



République Algérienne Démocratique et Populaire.

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique

UNIVERSITE A/MIRA  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

**Mémoire de fin d'étude**  
Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil  
Option : **Géotechnique**  
**Thème :**

***CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN PAR  
CLOUAGE EN MICRO-PIEUX MIXTES A THENIA  
(W) BOUMERDES***

Présenté par :

**BENSLIMANE Chems-eddine**  
**CHENNINE Mouloud**

Encadré:

**Mr: O. SADAoui**

**Soutenu le 22 juin 2014, devant un jury composé de:**

**Mr. KEFFACHE Toufik**, Maitre-assistant, université de Bejaia : **PRESIDENT.**

**Mr. BENDADOUCHE. H**, Maitre-assistant, université de Bejaia : **EXAMINATEUR.**

Année universitaire : 2013/2014

## Remerciement

*On remercie avant tout **DIEU**, le tout puissant, pour nous avoir guidés durant toutes nos années d'études et de nous avoir donnés la volonté et le courage pour concrétiser ce travail.*

*On tiens à formuler notre gratitude et profonde reconnaissance à l'égard de notre promoteur Mr O.SADAoui (enseignant chargé de cours à l'université de BEJAIA) qui a dirigé notre travail avec patience et beaucoup d'intérêt et pour sa disponibilité et son aide durant tous notre travail.*

*On remercie aussi le président et les membres du jury pour nous avoir honoré de leur présence et avoir bien voulu examiné ce modeste travail*

*Nous adressons nos respectueux remerciements à tous nos enseignants qui nous encadrés pendant toutes nos années d'études et éclairés notre chemin de jeune ingénieur.*

*On remercie également **Mr Gadoume Abd allah** ingénieur et Directeur technique à la DTP de Boumerdes, qui nous a beaucoup aidé et pour la documentation qu'il a mis à notre disposition*

*On remercie tout particulièrement nos très chers amis TAFTAF Riad et BAHRI A/Karim et BENHAMMA Boudjemaa pour leur aide durant notre travail.*

*Enfin, on remercie vivement toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

## Dédicaces

*A La mémoire de mes parents que dieu ait leurs âmes.*

*Je tiens à exprimer tout au fond de mon coeur mes reconnaissances à toute ma famille, surtout a mon chère frère NABIL et sœurs NACERA , ZAHOUA et MIMA et mon oncle SMAIL et sa femme LOUIZA pour leurs sacrifices, leurs aides durant mes années d'études.*

*Je dédié ce travail à :*

✓ *A mon collègue James et à toute sa famille ; Ainsi qu'à toute la Promotion de Génie Civil et en particulier géotechniques promotion 2014.*

✓ *A tous mes chers amis : Nazha ,Souad, Koko, Farouk, Idir<sup>2</sup>, Mike, Riad, Karim, Spy, Bilal, Samir.....et tous les autres*

*A tous ceux qui m'aime.*

Mouloud

## Dédicaces

*Ce modeste travail est dédié à la mémoire de ma douce mère,  
à mon chér père , qui sont eux je sais pas ce que je serais devenu.*

*Aux prunelles de mes yeux, mon chér frère Chérif, et ma très chère  
sœur Hayat, et à mon petit neveux Younes.*

*A mes chères tantes Samia, et Radia*

*A toute ma famille*

*A mes patapites*

*« Mouloud, Bilal, Nassim, Hakim, Samir, Koko, Souad »*

*Aux familles : Amri, Ait Hamouda,  
Beddar, Brahmi, Chennine , Debou, Haddad , Hemar ,  
Khellil , Oukil , Senad , Slimani, Sidi Salah, , Taouint.*

*A tout mes amis sans exception*

*A toutes les personnes que j'ai eu la chance de connaître de près où de  
loin,*

*Je leurs dis Merci*

*Chems-Eddine*

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERAL

## LISTES DES FIGURES

## LISTES DES TABLEAUX

### CHAPITRE I

#### CONTEXTE ET CADRE GÉNÉRAL DE RECHERCHE SUR LE MOUVEMENT DE TERRAIN

<b>I.1.MOUVEMENTS DE TERRAIN.....</b>	<b>1</b>
INTRODUCTION .....	1
I.1.1.Définition du mouvement de terrain.....	1
I.1.2.Types de mouvement de terrain .....	1
I.1.2.1.Mouvements lents et continus .....	1
I.1.2.2.Mouvements rapides et discontinus.....	5
I.1.3.Processus du glissement de terrain.....	8
I.1.3.1.Types des glissements de terrain.....	8
I.1.3.2.Classification du glissement de terrain.....	9
I.1.3.3.Processus d'étude .....	10
A) Repérage topographique d'une zone instable .....	10
B) Etude géologique et géomorphologique du site.....	11
C) Etude hydrologique et hydrogéologique du site .....	11
D) Etude géotechnique .....	12
E) Synthèse des informations disponibles .....	12
F) Calcul de stabilité .....	12
I.1.4.Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains.....	12
I.1.4.1.Action et influence de l'eau.....	13
I.1.4.2.Action de la pesanteur .....	13
I.1.4.3.Nature des terrains .....	13
I.1.4.4.Actions mécaniques externes.....	13
I.1.4.5. Actions sismiques .....	14
I.1.4.6.Action de déboisement .....	14
I.1.4.7.Actions anthropiques .....	14
I.1.5.Conséquences sur les personnes et les biens (enjeux) .....	14
<b>I.2. APERÇU SUR LA VULNERABILITE AU MOUVEMENT DES TERRAINS .....</b>	<b>15</b>
I.2.1.Concept de vulnérabilité .....	15
I.2.2.Composantes de la vulnérabilité.....	15
I.2.3.Critère d'évaluation de la vulnérabilité.....	16

I.2.4.Critères d'évaluation de la vulnérabilité dans le bâti .....	18
a) Première étape : Typologie du bâtiment .....	18
b) Deuxième étape : implantation et structure.....	18
I.2.5.Echelle des dommages .....	19
<b>I.3. EXEMPLES DE MOUVEMENT DE TERRAIN EN ALGERIE .....</b>	<b>21</b>
I.3.1.Glisement de terrain des grands vents sur la rocade d'Alger .....	21
I.3.2.Exemple du glissement de Belouizdad .....	22
I.3.3.Glisement de la région de Bouira en 2001 .....	23
<b>I.4.CONCLUSION .....</b>	<b>24</b>

## CHAPITRE II

### MÉTHODES DE CALCUL DE LA STABILITÉ DES PENTES

<b>II.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>25</b>
<b>II.2 LES METHODES CLASSIQUES POUR L'ANALYSE DE LA STABILITE.....</b>	<b>25</b>
II.2.1.Notion de facteur de sécurité.....	25
II.2.2.Le choix de la méthode de calcul .....	25
II.2.3.Méthodes d'équilibre limite.....	26
II.2.3.1.Méthodes des tranches .....	26
II.2.3.2.Méthodes de stabilité globale .....	30
<b>II.3. CONCLUSION.....</b>	<b>31</b>

## CHAPITRE III

### MÉTHODES DE CONFORTEMENT

<b>III.1. INTRODUCTION .....</b>	<b>32</b>
<b>III.2.DRAINAGE .....</b>	<b>32</b>
III.2.1.Collecte et canalisation des eaux de surface .....	32
III.2.2.Masques et éperons drainants .....	33
III.2.3.Tranchées drainantes .....	33
III.2.4.Drains subhorizontaux .....	33
III.2.5.Drains verticaux, puits et galeries drainantes .....	34
<b>III.3.MODIFICATIONS GEOMETRIQUES (TERRASSEMENTS).....</b>	<b>35</b>
III.3.1.Butée de pied.....	35
III.3.2.Allègement en tête .....	35
III.3.3.Purge .....	36
III.3.4.Reprofilage.....	37
III.3.5.Substitution totale ou partielle .....	37
<b>III.4.RENFORCEMENT .....</b>	<b>37</b>
III.4.1.Organes résistants en pied.....	38
III.4.1.1.Ouvrages de soutènement rigides .....	38
III.4.1.2.Ouvrages de soutènements souples.....	38
III.4.2.Confortement par système de parois.....	42

III.4.3.Renforcement par clouage .....	43
III.4.3.1.Différentes utilisations .....	44
a) Stabilisation des pentes naturelles.....	44
b) Soutènement d'excavation (pentés artificielles) .....	44
III.4.3.2.Type de renforcement par clouage .....	44
a) Clouage par pieux .....	45
b) Tirants d'ancrages .....	46
c) Clouage par micro pieux .....	46
<b>III.5.Conclusion .....</b>	<b>47</b>

## CHAPITRE IV

### PRÉSENTATION, RECONNAISSANCE ET ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DU SITE

<b>IV.1.INTRODUCTION .....</b>	<b>48</b>
<b>IV.2.OBJET DE LA RECONNAISSANCE DES SOLS.....</b>	<b>48</b>
<b>IV.3.PRESENTATION DU SITE .....</b>	<b>48</b>
IV.3.1.Description de l'ouvrage.....	48
IV.3.2.Situation et topographie du site.....	49
IV.3.3.Aperçu géologique.....	50
a) Situation géographique .....	50
b) Géologie et géomorphologie .....	50
c) Géologie régionale.....	50
IV.3.4.Aperçu hydrogéologique.....	54
IV.3.5.Risque particuliers .....	54
IV.3.6.Sismicité locale .....	54
<b>IV.4.CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SITE.....</b>	<b>55</b>
IV.4.1.Travaux de reconnaissance .....	55
IV.4.1.1.Nature lithologique .....	55
IV.4.1.2.Niveau d'eau .....	56
IV.4.1.3.Essais en laboratoire.....	56
a) Essais mécaniques et physiques.....	56
b) Interprétation .....	58
c) Analyse chimique .....	59
IV.4.1.4.Résistances au pénétromètre statique.....	59
<b>IV.4.ETAT DES LIEUX ET DIAGNOSTIC DE LA PATHOLOGIE.....</b>	<b>61</b>
<b>IV.5.ANALYSES DES DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES.....</b>	<b>63</b>
IV.5.1.Conditions géotechniques de calcul (paramètres géomécaniques) .....	65

## CHAPITRE V

### ETUDE DE CONFORTEMENT DU SITE

<b>V.1.INTRODUCTION.. .....</b>	<b>66</b>
V.2.Techniques de stabilisation.. .....	66
V.3. Dimensionnement du mur de soutènement en béton armé.. .....	68
V.3.1.Pré dimensionnement du mur de soutènement.. .....	68
V.3.2.Détermination des forces de poussée.. .....	68

V.3.3.Calcul des efforts internes .....	69
V.3.4.Excentricité de N par rapport à au centre de gravité (G)...	70
V.3.5.Détermination de la Capacité portante du micro pieux à partir du pénétromètre statique (CPT) .....	71
V.3.5.1.Vérification...	73
V.3.6.Ferraillage du mur. ....	74
a) Rideau.. .....	75
b) Semelle .. .....	75
<b>V.4.MODELISATION NUMERIQUE.. .....</b>	<b>77</b>
V.4.1.Introduction .....	77
V.4.2.Présentation du logiciel Plaxis...	77
V.4.3.Les modèles des matériaux.. .....	78
V.4.3.1.Modèle élastique linéaire.. .....	78
V.4.3.2.Modèle de Mohr-Coulomb.. .....	78
V.4.3.3.Modèle Cam-Clay .. .....	78
V.4.4.Type de comportement des matériaux .. .....	78
V.4.5.Etape de modélisation.. .....	78
V.4.6.Modélisation numérique .. .....	70
V.4.7.phase de construction .. .....	80
• Commentaire... .....	83

## **CONCLUSION GENERAL**

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## **ANNEXE**

# *INTRODUCTION GENERALE*

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origine très diverses, résultant de la déformation de la rupture et du déplacement du sol. Ils provoquent mondialement la mort de 800 à 1000 personnes/an et causent des préjudices économiques et des dommages considérables.

De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie, hydrogéologie, urbanisation...etc.).

Les risques naturels « mouvements de terrain » comprennent tout une panoplie de phénomènes: les glissements de terrain, les coulées de boues, les chutes de blocs, les effondrements karstiques, les fontis et affaissements de dissolution, le retrait-gonflement des argiles, les marnières....

Des milliers de mètres cubes de terre, de roches, de boues peuvent soudainement menacer une agglomération, des habitations, à la faveur d'une crue, d'un léger séisme ou sous l'effet d'anthropisation (travaux entrepris par l'homme).

Les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont leur apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre. Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou, tout simplement, des pentes naturelles.

Cet aléa à l'heure actuelle est l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Le travail présenté dans ce mémoire vise à réaliser un confortement du glissement de terrain ayant eu lieu en dessous de la salle omnisports de Thénia (W) de Boumerdes.

Notre travail est divisé en Cinq chapitres, le premier présente une recherche bibliographique sur les différents types de mouvement de terrain et leurs causes ainsi que leurs impact sur les bâtisses, suivis des méthodes classiques d'analyse des glissements en deuxième chapitre, et les techniques de confortement en troisième chapitre.

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation du site, sa géologie et la reconnaissance géotechnique. Le dernier chapitre est consacré à l'étude de confortement du glissement afin de stabiliser le site en question.

## Liste des figures

<u>N°</u>	<u>TITRE DES FIGURES</u>	<u>PAGE</u>
01	Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre	2
02	Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO	3
03	Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain	3
04	Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement	4
05	Le phénomène de fluage. Source : THOMAS LEBOURG	5
06	Phénomène de la Solifluxion	5
07	Effondrements des cavités souterraines	6
08	Eboulements, chutes de blocs et de pierres	6
09	Schéma qui illustre une coulée de boue	7
10	Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale	7
11	Les types de glissements de terrain. Source	8
12	Solifluxion, Glissement superficiel	9
13	les composantes de vulnérabilité	17
14	Sollicitations et critères d'intensité des principaux mouvements de terrain	19
15	Dommages dus à des différences de rigidité (MILAN ZACEK; 2004)	20
16	Stagnation des eaux en amont dans des fondations abandonnées	22
17	Déboisement total de la zone glissée	22
18	Glissement de terrain à Belouizdad	23
19	rupture du remblai et de son sol support, PK 190, contournement de Bouira autoroute Est-Ouest.	23
20	Analyse par la méthode des tranches	25
21	Eperon drainant et masque drainant	33
22	coupe type d'une tranchée drainante	34
23	Drains subhorizontaux	34
24	Galerie drainante	35
25	technique de terrassement par remblai de pied	36
26	Allègement en tête	36
27	Reprofilage	37
28	Substitution partielle	38
29	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée	39
30	Gabion	40
31	Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux	41
32	Vue d'un mur de soutènement en terre armée	41

33	Renforcement de remblai par géotextiles	42
34	Les deux utilisations possibles du clouage.	44
35	Confortation d'un remblai SNCF par clouage de la pente et du talus (ligne Paris-Lyon, km23)	45
36	Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41, (Haute-Savoie)	46
37	Vue aérienne du site	49
38	Carte géographique	50
39	pénétrogramme essai de pénétration statique (glissement salle OMS Thénia)	60
40	fissures importantes du mur de clôture	61
41	Affaissement de la plate forme	62
42	vue de glissement de terrain affectant la salle de omnisport de Thénia	63
43	vue profil de glissement de terrain affectant la salle de omnisport de Thénia	63
44	mur de soutènement posé sur micro pieux	67
45	disposition du micro pieux	67
46	Schéma du mur de soutènement	68
47	Efforts normaux N (P)	79
48	Excentricité de N total	71
49	pénétrogramme- essai de pénétration statique	71
50	disposition de micro pieux sur un palier	73
51	Schéma de ferrailage du voile et de la semelle	76
52	coffrage et ferrailage des micro pieux	77
53	Déformation du maillage	80
54	phase 1	81
55	phase 2	81
56	Phase 3	82
57	Phase 4	82
58	Efforts dans le micro pieu ELU Phase 4	83

## Liste des tableaux

<u>N°</u>	<u>TITRE DES TABLEAUX</u>	<u>PAGE</u>
01	La classification de glissement de terrain	09
02	Echelle des dommages des bâtiments par HAZUS	21
03	Récapitulation de différentes méthodes des tranches	30
04	caractéristiques physiques et mécaniques	57
05	caractéristiques physiques et mécaniques	57
06	Résultats de l'analyse granulométrique	57
07	Résultats de l'analyse chimique	59
08	caractéristiques physiques et mécanique mesurées au laboratoire	64
09	synthèse des condition géotechniques	65
10	Prédimensionnement du mur de soutènement	68
11	Eléments et distances qui les séparent de G	70
12	données relatives a la rigidité	79
13	Phase de calcul	79

# CHAPITRE I

## *CONTEXTE ET CADRE GÉNÉRAL DE RECHERCHE SUR LE MOUVEMENT DE TERRAIN*

## I.1. MOUVEMENTS DE TERRAIN

### INTRODUCTION

De nombreuses régions du monde sont confrontées à des phénomènes naturels susceptibles de provoquer des catastrophes. Ces phénomènes sont d'origines très variées : **géophysique** avec le séisme et les éruptions volcaniques, **hydrométéorologique** avec les cyclones et tempêtes, les inondations et les avalanches ou bien encore **géomorphologique** avec les mouvements de terrain. Leurs fréquences et leurs intensités varient d'une région à une autre.

#### I.1.1. Définition du mouvement de terrain

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Leur apparition est conditionnée par les contextes géologiques, hydrogéologiques et topographiques, aggravés par les conditions météorologiques et l'action de l'homme.

Les mouvements de terrains comprennent : les chutes de blocs, les effondrements et affaissements, les glissements de terrains et les phénomènes de tassements différentiels appelés aussi retrait –gonflement, ces derniers ne représentent pas de danger direct pour l'homme mais endommagent les constructions.

Ces phénomènes d'ampleur variable ont des répercussions tant sur les biens que sur les personnes.

Les mouvements de terrain apparaissent lors de la conjonction naturelle ou artificielle des facteurs : que sont la topographie (forte pente, escarpement...), la lithologie : (argiles, sable et limons, ...) et climat.

#### I.1.2. Types de mouvement de terrain

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

##### **Les mouvements lents et les mouvements rapides.**

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

##### I.1.2.1. Mouvements lents et continus

Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Ils touchent principalement les biens, à travers la

fissuration des constructions. Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose.

#### ❖ L'affaissement

Les affaissements se manifestent par la formation d'une cuvette correspondant au tassement des terrains sur une cavité souterraine. Si cette dernière est assez grande et proche de la surface, l'affaissement évolue vers un effondrement (fontis), avec l'apparition d'un vide en surface. Ce phénomène peut avoir de très lourdes conséquences sur la population, les bâtiments et sur les infrastructures. comme indiqué dans la figure (1).



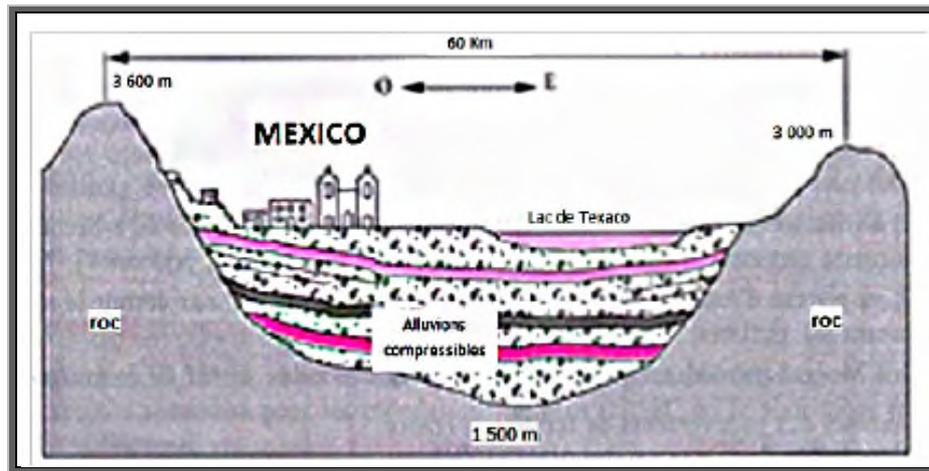
*Figure 1 : Affaissement .*

*Source: Risques d'effondrement de bâtiments et les mouvements de terrain. <http://www.csdivonne.fr.st>*

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres.

#### ❖ Le tassement

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).



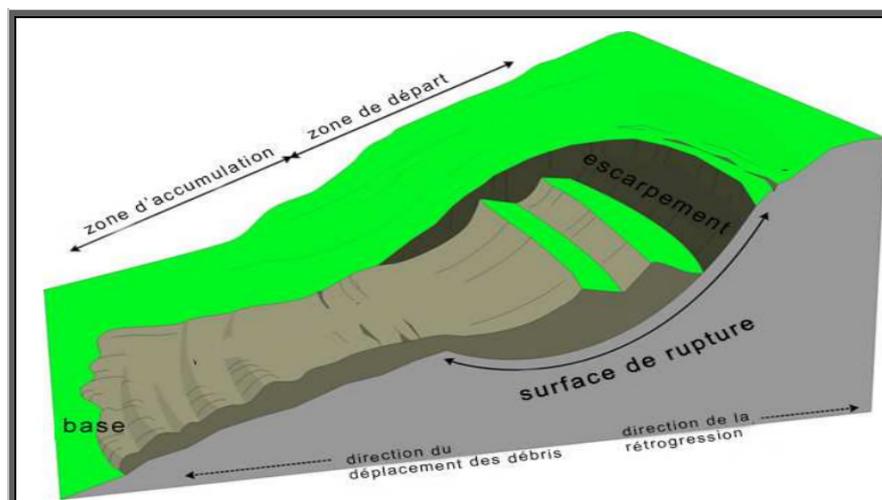
**Figure 2:** Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO  
 Source: Risques d'effondrement de bâtiments et les mouvements de terrain.  
<http://www.csdivonne.fr.st>

### ❖ Le glissement de terrain

Les glissements de terrain se manifestent par un déplacement des sols à une profondeur variable, de quelques décimètres à plusieurs mètres de profondeur, le long d'un plan de glissement. Ils affectent aussi bien les terrains argileux profonds que les formations superficielles comme les dépôts de versant ou les arènes granitiques.

Les facteurs favorisant ces désordres sont l'eau, la pente et la nature géologique de la roche. Le phénomène peut être également la conséquence d'un terrassement, d'un mauvais drainage, d'un séisme ou d'une forte intempérie.

On distingue les glissements superficiels qui sont généralement lents et progressifs des glissements rotationnels qui sont profonds et soudains. Ces derniers sont généralement suivis d'une coulée de boue qui peut parcourir plusieurs centaines de mètres. Bien que le premier type ait rarement un impact sur les personnes, le bâti et les infrastructures peuvent subir des dégâts importants voire irréremédiables.

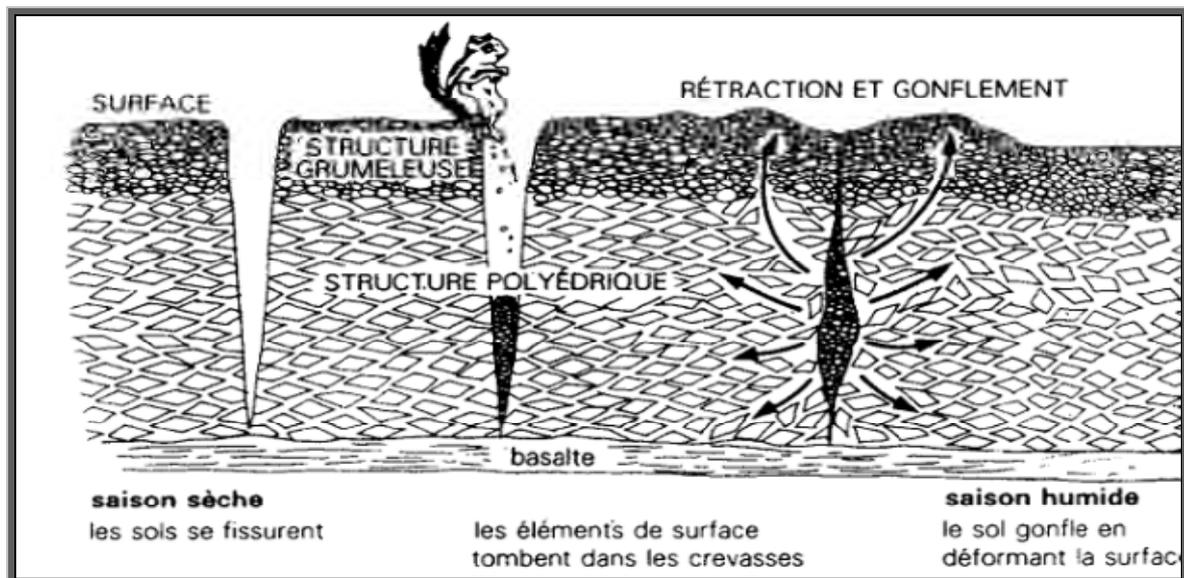


**Figure 3 :** Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain

Source: Risques d'effondrement de bâtiments et les mouvements de terrain. <http://www.csdivonne.fr.st>

### ❖ Le retrait-gonflement

Le phénomène de retrait-gonflement, bien qu'il soit sans danger pour la population, engendre des désordres qui peuvent avoir des conséquences financières importantes. Cet aléa, lent et progressif, est spécifique des terrains argileux. En période sèche, les roches argileuses se déshydratent et les terrains se tassent. Lorsqu'ils se réhydratent, les minéraux argileux contenus dans la roche gonflent et les terrains augmentent de volume. Ces variations de volume entraînent des tassements différentiels qui fissurent les bâtiments. Dans certains cas les fissurations sont telles que les bâtiments doivent être évacués et démolis. Ce phénomène est aggravé par le couvert végétal et l'imperméabilisation des zones urbanisées.



*Figure 4 : Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement*

*Source: www. Prim.net*

### ❖ Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles.

Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture.

Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture.

La figure ci-après (figure 5) montre le mécanisme du phénomène de fluage.

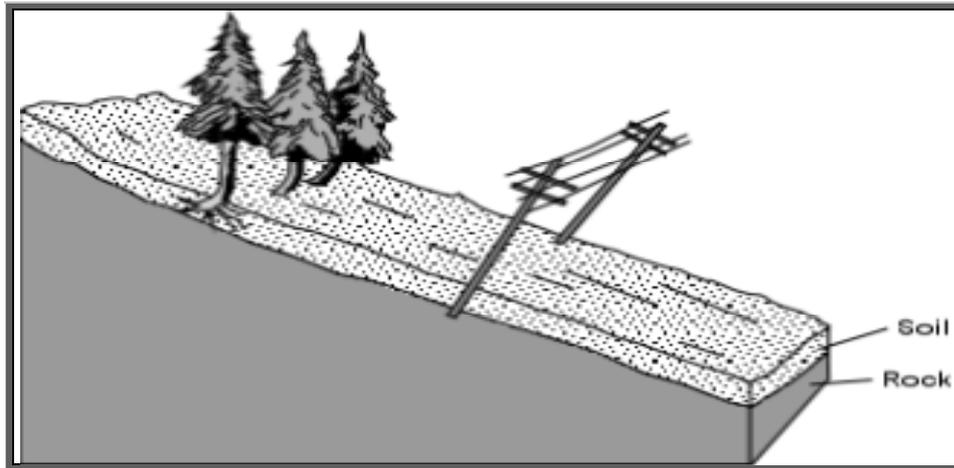


Figure 5 : Le phénomène de fluage. Source : THOMAS LEBOURG

#### ❖ Solifluxion

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluier dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

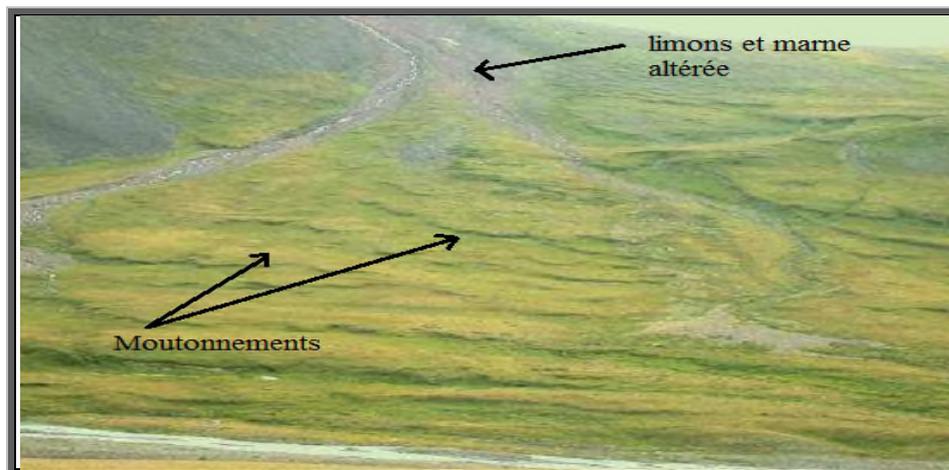


Figure 6 : Phénomène de la Solifluxion.

Source : [www.Prim.net](http://www.Prim.net)

#### I.1.2.2. Mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

#### ❖ Effondrements de cavités souterraines

Les cavités souterraines peuvent être d'origine naturelle, soit par dissolution du gypse ou du calcaire, soit par érosion souterraine. L'homme peut également être responsable des effondrements, conséquence du creusement de galeries souterraines (mines, stockages

souterrains, carrières et ouvrages militaires) ou de fuites de réseaux d'eau ou d'assainissement. La remontée d'un vide peut être favorisée par les vibrations d'un séisme, la circulation des eaux souterraines (infiltration, fuite, pompage, remontée de nappe...) et l'augmentation des surcharges en surface (construction d'un bâtiment).

Ils résultent aussi de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.



*Figure 7 : Effondrements des cavités souterraines*

*Source: www. Prim.net*

#### ❖ L'éboulement, chutes de blocs et de pierres

Il s'agit de mouvements rapides et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés (calcaire,...). Ces chutes se produisent par basculement, rupture de pied, glissement à partir de falaises, escarpements rocheux, blocs provisoirement immobilisés sur une pente.



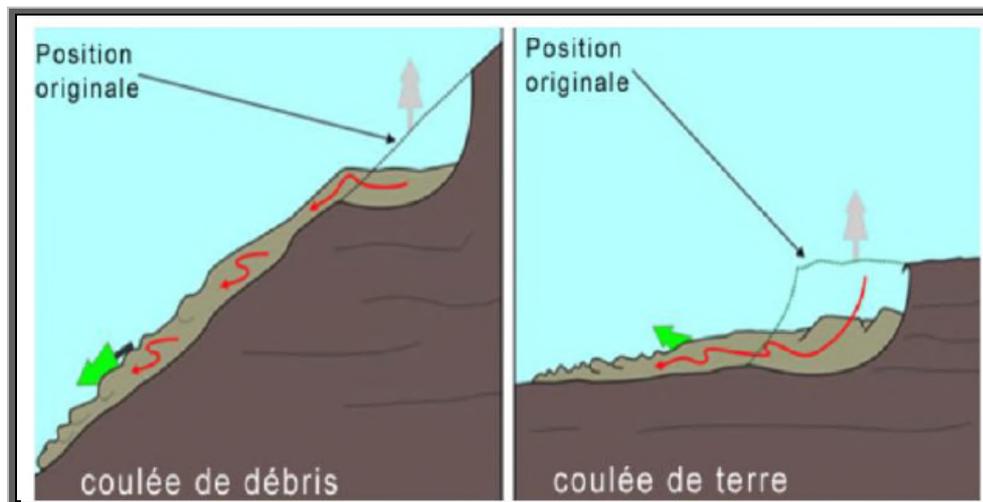
*Figure 8 : Eboulements, chutes de blocs et de pierres*

*Source: www. Prim.net*

### ❖ Les coulées de boues et laves torrentielles

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain. Les mouvements se produisent lorsque la matrice fine atteint une teneur en eau très élevée qui la liquéfie.

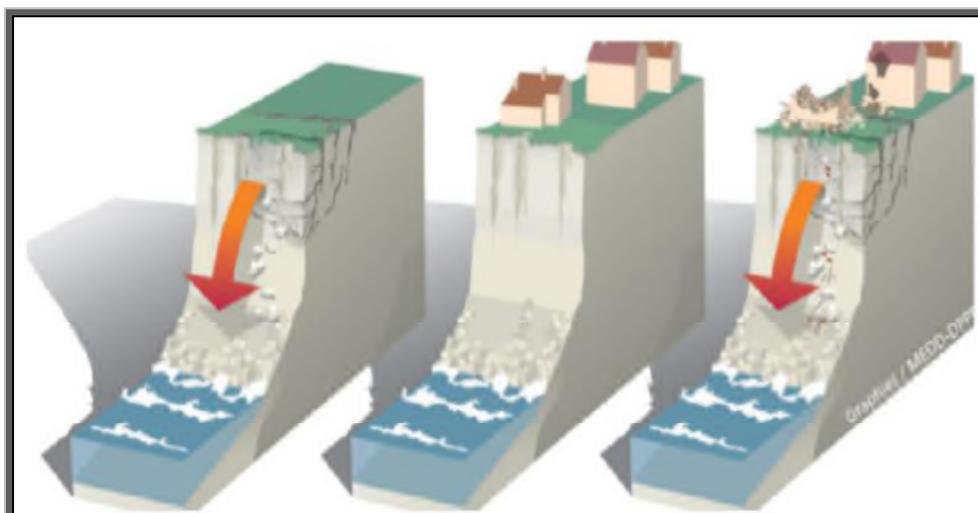
Les volumes déplacés se chiffrent en dizaines voire centaine de milliers de mètres cubes.



**Figure 9 :** Schéma qui illustre une coulée de boue  
Source: [www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan](http://www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan)

### ❖ Erosion littorale

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses.



**Figure 10 :** Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale  
Source: [www.Prim.net](http://www.Prim.net)

### I.1.3. Processus du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raide de 10° à 40° degrés et se différencient selon la nature du sol et l'influence de l'eau ; Les mouvements de terrain varient par leur vitesse et par leur forme.

#### I.1.3.1. Types des glissements de terrain

Les glissements de terrain apparaissent plutôt le long des surfaces planes et dans tous types de matériaux. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

##### ❖ **Glissement plan (translatif)**

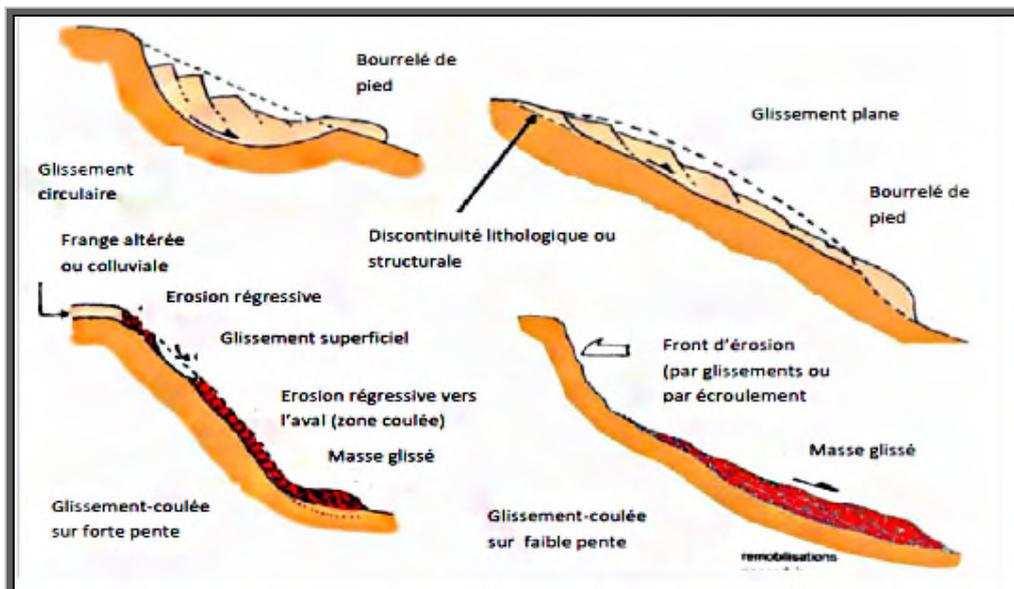
Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km<sup>2</sup>. L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

##### ❖ **Glissement circulaire ou rotatif**

Lors d'un glissement circulaire, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type circulaire sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

##### ❖ **Glissement quelconque**

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



*Figure 11: Les types de glissements de terrain.*

Source: [www.brgm.fr](http://www.brgm.fr)

### I.1.3.2. Classification du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

**Tableau 1 :** La classification de glissement de terrain.

Source: Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers;2009

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)

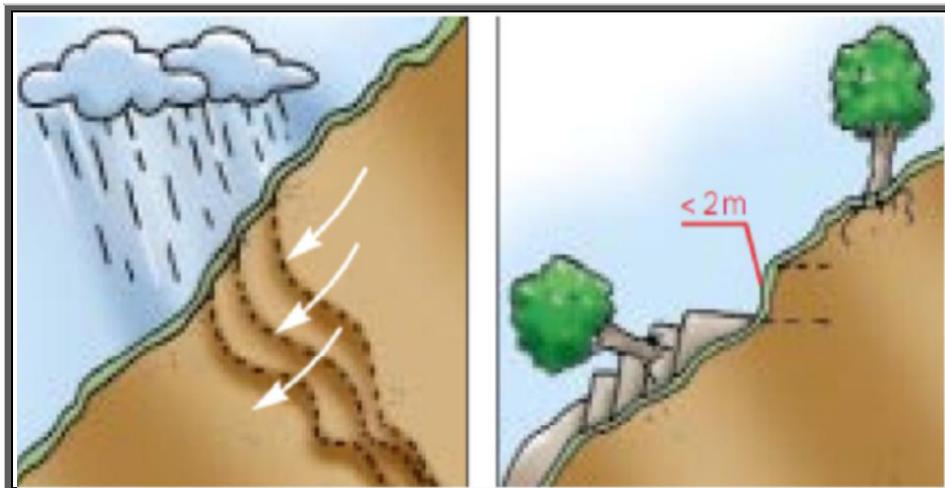
Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0-2 m
Semi-profond	2-10 m
Profond	10-30 m
Très profond	> 30 m

Classification selon l'activité(en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an a long terme)

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0-2 cm /s
Peu actif, lent	2-10 cm/s
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/s

#### ❖ Glissement superficiel

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.



**Figure 12:** Schémas Solifluxion, Glissement superficiel.

Source : [www.sien.ch](http://www.sien.ch)

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quand il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état

de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple) Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moment entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).

#### ❖ **Glissement profond**

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.

#### **I.1.3.3.Processus d'étude**

Le processus proposé ci-après concerne l'étude d'un glissement effectif de terrain. Mais en dehors de repérage géométrique de la surface de rupture, l'étude de la stabilité d'un versant avant apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles.

Il faut d'abord remarquer que l'approche du géologue, purement naturaliste et descriptive, est nécessaire mais insuffisante pour une analyse mécanique du phénomène qui permettra la définition des travaux confortatifs à mettre en œuvre sur un site instable. De la même façon une approche, trop mécanique par « mise en équation » d'un versant naturel de structure géologique nécessairement complexe et à priori inconnue, représente une approche naïve qui ne conduit à rien.

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique ; ceci est possible grâce notamment aux moyens technologiques dont on dispose actuellement.

#### **A) Repérage topographique d'une zone instable**

##### **➤ Etablissement d'un plan topographique à grande échelle**

L'insuffisance des cartes topographiques à petit échelle pour repérer un accident de terrain localisé nous oblige à entreprendre par priorité un levé topographique à grande échelle du secteur dans lequel se situe la zone glissée et d'en tirer un plan de courbes de niveau et des profils jalonnés.

Le piquetage de la zone glissée et son environnement immédiat stable doit être effectuée en quadrillage ; les piquets étant numérotés et repérés sur le plan topographique. Les levés géométriques, périodiquement réalisés, permettent de suivre l'évolution des glissements et localiser exactement la zone en mouvement. Lorsque le glissement est actif, il convient d'établir des courbes de déplacement (horizontal et vertical) des repères ; la vitesse d'évolution permet alors de définir le risque et, si besoin était, les mesures de sécurité à envisager.

➤ **Repérage des traits caractéristiques du glissement de terrain**

Les aspects auxquels on doit porter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- les arbres, verticaux ou inclinés, droits ou tordus constituent les repères les plus courants et souvent les seuls en zone non urbanisée ;
- les poteaux électriques ou téléphoniques, verticaux ou inclinés, permettent également une certaine datation du glissement ;
- les murs de construction, ou de soutènement, fournissent par l'observation des divers, des ventres, des fissures, de bons repères ;
- les routes et les chemins de fer dont l'état de détérioration témoigne d'un mouvement récent et actif.
- l'existence d'une faille, d'un pli...etc.

➤ **Chronologie des glissements et suivi de l'évolution d'une zone instable**

L'histoire d'une zone instable est intéressante à reconstituer ; elle permet de faire apparaître une succession d'unités glissées d'âges différents, et de mieux comprendre les causes principales de la pathologie du glissement.

**B) Etude géologique et géomorphologique du site**

La géologie est un élément primordial dans toute étude d'instabilité car il est insensé de faire une étude de stabilité d'un versant sans une étude géologique, celle-ci permet de préciser la structure et la nature des terrains. La réalisation d'une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente permet de fonder une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de glissement. Les éléments tectoniques qui doivent être définis sont le pendage des couches en place (stratification ou schistosité) et la fissuration (failles, diaclases) qui touche ces couches. Ce n'est qu'après qu'on procède à l'exécution de sondage et autres investigations profondes et approfondies, implantation des sondages, essais géotechniques.

L'étude géologique doit être complétée par une étude géomorphologique faite à partir de photographie aérienne et d'observation sur le terrain. Pour préciser les relations existant entre les glissements récents et plus anciens, il est nécessaire de reconstituer, même sommairement, l'histoire géologique de période au cours de laquelle ont été constitués les reliefs actuels et mise sur place des formations superficielles.

