REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Etude de confortement du glissement de terrain au niveau du contournement sud de la ville de Médéa du pk8+475 au pk8+775

Présenté par :

Lebied Fares
Meziane Khaled
Beltas Karim

Dirigé par :

BENSAADA ABDELHALIM

Promotion Juin 2020

Remerciement

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

Nous tenons à exprimer notre gratitude à Monsieur BENSAADA Abdelhalim, enseignant à l'université de Médéa, 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 DTP de Médéa pour l'aide qui nous ont donnés pour le bon déroulement de ce travail.

Nos profonds remerciements vont à Mrs ELHADI 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.

Dédicaces

Dédicaces A ma chère maman et mon père pour son soutien précieux de tous les instants.

A mon frère et mes sœurs

*A toute la famille *LEBIED ET BELKADI**

A me binômes. A tous mes amis

A toute la promo géotechnique 2019/2020

Fares

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 MEZIANE**

A me binômes ainsi qu'à toute sa famille.

A tous mes amis (es).

A toute la promotion Géotechnique 2019/2020

Khaled

A ma chère maman et mon père pour son soutien précieux de tous les instants

A mon frère et ma sœur.

A toute la famille

A me binôme A tous mes amis

A toute la promo géotechnique d'université Médéa 2019/2020

Karim

ملخص

إنزلاقات التربة من الظواهر الطبيعية الخطيرة والمعقدة تحكمها أسباب وعوامل شتى، وهي منتشرة وشائعة في ولاية المدية . وقد تسبب انزلاق التربة المتمركز شمال مدينة المدية بإتلاف جزء من الطريق (CW N°238/ PK 8+475 au pk8 + 775).

نهدف من خلال عملنا هذا إلى إجراء فحص ودراسة جيوتقنية لظاهرة، لهذا بدأنا بعموميات حول حركة التربة وبالضبط انزلاق التربة، مميزاتها، أنواعها، أسبابها، والحلول المقترحة والطرق حسابها، .

بعد ذلك قمنا بتحليل رقمي لهذا المنحدر بواسطة برنامج طالرن نسخة 4 الثنائي الأبعاد من خلال طريقة (بيشوب)بهدف حساب معامل الأمان ،أخيرا حللنا تدعيم المنحدر باستعمال جدار داعم منشأ على أوتاد من الخرسانة

Résumé

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux et très complexes qui dépendent de plusieurs paramètres et critères, répandu à la wilaya de Médéa.

Ce phénomène survenu au nord de la ville de MEDEA a fait beaucoup de dommage sur la route (CW N°238/ PK 8+475 au pk 8+ 775).

Notre travail a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, on a débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème.

L'analyse numérique du talus a été faite avec un code de calcul bidimensionnel, intitulé TALREN V4 qui utilise une méthode (Bishop), dans le but de déterminer le coefficient de sécurité. Le renforcement du talus a ensuite été analysé en méthodes de confortement

Mur de soutènement sur des pieux.

Abstract

Landslides are very dangerous and very complicated phenomena that depend on several parameters and criteria, widespread in the wilaya of Médéa.

This phenomenon observed at the north of the city Médéa a lot of damage on the road (CW N°238/ PK 8 +475 to pk8+775).

This work is designed to perform a geotechnical study investigation of the phenomenon. To this end, we started our study with generalities on the landslides, types, properties, causes and methods adopted for the calculation of this type of problem.

Numerical analysis of the slope was made with a two-dimensional code calculation, entitled Talren4, uses methods (Bishop) to determine the factor of safety.

Then, the slope strengthening was analyzed by introducing: Supporting wall at pile.

