

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIOR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA DE BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme Master en GENIE CIVIL

Option : Géotechnique

THÈME

ETUDE DE STABILITE ET DE
CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE
TERRAIN D'IGOUMADHEN COMMUNE DE
CHEMINI (BEJAIA)

Réalisé par :

M^r MEHDI Walid

M^r. MEHDIOUI Samir

Promoteur :

M^r BENDADOUCHE H

Jury:

M^r KHEFACHE

M^r SADOUI Omar

PROMOTION 2015/2016

REMERCIEMENTS

Nous remercions profondément nos familles qui nous ont soutenus durant tout le cursus.

Nous tenons à exprimer notre gratitude à Monsieur BENDADOUCHE H, enseignant à l'université de Bejaia et promoteur de thèses, pour nous avoir guidés tout au long de ce travail. Nous le remercions vivement pour ses conseils avisés et son aide précieux pour la rédaction de ce mémoire.

Nous remercions également les employés du bureau d'étude TGVE pour l'aide qui nous ont donnés pour le bon déroulement de ce travail.

Nos profonds remerciements vont à Mrs BOURDJAH YOUVA, ABBACI TARIK de leur aide inestimable pour la réalisation de ce projet.

Nos remerciements sont adressés aux enseignants du département de Génie Civil qui ont contribués à notre formation.

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

Nos remerciements vont aussi à toute personne ayant participé de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

DEDICACES

Dédicaces

*À ma chère maman pour son soutien précieux de
tous les instants*

À mon frère et ma sœur

À toute la famille

À mon binôme

À tous mes amis

À toute la promotion Géotechnique

Walid

Dédicaces

A ma très chère mère que je ne remercierais jamais assez pour les sacrifices et encouragements qu'elle a consentis pour moi, mon cher père pour son soutien infini.

A mon très cher frère.

A mes sœurs.

A Toute ma famille.

A mon binôme ainsi qu'à toute sa famille.

A tous mes amis (es).

*A toute la promotion
Géotechnique 2015 et 2016.*

Samir

Table des matières

Introduction générale :	1
PARTIE I : ETUDES BIBLIOGRAPHIQUES :	2
Chapitre I : Généralité	2
I.1. Mouvements de terrains :	2
1.1. Glissement de terrain :	2
1.2 Les coulées boueuses :	4
1.3. Les éboulements et chutes de pierres :	5
1.4. Fluage et solifluxion :	5
1.5. Affaissements et effondrements :	6
1.6. Le tassement :	7
I.2. Éléments descriptifs d'un glissement de terrain :	7
I.3. Synthèse :	8
Chapitre II : Causes de glissements de terrains	9
II.1. Principales causes des glissements de terrains :	9
1.1. Action et influence de l'eau :	9
1.2. Action de la pesanteur :	9
1.3. La nature des terrains :	9
1.4. Les actions mécaniques externes :	10
1.5.Actions sismiques :	10
1.6. Action de déboisement :	10
1.7. Actions anthropiques :	11
II.2. Les effets dommageables possibles :	11
2.1. Glissements de terrains :	11
2.2. Processus d'éboulement :	11
2.3. Coulées de terre :	12
Chapitre III : La reconnaissance des sols	14
III.2. Les géosciences :	14
2.1. La géotechnique :	14
2.2. La géomécanique :	14
2.3. La géologie :	14
III.3. La reconnaissance géotechnique :	14
3.1. Domaine d'application de la géotechnique :	14
3.2. Les essais de reconnaissance :	15
III.4. La reconnaissance topographique :	20

III.5.	La reconnaissance géologique :	20
III.6.	La reconnaissance hydrogéologique :	21
IV.2.	Notion sur le coefficient de sécurité :	22
IV.3.	Les méthodes basées sur l'équilibre limite :	23
3.1.	La méthode globale :	23
3.2.	La méthode des tranches :	24
IV.4.	Choix de la méthode de calcul :	26
Chapitre V : Méthode de confortement :		28
V.1.	Confortement par terrassements	28
1.1.	Le déchargement en tête :	28
1.2.	Le chargement en pied :	28
1.3.	Le reprofilage :	28
1.4.	La substitution :	28
1.5.	Confortement par drainage :	28
2.1.	Les tranchées drainantes	28
2.2.	Les éperons drainants	29
2.3.	Les drains subhorizontaux	29
2.4.	Les drains verticaux	29
V.3.	Confortement mécanique	30
3.1.	L'ancrage	30
3.2.	Le clouage	30
3.3.	Pieux et barrettes	30
V.4.	Les géotextiles	31
V.5.	Le reboisement	32
PARTIE II : ETUDES PRATIQUE		33
Chapitre I : Présentation du projet		33
I.1.	Introduction :	33
I.2.	SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :	33
I.3.	GEOLOGIE ET GEOMORPHOLOGIE REGIONALE	34
3.1.	GÉOLOGIE RÉGIONALE	34
3.2.	GÉOMORPHOLOGIE RÉGIONALE	35
I.4.	STRUCTURALE ET TECTONIQUE	35
I.5.	HYDROLOGIE ET HYDROGEOLOGIE REGIONALE	36
I.6.	LE CLIMAT ET LA PLUVIOMETRIE REGIONALE	37
I.7.	LA SISMICITE DE LA REGION	38
I.8.	GEOLOGIE LOCALE DU SITE	39
I.9.	GEOMORPHOLOGIE DU SITE	40

I.10. HYDROLOGIE ET HYDROGEOLOGIE DU SITE	41
I.11. NATURE DE LA COUVERTURE VEGETALE	42
I.12. PIQUETAGE DU SITE	42
I.13. DESCRIPTION DES DESORDRES SUR LE TERRAIN	42
I.14. CAUSES DU GLISSEMENT :	48
Chapitre II : Etudes géotechniques	49
II.1. Introduction :	49
II.2. Reconnaissance géotechnique :	49
2.1. Reconnaissance in-situ :	49
II.3. NIVEAU D’EAU DANS LES FORAGES :	53
II.4. ESSAIS AU LABORATOIRE :	54
Chapitre III : Etude de stabilité	57
III.1. Introduction :	57
1.1. Détermination du F_s du talus :	57
1.2. Analyse du glissement par méthode manuelle :	57
III.2. Analyse du glissement par méthode numérique (logiciel TALREN) :	62
2.1. Présentation du logiciel :	62
2.2. Présentation générale des fonctionnalités du logiciel :	62
2.3. Modélisation du talus :	64
2.4. Analyse des résultats :	65
III.3. Conclusion :	65
Chapitre IV : Etude de confortement	66
IV.1. Introduction :	66
IV.2. Renforcement du talus par des pieux :	66
2.1. Définition d’un pieu :	66
IV.3. Calcul de l’ouvrage (pieu foré sans refoulement) :	67
3.1. Caractéristiques des pieux :	67
3.2. Calcul de l’effort de clouage :	67
3.3. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu :	68
3.4. Coefficient de réaction du sol K_f :	68
3.5. Inertie du pieu :	69
3.6. Le niveau d’ancrage :	69
3.7. Calcul de la longueur du transfert l_0 :	69
3.8. Calcul du moment maximal M_{max} :	70
3.9. Diagramme des moments	70
3.10. Calcul du déplacement maximal :	71
IV.4. Ferrailage des pieux :	72

Chapitre V : Modélisation numérique	74
V.1.Introduction :	74
V.2Présentation du logiciel PLAXIS :	74
2.1. Les modèles des matériaux :	74
2.2. Modèle élastique linéaire :	75
2.3. Modèle de Mohr-Coulomb :	75
2.4. Type de comportement des matériaux :	76
2.5. Modélisation du talus :	76
2.6. Résultats et discussions :	79
V.3. Conclusion	80
Conclusion générale :	81
Référence bibliographique :	83
ANNEXES :	85

LISTE DE FIGURES

Figure I.1 : Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain.....	2
Figure I.2 : le glissement plan.....	3
Figure I.3 : Glissement rotationnel simple.....	4
Figure I.4 : Glissement rotationnel complexe. (En escalier).....	4
Figure I.5 : Schéma qui illustre une coulée de boue.....	4
Figure I.6 : les éboulements, chutes de blocs et de pierres.....	5
Figure I.7 : Le phénomène de fluage.....	5
Figure I.8 : Phénomène de la Solifluxion.....	6
Figure I.9 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre.....	6
Figure I.10 : Schéma Explicatif des phénomènes : Tassement à MEXICO.....	7
Figure III.1 : type de courbe granulométrique.....	17
Figure III.2 : Essais de cisaillement à la boîte casagrande.....	18
Figure III.3 : Schéma de l'appareil triaxial.....	18
Figure IV.1 : Rupture circulaire.....	22
Figure IV.2 : Différentes forces agissantes sur une masse en mouvement.....	24
Figure IV.3 : Détail des tranches.....	24
Figure IV.4 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop.....	25
Figure V.1 : tranchées drainantes.....	29
Figure V.1 : éperons drainante.....	29
Figure V.2 : drains subhorizontaux.....	29
Figure V.3 : Mur de soutènement.....	30
Figure V.4 : L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus.....	32
Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude.....	33
Figure I.2 : carte morphophysique montrant les reliefs de la kabylie.....	37
Figure I.3 : Diagramme climatique de Bejaia.....	38
Figure I.4 : Carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après CGS 2003).....	39
Figure I.5 : Surfaces d'escarpements principales et secondaires et dépression.....	43
Figure I.6 : Bourrelets et dépressions au niveau de la partie avale.....	44
Figure I.7 : Erosion régressive par l'oued.....	44
Figure I.8 : Escarpements et dépressions.....	45
Figure I.9 : Escarpement au niveau de la partie sommitale.....	45
Figure I.10 : Le tassement des fondations d'une bâtisse récemment construite et fissurations des murs.....	46
Figure I.11 : Cisaillement et fissuration d'un mur de soutènement sous l'effet des poussées des terres.....	47
Figure I.12 : Fissures et cisaillement sur les murs et les ceintures des bâtisses.....	47
Figure II.1 : Plan d'implantation des essais in situ.....	51
Figure III.1 : Découpage en tranches de volume glissé.....	58
Figure III.2 : Découpage en tranches de volume glissé avec nappe.....	60
Figure III.3 : Description général du projet.....	62
Figure III.4 : Tableau de la géométrie du talus.....	63
Figure III.5 : modélisation du talus « méthode BISHOP ».....	64

Figure III.6 : modélisation du talus « méthode FELLINUS ».....	65
FigureIV.1 : schéma explicatif de l'emplacement d'un pieu.....	66
Figure IV.2: Inclinaison de l'effort de clouage.....	68
Figure IV.3: Diagramme des moments.....	71
Figure IV.4 : schéma de ferrailage du pieu.....	73
Figure V.1 : Courbe intrinsèque de modèle de Mohr-Colomb.....	76
FigureV.2 : fenêtre des paramètres de Mohr-Colomb.....	77
FigureV.3 : modélisation du talus instable.....	78
FigureV.4 : Modèle avec un confortement.....	78
FigureV.5 : déformation du maillage en éléments finis après confortement par pieux.....	79
Figure V.6 : Les déplacements total du pieu.....	80

LISTE DE TABLEAUX

INTRODUCTION

Introduction générale :

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandues et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Les phénomènes naturels souvent catastrophiques, engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Les glissements de terrains sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'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. On peut citer à titre d'exemple le célèbre glissement de La Clapière dans les Alpes-Maritimes en France, surveillé depuis 1970.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objet d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain au lieu-dit CW173 Igoumadhen, commune de Chemini wilaya de Bejaia.

De ce fait notre travail se divise en 03 parties, qui sont les suivantes :

La première partie est réservée à une étude bibliographique, qui a comme but une étude théorique, sur les mouvements de terrain exactement sur les glissements (leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes) ainsi que les différentes méthodes d'analyse, et enfin les différents systèmes de confortements.

La deuxième partie contient l'analyse et l'étude de glissement pour la détermination des surfaces de rupture éventuelles. Cette étude a été commencée par un calcul manuel des surfaces de ruptures et leurs coefficients de sécurité avec la vérification des résultats par un logiciel de calcul basé sur l'analyse limite « TALREN ». La troisième partie contient la conception, le dimensionnement et l'étude du système de confortement et le choix de la solution technique à exploiter.

Notre travail se termine par une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthodes d'étude et de confortement des glissements des terrains.

PARTIE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I

GENERALITES

PARTIE I : ETUDES BIBLIOGRAPHIQUES :

Chapitre I : Généralité

I.1. Mouvements de terrains :

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme...etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement...etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

1.1. Glissement de terrain :

Un glissement de terrain est défini comme un mouvement d'un massif de terrains meuble ou rocheux le long de surface de rupture par cisaillement, il est en fonction de la nature et la disposition des couches géologiques, le mouvement est engendré par l'action de la gravité de forces extérieures (hydraulique ou sismique) ou d'une modification des conditions aux limites. Les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane. Les coulées de boues résultent de l'évolution des glissements et prennent naissance dans leur partie aval. Ce sont des mouvements rapides d'une masse de matériaux remaniés. Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris : ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme. Leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.



Figure I.1 : Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain

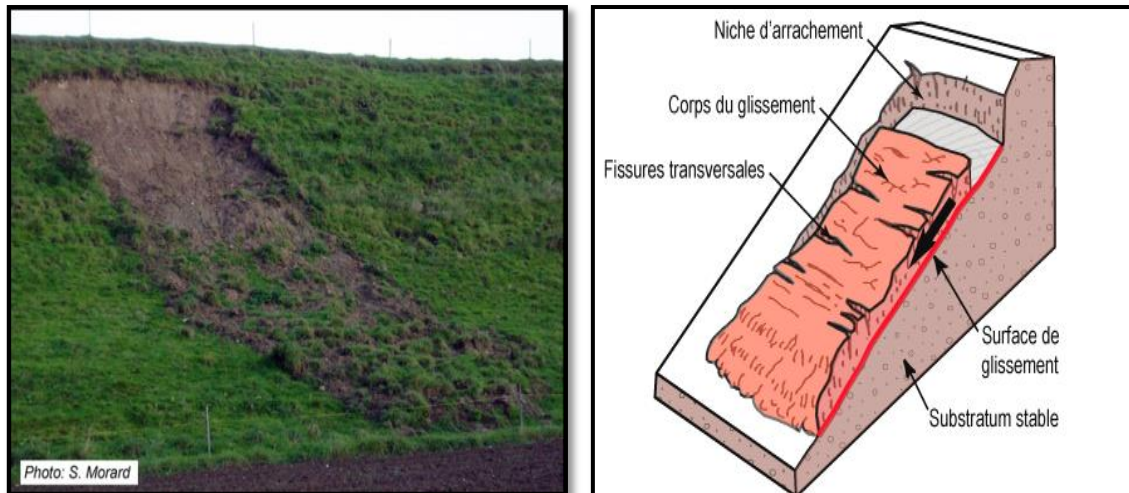
1.1.1. Types de glissement :

On définit deux grandes catégories de glissement selon la forme de surface de la rupture, on peut avoir :

- Les glissements plans.
- Les glissements rotationnels.

- Glissement plan :

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.



(a) : Schéma de glissement plan (b) : exemple d'un glissement plan

Figure I.2: le glissement plan

- Glissement rotationnel :

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. En général, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. On peut distinguer deux types de glissement rotationnel :

- Glissement rotationnel simple :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement circulaire.

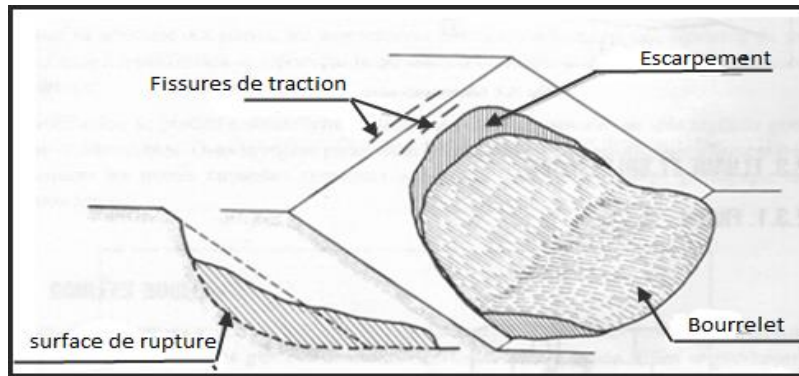


Figure I.3: Glissement rotationnel simple.

- Glissements rotationnels complexes :

Il s'agit de glissement multiple « emboîtes » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situés au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont. Instabilité de terrains à surface diffus :

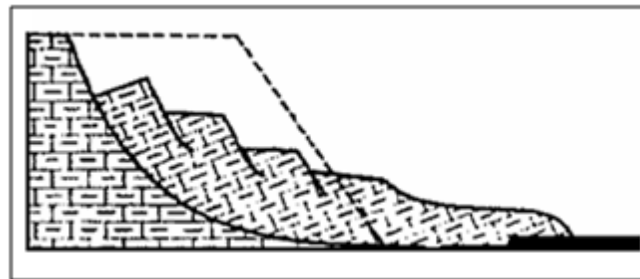


Figure I.4: Glissement rotationnel complexe. (En escalier).

1.2 Les coulées boueuses :

Appelées aussi « glissement de terrains liquides ». Elles sont très souvent la conséquence de la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente. Ils se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide.

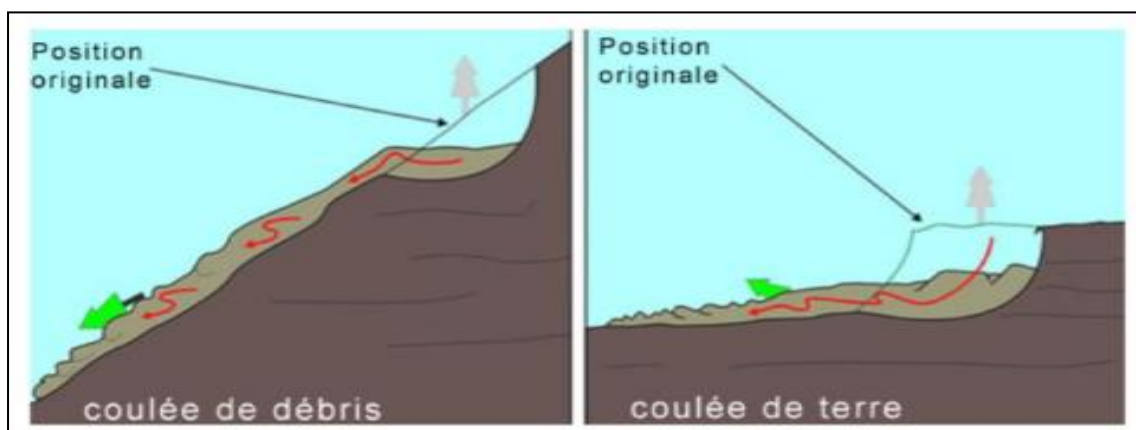


Figure I.5 : Schéma qui illustre une coulée de boue.

1.3. Les éboulements et chutes de pierres :

L'évolution naturelle des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres et de blocs ou des éboulements en masse, ils se manifestent par des ruptures rapides et brutales affectant les sites en falaises sous l'action de la pesanteur, ils résultent au développement de fissures préexistantes dans la roche.

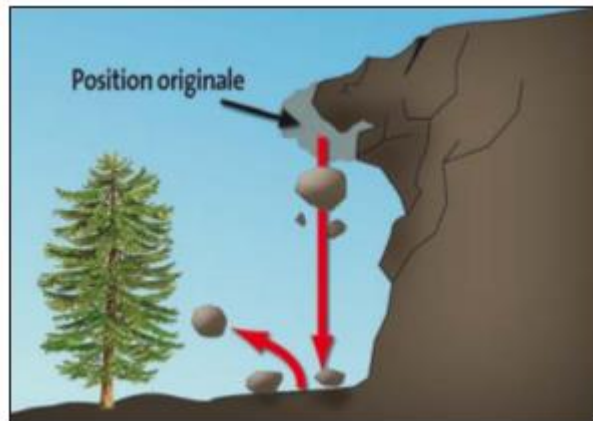


Figure I.6 : les éboulements, chutes de blocs et de pierres.

1.4. Fluage et solifluxion :

I.1.4.1. Le fluage :

Le fluage est une déformation viscoplastique lente dus à des sollicitations proches de la rupture, concerne essentiellement les milieux argileux. Les déplacements dans le massif en mouvement sont continus, mais avec une vitesse faible. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers et se distinguent des glissements par le fait qu'il n'existe pas de surface de glissement qui se manifeste.

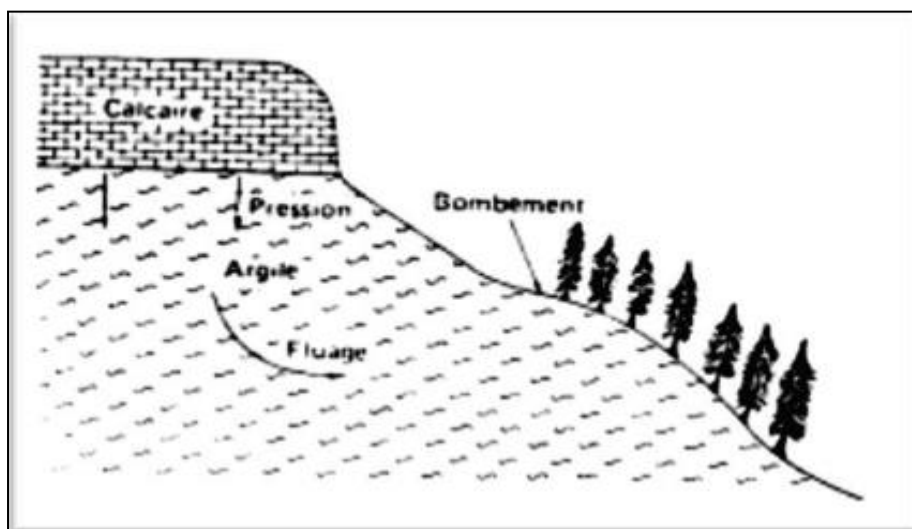


Figure I.7 : Le phénomène de fluage.

1.4.2. La solifluxion :

C'est un cas particulier de fluage, il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel, alternance de saisons sèches et pluvieuses). La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et l'inclinaison des arbres et se produit essentiellement dans les pentes agressives et les argiles gonflantes.

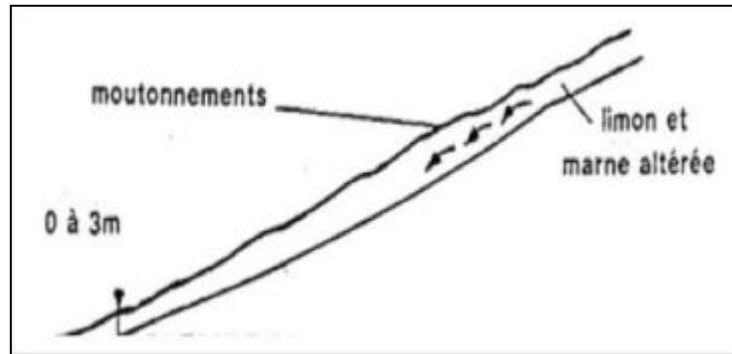


Figure I.8 : Phénomène de la Solifluxion.

1.5. Affaissements et effondrements :

L'affaissement se traduit par une dépression topographique sans rupture apparente, parfois en cuvette ; peu profond, il est lent, progressif, plus lent, plus ou moins continu. L'effondrement est brutal, discontinu, et provoque l'apparition d'une dépression plus ou moins circulaire dont les bords sont verticaux ou escarpés et montrent la rupture de terrain. Avec le temps, un affaissement peut se transformer en effondrement. Les causes des affaissements et effondrements sont nombreuses, naturelles ou de plus en plus liées aux activités humaines :

- Construction élevés sur des terrains compressibles ;
- Pompage des eaux et extraction pétrolière ;
- Rupture des roches qui forment la voûte de cavités souterraines (naturelle, carrières, mines).

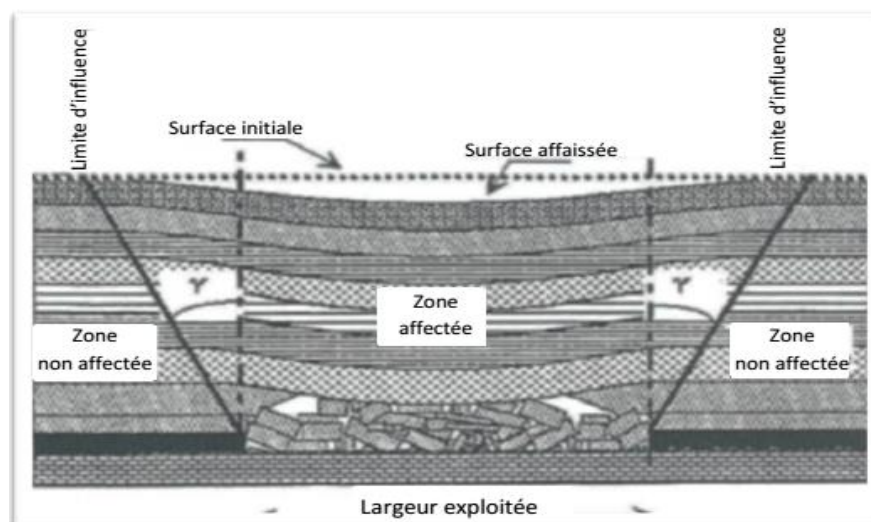


Figure I.9 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre. Source : INERIS : institut national de l'environnement industriel et des risques.

1.6. Le tassement :

Le sous-sol de la terre regorge de rivières, de lacs souterrains et de nappes phréatiques qui participent activement au cycle de l'eau. Dans les régions humides (marais, marécages, lagunes...etc.), certains sols argileux ou tourbeux peuvent gonfler et se tasser sous l'effet de l'eau ou, au contraire, de la sécheresse. Dans les deux cas, ceci a de graves conséquences pour les constructions si on n'y prend pas garde.

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).

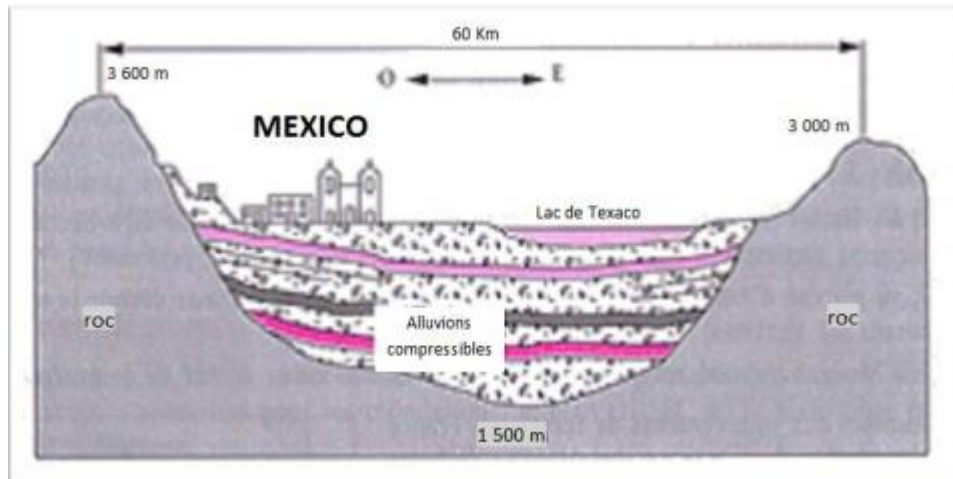


Figure I.10 : Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO
Source: Risques d'effondrement de bâtiments et les mouvements de terrain.

I.2. Éléments descriptifs d'un glissement de terrain :

Escarpement principal : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et plongée en profondeur par la surface de glissement.

- Couronnes : sont situées au-dessus de l'escarpement principal souvent peu affecté par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- Tête : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- Escarpement secondaire : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- Éléments : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- Flan : limites latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- Pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- Extrémité inférieure (pouce) : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.

- Rides transversales : Elles se forment dans le bourrelet de mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- Surface de glissement ou de rupture : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- Corps : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- Fissures d'attraction : s'apparaissent à la surface de la couronne, considérée comme un témoin de glissement.

I.3. Synthèse :

Ce tableau présente les différentes familles de mouvement et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant.

Terrain		Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchants
Glissement	Sols massifs fracturés	Très lentes à moyenne	de quelque m ³ à plus de dix million de m ³	Eau, terrassements
Fluage	Formations meubles	Très lentes	de quelque m ³ à plus de dix million de m ³	Chargement, évolution du matériau
Ecroulement	massifs rocheux	De très lente à très rapide	de quelque m ³ à plus de dix mille m ³	Eau, gel dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et Limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m ³	Très fortes pluies, Rupture de digues

Tableau I.1 : Les différentes familles de mouvement et leur caractérisation.

CHAPITRE II

LES CAUSES DE GLISSEMENTS DE TERRAINS

Chapitre II : Causes de glissements de terrains

II.1. Principales causes des glissements de 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 déclenchant peut-être liée à un ou plusieurs stimuli externes (Pluie intense, séisme, ...etc.).

1.1. 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.

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.

Avant d'examiner les diverses actions de l'eau, il est utile de rappeler les principales provenances envisageables lors de l'étude d'un site instable, ainsi que toutes les ouvertures qui favorisent la pénétration des eaux superficielles dans la masse du terrain (fissuration naturelle, tranchées...) et qui jouent un rôle négatif.

1.2. 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.

1.3. La 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.

1.4. Les 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.

1.5. Actions sismiques :

Dans le cas du séisme, il se produit une émission d'ondes sismiques de deux types qui se propagent dans le sol : les ondes de volume dites ondes longitudinales et transversales, et les ondes de surface dites ondes de love et de Rayleigh. Ces ondes sismiques provoquent des sollicitations, ce qui peut conduire à des mouvements de terrain. Les déstabilisations dues au séisme peuvent se manifester de différentes façons. Elles peuvent provoquer immédiatement des glissements de terrain, des coulées, des chutes de blocs, et elles peuvent aussi avoir des effets à long terme, par augmentation de la fissuration du massif rocheux et diminution de sa résistance mécanique.

1.6. 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.

1.7. 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.

II.2. Les effets dommageables possibles :

2.1. Glissements de terrains :

a) Intensité forte :

Les modifications importantes affectant le terrain conduisent à des mouvements différentiels notables du sous-sol et portent un sérieux préjudice à la stabilité des bâtiments. Suite aux fissures qui se développent dans les éléments de structure du bâtiment, aux tassements qu'ils subissent et à leur basculement, une destruction partielle ou totale des bâtiments est possible. Les portes et les fenêtres ne peuvent plus être utilisées. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. En cas d'écroulement, il y a danger de mort. Des réparations ne peuvent pas être réalisées qu'à grands frais. La plupart du temps, toutefois, les dommages structurels sont si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables. Les infrastructures sont fortement affectées (ex : route coupée). Il se produit des ruptures de conduites.

b) Intensité moyenne :

Les mouvements de terrains causent des fissures dans les murs, mais cependant pas aux éléments de la structure qui garantissent la stabilité du bâtiment. L'étanchéité des joints et les liaisons entre les différentes parties du bâtiment sont endommagées. Les portes et les fenêtres coïncent. Les hommes et les animaux ne sont pas immédiatement mis en danger dans les bâtiments. Les dommages cependant concernent la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables. Les infrastructures subissent des dommages. Les drainages peuvent se boucher

b) Intensité faible :

De petits mouvements de terrain conduisent à des dommages légers (petites fissures, dégâts au crépis). La stabilité du bâtiment n'est en aucune manière affectée. Les bâtiments rigides de grande taille ne sont en général pas touchés. Les hommes et les animaux ne sont pas mis en danger. Les routes peuvent présenter des dommages insignifiants.