**C) Etude hydrologique et hydrogéologique du site**

Compte tenu du rôle joué par l'eau, l'étude hydrologique et hydrogéologique représente le complément indispensable de l'étude géologique.

Pour l'étude hydrologique, il est indispensable d'avoir une idée sur la pluviométrie de la région, et sur les irrigations de bassin versant, puis de constater le débit d'eau sur la surface et son cheminement préférentielle. Mais pour l'étude hydrogéologique, il faut avoir une idée sur la nappe souterraine, et elle a pour but de mettre en évidence les problèmes posés par la

présence d'eau et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire

hydrogéologique (relevé des puits et des piézomètres existants, repérage et mesure du débit des sources) qui permet pour sa part de dénombrer les nappes et de les situer.

#### **D) Etude géotechnique**

Une étude géotechnique consiste à une étude de reconnaissance et à la détermination des caractéristiques mécaniques d'un sol à partir d'essai in-situ et au laboratoire citer ci-dessous :

- Sondage et prélèvement d'échantillon
- Valorisation des sondages
- Les essais géotechniques
  - a) Les essais au laboratoire
  - b) Les essais in-situ (préssiomètre, pénétromètre, scissomètre)
- La prospection géophysique

Cette étude a pour but de :

- ✓ Définir avec précision la géologie du site étudié ;
- ✓ Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pentes.
- ✓ Définir la forme générale de la masse en mouvement et donc la position de la surface de glissement.
- ✓ Mesurer les caractéristiques mécaniques des couches de sol rencontrées.
- ✓ Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

#### **E) Synthèse des informations disponibles**

À chaque stade de la recherche, les données géométriques et mécaniques du site instable se précisent. La géométrie du glissement peut être visualisée par des coupes sériées passant par les sondages et les essais in-situ, il devient peu à peu possible de dégager une hiérarchie des causes de la rupture ainsi que les grandes lignes des remèdes envisageables.

#### **Calcul de stabilité**

Dès lors que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie du glissement, ainsi que des caractéristiques mécaniques des terrains concernés, un calcul de stabilité devient possible. Le principal intérêt de ce calcul réside dans l'estimation à partir de la valeur du coefficient de sécurité  $F$  qui sera obtenu, du degré d'instabilité du site et, à partir de là, l'étude des diverses dispositions confortatives envisageables.

#### **I.1.4. Facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains**

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain.

Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchante peut être liée à un ou plusieurs stimuli externes (pluie intense, séisme, ...etc.).

#### **I.1.4.1. Action et influence de l'eau**

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités.<sup>19</sup> Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraîne une baisse de résistance du milieu.

#### **I.1.4.2. Action de la pesanteur**

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement. La stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes. On parle du facteur de sécurité (F). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre. Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture. L'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied.<sup>20</sup>

#### **I.1.4.3. Nature des terrains :**

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente. La très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement. La prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes.

#### **I.1.4.4. Actions mécaniques externes :**

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, peuvent avoir des conséquences sur la stabilité des terrains.

- Suppression de la butée de pied de versant

La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

- ✓ Par terrassement
- ✓ Par affouillement ou érosion régressive : exemple Bardo
- ✓ Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.

- Implantation des surcharges sur un versant

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse...etc.), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier...etc.

Lorsqu'elles sont placées en haute ou à mi-pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine d'un glissement de terrain.

A l'inverse, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

#### **I.1.4.5. Actions sismiques :**

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.

Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entraîner la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

#### **I.1.4.6. Action de déboisement :**

Le déboisement d'un versant entraîne fréquemment, l'apparition de glissement de terrain. Il désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines
- Le drainage par évapotranspiration
- La rétention des eaux de pluie : l'eau retenue par des feuilles et la couverture du sous-bois.
- La protection contre l'érosion.

#### **I.1.4.7. Actions anthropiques :**

L'action anthropique qui influe sur l'aléa : lors des chantiers de construction, les opérations de terrassements peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou bien augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement.

#### **I.1.5. Conséquences sur les personnes et les biens (enjeux) :**

Les grands mouvements de terrain étant souvent peu rapides, les victimes sont, fort heureusement, peu nombreuses. En revanche, ces phénomènes sont souvent très destructeurs, car les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles. Les bâtiments, s'ils peuvent résister à de petits déplacements, subissent une fissuration intense en cas de déplacement de quelques centimètres, seulement. Les désordres peuvent rapidement être tels que la sécurité des occupants ne peut plus être garantie et que la démolition reste la seule solution.

Les mouvements de terrain rapides et discontinus (effondrement de cavités souterraines, écoulement et chutes de blocs, coulées boueuses), par leur caractère soudain, augmentent la vulnérabilité des personnes. Ces mouvements de terrain, ont des conséquences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication ...), allant de la dégradation à la ruine totale;

ils peuvent entraîner des pollutions induites lorsqu'ils concernent une usine chimique, une station d'épuration...

Les éboulements et chutes de blocs peuvent entraîner un remodelage de paysage ; par exemple l'obstruction d'une vallée par les matériaux déplacés engendrant la création d'une retenue d'eau pouvant rompre brusquement et entraîner une vague déferlante dans la vallée.

Pour les mouvements lents, il n'y a pas de risque humain direct et leurs conséquences sont essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public. Ce sont des dommages structurels très importants qui mènent à la ruine ou de fréquents arrêts de péril et d'évacuation (destruction totale ou partielle d'ouvrages de construction : habitations, infrastructures routières...).

De façon indirecte, ce sont des perturbations au niveau de l'activité et des pertes financières importantes.

## **I.2. APERÇU SUR LA VULNERABILITE AU MOUVEMENT DES TERRAINS**

L'évaluation de la vulnérabilité aux mouvements de terrain demeure une tâche difficile. Cela tient à la fois de la complexité des phénomènes et du manque de constats d'endommagement. Les auteurs tentent de surmonter ces difficultés en proposant un cadre cohérent d'analyse et de quantification du concept lui-même.

### **I.2.1. Concept de vulnérabilité**

Il est usuellement admis que la vulnérabilité est une composante fondamentale de l'appréciation du risque (Einstein, 1988). Selon une démarche d'évaluation quantitative, elle se définit par le niveau d'endommagement potentiel (compris entre 0 % et 100 %) d'un élément exposé donné, soumis à l'action d'un phénomène, d'intensité donnée.

Son évaluation pose donc le problème de la connaissance et de la prévision de l'interaction entre phénomène et élément exposé.

Cette interaction peut être décrite par des fonctions dites d'endommagement, ou par extension, fonctions de vulnérabilité. Elle permet de structurer les différentes composantes du concept de vulnérabilité.

### **I.2.2 Composantes de la vulnérabilité**

On définit trois grandes familles d'éléments exposés susceptibles d'être endommagés voir (**la figure 13**). Ce sont, les biens physiques, les personnes et les activités ou fonctions diverses.

A chacune correspond une fonction d'endommagement particulière. Il s'agit :

- 1) Des biens matériels, de la fonction d'endommagement structurel.
- 2) Des personnes, de la fonction d'endommagement corporel.
- 3) Des activités et fonctions diverses, de la fonction d'endommagement fonctionnelle.

Selon (1), la vulnérabilité d'un bien structurel est fonction de l'intensité d'un phénomène donné et de la sensibilité de ce bien (facteurs de résistance physique).

Selon (2), la vulnérabilité d'une personne, est fonction également de l'intensité du phénomène et de facteurs de sensibilité intrinsèques et extrinsèques de cette personne.

- La sensibilité intrinsèque se compose de facteurs perceptifs (niveau de perception du danger), de facteurs cognitifs (connaissance des moyens de s'en protéger) et de facteurs de mobilité (capacité de mobilité face au danger).
- La sensibilité extrinsèque se compose de facteurs de protection physique (apportés par les structures environnantes) et de facteurs conjoncturels, techniques ou fonctionnels (efficacité des mesures et moyens d'alerte, d'évacuation, de secours, de soins, etc.).

Selon (3), la vulnérabilité fonctionnelle dépend du niveau d'endommagement des biens (facteurs techniques), des personnes (facteurs humains) et des fonctions secondaires assurant l'activité en question (facteurs fonctionnels) ainsi que de la capacité de la société sinistrée à restaurer cette activité (facteurs conjoncturels, socio-économiques et institutionnels).

La spécificité des phénomènes de mouvements de terrain se joue essentiellement à un niveau des fonctions d'endommagement structurel et corporel. De telles fonctions sont très difficiles à formaliser d'un point de vue analytique, compte tenu de la diversité et complexité à la fois des phénomènes impliqués et des modes d'endommagement associés. Ce constat est d'autant plus vrai avec les mouvements de terrains que ce sont des phénomènes incertains et qu'il existe trop peu de bilans consolidés de leurs conséquences. Il est par ailleurs difficile de juger séparément le comportement des éléments exposés, étant donné que le nombre d'éléments affectés par un phénomène donné reste le plus souvent limité.

### **I.2.3.Critère d'évaluation de la vulnérabilité :**

L'évaluation des critères de vulnérabilité dans les mouvements de terrain reste quelque peu difficile à cerner, et qui peut être résumé par l'évaluation à l'endommagement.

### **Potentiel d'endommagement des mouvements de terrain**

Il peut se caractériser par les deux notions suivantes, le processus d'endommagement et l'intensité associée.

- ✓ **Notion de processus d'endommagement :** Compte tenu de la diversité, de la complexité et de la variabilité des mécanismes mis en jeu par les mouvements de terrain, il paraît souhaitable de réduire leur classification à une expression plus simple qui soit représentative du processus d'endommagement, ou en d'autres termes de la nature des sollicitations qu'ils exercent sur les éléments exposés.

Car contrairement à d'autres phénomènes naturels tels que les inondations ou les séismes, les mouvements de terrain se singularisent par différents types de processus d'endommagement. Il s'agit :

- De déplacements et déformations associées.
- De pressions, résultat d'un impact ou d'une poussée latérale.
- D'accumulations, résultat d'une propagation.
- (Ou affouillement), résultat d'une érosion.

Ces sollicitations sont de nature mécanique et agissent de façon soit dynamique, soit statique sur les éléments exposés. Plusieurs sollicitations sont souvent associées à un même phénomène, aussi bien dans l'espace que dans le temps et inversement plusieurs phénomènes peuvent se traduire par une même sollicitation

L'organigramme simplifié dans la (figure 13). des mécanismes des mouvements de terrain permet de distinguer au total huit sous-classes de sollicitations élémentaires caractéristiques du potentiel d'endommagement de ces phénomènes.

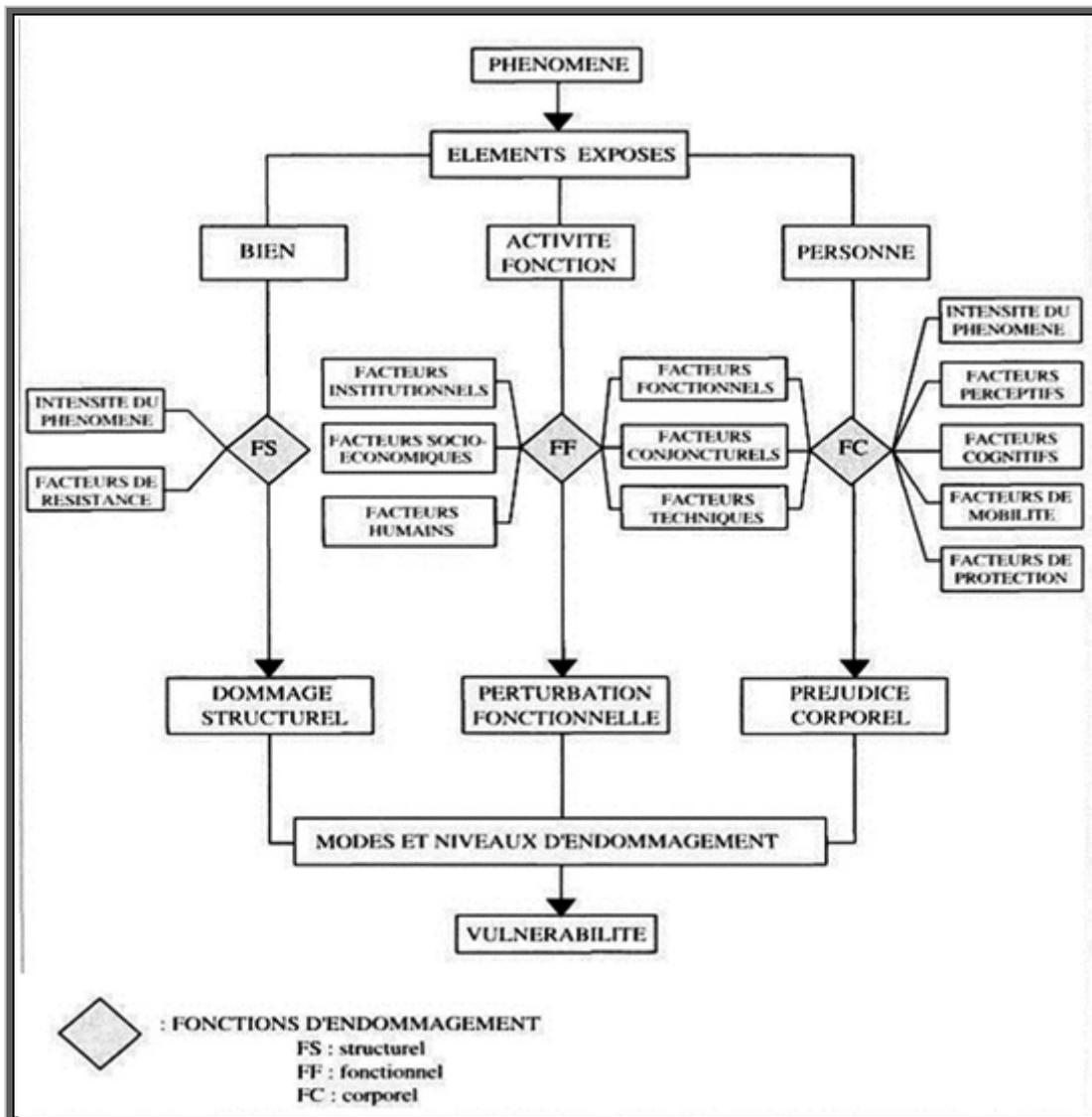


Figure 13 : les composantes de vulnérabilité

Source : BENKECHKACHE Imene

✓ **Notion intensité destructrice :**

Actuellement, la notion d'intensité demeure très mal définie pour les mouvements de terrain et aucune réflexion méthodologique n'est connue à ce jour sur l'ensemble de ces phénomènes. Or, il est fondamental de déterminer le niveau d'intensité d'un phénomène potentiel à risque pour pouvoir juger parallèlement le niveau de comportement des structures et des personnes qui y sont exposées.

Les mouvements de terrain pour lesquels la diversité des sollicitations associées nécessite de considérer un grand nombre de paramètres représentatifs de leur pouvoir destructeur. Ceux-ci peuvent être regroupés en trois catégories :

- Les paramètres dimensionnels ou géométriques (surface, volume, forme, profondeur, amplitude, distance, hauteur et épaisseur).
- Les paramètres cinématiques (vitesse, débit, accélération, rythme et champ des déformations).
- Les autres (viscosité, masse, charge solide, densité).

#### **I.2.4. Critères d'évaluation de la vulnérabilité dans le bâti**

Voici globalement une méthode, permettant la compréhension et la maîtrise des critères de Vulnérabilité. Comment se détermine la vulnérabilité vis-à-vis du glissement dans le cadre d'un bâti au niveau d'une région, ou d'une ville ?

La méthode d'évaluation de la vulnérabilité sera divisée en deux étapes faisant intervenir différents critères de celle-ci. La première concernera la typologie des bâtiments, la seconde sera plus technique et prendra en compte les concepts structuraux, nécessitant l'avis d'expert afin de bien marquer les bâtiments à étudier.

##### **a) Première étape : Typologie du bâtiment :**

Dans le début d'un diagnostic d'un bâtiment, il faut en premier lieu commencer par la typologie de celui-ci, c'est à dire connaître sa structure, les types de matériaux utilisés (béton armé, charpente métallique ou en maçonnerie), l'année de construction ainsi que l'état d'entretien de ces matériaux et enfin la hauteur du bâtiment.

##### **b) Deuxième étape : implantation et structure**

- ✓ **Implantation du bâtiment :** Concernant la localisation et l'implantation du bâtiment à diagnostiquer, les facteurs essentiels à prendre en compte sont la pente générale du terrain et les changements brusques de pente du terrain mais aussi. Les terrains en pente sont soumis à de nombreux aléas naturels. Le sens du bâtiment peut être parallèle ou perpendiculaire aux courbes de niveau Dans le cas d'une construction perpendiculaire aux courbes de niveau, l'influence du ruissellement et d'accumulation de neige seront moindre, par rapport aux bâtiments parallèles.
- ✓ **Les effets des bâtiments avoisinants :** Cette étape concerne les bâtiments avoisinants au bâtiment diagnostiqué. Il s'agit d'indiquer la présence ou non d'un joint de dilatation, la qualité de ce joint, ou bien la présence d'un bâtiment à proximité ne respectant pas une certaine distance.

✓ Configuration du bâtiment en plan et élévation

• Régularité en plan

La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant les deux directions. Les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix des formes symétriques. La forme idéale se rapproche d'une forme symétrique suivant un axe.

• Ailes, volumes en saillie ou retraits d'étages solidaires des bâtiments

Lors d'un mouvement de terrain, ces parties ont tendance à osciller à des fréquences différentes et se déforment donc à certains moments dans le sens opposé, vrillant autour des zones rigides. Il en résulte de fortes concentrations d'efforts dans les angles rentrants.

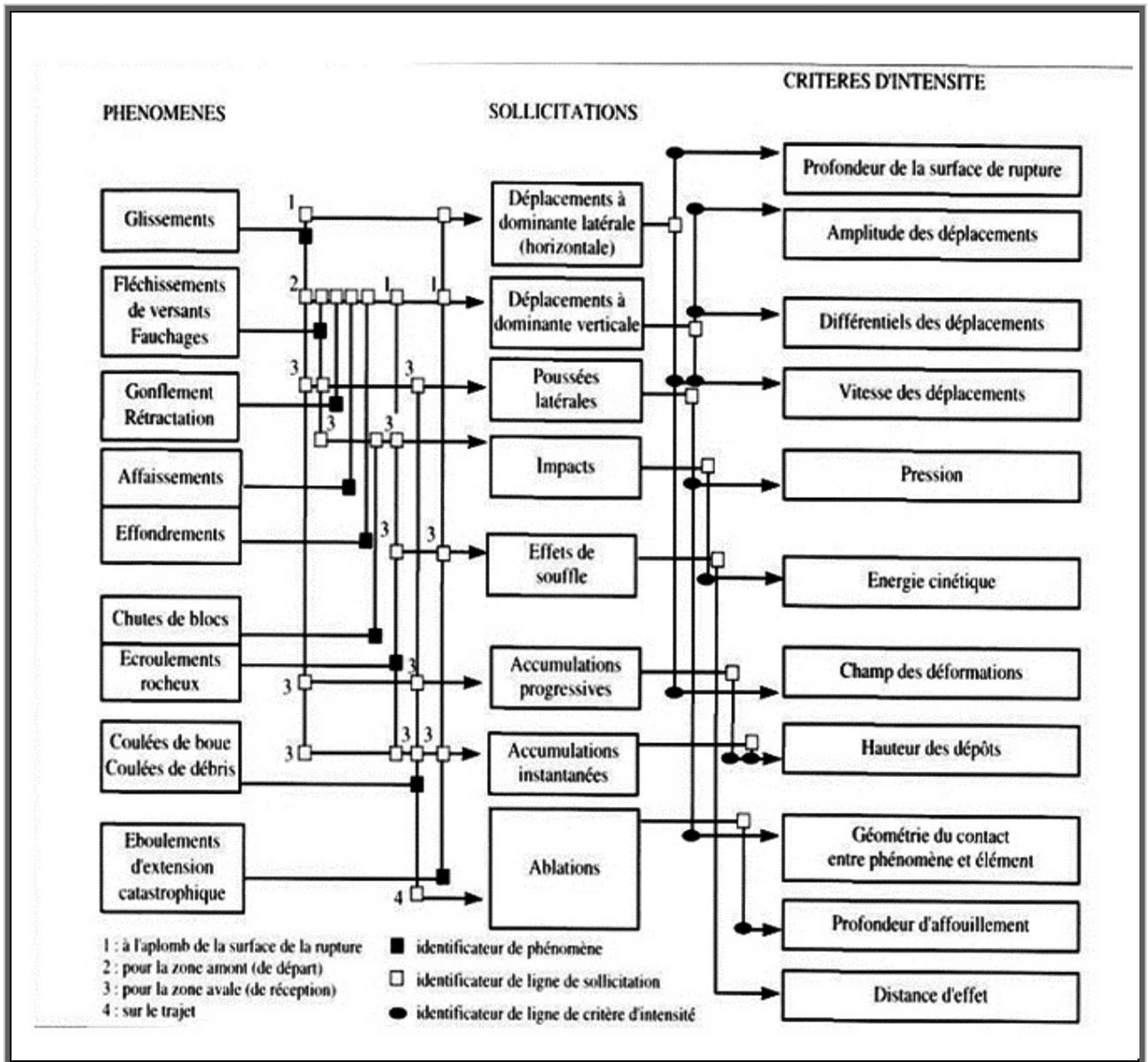
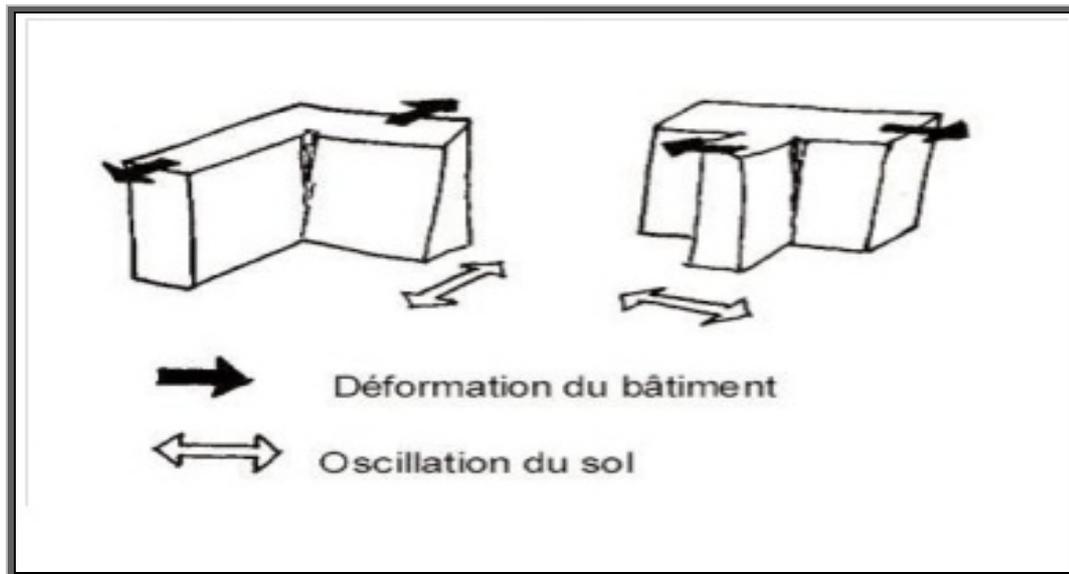


Figure 14 : Sollicitations et critères d'intensité des principaux mouvements de terrain

Source :BENKECHKACHE Imene



*Figure 15 : Dommages dus à des différences de rigidité (MILAN ZACEK;2004)*

*Source :BENKECHKACHE Imene*

### **I.2.5.échelle des dommages**

L'échelle des dommages permet de hiérarchiser les dommages des bâtiments. Pour une majorité d'aléas, les échelles de dommage élaborées sont constituées d'environ 4 niveaux. Par exemple, l'échelle utilisée par le HAZUS. En complément à l'endommagement structurel, des classes d'endommagement non structurel sont également prises en compte, pour différents éléments non structuraux, tels que les cloisons ou les équipements électriques (HAZUS 2003).

Niveau de dommage		Description
	Léger	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Occurrence des petites fissures dans le plâtre,</li> <li>- Localisées aux coins des portes et fenêtres et à l'intersection plafond mur,</li> <li>- Des petites fissures dans les cheminées en maçonnerie et le placage sur maçonneries,</li> <li>- De petites fissures sont supposées être visibles avec une largeur maximale inférieure à 1/8 de pouce (les fissures supérieures à 1/8 pouce sont considérées comme des grandes fissures).</li> </ul>
	Modéré	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Occurrence de grandes fissures dans le plâtre, aux coins des ouvertures,</li> <li>- Apparition des petites fissures diagonales dans les murs de cisaillement,</li> <li>- Grandes fissures dans les cheminées de briques,</li> <li>- Renversement de hautes cheminées en maçonnerie.</li> </ul>
	Sévère	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Des grosses fissures diagonales dans les murs de cisaillement ou de grandes fissures aux joints des panneaux de contreplaqué,</li> <li>- Mouvements latéraux permanents d'étages et du toit,</li> <li>- Renversement de la plupart des cheminées de briques,</li> <li>- Fissures dans les fondations,</li> <li>- Rupture des seuils en bois et/ou de glissement de l'ouvrage sur ses fondations.</li> </ul>
	Très sévère	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La structure peut subir de grands déplacements latéraux permanents, ou être en situation d'effondrement en raison de la défaillance des parois porteuses ou de la rupture du système de contreventement,</li> <li>- Certaines structures peuvent glisser et s'effondrer,</li> <li>- En moyenne, 3% de la superficie totale des bâtiments avec des dommages très sévères est effondré.</li> </ul>

Tableau 2 : Echelle des dommages des bâtiments par HAZUS.

Hazard U.S. (HAZUS) est un projet qui est créé par United States Fédéral Emergency Management Agency (FEMA). Il se base sur les technologies des systèmes d'information géographique (SIG) pour estimer les dégâts et les pertes que peut occasionner les mouvements de terrain.

**I.3. EXEMPLES DE MOUVEMENT DE TERRAIN EN ALGERIE**

**I.3.1. Glissement de terrain des grands vents sur la rocade d'Alger**

Il s'agit d'un glissement de terrain sous forme d'une coulée de boues qui a atteint la voie rapide reliant la ville d'Alger à sa banlieue Ouest, qui est un axe routier à fort trafic. Parmi ces causes de déclenchement on a:

- L'existence, en amont de la zone, de fondations abandonnées qui forment des cavités de dimensions relativement importantes. Celles-ci jouent le rôle de lagunes. En effet ces Cavités sont remplies d'eau. Cette eau alimente en permanence la zone déstabilisée.
- Le déboisement total de la zone fortement perturbée



*Figure 16 : Stagnation des eaux en amont dans des fondations abandonnées.*

*Source : ARAB Rabah, ZERMANI Messaoud, TABTI Saïd; 2009.*



*Figure 17 : Déboisement total de la zone glissée.*

*Source : ARAB Rabah, ZERMANI Messaoud, TABTI Saïd; 2009.*

### **I.3.2.Exemple du glissement de Bélouizdad**

Les limites du glissement de Bélouizdad ont été déterminées sur la base des dégradations constatées dans le bâti. Cependant, certains indices de terrain, tel la fissuration des talus conglomératiques et la morphologie moutonnée des formations argileuses, ont contribué à une meilleure identification des zones instables. Ces limites s'étendent sur une longueur d'environ 1000m, entre le boulevard Bélouizdad et Oued Rhumel, et une largeur allant de 200 à 300 m. La dénivelée entre l'escarpement de la tête du glissement (bien visible sur la rue Bélouizdad) et sa base est de l'ordre de 210m.



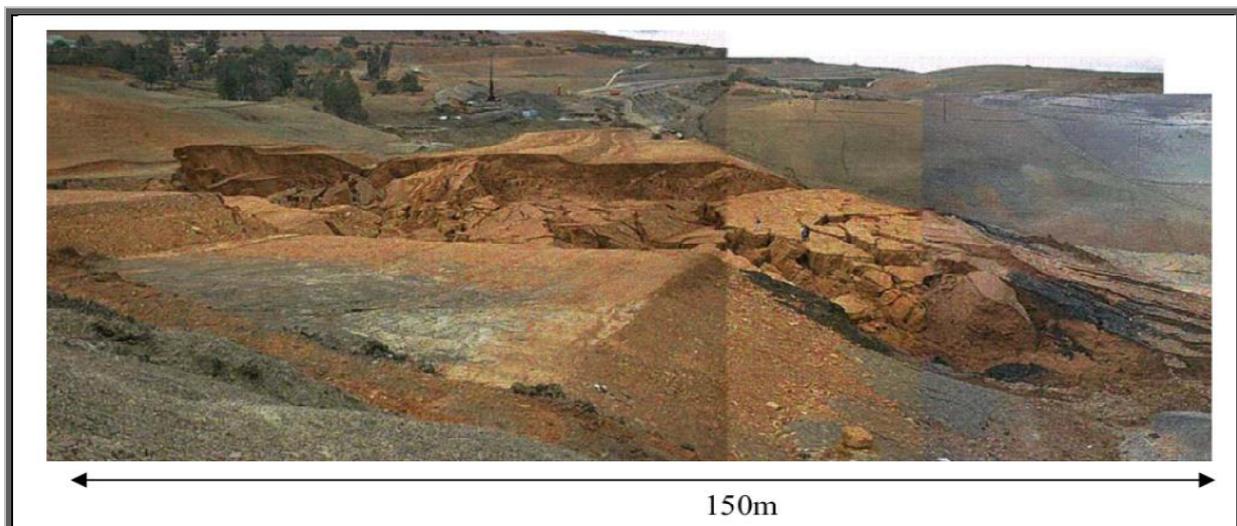
*Figure 18: Glissement de terrain à Bélouizdad.*

*(a) Apparition de fissure de traction sur le bâtiment, (b) affaissement de la chaussée causé par le glissement.[2002]. Source : DUC*

### **I.3.3. Glissement de la région de Bouira en 2001**

La faible stabilité des versants argileux miocènes de la région d'Aomar- Bouira, est illustrée par de nombreux cas d'instabilité des talus de l'autoroute Est- Ouest, en cours de réalisation. Le contournement sud de la ville de Bouira, franchit, aux PK 188 et 190, des versants de 10 à 15 % de déclivité, ponctués par quelques talwegs à écoulement perpendiculaire à oblique par rapport au tracé autoroutier. Le franchissement de ces talwegs a été projeté, en grands remblais de 10 à 15m de hauteur sur 200 à 250m de longueur, sur la base des seuls critères topographiques et géométriques du tracé.

L'instabilité du premier remblai, une fois mis en place, s'est manifestée par des fissures profondes qui ont nécessité le recours à la stabilisation de l'ouvrage par des soutènements en palplanches.



*Figure 19 : rupture du remblai et de son sol support, PK 190, contournement de Bouira autoroute Est-Ouest.*

La reconnaissance géologique a révélé des fissures de traction très ouvertes en période humide, présence de nappe subaffleurante contenue dans la frange superficielle des argiles, la présence d'argiles remaniées sur plus de 10m d'épaisseur, de faible densité ( $1,4 < \delta_d < 1,6$ ) et de faible résistance de pointe ( $R_p < 2$  KPa), la dépression en remblais a abouti à une rupture spectaculaire de ces derniers et de leur sol support, dès la fin de leur mise en place (**Figure 19**).

Tel que

$\delta_d$  : la densité sèche.

$R_p$  : la résistance de pointe.

#### **I.4.CONCLUSION**

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides.

Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme.

Ces phénomènes d'instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels : le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol,...etc. ou anthropique comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux...etc. Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures. Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

# *CHAPITRE II*

## *MÉTHODES DE CALCUL DE LA STABILITÉ DES PENTES*

## II.1. INTRODUCTION

Des que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie des terrains ainsi que leurs caractéristiques mécaniques, un calcul de stabilité devient possible. Le principal intérêt de ce calcul réside dans l'estimation à établir pour ce phénomène à partir des valeurs du coefficient de sécurité  $F$  obtenu.

## II.2 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité

### II.2.1. Notion de facteur de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité  $F_s$ .

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité  $F_s$  est le plus faible :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

$\tau_{max}$ : Résistance au cisaillement du sol

$\tau$  : contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface

- si  $F < 1$  : la surface est inévitable,
- si  $F = 1$  : le massif est en état d'équilibre limite,
- si  $F > 1$  : le milieu est en équilibre et le massif sera stable si le coefficient atteint

Un chiffre fixé à l'avance compte-tenu de la nature de l'ouvrage et des conséquences que pourrait entraîner la rupture.

### II.2.2. Choix de la méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée par un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis.

- Pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes ;
- Rupture, où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élastoplastique, voire rigide-plastique.
- Post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable.
- Réactivation, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique; La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les différentes méthodes rappelées ci-après.

### **II.2.3.Méthodes d'équilibre limite**

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois :

- la surface critique,
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface et
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Les méthodes basées sur l'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes à savoir:

Méthodes des tranches: surtout utilisées pour les sols hétérogènes

- a) Fellenius
- b) Bishop
- c) Janbu
- d) Morgenstern-Priece
- e) Spencer, etc...

Méthodes de stabilité globale: utilisées pour les sols homogènes

- a) méthodes des coins,
- b) méthode du cercle de glissement (TAYLOR)
- c) méthode de la spirale logarithmique.

#### **II.2.3.1.Méthodes des tranches**

Le principe de base de toutes ces méthodes est de décomposer la masse de sol en tranches pour tenir compte d'une variation des caractéristiques du sol (figure20). Il est alors possible d'écrire pour chacune d'elles les équations d'équilibre. On considère ensuite les résultantes des forces inter-tranches qui s'exercent en un point d'application.

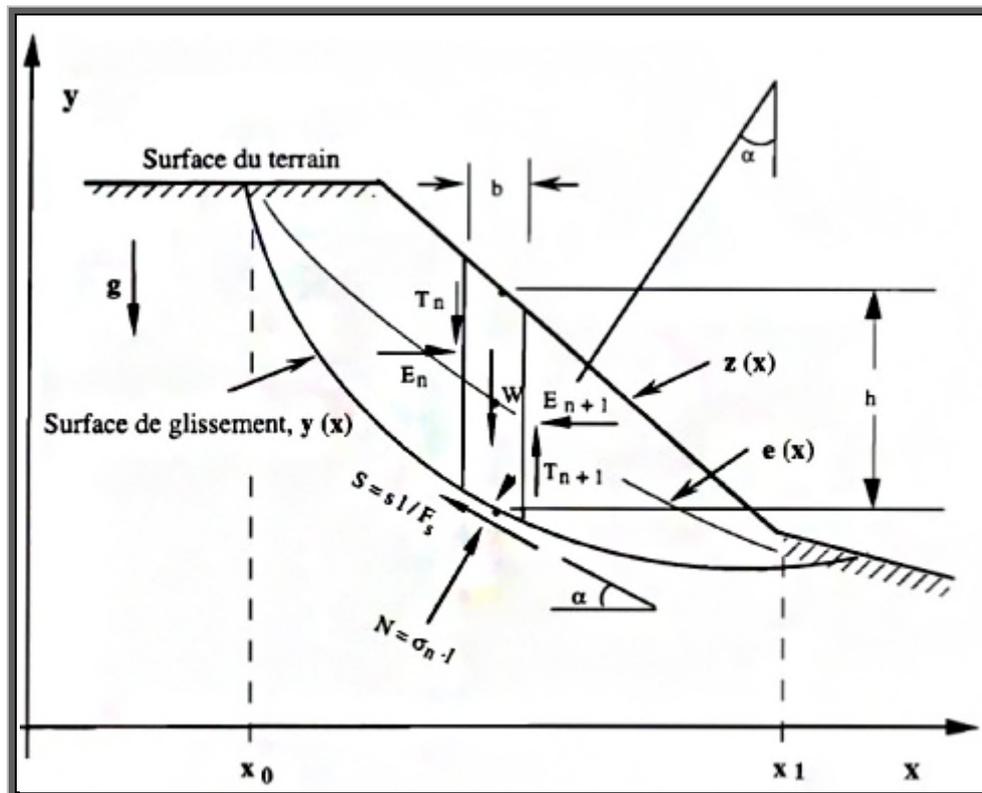


Figure 20 : Analyse par la méthode des tranches.  
source : ENTPE cours Mécanique des sols 2

Les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit:

- W poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h,
- N force normale agissant sur la base de la tranche et valant an l,
- L Longueur de la tranche le long de la ligne de glissement,
- S forces de cisaillement mobilisée à la base de la tranche,
- s Résistance au cisaillement à la base de la tranche,
- F<sub>s</sub> Facteur de sécurité,
- α Angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale,
- B Largeur de la tranche (b = Llx),
- E<sub>n</sub>+E<sub>n+1</sub> Forces normales horizontales inter-tranches et
- T<sub>n</sub>+T<sub>n+1</sub> Forces de cisaillement verticales inter-tranches (T<sub>n+1</sub> = T<sub>n</sub>=ΔT).

Les équations d'équilibre donnent:

$$\sigma = \cos^2 \alpha \left[ \gamma \cdot h - \frac{\Delta T}{\Delta x} - \tan \alpha \left( \frac{\Delta E}{\Delta X} \right) \right]$$

$$\tau = \cos^2 \alpha \left[ \tan \alpha \cdot \left( \frac{\Delta T}{\Delta x} - \gamma h \right) - \left( \frac{\Delta E}{\Delta X} \right) \right]$$

Où :

- γ : Poids volumique du sol,
- e : fonction de la ligne des centres de gravité des tranches,

E : forces normales horizontales d'inter-tranches.

L'équilibre des moments donne:

$$T + E \left( \frac{\Delta e}{\Delta x} \right) + \frac{(e-y)\Delta E}{\Delta x} = 0$$

Où :

y = ligne du plan de rupture,

$\Delta e$  = variation de la ligne des centres de gravité des tranches,

T = forces de cisaillement verticales inter-tranches.

$$\text{Soit } e(x) = y(x) - \frac{\int_{x_0}^x (T + E \tan \alpha) dx}{E(x)} \quad \text{où} \quad \int_{x_0}^x (T + E \tan \alpha) dx = 0$$

Les conditions aux frontières sont:

$$E(x_0) = E(x_1) = 0$$

Le critère de Coulomb s'écrit (SOULLIE, 1982) :

$$A \frac{dT}{dx} - B \frac{dE}{dx} = \frac{c' - \tan \phi U}{F \cos^2 \alpha} + A \gamma h$$

Où :

U : pression interstitielle

$$A(x) : \tan \alpha + \left( \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

$$B(x) : 1 - \tan \alpha \left( \frac{\tan \phi'}{F} \right)$$

Des hypothèses supplémentaires sont nécessaires pour la résolution de ces équations. La nature de ces hypothèses différencie les méthodes de calcul existantes :

- les hypothèses basées sur les forces internes E et T : BISHOP (1955), FELLENIUS (1936), MORGENSTERN et PRICE (1965) et SPENCER (1967),
- les hypothèses basées sur la ligne d'action: JANBU (1954) et dérivées, ainsi que
- es hypothèses basées sur la contrainte normale: BELL (1968).

**Le tableau** résume l'ensemble des méthodes des tranches fréquemment utilisées pour le calcul de la stabilité des pentes en tenant compte des hypothèses supplémentaires, des surfaces de rupture et des inconnues calculées.

Auteurs	surface de rupture	Hypothèses supplémentaires	Inconnues calculées
FELLENIOUS (1936)	circulaire	- la force normale et le poids passent par le centre de la base la tranche. -E=T=O	- Facteur de sécurité $F_s$
JANBU (1954)	arbitraire	-valeur de e fixée – -e = y (x)	-Facteur de sécurité $F_s$ -N -E
BISHOP (1955)	circulaire	-N et W passent par le centre de la base de la tranche -T=O	-facteur de sécurité $F_s$ - forces normales N
MORGENSTERN (1965)	arbitraire	- l'inclinaison varie linéairement - à chaque tranche -E(n-l) - T= $\lambda f(x)E$	-facteur de sécurité $F_s$ -forces normales N -E(n-1) -e(n-1) - $\lambda(1)$
SPENCER (1967)	circulaire	-N et W passent par le centre de la base de la tranche -forces inter-tranches parallèles et l'inclinaison $\theta$ inconnue T=E tan $\theta$	- Facteur de sécurité $F_e$ -forces normales N (n) - angle d'inclinaison $\theta$ -E , T -e(n-l)
EQUILIBRE DES FORCES	circulaire	- L'utilisateur fait l'hypothèse de l'inclinaison des forces sur les tranches (E, T) -T =0	- Facteur de sécurité $F_\theta$ - Forces normales N (n) - E, T
SARMA (1973)	arbitraire	- Forme de la distribution de la composante verticale de la force inter-tranche le long de la pente.	- Facteur de sécurité $F_\theta$ - E, T

METHODE DES COINS	bi ou tri planaire	- inclinaison des forces entre les coins (N, T et U)	- Solution graphique - Equilibre des coins
BELL (1968)	arbitraire	- Distribution de la contrainte normale le long de la surface de rupture	- Minimisation $L('t,cr)$ - Méthodes énergétiques
CHEN et MORGENSTERN (1983)	arbitraire	- Facteur de sécurité initial et $\lambda$ initial. - distribution de $\sim$ (inclinaison de la force inter-tranche). - $\tan \beta = \lambda f(x)$	- Facteur de sécurité F (1) - $\lambda$ coefficient de l'équation

*Tableau3 : Récapitulation de différentes méthodes des tranches*

### II.2.3.2.Méthodes de stabilité globale

Parmi les méthodes d'équilibre développées ces dernières années, il faut citer les méthodes globales d'équilibre basées sur le calcul des variations. Ces méthodes ne considèrent que de façon globale les équations d'équilibre au lieu de les vérifier au niveau de chaque tranche. De plus, la forme des surfaces de rupture n'est pas imposée puisqu'elle fait partie intégrante de la solution.