SOMMAIRE

Remerciemment
Dédicace
ملخص
Résumé
Abstract
Introduction générale

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

I. 1. Définition des mouvements de terrain..... 2
I.1.1.1. Les mouvements lents et continus 2
I.1.1.2. Les mouvements rapides et discontinus 2
I.1.2. Description des principaux types de mouvement. 2
I.2. définition de glissement de terrain 4
I.3. type de glissement de terrain. 5
I.4. principales causes des glissements de terrain.....7
I.4.1. action et influence de l'eau …… ..... ……..7
I.4.2. action de la pesanteur. 7
I.4.3. la nature de terrain 8
I.4.4. les actions mécaniques externes 8
I.4.5. actions sismiques 8
I.4.6. action de déboisement 9
I.4.7. action anthropiques 9
I.5. méthodes de calcul de glissement terrains 9
I.5.1. introduction en règle générale 9
I.5.2. détermination du facteur de sécurité…….9
I .5.3. Établissement du modèle et choix des caractéristiques……10
I .5.4.différentes méthode de calcule ……..……10
I .5.4.1. méthode globale……11
I .5.4.2. méthode des tranches ……11
I .5.4.3. méthode des perturbations ……18
I .5.4. cas particulier (glissement plan)……19

Chapitre II : *Fondations profondes*

II .1. Introduction ……23
II .2. Définition d'un pieu ……..……..24
II .3. Principaux types de pieux ……..……..…25
II.3.1 Les pieux exécutés en place sans extraction de terre (pieux battus)……..25

II.3.1.1 Pieux battus en métal …….26
II .3.1.2 Pieu battus en bois……...……26
II .3.1.3 Pieux battus pilonnés ……26
II .3.1.4 Pieux moulés à tube battu ……...27
II .3.1.5 Pieux vissés moulés ……..……..…28
II .3.2 Les pieux exécutés avec extraction de la terre (pieux forés) :……..……29
II .4 PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT …….…….30
II .4.1 Cas d'un pieu isolé ……...…30
II .4.2 Cas de groupes de pieux : …….31
II .5.DETERMINATION DE LA CHARGE LIMITE D'UN PIEU ISOLE ….…32
II .6. DIMENSIONNEMENT DES PIEUX …….…….....33
II .6.1 Dimensionnement par la méthode pressiométrique ……..33
II .6.1.1 Détermination de la contrainte limite de pointe q_{pu} ……33
II .6. 2 Détermination des charges admissibles sous différentes sollicitations …33
II .7. REALISATION DES PIEUX ……..…….34
II .7. 1 Principes de conception …….……..35
II .7. 1. 2 Cas des groupes de pieux isolés: …….35
II .7. 1. 3 Cas des pieux soumis à des sollicitations non verticales en tête: ……..37

Chapitre III : *: Présentation de la zone d'étude et reconnaissance des sols*

III .1. INTRODUCTION……40
III .2. STATION DE PROJET……40
III.3. CONTEXTE GEOLOGIQUE……..40
III .4.OBSERVATION DES DESORDRES……41
III .5.CAUSE DE GLISSEMENT……42
III .6.RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE……43
III.6.1. Lithologie…….45
III.6.2. Essai de laboratoire…….46
III .7.Argile……47
III . 8. Marne…….….47
III .9. ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE……...47
III .9.1. Principe de l'essai : …….48
III .9.2. Résultats des essais : ……48
III.10. CONCLUSION……..…..49

Chapitre IV : *Modélisation numérique*

IV. 1. INTRODUCTION…….……...51
IV. 2. TOUR D'HORIZON…….……...52
IV. 2.1. Les principales caractéristiques de TALREN 4 …….……52
IV. 2.1.2. La gestion du phasage ……..…. 52
IV. 2.1.3. La recherche automatique de surfaces de rupture……54
IV .2.1.4. La méthode de calcul à la rupture (spirales logarithmiques) ……58
IV .2.1.5. La compatibilité avec les versions précédentes de TALREN…….58
IV .2.2. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface ……58
IV .3. Les différentes options pour la manipulation de l'interface……59
IV .3.1. Les différentes zones à l'écran ……..…59
IV .3.2. Le menu, les barres de boutons et le navigateur …… 60

IV .3.2.1. Le menu principal ……60
IV .3.2.2. Le menu contextuel …….……60
IV. 4. Vérification la stabilité du talus par logiciel talren v4……62