2.2. Processus d'éboulement :

a) Intensité forte :

L'impact des pierres et de blocs conduit à de graves dommages. De grosses fissures dans les murs porteurs de l'immeuble et des trous dans les parois ou le toit peuvent conduire à une destruction partielle ou totale. Les hommes et les animaux sont fortement menacés, mêmes à l'intérieur des bâtiments. En cas d'écroulement de la maison, il y a danger de mort. Des réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. Souvent les dommages structurels sont

si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables. L'accumulation des matériaux éboulés peut former un barrage de retenue d'un cours d'eau (risque de rupture de ce barrage). Les infrastructures superficielles peuvent être fortement endommagées et coupées.

c) Intensité moyenne :

L'impact de pierres cause des dommages plus ou moins grands aux parois selon les caractéristiques de la construction, mais ne met pas en cause la stabilité du bâtiment, (à condition que l'immeuble ait été adéquatement conçu et testé en conséquences). Les portes sont fortement endommagées ou détruites. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. Les dommages affectent la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables. L'accumulation des matériaux éboulés peut former un barrage de retenue sur de petits ruisseaux. Les routes et les conduites superficielles peuvent être endommagées et momentanément coupées.

d) Intensité faible :

En cas de chutes de blocs, les parois peuvent être perforées. Les hommes et les animaux ne sont en général pratiquement pas mis en danger dans les bâtiments (une note de calcul justificative et nécessaire).

2.3. Coulées de terre :

a) Intensité forte :

L'impact de grandes masses de graviers, de boue et de bois, mêlés à de l'eau, sur les structures porteuses des bâtiments, peut conduire à de graves dommages structurels ou à une destruction soudaine. Les hommes et les animaux sont fortement menacés suite aux dangers d'irruption de la coulée et d'inondation.

Les répartitions impliquent souvent de grands frais. Les modifications substantielles du terrain avec de grandes zones d'érosion, des dépôts de graviers et des inondations conduisent à l'interruption, l'endommagement ou la destruction des infrastructures.

b) Intensité moyenne :

Malgré leur faible épaisseur, les coulées de terres sont dangereuses à cause des blocs et graviers transportés. L'impact des pierres et des blocs et l'irruption de l'eau peuvent causer des dommages à l'enveloppe du bâtiment et à l'intérieur, sans toutefois mettre en cause la stabilité du bâtiment. Les hommes et les animaux sont mis en danger à l'extérieur. La qualité de l'habitat peut être sérieusement affectée. Des réparations sont en général réalisables à des coûts raisonnables. Le dépôt de graviers, de boue et de bois peut endommager et interrompre les infrastructures superficielles. Les écoulements, les conduites et les drainages peuvent être couchés.

e) Intensité faible :

Ne s'applique pratiquement, dans le périmètre d'écoulement des coulées de terre, que dans le cas de masses de matériaux d'épaisseur réduite ou dont le mouvement a été freiné, ou encore dans le cas d'une irruption d'eau. Dommages modestes à l'enveloppe du bâtiment ou à l'intérieur. La stabilité du bâtiment n'est affectée en aucune manière. Les personnes et les animaux sont peu menacés à l'extérieur. Toutes ces informations ne présentent qu'un outil

d'alerte pour sélectionner les zones qui portent un risque probable de glissement, mais ne sont jamais suffisantes pour identifier le danger d'une manière fiable. Pour cela elles doivent être complétées par d'autres informations (essais in situ et essais au laboratoire) approfondies permettant d'identifier le danger plus précisément.

CHAPITRE III

LA RECONNAISSANCE DES SOLS

Chapitre III : La reconnaissance des sols

III.1. Introduction :

Durant toute notre vie on est confronté à des risques naturels, à ce jour l'humain a été progressif afin de lutter contre ces innombrables aléas qui nous entourent chaque jour. On définit par les risques naturels, tout ce qui est déplacements des terrains peu importe la cause que ce soit averses ou séismique. De cet effet, les investigations géologiques et géotechniques d'un talus sont si indispensables pour mener à bien l'étude de ce dernier.

Les géosciences :

La géotechnique :

Dans le groupe des géosciences, la géotechnique est la technoscience consacrée à l'étude pratique de la subsurface terrestre sur laquelle notre action directe est possible pour son aménagement et/ou son exploitation, lors d'opérations de BTP (génie civil, bâtiment, carrières), de gestion des eaux souterraines (exploitation, drainage) et de prévention des risques naturels.

1.1. La géomécanique :

La géomécanique, n'est qu'un outil utilisé dans la géotechnique, elle est nécessaire mais insuffisante. Son objectif est en effet de fournir des solutions mathématiques à des problèmes techniques posés par la mise en œuvre du géomatériau. Ces branches sont la mécanique des sols, la mécanique des roches, l'hydraulique souterraine et une partie de la géophysique ; ses méthodes et moyens sont la modélisation des formes et du comportement du géomatériau et l'analyse des effets d'efforts qui lui imposent des actions extérieures.

1.2. La géologie :

Le rôle de la géologie est indispensable en géotechnique ; c'est la discipline de base qui permet à la description du géomatériau et de son comportement d'être cohérent et convenable, en s'appuyant sur l'observation du visible et de l'accessible à plusieurs échelles spéciales « paysages, affleurement, échantillon...etc. ». Aussi qualitatives et géométriques des aspects rocheux naturels, la topographie des affleurements, profondeur des échantillons, les directions, les pendages et les épaisseurs des strates...etc. Elle doit donc être précisée par des mesures spécifiques in-situ.

III.2. La reconnaissance géotechnique :

2.1. Domaine d'application de la géotechnique :

Pour des raisons de compétence, la responsabilité des problèmes liés au sol est transférée à un spécialiste, le géotechnicien, dont la mission porte généralement sur les points suivants :

- Les terrassements : faisabilité, réemploi des matériaux, tenue de talus et parois des fouilles ;
- L'hydrogéologie : influence d'une nappe aquifère sur la réalisation des travaux et sur la conception de l'ouvrage (drainage, cuvelage d'un sous-sol), agressivité de l'eau vis-à-vis des bétons ;
- Les fondations : définition des types de fondation à envisager et contraintes admissibles à retenir, évaluation des tassements prévisibles ;
- L'incidence sur l'environnement : stabilité des pentes et des constructions voisines, nuisances liées aux travaux (compactage dynamique, rabattement de nappe, injection, etc.) ;
- Les risques naturels : détection des cavités naturelles ou anthropiques, stabilité générale du site, sismicité.

2.2. Les essais de reconnaissance :

2.2.1. Les essais de laboratoire :

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit le poids spécifique, la teneur en eau naturelle, le degré de saturations, les limites d'Atterberg, la granulométrie, la résistance mécanique (cisaillement, compression).

-Le poids volumique du sol :

a) Poids volumique apparent ou poids volumique humide γ_h :

C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume.

$$\gamma_h = \frac{W}{V}$$

b) Poids volumique sec γ_d :

C'est le rapport du poids sec d'une quantité de sol à son volume.

$$\gamma_d = \frac{W_d}{V}$$

c) Poids volumique des grains solide γ_s :

C'est le rapport du poids sec d'une quantité de sol au volume des grains de sol.

$$\gamma_s = \frac{W_d}{v_s}$$

d) Poids volumique déjaugé γ' :

Lorsque le sol est situé sous le niveau d'une nappe phréatique, il convient de séparer les effets mécaniques de l'eau.

$$\gamma' = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 - n)$$

-La teneur en eau naturelle :

Elle est définie comme le rapport en pourcentage « % » du poids d'eau « W_w » que le sol contient, au poids « W_d » de ses éléments secs.

$$W\% = (w_w/w_d) * 100$$

-Le degré de saturation :

Il est défini comme le rapport du volume de l'eau que contient l'échantillon au volume des vides.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

-Les limites d'Atterberg :

Cet essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau. Il consiste à faire varier la teneur en eau d'une fraction de sol en observant sa consistance. Il existe deux limites dites d'Atterberg : la limite de liquidité et la limite de plasticité.

- w_l : c'est la limite de liquidité qui caractérise la transition entre un état liquide et un état plastique.
- w_p : c'est la limite de plasticité qui caractérise la transition entre un état plastique et un état solide.
- Indice de plasticité = $I_p = w_l - w_p$
- Indice de consistance = $I_c = (w_l - w) / I_p$

-L'analyse granulométrique :

Celle-ci permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- Le tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 μm .
- La sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 μm .

Cette analyse est représentée par une courbe appelée « courbe granulométrique », telle qu'elle est illustrée sur la figure.

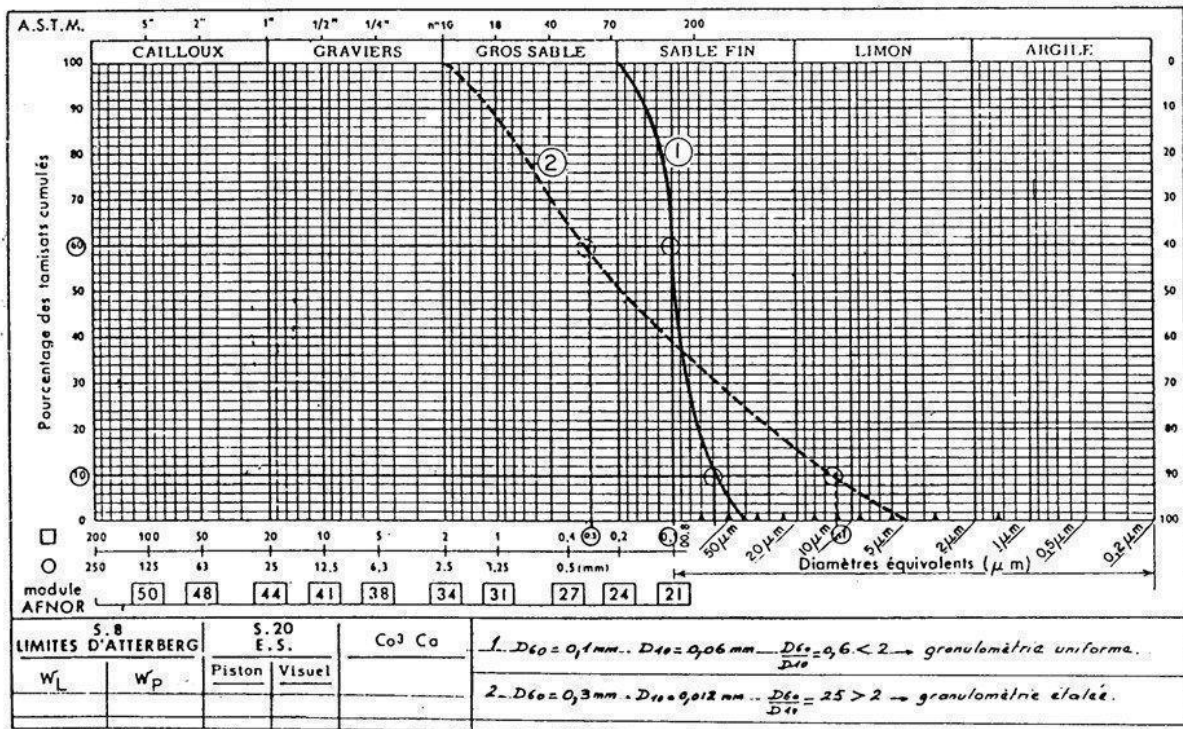


Figure III.1 : type de courbe granulométrique.

-Les essais de reconnaissances mécaniques :

L'objectif des essais mécanique est de déterminer la résistance du sol au cisaillement, les trois essais les plus utilisés sont :

- L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de casagrande.
- L'essai de compression triaxiale.
- L'essai de compression simple

Et autres essais liées a la mécanique des sols tel-que l'essais los Angeles, le Deval et le micro-Deval, les essais aux compactages CBR et CBR modifié.

a) Essai de cisaillement rectiligne :

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante.

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C .

Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.

Cet essai se décompose alors sur quatre phases distinctes nommé selon la méthode d'exécution comme illustré sur la (figure II.2) :

- Consolidé drainé « CD »
- Consolidé non drainé « CU »
- Non consolidé drainé « UD »
- Non consolidé non drainé « UU »

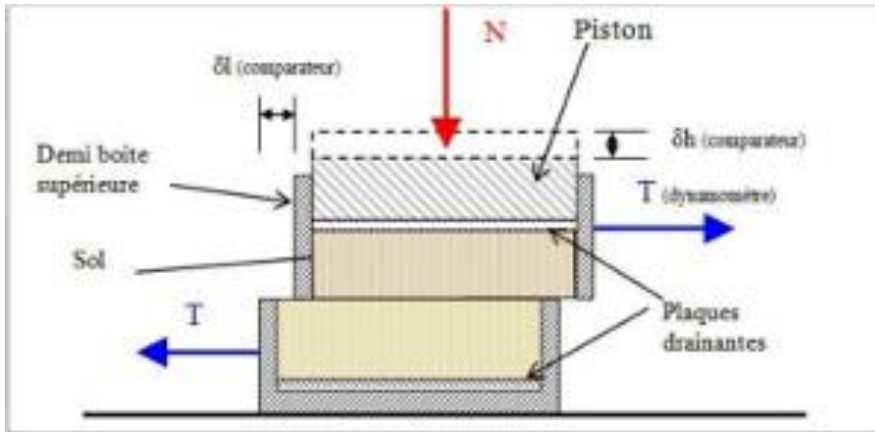


Figure III.2 : Essais de cisaillement à la boîte casagrande.

b) Essai de compression triaxial :

L'essai de compression triaxial permet de mieux accéder aux propriétés mécaniques des matériaux, car il affecte l'état de contrainte in-situ.

Ce type d'essai permet de contrôler et mesurer la pression interstitielle, d'appliquer une gamme de pression de confinement pour consolider l'échantillon à un état prédéfini.

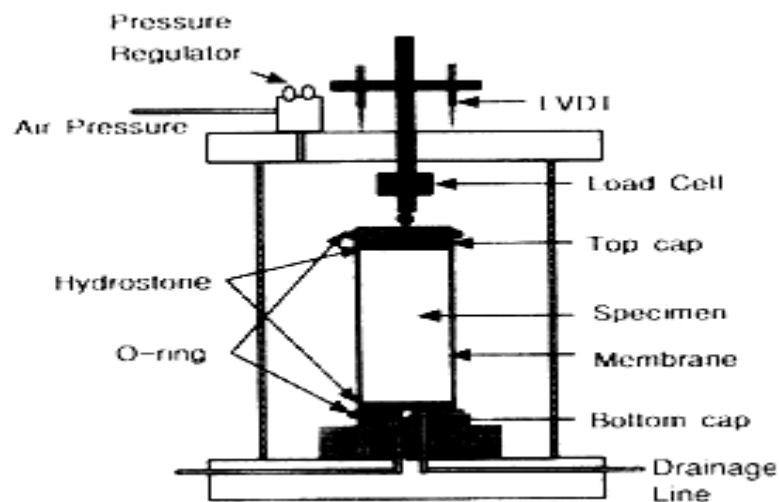


Figure III.3: Schéma de l'appareil triaxial.

c) L'essai de compression simple :

L'essai permet de mesurer la résistance à la rupture en compression simple R_c du sol. L'éprouvette généralement cylindrique est placée entre les deux plateaux d'une presse et soumise à des charges croissantes jusqu'à la rupture. La vitesse d'écrasement doit être suffisamment rapide pour qu'aucun drainage ne puisse se produire pendant l'essai.

2.2.2. Les essais in-situ :

Les essais in situ en géotechnique permettent d'approfondir l'étude des sols et des roches avant toute construction en surface ou en profondeur. Parfois discrédités au profit des essais de laboratoire, ils évitent pourtant toute contrainte de transport et de conservation susceptible d'altérer les prélèvements et leurs résultats.

Parmi ces nombreux essais on cite :

- Les sondages destructifs ;
- Essai pénétrométrique ;
- Essai pressiométrique ;
- Essais de plaque.

a) Les sondages destructifs :

Ils sont destinés à l'acquisition de données. Les paramètres sont enregistrés soit sur cassettes soit sur diagrammes directement exploitables sur le chantier. L'appareil permet après étalonnage sur un sondage carotté ou à la tarière et interprétation des enregistrements, de retrouver et situer avec précision les différentes couches traversées, de détecter les hétérogénéités à l'intérieur d'une même couche, de localiser les cavités ou les blocs.

b) Les essais pénétrométrique :

- Pénétrromètre statique :

L'essai consiste à enfoncer une tige de 30 à 100 mm de diamètre environ, finissant par une pointe conique, dans le sol avec une vitesse constante de l'ordre de 20 mm/s et de mesurer l'effort nécessaire à l'enfoncement de la tige à une profondeur donnée.

L'essai est en général rapide, et permet d'obtenir par mesure séparée (mais qui peut être simultanée)

- L'effort total d'enfoncement.
- La résistance en pointe.

-Pénétrromètre dynamique :

L'essai de pénétration dynamique permet de simuler le battage d'un pieu et de déterminer la résistance dynamique que le terrain oppose à l'enfoncement de celui-ci. Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe de section connue. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant d'une hauteur bien déterminée.

Pour une énergie de battage constante, fonction des caractéristiques de l'appareillage utilisé, on compte le nombre N de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné du train de tiges dans le terrain. Ce nombre purement empirique peut par la suite être transformé en une résistance dynamique en fonction du type du pénétromètre utilisé.

Ainsi, l'essai de pénétration dynamique permet d'obtenir des renseignements relatifs :

- à la succession des différentes couches de terrain,

- à l'homogénéité globale d'une couche donnée (présence d'anomalies locales),
- au repérage d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

- **Essai de plaque :**

Cet essai a pour objet la détermination de la valeur du (Module sous chargement statique à la plaque) d'une plate-forme.

Il s'applique aux plate-forme d'ouvrages de terrassement et d'assainissement destinées à la construction d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaires constituées par des matériaux comportant des éléments dont le D_{max} est inférieur à 200 mm.

Cet essai consiste à évaluer la déformabilité d'un sol (tassement s de la plaque) en effectuant deux cycles de chargement à vitesse constante (80 daN/s) sur une plaque rigide de 60 cm de diamètre.

III.3. La reconnaissance topographique :

Un plan topographique est nécessaire pour entamer l'étude. Celui destiné à l'étude architecturale diffère du plan topographique destiné d'un glissement. Le plan topographique doit faire apparaître notamment :

- Les constructions avoisinantes
- Les niches d'arrachement
- Les arbres, poteaux basculés
- Le bourrelet frontal
- La position des puits, zone de rétention d'eau
- La limite du glissement
- La présence du technicien chargé de l'étude est indispensable pendant le relevé topographique.
- La réalisation de quelques profils topographique est nécessaire à l'étude de stabilité.
- On choisira au minimum trois profils.ils serviront de base pour le calcul de stabilité.

III.4. La reconnaissance géologique :

C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donne une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes. L'examen des carrières ou des tranchées, situées à proximité de la zone considérée, donne des précisions immédiates sur les sous-couches. La reconnaissance peut s'effectuer à l'aide de sondages dont certains exemples sont décrits au paragraphe de la reconnaissance géotechnique. Il sera possible d'établir des coupes prévisionnelles ou même un bloc diagramme qui pourra être confirmé par les sondages.

III.5. La reconnaissance hydrogéologique :

Etant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de pentes, l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

CHAPITRE IV

METHODES DE STABILITE DES TALUS

Chapitre IV : Méthodes de stabilité des talus

IV.1. Introduction :

Les calculs de la stabilité des talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces stabilisatrices sont suffisamment supérieures aux forces provoquant le glissement, une fois que la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol sont établis. Pour enfin opter pour une valeur minimale du coefficient de sécurité et de repérer la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur.

IV.2. Notion sur le coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F_s = \frac{\text{Résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{Résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}} \text{ (Définition de BISHOP).}$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point (M) considéré le long de la surface testée.

$$F_s = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

$$F_s = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée soit circulaire, toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture ($F=1$).

La définition est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V, (Figure 1) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui lui appliqué mobilise les fractions $\tan\phi/F$ et c/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

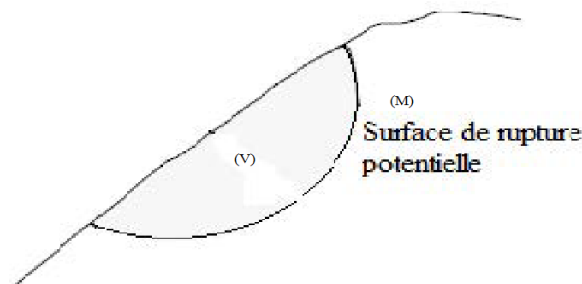


Figure IV.1 : Rupture circulaire.

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogène.

IV.3. Les méthodes basées sur l'équilibre limite :

3.1. La méthode globale :

Il est à noter que les premières indications sur la stabilité globale d'un massif homogène peuvent être données à partir de la méthode globale. Cette méthode nous permet aussi d'énumérer d'une manière générale toutes les forces qui peuvent entrer en jeu en sollicitant le corps en question. La méthode globale considère que le massif est homogène et isotrope, il est défini par les caractéristiques suivantes :

La cohésion (C), l'angle de frottement (φ) et le poids volumique (γ). Si le milieu est aquifère la pression interstitielle U s'ajoute à ces paramètres. Dans la figure (2), on étudie l'équilibre du massif en supposant que la rupture va se produire le long de la ligne AMB assimilée à un arc de cercle de centre O et de rayon r . Le mouvement du corps (1) se ramène donc à une rotation de centre O . Les forces susceptibles d'intervenir dans l'équilibre du corps (1) sont :

- Le poids W des terres, appliqué au centre de gravité G .
- Les forces de résistance au cisaillement mobilisées le long de la ligne de rupture AMB .

La résistance en un point M est la somme de :

- La résistance due à la cohésion \vec{c}'' , portée par la tangente en M , en admettant que la valeur de c'' soit constante en tout point de AMB :

$$c'' = \frac{c}{F_s}$$

Avec : F_s : le coefficient de sécurité recherché.

Les efforts transmis par l'eau de la nappe admettant pour résultante U appelée pression interstitielle.

L'équilibre du volume $ACBMA$ est vérifié si la somme géométrique des forces appliquées, et la somme de leurs moments par rapport au centre O sont nulles ; ceci se traduit par les deux équations respectives : $\vec{W} + \vec{U} + \vec{K}'' + \vec{R} = \vec{0}$ et $Wl - U_m - R_n - 2r^2 a_0 \frac{c}{F_s} = 0$.

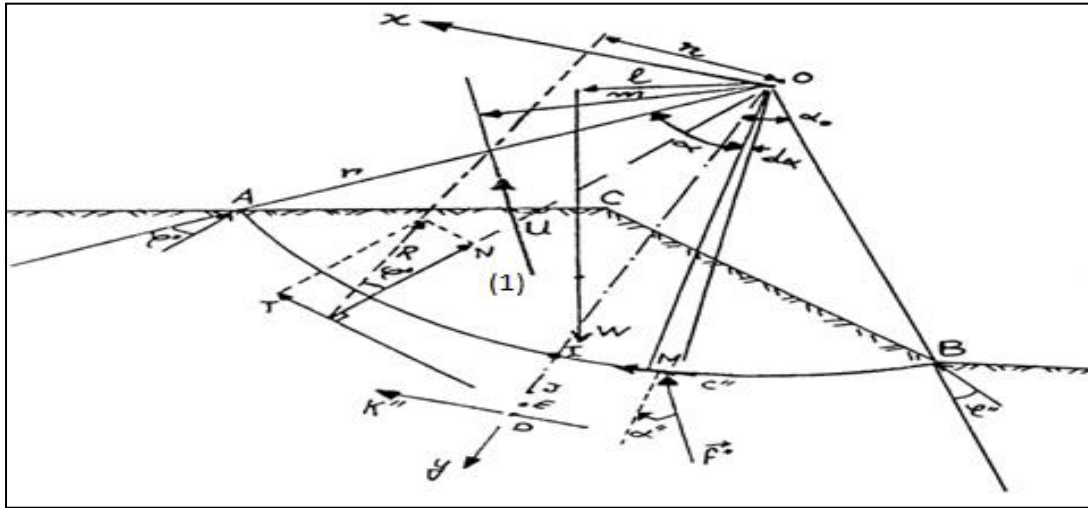


Figure IV.2 : Différentes forces agissantes sur une masse en mouvement.

3.2. La méthode des tranches :

C'est la méthode des tranches ou méthode suédoise due à Paterson en 1916, développée par Fellenius pour les ruptures circulaires en 1927 et perfectionnée par Bishop en 1954. Elle se trouve sous deux formes détaillées et simplifiées

Dans la nature, la ligne de glissement est rarement un cercle. En outre, les terrains sont rarement homogènes. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de diviser le massif en tranches.

Chacune de ces tranches avec un sol homogène est une ligne de glissement de forme simple. Cette méthode consiste à diviser la masse glissant sur la tranche élémentaire de largeur b sont :

- W_i : le poids de la tranche, y compris l'eau et surcharges extérieures éventuelles.
- $Z_n, Z_{n+1}, X_n, X_{n+1}$: les composantes verticales et horizontales des forces d'interaction entre tranches.
- u : pression interstitielle au milieu de la corde ou de l'arc de rupture de la tranche.
- b : épaisseur de la tranche ($b=1.\cos$).
- α : angle entre la corde de la tranche et l'horizontale.

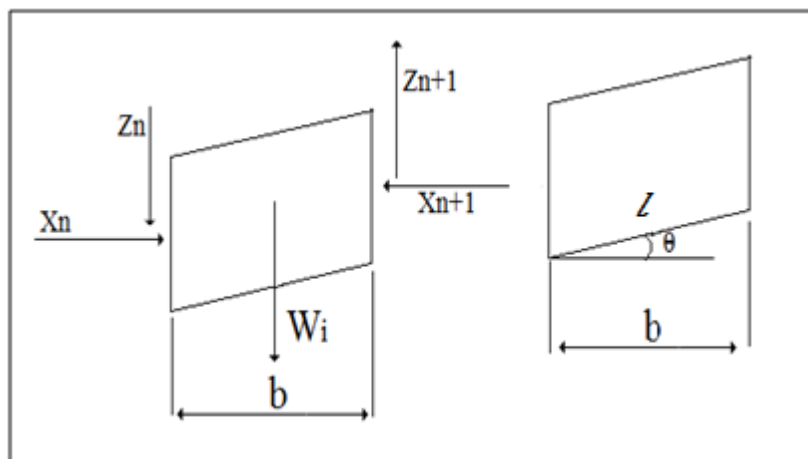


Figure IV.3 : Détail des tranches.

On peut décomposer le poids W en une composante $N = W \cdot \cos \theta$ stabilisante car elle provoque un frottement de type $N \cdot \tan \varphi$ et une composante tangentielle $T = W \cdot \sin \theta$ qui a un effet sollicitant dans la zone où la ligne de glissement présente une pente θ de même signe que celle du talus. Dans l'autre zone, T sera négatif.

3.2.1. Méthode de Fellinus (1927) :

Cette méthode néglige les forces qui existent entre les tranches, elle consiste à admettre que, la résultante de E_i et X_i est égale à E_{i+1} et X_{i+1} avec une ligne d'action qui coïncide. Cette résultante est parallèle à la base de la tranche. Quand les tranches adjacentes ont différentes inclinaisons de la base, cette hypothèse simplificatrice conduit à des erreurs [1].

La méthode satisfait l'équilibre des moments, et le coefficient de sécurité a la forme linéaire suivante :

$$F = \frac{\sum (c'l + [w \cdot \cos \alpha - u \cdot l] \cdot \tan \alpha)}{\sum w \cdot \sin \alpha}$$

3.2.2. Méthode de Bishop (1955) :

Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter-tranches, dans sa méthode simplifiée la résultante verticale des forces inter-tranches est nulle, d'où : $X_i = X_{i+1}$ mais $E_i \neq E_{i+1}$ (figure 4)

Cette méthode satisfait, l'équilibre des forces verticales de chaque tranche ainsi que l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de rupture.

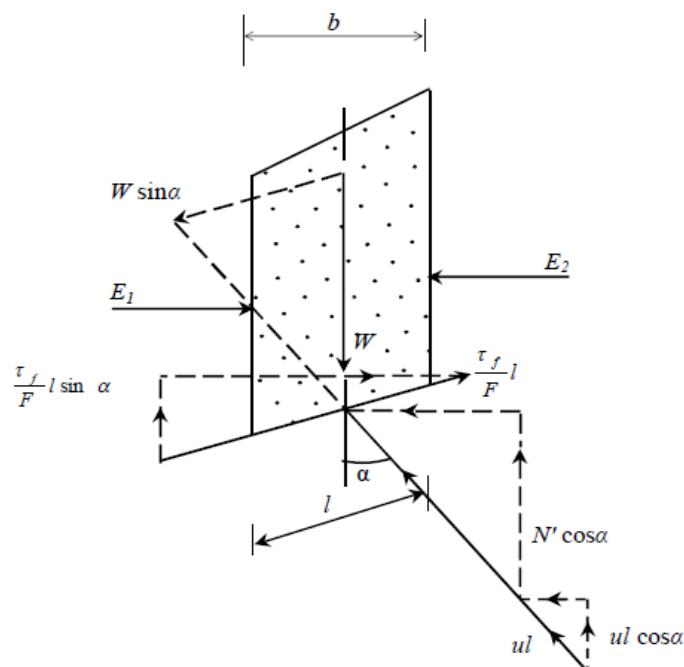


Figure IV.4 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Bishop.

L'équation de la méthode de Bishop est formulée comme suit :

L'équilibre le long de la base de la tranche :

$$w \cdot \sin \alpha - \frac{\tau f}{F} l = w \cdot \sin \alpha - \frac{c' l + N \tan \varphi'}{F} = 0$$

L'équilibre dans la direction verticale :

$$w - N \cos \alpha - \frac{c'}{F} l \sin \alpha - ul \cos \alpha - \frac{N \tan \varphi}{F} \sin \alpha = 0$$

$$l = b \sin \alpha$$

Après substitution de, l et N , on trouve une équation de coefficient de sécurité non linéaire :

$$F = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \frac{[c' b + (w - ub) \tan \varphi'] \sin \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F}}$$

Ces méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. La programmation à l'aide d'un ordinateur permet de trouver une solution rapide après seulement quelques cycles. En supposant tout d'abord que $F=1$ à droite, et en calculant ensuite la valeur de gauche. Cette dernière valeur de F est comparée à la valeur proposée, s'il n'est pas suffisamment proche, le coefficient F calculé est utilisé dans la prochaine itération et ainsi de suite.