Le facteur de sécurité est défini sur le critère de rupture selon les caractéristiques réduites :

$$c_m = \frac{c}{F_c} \quad \text{et} \quad \tan \varphi_m = \frac{\tan \varphi}{F_\varphi}$$

Le problème est de minimiser la formule suivante:

$$F_S = \min F_S \{ y(x), \sigma(x) \}$$

Soumise aux conditions suivantes:

$$H \text{ (horizontal): } \int_{x_0}^{x_1} [(c + \sigma \tan \varphi) - F \sigma_y] dx = 0$$

$$V \text{ (vertical): } \int_{x_0}^{x_1} [(c + \sigma \tan \varphi) y' - F(\gamma(z - y - \sigma))] dx = 0$$

$$M \text{ (moment): } \int_{x_0}^{x_1} [(c + \sigma \tan \varphi)(y - y'x) - F(\sigma(x - y'y) - \gamma x(z - y))] dx = 0$$

Le problème peut s'écrire:

$$\text{Min } F_s = H + \lambda_1 V + \lambda_2 M$$

où:  $\lambda_1$  et  $\lambda_2$  sont des multiplicateurs de Lagrange.

Cette méthode est fréquemment utilisée pour les terrains purement cohérents et homogènes. TAYLOR (1960) a proposé une méthode qui suppose la cohésion constante le long de la surface de rupture. Cependant, d'autres méthodes prennent en compte les deux composantes de la résistance au cisaillement (méthode du cercle de frottement, TAYLOR, 1937).

La méthode des perturbations a été développée par RAULIN et Al. (1974) au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) à Paris. Elle considère la contrainte normale en termes de la première dérivée de la fonction de la surface de rupture. Ainsi, les conditions d'équilibre sont satisfaites. Ces contraintes sont fonction de la géométrie de la surface de rupture.

D'autres méthodes d'équilibre limite faisant intervenir des méthodes d'optimisation ou de recherche aléatoire comme point de départ ont été développées (SIEGEL et Al., 1981 ; CHEN et Al., 1988). CHEN (1991). Elles donnent une approche combinée qui utilise la recherche aléatoire pour trouver une estimation du minimum global.

La méthode des éléments finis peut être classée parmi les méthodes de stabilité globale. Elle permet de calculer en chaque point d'un massif l'état de contrainte par une procédure itérative. Il faut souligner que le champ de contrainte ainsi défini vérifie les équations d'équilibre.

### II.3. CONCLUSION

On a présenté, précédemment, la notion de coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer une stabilité de pente, et on a cité les différentes méthodes de calcul à l'équilibre limite .

Bien que ces méthodes sont dites classiques, elles permettent encore à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la pente par une analyse numérique basée sur ces méthodes.

# CHAPITRE III

## MÉTHODES DE CONFORTÈMENT

### **III.1. Introduction**

Les glissements de terrains ou tous types d'instabilités constituent un obstacle devant le développement de l'être humain et ces essais d'améliorer ses conditions de vie. Il est nécessaire de maîtriser les techniques de confortement en vue de stabiliser ces mouvements de terrain.

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement varie d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement), l'accessibilité du site, La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, Les conditions de sécurité vis-à-vis de l'environnement et notamment les risques de désordre en phase de travaux, les délais impartis à la réalisation du confortement, qui dépendent de la gravité du phénomène et de l'urgence des travaux, La pérennité du système retenu et les possibilités d'entretien et de réparation et les moyens en matériel et la technicité des entreprises locales.

#### **Méthodes de confortement des talus:**

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

- Drainage
- Modifications géométriques (terrassement)
- Renforcement

### **III.2.Drainage**

L'eau est l'un des facteurs principaux dans le déclenchement des glissements de terrain. Les pluies d'hiver et la fonte des neiges engendrent d'importants ruissellements et infiltrations ; ce qui provoque l'altération, l'oxydation, la saturation et la mise en mouvement des terres. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

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

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

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont:

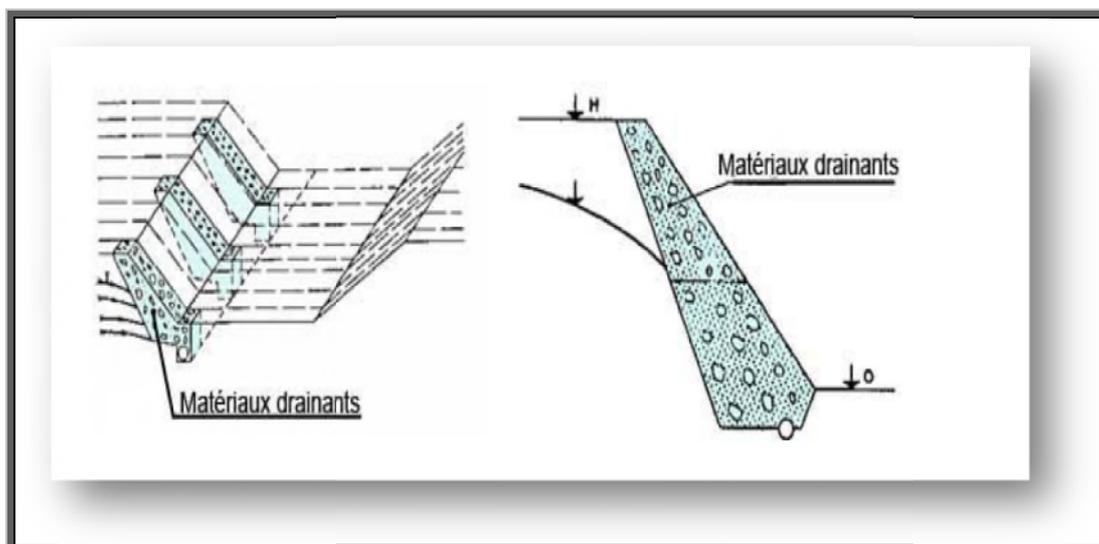
### III.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

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 des précipitations 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.

Les dispositifs de Collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux.

### III.2.2. 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 frottant 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 faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.



**Figure 21** : Eperon drainant et masque drainant

Source: [www.Prim.net](http://www.Prim.net)

### III.2.3. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes, 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,...).

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.

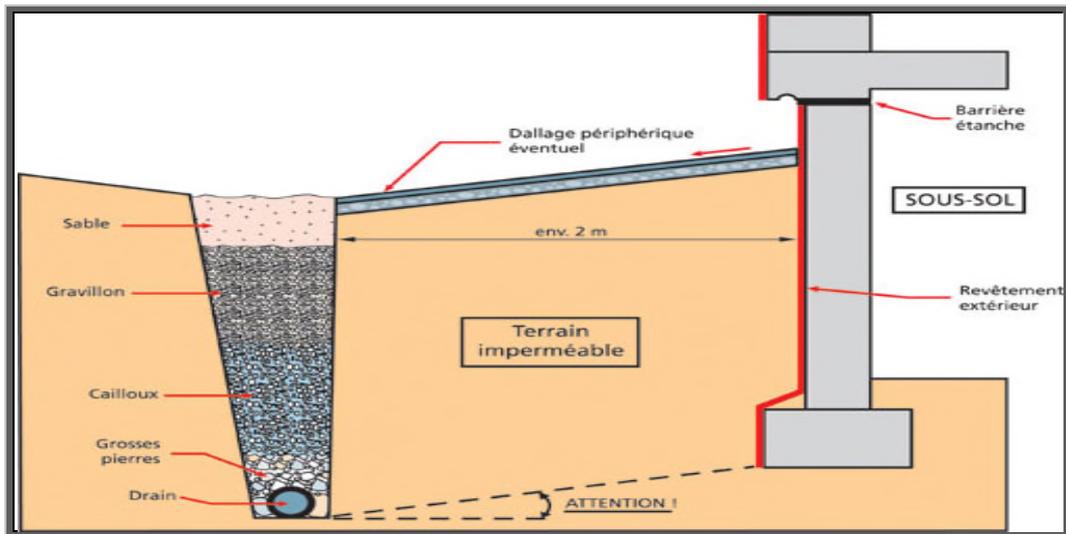


Figure22 : Coupe type d'une tranchée drainante

Source : [www.sieng.ch](http://www.sieng.ch)

#### III.2.4.Drains subhorizontaux

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 complète l'ensemble.

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).

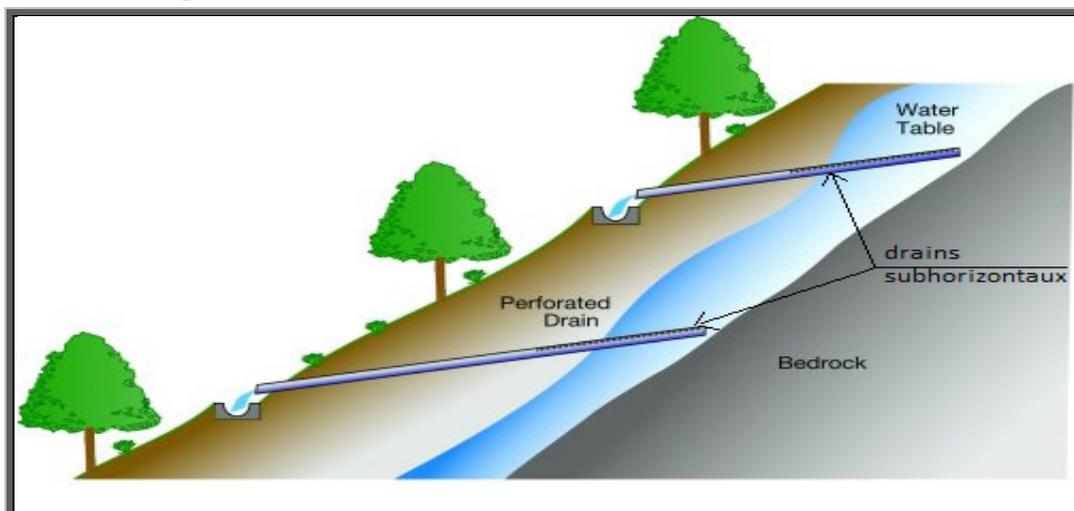


Figure23 : Drains subhorizontaux.

Source : [www.sieng.ch](http://www.sieng.ch)

### III.2.5. Drains verticaux, puits et galeries drainantes

Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.

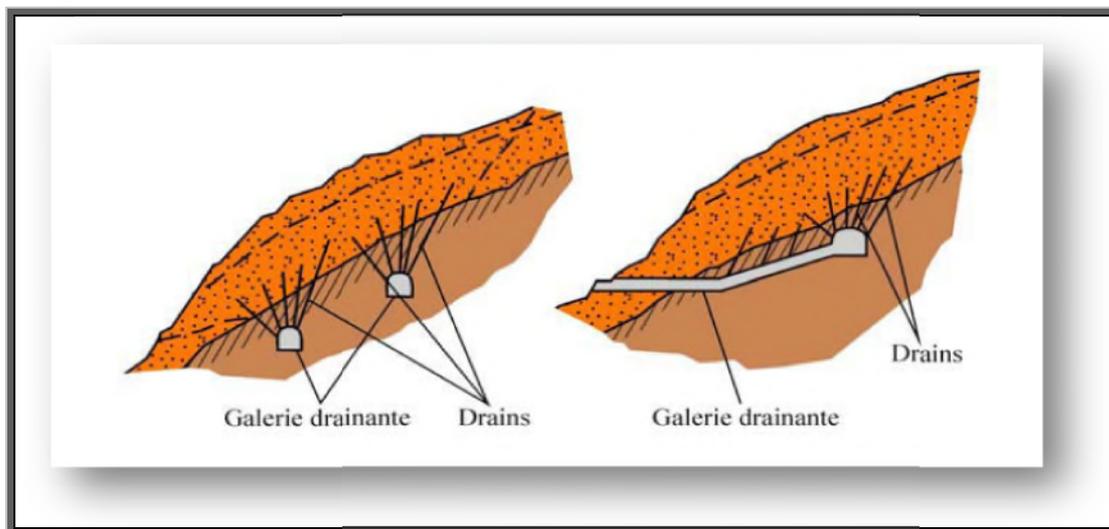
Le transfert d'eau en profondeur est une opération risquée, qui doit être réservée aux cas où l'écoulement de surface est bien connu et où l'aquifère profond est drainant, et présente un exutoire franc. Dans le cas contraire, cela peut conduire à une aggravation de l'instabilité.

Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainante sans être limité en profondeur.

Les galeries drainantes ont en général des sections modestes (hauteur 1.80 à 2.00 m, largeur 1 à 2 m) afin de permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages.

La base de la galerie est positionnée à une profondeur légèrement inférieure à celle du niveau moyen des eaux souterraines, tandis que son sommet intercepte ce niveau.

Dans certains cas, un réseau de drains subhorizontaux peut être foré à partir de la galerie pour rendre le drainage plus efficace. Les galeries drainantes peuvent soit être laissées vides, soit être remplies avec du matériel drainant.



*Figure 24 : Galerie drainante*

Source: [www.brgm.fr](http://www.brgm.fr)

### III.3. Modifications géométriques (terrassements)

La pente du talus et la présence des sols de mauvaises caractéristiques sont les principaux facteurs dans la mobilisation du glissement de terrain.

Pour cela, la modification géométrique et morphologique s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème; parmi ces méthodes on cite:

#### III.3.1. Butée de pied

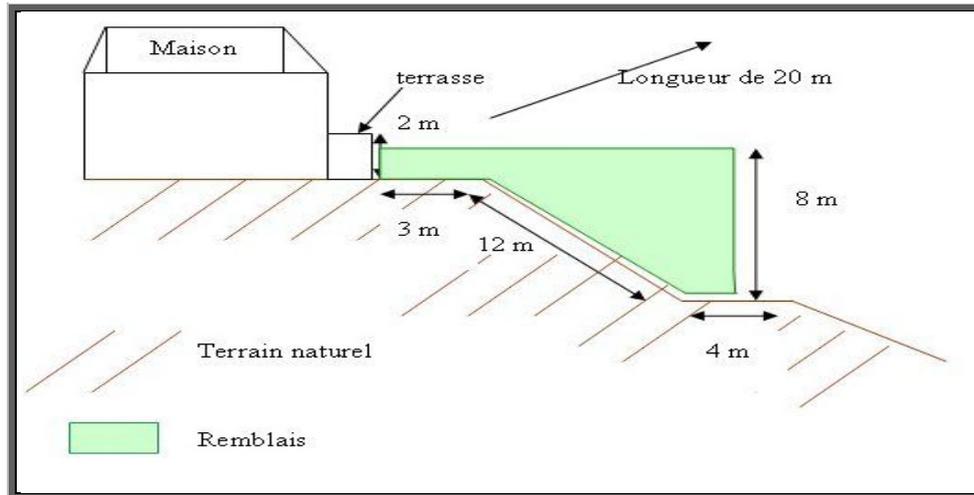
Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquettes dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité au « grand glissement » de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. On recherche généralement une amélioration de la sécurité  $\Delta F/F_0$  de 20 à 30%.

Il est nécessaire de réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications :

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements, par exemple à l'aval.

Il est à noter que les ouvrages de butée ainsi dimensionnés, en plus de leur action gravitaire, peuvent assurer un drainage du massif.

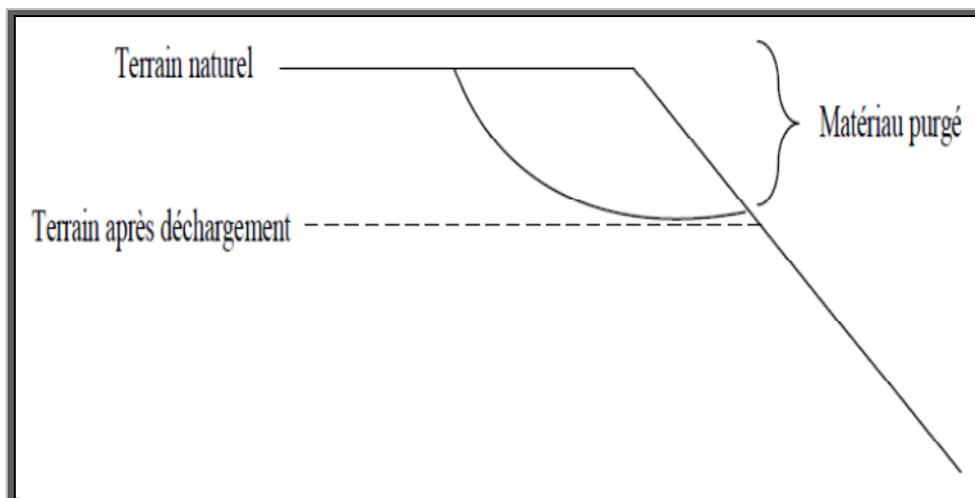


**Figure25 :** Technique de terrassement par remblai de pied

Source: [www.brgm.fr](http://www.brgm.fr)

### III.3.2. Allègement en tête

L'allègement en tête d'un glissement consiste à 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 la géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alluvionnaire,...).



**Figure26 :** Allègement en tête

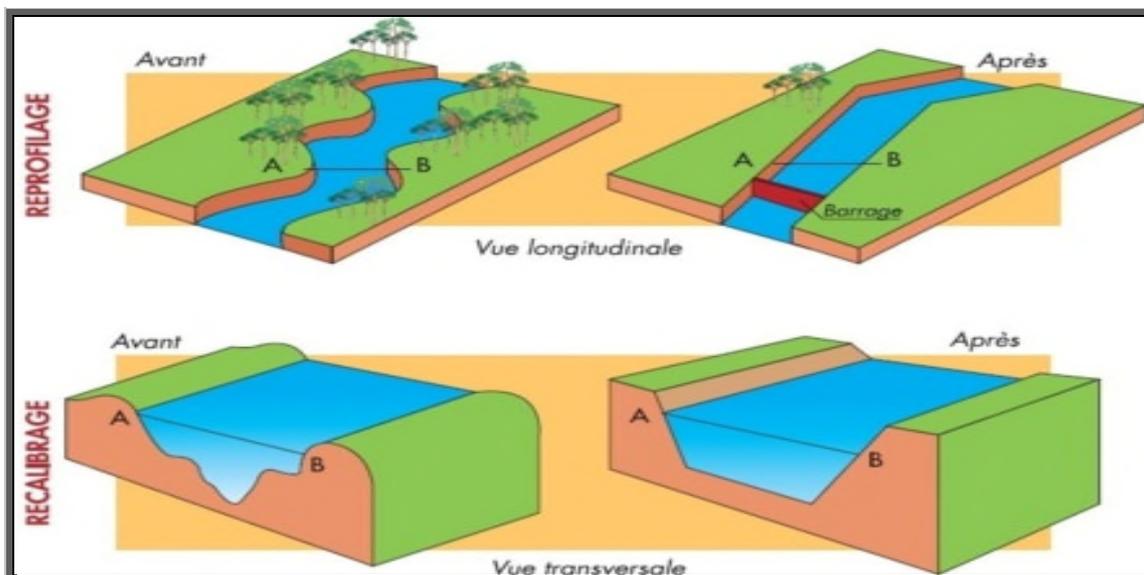
Source: [www.brgm.fr](http://www.brgm.fr)

### III.3.3.Purge

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

### III.3.4.Reprofilage

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.



*Figure27: Reprofilage*

*Source: www. Prim.net*

### III.3.5.Substitution totale ou partielle :

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

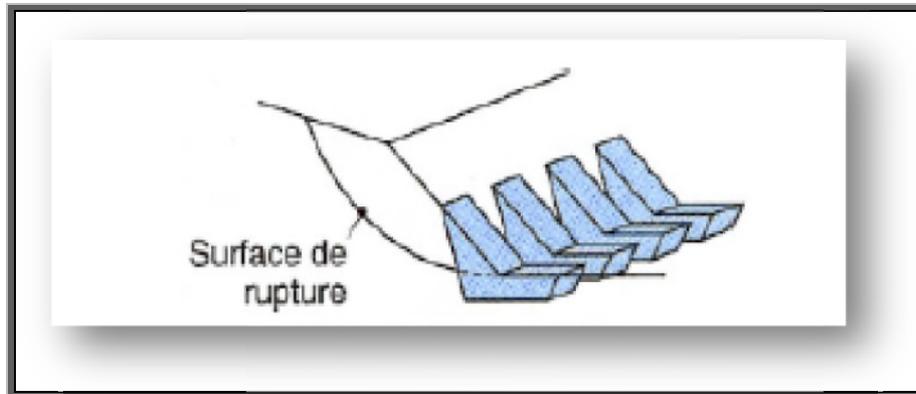
Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

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

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

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

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches ou de contreforts discontinus (figure (24)). Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.



*Figure28: Substitution partielle*

*Source: www. Prim.net*

### III.4.Renforcement

#### III.4.1.Organes résistants en pied

Cette méthode consiste à stabiliser la masse du sol par l'installation d'un organe résistant dans la partie avale du talus, prenant en compte le contour du cercle de glissement pour assurer que cet organe ne soit pas emporté par le glissement.

Il existe plusieurs types d'organe tel que les murs de soutènement en béton (armé ou non armé) ou en terre renforcée (par géotextile, cloues, armature), et les palplanches dont le choix du type dépend de la nature du problème ainsi du coût économique.

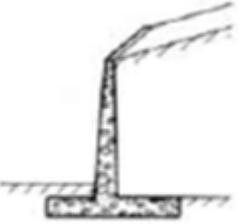
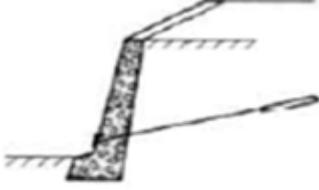
On trouve dans cette catégorie deux types d'ouvrages, les ouvrages de soutènement rigides et les ouvrages de soutènement souples.

##### III.4.1.1.Les ouvrages de soutènement rigides:

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

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

<p><b><u>Mur poids en béton ou en maçonnerie</u></b></p> <p>Reprise de l'effort de poussée par le poids de l'ouvrage</p>	<p><b><u>Domaine d'emploi</u></b></p> <p>Généralement ouvrage en déblai en site terrestre hors nappe.</p>	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>
<p><b><u>Mur cantilever en béton armé</u></b></p> <p>Reprise de l'effort de poussée par encastrement</p>	<p>-Ouvrage en remblai</p> <p>Comme en déblai et</p> <p>Généralement hors d'eau,</p> <p>-Culée de pont.</p>	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>
<p><b><u>Mur en béton ancré</u></b></p> <p>Reprise de l'effort de poussée par ancrage</p>	<p>-Ouvrage de soutènement en déblai,</p> <p>-Ouvrage de stabilisation,</p> <p>-Poutre ancrées pouvant être utilisées pour assurer la stabilité de l'ouvrage réalisé en remblai.</p>	 <p>Mur en béton, ancré</p>

*Figure29: Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée.*

**III.4.1.2.Ouvrages de soutènements souples:**

Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués murs renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage.

**Quelques exemples de murs souples :**

➤ **Gabions :**

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectés contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple.

C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur à cause surtout de la stabilité interne des nappes.



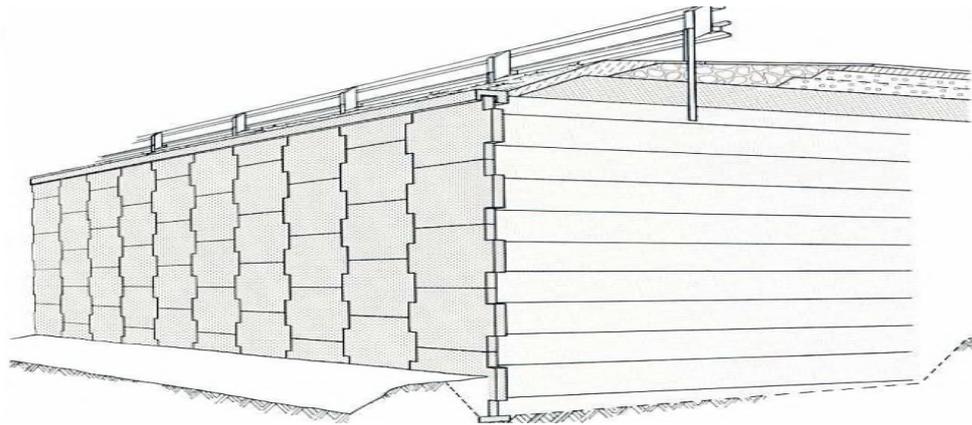
**Figure 30:** Mur de soutènement en gabion

Source: [www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan](http://www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan)

➤ **Murs Tervoile :**

C'est une technique de renforcement par voiles ou treillis métalliques verticaux (procédé Tervoile, figure 31).

Du fait de l'interaction continue entre les éléments de renforcement et le sol, il y a un effet de renforcement du sol, mais à cause de la géométrie, le mur s'apparente aussi à un mur cellulaire. Le comportement est donc complexe et il convient de justifier ce type d'ouvrage comme un remblai renforcé quasi inextensible, mais aussi comme un mur de type cellulaire.



**Figure 31:** Procédé Tervoile de renforcement par voiles verticaux

Source: [www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan](http://www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan)

➤ **Mur en Terre armée :**

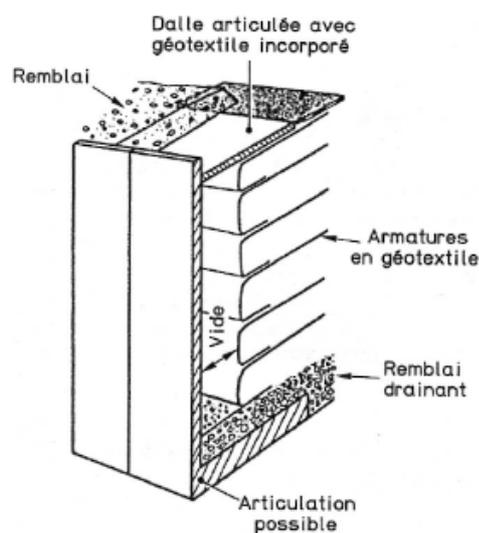
Un ouvrage en terre armée comporte trois éléments principaux :

Un parement mince constitué initialement de feuillards métalliques et actuellement de plaques de béton s'emboîtant les unes dans les autres appelées écailles ; ce parement repose sur une semelle de fondation continue

Des armatures constituées de plats en acier galvanisé comportant souvent des crénelures pour améliorer leur frottement avec le matériau de remblai, ces armatures sont disposés à intervalles réguliers tant dans le sens longitudinal de l'ouvrage que dans le sens vertical

Un massif de terre en remblai mis en œuvre par couches compactées.

La construction s'effectue en mettant le remblai par couches successives compactées avec pose de lits d'armature et des éléments du parement à l'avancement c'est-à-dire en progressant vers le haut.



**Figure 32:** Vue d'un mur de soutènement en terre armée

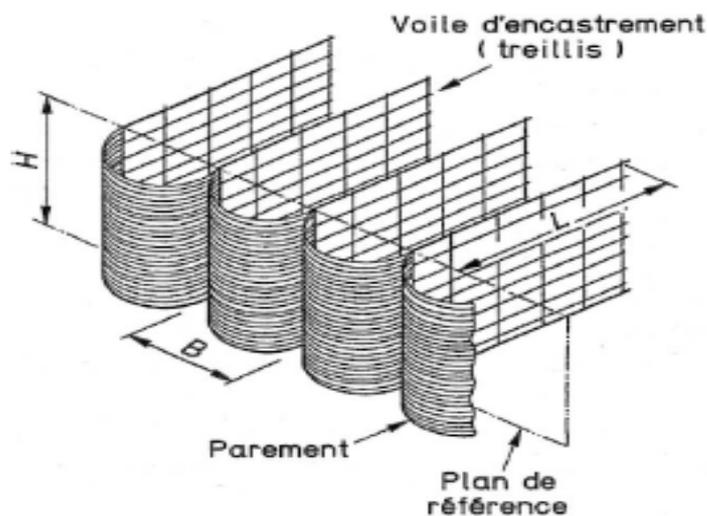
Source: [www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan](http://www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan)

➤ **Mur renforcé par nappes de géotextiles :**

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai.

- Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissés, géogrilles ou des non-tissés. Ces produits sont désignés par le terme générique de géo synthétiques.
- Le parement est destiné à assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets.

Il existe différents procédés parmi lesquels on peut citer ceux où le parement est constitué d'éléments cellulaires en béton préfabriqués, remplis de sol et généralement végétalisables, et ceux où le géotextile est retourné en bordure : un parement indépendant est alors édifié pour protéger le géotextile.



*Figure33: Renforcement de remblai par géotextiles*  
 Source: [www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan](http://www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan)

### III.4.2. Confortement par système de parois

➤ **Les parois moulées**

L'exécution de parois moulées est une méthode qui permet de creuser des puits de fondation de grande profondeur. Cette technique était donc autrefois destinée à de grands projets de construction. La forte profondeur permet de baisser le niveau de l'eau souterraine dans le puits avec une influence limitée sur les environs. Le désavantage de cette technique est la grande quantité de terre et de bentonite (boue de soutien) qui doit être enlevée, ce qui constitue le plus souvent un

➤ **Paroi berlinoise ,**

Les parois berlinoises sont traditionnellement exécutées par la pose de profils verticaux en acier. Ceux-ci sont placés à distance régulière variable par vibrofonçage ou par battage. Entre les profils, le soutènement, sera ensuite exécuté par le placement de poutres en bois, de

plaques d'acier ou préfabriquées en béton. Celles-ci seront posées au cours du creusement systématique qui suivra.

Des problèmes peuvent surgir à ce stade si la nappe phréatique est trop haute. Cette technique n'est pas appliquée à cote de fondations existantes peu profondes car elle génère un grand risque de tassement du sol en raison d'un important déplacement horizontal à la tête de la paroi si celle-ci n'est pas munie d'ancrages.

➤ **La paroi lutécienne**

C'est une variante de la berlinoise, dans laquelle le blindage en planches et madriers est remplacé par un voile en béton projeté (épaisseur 25 cm), armé de treillis soudé. Dans ce cas, la paroi réalisée constitue le mur définitif.

La paroi peut être soutenue soit par butons ou soit par tirants.

➤ **Palplanche**

La technique de soutènement à l'aide de palplanches se pratique comme celle des parois berlinoises par battage ou vibration et, si possible, également par fonçage. Pour contrôler l'influence sur les bâtiments voisins, des mesurages de vibration peuvent être effectués qui pourront éventuellement contribuer à régler le processus de battage et de vibration. Ce peu profondes. D'une part, la vibration peut occasionner de dégâts aux constructions voisines; D'autre part, le cote supérieur de la paroi, tout comme pour les parois berlinoises, s'écartera sous l'influence de la charge voisine à moins que l'on ne prévoie l'ancrage. La situation la plus délicate de ce processus d'exécution est l'enlèvement de la palplanche. À ce moment se crée un relâchement du sol qui peut avoir une influence sur les bâtiments voisins. Procédé est également à éviter à cote de fondations existantes.

➤ **Le voile préfabriqué**

Cette technique consiste à mettre en place des voiles préfabriqués en béton armé, solidement étayés au fur et à mesure de l'exécution de l'excavation. Ces éléments de voile présentent des aciers en attente pour leurs liaisons avec la semelle et les voiles contigus. Pour pallier à tout risque d'éboulement des terres, le voile est descendu par havage, derrière des fermes de contreventement en acier, ancrées dans une longrine en béton.

➤ **La paroi clouée**

C'est une paroi en béton projeté de 30 cm d'épaisseur environ. La technique consiste à terrasser par passes descendantes de 2,50 m et à projeter du béton sur le terrain à soutenir. La paroi est armée de treillis soudé et est ancrée dans le terrain à soutenir par des **clous**.

Les clous sont constitués de barres d'acier nervurées type gewi  $\varnothing 26$ , 32 ou 36 mm, scellées dans le sol par injection d'un coulis de ciment.

### **III.4.3. Renforcement par clouage:**

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité de pentes naturelles ou artificielles, et consistant à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol.

Dans un massif renforcé, on qualifie *d'active* la zone qui se déforme et de *résistante*, la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester stable ou, au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement. Les inclusions sont mises en place de manière à ce que leurs extrémités soient ancrées (par frottement) dans la zone résistante. Elles sont ainsi capables de reprendre les efforts moteurs dus au poids de la zone active. La surface qui sépare les deux parties est la *surface de rupture potentielle* (ligne en bidimensionnel).

#### **III.4.3.1. Différentes utilisations.**

La technique de clouage s'emploie dans deux domaines (figure 30) :

##### **a) Stabilisation des pentes naturelles.**

En règle générale, les inclusions sont presque perpendiculaires à la surface de rupture potentielle, si bien qu'elles travaillent surtout en cisaillement. Ce type de clouage est souvent utilisé en site montagneux, à titre préventif, et pour les remblais des voies ferrées (inclusions verticales).

##### **b) Soutènement d'excavation (pentes artificielles).**

La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille. Les inclusions horizontales ou très peu inclinées vers le bas sont disposées au fur et à mesure de l'excavation. Elles travaillent en traction et en cisaillement. Le soutènement de fouille par clouage peut se rencontrer hors nappe phréatique, ou après rabattement, souvent en site urbain : chantiers de métro, parkings, égouts, entrées de tunnels, etc.. Le soutènement que l'on désigne *par paroi clouée* peut être provisoire (travaux d'assainissement), ou définitif (entrée de tunnel ou de passage souterrain).

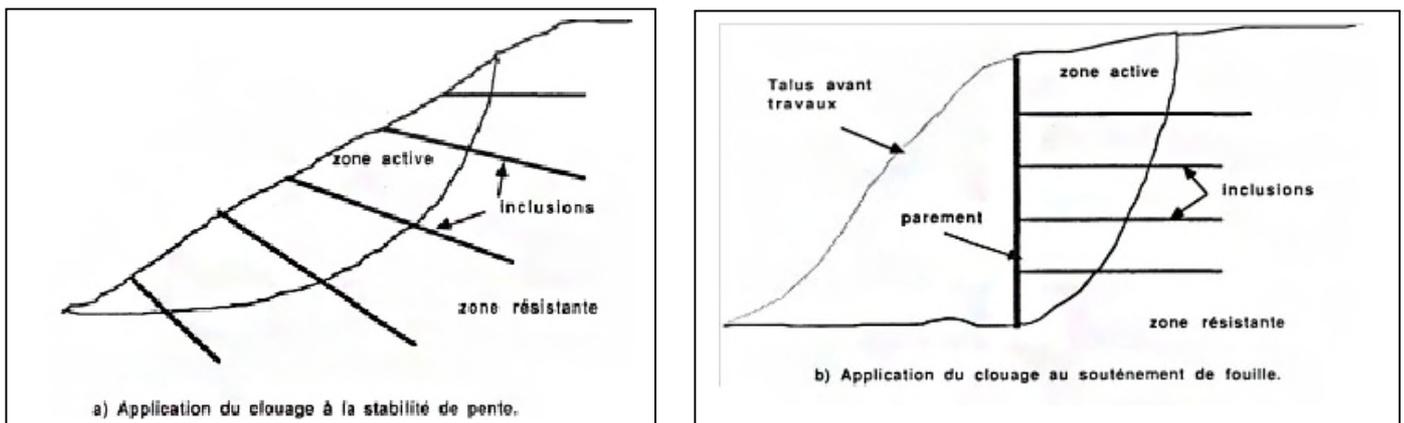


Figure 34 : Les deux utilisations possibles du clouage.

Source : Didier FAU

#### **III.4.3.2. Type de renforcement par clouage**

Le clouage des pentes ou talus consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe, à l'aide de groupes d'inclusions.

Lorsqu'il s'agit d'inclusions de faible inertie, résistant principalement à la traction, elles sont placées subhorizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement. Le déplacement du sol instable se traduit par une pression appliquée sur l'inclusion au contact sol-inclusion qui mobilise préférentiellement les efforts de cisaillement et de flexion dans les renforcements de grande inertie. Les renforcements les plus couramment utilisés sont de trois types :

a) **Clouage par pieux**

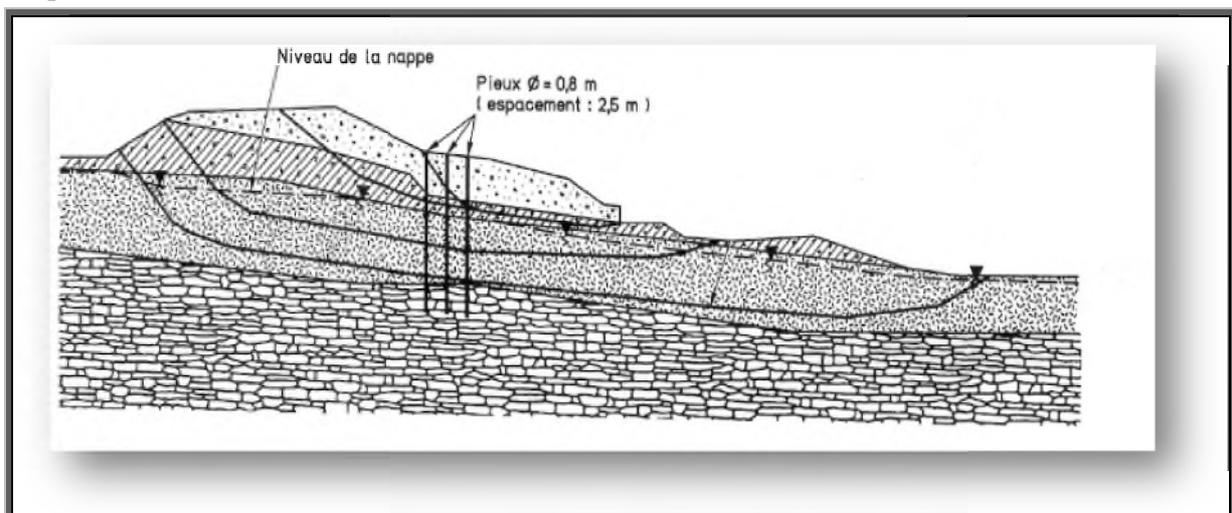
La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- Dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite  $p_1$  mesurée à l'aide du préssiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.



**Figure35** : Confortation d'un remblai SNCF par clouage de la pente et du talus (ligne Paris-Lyon 23)

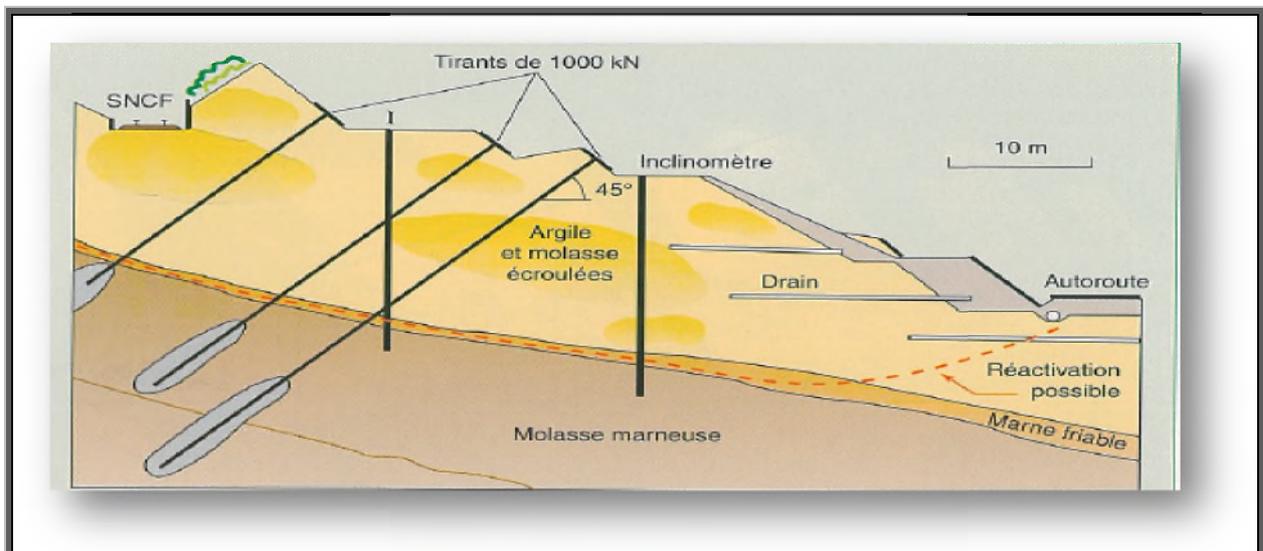
Source :Didier FAU

### b) Tirants d'ancrages

Le principe consiste à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants dans le terrain stable situé en dehors de la surface de rupture et on applique en tête un effort tel que l'on améliore le coefficient de sécurité  $F$  vis-à-vis de la rupture d'une valeur  $\Delta F/F_0$  minimale de 20%. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé.

Dans la plupart des cas cette technique est utilisée pour la stabilisation de pentes rocheuses ou des applications à titre préventif, mais il est judicieux d'utiliser des structures ancrées pour améliorer la des pentes en limite de stabilité ou pour compenser le déchargement du à une excavation en pied de versant.

Par contre l'application de cette technique à la stabilisation de glissements est beaucoup moins fréquente car, comme pour les murs de soutènement, les efforts engendrés par les mouvements sont très importants et difficiles à évaluer. En pratique cette technique sera donc limitée aux glissements de faible extension.



*Figure 36: Renforcement par tirant sur l'autoroute A 41, (Haute-Savoie).*

*Source :Didier FAU*

### c) Clouage par micro pieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors 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.

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement;

- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous;
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction-cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite  $Pq_s$  où  $P$  est le périmètre du clou et  $q_s$  le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les clous. Deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou.
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse le tolérer.

### III.5.Conclusion

Le choix de la méthode de confortement dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques, hydrologiques et morphologiques ... des terrains instables. Les méthodes de confortement peuvent intervenir en modifiant la géométrie du site, réalisation des drains, ou par introduction des éléments rigides (soutènements...).

# CHAPITRE IV

PRÉSENTATION, RECONNAISSANCE  
ET ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DU SITE

### **IV.1.INTRODUCTION**

Pour tout ouvrage et problèmes posés en génie civil, une reconnaissance des sols, préalable à la conception du problème et à la construction, est recommandée dont les résultats doivent être pris en compte.