IV.4.1 Vérification de la stabilité avant confortement ……..62

IV.4.1 Vérification de la stabilité âpre la confortement : ……..63

Conclusion général……..66
références bibliographique…….67
annexe

Liste des figures

Chapitre I. Généralité sur les mouvements de terrain

Fig. I.01. Ecroulement d'Aokas (2015). (site web)……..03
Fig. I .02 . écroulement et chutes de blocs (SOURCE USGS). (site web)…….……..03
Fig. I. 03 . Schéma général du mécanisme de fluage (site web)…….....…….....04
Fig. I. 04 . Schéma type de coulée d'éboulis (site web)…….....04
Fig. I .05 .Schéma Explicatif du phénomène (site web) . …….....05
Fig. I .06 .le glissement plan ……..05
Fig. I.07 . Glissement rotationnel ……06
Fig. I .08 . Glissement rotationnel simple.……06
Fig. I .09 . Glissement rotationnel complexe. (En escalier). ……..07
Fig. I.10 schéma général …….....12
Fig. I .11. Equilibre des tranches (i) ABC……...13
Fig. I. 12. Découpage en tranches d'un talus …….15
Fig. I .13 . Décomposition complète ……...16
Fig. I. 14 . hypothèse de fillenius ……16
Fig. I. 15 .Cercle profond ……..……17

Chapitre II. *Fondations profondes*

Fig. II.01. Pieu dans un massif de sol (Technique de l'Ingénieur……25
Fig. II .02. Types des pieux battus en métal (Technique de l'Ingénieur) …….…….26
Fig. II. 03. Mise en œuvre des pieux battus pilonnés (Technique de l'Ingénieur)…….....27
Fig. II. 04. Mode d'exécution d'un pieu battu (Technique de l'Ingénieur)…….....27
Fig. II .05. Mise en œuvre d'un pieu vissé moulé (Technique de l'Ingénieur) …..…….....28
Fig. II .06. La machine spécialement conçue pour l'exécution complète des pieux vissés moulé (Technique de l'Ingénieur) …….……28
Fig. II.07. Mode d'opératoire des pieux forés tubé (Technique de l'Ingénieur) …….39
Fig. II .08. Principes de fonctionnement d'un pieu isolé ……..……30
Fig. II .09. Pieu isolé la zone compressible n'est pas influencée par le pieu……..31
Fig. II.10. Groupement de pieux la zone compressible est influencé par l'effet radier du groupe de pieux ……..….....31
Fig. II .11. détermination de la charge limite d un pie isolé …….32
Fig. II. 12. Réalisation de pieu isolé……..……35

Fig. II .13 . Réalisation de groupe des pieux.…….…….36
Fig. II. 14 . Pieu soumis à des sollicitations non verticales en tête **…..**….37
Fig. II. 15 . Les moment reprise sur les pieux **…….……..**….38

Chapitre III. ***: Présentation de la zone d'étude et reconnaissance des sols***

Fig. III. 1 Vus satellite de trace en Google Earth…….40
Fig. III.2. Erosion due au soutènement des eaux pluviales au niveau des talus de déblai… 41
Fig. III. 3 : Fissure et soulèvement de l'ordre de 80cm par endroit du niveau de la chausse..42
Fig. III. 4 : photo de caisse de sondage SC1 de 0 à 6m de profondeur……...44
Fig. III. 5 : Photo de caisse de sondage SC1 de 6 à 15m de profondeur…….44
Fig. III. 6: Photo de coupe lithologique de sondage SC1 de 6 à 15m de profondeur…….45
Fig. III.7: Péntrogramme 01……..48

Chapitre IV. *Modélisation numérique*

Fig. IV. 1 : Gestion des phases et situations……..…..54
Fig. IV. 2 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point de passage imposé : premier niveau de balayage…….55
Fig. IV. 3 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point de passage imposé : deuxième niveau de balayage (zoom)……..55
Fig. IV. 4 : Exemple de résultat de recherche automatique avec point de passage imposé dans Talren 4 (avec affichage de tous les cercles calculés) ……..56
Fig. IV.5:Principe de balayage dans le cas du calcul à la rupture (spirales logarithmiques)...56
Fig. IV. 6 : Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans Talren 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées) ……..57
Fig. IV.7 : Identification des zones à l'écran (en mode Phasage/Calculs)…….59
Fig. IV. 8. la barre de boutons principales……...61
Fig. IV. 9. La barre de bouton contextuelle "Donnée"…….61
Fig. IV. 10. La barre de boutons contextuelle "Phasage/…….62
Fig. IV.11.état initial avec talus instable…….62
Fig. IV.12. **.** Confortement avec nappe phréatique (instable nécessite un drainage et abaissement de la nappe)……..63
Fig. IV.13. Confortement sans nappe phréatique (talus stable)…….64