Il existe une autre version rigoureuse pour Bishop qui justifiée toutes les équations d'équilibre mais, l'écart entre la version rigoureuse et la version simplifiée n'étant que de 1%.

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

Il existe de nombreuses méthodes de calcul de stabilité des pentes ; la méthode d'équilibre limite bénéficiant d'une assise assez solide.

Toutes les méthodes ont des avantages et inconvénients, et reposent sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations. Dans le cas des méthodes d'équilibres limite, les hypothèses portent sur les lois qui régissent le comportement des sols et sur les conditions aux limites.

CHAPITRE V

METHODES DE CONFORTMENT

Chapitre V : Méthode de confortement :

V.1. Confortement par terrassements

1.1. Le déchargement en tête :

Le déchargement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.

1.2. Le chargement en pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contre balancement des forces motrices. Pour qu'il soit fiable, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement et la stabilité au glissement sur la base.

1.3. Le reprofilage :

Ce procédé s'apparente au déchargement en tête : il consiste à un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est spécifiquement 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.

1.4. La substitution :

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.

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

1.5. Confortement par drainage :

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Elle peut être un facteur occasionnel de glissement, si non la cause principale de celui-ci, le drainage est recommandé dans la majorité des cas.

2.1. Les tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements afin de rabattre le niveau de la nappe.

Leur mode de réalisation consiste à creuser à la pelle, des tranchées de plusieurs mètres de profondeur (entre 4 à 6 m) et une largeur d'environ un mètre (0,8 à 1,20m). On met des tubes en P.V.C ; on les remplit avec des matériaux drainant le tout est protégé par un géotextile anti-contaminant.

2.2. Les éperons drainants

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1m), mais qui peuvent atteindre une profondeur supérieure à 7m.

Leur mode d'exécution consiste à creuser des tranchées de plusieurs mètres, parallèlement à la pente du talus avec engins mécaniques, sans qu'elles soient trop espacées pour assurer un bon drainage, ensuite ces tranchées sont remplies en matériaux granulaires grossiers.

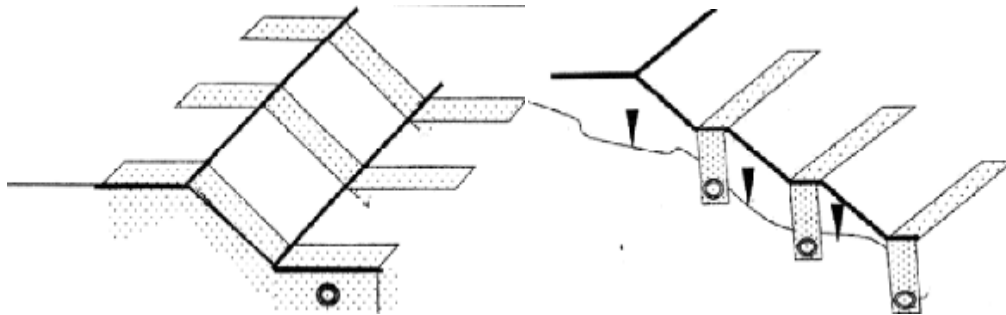


Figure V.1: tranchées drainantes

Figure V.1: éperons drainants

2.3. Les 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.

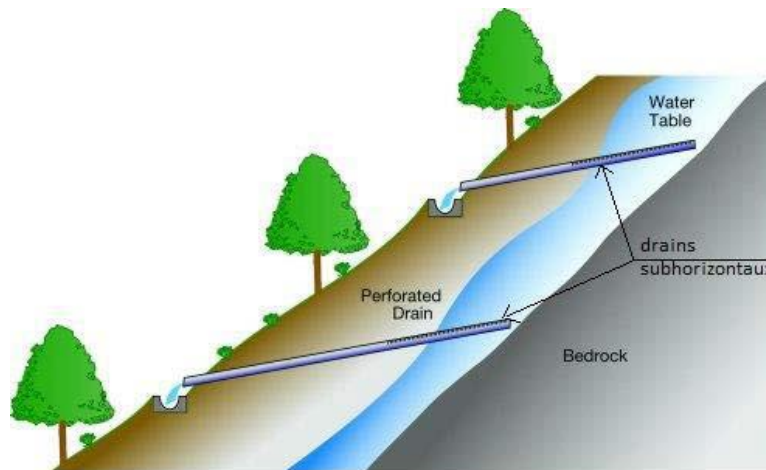


Figure V.2 : drains subhorizontaux

2.4. Les drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols saturés en eau (ex : terrain siltieux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain transporte l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée en générale par un remblai de pré-chargement.

V.3. Confortement mécanique

Il existe plusieurs mécanismes, qui ont pour but d'opposer ou bien de réduire la contrainte de cisaillement dans le versant susceptible à se glisser.

3.1. L'ancrage

Il peut s'agir de barres passives de quelques mètres de longueurs mises en place dans des trous forés puis scellés au ciment ou à la résine. Cette technique est très efficace. Elle peut être combinée à l'injection.

3.2. Le clouage

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. Les clous ont donc des effets progressifs et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

3.3. Pieux et barrettes

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

V.3.4. Les murs de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivellée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivellée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation).

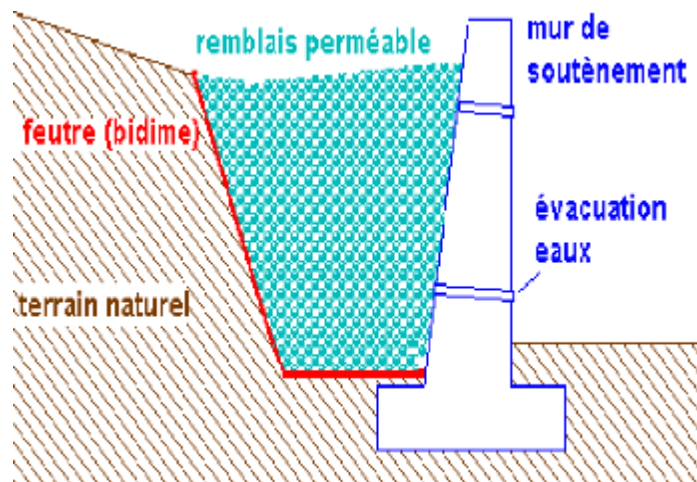


Figure V.3 : Mur de soutènement.

Il existe plusieurs types des murs de soutènement, classés selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles :

Les ouvrages rigides

Pour lesquels la surface en contact avec le terrain est indéformable. Les contraintes sont dictées par les déplacements. Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé).

Les ouvrages souples

Pour lesquels la surface de contact est déformable; les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

Les soutènements en gabion

Les soutènements en gabions sont employés dans les contextes urbains ou ruraux avec protection des lieux habités, de voies routières ou ferrées, protection des culées de pont et des remblais routiers et autoroutiers. Les hauteurs de soutènement en gabions ne sont pas limitées. La base de l'ouvrage dépend de la hauteur de l'ouvrage à considérer. Il convient de s'adresser à des professionnels afin d'avoir une idée du volume à prendre en compte. Les ouvrages de soutènement peuvent être soit amont soit aval ; à gradins ou parement lisse (droit).de manière générale, les soutènements en gabions sont inclinés de 6 à 10 degrés vers l'amont.

V.4. Les géotextiles

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations....etc.



Figure V.4: L'utilisation du géotextile jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus.

V.5. Le reboisement

Les forêts interceptent les eaux de pluie, contribuant ainsi à diminuer les volumes et les vitesses d'écoulements sur les versants et augmenter la cohérence du sol.

Mais si la végétalisation des sols peut jouer parfois un rôle significatif sur la réduction du risque inondation en atténuant les crues, elle ne permet pas de stabiliser réellement des versants affectés par des glissements profonds. En revanche, les racines des végétaux ont pour effet d'ancrer le sol dans les renouvelée, peut donc contribuer à stabiliser des glissements superficiels.

PARTIE II

ETUDES PRATIQUES

Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET

PARTIE II : ETUDES PRATIQUE

Chapitre I : Présentation du projet

I.1. Introduction :

La ville de Bejaia est situ e au nord-est de la région centre du pays, elle a une superficie d'environ 40km², elle est caractérisée par une morphologie irrégulière, son relief est caract eris e par deux zones, une partie plate et une partie avec un relief très accidenté, d'où l'existence de région ou le risque d'instabilité de terrain est important.

I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :

La zone d'étude se localise à environ 60 km à l'Ouest de Bejaia au lieu-dit CW173 Igoumadhen, sur le versant Nord-Ouest de la ville de Chemini, présentant des pentes faibles à élevées.

Cette zone s'étend sur une superficie de deux (02) Hectares dont les coordonnées géographiques sont :

Latitude 36° 35' Nord

Longitude 4°35'

Altitude=756m



Figure I.1 : Localisation de la zone d'étude

I.3. GEOLOGIE ET GEOMORPHOLOGIE REGIONALE

3.1. GÉOLOGIE RÉGIONALE

La géologie de la région est constituée essentiellement d'après la carte géologique de Bejaia à l'échelle 1/50000 par :

A : Éboulis de pente : non consolidés

A¹Alluvions anciennes (niveau inférieur) : constitué par de basses terrasses formées de limons, de sables et de cailloutis.

Q Alluvions anciennes (niveau moyenne) : constitué par des terrasses à 10 m environ au-dessus du cours de la Soummam, formées par des limons et cailloutis

M¹Burdigalien – marnes grises dans lesquelles sont inter stratifiées des grés et des conglomérats.

Les grés sont jaunes, se présentent en banes grossiers ou fins.

M, Oligocène : cet étage présente deux faciès différents :

a) « **Faciès Kabyle** », localisé en bordure du massif de Chellata sur la bordure Nord, il est formé par des conglomérats dont les éléments appartiennent, pour la plupart, aux calcaires du lutétien supérieur. On rencontre aussi quelques galets empruntés aux calcaires du Lias, aux grés du Trias et quartzites du Houiller.

Sur la bordure Sud, il est caractérisé par l'intrication de faciès secondaires : calcaires. Bréchoïdes à fines esquilles de silex, calcaires à nummulites remaniés, alternant avec des marnes et argiles vertes et rouges.

b) « **faciès numidien** », on y distingue un faciès argileux et un faciès gréseux. Les argiles, à la base de la série, sont vertes et rouges, avec parfois de petits bancs de quartzites ou de marnes schisteuses noires. Les grés sont jaunes, ferrugineux, souvent grossiers.

C¹⁰⁻⁹Danien et Maëstrichtien – le Maëstrichtien comprend deux faciès :

a) Marne schisteuses noires et grises à lentilles de calcaires chamois. L'affleurement de l'Oued. Roumila (Nord de Sidi Aïch) contient en plus de nombreux bancs conglomératiques à éléments bien roulés de 5 à 10 cm de diamètre : calcaire du Lias et surtout, calcaires Oolithiques du Jurassique supérieur de la série de Timezrit.

b) Marno-calcaire avec des marnes noires inter stratifiées qui forment les dernières assises du synclinal d'Arbala

C⁴ Cénomanién inférieur : constitué par des marno-calcaires noires et marnes grises atteignant une centaine de mètres d'épaisseur.

Cⁱ Crétacé inférieur : il est localisé au Nord de la Soummam. Faciès flysch très uniforme atteignant 400 m d'épaisseur.

On trouve des alternances de grés et quartzites avec les schistes verts et noirs très argileux.

3.2 GÉOMORPHOLOGIE RÉGIONALE

Cette région appartient au massif montagneux d'Akfadou, très accidenté, fait la jonction au Sud-ouest avec la chaîne montagneuse de Djurdjura et de Chellata et au nord avec les chaînons littoraux, l'orographie de l'ensemble du massif est assez compliquée, elle s'articule autour d'une succession de lignes de crête étroites, orientées ENE-WSW, séparées par de profonds talwegs.

Cette zone boisée où de nombreux cours d'eau dissèquent profondément le relief, se distingue par l'importance des volumes montagneux, puisque près de la moitié de la surface est située à plus de 800 m d'altitude. Les versants d'Akfadou, dont les sommets gréseux sont découpés en rochers saillants, dominant vers l'Ouest. Les pics les plus importants dépassant 1000m sont ; djebel Toukra 1465m et djebel Azrou n Taghat à 1448m, ces derniers se prolongent vers l'Est à partir d'Adekar, avec le massif de TaourirtIghil (1003 m), et dominant vers le Sud-Est la vallée de la Soummam. La décroissance de l'altitude sur le versant est rapide, car elle passe de 1500m à moins de 200m vers Sidi-Aich, sur moins de 13km, en direction de la vallée de la Soummam.

L'étude relative à la délimitation et caractérisation des zones de montagnes et les massifs montagneux du Djurdjura – Akfadou, classe la commune Chemini dans la zone de moyenne montagne (étage supérieur) vu que leur altitude dépasse 800m. Elle présente un relief étiré d'orientation générale Nord-Sud.

I.4 : STRUCTURALE ET TECTONIQUE

La région de la vallée de la Soummam a connu une histoire tectonique très complexe, durant laquelle se sont succédé plusieurs phases dont les traits majeurs de cette histoire sont les suivantes :

- 1.** Une phase anté-nappes allant du jurassique au crétacé. Cette phase est caractérisée par des déformations souples affectant la formation de l'oligocène qui se manifeste par des plis d'axes NNE -SSW
- 2.** Une phase tangentielle au Miocène inférieur. Ces déformations sont liées au charriage de la nappe numidienne sur la formation tellienne
- 3.** Une phase après le dépôt du Miocène post-nappes. cette phase est caractérisée par une déformation cassante qui affecte l'ensemble du secteur

Lors de l'orogénèse alpine au miocène les reliefs se sont accentués avec la fracturation post-orogénique

Les principales déformations des terrains néogènes sont provoquées par la réactivation des structures plus anciennes puisqu'elles mobilisent aussi bien les bassins (subsidence) que leurs massifs bordiers (surrection).

La tectonique récente (plio-quaternaire) découpe les formations néogènes en un réseau de failles et fractures qui facilitent leur altération et notamment les infiltrations d'eau.

Les failles majeures délimitent les grandes unités morphologiques lesquelles sont accentuées par la nature lithologique : les formations dures, résistantes à l'érosion tandis que les formations argilo-marneuses, plus tendres, occupent les aires les plus basses.

Les structures synclinales occupent les zones les plus basses et les structures à valeur anticlinale sont surélevées

La topographie est le plus souvent le résultat des structures géologiques traduisant la formation des synclinaux, anticlinaux et fracturation Le réseau hydrographique est lui-même étroitement lié aux directions d'accidents

I.5. HYDROLOGIE ET HYDROGEOLOGIE REGIONALE

Par rapport à d'autres régions du pays, cette zone montagneuse de la Kabylie se distingue par la diversité de ses milieux physiques et naturels, une diversité qui résulte de son relief escarpé fortement disséqué, par un réseau hydrographique important, donnant ainsi lieu à une alternance de paysages et de géosystème.

Les formations lithologiques de cette vallée sont représentées par les terrasses alluviales très perméables, elles constituent un bon aquifère par leur épaisseur importante en éléments grossiers. Elles sont considérées comme les principales formations hydrogéologiques identifiées dans la vallée de la Soummam. De plus, elles sont actuellement les plus sollicitées dans la mobilisation des ressources en eau souterraine du bassin hydrogéologique.

La vallée de l'oued Soummam est drainée par un réseau hydrographique dense, composé de nombreux cours d'eau permanents et intermittents dont l'oued Soummam représente le collecteur principal.

Le versant est alimenté par de nombreux thalwegs à divers échelle, créant ainsi un chevelu hydrographique dense. Ces derniers favorisent la convergence des eaux de ruissellement.

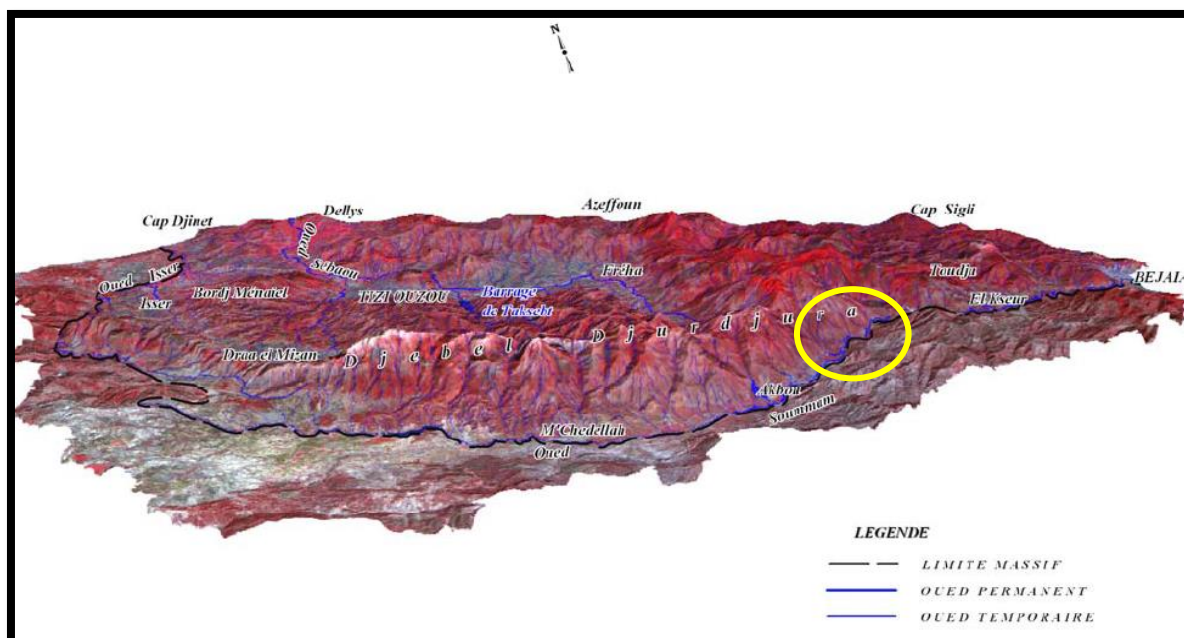


Figure I.2 : carte morphophysique montrant les reliefs de la kabylie

I.6. LE CLIMAT ET LA PLUVIOMETRIE REGIONALE

A- Climat :

La commune de Chemini est caractérisée par un climat méditerranéen et montagnard, ce qui lui confère un régime semi-aride continental, avec une période hivernale pluvieuse et neigeuse.

Les températures descendent en dessous de zéro degré et la pluviométrie est souvent supérieure à 800 mm/an. Quant à la période estivale, elle est chaude et sèche, tempérée en hauteur par l'effet de l'altitude.

Les écarts de températures sont assez marqués, elles sont de l'ordre de -5°C en hiver et 38°C en été.

B- Pluviométrie :

Divers facteurs contribuent à déterminer les zones de précipitations en Algérie, en particulier l'orientation des chaînes de montagnes et la direction des vents dominants porteurs d'humidité. Dans tout le Tell et le littoral la direction des vents, pendant la saison pluvieuse, est franchement Nord-Ouest avec une fréquence moyenne de 50 fois par an, ce sont les vents du Nord-Ouest qui apportent les précipitations de l'hiver.

Durant la période 2011-2014 la région a marquée une pluviométrie importante, les précipitations durant cette période varient d'une année à une autre, C'est l'une des particularités du climat méditerranéen, qui est l'irrégularité de la pluviométrie.

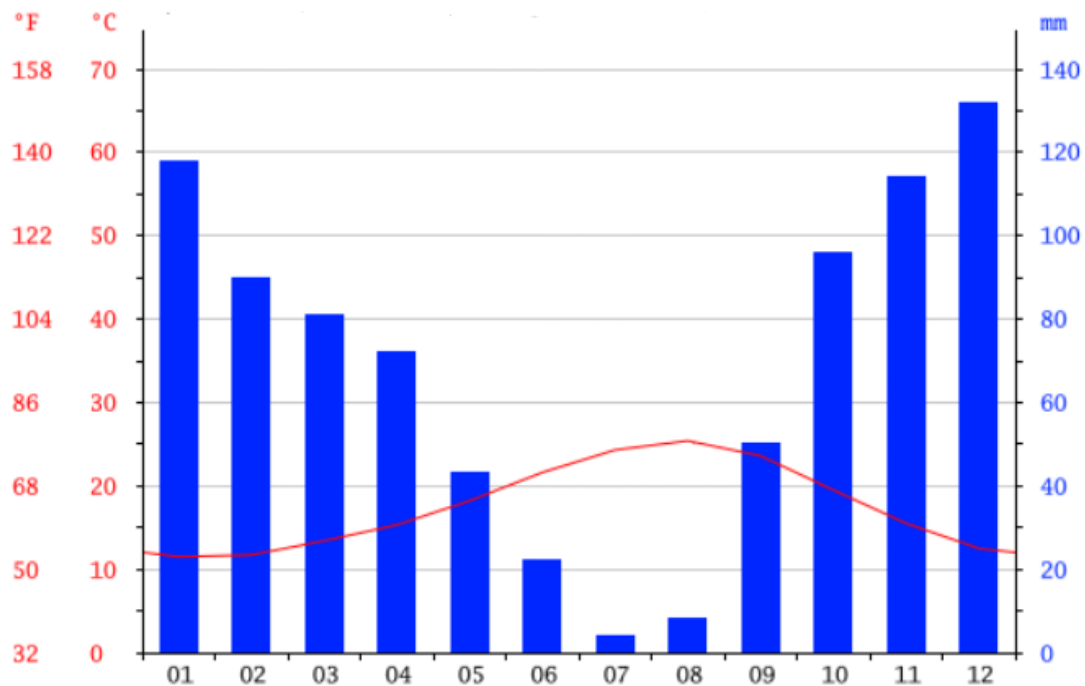


Figure I.3 : Diagramme climatique de Bejaia

I.7. LA SISMICITE DE LA REGION

La région de Bejaia n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. La région de Bejaia a été plusieurs fois secouée par les séismes. Les données du CRAAG montrent qu'elle est très active en secousses de moyennes intensités. Le mécanisme générateur est essentiellement lié à la présence ;

D'un pli-faille à Kherrata ,la faille d'Aghbalou (orientée ENE-SSO), dans le prolongement direct du Djurdjura, et enfin toutes celles qui découpent de façon très nette le littoral situé à l'ouest du Djebel Gouraya (orientées est-ouest).

Dans le passé, plusieurs séismes avaient fortement ébranlés la région, en provoquant des pertes humaines et des désordres importants sur les bâtisses.

Le règlement parasismique algérien (version 2003), divise le territoire national en cinq zones de sismicité croissante, définies comme suit :

- **Zone 0:** Sismicité négligeable.
- **Zone I:** Sismicité faible.
- **Zone (II a – II b):** Sismicité moyenne.

- Zone III: Sismicité élevée.

La région de Bejaia dont fait partie notre secteur d'étude, appartient à la zone (II a) de moyenne sismicité.

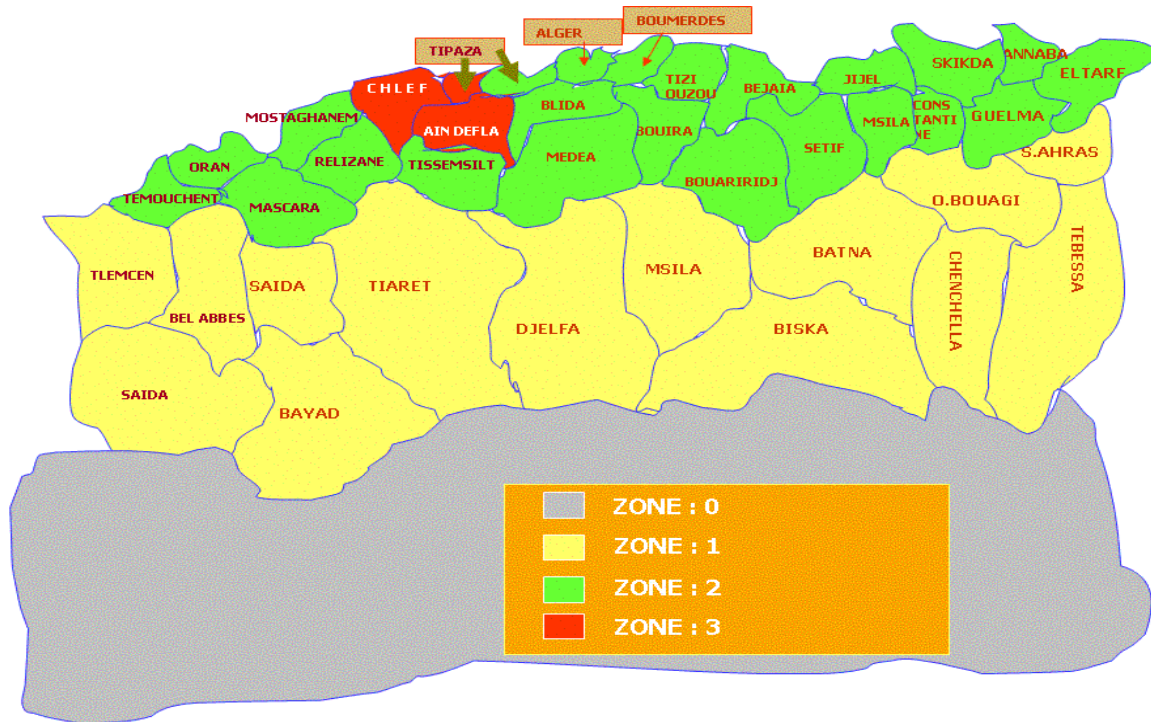


Figure I.4 : Carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après CGS 2003)

I.8. GEOLOGIE LOCALE DU SITE

La région de Chemini appartient aux zones internes dites domaine kabyle dans lesquelles on distingue le socle cristallophyllien Kabyle, sa couverture sédimentaire paléozoïque peu ou pas métamorphisée et la dorsale Kabyle essentiellement carbonatée datée du permotrias à l'Oligocène.

Le Quaternaire :

➤ **a : Alluvions récentes du lit d'oued**

Ce faciès alluvionnaire est constitué par des graviers, sables, limons et blocs gréseux.

➤ **A : Éboulis à blocs**

Ce faciès est constitué par des éboulis à blocs gréseux disséminés dans une matrice argilo-marneuses.

Ces blocs de grés provenant du démantèlement de la formation gréseuse des parties culminantes.

Tertiaire (Cénozoïque)

➤ **m₁₁ : Oligocène**

- **Grés** : Facies gréseux affecté par un réseau de diaclases, affleure sur les versants du site.

➤ *Danien et maestrichtien*

- **Marnes Schisteuses Grises** : Faciès constitué par des marnes schisteuses grises à bleuâtres qui affleurent sur les talus des versants.

En général le secteur d'étude est constitué par des formations gréseuses dans lesquelles sont interstratifiées les marnes et les marnes schisteuses.

Ces grés forment tantôt des entablements horizontaux, tantôt des arêtes et des parois très déchiquetées.

Les marnes et grés mis en place à l'oligocène ont subi au quaternaire des phénomènes d'altération et d'érosion qui ont abouti à combler les dépressions par des dépôts de produits argileux, graveleux et blocs.

I.9. GEOMORPHOLOGIE DU SITE

Le site est situé sur une surface topographique inclinée considérée comme étant un cône de déjection, qui appartient à un massif montagneux.

Le secteur d'étude est situé sur un versant ayant une morphologie dite moutonnée, créée par des escarpements et des bourrelets. Les pentes sont moyennes à élevées dont l'orientation est Nord-Ouest-Sud-Est développées dans des terrains datant d'Aquitaniens et du Burdigalien inférieur, colluvions à matrice argilo-marneuse sensibles à l'eau.

Dans le but d'une meilleure approche et d'une bonne analyse des différents paramètres relatifs au sol, une carte des pentes a été établie à l'aide d'un plan topographique au 1/500 qui consiste à représenter des surfaces limites et de mettre en évidence les classes suivantes (voir carte des pentes Annexe).

- **Les pentes de 0 à 25%**: Occupent une surface 43.47% de la superficie de la zone d'étude.
- **Les pentes de 25 à 40%**: Occupent une surface 35.38% de la superficie de la zone d'étude.

- **Les pentes supérieur à 40°% :** Occupent une surface de 21.15% de la surface du la zone d'étude.

La topographie du site est favorable aux instabilités de terrain suite aux ruissellements et aux infiltrations des eaux pluviales.

I.10. HYDROLOGIE ET HYDROGEOLOGIE DU SITE

a- Hydrogéologie

Sur le plan hydrogéologique, de nombreux indices témoignent de la présence d'eau souterraine dans un milieu argilo- marneux généralement connu pour sa faible perméabilité. Il s'agit par exemple, des différents puits existants et de plusieurs cours d'eau dans la zone.

Il existe donc de véritables niveaux aquifères superposés qui se distinguent des nappes classiques, par leur faible perméabilité. Ces aquifères sont peu épais, temporaires (saison humide), et susceptibles de se régénérer à partir des pluies qui tombent sur leur propre impluvium. Les conditions climatiques de la région de Chemini le permettent, sachant que les précipitations moyennes annuelles sont assez élevées (600mm/an),.

L'influence des eaux souterraines dans le comportement mécanique des marnes saturées consiste

à minorer les caractéristiques de résistance; et mobiliser les terrains ramollis, dans des mouvements de masses qui sont les plus préjudiciables aux ouvrages, sans oublier qu'un très mince niveau aquifère, générateur de sous pressions, peut créer des lignes de glissement.

b- Hydrologie

Sur le plan hydrologique d'abord, les pentes naturelles du versant d'Igoumadhene sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies, quelle que soit l'intensité des averses.

Seuls quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement, favorisent la stagnation locale et temporaire des eaux météoriques.

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes.

Les apports d'eau d'origine anthropique (artificielle) dont l'étanchéité des canalisations est imparfaite en amont, se rajoutent aux apports d'eaux naturelles.

I.11. NATURE DE LA COUVERTURE VEGETALE

La végétation est sans doute la composante de l'écosystème qui intègre le mieux les paramètres caractérisant les différentes zones humides

Elle traduit les conditions qui existent dans la zone humide à la fois sur le plan hydrologique et pédologique, c'est un critère explicite de la loi sur l'eau de 1992, cette dernière considère qu'une zone est humide si la végétation quand elle existe est dominée par des plantes hygrophiles.

Les sorties sur le terrain nous ont permis de repérer quelque espèce rencontrée c'est les espèces hygrophiles celles qui sont plus fréquentés ou qui sont exclusivement présentes dans les sols inondés ou saturés en eau de manière permanente au périodique.

I.12. PIQUETAGE DU SITE

Afin de suivre l'évolution du mouvement de terrain le laboratoire a procédé à l'implantation de 06 bornes témoins réparties à travers la masse glissée. Certaines bornes de référence sont implantées dans le terrain stable. Afin de suivre l'évolution éventuelle du mouvement de terrain.

Les coordonnées topographiques des piqués sont insérées dans le tableau suivant :

T	X	Y	Z
T1	10036.68	4875.55	80.44
T2	9991.66	4822.76	79.71
T3	10075.23	4939.24	79.80
T4	10012.95	4919.99	86.44
T5	10048.92	4959.71	86.40
T6	10062.02	4984.92	86.53

Tableau I.1 : Des visites hebdomadaires sur le site durant trois mois et vérification de la position des bornes pendant cette durée n'a révélée aucune évolution du mouvement.