Le programme de reconnaissance exécuté :

- Tient compte des données géologiques générales de la région,
- Tient compte des renseignements ou enseignements tirés de constructions voisines, s'il en existe (fissuration sur les murs, tassement des fondations...),
- Est adapté à la nature et aux dimensions générales de l'ouvrage à construire ou à conforter.

### **IV.2.OBJET DE LA RECONNAISSANCE DES SOLS**

La reconnaissance des sols a pour objet d'identifier les sols sous et au voisinage immédiat de l'ouvrage et de quantifier certains paramètres de comportement. Elle est menée jusqu'à une profondeur qui dépend des dimensions en place de l'ouvrage, ainsi que de l'importance relative des contraintes appliquées au sol à différents niveaux, par rapport à celles dues à la gravité préexistante à ces mêmes niveaux.

Le nombre de sondages est adapté aux dimensions de l'ouvrage d'une part et à la nature présumée des travaux d'autre part.

On peut en particulier limiter le nombre de sondages, lorsque la nature des couches de sol est nette et homogène et que les pentes sont faibles.

### **IV.3.PRESENTATION DU SITE**

Le site glissé se situe en dessous de la salle omnisports de Thénia (W) de Boumerdes.

#### **IV.3.1.Description de l'ouvrage**

L'ouvrage en question est composé de deux salles de sport (salle omnisport et salle de musculation) et un bloc annexe, tous en R+0, de structure en charpente métallique et poteaux-poutres en béton armé pour le bloc annexe dont la date de construction remonte à plus de 15 ans.

Il est à noter, que la salle de musculation et l'annexe n'ont fait l'objet d'aucune étude de contrôle et que leur implantation se situe juste à la limite d'un talus important, qui lui-même est en mouvement.

### IV.3.2.Situation et topographie du site

Le terrain en question d'une superficie de 2000 m<sup>2</sup> environ, se situe à l'aval de la salle omnisport de Thenia ses limites sont matérialisées comme suit :

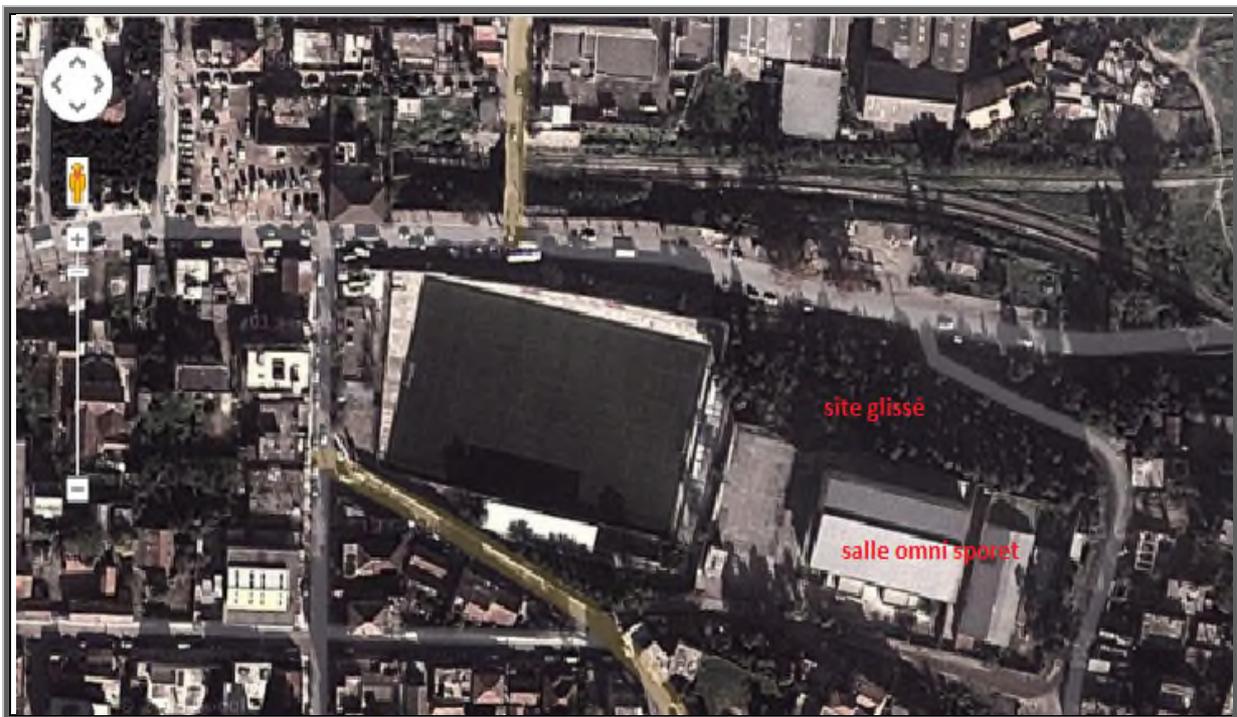
Au nord : RN5

Au Sud : salle omnisport +terrain de jeu

A l'est : salle de boxe

A l'ouest : stade de football

Le terrain présente un relief topographique accidenté, avec une pente très abrupte orienté sud nord.



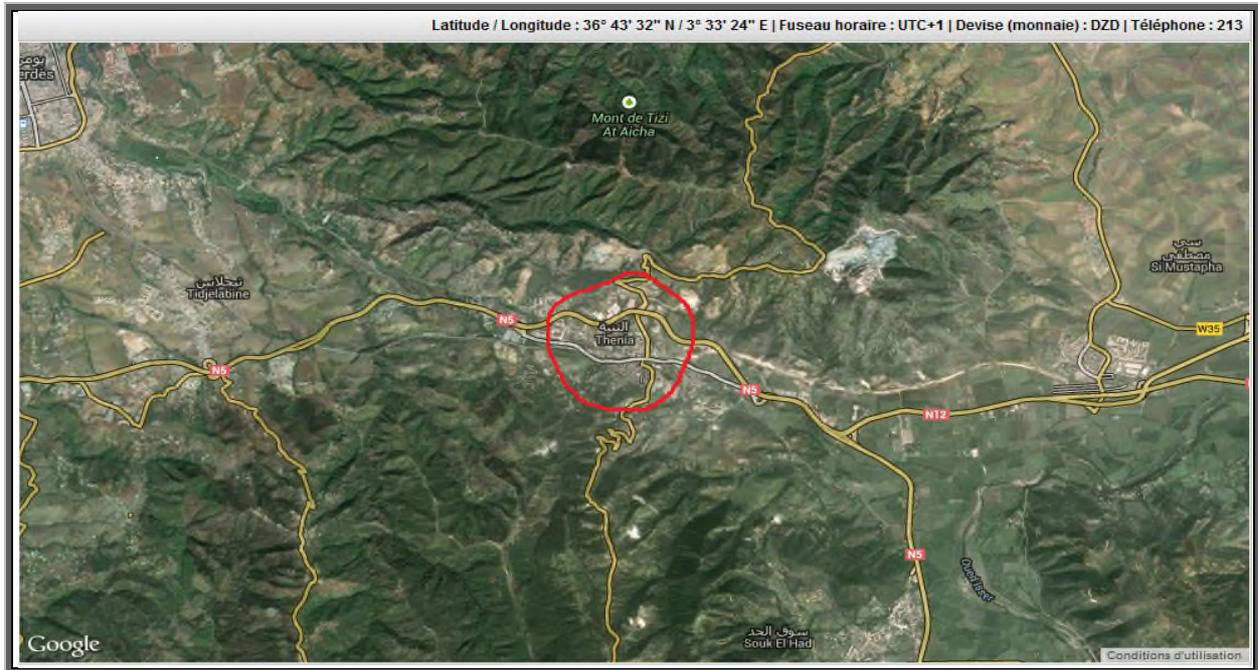
*Figure37 : Vue aérienne du site*

*Source : Google*

### IV.3.3. Aperçu géologique

#### a) Situation géographique

La ville de Thenia est située à 50 km à l'est d'Alger.



*Figure 38: Carte géographique*  
Source : Google

#### b) Géologie et géomorphologie

Le massif de Thenia appartient aux zones internes de la chaîne des « Maghrébines » : segment orogéniques de la branche dinarienne des chaînes alpines péri-Méditerranéennes.

La chaîne des Maghrébines est constituée de zones internes, de zones externes et de nappes de flysch. Les zones externes de ce segment alpin sont représentées en Algérie par les massifs de Ténés Chenoua, Alger, Grande et Petite Kabylie.

Les nappes de flysch sont des formations allochtones d'âge crétacé à miocène inférieur dont l'origine a donné lieu à diverses hypothèses.

#### c) Géologie régionale

Dans la région de Thenia affleurent :

- Le socle précambrien
- Le crétacé supérieur
- Les formations sédimentaires (néogène, quaternaire)
- Les roches d'origines ignées et qui s'étendent en un long et large épanchement volcanique, interstratifié dans les roches sédimentaires. ces dernières ayant subi un métamorphisme de contact se sont transformées en tufs volcaniques.

➤ **Le socle précambrien**

Les premières études géologiques se rapportant au socle de Thenia datent de 1891, à cette époque E.FICHEUR subdivise le massif en schistes satinés, calcaires cristallins, micaschistes et gneiss.

L'ensemble des micaschistes et gneiss dominant en majeure partie le nord du massif de Thenia (E.FICHEUR 1905).

L.ROYER (1939) donnait une description détaillée des schistes satinés et micaschistes de la série métamorphique.

J.THIEBAUT (1949) décrit le contact entre le granodiorite de Menerville et le socle cristallophyllien et en 1951 dans son étude géologique des terrains métamorphiques de la Grande Kabylie, fait une description détaillée du massif cristallophyllien de Thenia.

D'après VESNINE (1971 Rapport inédit EREM) le socle précambrien est constitué de phyllades calcaires et de schistes cristallophylliens affleurent dans la partie centrale de Thenia où ils forment une bande est-ouest d'une superficie de 30km<sup>2</sup>, il distingue dans ces terrains deux assises :

- L'assise inférieure des schistes : puissance 1000m, affleurant sur le versant nord et sud de la crête du djebel Bou Arous, où elle constitue les flancs d'un synclinal de direction EST-OUEST, elle est constituée par :
  - ✓ des micaschistes à biotite.
  - ✓ schistes à deux micas.
  - ✓ gneiss ouillés à biotite.
  - ✓ lentilles de calcaire cristallins.
- L'assise supérieure des phyllades : cette assise puissante de 1000m constitue la courbe du synclinal du djebel Arous : elle comprend
  - ✓ Les phyllades de couleurs grises à bancs de quartzites (sur 1 et 2 m)
  - ✓ Des lentilles de calcaires cristallins

➤ **Le crétacé supérieur**

Le flysch massylien nord Kabyle affleure au Nord de Bordj Menail où il se forme en pointement émergeant parmi les formations tertiaires. Il est surmonté en discordance par l'helvétien et le plaisancier. Ce jointement s'éloigne à l'est au-delà de la feuille de Thenia.

L'assise de flysch maestrichtienne d'une puissance de 300m est représentée par des argiles grises ou des intercalations peu puissantes de grès calcaires apparaissent parfois compactes ou schistifiées et des couches de poudingues à éléments homogènes (puissantes de 3-4m) représentées par des grès, des schistes cristallophylliens, phyllades et calcaires.

➤ **Les formations néogènes et quaternaires**

- **Le néogène** : il s'étend de l'Ouest à l'Est de la carte de Thenia couvrant ainsi une grande surface 150km<sup>2</sup>, il est représenté par des dépôts d'âge Miocène et Pliocène.
  - ✓ Miocène : il est représenté par des formations post-nappe et comprend : des dépôts burdigaliens et helvétiques.
  - ✓ Pliocène : dans cette région, les terrains pliocènes sont représentés par des facies d'âge plaisancien (marnes argileuses bleues et argiles carbonatées) et astien (marnes gréseuses gris-bleutées avec intercalations de grés calcaires jaunâtres).
- **Le quaternaire** : il se développe sur de grandes étendues il est représentés par des trois facies suivants :
  - ✓ Facies marin : sable, graviers, galets.
  - ✓ Facies alluvial : terrasses alluviales de l'Ouest Issers : poudingues grossiers et rares bancs de grés.
  - ✓ Facies éolien : sables éoliens

➤ **Les roches éruptives**

Ces roches constituent des petits jointements dans le socle cristallophyllien a la limite socle-miocène et dans le Miocène ; on les retrouve également jalonnant le littoral (d'EL Kerma a Cap Djanet) ;

En fonction de leur âge, de leur particularité pétrographique et de leur mode de mise en place, se distingue trois série :

- **Séries intrusives précambriennes** : constituées de granites leucocrates dykes d'amphibolites et de granites pegmatoides et de corps de granites pegmatoides.
  - ✓ Les granites leucocrates : affleurent au Sud-Est de Bordj Menail ou ils forment la partie Sud-Ouest du massif de Naciria et au Nord de Djebel Arous ; ce sont des roches de texture grenue, très altérés et souvent cataclastique de teinte grise-claire a grise-jaunâtre.
  - ✓ Les dykes a amphibolites : apparaissent sur le versant Nord de la crête de Bou Arous encaissées dans des schistes cristallophylliens ou les roches sont altérées par des processus hydrothermaux.
  - ✓ Les dykes et corps de granites pegmatoides : ne recoupent que les assises métamorphiques.
- **Séries intrusives paléogène tardif** : cette série regroupe le massif granodiotirques et dykes de diorites et gabbros diorites.
- **Massif granodioritiques** : orienté selon une direction Est- Ouest ; il occupe une aire constitué de 8km<sup>2</sup> sur le flanc du Djebel Arous.

Le massif de granodiorite a une position intrusive dans le socle cristallophyllien à qui constitue le prolongement occidental du massif de Grande Kabylie.

En surface ces roches sont souvent très décomposées et donnent une arène sableuse qui couvre le sol (J.THIEBAUT 1949).

Des accidents orientés généralement Est-Ouest et Nord-Est, Sud-Ouest jalonnent le massif granodioritique, le mettant ainsi en contact avec les assises précambriennes (socle) et les formations miocènes.

- Contact socle-granodiorite : ce contact a été décrit par J.THIEBAUT (1949) il est visible au Nord-Est de Ouled Abbas au marabout de Boumerdes.
- Contact Miocène-granodiorite : il s'observe au Nord-Est de Thenia ou il est marqué par une grande faille longue de 7 Km de direction SE-NO, il n'est pas marqué par une brèche ceci étant dû à la plasticité des marnes de l'Helvétien moyen (P-MURAOUR 1959).
- Ce même auteur signale par contre qu'à l'Est de Thenia, le contact granodiorite et Burdigalien se fait par l'intermédiaire d'une brèche monogène constituées de galets de granodiorite.
- D'après les travaux de BELANTEUR ET SEMROUD (1986), trois facies granodioritiques ont pu être distingués :
  1. Un facies de bordure
  2. Un facies central
  3. Un facies cataclastique
- La composition minéralogique est généralement la suivante : Plagioclase Feldspaths potassiques quartz Amphibole, Biotite.  
D'après ces mêmes auteurs, la granodiorite de Thenia aurait cristallisé à basse pression à partir d'un magma mantellique qui a subi une contamination crustale certaine
  - ✓ Dykes de diorites et gabbro-diorites :

Ils sont essentiellement développés dans les assises métamorphiques, leur puissance est très variable, de quelques centimètres au mètre ; par contre leur étendue est de l'ordre de 100 à 250m.

- **Séries volcanique helvétiques :** D'après E.FICHEUR (1884), GLANGEAUD (1932), VESNINE (1971), DEGIOVANNI (1978) / ces roches seraient liées au volcanisme helvétique lequel est marqué par deux phases :
  - ✓ **Laves hylétiques du début de l'helvétien :**  
Ces laves forment des amas rocheux plus au moins puissants dont le plus important occupe toute la masse du dôme de Sidi-Fred.  
Ces laves recourent le socle, le massif granodioritique, les formations sédimentaires.
  - ✓ **Laves andésitiques et andésio-basaltiques :**  
Elles affleurent essentiellement au Nord-Est de Thenia. En bordure de la cote, on les rencontre depuis Boumerdes à Cap Djenat.

#### **IV.3.4.Aperçu hydrogéologique**

En liaison avec :

- Pluviosité assez importante de la région.
- La constitution sableuse du recouvrement.
- L'existence d'un substratum marneux imperméable.

Il s'est créé une petite nappe superficielle qui s'écoule vers Oued Corso et Oued Boumerdes.

Cette nappe superficielle reste très limitée tant au point de vue extension que capacités hydrogéologiques.

Les eaux de cette nappe sont douces et très souvent utilisées par la population des environs ; des puits à faible profondeurs (4m) ont été observés à la limite du site. Ils sont également exploités pour l'irrigation par les cultivateurs.

#### **IV.3.5.Risque particuliers**

Des tassements importants peuvent présenter des risques de déstabilisation car :

- Les dépôts superficiels argilo-sableux sont sensibles a des eaux de la nappe, la saturation hydrique pourrait entraîner également des mouvements des remblais.
- Les actions dynamiques engendrées par les séismes, et les répliques.

#### **IV.3.6.Sismicité locale**

Les caractéristiques sismo-tectoniques de la région de Thenia montrent que cette dernière est caractérisée par une activité tectonique se manifestant sous forme des séismes de magnitudes plus ou moins élevées.

Cette sismicité est liée aux mouvements différentiels des failles actives, l'élévation des terrasses quaternaires en est témoin, les failles reconnues à proximité du site sont, celles de :

- THENIA : (M>6.5) classée comme probablement active
- ZEMMOURI (M=6.5) classée active

Les désordres induits par les séismes au niveau du sol, représentent la cause principale des dégats.ils sont de diverses natures.

Parfois les résultats est la combinaison de plusieurs types de désordres. Tout phénomène sismique se manifeste par des vibrations au niveau du sol a cause du passage des ondes sismiques de volume ( $V_p$ ,  $V_{sx}$ ,  $V_{sy}$ ) et de surface (onde de love ou longitudinale, onde de Raleigh...et l'apparition de failles en surface).

Les instabilités liées aux séismes concernent entre autre :

- Le potentiel de liquéfaction
- Le potentiel de glissement
- Le potentiel de rupture par failles en surface
- Le potentiel d'inondation

La région de Thénia parait du point de vue sismique comme relativement instable compte tenu des nombreux accidents tectoniques ; le nombre de failles et de contacts anormaux laisse supposer le problème de faille active.

La région de Thénia peut ressentir des coups provenant des foyers sismiques limitrophes :

Zemmouri, Thenia, Bouzareah...

La région de Thenia est classée d'après le DTR BC2-28 (RPA 99 version 2003) en **Zone III** forte sismicité.

#### **IV.4.CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SITE**

##### **IV.4.1.travaux de reconnaissance**

Compte tenu de la visite du site et la nature géologique observée, nous avons opté pour la campagne de reconnaissance suivante :

- Trois sondages carottés de 12,0 m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts.
- Trois essais au pénétromètre statique.
- Des essais physico mécanique en laboratoire.

Le plan d'implantation de ces essais in –situ, les coupes lithologiques, les résultats des essais in-situ et les résultats des essais en laboratoire sont donnés en annexe du présent rapport.

##### **IV.4.1.1.Nature lithologique**

Les sondages réalisés ont mis en évidence de haut en bas la succession lithologique ci après :

###### **Sondage Sc1 :**

0.00- 2.00 m : remblai.

2.00- 7.50 m : argile bariolé graveleuse molle.

7.50- 8.50 m : Marne brunâtre à taches grisâtre compacte.

8.50- 12.00 m : Marne grise hydroxydée compacte.

###### **Sondage Sc2 :**

0.00- 2.00 m : tout venant d'oued (remblai).

2.00- 3.00 m : Argile marneuse brunâtre à tache grisâtres.

3.00- 4.50 m : argile brunâtre graveleuse à caillouteuse avec racines noirâtres(remblai).

4.50- 9.50 m : Argile caillouteuse très molle.

9.50- 12.00 m : marne grise hydroxydée compacte.

###### **Sondage Sc3 :**

0.00- 3.00 m : remblai.

3.00- 5.50 m : Argile marneuse bariolée grise à taches brunâtres.

5.50-12.00 m : marne grise compacte finement sableuse entre 8.50 m–8.60 m et 9.20m-9.30m.

La nature du sol décrite à partir des coupes lithologiques et les sondages carottés est homogène tant en plan qu'en profondeur formée essentiellement d'une formation dure de nature marneuse (marne du Cartenien, Miocène kabyle) détectée à environ 9,50 m de profondeur par fois moins, cette marne est de couleur grise, sur cet ensemble repose une couche d'argile bariolée graveleuse et caillouteuse molle à très molle dont le pourcentage de récupération dans le sondage est très faible ce faciès d'épaisseur importante allant jusqu'à 5.00m s'étale de 4.00 à 9.00 m de profondeur notamment au droit des sondages SC-01 et SC-02. En surface les trois sondages recoupent des remblais allant jusqu'à 4.50 m d'épaisseur.

#### **IV.4.1.2.Niveau d'eau**

Aucune trace d'eau n'a été détectée sur la profondeur d'investigation au des essais au pénétromètre statique. Etant donné qu'il s'agit d'un terrain plat en plateaux les nappes d'eaux sont très peut probables (sauf proche ou sources naturelles). De ce fait la saturation des couches sous jacentes est due aux infiltrations à travers la couche de surface perméable (remblai).

#### **IV.4.1.3.Essais en laboratoire**

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif.

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et des analyses chimiques sommaires à savoir :

- Analyses granulométriques et sédimentométriques
- Mesure des teneurs en eau et degré de saturation.
- Mesure des densités.
- Limites d'Atterberg
- Essais œdométrique
- Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande
- Essais triaxial
- Analyse chimiques sommaires

#### **a) Essais mécaniques et physiques**

Des échantillons intacts prélevés sur la colonne de sol ont été soumis à des essais physico-mécaniques et chimiques au laboratoire.

Les résultats de ces essais sont consignés dans les tableaux récapitulatifs ci dessous :

**Tableau 4 : caractéristiques physiques et mécaniques**

Sondage	Prof (m)	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	W (%)	$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	Sr (%)	WL (%)	Ip (%)	Pc (bar)	Cc (%)	Cg (%)	Rcs (bar)
<b>Sc.01</b>	3.50-4.00	16.0	24.18	19.90	97.65	97.2	47.2	-	-	-	-
	4.70-5.00	15.70	25.15	19.7	96.89	-	-	2.29	22	7.4	-
	9.30-9.80	15.60	30.14	20.30	114.3	-	-	-	-	-	-
	11.50-12.00	-	-	-	-	58.30	38.50	-	-	-	7.40
<b>Sc.01</b>	9.50-10.0	16.30	23.74	20.20	100.53	-	-	-	-	-	-
<b>Sc.03</b>	4.50-5.00	-	-	-	-	60.40	39.8	-	-	-	-
	8.70-9.20	19.90	19.09	20.2	89.06	-	-	1.71	20	4.6	-
	10.20-10.7	16.4	23.10	20.20	99.40	-	-	-	-	-	3.80

**Tableau 5: caractéristiques physiques et mécaniques**

sondage	Prof (m)	$C_{UU}$ (bar)	$C_{CD}$ (bar)	$\varphi_{CD}$ (°)	$\varphi_{CD}$ (°)
<b>Sc. 01</b>	3.50-4.00	1.72	-	11	-
	9.30-9.80	1.34	0.14	15	37
	11.50-12.00	1.94	0.58	10	20
<b>Sc. 02</b>	3.00-3.40	0.54	0.2	34	28
<b>Sc. 03</b>	4.50-5.00	1.92	-	5	-
	8.70-9.20	-	0.44	-	23
	10.20-10.70	1.64	0.21	19	30

**Tableau 6 : Résultats de l'analyse granulométrique**

sondage	Prof (m)	5mm	2 mm	0.08 $\mu$	20 $\mu$	2 $\mu$
<b>Sc.01</b>	3.50-4.00	100%	100%	99%	82%	48%
	9.30-9.80	100%	100%	100%	99%	56%
	11.50-12.00	100%	100%	98%	92%	58%
<b>Sc.02</b>	3.00-3.40	99%	93%	89%	82%	54%
<b>Sc.03</b>	4.50-5.00	100%	100%	97%	87%	58%

**b) Interprétation**

Les coupes de sondages ainsi que les résultats des essais géotechniques nous ont permis de distinguer 02 formations lithologiques de propriétés géotechniques différentes :

- **Argiles graveleuse molle** : la valeur de la densité sèche moyenne obtenue est faible , elle est de l'ordre de  $15.85 \text{ KN}/m^3$  traduisant un sol de faible densité, avec une teneur en eau naturelle moyenne de 24.66 % et un degré de saturation de l'ordre 97.27 % traduisant un état détrempe du sol.
- L'analyse granulométrique a mis en évidence un sol fin dont le pourcentage moyen des éléments inférieur a 0.08 mm est de l'ordre de 95.00 % et une fraction argileuse moyenne de 53.33% .
- Selon la classification de Casagrande basée sur le couple ( $W_1$  et  $I_p$ ) le sol en place correspond à une argile très plastique.
- Les résultats de l'essai œdométrique traduisent un sol assez compressible et gonflant.
- Les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne obtenue à partir des essais de cisaillement rectiligne de type UU à la boîte de Casagrande classent ce sol dans la catégorie des marnes très raides.

- **Les marnes :**

La valeur de la densité sèche moyenne obtenue est bonne, elle est de l'ordre de  $17.05 \text{ KN}/m^3$  traduisant un sol moyennement dense, avec une teneur en eau naturelle moyenne de 24.13 % et un degré de saturation de l'ordre de 100% traduisant un sol saturé.

- L'analyse granulométrique a mis en évidence un sol fin dont le pourcentage moyen des éléments inférieur à 0.08 mm est de l'ordre de 99.00 %, et une fraction argileuse moyenne de 57 %.
- Selon la classification de Casagrande basée sur le couple ( $W_1$  et  $I_p$ ) le sol en place correspond à un sol très plastique.
- Les résultats de l'essai œdométrique traduisent un sol assez compressible et gonflant.
- Les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne obtenue à partir des essais de cisaillement rectiligne de type UU à la boîte de Casagrande classent ce sol dans la catégorie des marnes très raides.

### c) Analyse chimique

Des échantillons remaniés ont été soumis à des analyses chimiques vis-à-vis de l'agressivité des bétons durcis ; les résultats obtenus exprimés en pourcentage poids sont consignés dans le tableau ci-dessous :

*Tableau 7 : Résultats de l'analyse chimique*

Sondage	Prof (m)	Sulfates $SO^-$	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures CL	Matière organique	insolubles	Essai au bleu	Ph
SC.03	4.00-4.50	0.17	8.32	0.18	/	/	/	/
SC.03	10.00-11.00	0.65	10.40	0.16	/	/	/	/

Selon les résultats de l'analyse chimique l'agressivité est moyenne pour le béton armé hydraulique durci selon NF18-011 du 06/62, le béton fabriqué dans les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques avec mesures particulière, néanmoins il faudrait prendre les précautions constructives adéquates vis-à-vis de la teneur relativement importante en chlorures et qui sont fort nuisible pour les armatures. Le plan de carotte comportant une incrustation des sulfates visible à l'œil nu étant un caractère imperméable de la formation analysée, cela sous entend qu'il faudrait recourir systématiquement à l'utilisation d'un ciment de type CRS dans le cas ou les parois du talus comporteraient la dite formation afin de réaliser des ouvrages durables.

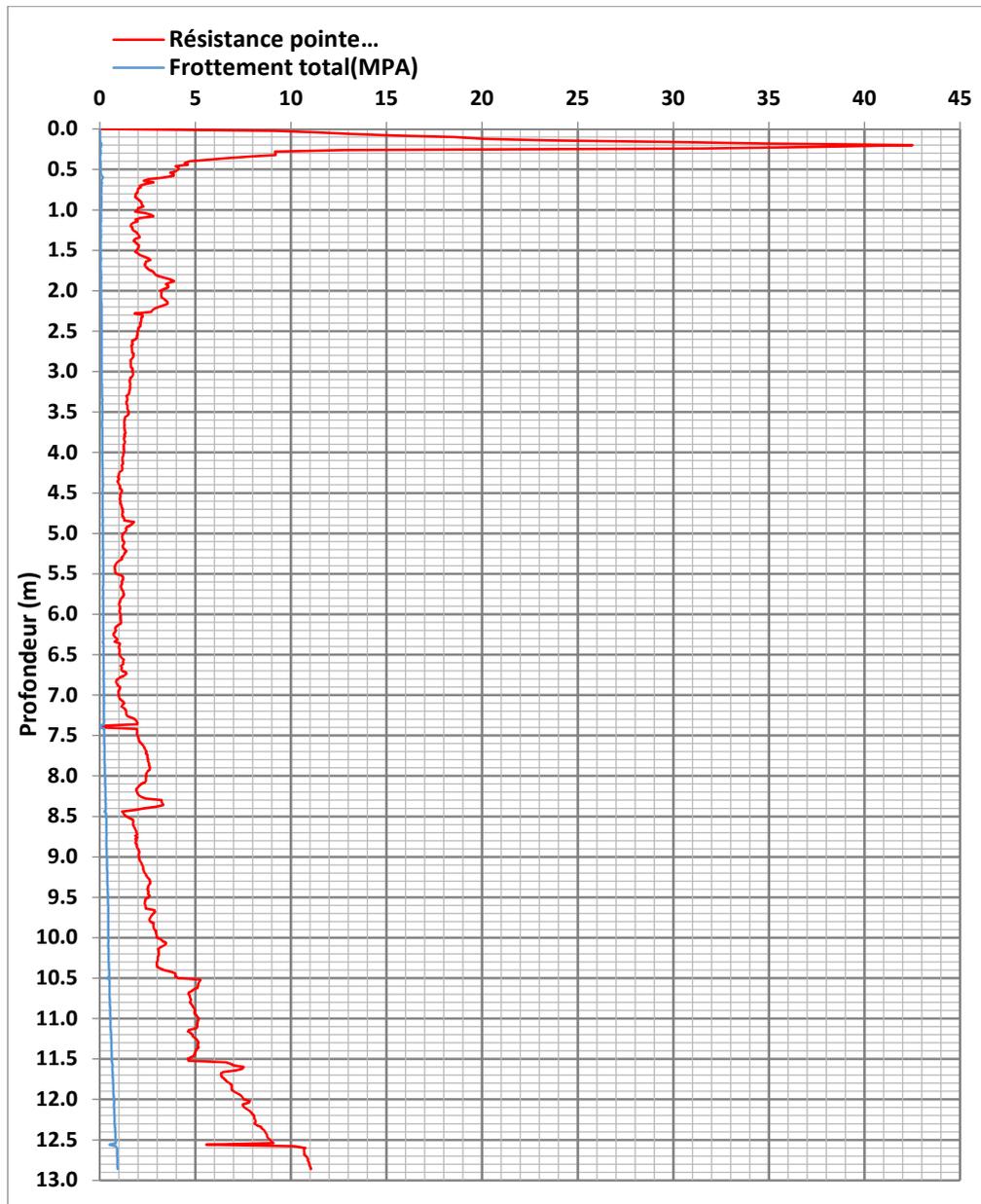
#### **IV.4.1.4. Résistances au pénétromètre statique**

l'essai de pénétration statique est un essai de poinçonnement du sol en place . il permet la détermination rapide du niveau optimal convenant à un mode de fondation en relation avec la force portante des couches du terrain traversées.

Le principe de l'essai consiste à enfoncer dans le sol une pointe au cône solidaire d'une tige entourée d'un tube et de mesure l'effort nécessaire à la pénétration lorsqu'on enfonce le tube celui-ci entraine également la pointe et on mesure la force total égale à l'effort de pointe augmentée du frottement latéral lorsqu'on enfonce la pointe seul par l'intermédiaire de la tige intérieure, on en déduit la résistance a la pointe.

- Le type de l'appareil utilisé est le BORRO HYSON de 20 tonnes monté sur un camion.
  - La pointe du cône a un angle de 60 et une surface à la base de  $10 \text{ cm}^2$ .
  - La surface latérale du manchon est de  $150 \text{ cm}^2$ , placé au dessus du cone, c'est-à-dire dans la zone influencée par le bulbe de refoulement.
  - L'ensemble est enfoncé dans le sol à l'aide d'un système hydraulique à vitesse constante de 2 cm/s.
  - Les mesures de caractéristiques se font tous les 20 cm.
- De cet essai deux principales caractéristiques sont déduites :

- La résistance a la pointe.
- L'effort de frottement latéral.



*Figure39: Pénétragramme essai de pénétration statique (glissement salle OMS Thénia)*

Le pénétragramme obtenu a mis en évidence une résistance de pénétration statique faible notamment sur les 9 premiers mètres avec des valeurs qui oscille autour de 20 bars, cette résistance confirme parfaitement la nature lithologique mis en évidence par les sondages à savoir des remblais et des argiles graveleuse molle a très molles notamment au droit de CS-02 les valeurs de 50 bars au delà de 12.00 m.

#### IV.4.ETAT DES LIEUX ET DIAGNOSTIC DE LA PATHOLOGIE

Le glissement de terrain ayant affecté les abords immédiats de la salle de sport de Thénia a engendré des fissures de tassements différentiels sur le mur pignon coté Ouest ainsi que sur la clôture en maçonnerie chaînée. Les lignes de rupture potentielle se sont propagées vers le terrain de jeux avec apparition d'un rejet (escarpement) de l'ordre de 3m de hauteur .tenant compte de l'ampleur des fissures constatées sur les ouvrages et le terrain de jeux, des bourrelets, déracinement des eucalyptus et de la masse des matériaux remaniés déplacés vers la route (Direction S-N).

##### **Les désordres constatés sont les suivants :**

- Elimination de la butée de l'aire de jeux et de la salle de sport effondrement de la clôture en maçonnerie de parpaing coté Nord.
- Fissures traversantes de tassement différentiels sur l'angle du mur pignon Ouest en maçonnerie .la structure portante en charpente métallique ne présente actuellement aucune instabilité de forme a l'exception des risques d'affaissement encourus par les fondations.
- Dislocation de tous les réseaux de drainage de la toiture et de la cour qui nécessitent une reprise totale et raccordement vers l'exutoire par des canalisations souples et étanches.
- Affaissement de la plate forme.
- Ouverture du joint entre le bloc annexe et la salle omnisport.
- Décollement des façades de la salle de musculation.



*Figure 40: fissures importantes du mur de clôture*



*Figure 41: Affaissement de la plate forme.*

D'après l'investigation des lieux, les causes probables de ce glissement de terrain sont liées à la combinaison de plusieurs facteurs dont les principaux sont les suivants :

- Présence de remblais argileux très mous issus des terrassements sur le versant en pente, cet apport de matériaux sensibles à l'action des eaux surmonte une couche de marne grise compacte et imperméable (substratum) sous forme de pendage de l'ordre de 30 directions S-N.
- Pluviométrie importante durant l'année 2012 ce qui a engendré la saturation totale des couches de sol argileux (remblais).
- Drainage des eaux de ruissèlement vers le talus affecté et aggravation par la dislocation des réseaux de drainage.
- L'effet de gravité des couches meubles saturées masquées sur le pendage de marne grise engendre un nouvel état d'équilibre par le mouvement de terrain vers le bas de la pente.

Le périmètre d'action de la zone active du glissement de terrain passe par une partie des fondations du long plan coté Nord. Par conséquent, la salle de sport en charpente métallique actuellement fermée

Est menacée d'effondrement en tout moment notamment en période pluviale à cause des risques de réactivation du glissement de terrain.



*Figure 42: vue de glissement de terrain affectant la salle de omnisport de Thenia*



*Figure 43: vue profil de glissement de terrain affectant la salle de omnisport de Thenia*

#### **IV.5.ANALYSES DES DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES**

Les sondages carottés mettent en évidence une couche très résistante ( $R_c \geq 0,38$  Mpa) aux profondeurs : 5,5m (SC2), 8,5m (SC1), et 9,5m (SC3). Il s'agit de la marne grise compacte formant un pendage orienté dans la direction N-NE. Les couches surmontant la marne grise sont constituées d'argiles graveleuses bariolées très molles avec présence de racines par endroits. Cette formation meuble de dominance argileuse peut être d'origine remblais anthropiques issus des terrassements en grande masse du terrain d'assiette de la salle de sport. D'après l'exploitation des logs de sondages carottés et les essais de pénétration statique (CPT) réalisés à la limite de la ligne de rejet, la lithologie du site est constituée principalement de trois (03) couches :

- 0-8,0 m : Argile molle parfois caillouteuse (remblais homogène)
- 8-10,5 m : Argile marneuse plastique saturée

➤ 10,5- 14m : Argile grise compacte (substratum)

D’après les essais physiques (tableau 8), la couche de sol se situant entre 8 et 10m présente une saturation totale  $S_R \geq 100\%$  ce qui atteste l’accumulation des eaux dans la couche de transition (marne altéré) entre la marne compacte et les remblais. La couche savonneuse présumée comme étant ligne de rupture potentielle se situe donc entre 8 et 10m de profondeur à partir de la cour dans la zone centrale du glissement.

D’après le pénétrogramme des résistances en pointe  $q_c$ , on n’enregistre d’augmentation de  $q_c$  qu’a partir de 8m de profondeur, par contre dans la couche de remblais argileux mous, la résistance en pointe  $q_c$  est faible, de l’ordre de 20bars.

Les caractéristiques physiques et mécaniques mesurées sur échantillons intacts sont synthétisées tab8.

**Tableau 8:** caractéristiques physiques et mécanique mesurées au laboratoire

N°SC	Profondeur	Paramètre physique KN/m <sup>3</sup> & (%)			Nature couches de sol	Paramètre de plasticité (UU)&(CD)/KPa et degrés°				oedomètre ET compression $\sigma_c$ & $R_c$ en (MPa)
		$\gamma_h$	$\gamma_d$	$S_r(\%)$		$c_{uu}$	$\phi_{uu}$	C'	$\phi'$	
SC01	3.5 – 4.0	19,90	16	97,65	Argiles molle & remblais	172	11	17	19	-
	4,7-5,00	19,70	15,70	96,89		-	-	-	-	$c_c = 0,22$ $C_s = 0$ $c_g = 0,074$ $\sigma_c = 0,229 MPa$
	9,3-9,80	20,30	15,60	114,31	Marne plastique	134	15	14	37	-
	11,5-12,0	-	-	-	Marne grise compact	194	10	0,58	20	-
SC02 C	3.0 – 3.40	-	-	-	Argile molle	54	34	20	28	-
	9.5 – 10.0	20,20	16,30	100,53	Marne plastique	-	-	-	-	-
	11,5-12,00	21,30	17,60	-	Marne compacte	-	-	-	-	$R_c = 0,74 MPa$ $C_u = 0,37 MPa$
SC03	4,5-5,0	-	-	-	Argile molle	192	5	21	30	-
	8,7-9,20	20,20	16,90	89,06	Marne grise compacte	-	-	44	23	$c_c = 0,20$ $C_s = 0,08$ $c_g = 0,046$ $\sigma_c = 0,171 MPa$
	10,2-10,7	220,20	216,4	299,40	Marne grise compacte	2164	219	--	--	$R_c = 0,38 MPa$ $C_u = 0,19 MPa$

### IV.5.1. Conditions géotechniques de calcul (paramètres géomécaniques)

D'après les essais in situ et de laboratoire ,il existe trois (03) couches de sol formant principalement notre profil de calcul .Une couche de remblais argileux mous d'épaisseur variable de 5 a 8 m surmontant une marne argileuse altérée et saturé entre 8 et 10,5m, ensuite on retrouve le pendage marneux compact formant le substratum rigide a partir de 10,5 m en moyenne.

Le module de déformation (module de young E') est déterminé a partir de l'essai de pénétration statique CPT avec application d'un coefficient rhéologique  $\alpha'$  dépendant de l'histoire de consolidation du sol . en se basant sur la théorie de Buisman (Cassan,1979,Sanglerat et al. 1969) et de la théorie d'élasticité linéaire, le module de déformation E' est relié à la résistance en pointe statique (CPT)  $q_c$  par la relation :

$$E' = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \alpha' q_{cm}$$

Avec :  $q_{cm}$  est la résistance moyenne de pointe CPT dans la couche considérée.

**Tableau 9 : synthèse des condition géotechniques .**

N°	Profondeur (m)	Nature de sol	Caractéristiques physiques et mécaniques
1 1	0-8.00	Argile graveleuse molle&remblais	$\gamma_h = 19.90KN/m^3$ ; $C_u = 170 KPa$ ; $\varphi_u = 10^\circ$ $C' = 17KPa$ ; $\varphi' = 17^\circ$ $E' = 62bars$ , $E_{oed}^{ref} = 84bars$ , $K_0 = 0.45$ $\nu = 0.35$ et $\psi = 0$
2	8.00-10.50	Marne argileuse parfois graveleuse plastique et saturée	$\gamma_h = 20.20KN/m^3$ ; $C_u = 134KPa$ ; $\varphi_u = 15^\circ$ $C' = 14 KPa$ ; $\varphi' = 30^\circ$ $E' = 170 bars$ , $E_{oed}^{ref} = 230 bars$ , $K_0 = 0.50$ $\nu = 0.33$ et $\psi = 0$
3	$\geq 10.50$	Marne grise compact (elle devient très compact en profondeur)	$\gamma_h = 21 KN/m^3$ ; $C_u = 194 KPa$ ; $\varphi_u = 15^\circ$ $C' = 14KPa$ ; $\varphi' = 23^\circ$ $E' = 280 bars$ , $E_{oed}^{ref} = 418 bars$ , $K_0 = 0.61$ $\nu = 0.30$ et $\psi = 0$

# CHAPITRE V

## *ETUDE DE CONFORTEMENT DU SITE*

## V.1.INTRODUCTION

Cette partie est la plus importante dans notre projet parce que notre but final est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser le glissement. Donc le choix de la technique de stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- Analyse des paramètres techniques du site.
- La connaissance des techniques de stabilisation.
- Les impératifs technico-économiques.