Liste des tableaux

Tableau II.1 :les charge de fluage (compession,traction)…… 34

Tableau II.2 : les valeurs des charges admissibles…….34

Tableau III.1 : Les caractéristiques géotechniques des sols étudiées……46

Tableau III.2 : donne les valeurs de la résistance de pointe minimale (Rd min) par tranche de sol de même résistance……48

Liste des symboles

C : Cohésion.
τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle.
σ : Contrainte.
σ’ : Contrainte effective (σ’ = σ – u)
σ3 : Contrainte principale mineur
σ1 : Contrainte principale majeur
φ : Angle de frottement interne du sol
ψ : Angle de dilatance du sol
ε : Déformation longitudinale
ν : Coefficient de Poisson
γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé
γ w : Poids volumique de l'eau (environ9,8)
γ h : Poids volumique humide du sol
γs : Poids volumique des grains
γd : Poids volumique sec du sol. e : L’indice des vides.
n : La porosité.
w : Teneur en eau.
Cu : Coefficient d'uniformité de Hazen.
Cc : Coefficient de courbure.
Wp : La limite de plasticité.
WL: la limite de liquidité.
Ip : L’indice de plasticité.
IL : L’indice de liquidité.
Ic : L’indice de consistance.
Sr: Degré de saturation. σ : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).
Cg : L’indice de gonflement. Cc : L’indice de compression.
Pc : Pression de consolidation.
Pl : La pression limite pressiométrique.
Pl* : La pression limite nette.
R.P.A: Règles Parasismiques Algériennes.
A : section droite de la pointe.
e : pénétration moyenne par coup.
g : accélération de la pesanteur.
H : hauteur de chute.
M : masse du mouton.
M’ : somme des masses du train de tiges, de l’enclume et de la tige guide.
Rp: Résistance de pointe.
Fs: coefficient de sécurité.
Hc : Hauteur critique.
PDL: Pénétration dynamique lourds.
SC: Sondages carottés.

Introduction générale

Les glissements de terrain sont des phénomènes géomorphologiques présents dans plusieurs régions du globe. Ils constituent un risque majeur pour les populations, à cause du dommage qu'ils peuvent engendrer qui peuvent toucher aux biens et provoquer dans certains cas des catastrophes.

Dans le monde malgré l'impact des mouvements de terrain, leur importance est souvent sous estimé, car leurs dommages sont inclus dans ceux des phénomènes initiateurs ou déclencheurs comme les séismes ou les inondations.

En Algérie le rapport du CNES et du MATE (2003) confirme et mentionne que prés de sept risques naturels, ont été recensés et identifiés en Algérie dont les mouvements de terrain menacent et affectent plusieurs villes algériennes.

Ces mouvements de terrain ont pris une grande affluence dans l'espace urbain, portant essentiellement atteinte à l'économie, nécessitant la destruction de plusieurs constructions et le relogement de nombreuses familles. Les volumes de sol mis en jeu sont très variables, ils dépendent de la profondeur du champ de glissement, allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. Ainsi, l'extension des glissements de terrain peut varier du simple glissement de talus très localisé, au mouvement de grande ampleur concernant l'ensemble d'un versant. Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et stabiliser un glissement de terrain situé à la wilaya de Médéa sur CW 16 ait Idriss. De ce fait notre travail se divise en quatre chapitres:

La première chapitre est consacrée à l'étude bibliographique, dans cette partie en doit exposer les notions théoriques lier aux mouvements de terrain tels que les types de mouvements de terrain, les circonstances dans lesquelles en peut avoir des mouvements de terrain, puis en doit préciser notre étude sur les glissements de terrain (les caractéristiques et les causes d'un glissement de terrain), processus d'étude d'un glissement de terrain ainsi les méthodes de calcul de stabilité et les méthodes de confortement.

La deuxième partie contient la conception, le dimensionnement et réalisations des pieux.

La troisième chapitre présentation de la zone d'étude et reconnaissance des sols.