I.13. DESCRIPTION DES DESORDRES SUR LE TERRAIN

C'est un glissement de moyenne ampleur qui s'est localisé au milieu urbain sur un versant qui s'est déclenché en 2013 sur une largeur de 400m,

Le glissement CW173 Igoumadhen a affecté une zone urbaine d'une surface totale de deux (02) hectares avec des pentes faibles à moyennes, présentant une topographie irrégulière caractérisée par des bourrelets et dépressions.

Les premiers désordres remontent à l'époque coloniale 1956 ou un écroulement et éboulement d'une falaise a affecté la région suite à de fortes précipitations et ayant fait disparaître une huilerie en amont du secteur d'étude

Cet éboulement transportant avec lui des amas de débris de roches et argiles en les déposants au contrebas du versant.

Les désordres constatés sur le terrain sont

L'affaissement et dégradation de la route CW173

Perturbation du réseau hydrographique avec dégradation d'un puits domestique dans la zone.

- Développement des fissures, des tassements du sol, des bourrelets, des dépressions ainsi que des désordres enregistrés sur les infrastructures.

L'observation des éléments de surface de glissement nous a permis de formuler l'hypothèse sur le mécanisme et sa cinématique. Le glissement est de type fluage reconnaissable par sa morphologie moutonnée, des contres pentes, des bourrelets et dépressions.

Les visites que nous avons effectuées sur site ont permis d'identifier plusieurs signes d'instabilité, qui se sont manifestées par le développement de fissures, tassement du sol, des dépressions des escarpements ainsi que des désordres enregistrés sur les infrastructures.

En amont du secteur d'étude, dans la partie ouest au lieu-dit Ahmam, il a été constaté une émergence d'eau, la présence de sources et de puits domestiques dont le niveau d'eau est en subsurface en hiver.

Ces sources alimentent par plusieurs lignes de courant les terrains situés en aval et à cela s'ajoute les eaux pluviales qui ruissellent et s'infiltrent à travers le terrain en pente et s'accumulent dans le secteur d'étude.

Les efforts de traction augmentent fortement la perméabilité (K) en raison du lessivage des particules fines et ces fissures contribuent à augmenter la perméabilité des terrains et l'infiltration des eaux.

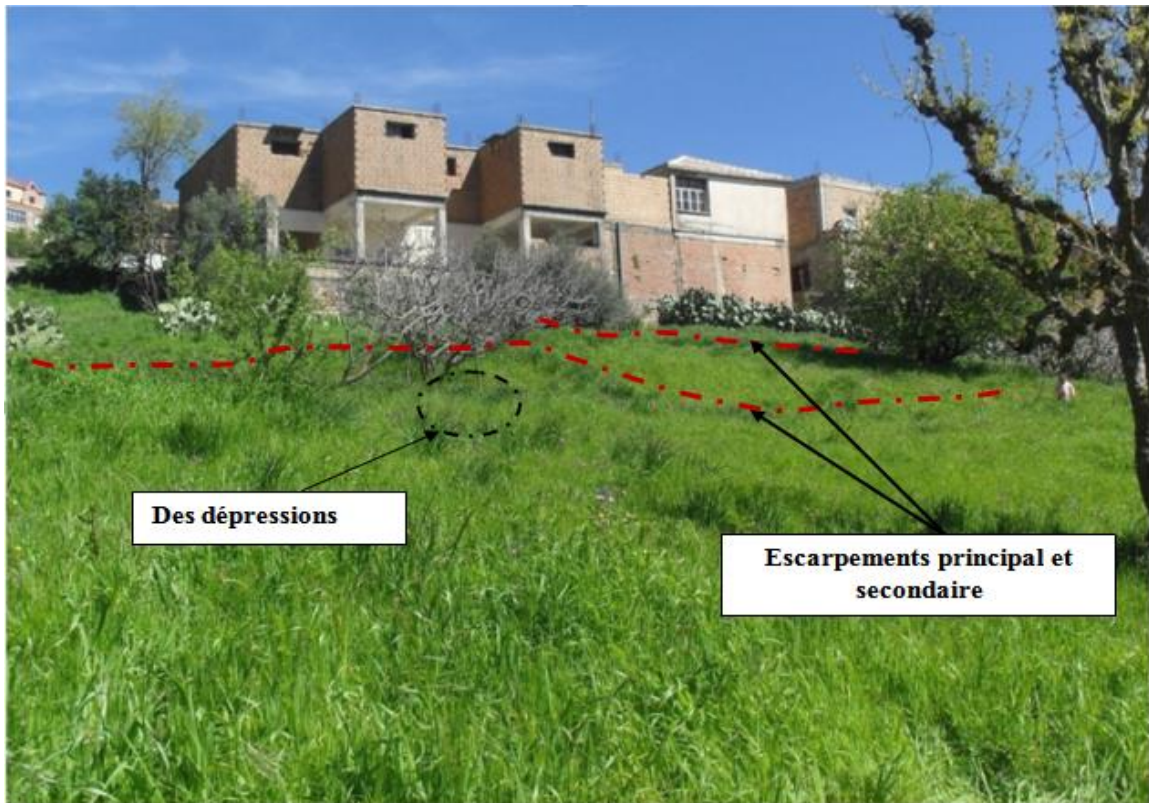


Figure I.5 : Surfaces d'escarpements principales et secondaires et dépression.

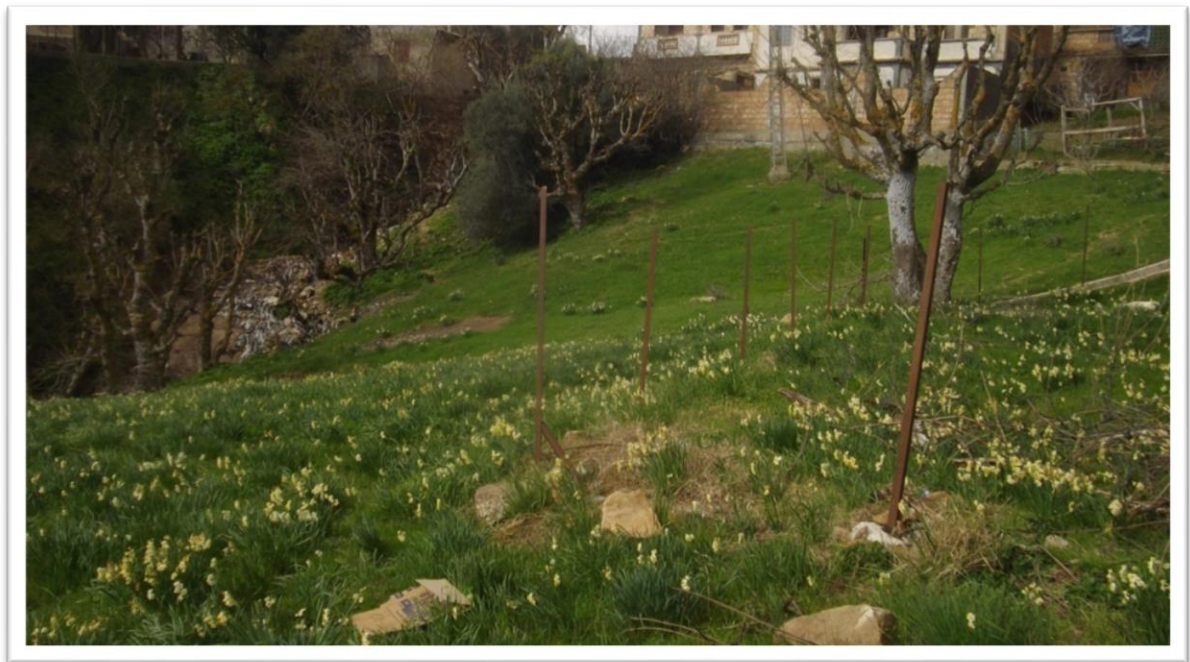


Figure I.6 : Bourrelets et dépressions au niveau de la partie avale



Figure I.7 : Erosion régressive par l'oued

Le sapement des berges de l'Oued contribuant de façon nette au départ des matériaux
Les écoulements souterrains qui saturent le terrain, sont orientés globalement vers le Sud Est en direction du sens du glissement. Une dépression se produit au voisinage de l'oued à l'Est du secteur d'étude.

Les eaux météoriques contribuent dans une large mesure à l'alimentation de la zone instable, qui constitue, par sa morphologie déprimée, un réceptacle des eaux de ruissellement. En période pluvieuse la masse instable du glissement, est maintenue dans un état de saturation.



Figure I.8 : Escarpements et dépressions



Figure I.9 : Escarpement au niveau de la partie sommitale

Désordres sur les infrastructures

Des désordres de type fissures, cisaillements, dislocation et affaissements ont été observés sur les constructions.

Des fissures longitudinales dont l'ouverture a pu atteindre 30cm, des tassements se reproduisent malgré le rétablissement du profil du tracé routier par des apports en T.V.O.

Des désordres importants ont été enregistrés sur les murs et dans les fondations des bâtisses



**Figure I.10 : Le tassement des fondations d'une bâtisse récemment construite
Et fissurations des murs**

Sur site nous avons aussi enregistré des fissures et des cisaillements sur les murs des bâtisses, les murs de soutènement ainsi que les poteaux et les ceintures



**Figure I.11 : Cisaillement et fissuration d'un mur de soutènement sous l'effet des
poussées des terres**



Figure I.12 : Fissures et cisaillement sur les murs et les ceintures des bâtisses

I.14. CAUSES DU GLISSEMENT :

Les désordres engendrés sont dus à la conjugaison de plusieurs facteurs à savoir :

- La densité du réseau hydrographique et infiltrations des eaux pluviales conduisent à un lessivage des particules argileuses et favorisent les phénomènes d'altération et d'érosion.
- La nature argileuse du terrain
- L'augmentation des teneurs en eau conduisant aux changements rhéologique du terrain
- La topographie du versant dotée de pente moyennes à élevées favorise le phénomène de glissement de terrain
- La morphologie du site qui est sous forme de dépression, considérée comme une zone d'accumulation des matériaux et de stagnation des eaux.

- La présence de fentes de traction sur le terrain, conduisant à l'infiltration des eaux pluviales.
- La surcharge en amont du talus par des constructions et le trafic routier
- L'absence des dispositifs de confortement du terrain
- L'absence d'arborisation du site.
- Le mauvais drainage des eaux souterraines et de surface
- L'absence de protection des berges de l'oued
- L'insuffisance de dispositif de collecte des eaux de ruissellement,
- La sismicité de la région, qui contribue à la déstabilisation du versant,
- Le climat contrasté avec des saisons sèches qui altèrent la roche, la fissurent, et des saisons humides dont les précipitations sous forme d'averses, la saturent, réduisent ses propriétés de résistance mécanique et créent des pressions interstitielles dans les fissures
- L'action anthropique (terrassment, imperméabilisation, perturbation du réseau naturel de drainage) qui conduit souvent à la rupture de l'équilibre fragile des versants.
- Faible résistance d'ensemble héritée en partie de la fracturation et plissement lors des phases tectoniques néogènes et quaternaires et à la création de talweg qui représentent des couloir d'accumulation des matériaux aux caractéristiques mécaniques défavorables et des zones de cheminements hydrauliques préférentiels considérés comme des zones sensibles aux mouvements.

Chapitre II

ETUDE GEOTECHNIQUE

Chapitre II : Etudes géotechniques

II.1. Introduction :

La présente étude géotechnique a pour but de définir par le biais des essais au laboratoire et des essais in situ :

- La nature géologique des terrains
- Les caractéristiques géotechniques des sols en place
- La géométrie des couches sous-jacentes et du substratum
- Les épaisseurs et pendages des couches sous-jacentes et du substratum
- La profondeur du substratum
- Les niveaux piézométriques des formations aquifères

II.2. Reconnaissance géotechnique :

2.1. Reconnaissance in-situ :

2.1.1. Organisation :

En tenant compte des conditions géologiques du site et leurs types d'aléas rencontrés ainsi que les résultats obtenus au cours de la première mission.

Un programme de reconnaissance a été dégagé et Comporte :

- Trois (03) sondages carottés de 8 à 15m de profondeur.
- Six (06) essais aux pénétromètres dynamiques lourds.
- Une Prospection géophysique avec deux profils électriques
- Pose d'un tube piézométrique destiné pour les relevés du niveau d'eau.
- Pose d'un tube inclinométrique destiné pour le suivi des mouvements de terrain.

2.1.2. Essai in-situ :

a. Sondages carottés

Trois (03) sondages carottés ont été implantés au niveau de la zone d'étude,

Les coordonnées UTM des points des sondages carottés :

Sondage	X	Y	Z
Sondage N°01	644 343.00	405 0939.00	772.43
Sondage N°02	644 299.84	405 0946.66	759.14
Sondage N°03	644 259.92	405 094.11	759.26

Tableau II.1 : Les coordonnées des sondages carottés.

Les coupes lithologiques des sondages carottés montrent que le sous-sol du site est constitué par :

Sondage N°01

0.00 – 0.50 m : Terre végétale.

0.50 – 3.00 m : Marnes argileuses altérées associées à des fragments de marnes schisteuses.

3.00 – 7.20 m : Marnes schisteuses altérées et friables.

7.20 - 12.0 m : Marnes schisteuses grisâtres indurées évoluant à des marnes schisteuses moyennement compactes.

Sondage N°02

0.00 – 0.30 m : Terre végétale.

0.30 – 2.00 m : Marnes argileuses beiges altérées

2.00 – 15.0 m : Marnes grises inter stratifiées avec des bancs centimétriques de grés compactes.

Sondage N°03

0.00 – 0.80 m : Terre végétale.

0.80 – 2.20 m : Marnes argileuses beiges graveleuses à caillouteuses à concrétions gypseuses

2.20 – 2.70 m : Eboulis gréseux à matrice marne-argileuse.

2.70 - 4.60 m : Marnes grises altérées

4.60 – 8.00 m : Marnes schisteuses altérées et friables.

Interprétation

L'exploitation des coupes géologiques des sondages carottés ont révélé l'existence d'une couche de terre végétale, des marnes argileuses graveleuses à caillouteuses à concrétions gypseuses, reposant sur des marnes grises schisteuses altérées et friables évoluant vers des marnes grises compactes.



Figure II.1 : Plan d'implantation des essais in situ

b. Essais aux pénétromètres dynamiques :

L'essai au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer par battage un train de tiges dans le sol à chaque 20 cm à l'aide d'un marteau normalisé.

Les essais pénétrométriques ont été implantés sur toute la surface du site d'étude.

Les résultats des essais pénétrométriques sont insérés dans le tableau suivant :

Essai	Profondeurs	Résistance à la pointe moyenne (Rp) en bars.	Refus (m)
P1	00 - 4.40m	> 120	Refus à 4.40m
P2	00 – 4.20m	> 140	Refus à 4.20m
P3	00 - 2.80m	96	Refus à 6.80m
	2.8 – 6.80m	> 240	
P4	0.00 - 2.00	60	Refus à 7.80m
	2.00 – 7.80	216	
P5	00 – 2.00m	24	Refus à 4.20m
	2.00 – 3.60m	48	
	3.60 – 4.20m	>120	
P6	00-1.00m	12	Refus à 7.40m
	1.0 – 3.00m	36	
	3.00 – 5.20m	84	
	5.20- 7.40m	>120	

TableauII.2 : Résultats des essais pénétrométriques.

Interprétation

Les essais pénétrométriques P1, P2, P3, P4, P5 et P6 ont été poussés jusqu'aux refus.

Ces derniers ont été obtenus successivement à 4.40m, 4.20m, 6.80m, 7.80m, 4.20m et 7.40m de profondeur.

- Les essais pénétrométriques P1, P2 et P3 dénotent une ressemblance d'allure $R_p = f(z)$
- Les essais pénétrométriques P1, P2 et P3 ont donné des résistances de pointe élevées sur toutes les profondeurs investiguées.
- Les essais pénétrométriques P4, P5 et P6 dénotent une ressemblance d'allure $R_p = f(z)$
- Les essais pénétrométriques P4, P5 et P6 ont donné des résistances de pointe faibles sur les deux premiers mètres puis augmentent progressivement pour atteindre des résistances élevées.

Les pétrographes présentent des pics de résistance dus à la rencontre des éléments graveleux et caillouteux.

II.3. NIVEAU D'EAU DANS LES FORAGES :

Les relevés piézométriques permettent de définir la position de la nappe et celle de l'interface des conditions de perméabilité différente et le comportement du régime hydraulique.

La formation argileuse est peu perméable à imperméable, mais la présence de nappe d'éboulis permettant la circulation des eaux

Les relevés ont été effectués en période hivernales et les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :

N° DU SONDAGE CAROTTE	Date du relevé piézométrique	Le niveau d'eau (m)
SC N°1	15/02/2014	-4.60
	15/04/2014	-5.30
SC N°3	15/02/2014	-8.50
	15/04/2014	-7.40

Tableau II.3 : Niveau de la nappe.

Aussi on a répertorié deux puits domestiques situés à proximité des habitations existantes au niveau du secteur d'étude

- Un puits au niveau de l'habitation Haroun dont le niveau d'eau est situé à 4m de profondeur, alimentant toute la famille.
- Un puits au niveau de l'habitation Bounab dont le niveau d'eau est situé à 3m de profondeur, alimentant toute la famille.

Ce dernier a subi des déformations, ruptures et rétrécissement des parois suite aux mouvements de terrain.

Afin de sauvegarder ce puits on a placé un tube en PVC de 9m de profondeur et de 20cm de diamètre

Les niveaux d'eau sont situés entre 2 et 4 m de profondeur en période pluvieuse (hiver).

Le profil est composé de 24 électrodes espacées de 5m modifiable (5m dans notre cas). Les mesures se font selon une séquence établie auparavant sur ordinateur ; le traitement et l'inversion des mesures sont réalisés par des logiciels très performants (Res2Dinv) ; le résultat est une section 2D montrant les variations latérales et verticales de rés

II.4. ESSAIS AU LABORATOIRE :

Des échantillons prélevés dans les caisses de sondages ont été soumis à des essais physico-mécaniques et chimiques à savoir :

- Analyses granulométriques.
- Mesures de densités et de teneur en eau.
- Limites d'Atterberg.
- Essais de cisaillements rectilignes non consolidés non drainés
- Analyses chimiques sommaires.

Les résultats de ces essais sont consignés dans les tableaux suivants :

SONDAGES/PROFONDEUR		SC01 1.2-2.0m	SC01 2.30- 2.70m	SC02 1.0-1.50m	SC02 2.1- 2.70m	SC02 4.30- 4.70m
TENEUR /EAU wn%		-	17.86	11.84	14.52	13.31
DENSITÉ SÈCHE γ_d (t/m ³)		-	1.78	1.84	1.75	1.94
DENSITÉ HUMIDE γ_h (t/m ³)		-	2.12	2.06	2.01	2.20
DEGRÉ DE SATURATION (Sr%)		-	94	69.64	72.60	88.73
GRANULARITE ET SÉDIMENTOMÉTRIE % TAMISAT	2mm	79.51	-	88.56	79.62	
	80μ	49.14	-	52.14	42.70	-
LIMITE D'ATTERBERG	WL %	51.25	52.27	-	53.25	48.78
	WP%	25.21	28.17	-	31.02	24.96
	IP	26.04	24.10	-	22.23	23.82
INDICE DE CONSISTANCE	IC	-	1.42	-	1.74	1.38
CISAILLEMENT A LA BOITE	C_{UU}	0.51	0.3	-	0.37	0.62
	ϕ_{UU}°	4.2	15.91	-	6.02	4.63

Tableau II.4 : caractéristiques du sol.

Interprétation

Les analyses de laboratoire portées sur la formation argileuse montrent que :

- Les analyses granulométriques effectuées sur tous les échantillons à diverses profondeurs, indiquent un sol grenu car moins de 50% des éléments passent au tamis 80 μ avec parfois une légère dominance de la fraction fine par endroits.
- Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau moyennes à élevées.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol suivant le diagramme de plasticité parmi les argiles plastiques.
- Les essais de cisaillements ont donné les caractéristiques suivantes :

$$0.3 < C_{uu} < 0.62 \text{ bars.}$$

$$4.20^\circ < \varphi_{uu} < 15.91^\circ$$

- Les essais œnométriques n'ont pas pu être réalisés suite à la dominance de la fraction graveleuse.
- Les Résistances à la compression uni axiale n'ont pas pu être réalisées suite à l'effritement du matériau et à la non disponibilité de carottes conforme à l'essai.

➤ Analyses Chimiques

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons de sol prélevés dans les différents sondages sont insérés dans le tableau suivant :

Désignation	Teneur exprimée en % par rapport au mat. Sec			Teneurs en anions de sulfate
	% Insoluble	% Carbonate	% gypse	So ₄ ⁻ mg / kg
SC1 (2.00 - 2.60m)	72.25	9.30	6.35	2610
SC2 (6.30 - 6.40m)	83.40	28.60	Néant	Néant
SC3 (2.30 - 2.35m)	71.35	12.40	Néant	Néant

Tableau II.5 : résultats de l'analyse chimique.

D'après la norme NF P 18-011 du 06/92, ces résultats indiquent que ces sols présentent une agressivité faible pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure.

➤ Spécifications

Circulaire du ministère de l'habitat N° 83/04 du 04/12/1983

SO ₄ ⁻⁻	<2000 mg/Kg	Agression nulle	
SO ₄ ⁻⁻	2000 à 6000 mg/Kg	Agression faible	X
SO ₄ ⁻⁻	6000 à 12000 mg/kg	Agression modérée	
SO ₄ ⁻⁻	>12000 mg/Kg	Agression forte	

CHAPITRE III

Etude de stabilité

Chapitre III : Etude de stabilité

III.1. Introduction :

Les résultats des essais in-situ et aux laboratoires ont permis de définir la formation géologique du terrain étudié (présentation des différentes couches et leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques).

On distingue plusieurs méthodes de calcul du coefficient de sécurité basé sur ces résultats, le choix de la méthode de calcul dépend du type de glissement constaté.

1.1. Détermination du Fs du talus :

Dans ce cas on va procéder à l'utilisation de deux types de vérifications différentes ; la première est basée sur une méthode manuelle dans laquelle on utilisera la méthode de FELLENIUS ; et par l'autre on utilisera un modèle numérique nommé TALREN qui utilise les deux méthodes de BISHOP et FELLENIUS.

1.2. Analyse du glissement par méthode manuelle :

Le calcul manuel de la stabilité d'un talus se fait par tâtonnement où en cherchant la ligne de glissement la plus défavorable tout en observant de façon critique la géométrie, les caractéristiques géotechniques et hydrauliques du talus. Ceci conduit à étudier bien peu de surfaces. Alors avant de faire l'analyse par logiciel, on commence par une analyse manuelle de trois (03) cercles de rupture et on calcul leurs coefficients de sécurité en appliquant la méthode des tranches, dite de "FELLENIUS".

1.2.1. Principe de la méthode :

La méthode de FELLENIUS, consiste à diviser le volume instable en certain nombre de tranches verticales, et le calcul se fait en considérant chaque tranche comme un solide indépendant, est en équilibre limite sur la ligne de glissement.

Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraires, leur choix tient compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site.

1.2.2. Calcul du coefficient de sécurité :

Soit un talus, dans un sol ayant pour caractéristiques :

- Poids humide : γ_h
- La cohésion : c
- L'angle de frottement : φ

Le poids W_i de chaque tranche se calcule indépendamment

$$W_i = \gamma_h \cdot S_i \cdot l_m$$

Tel que S_i est la surface latérale de chaque tranche.

La valeur de coefficient de sécurité sans nappe a pour formule :

Sans nappe :

$$F_s = \frac{\sum C_i \cdot l_i + \sum W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi_i}{\sum W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Nous avons divisé la surface en dix tranches de longueurs égales, voire les figures suivantes :

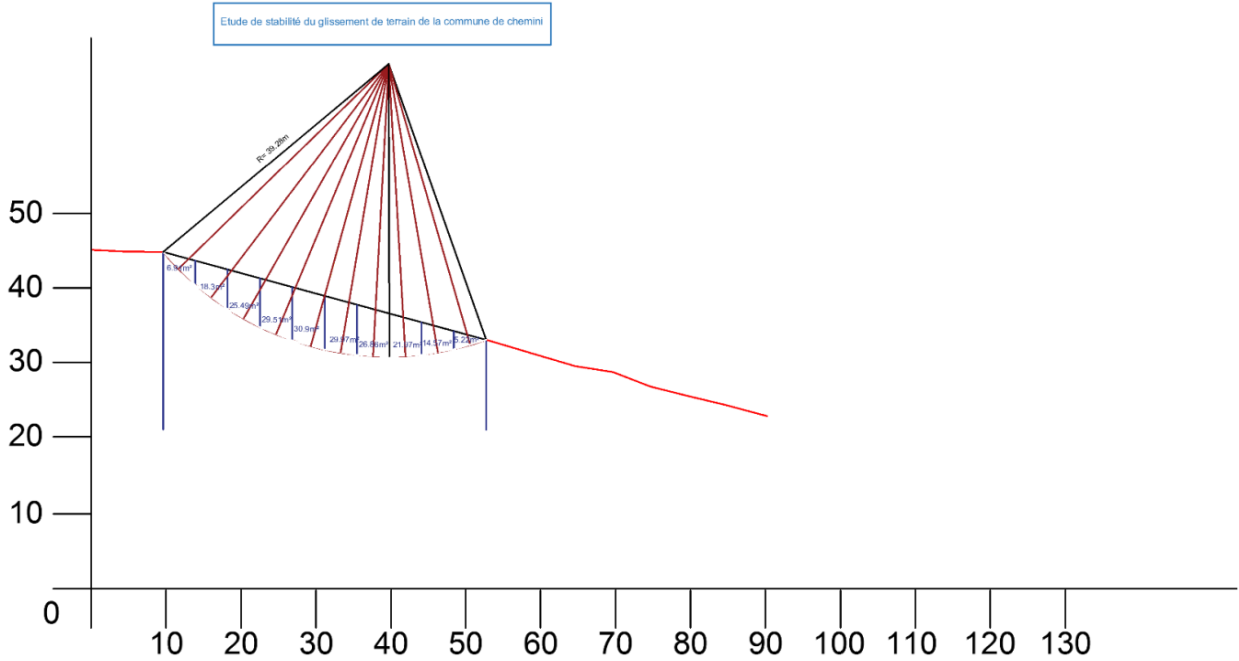


Figure III.1: Découpage en tranches de volume glissé

Y=	18
C=	8
Φ=	13

tranche	Bi (m)	Li (m)	Si (m ²)	Wi (KN)	αi (°)	Wi*sin(αi) (KN)	Wi*cos(αi) (KN)
1	4,31	6,20	6,91	124,38	46	89,471484	86,401608
2	4,31	5,40	18,3	329,4	37	198,23787	263,07054
3	4,31	4,98	25,49	458,82	30	229,41	397,34978
4	4,31	4,68	29,51	531,18	23	207,54856	488,95377
5	4,31	4,46	30,9	556,2	16	153,30595	534,6537
6	4,31	4,36	29,97	539,46	9	84,390137	532,81835
7	4,31	4,32	26,86	483,48	3	25,303388	482,81741
8	4,31	4,32	21,97	395,46	-3	-20,69678	394,91804
9	4,31	4,36	14,57	262,26	-9	-41,0265	259,03114
10	4,31	4,48	5,21	93,78	-16	-25,84927	90,147122
						900,09838	

$c \cdot l_i + W_i \cdot \cos(\alpha_i) \cdot \tan(\Phi_i)$	$c \cdot b_i + W_i \cdot \tan(\Phi_i)$	$m(\alpha_i)$
69,58329246	63,19538561	0,862408551
103,9082565	110,5279822	0,93897889
131,5494985	140,4069435	0,9826255
150,3415778	157,1125658	1,011623428
159,7297839	162,8888879	1,026282478
157,9206067	159,0241544	1,024168888
145,9945	146,100153	1,01083429
125,7013311	125,7791349	0,98642478
94,71184924	95,0274918	0,951207793
56,6816275	56,13081896	0,896983011
1195,69661		

F_s	0,99
f_s (bishop)	1,3895103
F_s(fellenius)	1,3428351

$$F_s = \frac{237.9 + 957.62}{900.09}$$

$$F_s = 1.32$$

En ajoutant les pressions interstitielles « u » à la formule de FELLENIUS, de telle sorte qu'elle prenne cette forme-là :

$$F_s = \frac{\sum C_i \cdot l_i + \sum (W_i \cdot \cos \theta_i - u_i \cdot l_i) \tan \phi_i}{\sum W_i \cdot \sin \theta_i}$$

Où : $u_i = \gamma_w \cdot z_i$

Où z_i est la profondeur entre la limite du cercle de glissement et la nappe d'eau.

Dans le cas où une nappe d'eau est présente comme présenté dans la figure suivante :

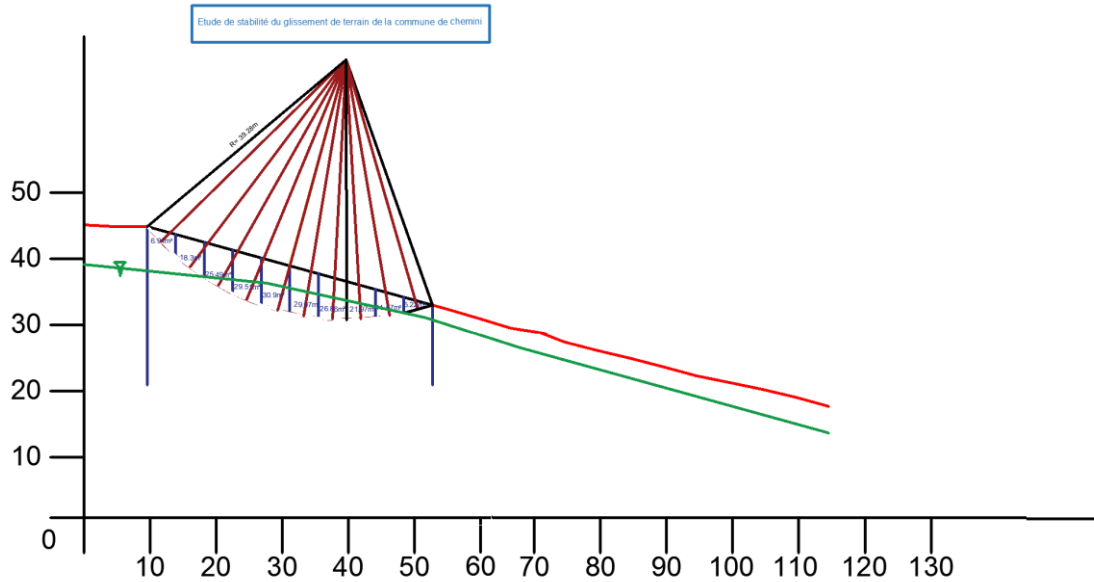


Figure III.2: Découpage en tranches de volume glissé avec nappe.