L'analyse des paramètres techniques de site est basée sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, les conditions hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Les résultats de ces calculs permettent donc de classer et choisir parmi les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement, substitution de sol et amélioration des efforts résistants).

## V.2.Techniques de stabilisation

Il existe plusieurs techniques pour stabiliser les glissements de terrain, dans notre cas nous avons étudié la solution suivante :

stabilisation du glissement par un mur de soutènement en béton armé posé sur quatre rangées de micro pieux **forés sans refoulement de diamètre de 20 cm** disposé en quinconce et de longueur de 15 m espacés de **1,3 m** comme nous le montre le figure ci-dessous.

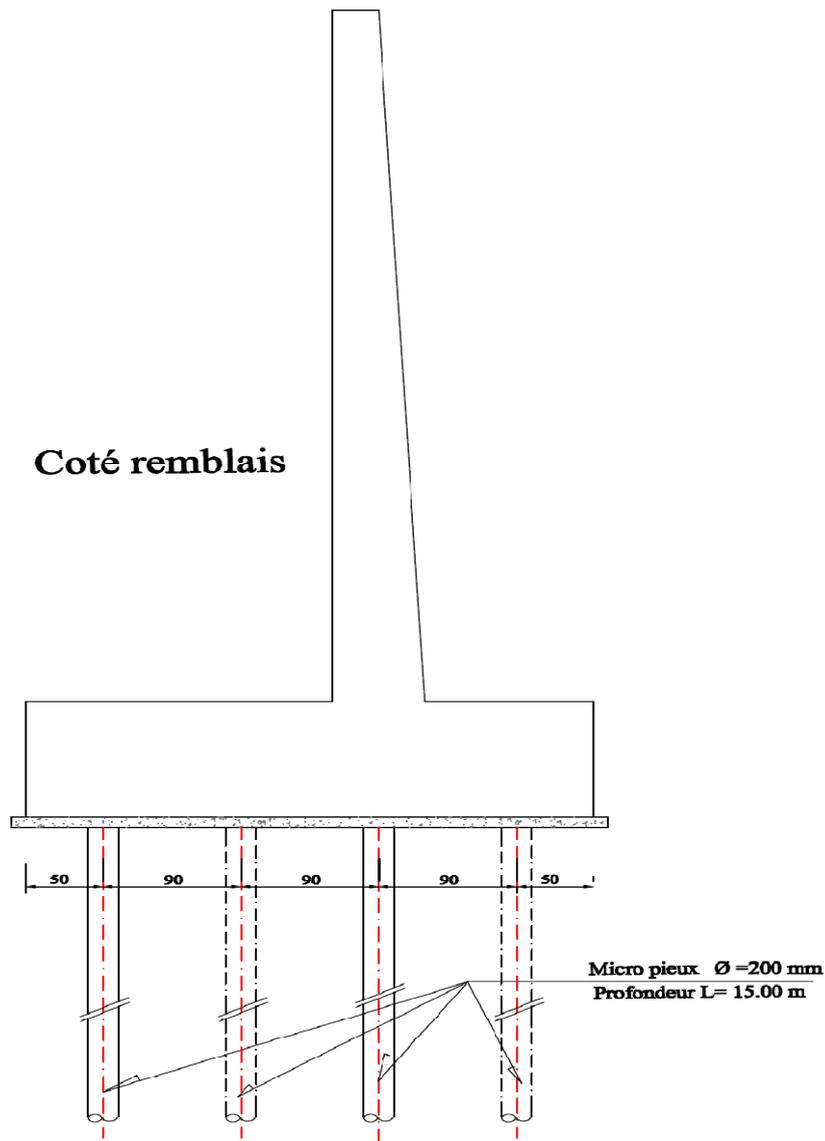


Figure44: mur de soutènement posé sur micro pieux

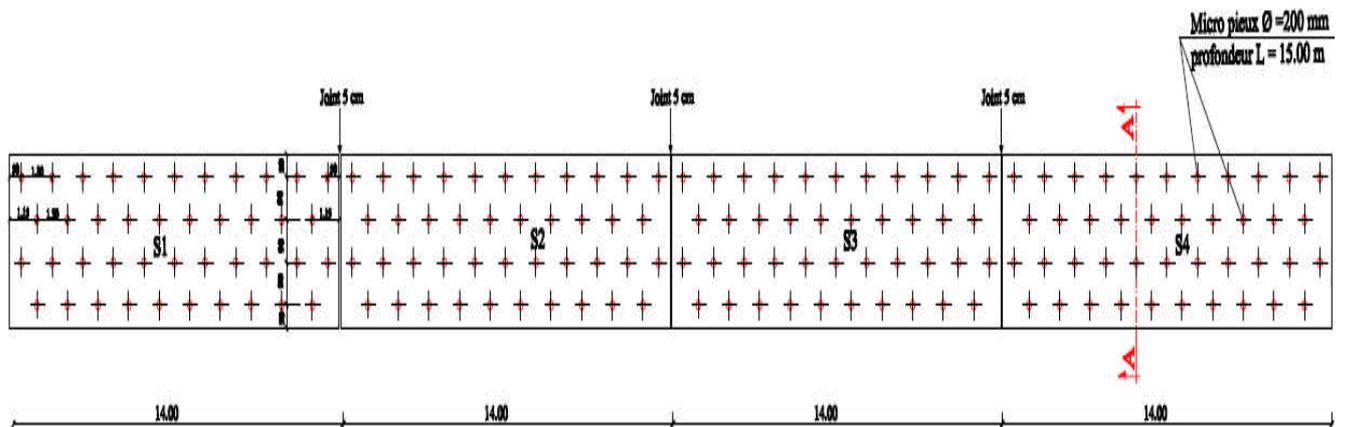


Figure45: disposition du micro pieux

**V.3. Dimensionnement du mur de soutènement en béton armé**

**V.3.1. Pré dimensionnement du mur de soutènement**

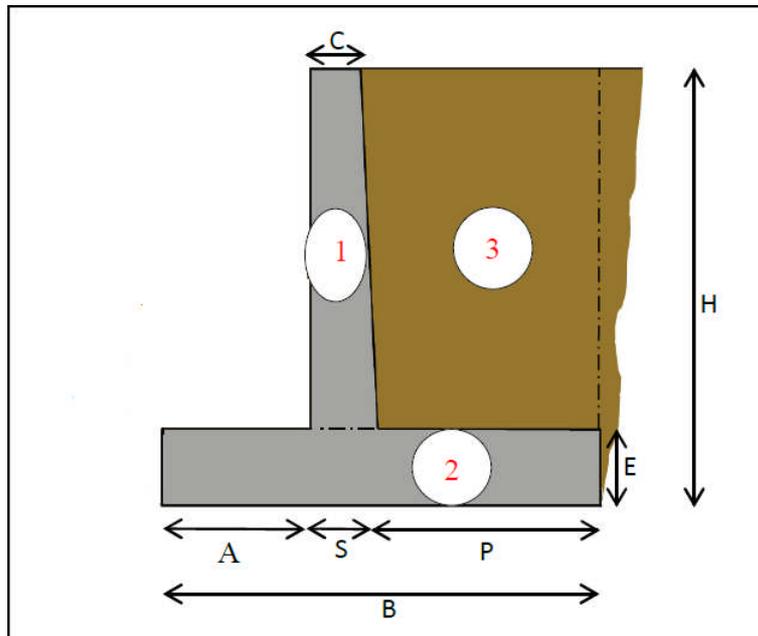


Figure46: Schéma du mur de soutènement

Dimension :

Tableau 10: Prédimensionnement du mur de soutènement

Dimension	H	E	C	B	A	S	P
Valeurs (m)	7	1	0.3	3.7	1.1	0.6	2

**V.3.2. Détermination des forces de poussée**

❖ **Calcul du coefficient de poussée des terres par la méthode de Havard :**

$$K_a = \frac{\cos^2(\lambda - \varphi)}{\cos(\lambda + \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) * \cos(\lambda - \beta)}}\right)^2}$$

$\beta = 23^\circ$

$\delta = 0 \text{ à } \frac{2}{3} \varphi$

$\varphi < 30^\circ$  tres rigoureux

$\delta = \frac{1}{3} \varphi$

$\delta = 0$

$$K_a = \frac{\cos^2(-17)}{\cos(0) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin 17 \cdot \sin 40}{\cos 0 \cdot \cos 23}}\right)^2} = 0,454$$

$$K_a = 0,454$$

❖ Calcul des contraintes horizontales

$$\sigma_{ah}(z) = ka \cdot \gamma \cdot z - 2\sqrt{ka} \cdot c = 8,955z - 22,78$$

$$\sigma_{ah}(z) = 0 \leftrightarrow z_0 = \frac{22,78}{8,955} = 2,54 \text{ m}$$

$$\sigma_{ah}(4,46) = 0,45 \cdot 19,90 \cdot 4,46 - 2\sqrt{0,45} \cdot 17 = 17,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ah}(10,46) = 0,45 \cdot 19,90 \cdot 10,46 - 2\sqrt{0,45} \cdot 17 = 70,88 \text{ kN/m}^2$$

❖ Calcul des forces horizontales :

$$F = \frac{1}{2} \sigma_{ah} \cdot z$$

$$F_1 = 0,5 \cdot 17,15 \cdot 4,46 = 38,24 \text{ KN/m}$$

$$F_2 = 17,15 \cdot 6 = 102,9 \text{ KN/m}$$

$$F_3 = 0,5 \cdot (70,88 - 17,15) \cdot 6 = 161,19 \text{ KN/m}$$

V.3.3. Calcul des efforts internes :

❖ Calcul de l'effort normal N :

$$\text{On a } \gamma = \frac{P}{v} \Rightarrow p = \gamma \cdot v$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_h = 19,9 \text{ KN/m}^3$$

$$V_1 = 0,3 \cdot 6 \cdot 14 = 25,2 \text{ m}^3$$

$$P_1 = 630 \text{ KN}$$

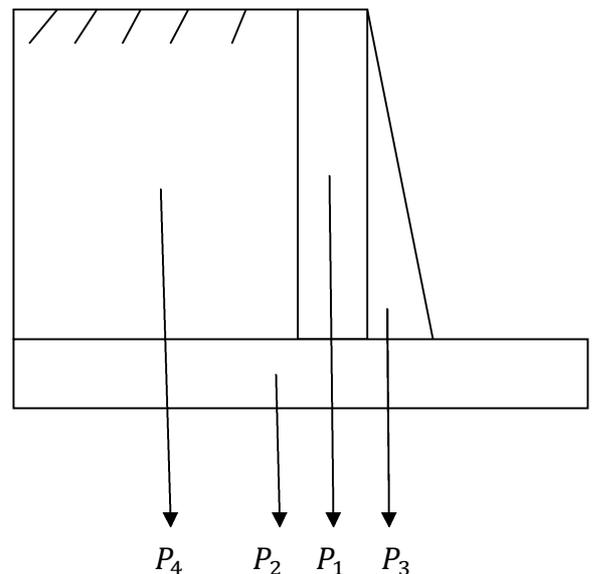


Figure 47: Efforts normaux N (P)

$$V_2 = 3,7 \cdot 1 \cdot 14 = 51,8 \text{ m}^3 P_2 = 1295 \text{ KN}$$

$$V_3 = 0,3 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 14 = 12,6 \text{ m}^3$$

$$P_3 = 315 \text{ KN}$$

$$V_4 = 6 \cdot 2 \cdot 14 = 168 \text{ m}^3$$

$$P_4 = 3343,2 \text{ KN}$$

$$P_T = N_T = 5583,2 \text{ KN}$$

$$N_{PIEU} = \frac{N_T}{42} = 132,93 \text{ KN}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant T :

$$T = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{ah}(10,46) \cdot 10,46 = \frac{1}{2} \cdot 70,88 \cdot 10,46 = 370,70 \text{ KN}$$

$$T_{PIEU} = 370,70 \cdot \frac{14}{42} = 123,56 \text{ KN}$$

❖ Calcul du moment fléchissant M

$$M = \frac{1}{6} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^3 \cdot d_0 = \frac{1}{6} \cdot 0,45 \cdot 19,90 \cdot 10,46^3 \cdot 14 = 23913,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{PIEU} = \frac{M}{42} = 569,36 \text{ KN.m}$$

V.3.4.Excentricité de N par rapport à au centre de gravité (G) :

*Tableau11 : Eléments et distances qui les séparent de G*

N° Elément	Distance / G(m)	P Elément(KN)
1	0,3	630
2	0	1295
3	0,55	315
4	0,85	3343,2

$$N_T \cdot y = \sum N_i \cdot y_i$$

$$N_T \cdot y = (-630 \cdot 0,3) + (-315 \cdot 0,55) + (3343,2 \cdot 0,85)$$

$$N_T \cdot y = 2479,47$$

$$y = 0,444 \text{ m}$$

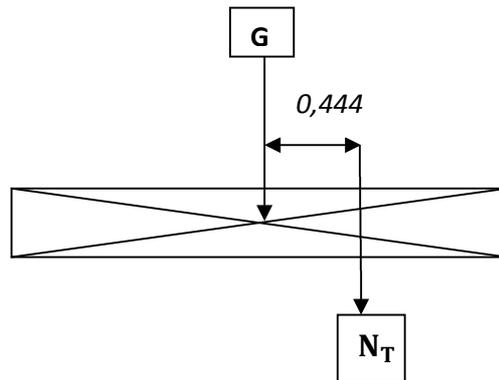


Figure48: Excentricité de N total

**V.3.5. Détermination de la Capacité portante du micro pieux à partir du pénétromètre statique (CPT) :**

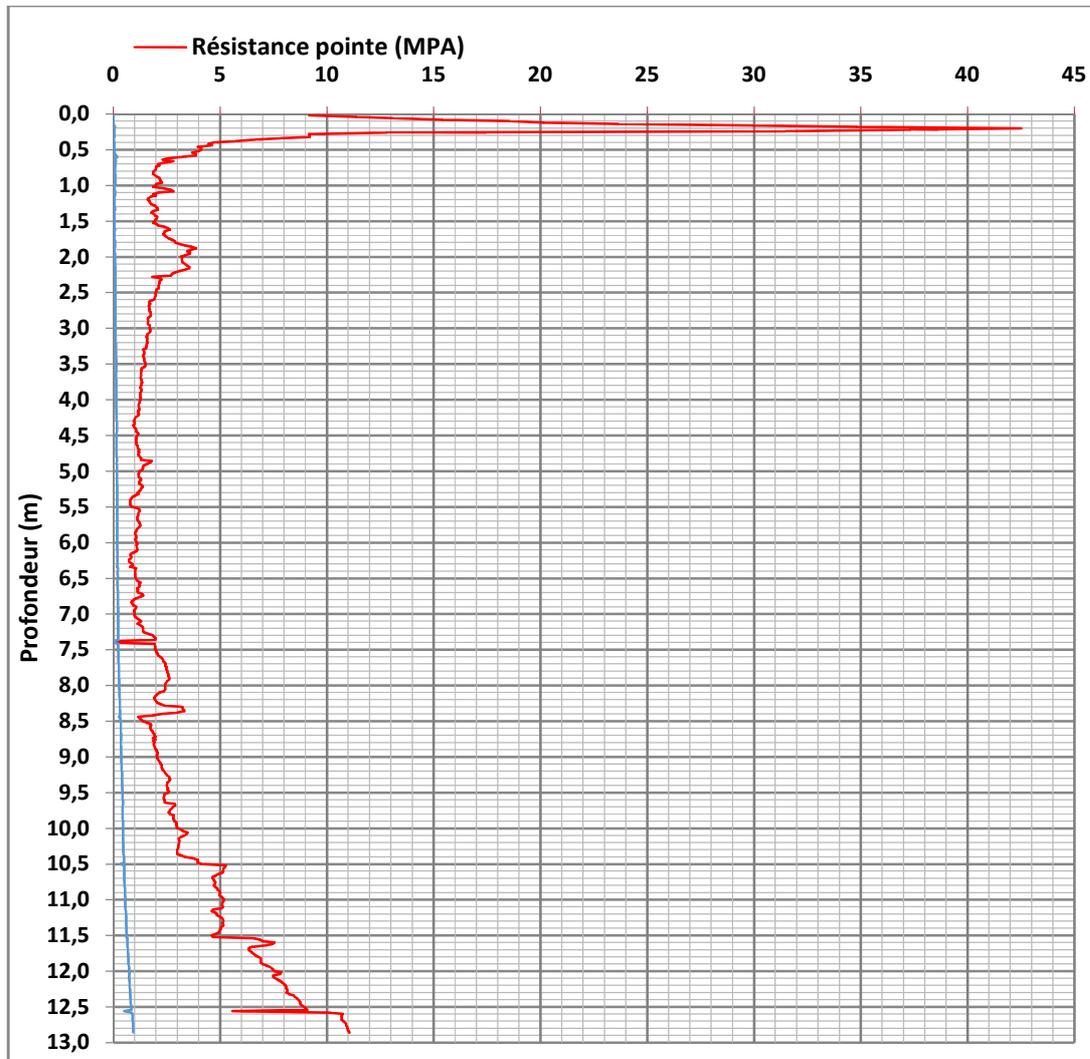


Figure 49 : pénétrogramme- essai de pénétration statique

$$Q_l = Q_p + Q_s$$

Avec :

$Q_l$  : charge limite

$Q_p$  : La résistance limite du sol sous la pointe du pieu

$Q_s$  : La résistance due au frottement latéral du pieu

$$Q_{pl} = A \cdot K_c \cdot q_{cm}$$

Avec :

$A$  : Section de pointe

$K_c$  : facteur de portance

$q_c$  : Résistance moyenne de pointe équivalente au pénétromètre statique

$$q_{cm} = \frac{5,2+5,1+4,6+7,9+5,7+11}{6} = 6,58 \cong 6,7 \text{ MPa} = 6700 \text{ KPa}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi 0,168^2}{4}$$

$K_c = 0,4$  argile de classe C, pieu mis en œuvre sans refoulement

$$Q_{pl} = \frac{\pi 0,168^2}{4} \times 0,4 \times 6700 = 59,228 \text{ KN}$$

$$Q_{st} = q_s \cdot p \cdot h$$

Avec

$q_s$  : frottement latéral unitaire à cote  $z$

$P$  : périmètre du pieu

$H$  : hauteur de l'ancrage

$$q_s = \text{Min} \left\{ \frac{q_c}{\beta}, q_{smax} \right\} = 80 \text{ KPa}$$

$$Q_{st} = 80 \times \pi \times 0,168 \times 8 = 337,612 \text{ KN}$$

$$Q_l = 59,228 + 337,612 = 396,84 \text{ KN}$$

**La figure ci-dessous montre la disposition des micro-pieux dans un seul palier**

Dans notre cas on a 04 paliers de même dimension et même disposition de micro pieux, donc les vérifications on les fait sur un palier.

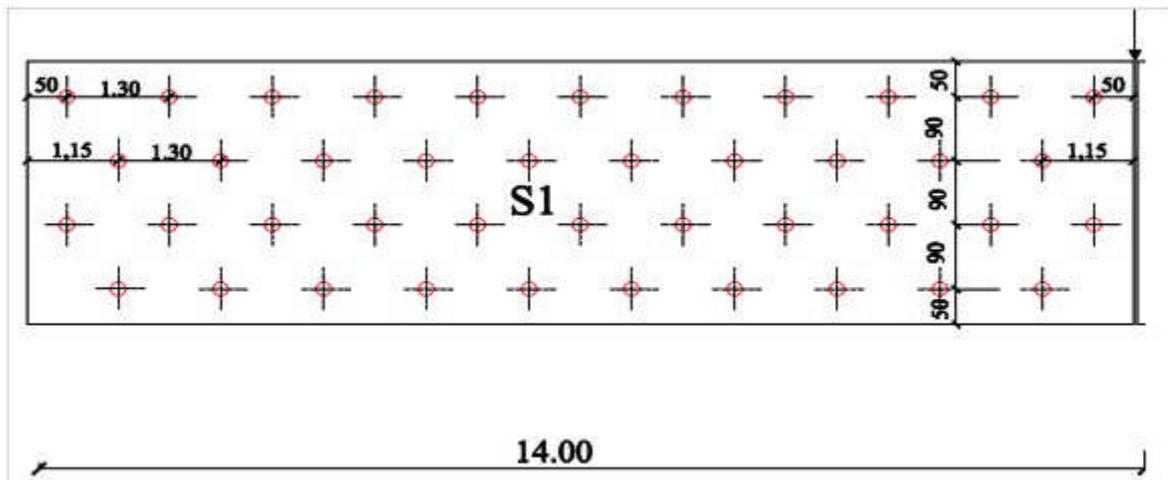


Figure 50 : disposition des micro-pieux sur un palier

### V.3.5.1. Vérification

Le moment par rapport à la base de la semelle se traduit en effort normal appliqué sur le micro pieu.

Les deux rangées de côté remblais subissent une traction (travail à l'arrachement) et les deux autres lignes travaillent en compression.

La première rangée de micro pieu est à 1,35 m du centre de gravité de la semelle et la deuxième rangée est à 0,45 m. La disposition des micro pieux est symétrique par rapport au centre de gravité de la semelle, donc on a les deux autres lignes respectivement à :

-0,45m et -1,35m.

#### ❖ Calcul de N appliqué sur les micro pieux :

On calcule pour les deux rangées aux extrémités

$$N_{\text{pieu}} = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{\sum y_i^2} y_i$$

Avec :

N : Effort normal sur total

n : nombre de micro pieux

M : moment sur un seul micro pieu

$$N_{\text{pieu}} = 132,93 - \frac{569,36}{44,145} \cdot 1,35 = 115,5 \text{ KN TRACTION (arrachement)}$$

**Donc pas d'arrachement**

$$N_{pieu} = 132,93 + \frac{569,36}{44,145} \cdot 1,35 = 150,60 \text{ KN} \quad \text{COMPRESSION}$$

**A'ELU**

$$N_u = 1,35 \cdot 150,6 = 203,31 \text{ KN}$$

- Situation fondamentale :

$$N_u \leq \frac{Q_l}{1,4} = 283,45 \text{ kN}$$

$$203,31 \text{ KN} < 283,45 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

- Situation accidentelle :

$$N_u \leq \frac{Q_l}{1,25} = 317,47 \text{ kN}$$

$$203,31 \text{ KN} < 317,47 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

**A'ELS**

$$N_s = 150,6 \text{ KN}$$

$$Q_c = \frac{Q_{pl}}{2} + \frac{Q_{sl}}{1,5} = 254,68 \text{ KN}$$

- Combinaison rares :

$$N_s \leq \frac{Q_c}{1,10} = 254,68 \text{ KN}$$

$$150,6 \text{ KN} < 254,68 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

- Combinaison quasi permanente :

$$N_s \leq \frac{Q_c}{1,40} = 181,91 \text{ KN}$$

$$150,6 < 181,91 \quad \text{Vérfié}$$

**V.3.6.Ferraillage du mur**

En se basant sur les hypothèses suivantes :

- ❖ Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- ❖ Acier : fe400
- ❖ Fissuration très préjudiciables ;

- ❖ Calcul suivant BAEL 91 mod.99 ;
- ❖ Enrobage  $c = 5$  cm.
- ❖  $f_{c28} = 250$  bars ,  $f_e = E 400$

Et en effectuant un calcul à l'ELU conformément au BAEL 91 en utilisant le logiciel ROBOT EXPERT «Mur de soutènement » de béton armé ainsi que la vérification à l'ELS ; on trouve le ferrailage de notre mur qui est reparti comme suit :

a) **Rideau**

$$\text{ELU : } M_u(3\text{m}) = 1,35 \cdot K_a \cdot \gamma_{hx} \cdot H^3 = 54,4 \text{ KN.m}$$

Pour  $b=100\text{cm}$  ,  $h=45\text{cm}$  ,  $d_1=d_2=5\text{cm}$

$$A_u = 4,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Base du voile : } M_u(6\text{m}) = 1,35 \cdot K_a \cdot \gamma_{hx} \cdot H^3 = 435,213 \text{ KN.m}$$

Pour  $b=100\text{cm}$  ,  $h=60\text{cm}$  ,  $d_1=d_2=5\text{cm}$

$$A_u = 24 \text{ cm}^2$$

🚧 **Voile (amont) : T 20 espacé de 10cm**

🚧 **Voile (aval) : T 12 espacé de 15 cm**

b) **Semelle**

$$f_{c28} = 250 \text{ bars} , f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$N = 5583,2 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 \cdot N = 7537,32 \text{ KN/m}$$

$$F_a = \frac{N \cdot d_p}{4d} \left(1 - \frac{b}{2d_p}\right)$$

avec:

$N$  : Effort normal /mètre.

$d_p$  : Entre axe des micro pieux .

$b$  : Largeur du mur

$$F_a = \frac{7537,32 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,95} \left(1 - \frac{0,45}{2 \cdot 0,9}\right) = 1338,89 \text{ kN}$$

$$A_{SU} = \frac{F_a}{\sigma_a} = \frac{95.69 \cdot 1.15}{400 \cdot 10^3}$$

$$A_{SU} = 38.49 \text{ cm}^2$$

- ✚ Semelle supérieure : T 14 espacé de 15 cm
- ✚ Semelle inférieure : T 14 espacé de 15 cm

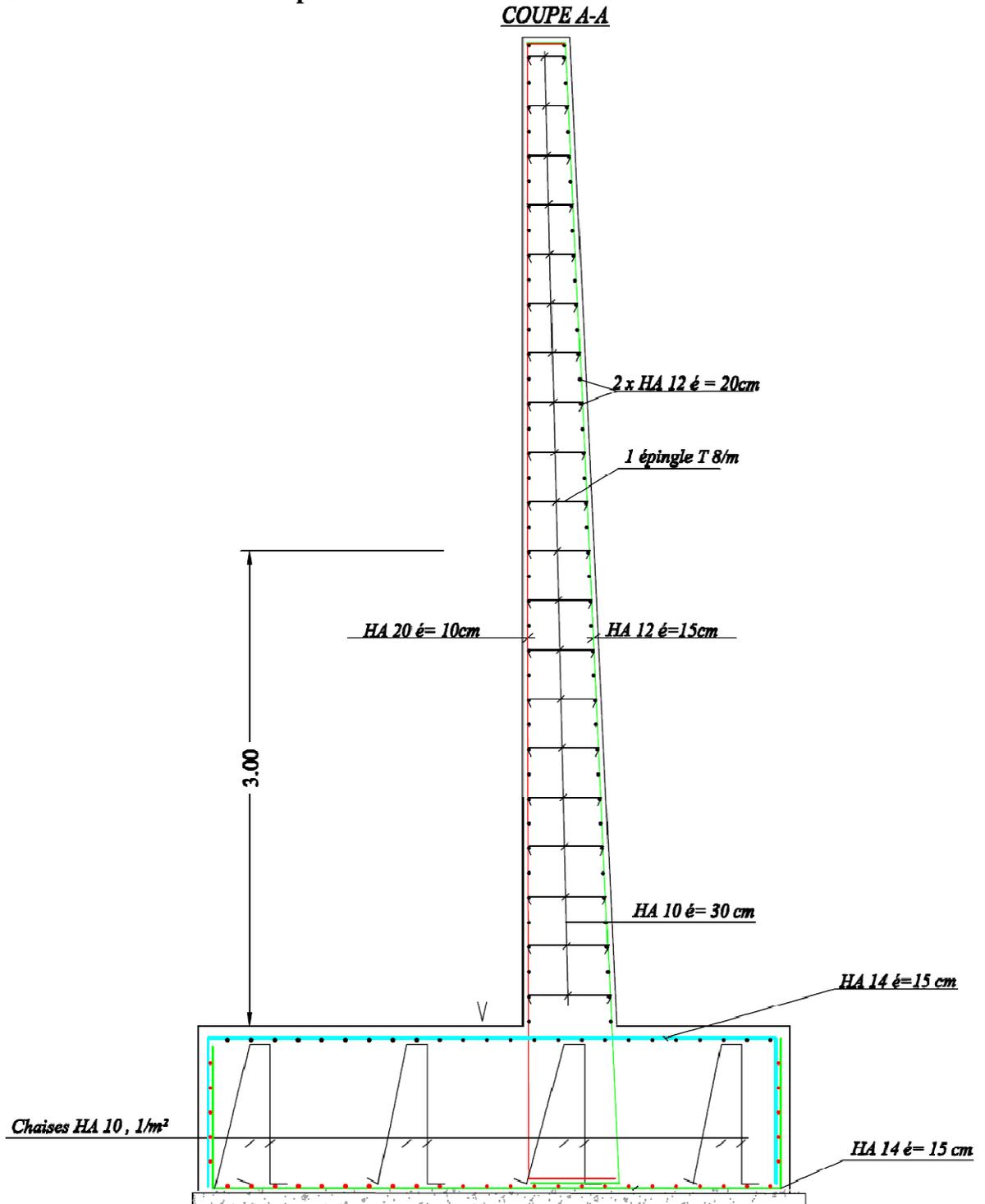
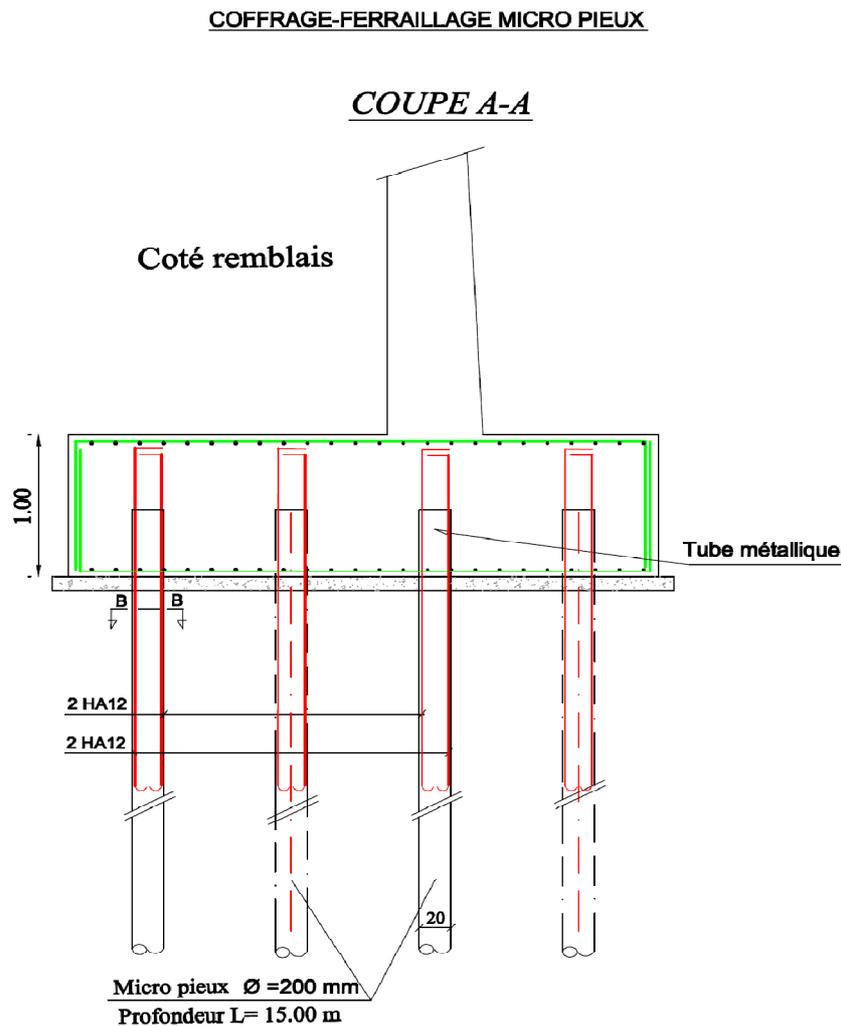


Figure 51 : ferrailage du voile et de la semelle



*Figure 52: coffrage et ferrailage des micro pieux*

#### **V.4.Modélisation numérique**

##### **V.4.1.Introduction**

Parmi les programmes les plus utilisés en géotechnique, Plaxis représente à lui seul un des logiciels les plus recommandés vu son approche à la réalité des faits, celui-ci basé sur l'élément fini est conçu spécialement pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour divers types d'application géotechniques.

nous nous intéressons à la présentation du logiciel, et la modélisation bidimensionnelle du sol sous différents états.

##### **V.4.2.Présentation du logiciel Plaxis**

Plaxis est un programme d'élément fini à deux dimensions. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

### **V.4.3. Les modèles des matériaux:**

Différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol sont proposés par PLAXIS afin de satisfaire les besoins du modélisateur. Les modèles sont les suivants :

#### **V.4.3.1. Modèle élastique linéaire**

Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young,  $E$ , et le coefficient de Poisson,  $\nu$ . Basé sur la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (Fondations).

#### **V.4.3.2. Modèle de Mohr-Coulomb**

Ce modèle est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. celui-ci comporte cinq paramètres : le module d'Young,  $E$ , le coefficient de Poisson,  $\nu$ , la cohésion,  $c$ , l'angle de frottement,  $\varphi$ , et l'angle de dilatance  $\psi$ .

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

(Argile et limon).

#### **V.4.3.3. Modèle Cam-Clay**

Ils permettent de simuler le comportement des sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ces modèles s'appliquent très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

### **V.4.4. Type de comportement des matériaux**

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol:

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité.
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

### **V.4.5. Etape de modélisation**

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous-programmes (input, calculations, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique. La définition de la géométrie du modèle, des matériaux et du type de chargement se font dans le sous-programme '**Input**'. Le sous-programme '**calculations**' permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.

La visualisation des résultats est donné par le sous programme 'output', qui nous les donne sous différentes formes (maillage déformé, une carte des iso-valeurs etc..).

Le sous programme 'curves' permet d'avoir les courbes de déformations d'un point choisis.

#### **V.4.6.Modélisation numérique**

Dans notre cas l'étude c'est faite en déformation plane (2D), le sol est modélisé par la loi de comportement élastoplastique modèle Mohr-coulomb.

Les micro-pieux et le mur de soutènement sont tout deux soumis a la flexion composée, ces deux derniers sont caractérisés par des données relatives a la rigidité, qui sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau12 : données relatives a la rigidité**

Eléments structuraux \ rigidité	Rigidité axiale EA en KN/m	Rigidité flexionnelle EI,(EI)e(*) en KN.m2/ml
Mur de soutènement	$1,44.10^7$	$2,43. 10^5$
semelle	$9,25. 10^4$	$7,708. 10^3$
Micro-pieux (mixte)	$1,03. 10^6$	$2,412. 10^3 (*)$

Le niveau de la nappe aquifère se situe a (-10,5m TN) , un dispositif de géodrains et de barbacanes est prévu a l'arrière du soutènement ,cela dit aucune pression hydrostatique n'est prise en compte dans le modèle.

Les phases de simulation sont récapitulées dans ce tableau :

**Tableau13 : Phase de calcul**

Phase 0	Prise en compte des contraintes initiales due au poids propre du terrain
Phase 1	Creusement jusqu'au niveau (-2,5 TN).
Phase 2	Réalisation des micro-pieux mixtes forés, et de la semelle de couronnement.
Phase 3	Réalisation du mur de soutènement.
Phase 4	Ajout du remblai de TVO jusqu'à la hauteur du Mur.

PLAXIS permet de simuler l'évolution des déplacement tout au long de la construction par étapes depuis la fonction « staged construction »,ainsi les déplacements relevé montre bien dans les figures ci-dessous la diminution du déplacement jusqu'à l'atteinte de la phase final du calcul.

On peut admirer la déformation du maillage dans la figure suivante :

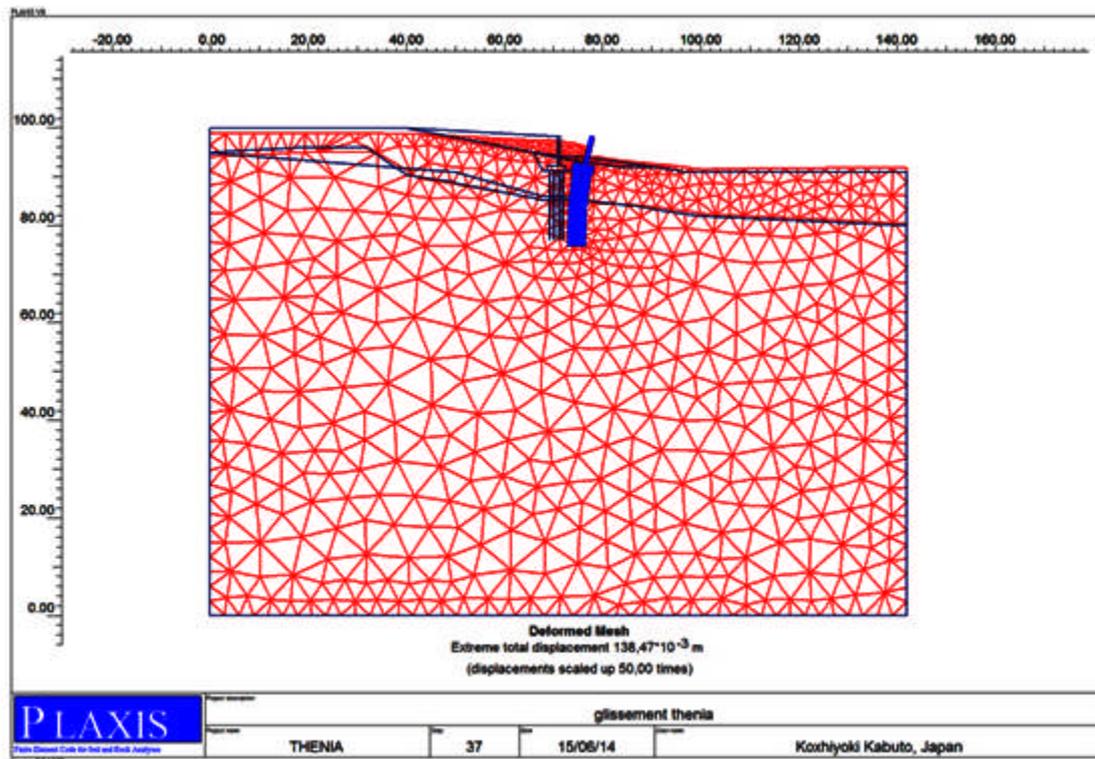


Figure 53 : Déformation du maillage

#### V.4.7.phase de construction

##### ❖ Phase (1) initiale (terrain vierge)

Comme l'indique la légende ,il y'a bien une variation des déplacements (cuvettes de tassements)

Le déplacement dans cette phase est de l'ordre de 11,3 cm .*Figure 54.*

##### ❖ Phase(2)

Cette phase comprend la réalisation d'un tranché ,et de l'installation des micro-pieux mixtes forés en voix bien la formation d'un champ de déplacement autour des M-pieux,le déplacement totale est estimé a 0,8cm. *Figure 55.*

##### ❖ Phase(3)

La phase 3 inclue la réalisation du soutènement ,le déplacement totale est de 0,7 cm.*Figure 56.*

##### ❖ Phase (4)

Remplir le coté amont et aval d'un matériaux drainant (TVO).le déplacement est réactivé et il atteint 6,8cm ,*Figure 57.*