Le quatrième chapitre contient l'étude et l'analyse du glissement, les données géotechniques et géométriques du projet nous permettent d'analyser ce glissement avec le logiciel TALREN.4, pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité.

Enfin notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points les plus importants de notre mémoire.

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

I.1. Définition des mouvements de terrain :

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins Brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par ans) ou très rapides (Quelques centaine de mètres par jour) [1]. Selon la vitesse des mouvements et les morphologies des surfaces de rupture, on peut classifier les mouvements de terrain comme suit :

I.1.1. Les mouvements lents et continus :

- Les tassements et les affaissements de sols.
- Les glissements de terrain le long d'un plan rectiligne et à surface de rupture circulaire : se produit généralement dans des matériaux homogènes.

I.1.2. Les mouvements rapides et discontinus :

- L'effondrement du toit des cavités souterraines,
- L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains marnières) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire.
- les écroulements et les chutes des pierres ou des blocs.
- Retrait-gonflement des argiles : est un Phénomène caractéristique des sols argileux, aussi appelé mouvement de terrain différentiel, lié aux variations en eau du terrain.
- Le sol se comporte parfois comme une éponge : il se gonfle en présence d'eau et se rétracte en son absence.
- Les coulées boueuses et torrentielles [1].

I.1.3. Description des principaux types de mouvement :

Ils sont divisés en quatre catégories, définies par Colas et Pilot en 1976 et repris d'une manière universelle [2] :

- Les écroulements.
- Les fluages.
- Les coulées.
- Les glissements.

a) Les écroulements :

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise vertical.

Ces mouvements se produisent rarement mais peuvent être catastrophiques. Ils sont divisés en 3 types :

- Ecroulements rocheux de falaise.
- Ecroulements par fluage ou glissement d'une couche tendre
- Ecroulements ou effondrement**s.**



Fig. I.1: Ecroulement d'Aokas (2015).[3]

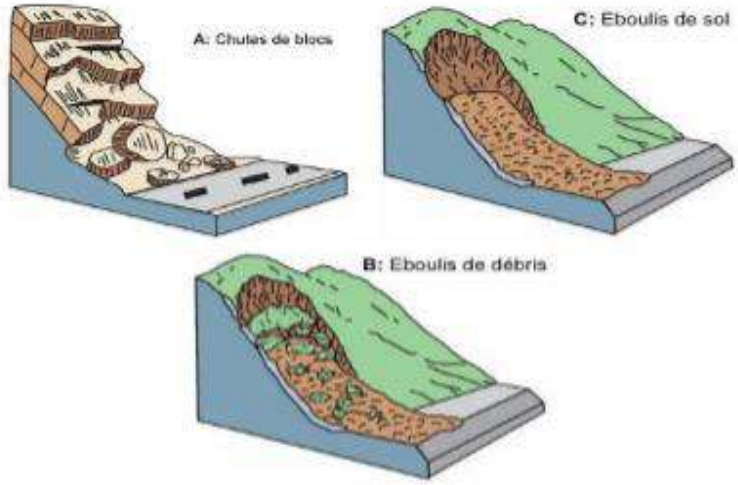


Fig. I.2 : Écroulement et chutes de blocs (SOURCE USGS).

b) Fluage :

Le mouvement se produit lentement sans modification des efforts appliqués. En fait ces efforts conduisent à une sollicitation de la structure proche du sol de la rupture, l'état ultime pouvant être soit la stabilisation, soit la rupture :

- les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses faibles. - on ne peut mettre en évidence de surface de rupture. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers [2].

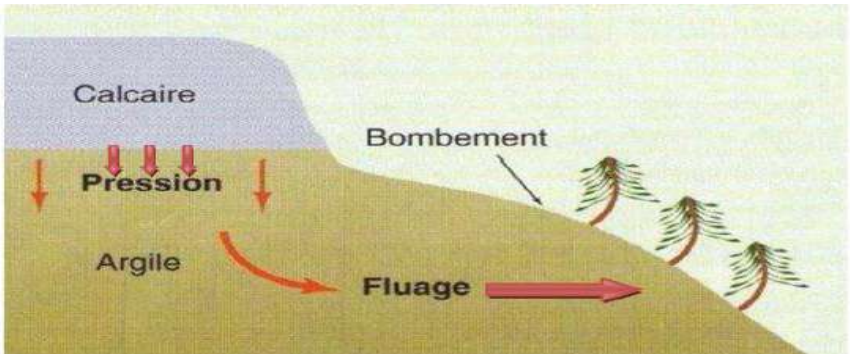


Fig. I.3 : Schéma général du mécanisme de fluage (site web).