Le calcul de F_s devient sur cette forme détaillée dans le tableau :

		Y=	18				
		C=	8				
		Φ =	13				
tranche	Bi(m)	Li(m)	Si (m ²)	Wi (KN)	$\alpha_i(^{\circ})$	Wi*sin(α_i) (KN)	Wi*cos(α_i) (KN)
1	4,31	6,20	6,91	124,38	46	89,471484	86,401608
2	4,31	5,40	18,3	329,4	37	198,23787	263,07054
3	4,31	4,98	25,49	458,82	30	229,41	397,34978
4	4,31	4,68	29,51	531,18	23	207,54856	488,95377
5	4,31	4,48	30,9	556,2	16	153,3095	534,65376
6	4,31	4,36	29,97	539,46	9	84,390137	532,81835
7	4,31	4,32	26,86	483,48	3	25,303388	482,81741
8	4,31	4,32	21,97	395,46	-3	-20,69678	394,91804
9	4,31	4,36	14,57	262,26	-9	-41,0265	259,03114
10	4,31	4,48	5,21	93,78	-16	-25,84927	90,147122
				3774,42		900,09838	

$c \cdot l_i + W_i \cdot \cos(\alpha_i) \cdot \tan(\Phi_i)$	$c \cdot b_i + W_i \cdot \tan(\Phi_i)$	$m(\alpha_i)$		$c \cdot l_i + (W_i \cdot \cos(\alpha_i) - U_i \cdot l_i) \cdot \tan(\Phi_i)$	$U_i KPA$
69,58329246	63,19538561	0,859085997	73,561187	69,58329246	0
103,9082565	110,5279822	0,93619917	118,06033	103,9082565	0
131,5494985	140,4069435	0,980316054	143,2262	103,6983343	24.24
150,3415778	157,1125658	1,009818683	155,58493	99,73037052	46.82
159,3040699	162,8888879	1,024267241	159,02968	96,8332785	60.35
157,9206067	159,0241544	1,023446334	155,38104	92,63815605	64.8
145,9945	146,100153	1,010592556	144,5688	86,040664	60.17
125,7013311	125,7791349	0,986666514	127,47887	79,40824114	46.46
94,71184924	95,0274918	0,951930347	99,826098	70,74472731	23.79
56,6816275	56,13081896	0,898256151	62,488655	56,6816275	0
1195,69661			1239,2058	859,2669483	

avec nappe	
Fs(fellenius)	0,9546367

$$F_s = \frac{237.9 + 621.36}{900.098}$$

$$F_s = 0.95$$

Ceci implique que la structure du talus est encore fragilisée avec la présence de la nappe d'eau qui entraîne la diminution du facteur de sécurité F_s .

$$F_s = 0.95 < 1.5$$

Analyse des résultats :

L'analyse manuelle de ces cercles de rupture (basé sur la méthode des tranches)

Donne un coefficient de sécurité de 1.32 sans nappe d'eau et 0.95 avec nappe. Se basant sur la valeur du coefficient de sécurité de **0.95**, on peut conclure que le talus est en équilibre instable.

III.2. Analyse du glissement par méthode numérique (logiciel TALREN) :

2.1. Présentation du logiciel :

TALREN 4 : est un logiciel convivial sous Windows permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements.

Cette formation s'adresse aux ingénieurs d'études et a pour objet :

- L'utilisation pratique du logiciel pour les applications courantes,
- L'approfondissement des différents types de renforcements disponibles dans **Talren 4**,
- Une introduction de la méthode de calcul à la rupture et de ses applications possibles.

2.2. Présentation générale des fonctionnalités du logiciel :

1) Lancer TALREN en utilisant le menu [**Démarrer**] de Windows ou en cliquant sur l'icône située sur le bureau Windows ;

2) Sélectionner le menu [**Fichier**] puis l'option [**Nouveau**] ou cliquer sur l'icône de la barre de boutons.

3) Sélectionner ensuite le menu [**Données**] puis [**Description générale**]. Compléter la fenêtre avec les informations demandées de calcul et pondérations par défaut : il s'agit de choix qui seront ensuite retenus comme valeurs par défaut lors de la définition des situations (mais éventuellement modifiables pour chaque situation individuellement).

Par exemple, si vous définissez un projet avec plusieurs phases et plusieurs situations, et que vous souhaitez effectuer tous les calculs avec la même méthode de calcul et le même jeu de pondérations, définissez ces paramètres comme valeurs par défaut dans l'écran de définition générale : ils seront ensuite repris par défaut pour toutes les situations définies.

The screenshot shows the 'Description générale du projet' dialog box. It contains the following fields and options:

- Numéro d'affaire: 001
- Titre du calcul: stabilité chemini
- Lieu: chemini
- profile 1
- Commentaires: (empty)
- Xmin: 0.00 m
- Xmax: 111.29 m
- Ymax: 30.00 m
- Système d'unités: kN,kPa,kN/m3
- V_w: 10 kN/m3
- Méthode de calcul par défaut pour le projet: Bishop
- Pondérations par défaut: Traditional/Provisional
- Assistant Jeu de coefficients: (button)
- Buttons: OK, Annuler, Aide

Figure III.3 : Description général du projet

Les coordonnées des points définissant la géométrie du talus ainsi que les limites des couches sont définies sur la Figure III.3 Pour représenter cette géométrie dans TALREN 4, nous avons plusieurs possibilités : dessin à la souris, saisie des coordonnées directement dans l'écran principal, ou utilisation de la boîte de dialogue de définition de la géométrie.

Points

	X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y		X	Y
1	0.00	27.07	2	10.00	27.21	3	20.00	25.55	4	30.00	20.40	5	40.00	18.15	6	50.00	15.43	7	60.00	12.55
8	70.00	9.83	9	80.00	7.33	10	90.00	4.82	11	100.00	2.62	12	110.00	0.41	13	111.29	0.00	14	0.00	26.58
15	10.00	26.71	16	20.00	25.05	17	30.00	19.90	18	40.00	17.65	19	50.00	14.93	20	60.00	12.05	21	70.00	9.33
22	80.00	6.83	23	90.00	4.32	24	100.00	2.12	25	110.00	-0.09	26	111.29	-0.50	27	0.00	24.07	28	10.00	24.21
29	20.00	22.55	30	30.00	17.40	31	40.00	15.15	32	50.00	12.43	33	60.00	9.55	34	70.00	6.83	35	80.00	4.33
36	90.00	1.82	37	100.00	-0.38	38	110.00	-2.59	39	111.29	-3.00	40	0.00	19.87	41	10.00	20.01	42	20.00	18.35
43	30.00	13.20	44	40.00	10.95	45	50.00	8.23	46	60.00	5.35	47	70.00	2.63	48	80.00	0.13	49	90.00	-2.38
50	100.00	-4.58	51	110.00	-6.79	52	111.29	-7.20	53	0.00	-8.00	54	111.29	-20.00						

Figure III.4 : Tableau de la géométrie du talus

2.3. Modélisation du talus :

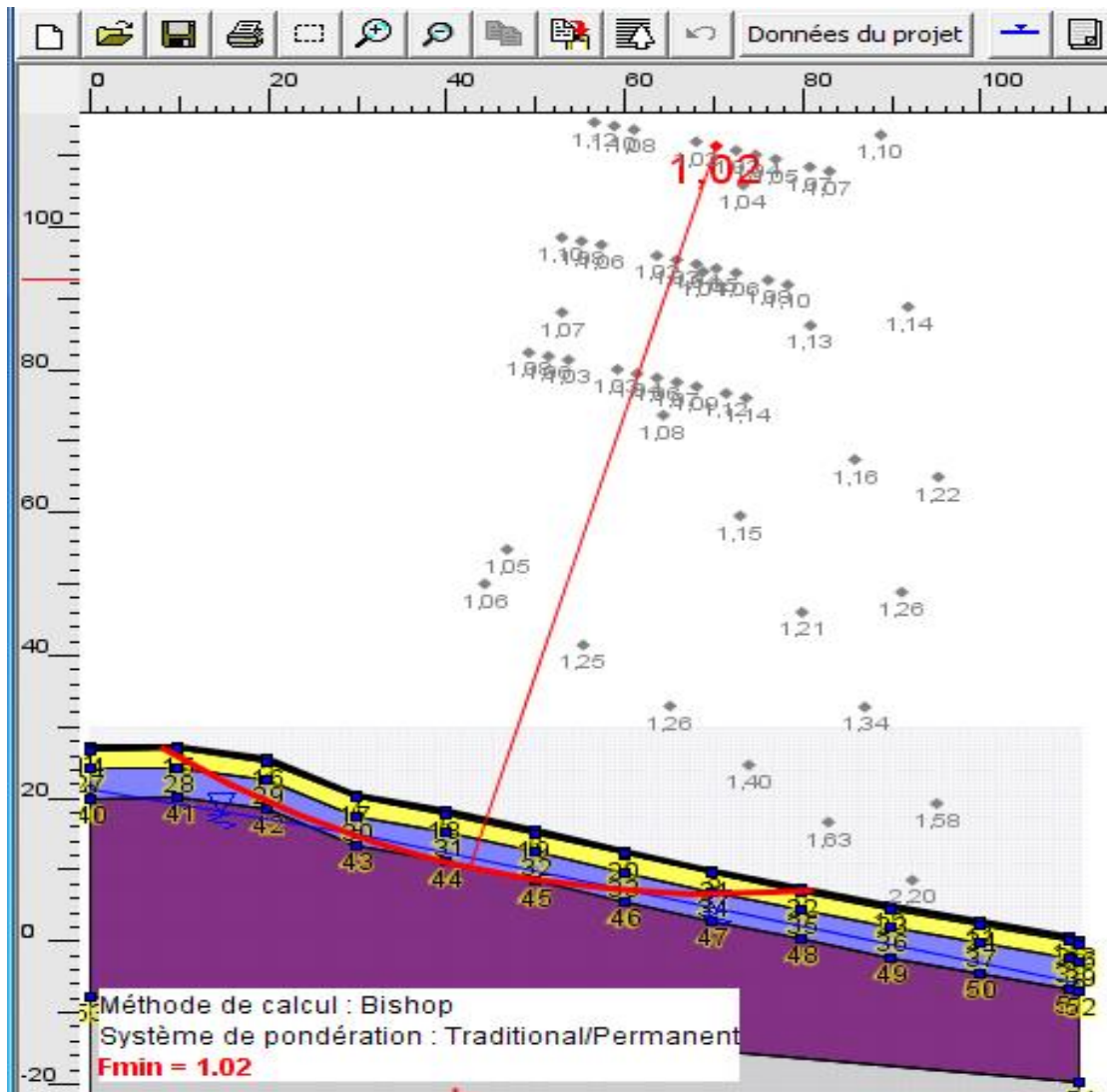


Figure III.5 : modélisation du talus « méthode BISHOP »

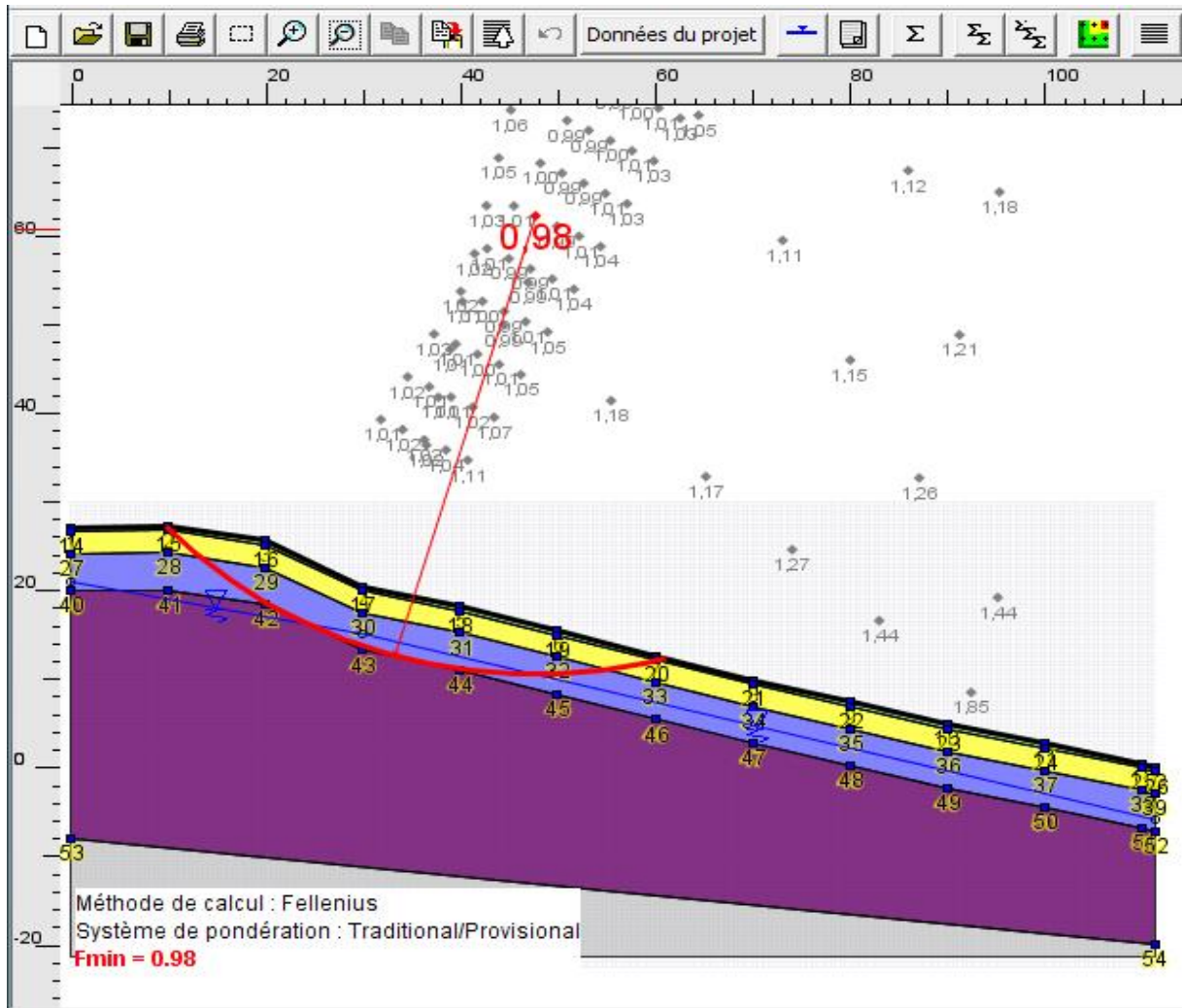


Figure III.6 : modélisation du talus « méthode FELLINUS »

2.4. Analyse des résultats :

Dans ce chapitre, nous avons calculé le coefficient de sécurité F_s , par deux types de calcul différents : calcul manuel avec la méthode des tranches qui donne aussi $F_s = 0.95$ et le calcul par logiciel TALREN qui donne $F_s = 1.02$ avec la méthode de bishop et $F_s = 0.98$ avec la méthode de Fellenius

III.3. Conclusion :

La différence entre les valeurs des coefficients de sécurité calculés manuellement et par logiciel est due aux hypothèses de calcul proposées à chaque analyse, plus précisément, c'est au niveau des forces inter-tranches qui sont négligées pendant le calcul manuel (méthode de Fellenius), ainsi que les erreurs dues au calcul des surfaces des tranches.

CHAPITRE IV

Etude de confortement

Chapitre IV : Etude de confortement

IV.1. Introduction :

Il existe plusieurs solutions pour améliorer la stabilité d'un talus instable, Ces solutions peuvent être regroupées en quatre familles : celles qui agissent sur la géométrie du terrain, celles qui agissent sur les conditions hydrauliques, celles qui agissent sur les caractéristiques mécaniques et celles qui améliorent les caractéristiques du sol. Le choix de la méthode de stabilisation d'un glissement de terrain dépend des facteurs qui interviennent dans le déclenchement du mouvement et de son évolution dans le temps.

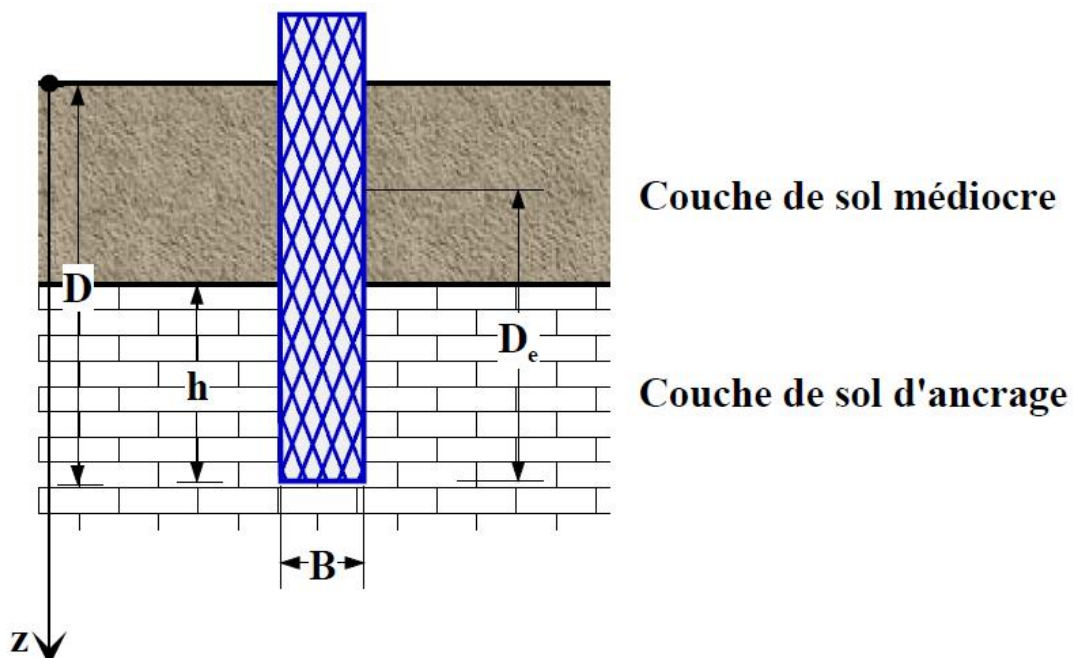
IV.2. Renforcement du talus par des pieux :

2.1. Définition d'un pieu :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits, une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple).

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.



FigureIV.1 : schéma explicatif de l'emplacement d'un pieu.

IV.3. Calcul de l'ouvrage (pieu foré sans refoulement) :

Le clouage des pentes consiste à goujonner les masses instables sur le substratum fixe en répartissant in situ le groupe de pieux verticaux ou des inclusions perpendiculaires à la surface du glissement. L'efficacité de la technique s'appuie d'une part sur le transfert des efforts créés par la masse instable vers le substratum, d'autre part sur un renforcement global de la masse par effet de groupe de pieux dû à la densité des pieux.

3.1. Caractéristiques des pieux :

Diamètre : ($\varnothing = 0.8 \text{ m.}$) Longueur : $l=15 \text{ m}$

Matériau : béton armé.

Module d'élasticité : $E_p = 3,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$.

3.2. Calcul de l'effort de clouage :

R_0 : L'effort que doit reprendre le pieu.

Pour le calcul du confortement par pieux on adopte le profil utilisé dans le calcul de stabilité.

On admet une augmentation du coefficient de sécurité F_s de 40% pour le confortement, en tenant compte de R_0 dans la formule du coefficient de sécurité.

(R_0 : Donne un moment stabilisant).

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \text{tg} \varphi + R_0]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Avec : $F_0 = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \text{tg} \varphi}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$.

(F_0 : Au moment de glissement ($F_0 = 0.95$))

$$R_0 = (F_s - F_0) \cdot \sum_{i=1}^{n=10} W_i \cdot \sin \alpha_i$$

$$R_0 = (1,33 - 0.95) \cdot 90,0098$$

D'où $R_0 = 34,2037 t$

Calcul de l'effort horizontal T_0 :

L'angle que fait l'effort de clouage avec l'horizontale est $\beta = 22^\circ$,

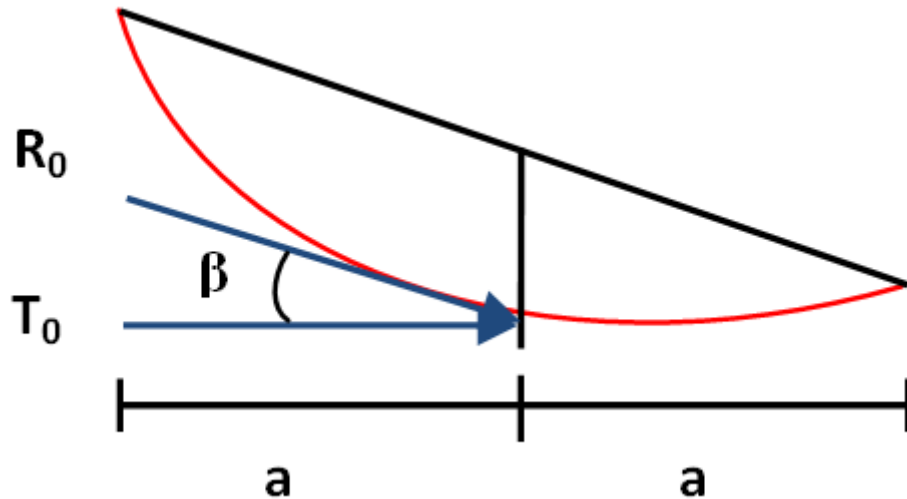


Figure IV.2: Inclinaison de l'effort de clouage.

On a: $T_0 = R_0 \cdot \cos \beta = 34,2037 \cos 22^\circ$

D'où : $T_0 = 31,7131 t$

3.3. Calcul des sollicitations maximales dans le pieu :

Détermination de α :

La valeur du coefficient rhéologique de la couche des schistes altérés selon le (tableau IV.1) donne $\alpha = 2/3$.

Type de roches	Très peu fracturée	Normale	Très fracturée	Très altérée
α	2/3	1/2	1/3	2/3

Tableau IV.1: Facteur rhéologique α pour divers types de roches (selon Fascicule 62[1992])

3.4. Coefficient de réaction du sol K_f :

$$K_f = \frac{12 \cdot E_m}{1,33 \cdot \left(\frac{B_0}{B}\right) \cdot \left(\frac{2,65}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \text{ pour } B \geq B_0$$

Avec :

E_m : Module pressiométrique,

B_0 : Diamètre de référence, $B_0 = 0,6 \text{ m}$

B : Diamètre du pieu $B = 0,8 \text{ m}$

α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol $\alpha = \frac{2}{3}$

$$K_f = \frac{12.400}{1,33 \cdot \left(\frac{0,6}{0,8}\right) \cdot \left(\frac{2,65 \cdot 0,8}{0,6}\right)^{\frac{2}{3}} + \frac{2}{3}}$$
$$K_f = 1610,36 \text{ t/m}^2$$

3.5. Inertie du pieu :

$$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{\pi \cdot 0,8^4}{64}$$
$$I = 0,0201 \text{ m}^4$$

3.6. Le niveau d'ancrage :

La ligne de rupture de glissement est à 8 m de profondeur, donc d'après le DTR B .C 2.33.2 on opte pour un ancrage de 4 à 5 fois le diamètre du pieu, ce qui donne un ancrage de 4 m.

3.7. Calcul de la longueur du transfert l_0 :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I}{K_f}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 3,2 \cdot 10^6 \cdot 0,0201}{1610,36}}$$
$$l_0 = 3,5552 \text{ m}$$

3.8. Calcul du moment maximal M_{max} :

$$T(z) = T_0 \cdot D^*$$

Avec

$$D^* = e^{-z/l_0} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right)$$

$$M(z) = T_0 \cdot l_0 \cdot C^*$$

Avec

$$C^* = e^{-z/l_0} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

Le moment maximal est donné pour : $T(z) = 0$

$$\text{Donc : } T_0 \cdot e^{-z/l_0} \cdot \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) = 0$$

$$\Rightarrow z = l_0 \cdot \frac{\pi}{4}$$

$$z = 2,79 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } C^* = 0.34$$

$$M_{max} = 31.71 \cdot 3.97 \cdot 0.34$$

$$\text{D'où } M_{max} = 43,88 \text{ t.m}$$

3.9. Diagramme des moments

$$M(z) = T_0 \cdot l_0 \cdot e^{-z/l_0} \cdot \sin \frac{z}{l_0}$$

$$M(z) = 0 \Rightarrow \sin \frac{z}{l_0} = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{z}{l_0} = 0 \Rightarrow z = 0 \\ \frac{z}{l_0} = \pi \Rightarrow z = 11.16 \end{cases}$$

Z(m)	Mz (t.m)
0	0
0,8	20.08
2,2	35.22
4,6	29.93
8	9.24
11.16	0
12	-0.89
15	-1.46
16	-1.22
22.5	0

Tableau IV.2 : Variations du moment en fonction de la profondeur.

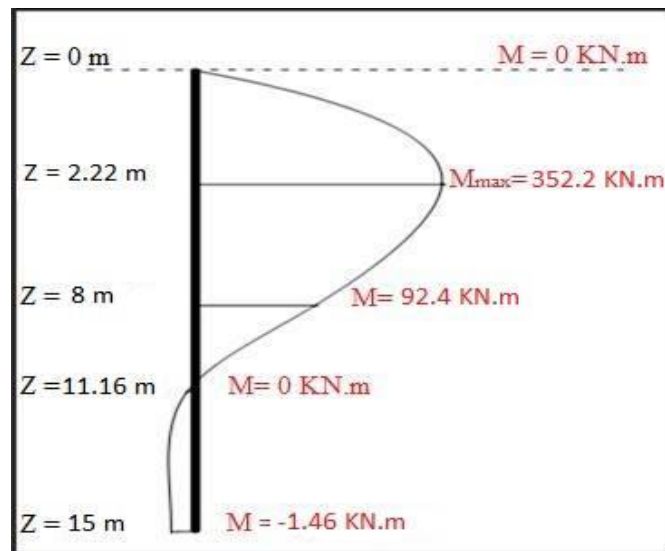


Figure IV.3: Diagramme des moments.

3.10. Calcul du déplacement maximal :

$$Y(z) = \frac{2 \cdot T_0}{K_f \cdot l_0} \cdot A^*$$

Avec

$$A^* = e^{-z/l_0} \cdot \cos \frac{z}{l_0}$$

Y_{max} est donné pour : $\frac{z}{l_0} = \frac{\pi}{4}$

Donc : $A^* = 0.32$

$$Y_{max} = \frac{31,71.2}{1610,36.3.55} \cdot 0,32$$

$$Y_{max} = 0.0035 \text{ m}$$

IV.4. Ferrailage des pieux :

Selon le DTR B .C 2.33.2

On doit ferrailer les pieux sur toute leur longueur, dans notre cas le pieu est considéré comme une poutre chargé sur sa longueur qui implique qu'elle doit être ferrailer a la flexion simple.

- Le nombre minimal des barres longitudinales est cinq.
- Pour les armatures longitudinales, le diamètre le plus utilisé est compris entre 16 mm et 40 mm.
- Le diamètre des armatures transversales est fonction de celui des armatures longitudinales, il est choisi entre 8 mm et 16 mm.
- L'écartement des cerces ou le pas des spires est inférieur ou égal à $St = 0,35 \text{ m}$.
- L'enrobage requis est généralement de l'ordre de 70 mm.

Dans notre cas :

$$\text{On a } D = 0,8 \text{ m} < 1,1 \text{ m}$$

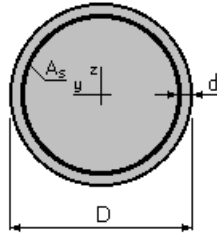
$$\text{Donc } A_{min} = 25 \text{ cm}^2 \text{ (section minimale des armatures longitudinales).}$$

En introduisant la valeur de M_{max} calculée précédemment de calcul des sollicitations maximales dans le logiciel SOCOTEC (version 1.01, qui permet de calculer les sections d'acier selon les règles BAEL 91 à l'état limite ultime),

$$M_{max} = 43,88 \text{ t.m} = 28,26 \text{ t.m}$$

NB. On a considéré que l'effort normal est le poids propre du pieu.

Section :



$D = 80.0$ (cm)
 $d = 7.0$ (cm)

Efforts appliqués :

Section théorique : $A_s = 33,1 \text{ cm}^2$

D'après le RPA, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0.5% de la section du béton du pieu, donc :

$A_{s \text{ min}} = 0,5\% \times S = 0,5 \times 3.14 \times (40)^2 / 100 = 25,12 \text{ Cm}^2$

On adoptera comme armature longitudinale : **12HA20**

Section Réel : $A_s = 37,70 \text{ cm}^2$

Armature transversale : $\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$, soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement : $St = 35 \text{ cm}$

Enrobage : 7 cm

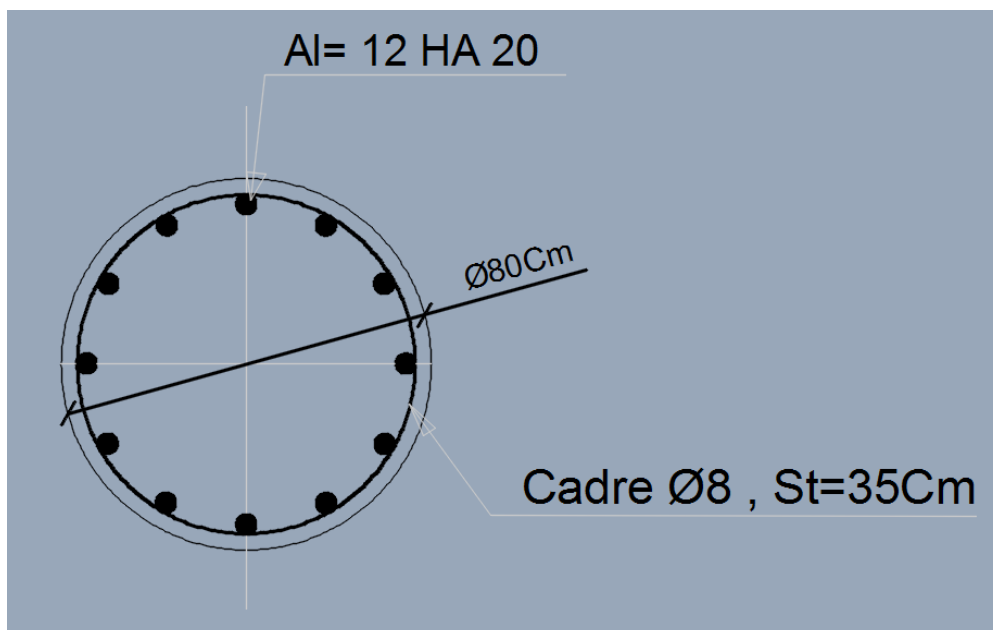


Figure IV.4 : schéma de ferrailage du pieu

CHAPITRE V

Modélisation numérique

Chapitre V : Modélisation numérique

V.1.Introduction :

Comme dans tous les domaines la méthode des éléments finis est souvent utilisée dans la géotechnique pour vérifier les différents comportements tels que, la stabilité et l'interaction avec l'environnement, et pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles, et d'aider au dimensionnement des structures.

