 1981, disponible sur : <http://www.geotechfr.org/sites/default/files/revues/blpc/BLPC%20115%20pp%2015-24%20Cartier.pdf>.
- [8] Centre de Recherches Routières, « Méthode de Mesure C.R.R. - MF. 33/72, recommandation du Groupe de Travail ((Stabilisation des sols à la chaux)) », 1972, disponible sur : <http://www.brrc.be/publications/mf/mf3372.pdf>.
- [9] CHAPPELLIER D., « PROSPECTION ELECTRIQUE DE SURFACE », cours on-line université de Lausanne institut français du pétrole, 2001,i disponible sur : www.ig.unil.ch/cours/pdf/doc_pro:pro_f.pdf.
- [10] MANGENEY A., « Les glissements de terrain : des outils pour évaluer les risques », Annales des mines, 2005, disponible sur : <http://www.anales.org/re/2005/re40/mangeneypdf>.
- [11] LAKSHMANAN H., « Interprétation automatique des sondages électriques », Bulletin Liaison Labo, Juin 1979, disponible sur : <http://www.geotechfr.org/sites/default/files/revues/blpc/BLPC%2071%20pp%2065-75%20Lakshmanan.pdf>

[12] LEVASSEUR S., « Identification des paramètres mécaniques des sols par analyse inverse sur des essais et ouvrages géotechniques », XXVème Rencontres Universitaires de Génie Civil 2007, disponible sur : <http://www.iut.u-bordeaux1.fr/gc/augc07/index/pdf/CJC/CJC-Levasseur.pdf> .

[13] MARESCOT L., « Imagerie électrique pour géologues : acquisition, traitement, interprétation. », 2008, disponible sur : http://tomoquest.com/attachments/File/Geol_Intro_ERT.pdf .

[14] MERMOUD A., Cours « physique du sol », Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2006, disponible sur : <http://echo.epfl.ch/files/content/sites/echo/files/shared/PDF/03-Etat%20de%20l'eau%20du%20sol.pdf>.

[15] PLACENCIA GOMEZ E., « Equivalence et profondeur d'investigation en panneau électrique 2D : bibliographie et analyse des outils existant », Thèse DEA à Université Pierre et MarieCurie(Paris6) 2004.

[16] PORTEMART M., « Reconnaissances géotechniques », Fiche thématique Reconnaissances géotechniques, Mars 2010, disponible sur : www.gpso.fr/Fiche_thematique_reconnaissances_gotechniques.pdf .