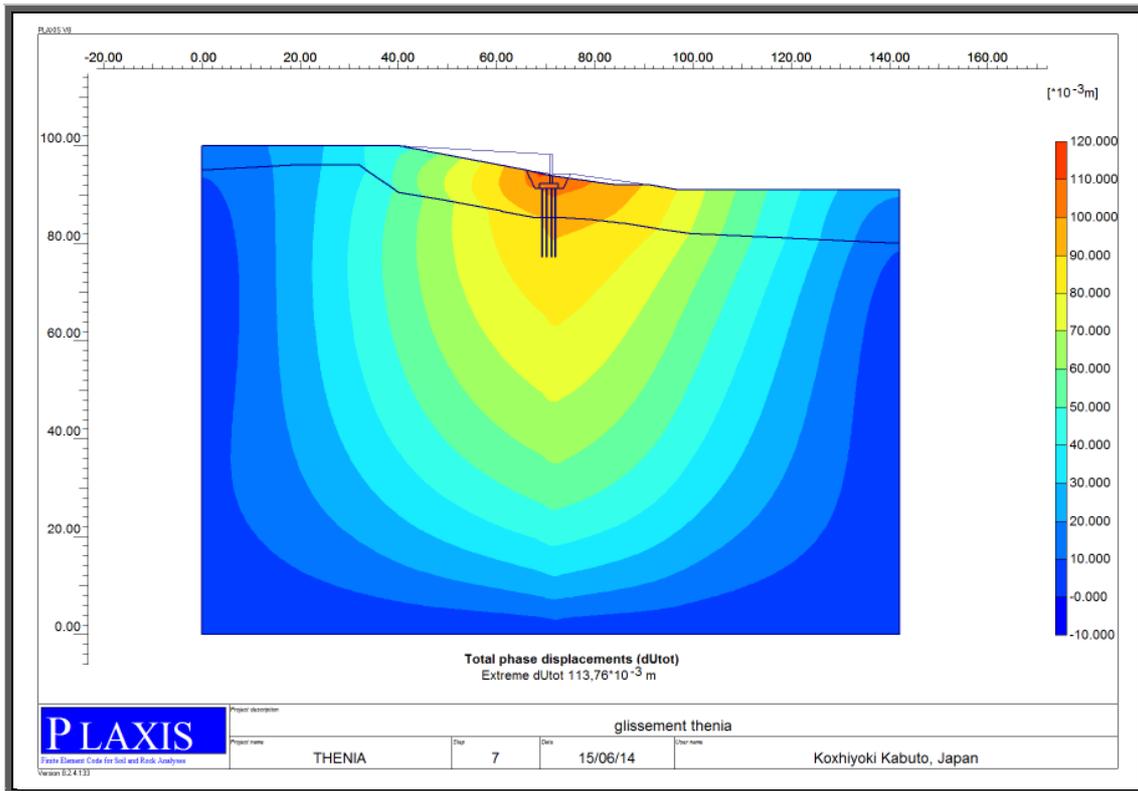


Figure 54 : phase 1

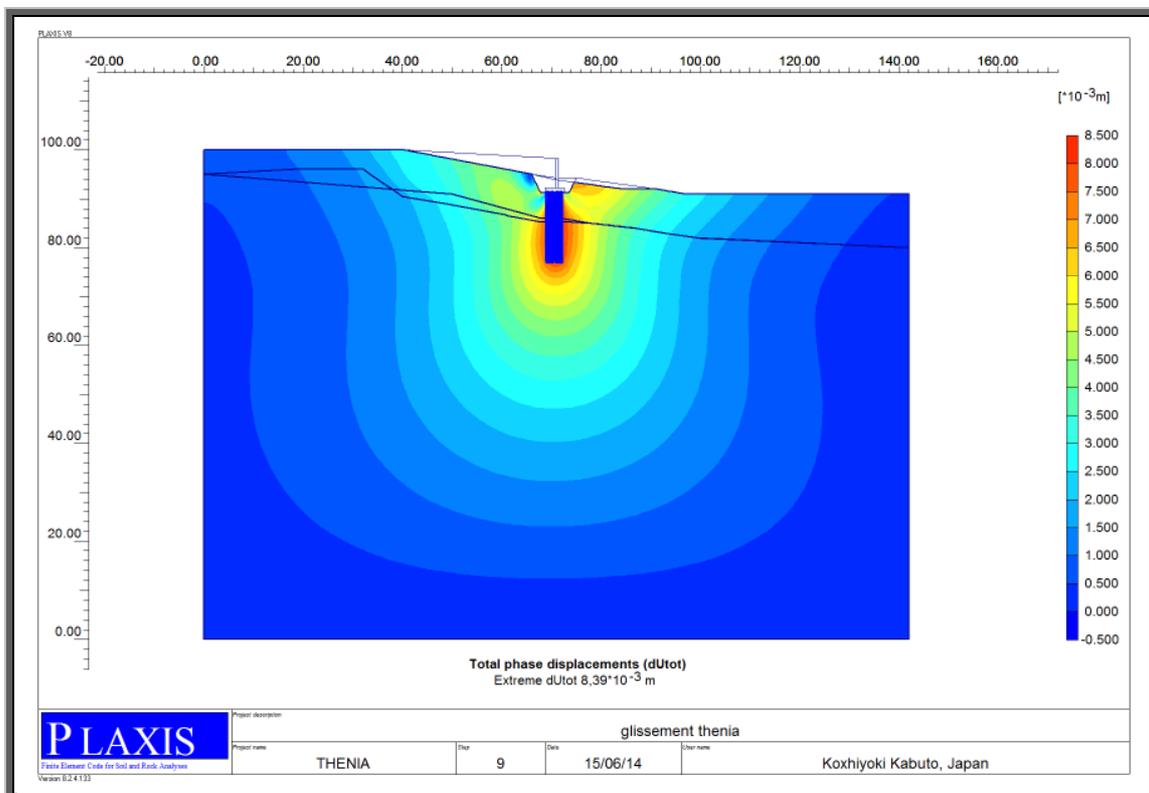


Figure 55 : Phase 2

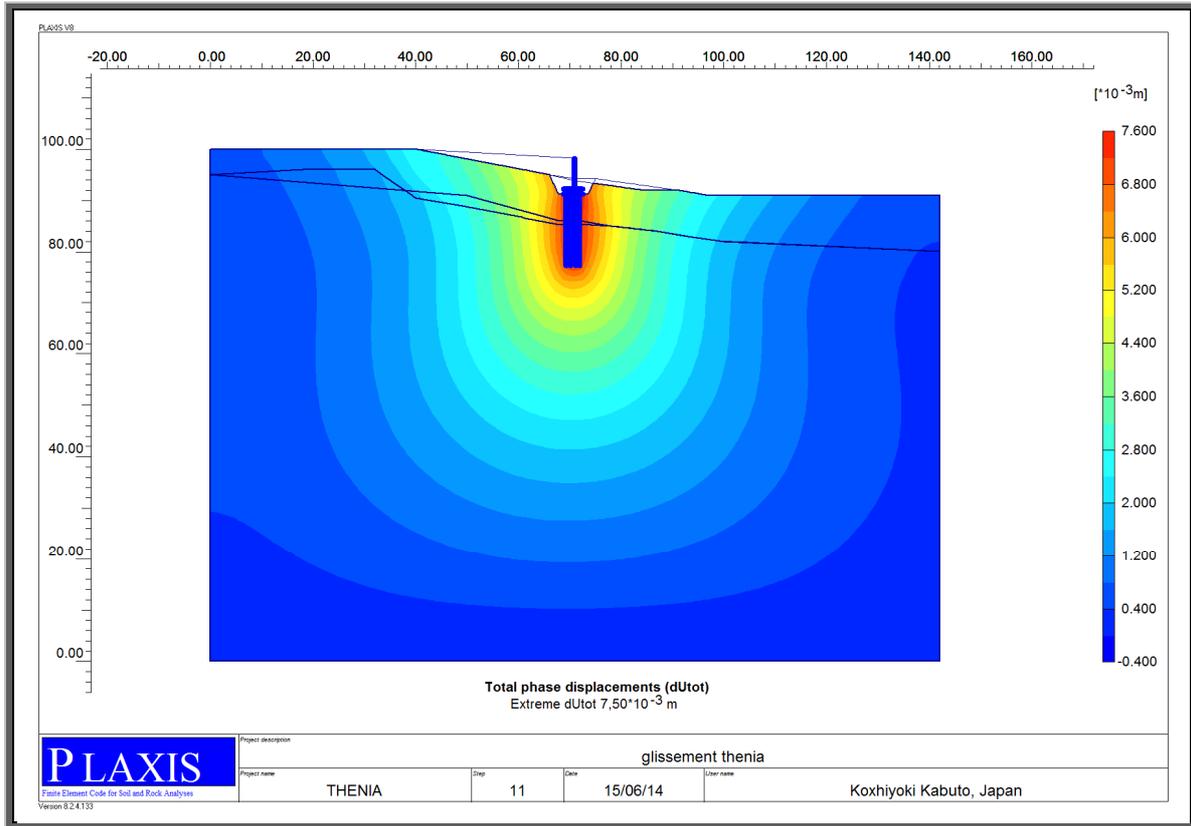


Figure56 : Phase 3

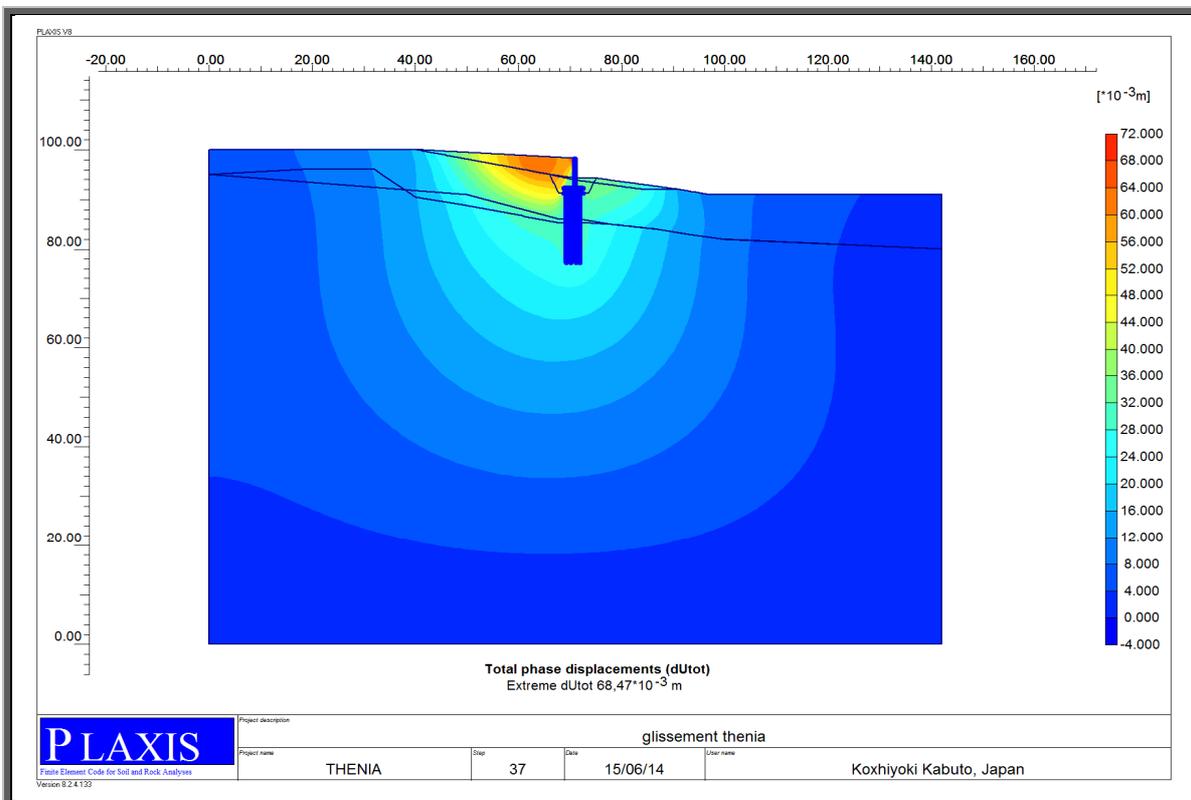


Figure57 : Phase 4

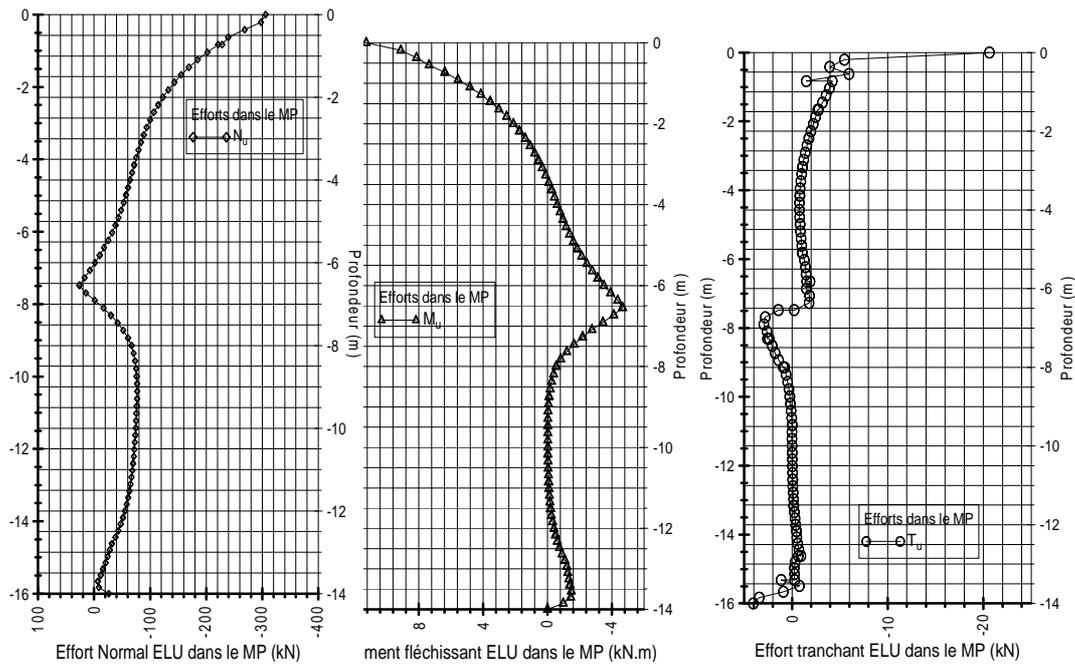


Figure 58 : Efforts dans le micro pieu ELU Phase 4

**Commentaire**

le tassement du sol vierge a donné un tassement de  $113,76 \cdot 10^{-3}$  m ce qui est inadmissible ,et pour cela, le recours au micro-pieux mixte permet de réduire le tassement de près de 60% qui est acceptable soit un déplacement total après confortement de  $68,47 \cdot 10^{-3}$  m.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude présentée dans ce mémoire a pour objectif de conforter le glissement de terrain survenu au niveau de la salle omnisports de Thénia (wilaya de Boumerdes).

D'après les rapports d'étude mis à notre disposition, l'étude a été menée d'une manière à donner un aperçu globale sur le phénomène de l'instabilité qui règne dans la localité. On a orienté notre travail selon des études géologiques, hydrologiques, et géotechniques.

Les causes du glissement d'après l'étude géotechnique, ayant révélé une couche remaniée de remblai anthropique, de l'ordre de 6m surmontant une marne grise compacte formant un pendage linéaire convergent vers le pied du versant, la rupture est ainsi mise en évidence entre les couches meubles et les couches compactes.

le clouage des pentes consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant in situ des groupes de pieux verticaux. L'efficacité de la technique s'appuie, d'une part, sur le transfert des efforts de glissement vers le substratum au droit des points durs constitués par les clous et, d'autre part, sur un renforcement global de la masse déformable par effet de voûte et effet de groupe dû à la densité du clous.

De plus, l'accessibilité des engins de forages légers et agiles user à l'exécution de la technique de clouage par micro-pieux la rend maniable, et sûre de tout risque d'effondrement vu la nature du sol qui est une argile molle, et de morphologie accidentée.

Il n'existe pas encore de recommandations officielles pour une bonne utilisation du clouage dans la stabilisation des pentes. On présente, toutefois, quelques exemples d'application qui permettront au projeteur d'adapter sa conception en fonction de réalisations ayant donné satisfaction.

En outre, on rappelle que le choix final de la solution confortative devra être le fruit d'un compromis entre les trois aspects suivants :

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

Enfin, on peut dire que ce travail a été pour nous une occasion d'apprendre et d'appliquer des notions nouvelles dans l'étude numérique et géotechnique des glissements de terrain qui représentent de véritables risques naturels qui occasionnent des dégâts humains et matériels importants.



## RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins  
Teneur en eau pondérale

Projet : Salle OMS  
Client : SOIL TECH  
Lieu : Thénia  
N° Dossier : 07  
Nature Sol :

Sondage : SC1  
Profondeur : 3,50/4,00 m  
Date Essai : 12/09/2012  
Température étuve : 105 °C

### Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	SU-686-AG12	SU-686-AG12	SU-686-AG12				
Poids total humide (g)	734.6	725.1	825.89				
Poids total sec (g)	698.16	689.59	769.38				
Poids de la tare (g)	543.87	542.37	541.57				
Poids d'eau	36,44	35,51	56,51				
Poids du sol sec (g)	154,29	147,22	227,81				
Teneur en eau (%)	23,62	24,12	24,81				
Weau (%)	24,18						

### Détermination de la Masse Volumique des sols fins Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	SU-686-AG12	SU-686-AG12				
Poids total sans paraffine (g)	294.48	403.89				
Poids total avec paraffine (g)	304.43	414.97				
Poids total dans l'eau (g)	144	200				
Volume brute (cm <sup>3</sup> )	160,43	214,97				
Volume de la paraffine (cm <sup>3</sup> )	11,31	12,59				
Volume net (cm <sup>3</sup> )	149,12	202,38				
Masse volumique (g/cm <sup>3</sup> )	1,97	2,00				
$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,99					
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,60					
Sr (%)	97,65					

\* Densité Paraffine = 0.88 g/cm<sup>3</sup>

\* Densité de l'eau = 1 g/cm<sup>3</sup>

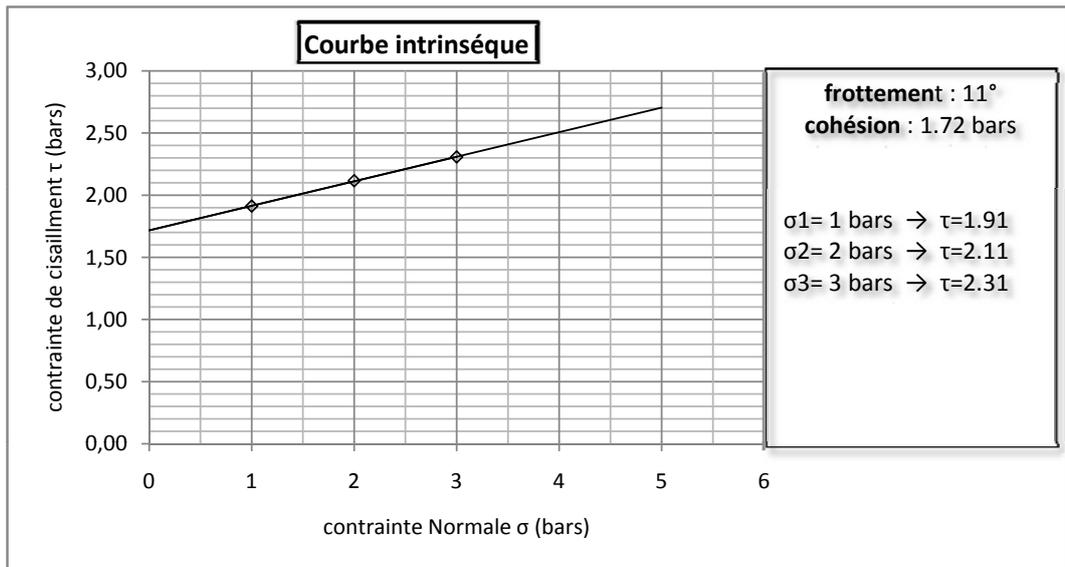
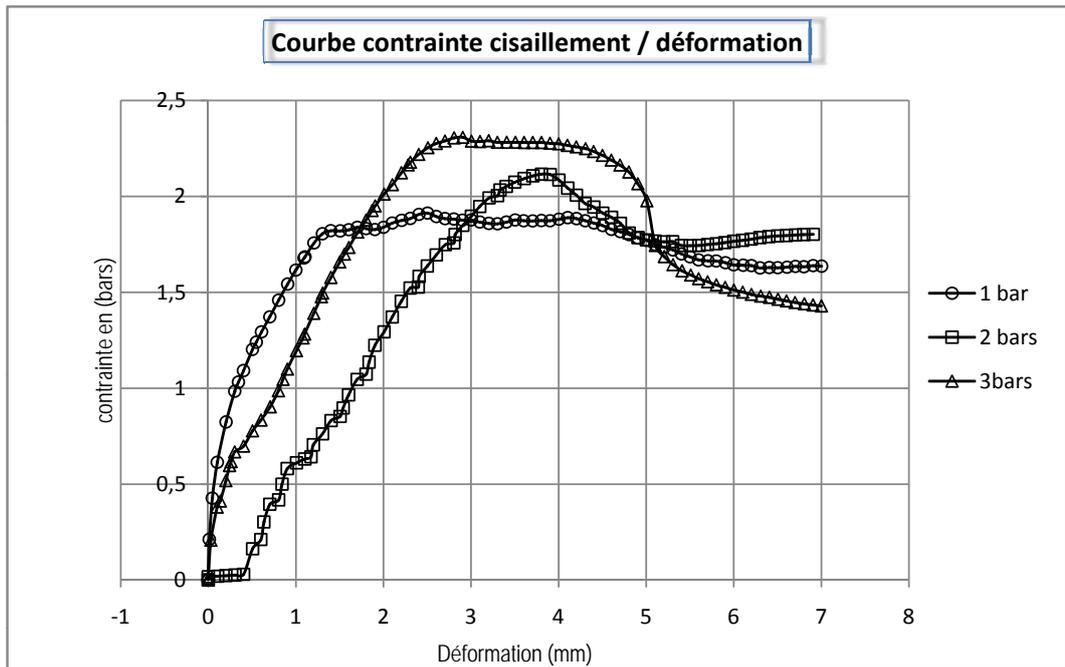
Remarque :

Chargé de l'essai : A.Ben Aissa

Responsable : S.Zeggagh

	<b>Rapport D'essai</b>	<b>Référence échantillon</b>
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> <b>Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994</b>	SU0686-AG12

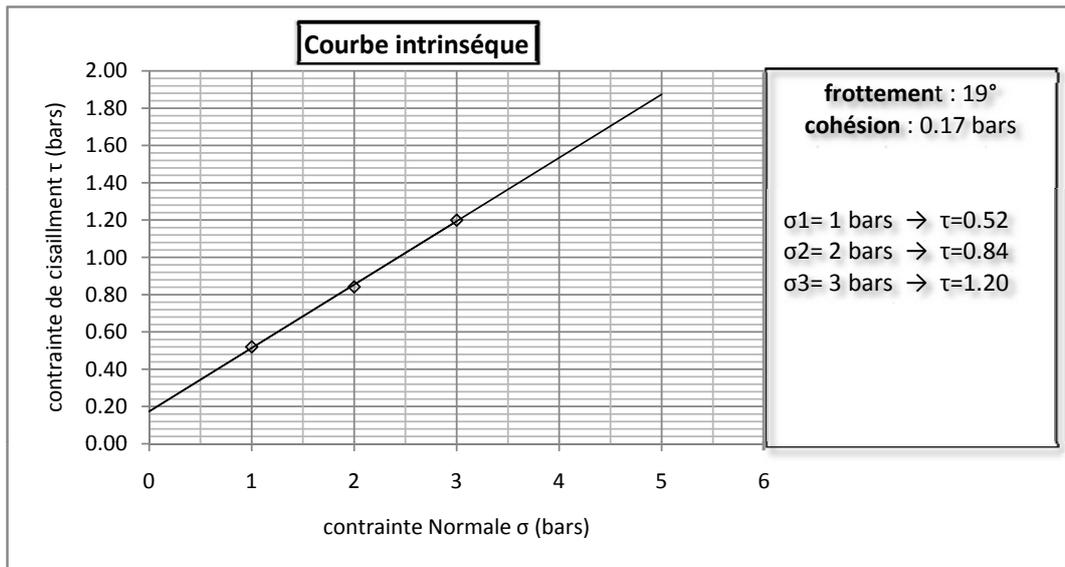
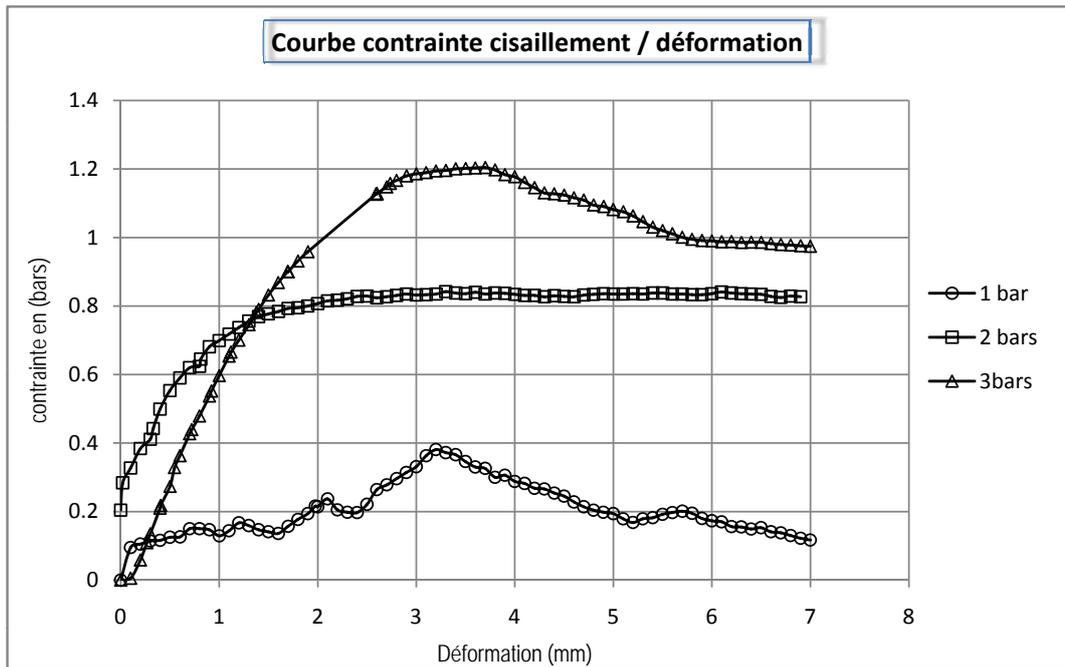
<b>N° sondage/Puits:</b> SC1		<b>Profondeur:</b> 3,50-4,00m	<b>Référence matériel</b>
<b>Date de l'essai:</b> 23/09/2012		<b>vitesse de cisaillement :</b> 1,50 mm/min	<b>Presse:</b> PRC01
<b>Prélevé par :</b> client		<b>Type dessai:</b> UU	<b>Balance:</b> Bal 03
<b>Projet :</b>	Salle OMS à THÉNIA		
<b>Client :</b> SOIL TECH			



Le chef de département Laboratoire

	<b>Rapport D'essai</b>	Référence échantillon
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994	SU0686-AG12

<b>N° sondage/Puits:</b> SC1		<b>Profondeur:</b> 3,50-4,00m	<b>Référence matériel</b>
<b>Date de l'essai:</b> 23/09/2012		<b>vitesse de cisaillement :</b> 0,02 mm/min	<b>Presse:</b> PRC01
<b>Prélevé par :</b> client		<b>Type dessai:</b> CD	<b>Balance:</b> Bal 03
<b>Projet :</b>	Salle OMS à THÉNIA		
<b>Client :</b> SOIL TECH			



Le chef de département Laboratoire



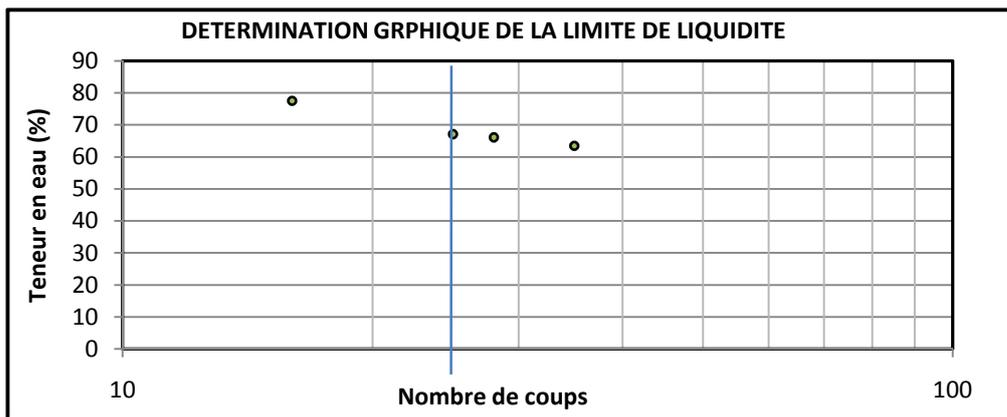
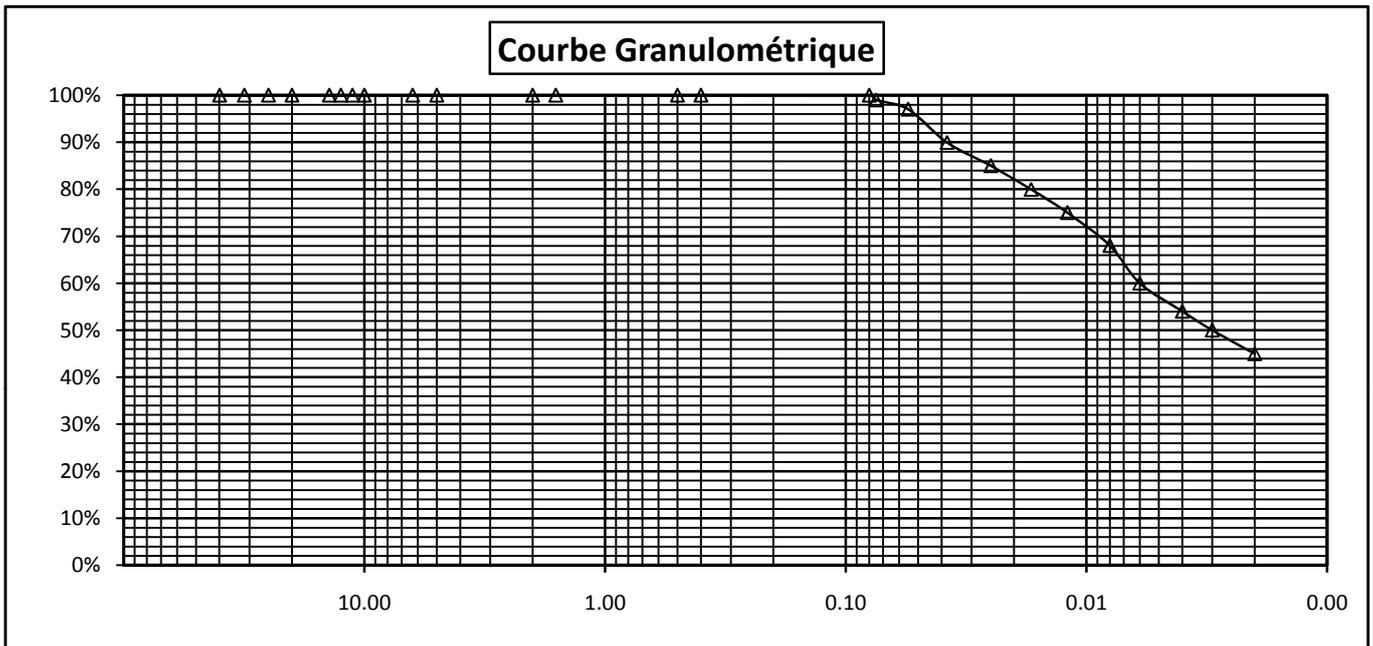
## RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION

**Sols**

Ref :  
SU0686-AG12

Provenance : SC1	Position: site d'étude
Date de prélèvement : ***	Profondeur : 3,50m-4,00m
Client : SOIL TECH	Date de l'essai : 12/09/2012
Projet : Salle OMS à Thénia	

Tamis (mm)	25	20	14	12,5	11,2	10	6,3	5	2	1,6	0,5	0,4	0,08	0,075	0,055	0,038	0,025	0,017	0,012	0,008	0,006	0,004	0,003	0,002
Tamisats (%)	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	97%	90%	85%	80%	75%	68%	60%	54%	50%	45%



W(%)	D <sub>max</sub>	% ≤ 2mm	% ≤ 0,4mm	% ≤ 0,08	% ≤ 2 μm	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	δ <sub>h</sub>	δ <sub>d</sub>
24,18	0,075	100%	100%	100%	45%	67,2%	20,00%	47,2%	1,99	1,6

**Le chef de département laboratoire**  
**S. ZEGGAGH**



## RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins  
Teneur en eau pondérale

Projet : Salle OMS  
Client : SOIL TECH  
Lieu : Thénia  
N° Dossier : 07  
Nature Sol :

Sondage : SC1  
Profondeur : 4,70/5,00 m  
Date Essai : 05/09/2012  
Température étuve : 105 °C

### Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	SU-687-AG12						
Poids total humide (g)	1297.53						
Poids total sec (g)	1144.88						
Poids de la tare (g)	537.95						
Poids d'eau	152,65						
Poids du sol sec (g)	606,93						
Teneur en eau (%)	25,15						
Weau (%)	25,15						

### Détermination de la Masse Volumique des sols fins Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	SU-687-AG12	SU-687-AG12					
Poids total sans paraffine (g)	417.05	326.75					
Poids total avec paraffine (g)	428.9	335.63					
Poids total dans l'eau (g)	205.16	159.04					
Volume brute (cm <sup>3</sup> )	223,74	176,59					
Volume de la paraffine (cm <sup>3</sup> )	13,47	10,09					
Volume net (cm <sup>3</sup> )	210,27	166,5					
Masse volumique (g/cm <sup>3</sup> )	1,98	1,96					
$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,97						
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,57						
Sr (%)	96,89						

\* Densité Paraffine = 0.88 g/cm<sup>3</sup>

\* Densité de l'eau = 1 g/cm<sup>3</sup>

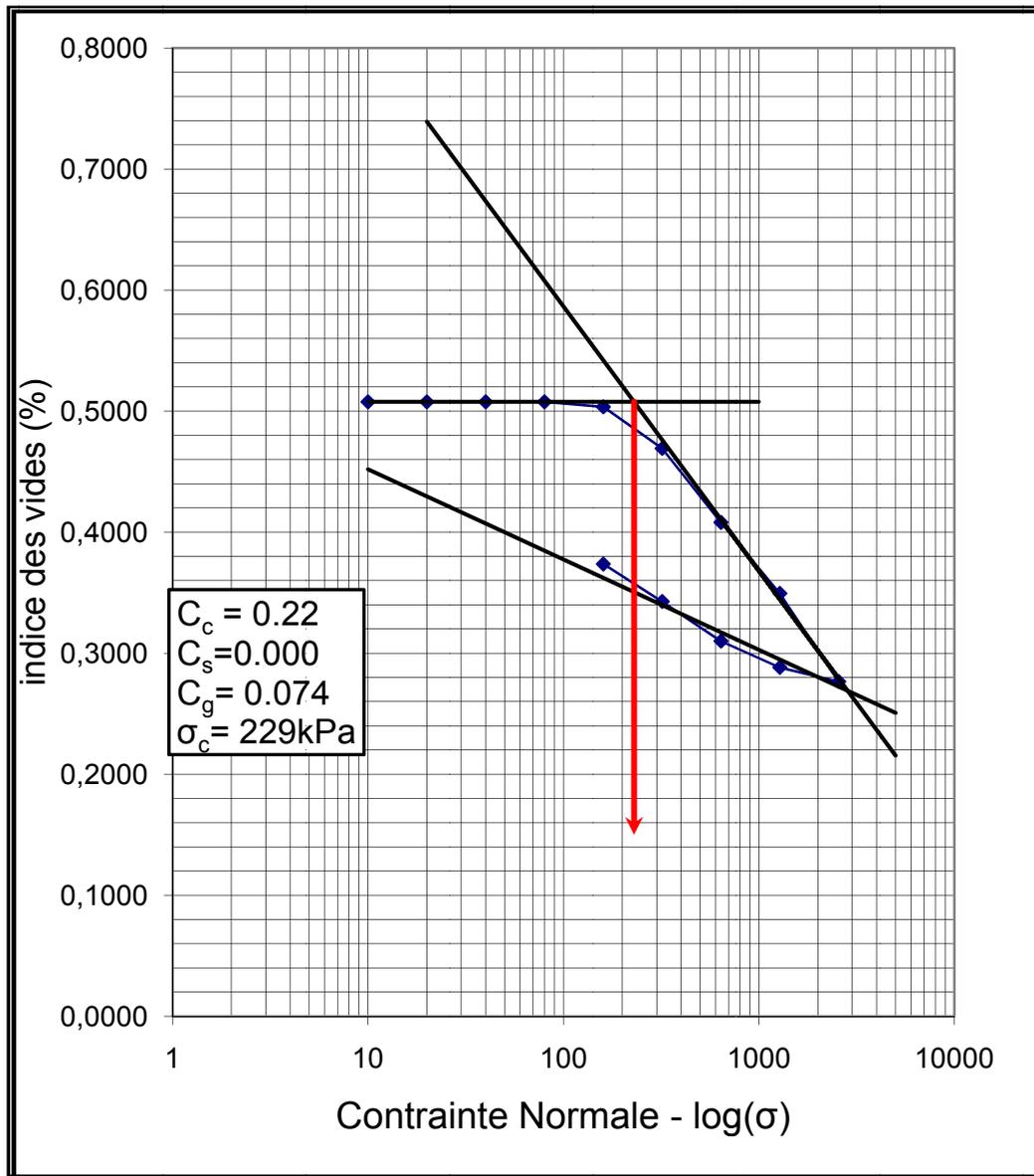
Remarque :

Chargé de l'essai : A.Ben Aissa

Responsable : S.Zeggagh

N° Sondage/Puits : SC1 - Position : site de l'étude - Profondeur : 4.70m- 5.00m		Référence matériels
Date de l'essai : 05/09/2012	Date du prélèvement : ****	Etuve : ETU 03 Balance : BAL 03
Client : SOIL TECH	Prélevé par : Client	
Projet : Salle OMS à Thénia		

COURBE DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE



<i>Essai réalisé par :</i>	<i>Signature :</i>	<i>Vérifié et approuvé par :</i>	<i>Signature &amp; cachet :</i>
Nom : BEN AISSA		Nom :	
Prénom : AMOKRANE		Prénom :	



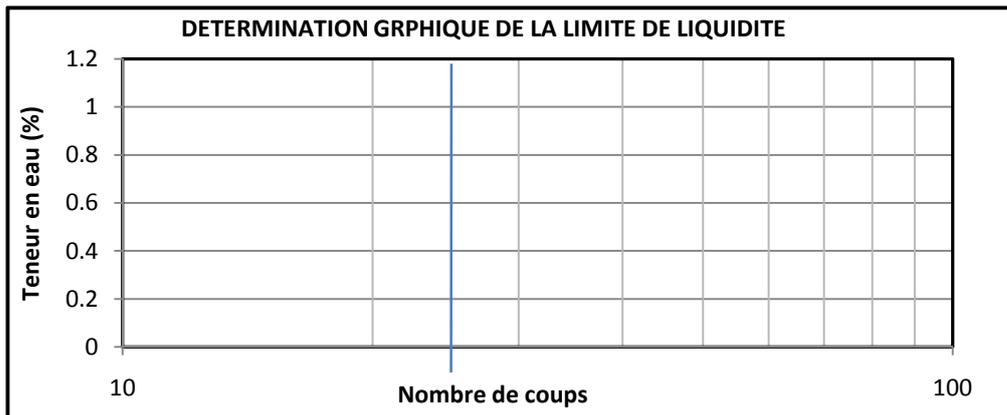
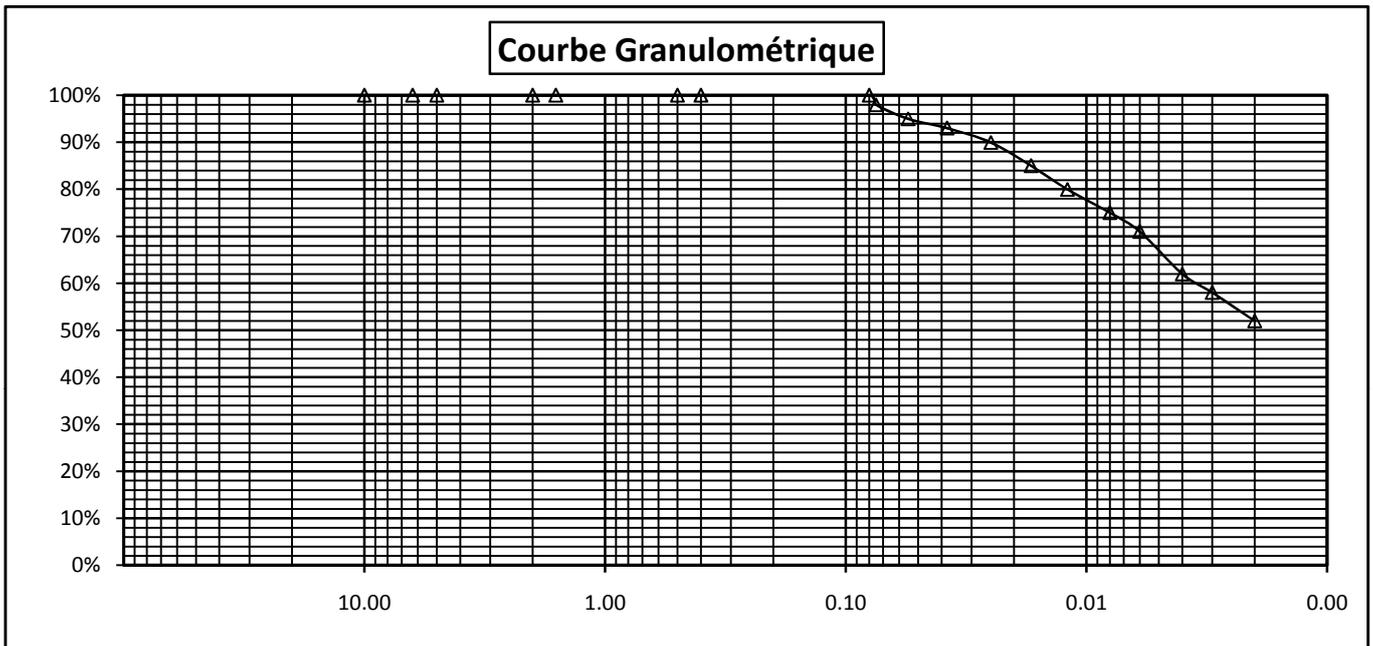
## RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION

**Sols**

Ref :  
SU0688-AG12

Provenance : SC1	Position: site d'étude
Date de prélèvement : ***	Profondeur : 9,30m-9,80m
Client : SOIL TECH	Date de l'essai : 12/09/2012
Projet : Salle OMS à Thénia	

Tamis (mm)	25	20	14	12,5	11,2	10	6,3	5	2	1,6	0,5	0,4	0,08	0,075	0,055	0,038	0,025	0,017	0,012	0,008	0,006	0,004	0,003	0,002
Tamisats (%)						100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	98%	95%	93%	90%	85%	80%	75%	71%	62%	58%	52%



W(%)	D <sub>max</sub>	% ≤ 2mm	% ≤ 0,4mm	% ≤ 0,08	% ≤ 2 μm	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	δ <sub>h</sub>	δ <sub>d</sub>
30,14	2,00	100%	100%	100%	52%	**	**	**	2,03	1,56

**Le chef de département laboratoire**  
**S. ZEGGAGH**



## RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins  
Teneur en eau pondérale

Projet : Salle OMS  
Client : SOIL TECH  
Lieu : Thénia  
N° Dossier : 07  
Nature Sol :

Sondage : SC1  
Profondeur : 9,30/9,80 m  
Date Essai : 12/09/2012  
Température étuve : 105 °C

### Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	SU-688-AG12						
Poids total humide (g)	810.96						
Poids total sec (g)	747.28						
Poids de la tare (g)	536						
Poids d'eau	63,68						
Poids du sol sec (g)	211,28						
Teneur en eau (%)	30,14						
Weau (%)	30,14						