L'analyse de projets géotechnique est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience dans ce domaine sais que le poids des hypothèses rend le passage de la réalité au modèle est difficile a réaliser. Plais nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement, il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

V.2Présentation du logiciel PLAXIS :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

Conçu par des géotechniciens numériques le code d'élément finis PLAXIS représenté certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D ; scientifiquement c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats de haute précision (triangle à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique le système de menu arborescent à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles a consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les option simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte a réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

2.1. Les modèles des matériaux :

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles sont les suivant :

2.2. Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope : $\sigma = E \cdot \epsilon$
Le modèle comporte deux paramètres de rigidité, le module d'Young E , et le coefficient de poisson ν . La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$K = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Avec :

G : le module de cisaillement,

K : le module d'élasticité volumique.

E_{oed} : le module œdométrique

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structure béton ou métal en interaction avec le sol.

Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

2.3. Modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young E , le coefficient de poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance Ψ . Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sable) et des sols fins à long terme (argile et limon). Dans le plan de Mohr-Coulomb la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \varphi + c$$

Ou :

σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

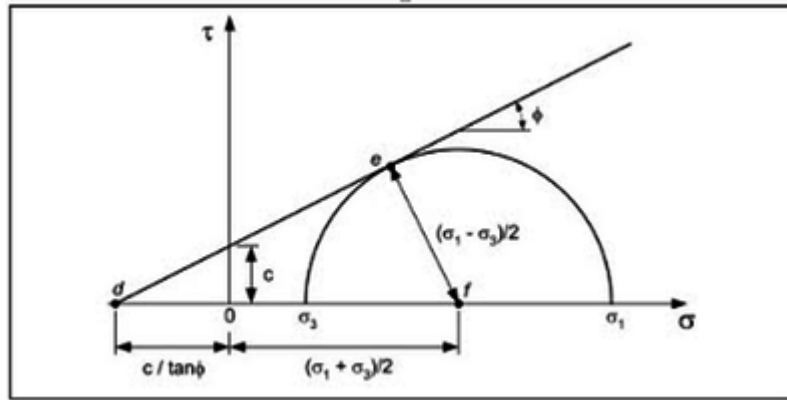


Figure V.1 : Courbe intrinsèque de modèle de Mohr-Colomb.

2.4. Type de comportement des matériaux :

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

- ✓ Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte imperméabilité.
- ✓ 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.

Étapes 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 des types 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 et donné par le sous-programme '**output**' qui nous les donne sous différentes formes (maillage déformé, une carte de iso-valeurs etc..).

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

2.5. Modélisation du talus :

Pour tracer la géométrie du talus on a besoin d'introduire les paramètres obtenus dans les essais au laboratoire et les essais in-situ.

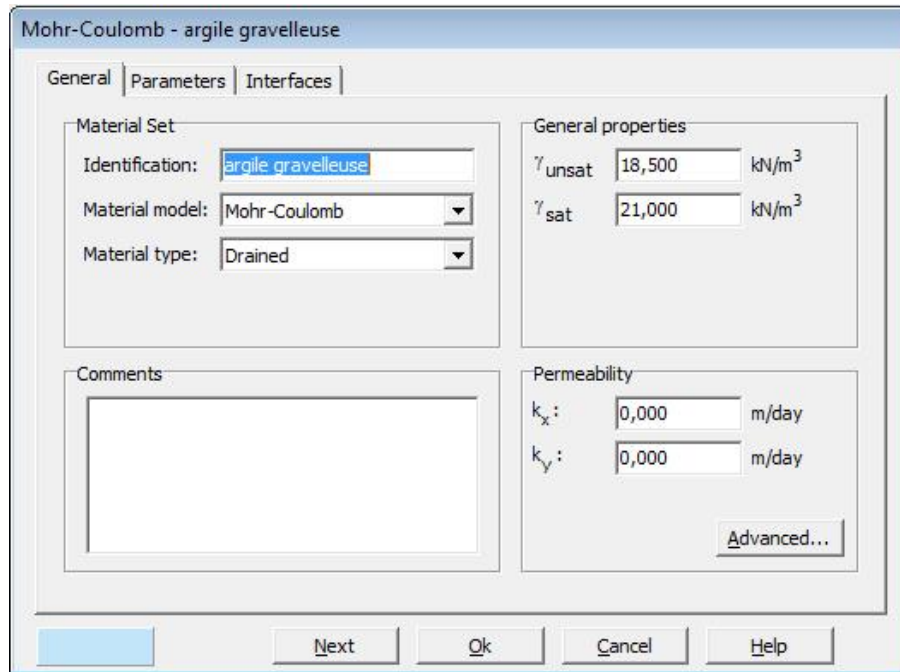


Figure V.2 : fenêtre des paramètres de Mohr-Colomb.

Mohr-coulomb		Argiles gravelo-caillouteuses	Marnes schisteuses altérées et friables	Marnes schisteuses indurées	Marnes grises interstratifiés avec des grés
Paramètre	Unités				
γ_{unsat}	KN/m ³	17	19	18	19,5
γ_{sat}	KN/m ³	20	21,5	21	25
E_{ref}	KN/m ²	3,000E+4	3,000E+4	3,400E+4	3,500E+5
ν	/	0,33	0,33	0,33	0,33
C_{ref}	KN/m ²	30	35	45	65
φ	[°]	8	10	17	25

Tableau V.1 : caractéristiques des couches de sols.

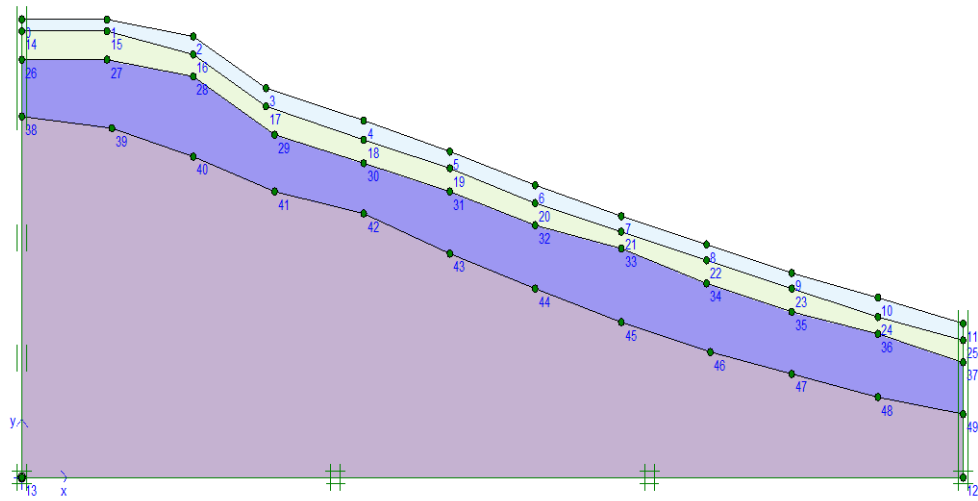
Elément	EA [KN/m]	EI [KN m ² /m]	d [m]	W [KNm/m]	ν
Pieu	4,329E+06	8,110E+07	14,994	25	0,20

Tableau V.2 : Paramètre utilisés pour l'élément de confortement.

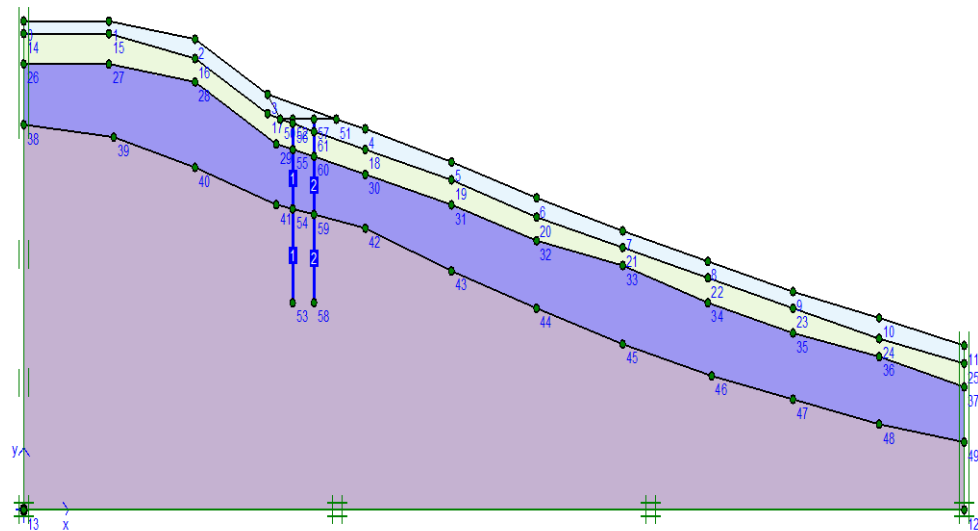
Avec :

EA : la rigidité axiale

EI : rigidité flexionnelle
W : point de l'élément
 ν : Module de poisson du béton



FigureV.3 : modélisation du talus instable.



FigureV.4 : Modèle avec un confortement.

2.6. Résultats et discussions :

Les cartographies ci-dessous montrent le champ de déplacement du sol après glissement. On note des déplacements verticale et horizontal maximal respectivement de $12,84 \cdot 10^{-3}$ m et $23,15 \cdot 10^{-3}$ m après le confortement.

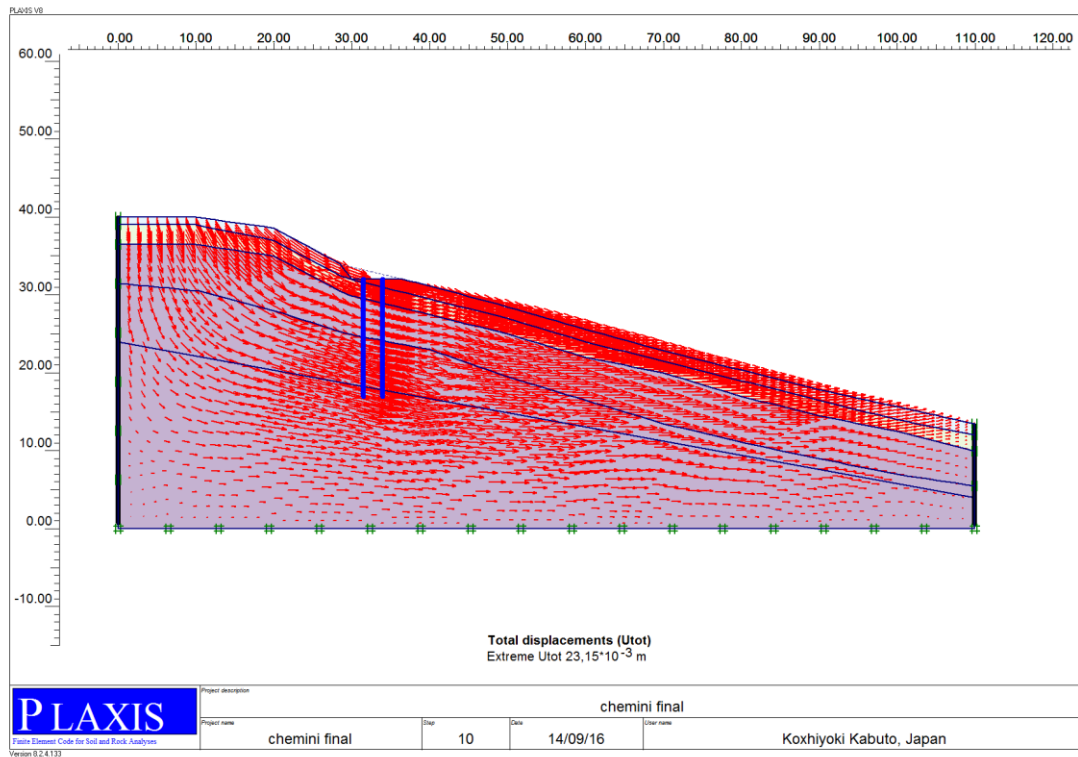


Figure V.5 : déformation du maillage en éléments finis après confortement par pieux.

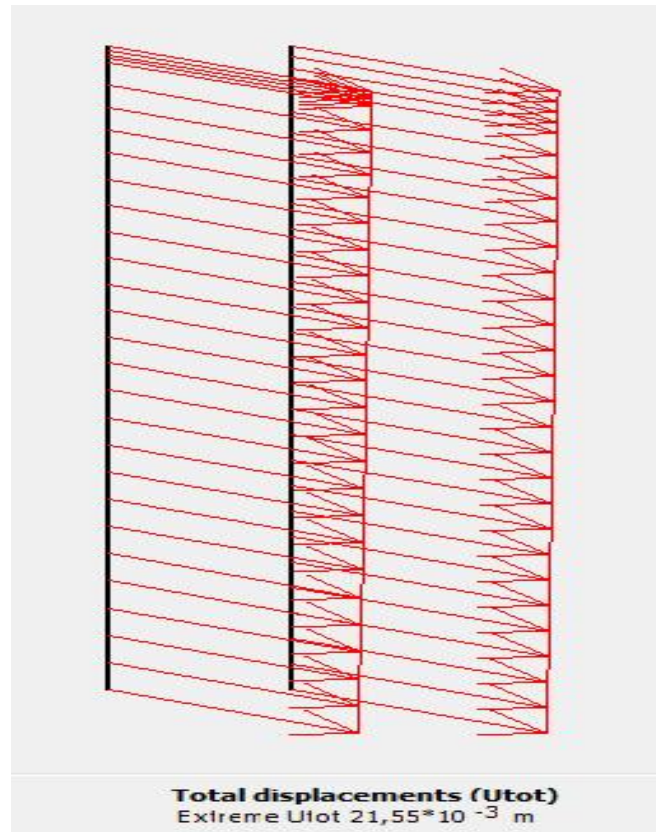


Figure V.6 : Les déplacements total du pieu

V.3. Conclusion

Au vu de l'étude faite, on peut conclure que la technique de stabilité des talus renforcés par pieux peut permettre de résoudre d'une façon permanente le problème de glissement de terrain du Village IGOUMADHENE CW 173 commune CHEMINI.

CONCLUSON

Conclusion générale :

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité d'un glissement de terrain au lieu-dit CW173 Igoumadhen, commune de Chemini a la wilaya de Bejaia En ce qui concerne la méthodologie, on a analysé le mouvement du terrain, afin de localiser les surfaces de rupture potentielles. Cette analyse est menée à l'aide d'un calcul manuel et un calcul par le logiciel « TALREN ». Elle a permis de localiser la surface du glissement critique qui s'étend de l'accotement de la route jusqu'au pied du talus sur une profondeur de 8 m. A partir de cette analyse, un mode de stabilisation a été étudié et l'ouvrage de confortement est associé à un coefficient de sécurité qui témoigne de son degré d'efficacité.

Enfin, on peut dire que lors de l'étude de la stabilité d'un glissement, ce qui compte, c'est la cause du glissement afin de pouvoir lutter efficacement contre elle. Mais il est important de connaître la géologie du site, le comportement du sol, les variations des niveaux des eaux, ainsi que la surface de rupture pour pouvoir orienter les idées et proposer des hypothèses et des modèles de calcul adéquats.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

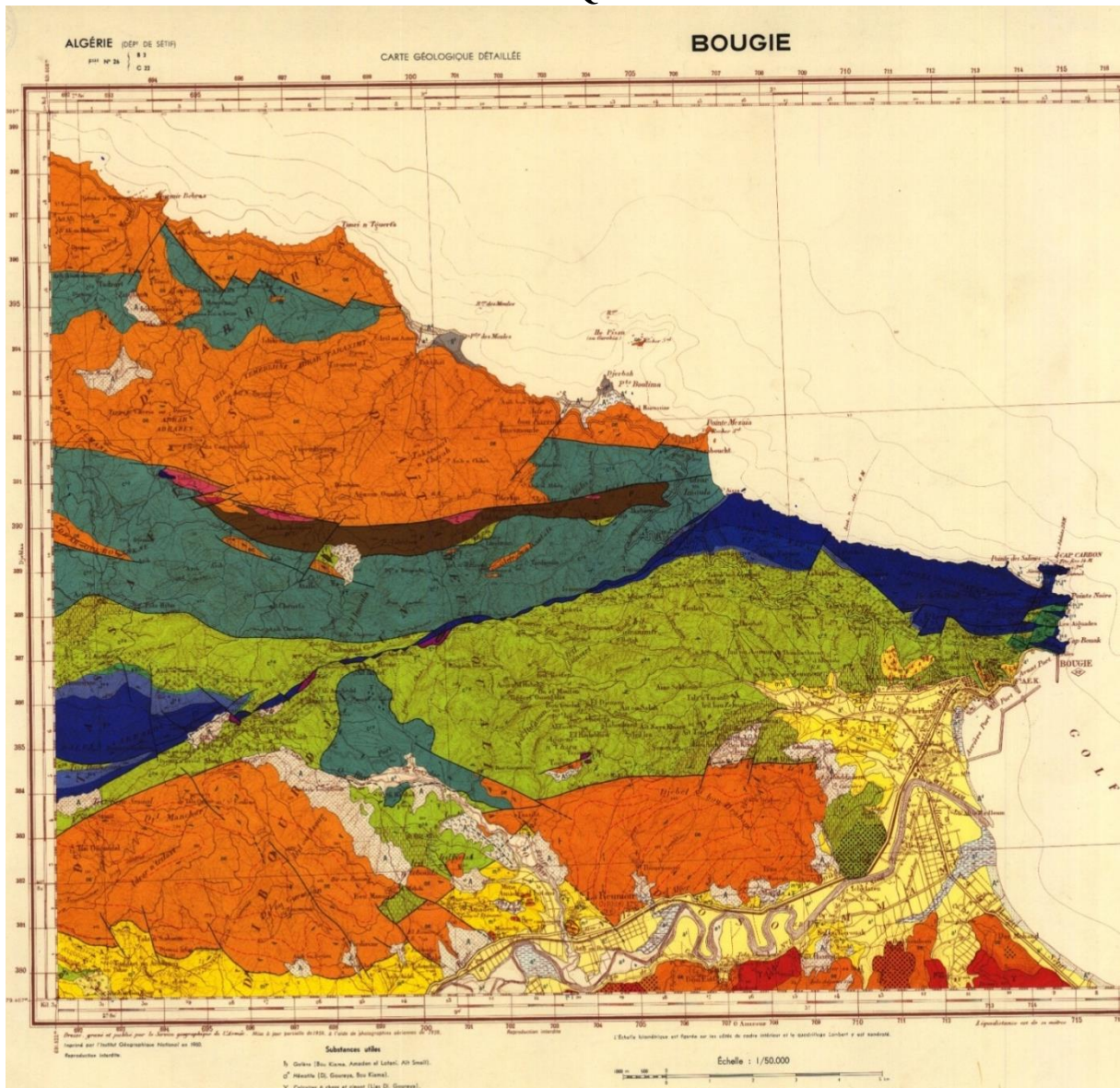
Référence bibliographique :

- [01] BENDADOUCH.H. LAZIZI.S.(2013), Glissement de terrain et confortements ; Edition pages bleu.2013
- [02] BESSON, Les risques naturels en montagne, traitement, prévention, surveillance ; Arters-publial Grenoble.1996.
- [03] G.FILLIAT. (La pratique des sols de fondations) ; Edition du moniteur.1981.
- [04] J.P. MAGNAN. (Résistance au cisaillement, techniques de l'ingénieur) ; pont et chaussées Paris.2000.
- [05] NERIS : Institut national de l'environnement industriel et des risques.
- [06] PHILIPPONAT. (Fondations et ouvrages en terres) ; Edition Eyrolles.1998.
- [07] www.atlas.nrcan.gc.ca
- [08] www.csdivonne.fr
- [09] www.moselle.equipement.gouv.fr
- [10] www.prim.net
- [11]DTR BC .2.33.2. (Méthode de calcul des fondations)
- [12]AFNOR NF. « Essais in situ, et de laboratoire, »
- [13] Sanglerat.G et Costet.J ,Cours pratique de mécanique des sols (calcul des ouvrages), Tome II. Edition Eyrolles,1983.
- [14] LEBBAD salah eddine –Mémoire d'ingénieur : Etude d'un Glissement de Terrain sur la RN 24 PK 113 + 500, Wilaya de Boumerdes, école nationale de travaux publics 2010.
- [15] (Fascicule 62 [1992]). Etude de dimensionnement des fondations des ouvrages de Génie et bâtiments.
- [16]Technique de l'ingénieur. Stabilité des pentes. C 254.
- [17] Boulon M, Flavigny E, Malcot Y et d'autres : Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique , Laboratoire 3S et Terrasol, Novembre 2004.
- [18] Flageollet J-C,Les mouvements de terrain et leur prévention. Edition Masson, Paris.1989

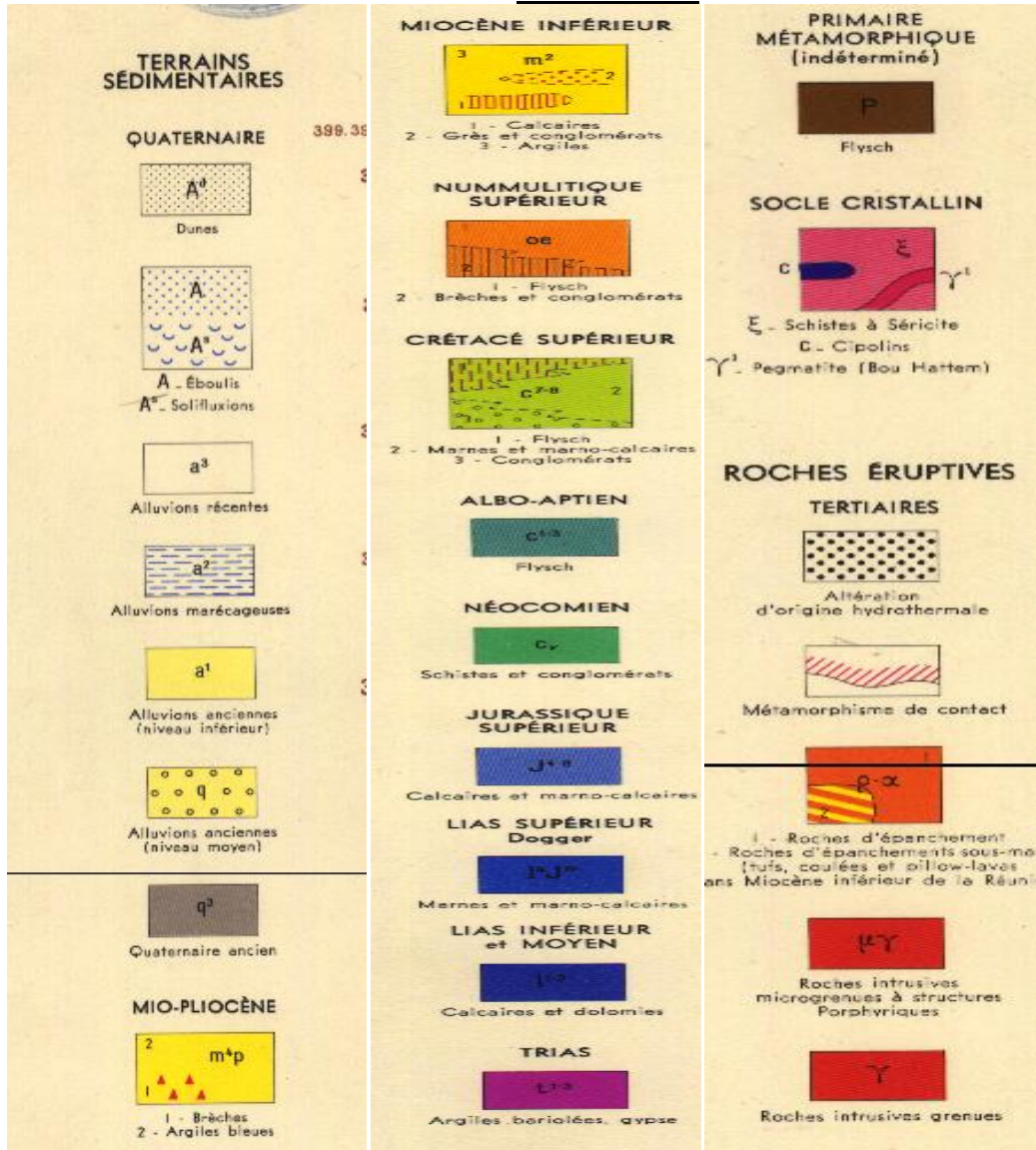
ANNEXES

ANNEXES :



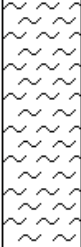

CARTE GEOLOGIQUE DE BEJAIA



LEGENDE



ESSAIS AU SONDAGE CAROTTE

 مختبر الصومام للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC01											
Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN Endroit : CW173 IGOUMADHENE		Dossier N° : 001.EG.2014 Client : DUC BEJAIA											
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 12 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS : X : Y : Z :											
Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>											
Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
	-0.50 0.50									∇ ∇ ∇	Terre végétale.		
1.0											Marnes argileuses altérées associées à des fragments de marnes schisteuses.		
2.0											Marnes schisteuses altérées et friables.		
3.0	-3.00 3.00										Marnes schisteuses grisâtres indurées évoluant à des marnes schisteuses moyennement compactes.		
4.0													
5.0													
6.0													
7.0	-7.20 7.20												
8.0													
9.0													
10.0													
11.0													
12.0	-12.00 12.00										Fin du forage à une profondeur de 12 m.		
13.0													
14.0													
15.0													
16.0													
17.0													
REMARQUES :										TYPE D'ÉCHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABRÉVIATIONS : AG : Analyse granulométrique B : Bélimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau P _v : Poids volumique(Gd, G _n) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à renforcement	
Préparé par :					Vérifié par :					18/05/2014		Page : 1 de 1	



مخبر الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية
LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS
 BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS
 SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009
 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia
 Tél : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC02

Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHENE

Dossier N° : 001.EG.2014

Endroit : CW173 IGOUMADHENE

Client : DUC BEJAIA

Date début :
 Date fin :
 Profondeur forée (m) : 15
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage :
 Type forage :
 Foreuse :

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Elévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
	-0.30													Terre végétale.	
1.0	0.30													Marnes argileuses beiges altérées	
2.0	-2.00													Marnes grises interstratifiés avec des bancs centimétriques de grés compactes	
3.0	2.00														
4.0															
5.0															
6.0															
7.0															
8.0															
9.0															
10.0															
11.0															
12.0															
13.0															
14.0															
15.0	-15.00													Fin du forage à une profondeur de 15 m.	
16.0	15.00														
17.0															

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sédimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL,PI)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gd, G_n)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 GL : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

18/06/2014

Page : 1 de 1



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC03

Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN

Dossier N° : 001.EG.2014

Endroit : CW173 IGOUMADHENE

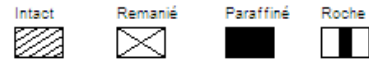
Client : DUC BEJAIA

Date début :
 Date fin :
 Profondeur forée (m) : 8
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X :
 Y :
 Z :

Boue de forage :
 Type forage :
 Foreuse :

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	FQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.0	-0.80 0.80										Terre végétale.	
2.0	-2.20 2.20										Marnes argileuses beige graveleuses à caillouteuses à concrétions gypseuses	
3.0	-2.70 2.70										Eboulis gréseux à matrice marneuses altérées.	
4.0	-4.60 4.60										Marnes grises altérées	
6.0	-6.00 6.00										Marnes schisteuses altérées et friables.	
8.0	-8.00 8.00										Fin du forage à une profondeur de 8 m.	