c) Les coulées boueuses :

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées, ces matériaux étant alors repris par un torrent. Les coulées peuvent intéresser des matériaux très sensibles (argiles sensibles de Scandinavie qui se liquéfient dès qu'elles sont déformées) et donner des coulées de boue.

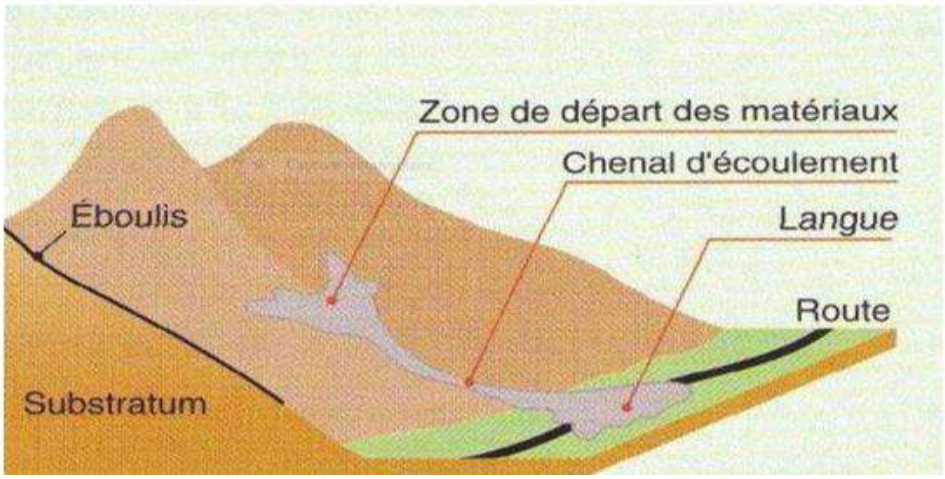


Fig. I04 : Schéma type de coulée d'éboulis (site web).

I.2. Définition de Glissement de terrain :

Un glissement de terrain est définie 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 au 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 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.



Fig. I.5 : Phénomène du glissement (site web).

I.3. Types de glissement de terrains :

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

- Les glissements plans.
- Les glissements rotationnels.

a) 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.

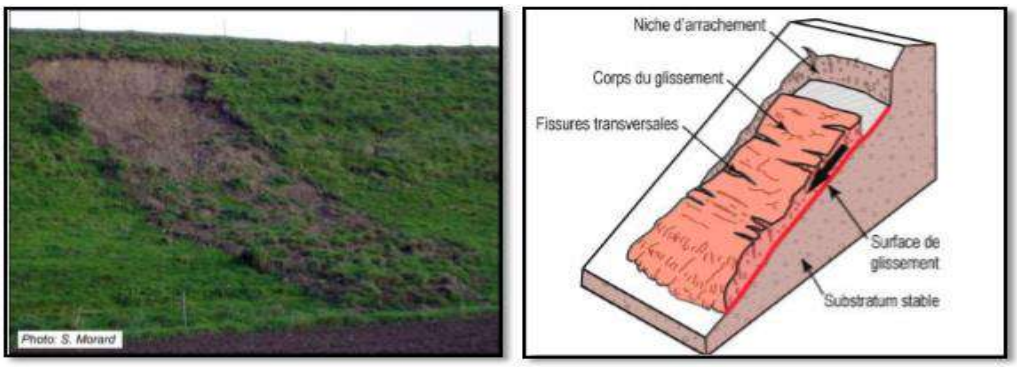


Fig. I.6: glissement plan (site web).

b) Glissement circulaire ou rotationnel :

Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type rotationnel sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux.