### Détermination de la Masse Volumique des sols fins Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	SU-688-AG12	SU-688-AG12					
Poids total sans paraffine (g)	405.91	461.92					
Poids total avec paraffine (g)	421.75	477.6					
Poids total dans l'eau (g)	203.44	232.6					
Volume brute (cm <sup>3</sup> )	218,31	245					
Volume de la paraffine (cm <sup>3</sup> )	18,00	17,82					
Volume net (cm <sup>3</sup> )	200,31	227,18					
Masse volumique (g/cm <sup>3</sup> )	2,03	2,03					
$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,03						
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,56						
Sr (%)	114,31						

\* Densité Paraffine = 0.88 g/cm<sup>3</sup>

\* Densité de l'eau = 1 g/cm<sup>3</sup>

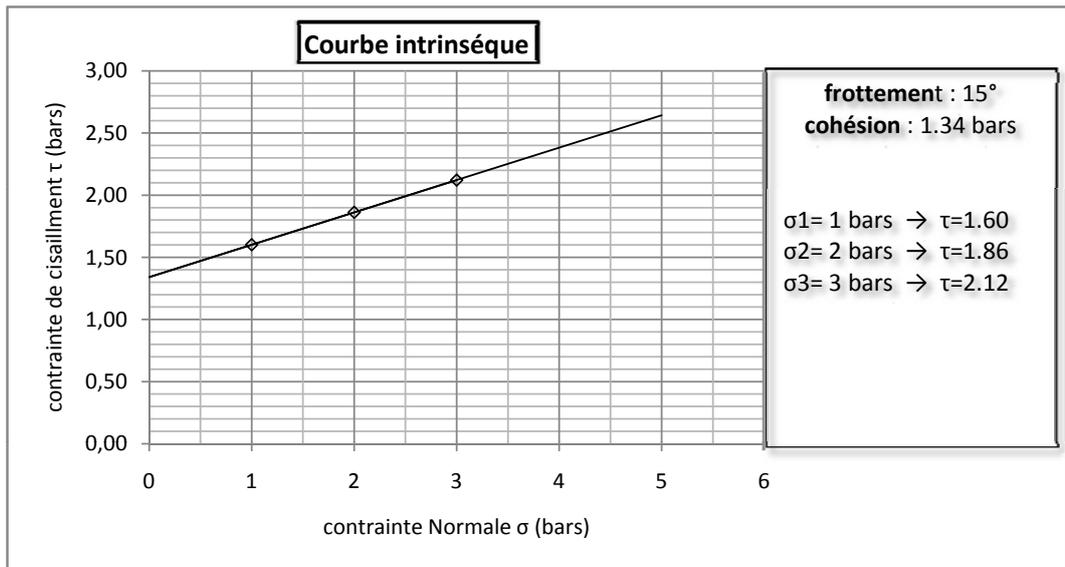
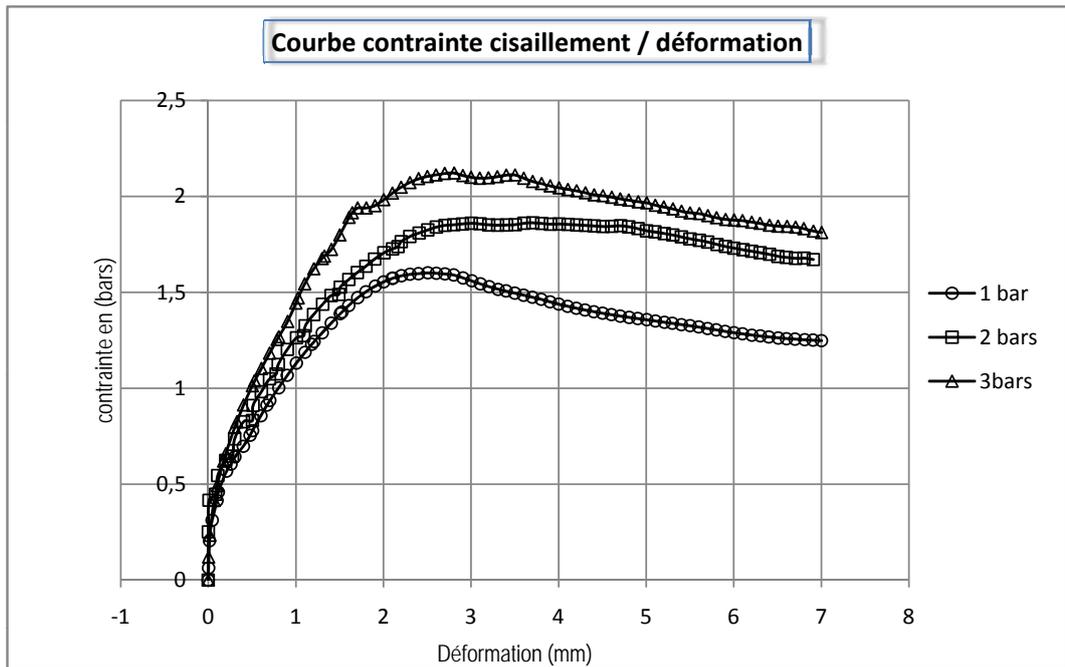
Remarque :

Chargé de l'essai : A.Ben Aissa

Responsable : S.Zeggagh

	<b>Rapport D'essai</b>	<b>Référence échantillon</b>
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994	SU0688-AG12

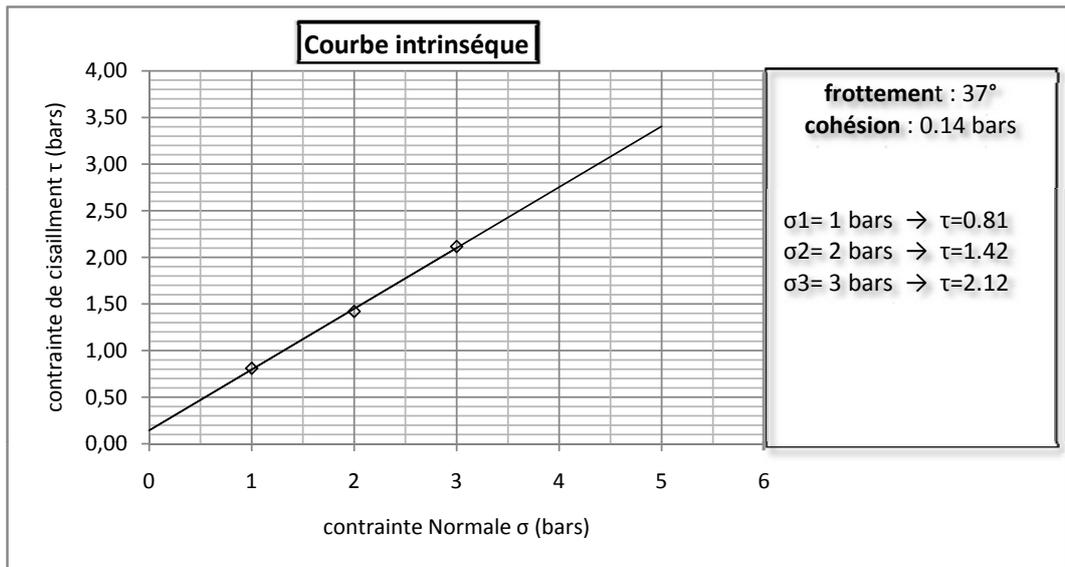
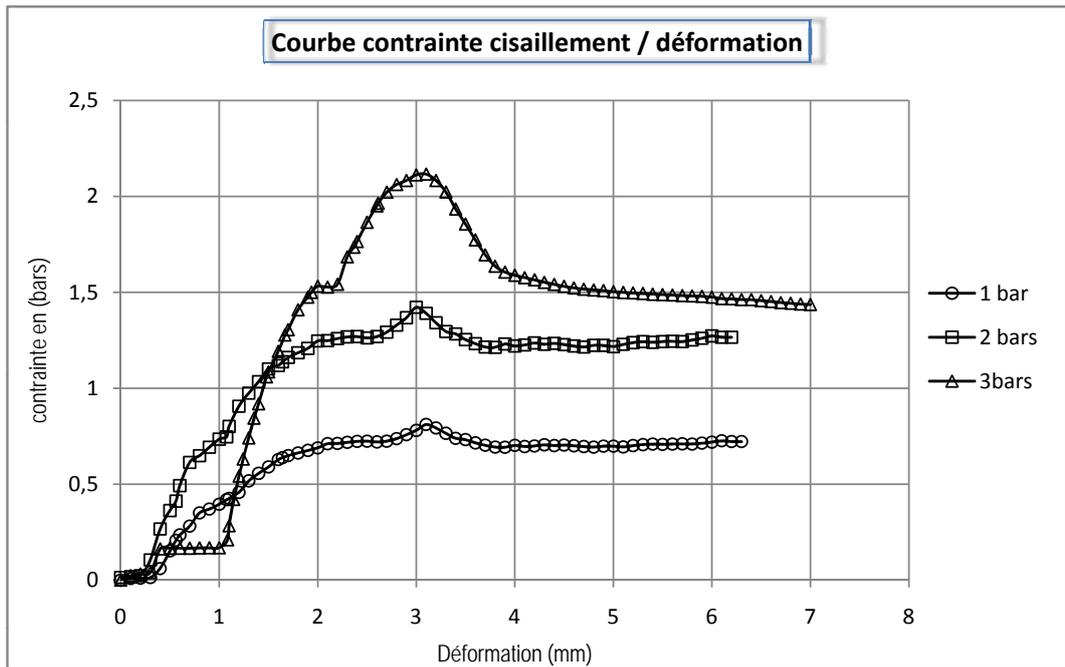
<b>N° sondage/Puits:</b> SC1		<b>Profondeur:</b> 9,30-9,80m		<b>Référence matériel</b>	
<b>Date de l'essai:</b> 23/09/2012		<b>vitesse de cisaillement :</b> 1,50 mm/min		<b>Presse:</b> PRC01	
<b>Prélevé par :</b> client			<b>Type dessai:</b> UU		<b>Balance:</b> Bal 03
<b>Projet :</b>		Salle OMS à THÉNIA			
<b>Client :</b> SOIL TECH					



Le chef de département Laboratoire

	<b>Rapport D'essai</b>	<b>Référence échantillon</b>
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994	SU0688-AG12

<b>N° sondage/Puits:</b> SC1		<b>Profondeur:</b> 9,30-9,80m		<b>Référence matériel</b>	
<b>Date de l'essai:</b> 23/09/2012		<b>vitesse de cisaillement :</b> 0,02 mm/min		<b>Presse:</b> PRC01	
<b>Prélevé par :</b> client			<b>Type dessai:</b> CD		<b>Balance:</b> Bal 03
<b>Projet :</b>		Salle OMS à THÉNIA			
<b>Client :</b> SOIL TECH					



Le chef de département Laboratoire



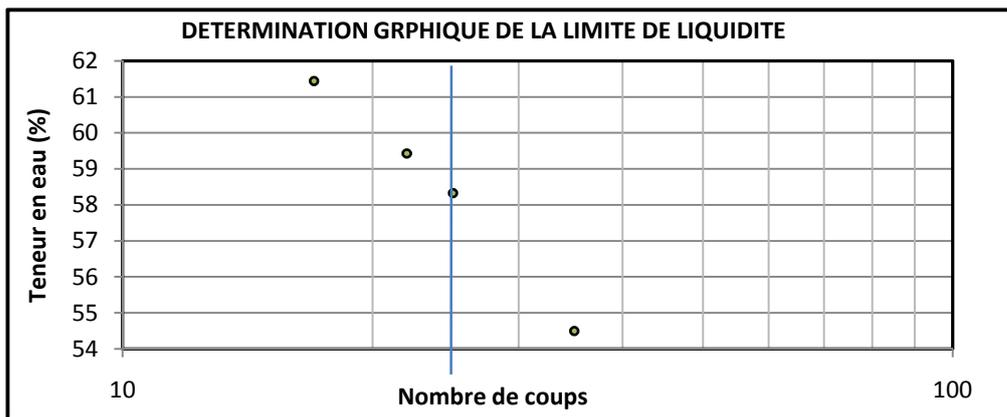
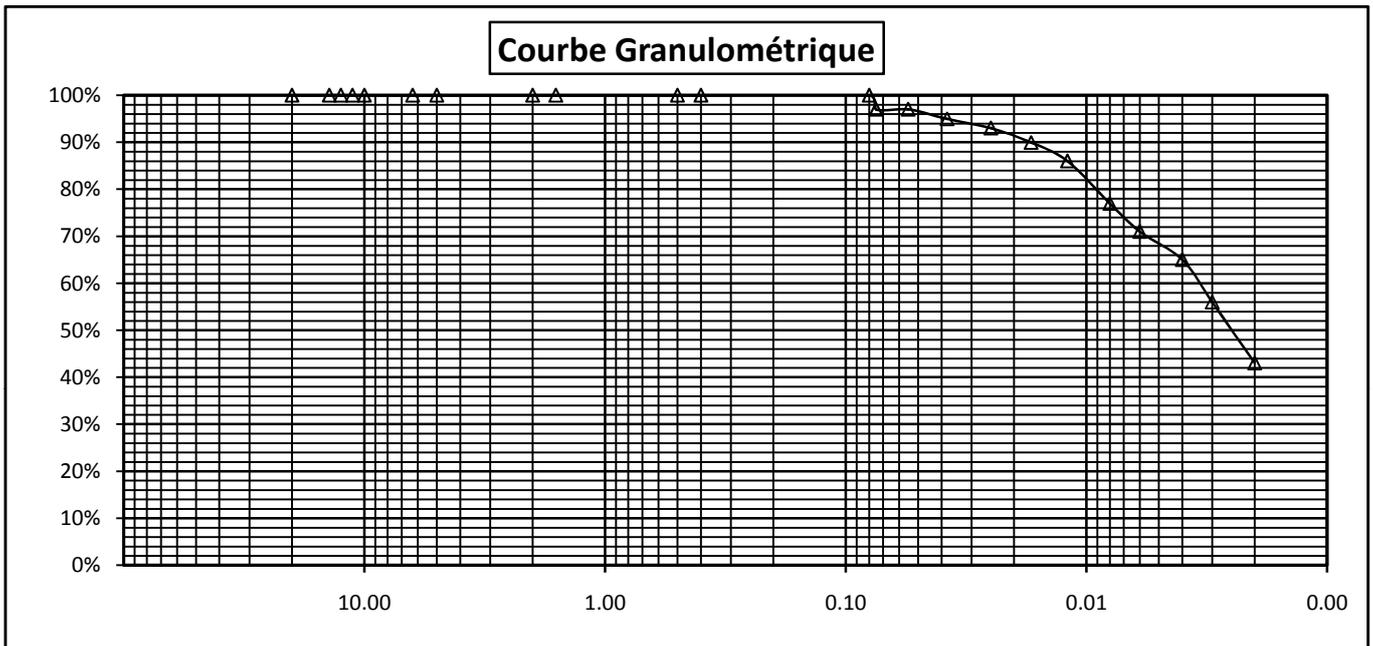
## RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION

**Sols**

Ref :  
SU0689-AG12

Provenance : SC1	Position: site de l'étude
Date de prélèvement : ***	Profondeur : 11,50m-12,00m
Client : SOIL TECH	Date de l'essai : 12/09/2012
Projet : Salle OMS à Thénia	

Tamis (mm)	25	20	14	12,5	11,2	10	6,3	5	2	1,6	0,5	0,4	0,08	0,075	0,055	0,038	0,025	0,017	0,012	0,008	0,006	0,004	0,003	0,002
Tamisats (%)			100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	97%	97%	95%	93%	90%	86%	77%	71%	65%	56%	43%

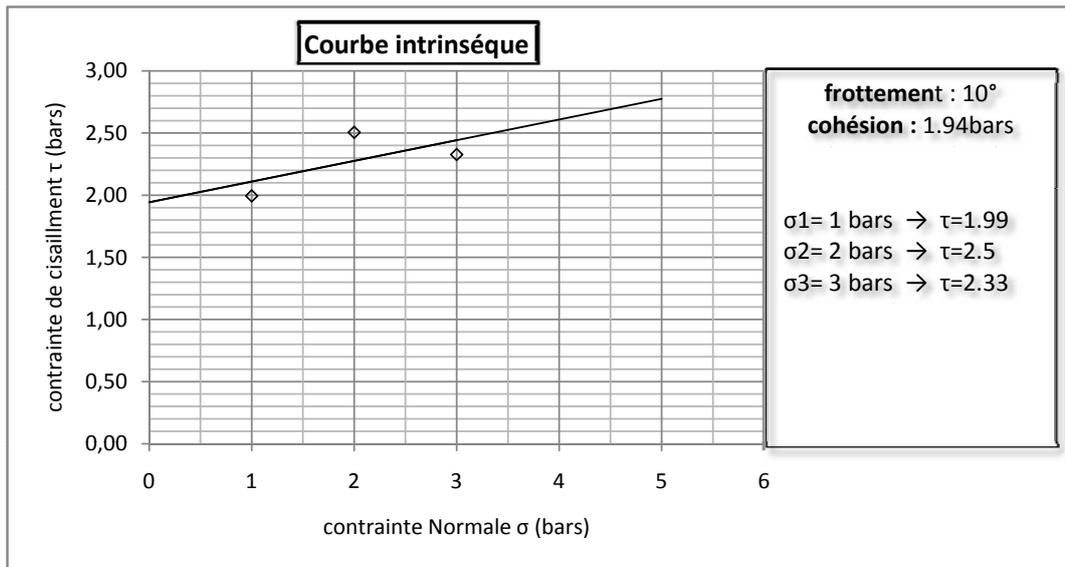
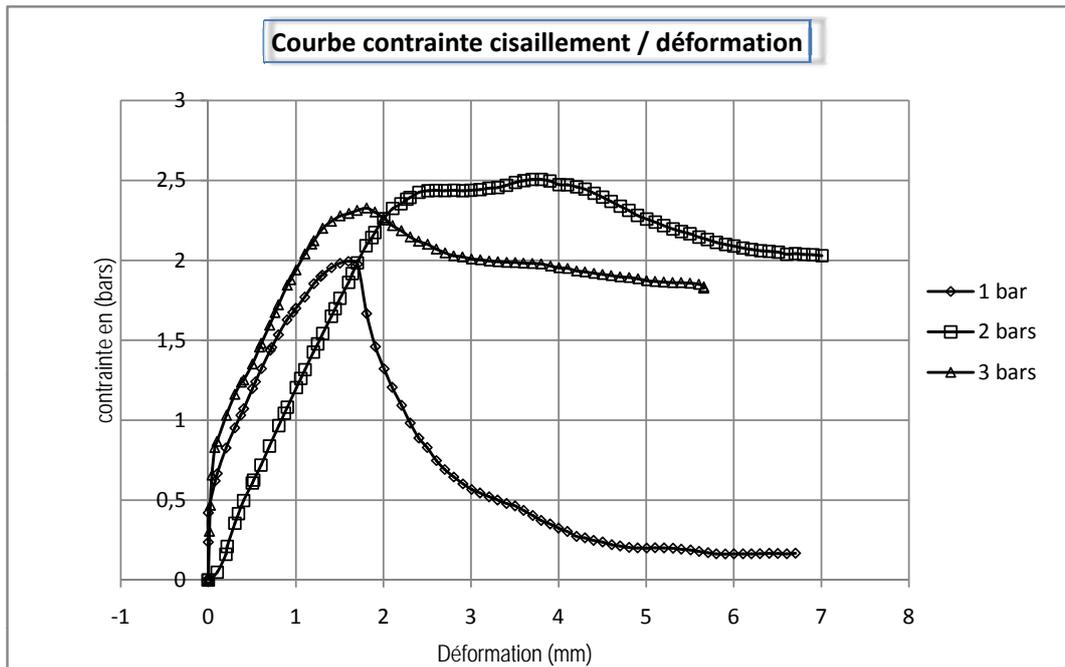


W(%)	D <sub>max</sub>	% ≤ 2mm	% ≤ 0,4mm	% ≤ 0,08	% ≤ 2 μm	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	δ <sub>h</sub>	δ <sub>d</sub>
11,53	0,075	100%	100%	100%	43%	58,3%	19,84%	38,5%	2,09	1,87

**Le chef de département laboratoire**  
**S. ZEGGAGH**

	<b>Rapport D'essai</b>	Référence échantillon
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994	SU0689-AG12

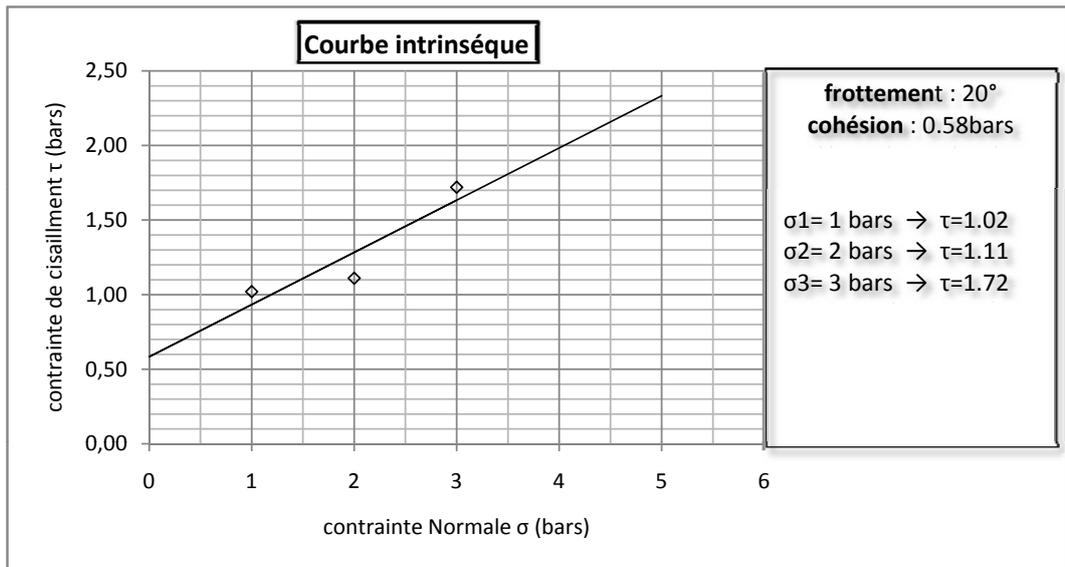
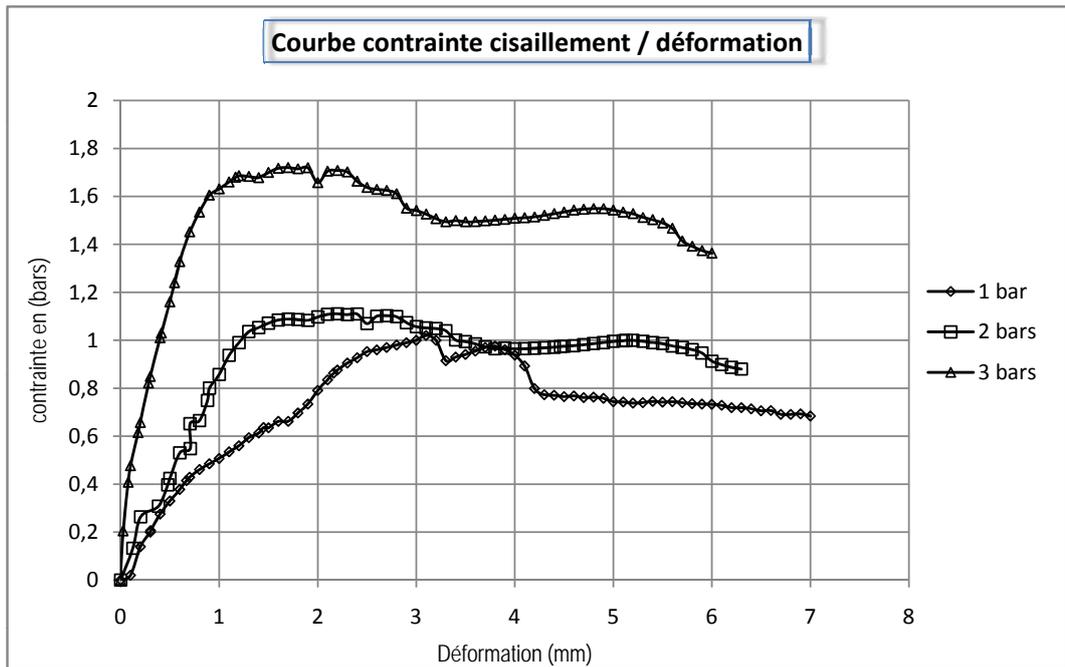
N° sondage/Puits: SC1		Profondeur: 11,50-12,00m		Référence matériel	
Date de l'essai: 23/09/2012		vitesse de cisaillement :1,5mm/min		Presse: PRC01	
Prélevé par : client			Type dessai: UU		Balance: Bal 03
Projet :		Salle OMS à THÉNIA			
Client : SOIL TECH					



Le chef de département Laboratoire

	<b>Rapport D'essai</b>	<b>Référence échantillon</b>
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> <b>Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994</b>	SU0689-AG12

<b>N° sondage/Puits: SC1</b>		<b>Profondeur: 11,50-12,00m</b>	<b>Référence matériel</b>
<b>Date de l'essai: 16/09/2012</b>		<b>vitesse de cisaillement :0,02mm/min</b>	<b>Presse: PRC01</b>
<b>Prélevé par : client</b>		<b>Type dessai: CD</b>	<b>Balance: Bal 03</b>
<b>Projet :</b>	Salle OMS à THÉNIA		
<b>Client : SOIL TECH</b>			



Le chef de département Laboratoire



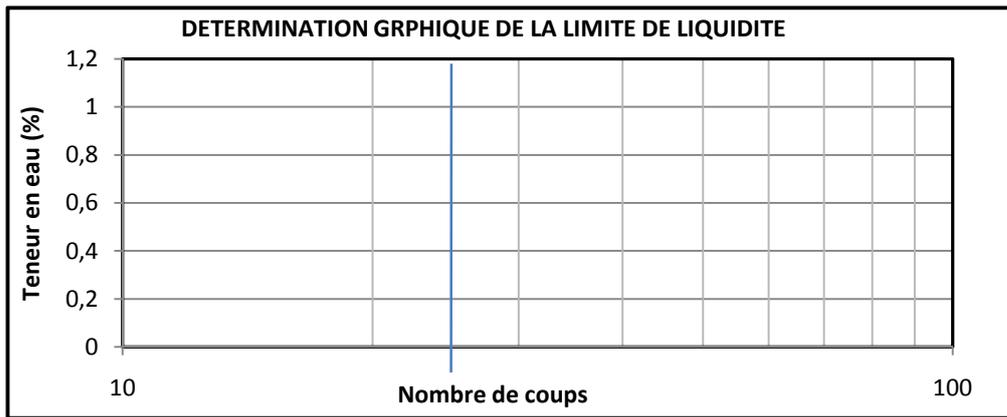
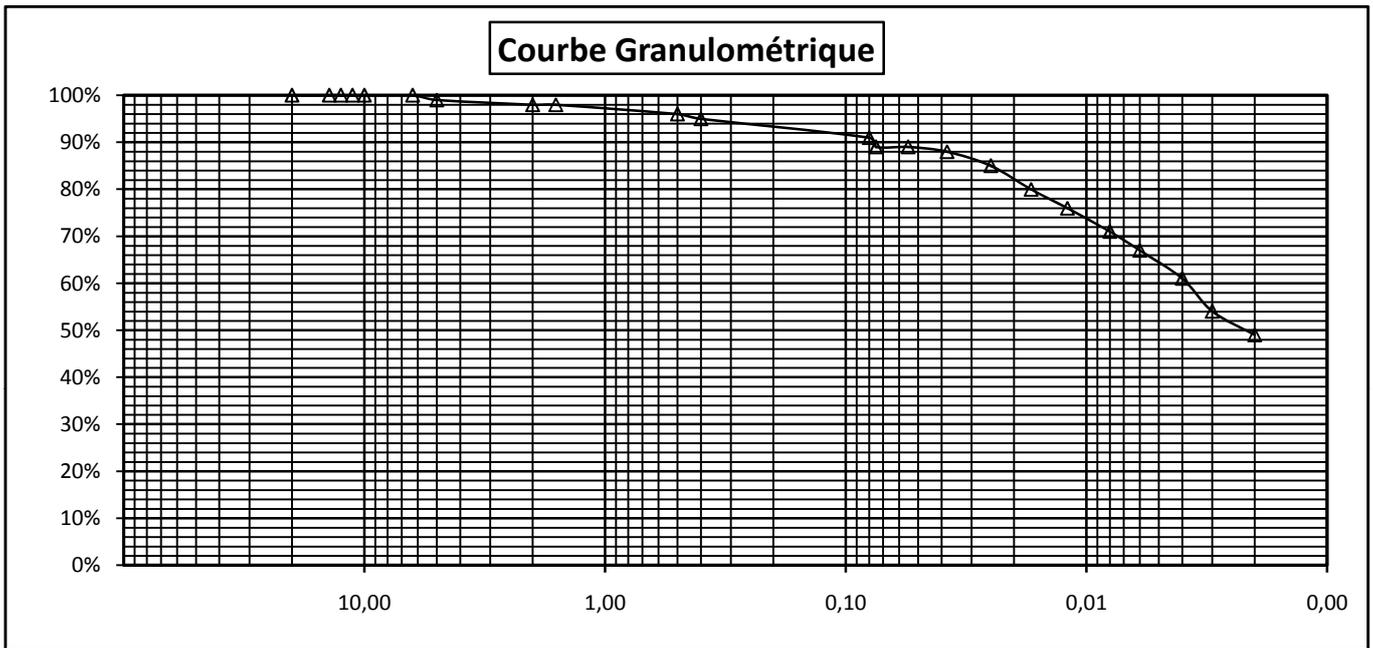
## RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION

**Sols**

Ref :  
SU0690-AG12

Provenance : SC2	Position: site d'étude
Date de prélèvement : ***	Profondeur : 3,00m-3,40m
Client : SOIL TECH	Date de l'essai : 22/08/2012
Projet : Salle OMS à Thénia	

Tamis (mm)	25	20	14	12,5	11,2	10	6,3	5	2	1,6	0,5	0,4	0,08	0,075	0,055	0,038	0,025	0,017	0,012	0,008	0,006	0,004	0,003	0,002
Tamisats (%)			100%	100%	100%	100%	100%	99%	98%	98%	96%	95%	91%	89%	89%	88%	85%	80%	76%	71%	67%	61%	54%	49%

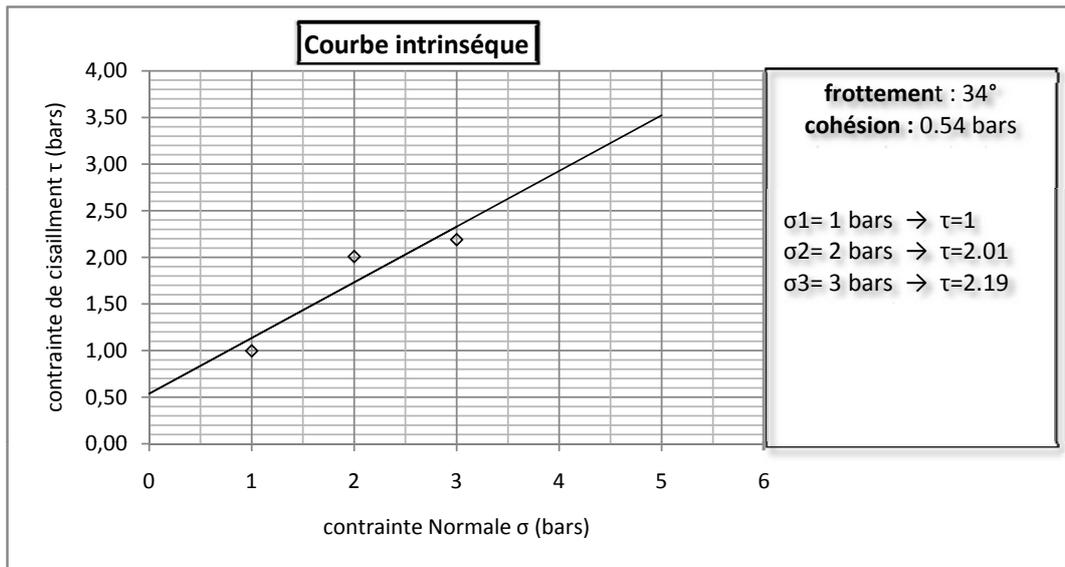
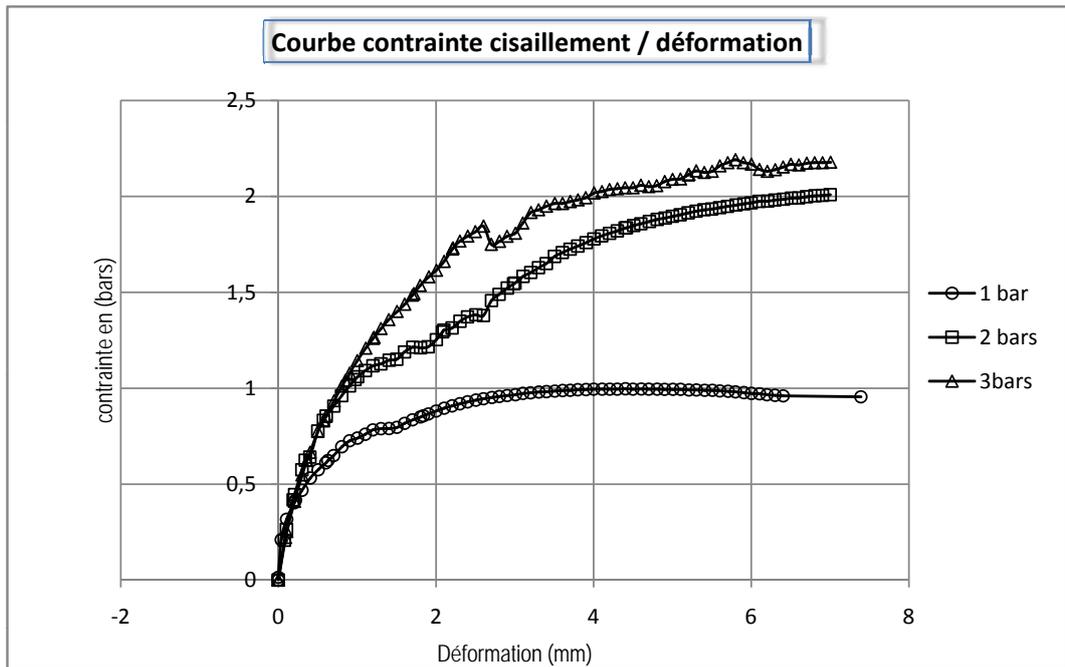


W(%)	D <sub>max</sub>	% ≤ 2mm	% ≤ 0,4mm	% ≤ 0,08	% ≤ 2 μm	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	δ <sub>h</sub>	δ <sub>d</sub>
19,63	5,00	98%	95%	91%	49%	**	**	**	2,14	1,79

**Le chef de département laboratoire**  
**S. ZEGGAGH**

	<b>Rapport D'essai</b>	Référence échantillon
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994	SU0690-AG12

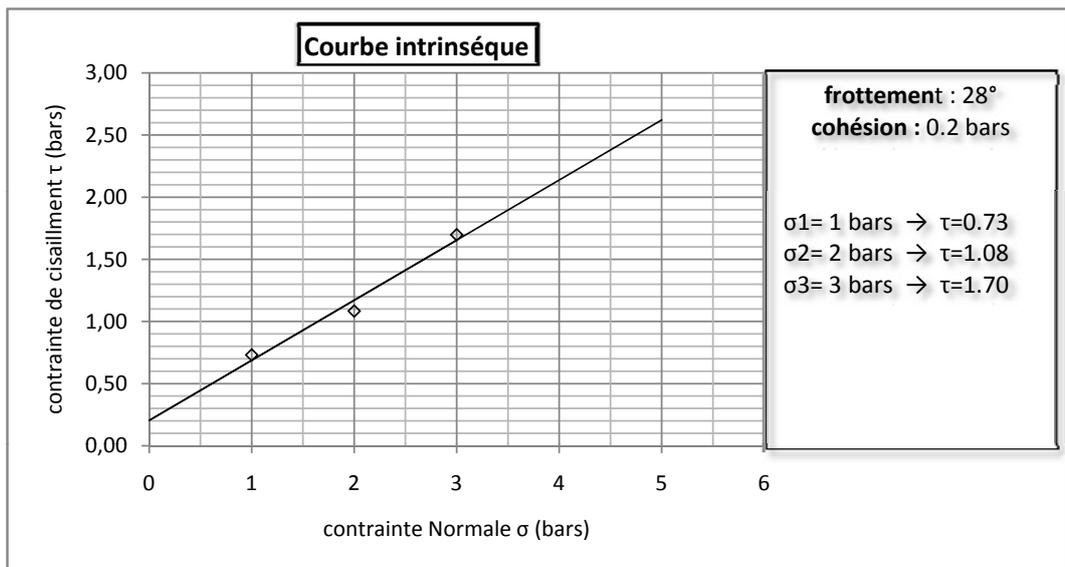
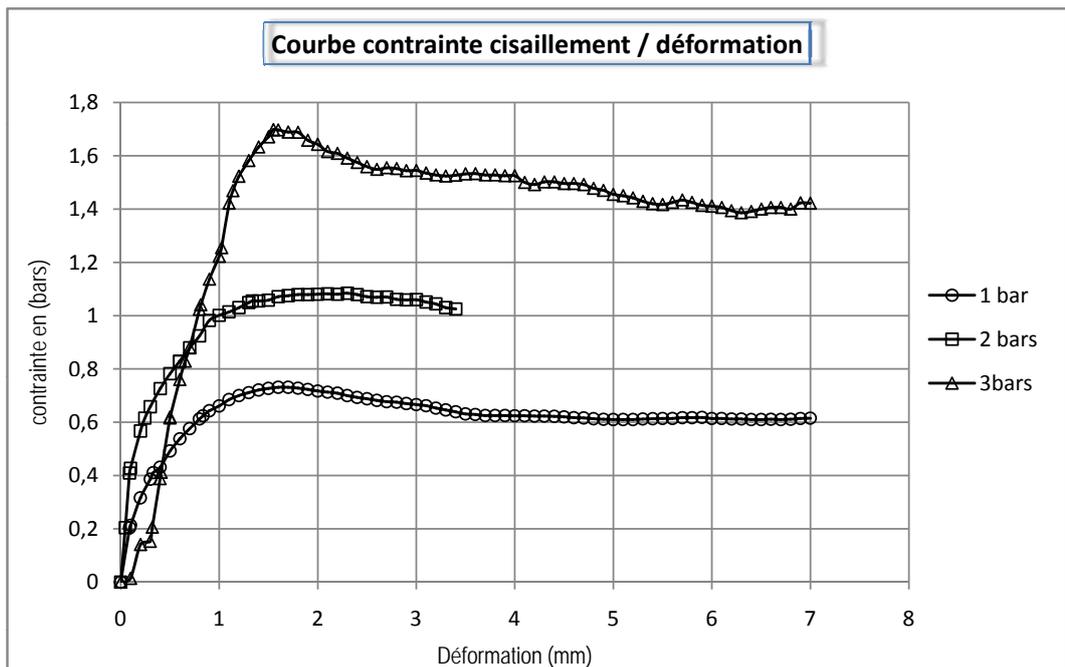
<b>N° sondage/Puits:</b> SC2		<b>Profondeur:</b> 3,00m – 3.40m		<b>Référence matériel</b>	
<b>Date de l'essai:</b> 23/09/2012		<b>vitesse de cisaillement :</b> 1,5mm/min		<b>Presse:</b> PRC01	
<b>Prélevé par :</b> client			<b>Type dessai:</b> UU		<b>Balance:</b> Bal 03
<b>Projet :</b>		Salle OMS à THÉNIA			
<b>Client :</b> SOIL TECH					



Le chef de département Laboratoire

	<b>Rapport D'essai</b>	<b>Référence échantillon</b>
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> <b>Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994</b>	SU0690-AG12

<b>N° sondage/Puits: SC2</b>		<b>Profondeur: 3,00m – 3.40m</b>		<b>Référence matériel</b>	
<b>Date de l'essai: 23/09/2012</b>		<b>vitesse de cisaillement : 0,02mm/min</b>		<b>Presse: PRC01</b>	
<b>Prélevé par : client</b>			<b>Type dessai: CD</b>		<b>Balance: Bal 03</b>
<b>Projet :</b>		Salle OMS à THÉNIA			
<b>Client : SOIL TECH</b>					



Le chef de département Laboratoire



## RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins  
Teneur en eau pondérale

Projet : Salle OMS  
Client : SOIL TECH  
Lieu : Thénia  
N° Dossier : 07  
Nature Sol :

Sondage : SC2  
Profondeur : 9,50/10 m  
Date Essai : 13/09/2012  
Température étuve : 105 °C

### Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	SU-691-AG12						
Poids total humide (g)	1261.86						
Poids total sec (g)	1122.79						
Poids de la tare (g)	537						
Poids d'eau	139,07						
Poids du sol sec (g)	585,79						
Teneur en eau (%)	23,74						
Weau (%)	23,74						

### Détermination de la Masse Volumique des sols fins Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	SU-691-AG12	SU-691-AG12					
Poids total sans paraffine (g)	384.98	393.42					
Poids total avec paraffine (g)	395.04	406.2					
Poids total dans l'eau (g)	194.01	195.7					
Volume brute (cm <sup>3</sup> )	201,03	210,5					
Volume de la paraffine (cm <sup>3</sup> )	11,43	14,52					
Volume net (cm <sup>3</sup> )	189,6	195,98					
Masse volumique (g/cm <sup>3</sup> )	2,03	2,01					
$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,02						
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,63						
Sr (%)	100,53						

\* Densité Paraffine = 0.88 g/cm<sup>3</sup>

\* Densité de l'eau = 1 g/cm<sup>3</sup>

Remarque :