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

ABREVIATIONS :

CF : Carottier fendu
 TM : Tube à paroi mince
 PS : Tube à position fixe
 CR : Tube carottier
 TO : Tube ouvert

AG : Analyse granulométrique
 B : Bédimentomètre
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(ρ_d, ρ_n)
 AC : Analyse chimique
 CIS : Cisaillement rectiligne
 TR : Cisaillement Triaxial
 Rc : Résistance à la compression
 OED : Essai oedométrique
 G_L : Gonflement libre
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

18/06/2014

Page : 1 de 1

ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE



مختبر الصوامع للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء، الطرق والاشغال العمومية
 LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS
 BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS
 SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009
 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia
 Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91

Essai de Pénétration Dynamique

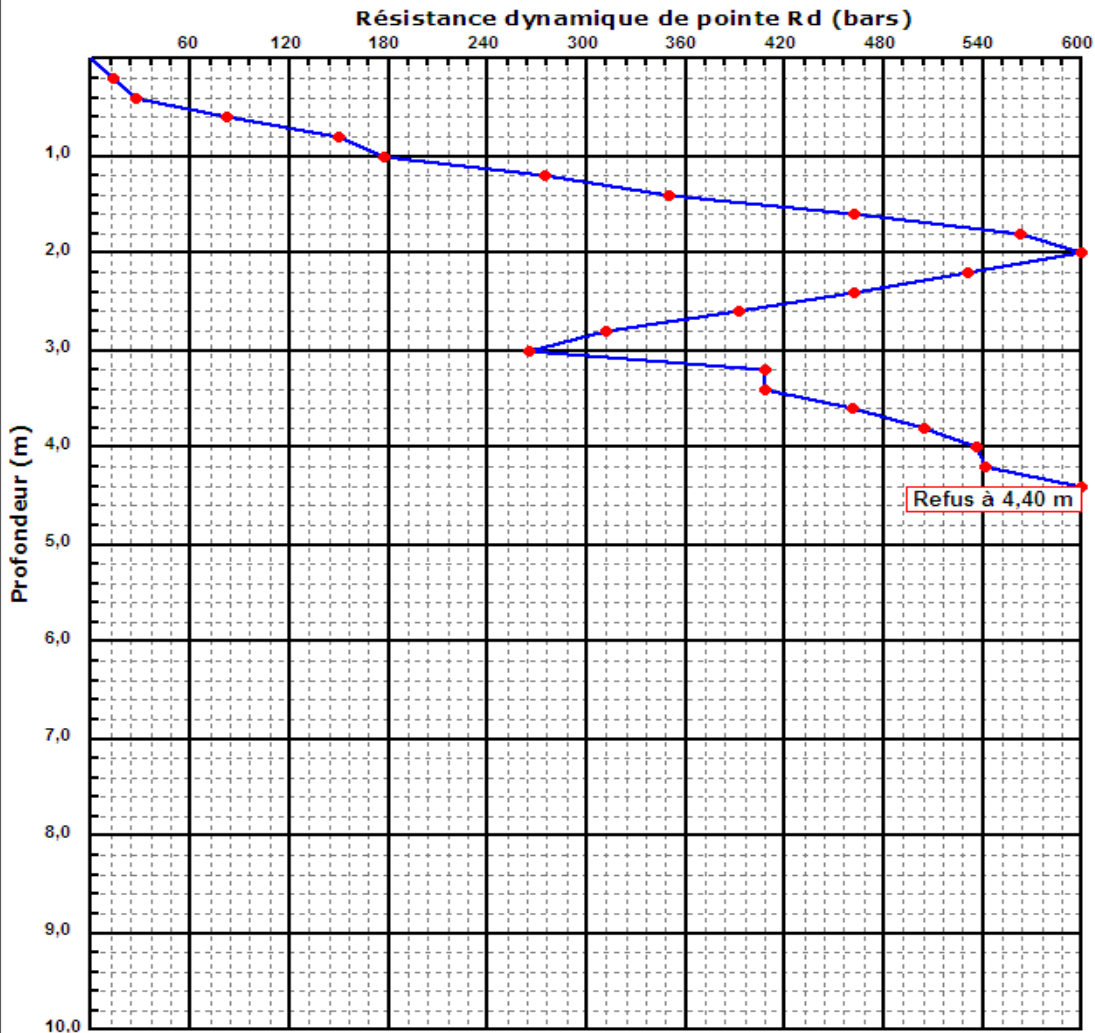
INTITULE : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN
 N°DOSSIER : 001.EG.2014
 LIEU : CHEMINI
 CLIENT : DUC BEJAIA
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P01

Localisation :

Coordonnées GPS :

X: Z:
 Y:



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 75 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

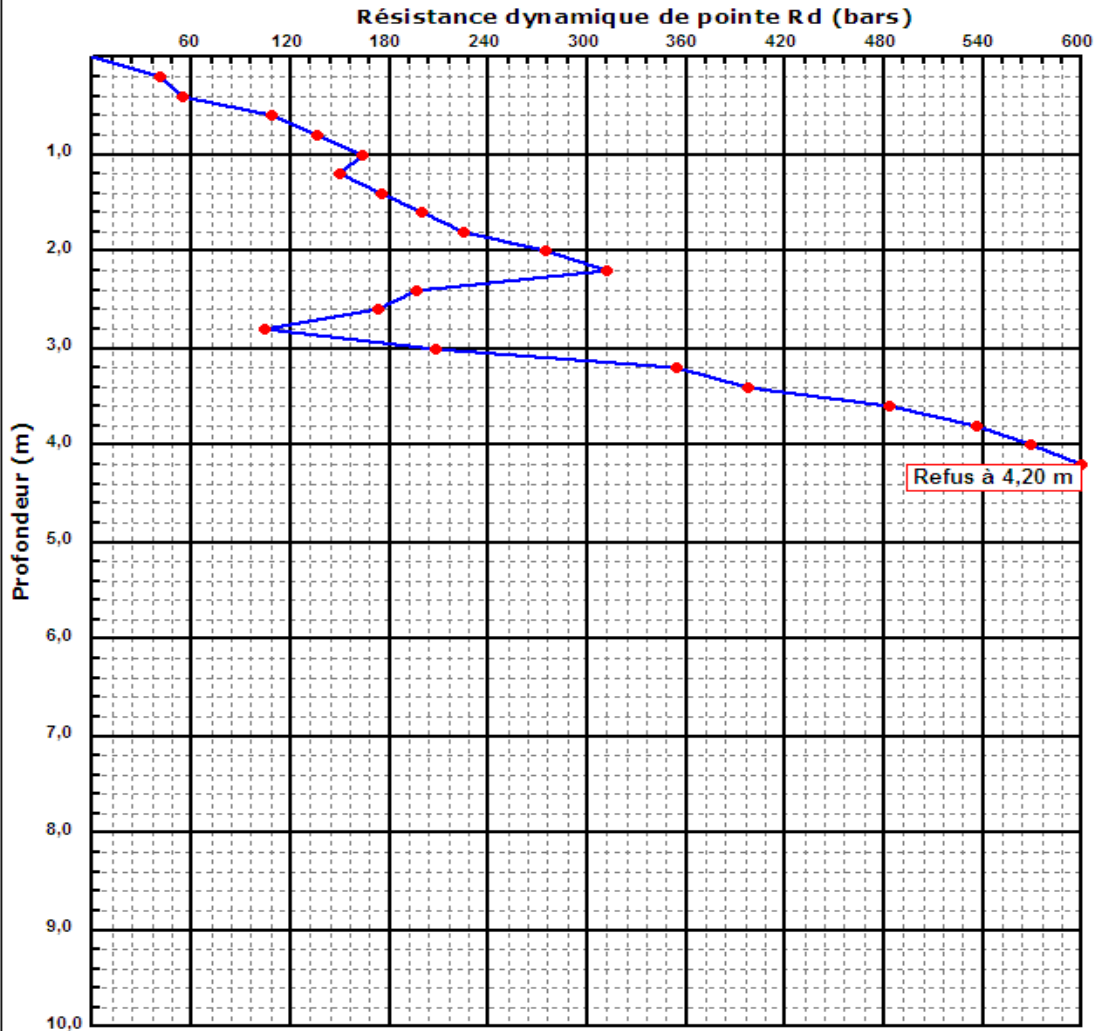
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN
 N°DOSSIER : 001.EG.2014
 LIEU : CHEMINI
 CLIENT : DUC BEJAIA
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P02
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X : Z :
 Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m) : 0 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 75 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

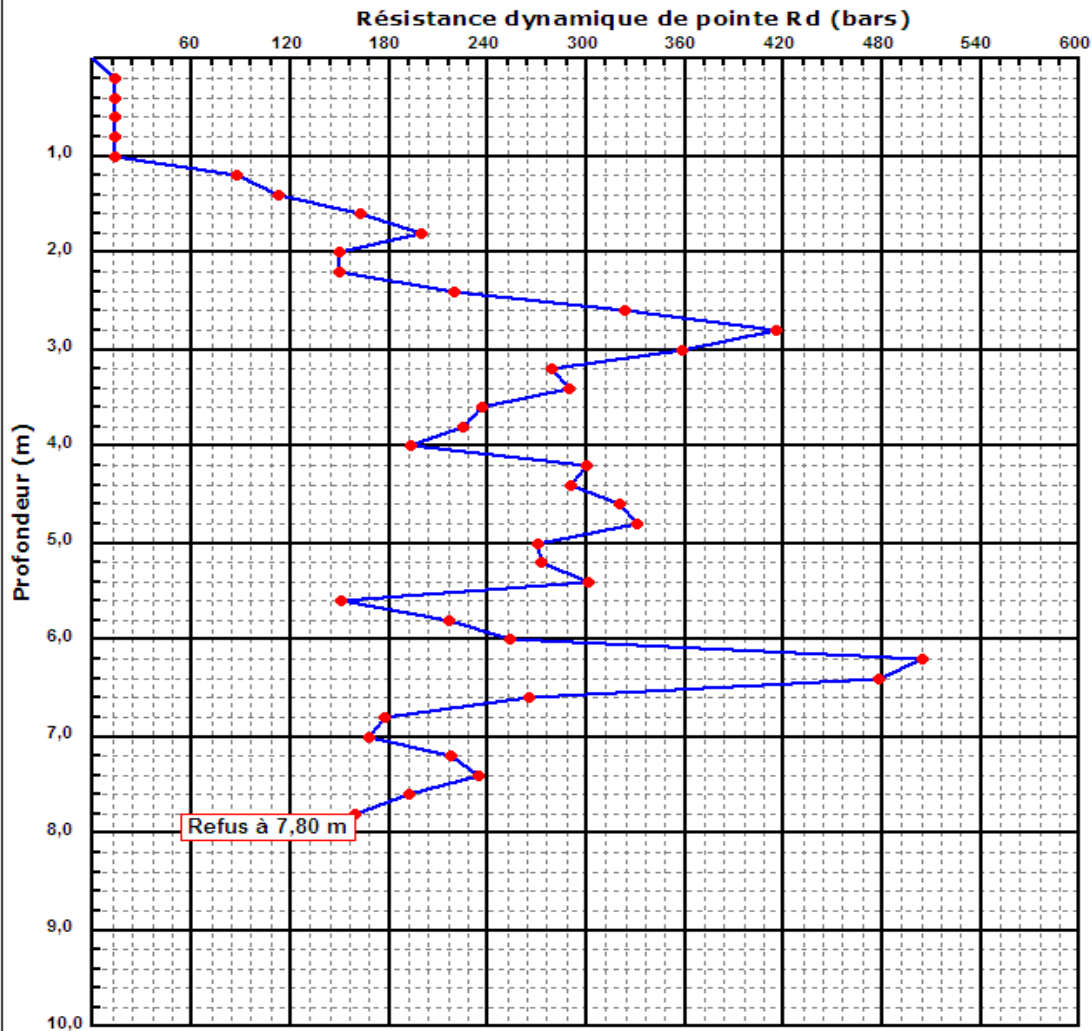
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e / N \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOMADHEN
 N°DOSSIER : 001.EG.2014
 LIEU : CHEMINI
 CLIENT : DUC BEJAIA
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P04
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X :
 Y :
 Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse endume + guidage Mouton (m) : 0 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 75 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

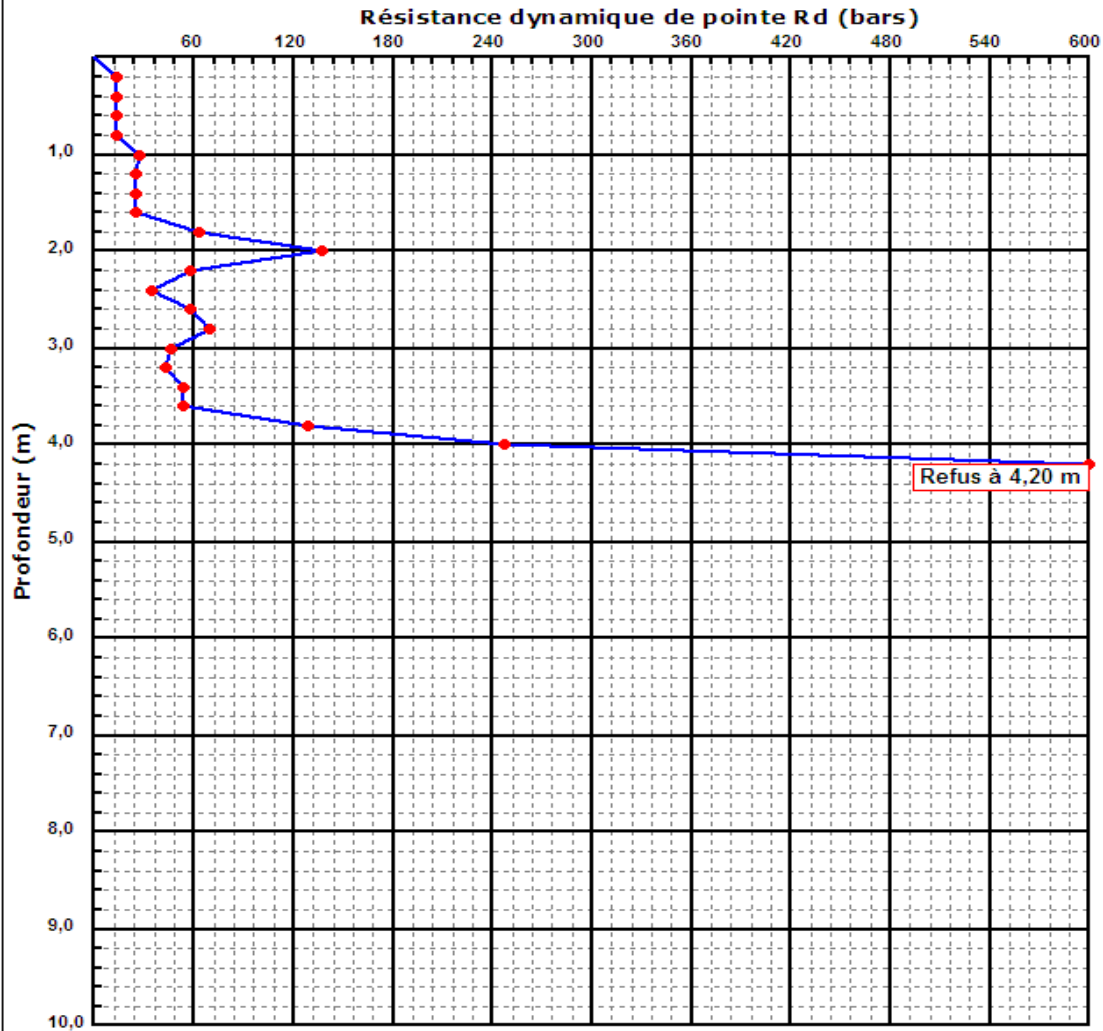
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN
N°DOSSIER : 001.EG.2014
LIEU : CHEMINI
CLIENT : DUC BEJAIA
DATE ESSAIS :

Référence essai : P05
Localisation :
Coordonnées GPS :
X : Z :
Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

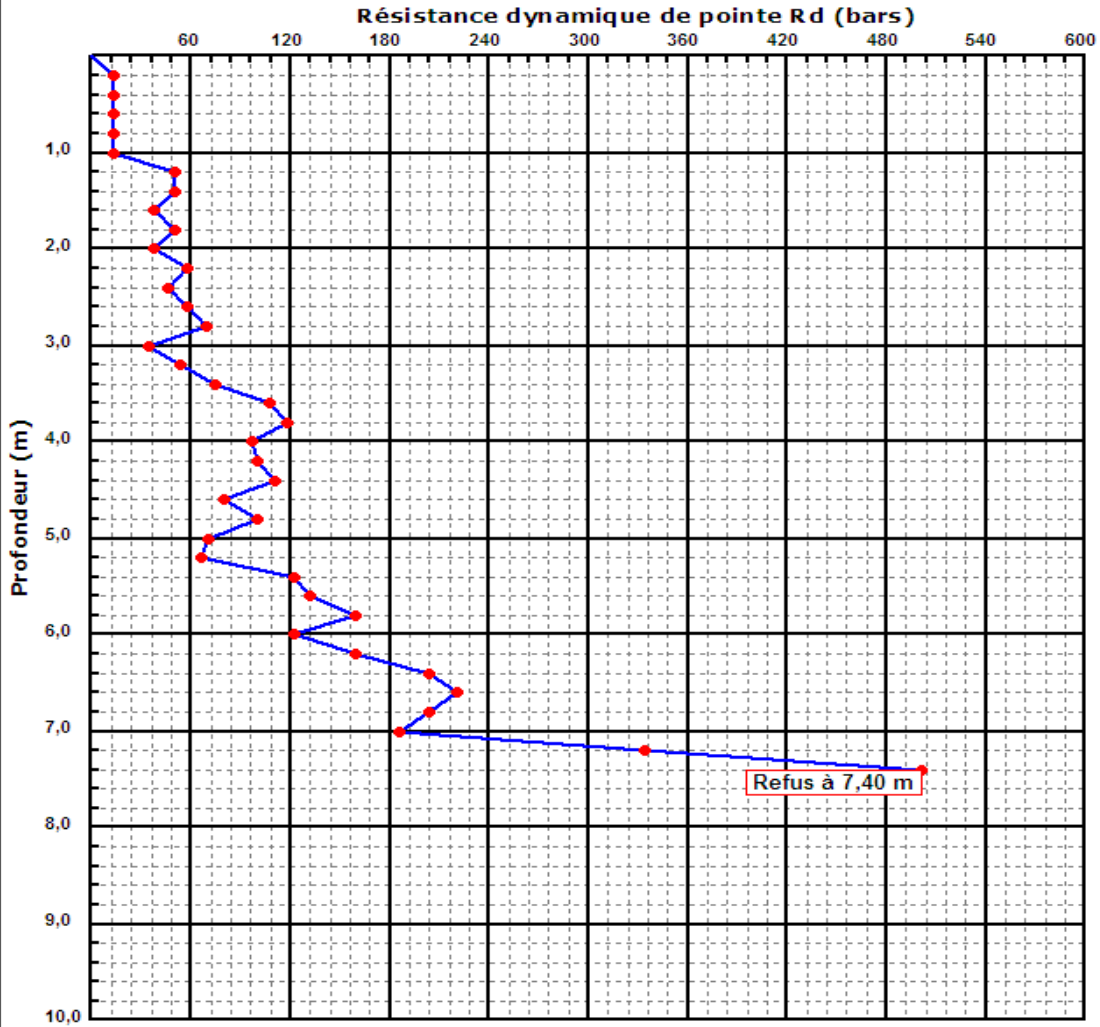
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN
 N°DOSSIER : 001.EG.2014
 LIEU : CHEMINI
 CLIENT : DUC BEJAIA
 DATE ESSAIS :

Référence essai : P06
 Localisation :
 Coordonnées GPS :
 X :
 Y :
 Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

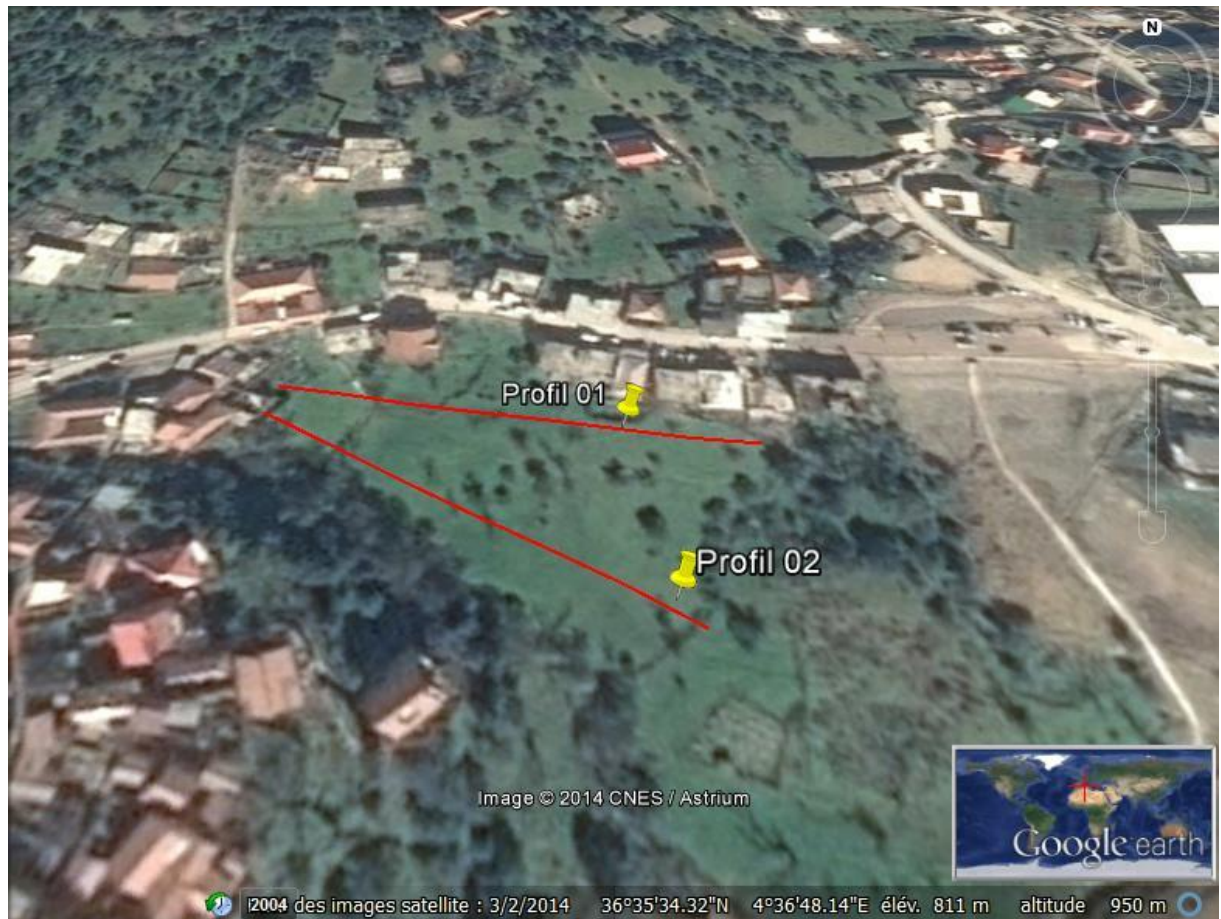
Masse enclume + guidage Mouton (m') : 0 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 75 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :


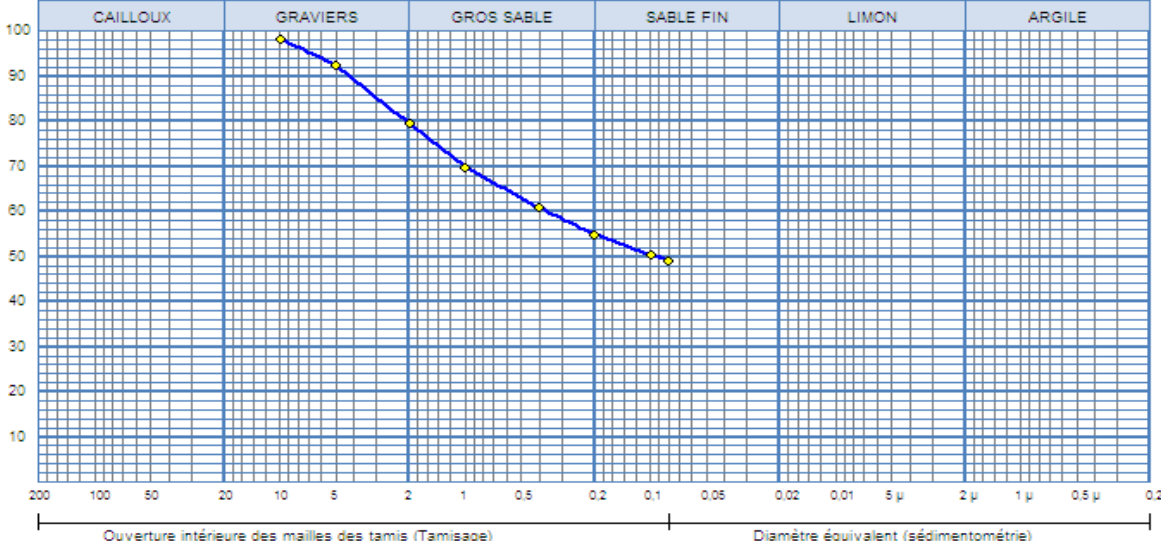
$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e/N \times (m + \sum m')}$$

IMPLANTATION DES PROFILS MULTI ELECTRODES



Plan d'implantation des Profils multi électrodes et Sondages électriques

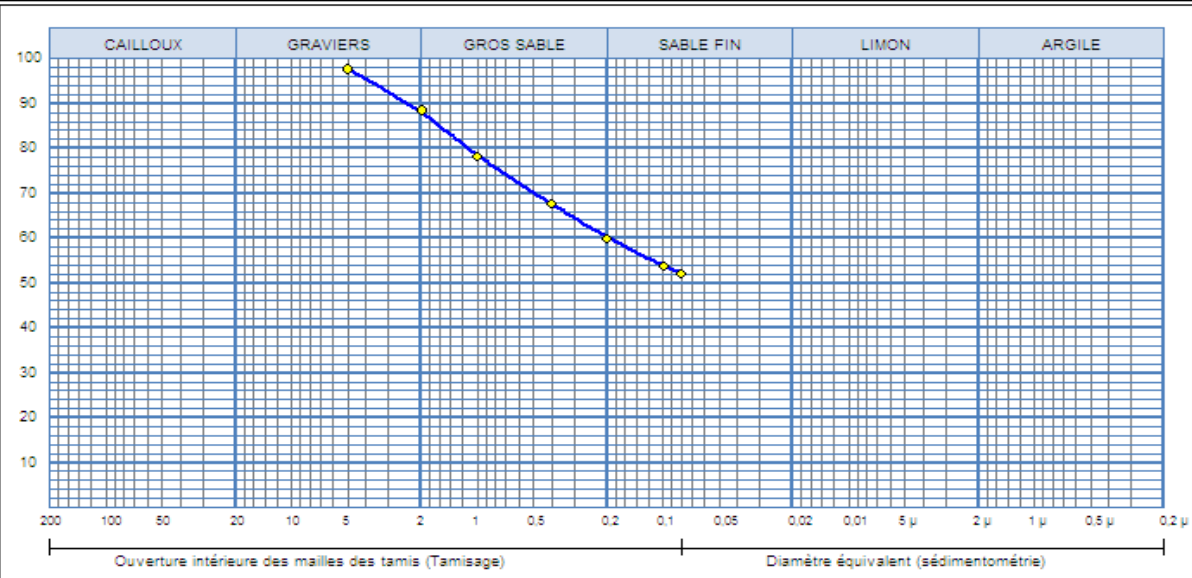
ANALYSE GRANULOMETRIQUE

	<p>مخبر الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAN : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUINA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NF P 94-056 / NF P 94-057</p>																																																																									
Client : DUC BEJAIA Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN Endroit : CHEMINI		N° Projet : 001.EG.2014																																																																									
Sondage n° : SC01 Profondeur : 1.2-2.0m Matériaux : Provenance : Date essais :		Sondage: SC01 : 1.2-2.0m																																																																									
																																																																											
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisat (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisat (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>10,00</td><td>98,34</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>5,00</td><td>92,55</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>2,00</td><td>79,51</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>1,00</td><td>69,82</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,40</td><td>60,87</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,20</td><td>54,92</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,10</td><td>50,46</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0,08</td><td>49,14</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)	10,00	98,34			5,00	92,55			2,00	79,51			1,00	69,82			0,40	60,87			0,20	54,92			0,10	50,46			0,08	49,14			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 µ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificat°</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>I.P (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—◆—</td> <td>49,14 %</td> <td>%</td> <td>%</td> <td>0 %</td> <td>SA</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°	W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	—◆—	49,14 %	%	%	0 %	SA																		
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																									
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)																																																																								
10,00	98,34																																																																										
5,00	92,55																																																																										
2,00	79,51																																																																										
1,00	69,82																																																																										
0,40	60,87																																																																										
0,20	54,92																																																																										
0,10	50,46																																																																										
0,08	49,14																																																																										
Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°																																																																						
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)																																																																							
—◆—	49,14 %	%	%	0 %	SA																																																																						
Remarque :																																																																											
Préparé par :		Approuvé par :																																																																									
		Date :																																																																									



Client : DUC BEJAIA N° Projet : 001.EG.2014
 Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN
 Endroit : CHEMINI

Sondage n° : SC02 —●— Sondage: SC02 : 1.0-1.50m
 Profondeur : 1.0-1.50m
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	97,74		
2,00	88,56		
1,00	78,13		
0,40	67,70		
0,20	60,00		
0,10	53,77		
0,08	52,14		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ^e
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—●—	52,14 %	%	%	0 %	

Remarque :

Préparé par : Approuvé par : Date :

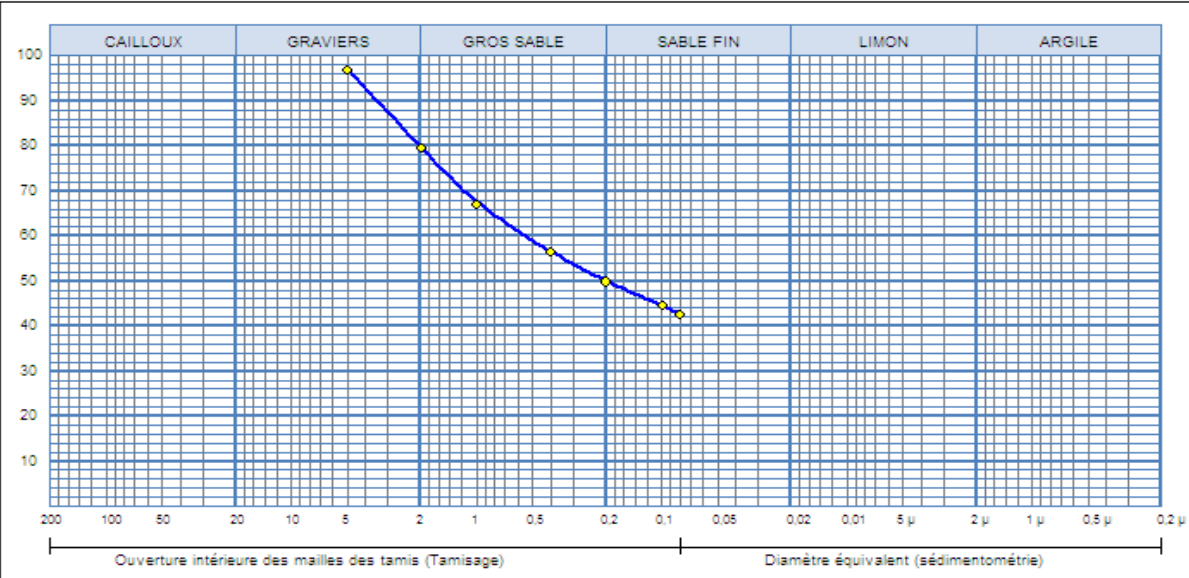


مخبر الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية
LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS
BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS
 SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009
 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia
 Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
 NF P 94-056 / NF P 94-057

Cliant : DUC BEJAIA N° Projet : 001.EG.2014
 Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN
 Endroit : CHEMINI

Sondage n° : SC02 Sondage: SC02 : 2.10-2.70m
 Profondeur : 2.10-2.70m
 Matériaux :
 Provenance :
 Date essais :




Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	98,94		
2,00	79,82		
1,00	66,95		
0,40	56,48		
0,20	49,89		
0,10	44,51		
0,08	42,70		

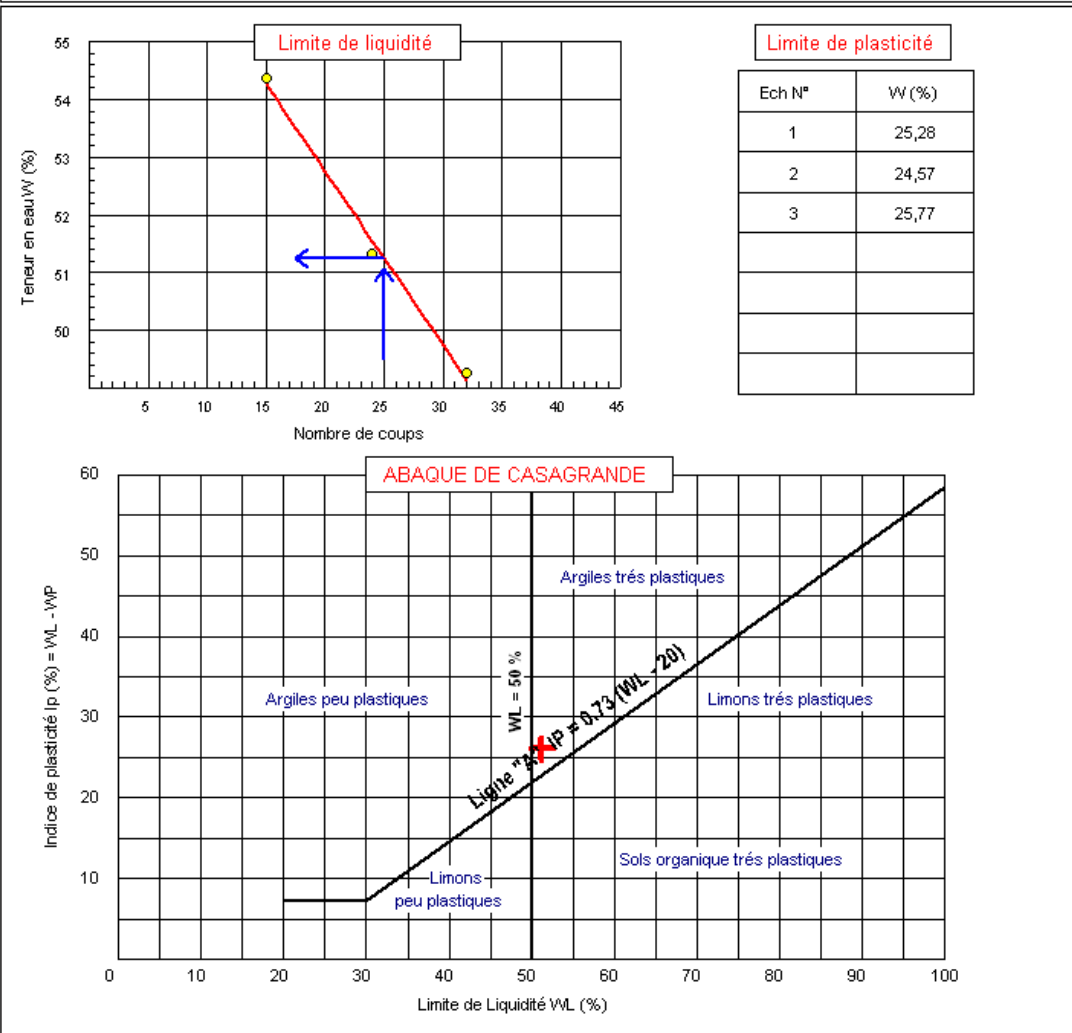
Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat ^f
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	42,70 %	%	%	0 %	SA