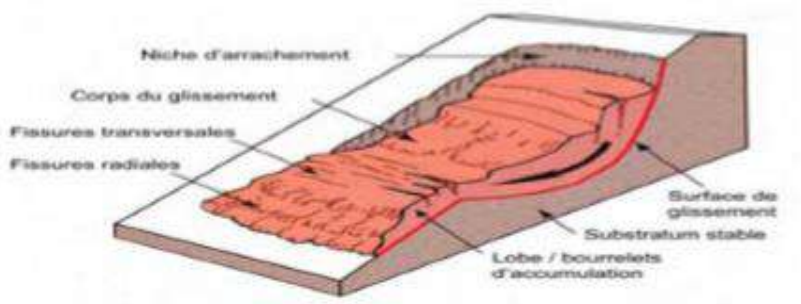


Fig. I.7 : Glissement rotationnel.

On spécifie deux classes de glissement rotationnel :

b.1) 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 assimilé a 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

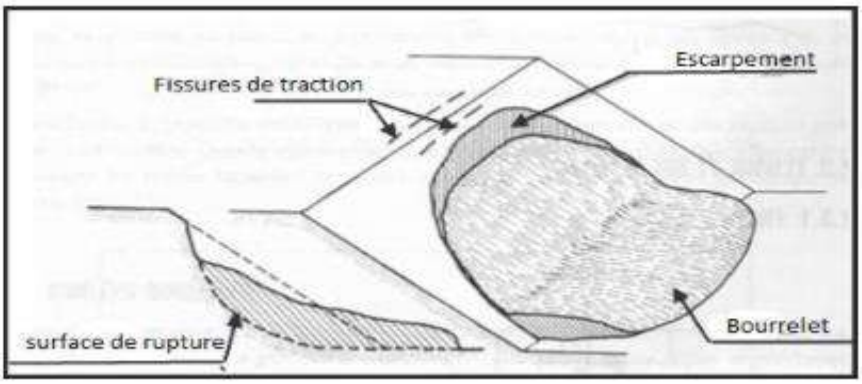


Fig. I.8 : Glissement rotationnel simple.

b.2) 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.

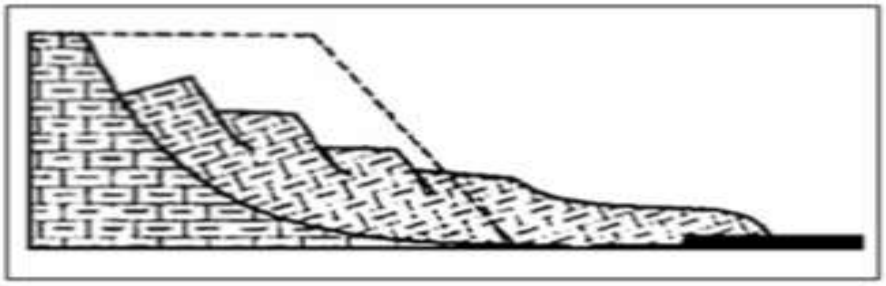


Fig. I.9: Glissement rotationnel complexe (En escalier).

I.4. 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.).[4]

I.4.1. Action et influence de l'eau :

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades.

C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités.

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 entraine 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.

I.4.2. Action de la pesanteur :

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement. La stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes. On parle du facteur de sécurité (F). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre. Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une

portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture. L'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied.

I.4.3. 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.

I.4.4. 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.

I.4.5. 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.

I.4.6. Action de déboisement :

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment, l'apparition de glissement de terrain.
Il désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse. Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

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

I.4.7. Actions anthropiques :

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

I.5. Méthodes de calcul de glissement terrains :

I.5.1. Introduction En règle générale :

Les mécanismes de rupture sont schématisés par le glissement d'un bloc sur une surface de rupture cylindrique plane ou circulaire et les méthodes de calcul reposent sur des hypothèses simplistes.
Cependant une longue expérience a été acquise tant dans les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité de pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

I.5.2. Détermination du facteur de sécurité :

Pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de F. C'est en effet le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

$$F_S = \frac{Forces\ résistantes}{Forces\ motrice}$$

Ce rapport peut avoir l'une des valeurs suivantes :

FS =1 : les terrains sont en équilibre critique ;

FS>1 : les terrains sont stables (il n'y a pas de glissement) ;

FS <1 : les terrains sont instables (il y a un glissement).