Chargé de l'essai : A.Ben Aissa

Responsable : S.Zeggagh



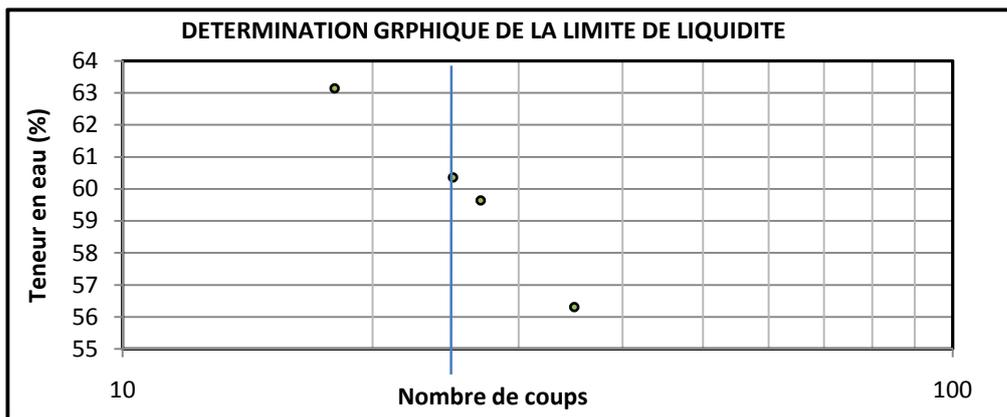
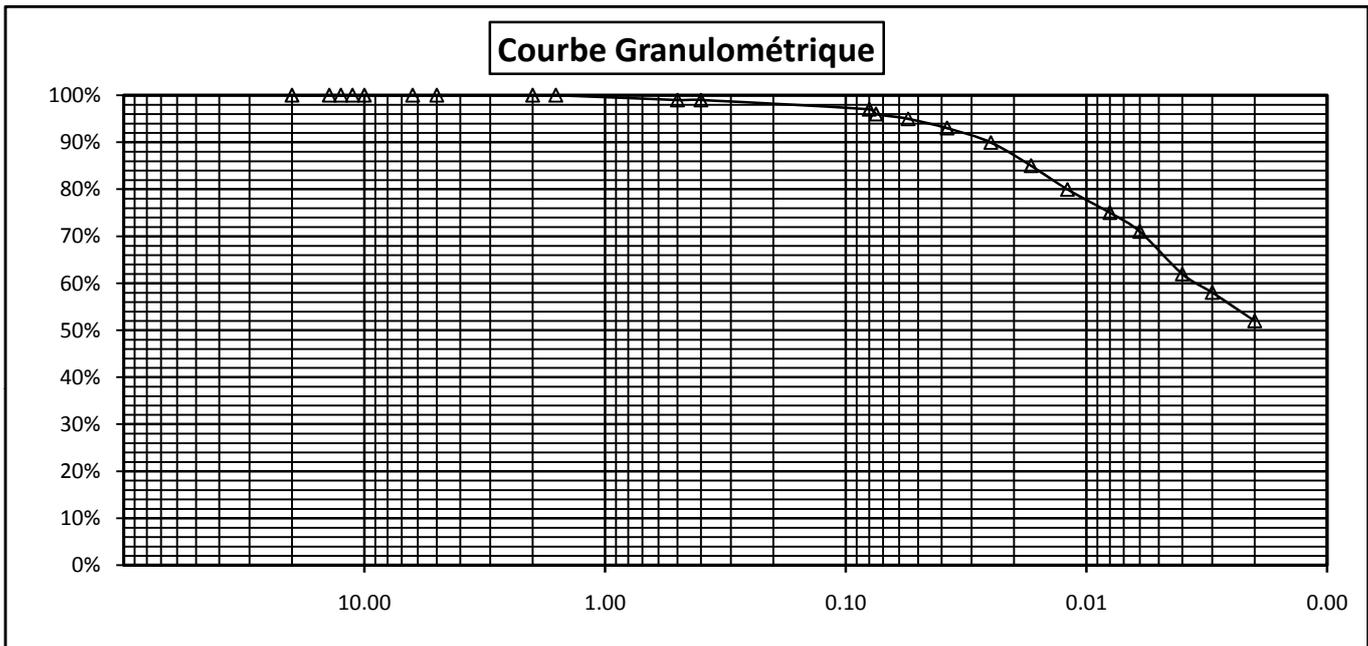
## RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION

**Sols**

Ref :  
SU0692-AG12

Provenance : SC3	Position: site d'étude
Date de prélèvement : ***	Profondeur : 4,50m-5,00m
Client : SOIL TECH	Date de l'essai : 12/09/2012
Projet : Salle OMS à Thénia	

Tamis (mm)	25	20	14	12,5	11,2	10	6,3	5	2	1,6	0,5	0,4	0,08	0,075	0,055	0,038	0,025	0,017	0,012	0,008	0,006	0,004	0,003	0,002
Tamisats (%)			100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	99%	99%	97%	96%	95%	93%	90%	85%	80%	75%	71%	62%	58%	52%

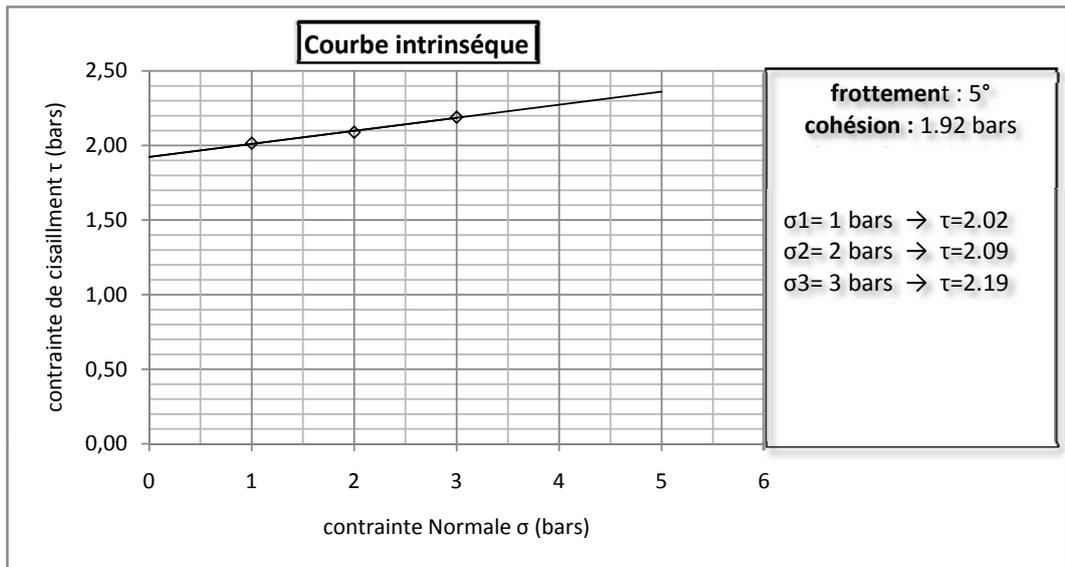
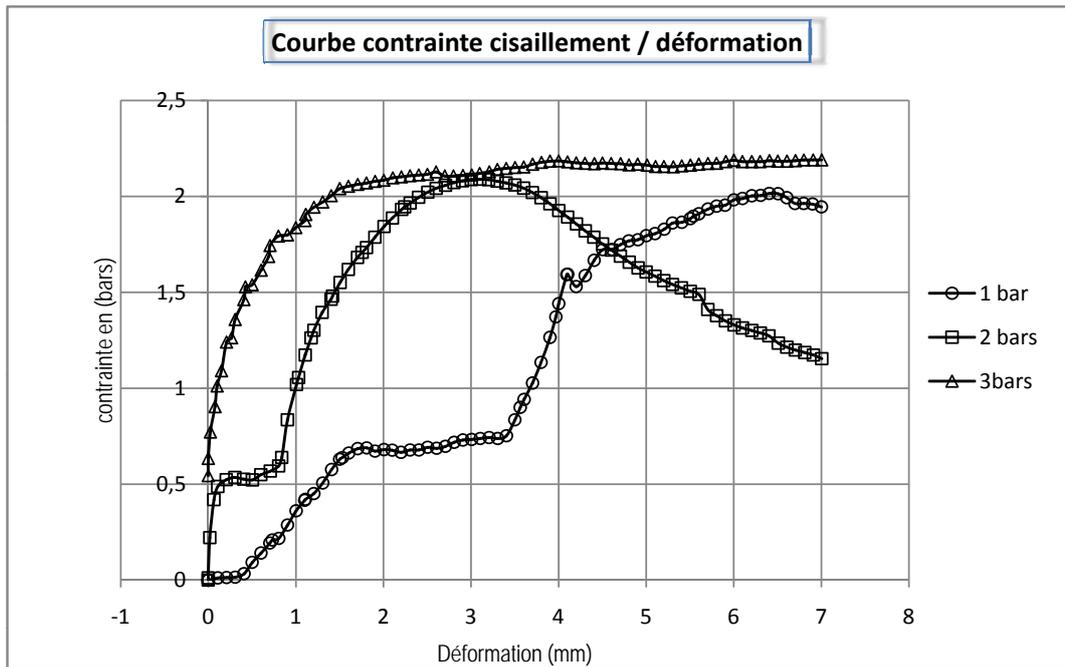


W(%)	D <sub>max</sub>	% ≤ 2mm	% ≤ 0,4mm	% ≤ 0,08	% ≤ 2 μm	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	δ <sub>h</sub>	δ <sub>d</sub>
25,99	0,50	100%	99%	97%	52%	60,4%	20,59%	39,8%	1,97	1,56

**Le chef de département laboratoire**  
**S. ZEGGAGH**

	<b>Rapport D'essai</b>	<b>Référence échantillon</b>
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> <b>Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994</b>	SU0692-AG12

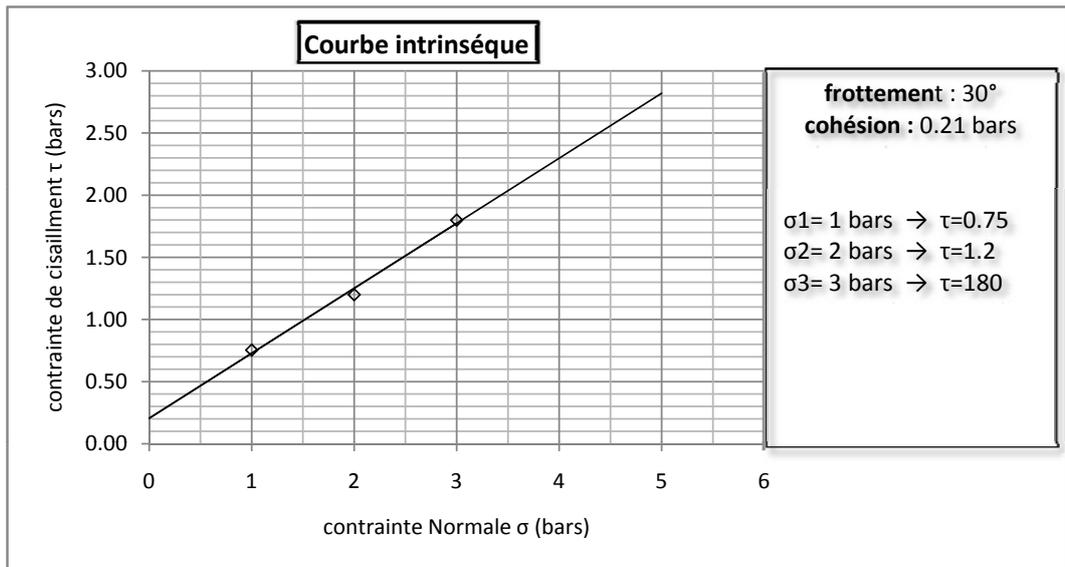
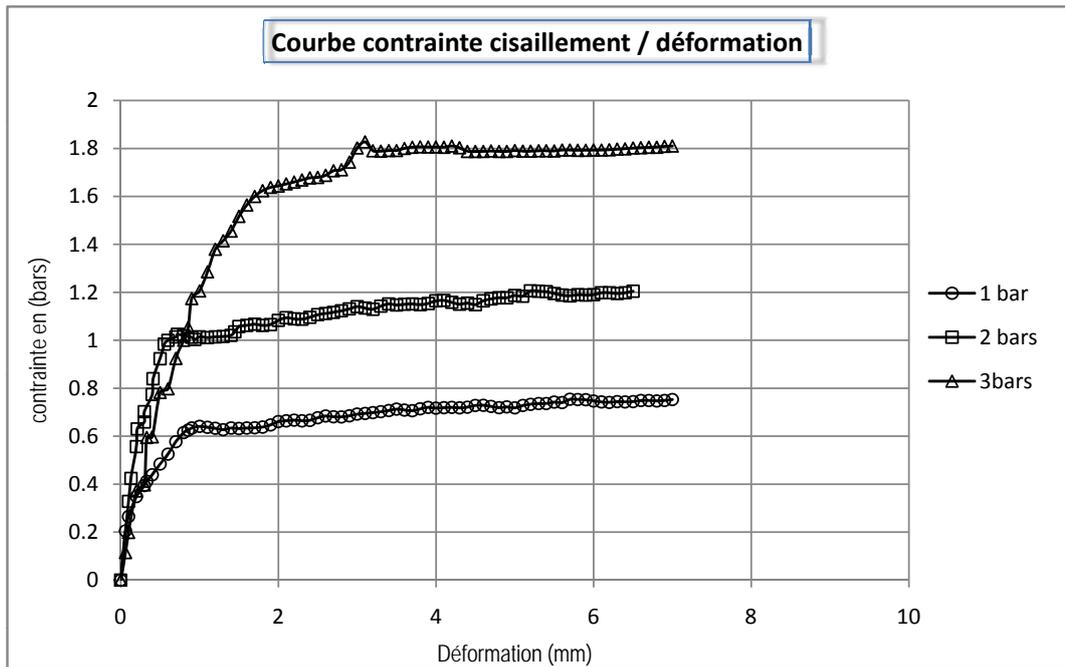
<b>N° sondage/Puits: SC3</b>		<b>Profondeur: 4,50m – 5.00m</b>		<b>Référence matériel</b>	
<b>Date de l'essai: 23/09/2012</b>		<b>vitesse de cisaillement :1,5mm/min</b>		<b>Presse: PRC01</b>	
<b>Prélevé par : client</b>			<b>Type dessai: UU</b>		<b>Balance: Bal 03</b>
<b>Projet :</b>		Salle OMS à THÉNIA			
<b>Client : SOIL TECH</b>					



Le chef de département Laboratoire

	<b>Rapport D'essai</b>	<b>Référence échantillon</b>
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> <b>Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994</b>	SU0692-AG12

<b>N° sondage/Puits: SC3</b>		<b>Profondeur: 4,00m – 5,00m</b>		<b>Référence matériel</b>	
<b>Date de l'essai: 23/09/2012</b>		<b>vitesse de cisaillement : 0,02mm/min</b>		<b>Presse: PRC01</b>	
<b>Prélevé par : client</b>			<b>Type dessai: CD</b>		<b>Balance: Bal 03</b>
<b>Projet :</b>		Salle OMS à THÉNIA			
<b>Client : SOIL TECH</b>					



Le chef de département Laboratoire



## RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins  
Teneur en eau pondérale

Projet : Salle OMS  
Client : SOIL TECH  
Lieu : Thénia  
N° Dossier : 07  
Nature Sol :

Sondage : SC3  
Profondeur : 8,70/9,20 m  
Date Essai : 06/09/2012  
Température étuve : 105 °C

### Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	SU-693-AG12						
Poids total humide (g)	1180,63						
Poids total sec (g)	1078,18						
Poids de la tare (g)	541,59						
Poids d'eau	102,45						
Poids du sol sec (g)	536,59						
Teneur en eau (%)	19,09						
Weau (%)	19,09						

### Détermination de la Masse Volumique des sols fins Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	SU-693-AG12	SU-693-AG12					
Poids total sans paraffine (g)	445,32	246,81					
Poids total avec paraffine (g)	459,51	254,21					
Poids total dans l'eau (g)	223,36	122,75					
Volume brute (cm <sup>3</sup> )	236,15	131,46					
Volume de la paraffine (cm <sup>3</sup> )	16,13	8,41					
Volume net (cm <sup>3</sup> )	220,02	123,05					
Masse volumique (g/cm <sup>3</sup> )	2,02	2,01					
$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,02						
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,69						
Sr (%)	89,06						

\* Densité Paraffine = 0.88 g/cm<sup>3</sup>

\* Densité de l'eau = 1 g/cm<sup>3</sup>

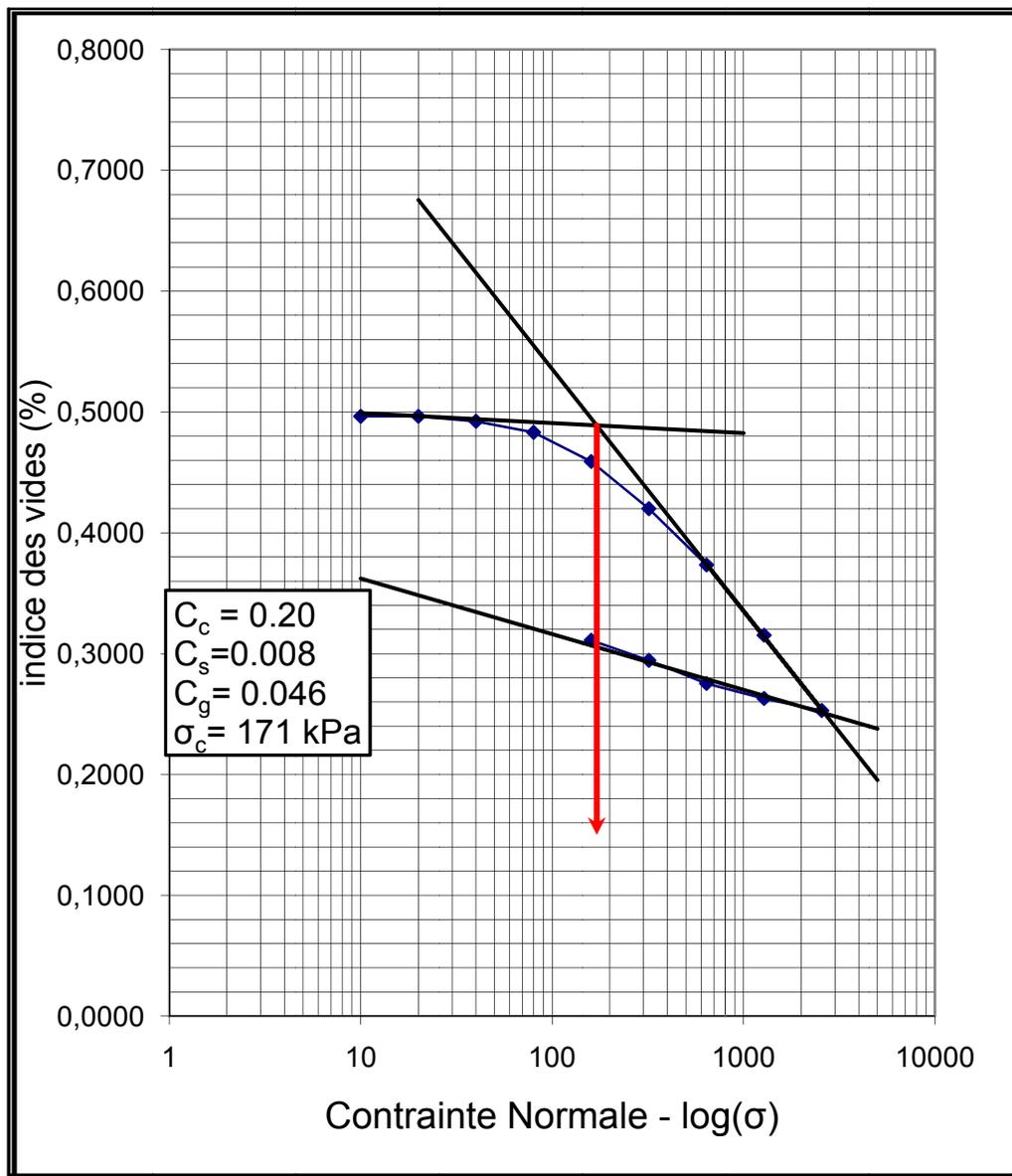
Remarque :

Chargé de l'essai : A.Ben Aissa

Responsable : S.Zeggagh

N° Sondage/Puits : SC3 - Position : site de l'étude - Profondeur : 8.70m- 9.20m		Référence matériels
Date de l'essai : 06/09/2012	Date du prélèvement : ****	Etuve : ETU 03 Balance : BAL 03
Client : SOIL TECH	Prélevé par : Client	
Projet : Salle OMS à Thénia		

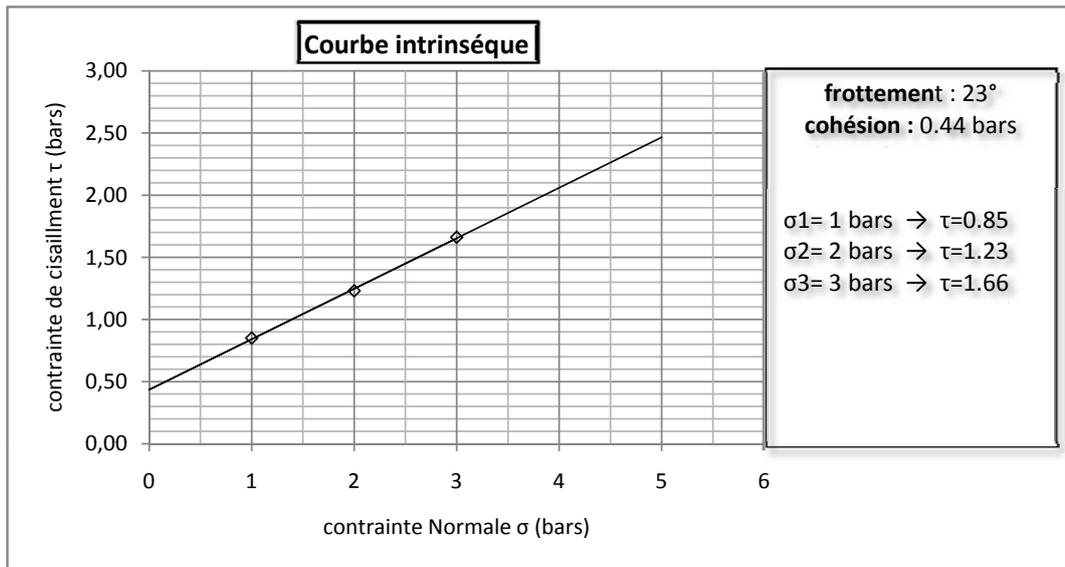
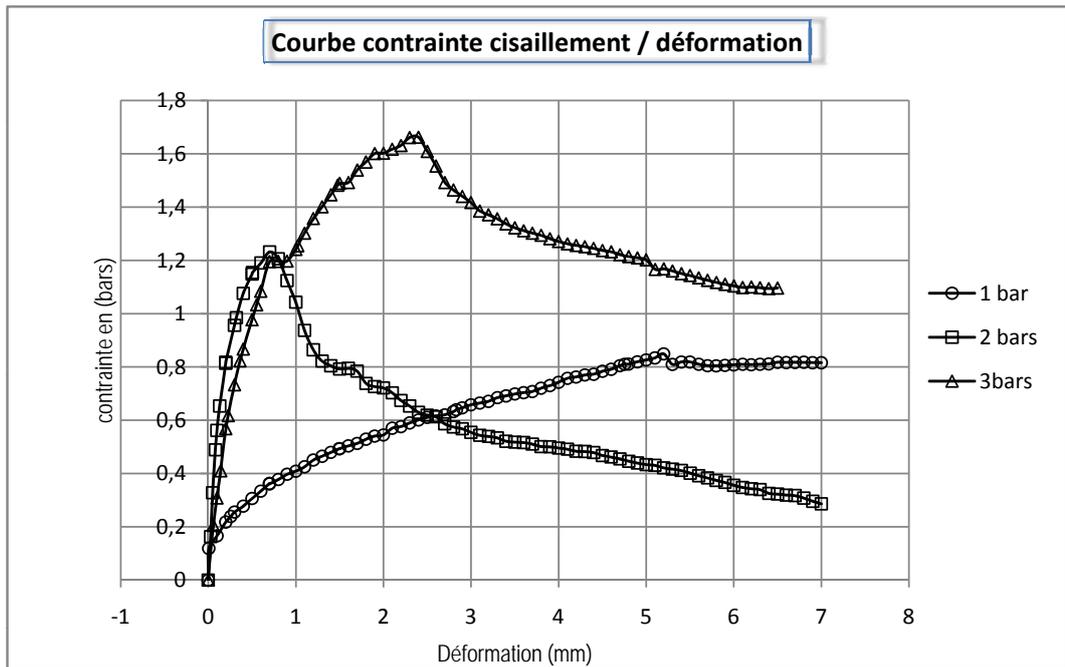
COURBE DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE



Essai réalisé par :	Signature :	Vérifié et approuvé par :	Signature & cachet :
Nom : BEN AISSA		Nom :	
Prénom : AMOKRANE		Prénom :	

	<b>Rapport D'essai</b>	<b>Référence échantillon</b>
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994	SU0693-AG12

<b>N° sondage/Puits:</b> SC3	<b>Profondeur:</b> 8,70m – 9,20m	<b>Référence matériel</b>
<b>Date de l'essai:</b> 16/09/2012	<b>vitesse de cisaillement :</b> 0,02mm/min	<b>Presse:</b> PRC01
<b>Prélevé par :</b> client		<b>Type dessai:</b> CD
<b>Projet :</b>	Salle OMS à THÉNIA	
<b>Client :</b> SOIL TECH		



Le chef de département Laboratoire



## RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins  
Teneur en eau pondérale

Projet : Salle OMS  
Client : SOIL TECH  
Lieu : Thénia  
N° Dossier : 07  
Nature Sol :

Sondage : SC3  
Profondeur : 10,2/10,7 m  
Date Essai : 13/09/2012  
Température étuve : 105 °C

### Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	SU-694-AG12						
Poids total humide (g)	1365.67						
Poids total sec (g)	1211.5						
Poids de la tare (g)	544						
Poids d'eau	154,17						
Poids du sol sec (g)	667,50						
Teneur en eau (%)	23,10						
Weau (%)	23,10						

### Détermination de la Masse Volumique des sols fins Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	SU-694-AG12	SU-694-AG12					
Poids total sans paraffine (g)	428.15	434.13					
Poids total avec paraffine (g)	437.51	441.47					
Poids total dans l'eau (g)	214.07	218.35					
Volume brute (cm <sup>3</sup> )	223,44	223,12					
Volume de la paraffine (cm <sup>3</sup> )	10,64	8,34					
Volume net (cm <sup>3</sup> )	212,8	214,78					
Masse volumique (g/cm <sup>3</sup> )	2,01	2,02					
$\gamma_h$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,02						
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,64						
Sr (%)	99,40						

\* Densité Paraffine = 0.88 g/cm<sup>3</sup>

\* Densité de l'eau = 1 g/cm<sup>3</sup>

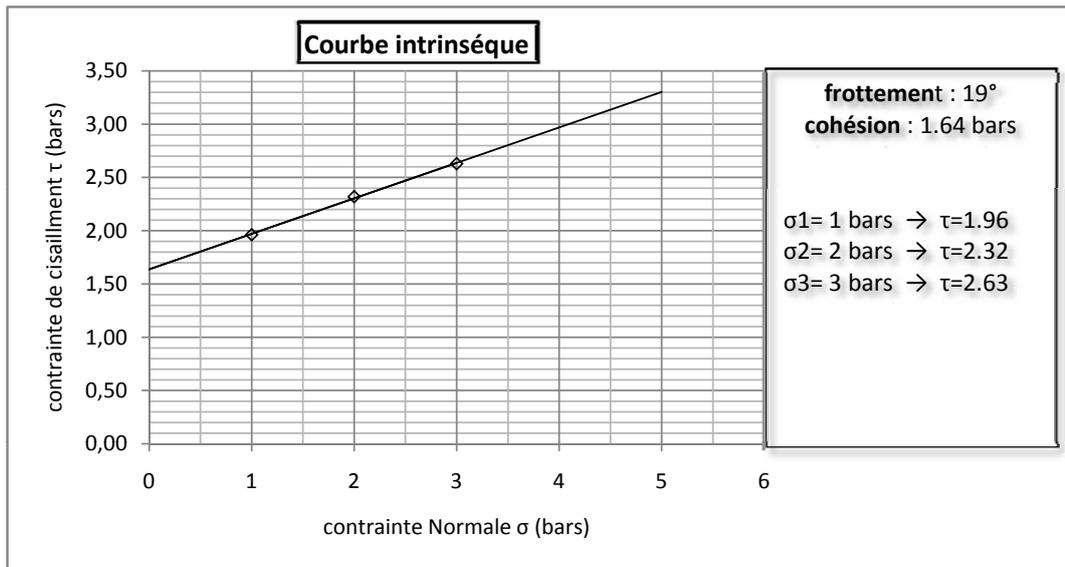
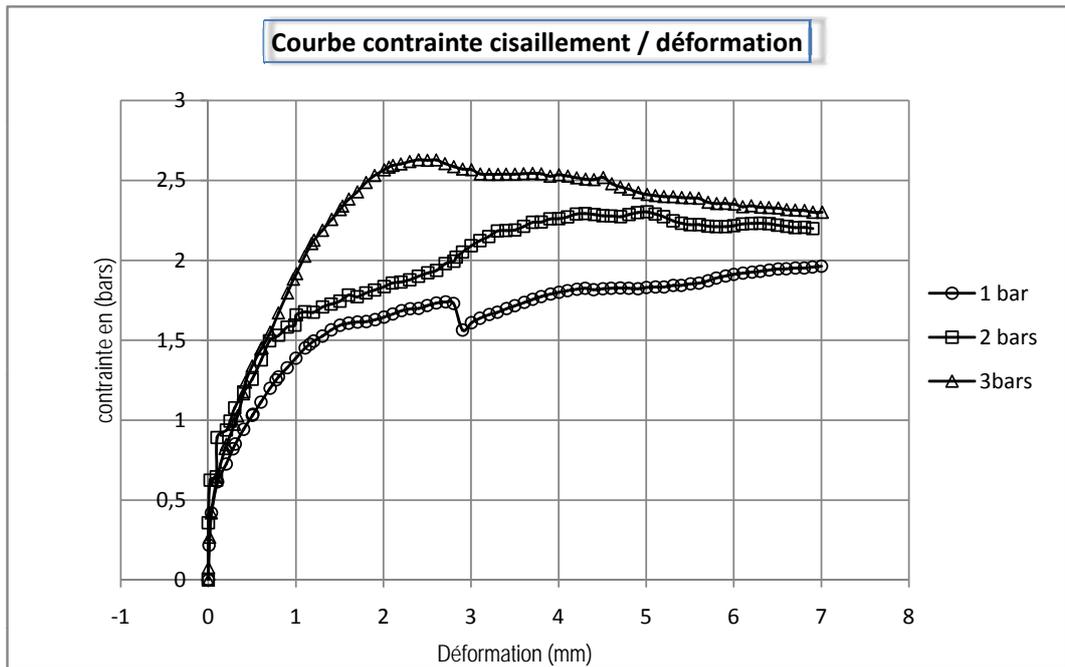
Remarque :

Chargé de l'essai : A.Ben Aissa

Responsable : S.Zeggagh

	<b>Rapport D'essai</b>	Référence échantillon
	<b>Essai de cisaillement Rectiligne</b> Selon la norme NFP94-071-1 Aout 1994	SU0694-AG12

<b>N° sondage/Puits:</b> SC13	<b>Profondeur:</b> 10,20m-10,70m	<b>Référence matériel</b>
<b>Date de l'essai:</b> 23/09/2012	<b>vitesse de cisaillement :</b> 1,50 mm/min	<b>Presse:</b> PRC01
<b>Prélevé par :</b> client		<b>Type dessai:</b> UU
<b>Projet :</b>	Salle OMS à THÉNIA	
<b>Client :</b> SOIL TECH		

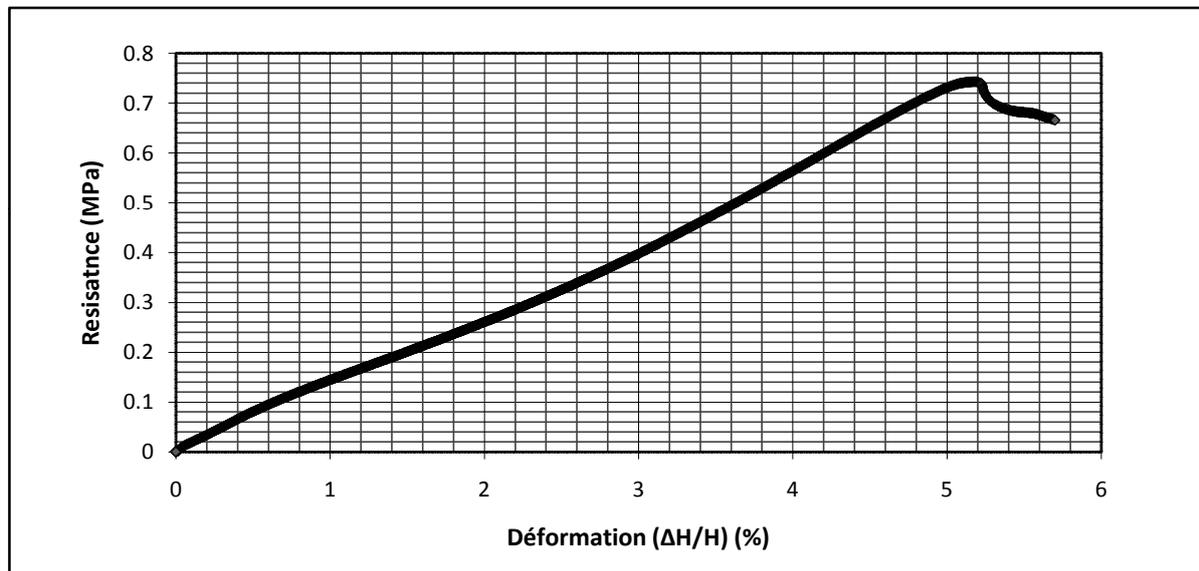


Le chef de département Laboratoire

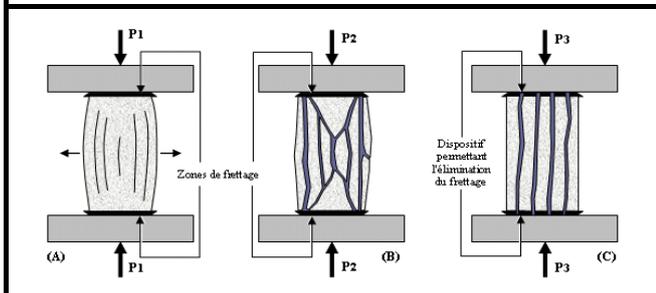
N° échantillon : ***	N° de sondage SC02	REFERENCE MATERIEL
Date de prélèvement : *****	Profondeur : 11,5-12,00	Etuve : ET03
Client : SOIL TECH	Date de l'essai : 23/09/2012	Balance : BAL03
Projet : SALLE OMS THENIA		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse mm/min	Diam. (mm)	Haut. (mm)	Y (g/cm <sup>3</sup> )	Y <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	W (%)	RC (MPa)
1	C	1,6	78	156	2,13	1,76	21,16%	0,74
2								

**COURBE D'ECRASEMENT DES EPROUVETTES**



**Types de ruptures**

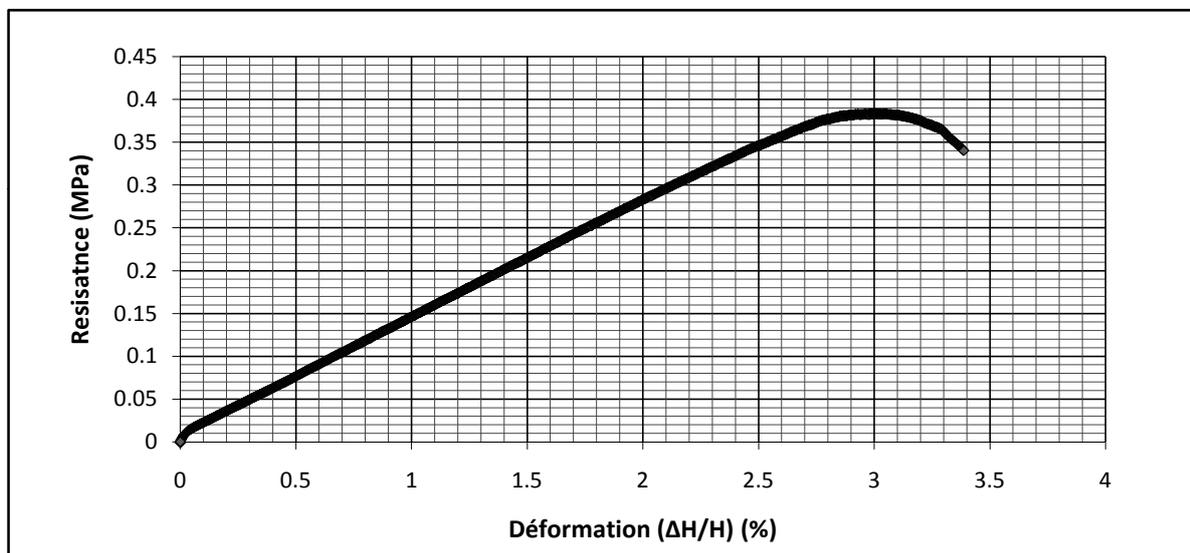


Observations :

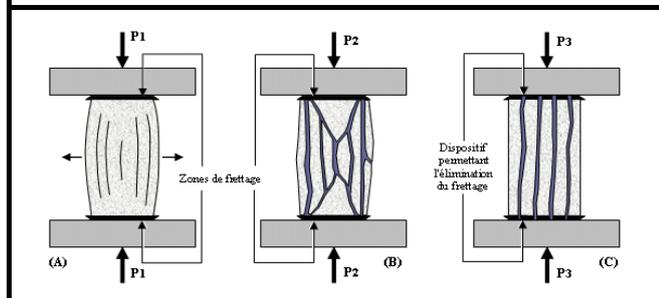
N° échantillon : **	N° sondage : SC03	REFERENCE MATERIEL
Date de prélèvement : *****	Profondeur : 10,2m-10,7m	Etuve : ETU03
Client : SOIL TECH	Date de l'essai : 23/09/2012	Balance : BAL03
Projet : SALLE OMSHENIA		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse mm/min	Diam. (mm)	Haut. (mm)	Y (g/cm <sup>3</sup> )	Y <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	W (%)	RC (MPa)
1	C	1,6	78	156	2,04	1,66	***	0,38
2								

**COURBE D'ECRASEMENT DES EPROUVETTES**



**Types de ruptures**



Observations :

**LE CHEF DE DEPARTEMENT**

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **BENKECHKACHE Imene** , 2012. « investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain». Université Mentouri de Constantine.
- **TAFTAF Riad, SLIMANI Fagher-eddine**, 2013. «Analyse et confortement du glissement de terrain de la RN75 sis à Tala Hamza wilaya de Bejaia ». Université Abderrahmane Mira de Bejaia.
- **MEZHOUD LAMIA** ,2012. «La vulnérabilité aux glissements de terrain et les enjeux dans la partie Ouest et Sud Ouest de la ville de Constantine ». Université MENTOURI CONSTANTINE.
- **Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE**, 2010. «Stabilité des pentes. Glissements en terrain meuble ». technique de l'ingénieur(C254).
- **ISMAiLA GUEYE** ,1994. «résistance au cisaillement des sols non saturés et stabilité des pentes ». école polytechnique fédérale de LAUSANNE.
- **GUIDE TECHNIQUE**, 1998. «stabilisation des glissements de terrain».laboratoire central des ponts et chassées(LCPC).
- **DANIEL OSWALD** ,2003. «Analyse de l'activité de glissements de terrain et relation avec les conditions climatiques : Exemples dans les Préalpes fribourgeoises ». UNIVERSITÉ DE FRIBOURG (SUISSE).
- **ELKHIR Ahmed. YAHIAOUI Kafia** ,2012. «étude numérique et confortement d'un glissement de terrain ». Ecole Nationale Polytechnique.
- **François SCHLOSSER et Philippe UNTERREINER** ,2008. « Renforcement des sols par inclusions». technique de l'ingénieur(C245).
- **Gilles CARTIER** ,1986. « La stabilisation des pentes instables par clouage». laboratoire central des ponts et chassées(LCPC).
- **Applications de l'Eurocode 7** ,2005. « Calcul des écrans de soutènement». Ministère de l'équipement, du logement et transport..
- **CTC CENTRE** ,2012. «expertise sale de sport Thénia » . DT/Agence Boumerdes.
- *Didier FAU*, 1987. « le clouage des sols application au soutènement de fouille étude expérimentale et dimensionnement». Ecole nationale des ponts et chaussées.
- **fascicule 62 titre V**, 1993. « Règles techniques de conception et de calcul des Fondations des ouvrages de génie civil ». Ministère de l'équipement, du logement et transport.

- **Omar SADAoui**, 2008. « Analyse critique des résultats des essais in situ et calcul de la Capacité portante des fondations en utilisant le pénétromètre statique et le préssiomètre ». Ateliers professionnels du CTC-centre A /Bejaia.
- **M.CHERRARED**, 2011 « cours de fondations profondes ». Université d'Abderrahmane MIRA de BEJAIA.
- **G. Philliponnat** , 2006. « Fondations et ouvrages en terre ». EYROLLES.
- **Ali BOUAFIA**, 2010. « Conception et calcul des ouvrages géotechniques ».édition pages bleues.
- **O. Sadaoui** ,2008 «Calcul des murs de soutènement » CTC-Centre/Agence de Béjaia.