Remarque :

Préparé par : Approuvé par : Date :

LIMITES D'ATTERBERG

	<p>مركز الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية</p> <p>LABORATOIRE SOUMMAN : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS</p> <p>BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</p> <p>SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009</p> <p>Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI</p> <p>Limites d'Atterberg</p> <p>NF P 94-051</p>
<p>Client : DUC BEJAIA</p> <p>Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN</p> <p>Endroit : CHEMINI</p>		<p>N° Projet : 001.EG.2014</p>
<p>Sondage n° : SC02</p> <p>Profondeur : 2.10-2.70m</p> <p>Nature :</p>		<p>Date essais :</p>
<p>Limite de Liquidité (%) : WL = 51,25</p> <p>Limite de Plasticité (%) : WP = 25,21</p> <p>Indice de Plasticité (%) : IP = 26,04</p>		<p>Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 18.85</p>



Remarque :		
Préparé par :	Approuvé par :	Date :



Client : DUC BEJAIA

N° Projet : 001.EG.2014

Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN

Endroit : CHEMINI

Sondage n° : SC01

Date essais :

Profondeur : 2.30-2.70m

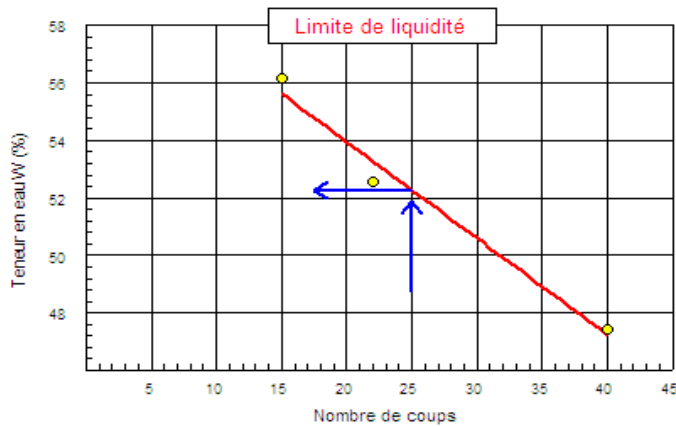
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 52,27

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 17,86

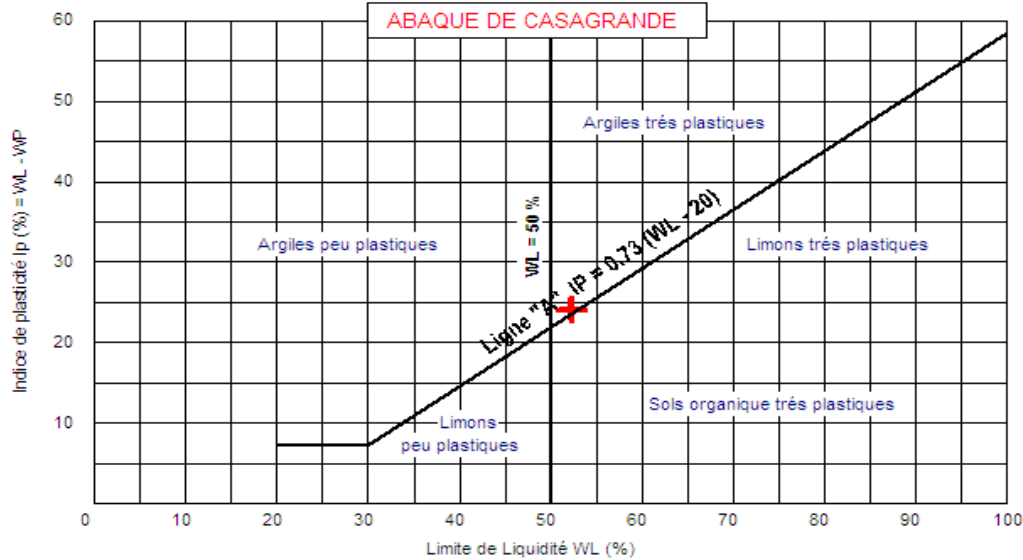
Limite de Plasticité (%) : WP = 28,17

Indice de Plasticité (%) : IP = 24,10



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	28,38
2	28,55
3	27,57



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

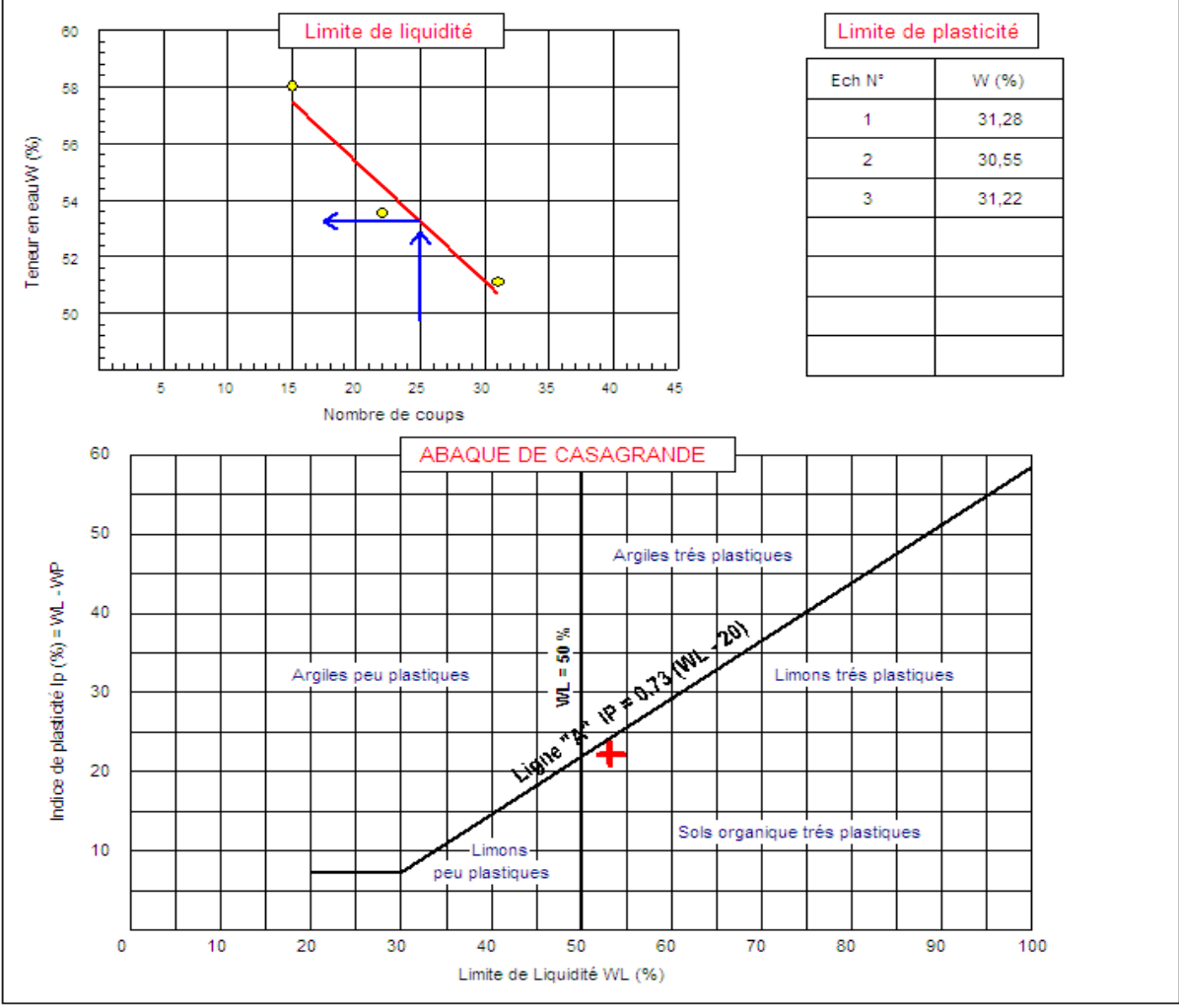


مختبر الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية
LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS
 BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS
 SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009
 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia
 Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
 NF P 94-051

Client : DUC BEJAIA N° Projet : 001.EG.2014
 Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOMADHEN
 Endroit : CHEMINI
 Sondage n° : SC02 Date essais :
 Profondeur : 2.10-2.70m
 Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 53,25 Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 14.52
 Limite de Plasticité (%) : WP = 31,02
 Indice de Plasticité (%) : IP = 22,23



Remarque :

Préparé par : Approuvé par : Date :



مختبر الصوامم للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية
LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIEAUX CONSTRUCTIONS
 BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS
 SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009
 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia
 Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg
 NF P 94-051

Client : DUC BEJAIA
 Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUADHEN
 Endroit : CHEMINI

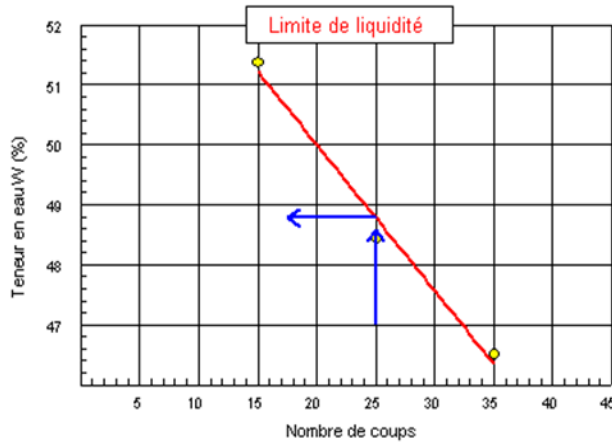
N° Projet : 001.EG.2014

Sondage n° : SC02
 Profondeur : 2.10-2.70m
 Nature :

Date essais :

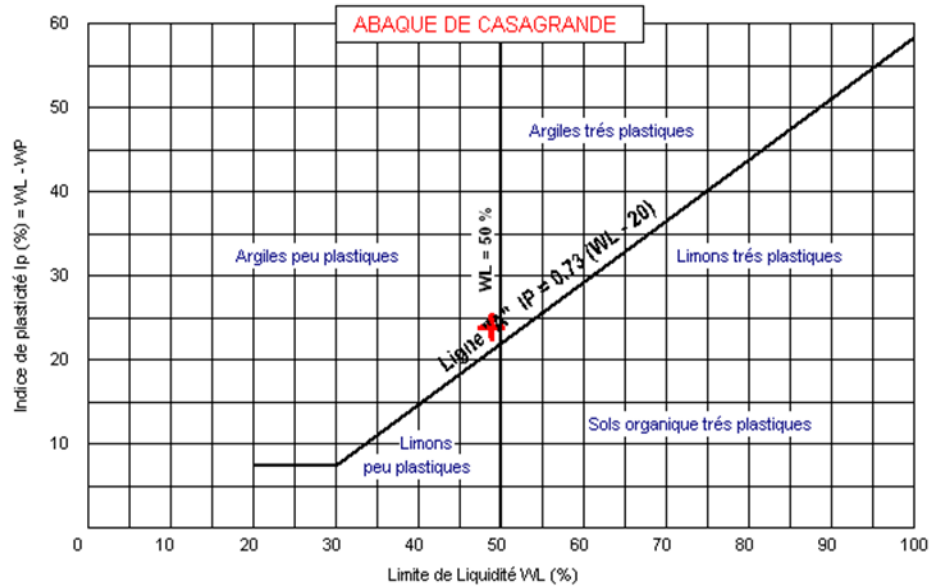
Limite de Liquidité (%) : WL = 48,78
Limite de Plasticité (%) : WP = 24,96
Indice de Plasticité (%) : IP = 23,82

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 24,96



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	24,08
2	25,25
3	25,54



Remarque :

Préparé par :
 T.GHANEM

Approuvé par :
 A.D.JOUDER

Date :

ESSAIS DE CISAILLEMENT



مختبر الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة لمواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية
LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS
 BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS
 SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009
 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia
 Tél : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91

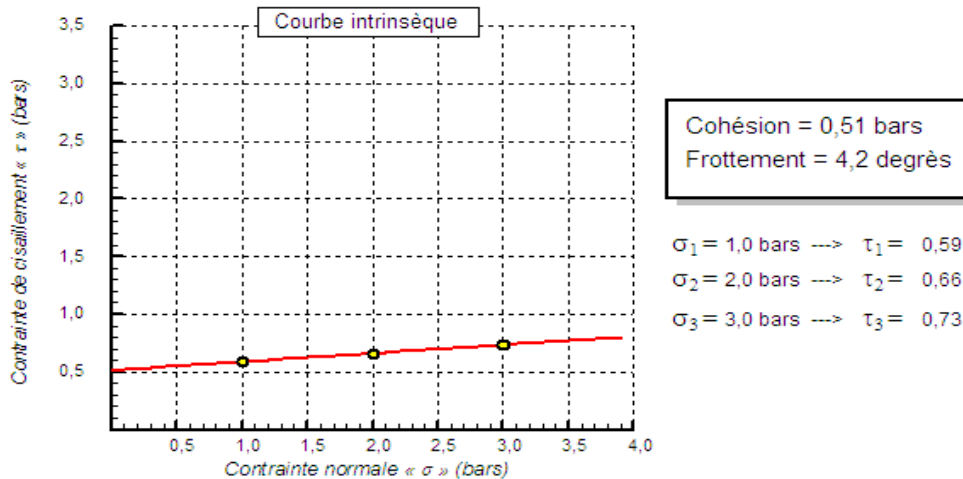
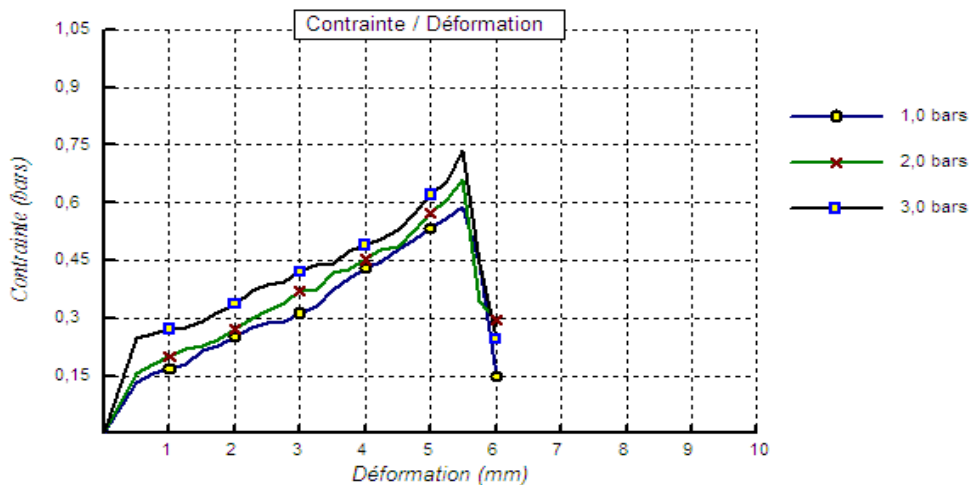
RAPPORT D'ESSAI
ESSAI DE CISAILLEMENT
 NF P 94-071-1

Client : DUC BEJAIA
 Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUADHEN
 Endroit : CHEMINI

N° Projet : 001.EG.2014

Sondage n° : SC01
 Profondeur : 2.3-2.70m
 Nature :
 Date essais :

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

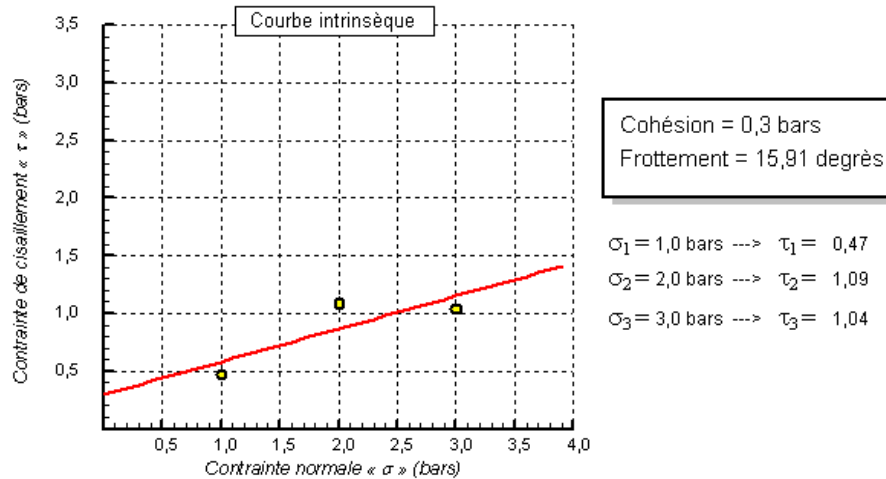
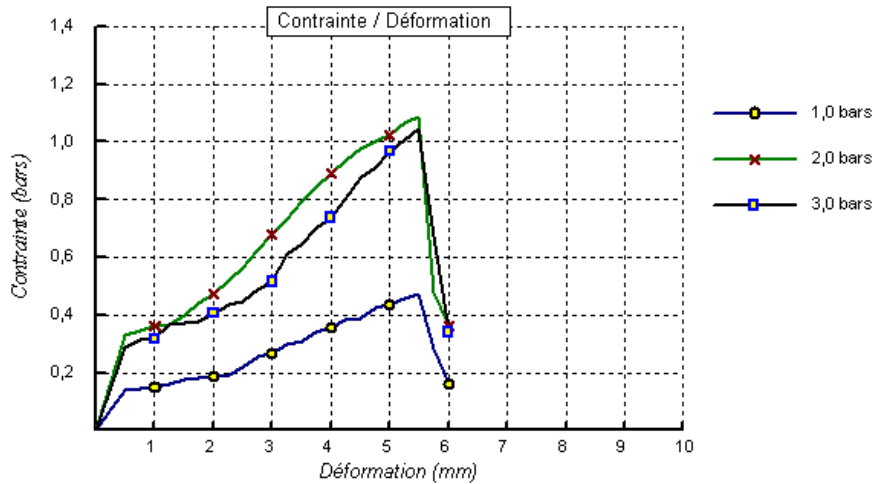


Client : DUC BEJAIA
Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN
Endroit : CHEMINI

N° Projet : 001.EG.2014

Sondage n° : SC01
Profondeur : 2.3-2.70m
Nature :
Date essais :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

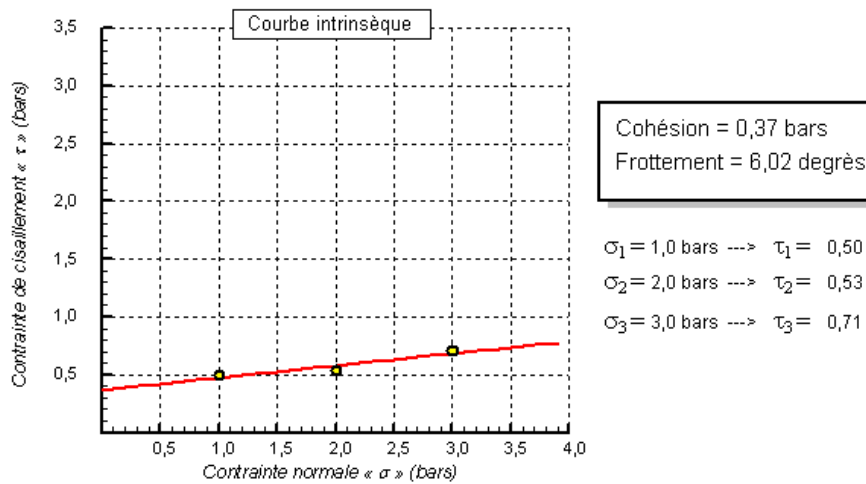
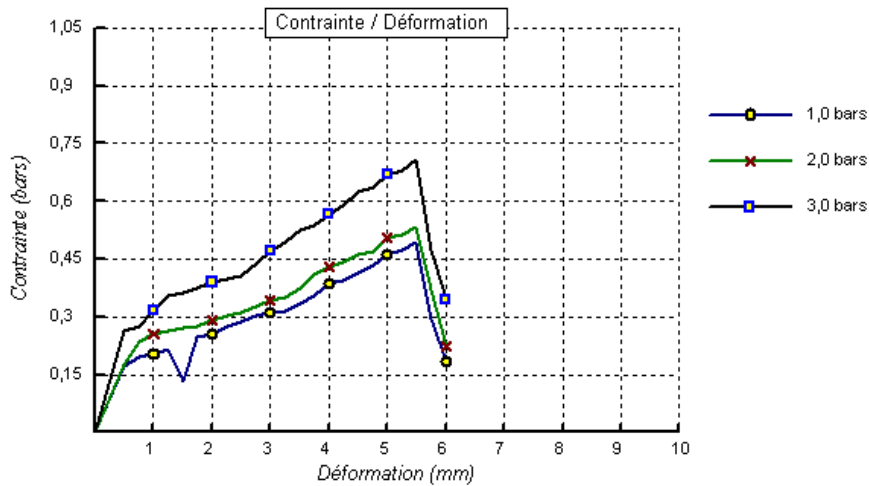


Client : DUC BEJAIA
 Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN
 Endroit : CHEMINI

N° Projet : 001.EG.2014

Sondage n° : SC01
 Profondeur : 2.3-2.70m
 Nature :
 Date essais :

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

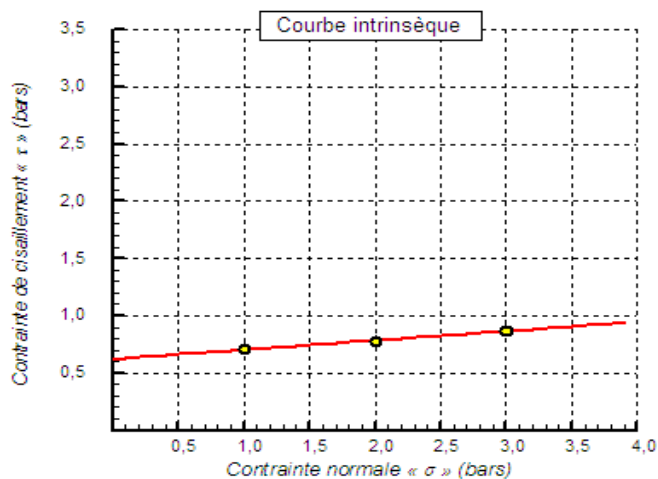
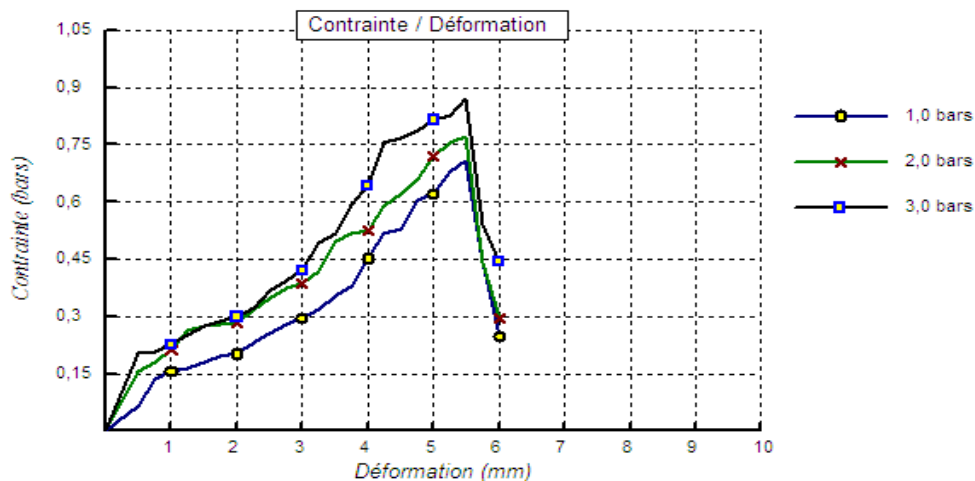


Cliant : DUC BEJAIA
Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN CW173 IGOUMADHEN
Endroit : CHEMINI

N° Projet : 001.EG.2014

Sondage n° : SC02
Profondeur : 4.3-4.70m
Nature :
Date essais :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn



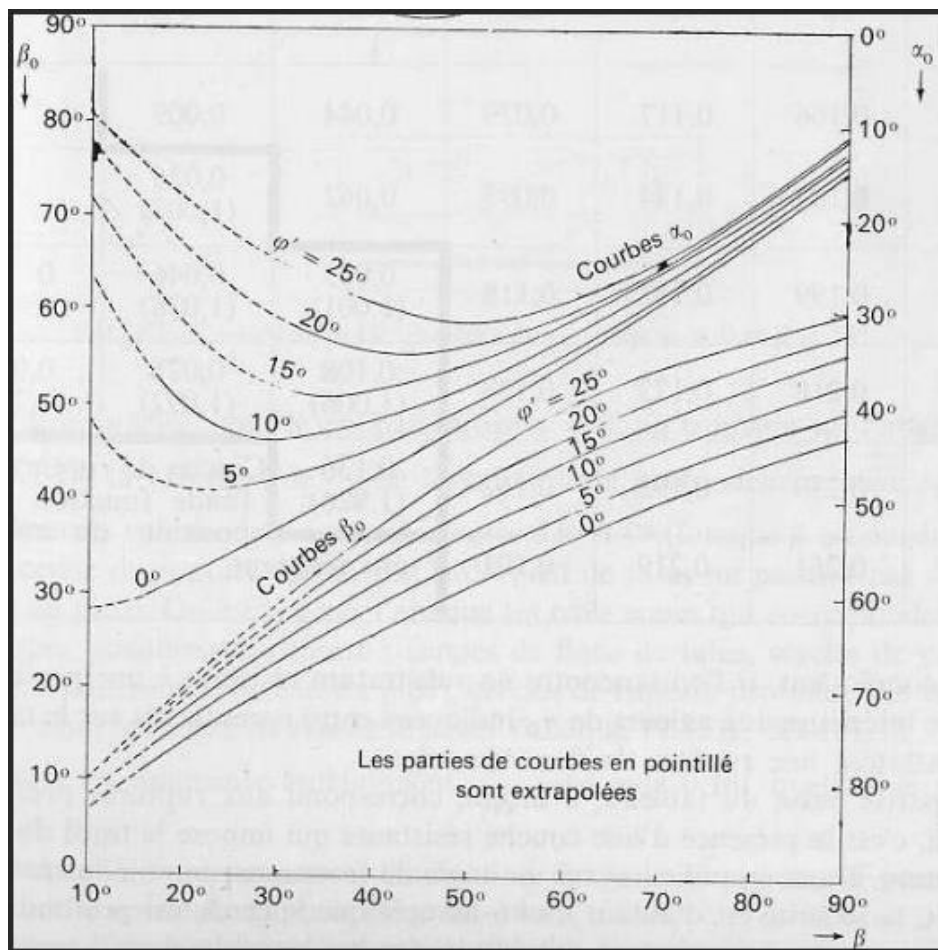
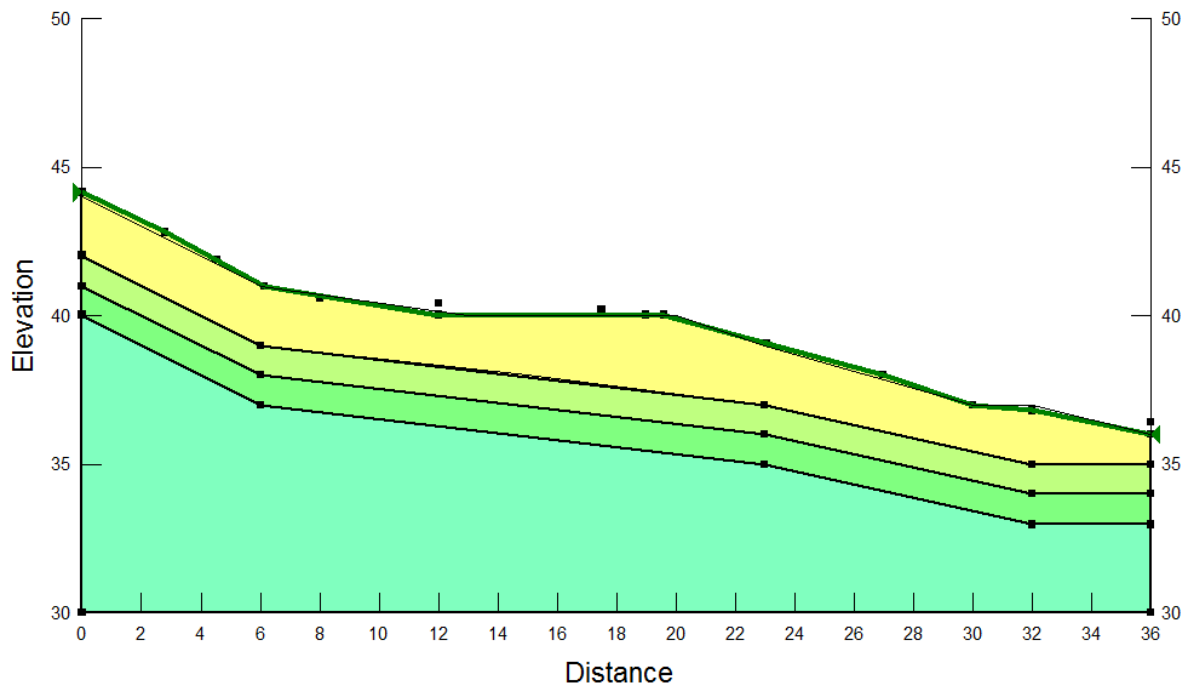
Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

COUPE GEOLOGIQUE AA'



L'abaque de Biarez(1965)

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

Tableau de ferrailage.