Dans la réalité, et l'expérience dans le domaine de stabilité des pentes le montre :

Si FS > 1,5 : le talus est stables ;

Si FS< 1 : il y a un glissement ;

1≤FS≤1,5 : le risque est réel , surtout si FS se rapproche de 1.

FS est défini comme coefficient par lequel les paramètres de résistance au cisaillement du sol devraient être répartis (divisés) pour donner l'état de glissement qui va apparaître. Karal [3], Donald et Chen [4] ont admis l'équation

(C la cohésion et la cohésion mobilisés) comme la définition du coefficient de sécurité pour le matériau en frottement, les surfaces de glissement sont des surfaces de rendement potentiel, les déplacements et le mécanisme de rupture dépend du coefficient de sécurité.

I.5.3. Etablissement du modèle et choix des caractéristiques :

La modélisation du versant, préalable à tout calcul de stabilité, résulte des reconnaissances et études réalisées lors de la première phrase à savoir la phase préliminaire et étude géotechnique.

La démarche de la modélisation sera la suivante :

Tracé de profils caractéristiques, notamment dans l'axe et la direction du glissement, à partir des données de la topographie de surface, de la stratigraphie du terrain et de la connaissance de la profondeur de la surface de glissement.

Détermination de couches du calcul : chacune des couches définies à partir de la connaissance générale du site et des résultants des essais mécaniques des sols. On y définit notamment les valeurs des paramentes nécessaires au calcul à savoir :

- γ: poids spécifique.
- C : cohésion.
- Φ : angle de frottement.

Détermination du régime hydraulique.

I.5.4. Différentes méthodes de calcul :

Les méthodes se différencient essentiellement par le choix de la surface de rupture, la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface, la définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations de l'équilibre.

I.5.4.1. Méthodes globales :

Elles consistent à étudier l'équilibre de la totalité de la masse libre, considérée comme un solide indéformable, sous l'action du système de forces qui lui est appliqué.

Le calcul est effectué en admettant que la masse est en équilibre limite c'est-à-dire que la rupture est sur le point de se produire et donc que la résistance au cisaillement sur la surface de glissement se trouve totalement mobilisée.

Un calcul global peut être effectué dans le cas : d'un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ, c, φ et par la pression de l'aquifère ; d'un talus de hauteur faisant un angle β avec l'horizontal. Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients.

I.5.4.2. Méthodes des tranches :

La méthode consiste à diviser la masse comprise entre la ligne de glissement et la surface libre du sol en tranches verticales et à étudier l'équilibre de chaque tranche pour la détermination de la composante normale σ de la contrainte agissant sur une facette du cercle du glissement.

On peut citer deux méthodes : méthode suédoise du cercle (Fellenius) et méthode de Bishop.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches), et sont applicable seulement aux surfaces de rupture circulaires. Cependant le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour l'autre forme de surface de rupture, et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre des tranches peuvent être minimisées ou éliminées.

Le mode de division et le nombre de tranche adoptés sont arbitraires ; leur choix tient toutefois compte des données géométrique, géologique et géotechnique du site (nature des terrains, présence des nappes, position des ouvrages construites …etc.).

Hypothèse milieu homogène ou non circulation ou non d'eau principe Cercle de rupture décomposition de la zone de massif comprise entre la surface libre et le cercle de glissement, en tranches verticales. On définit le coefficient de sécurité f, par la résistance au cisaillement effectivement mobilisée lors du glissement le long du cercle envisagé, c'est-à-dire :

$$F = [c' + (\sigma - u)\, tg\varphi' / \tau]$$

Prenons une tranche et examinons le bilan des forces qui s'exerce surelle Equilibre d'une tranche : Considérons la tranche ABCD supposée en équilibre limite. Elle est soumise aux forces suivantes :

Le poids *W i* de la tranche :

$$w\,i = h\,i\,l\,i\,\cos\alpha;$$

Les forces extérieures *P* apportée par des ouvrages agissent sur la section CD du profil (Remblais, murs de soutènement, … etc.) ;

La résistance au cisaillement *R i,* calculée en contraintes effectives, disponible le long de l'arc AB de longueur *l i* ; cette résistance se décompose en une composante normale *N i* et en une composante tangentielle *T i* ;

La sous pression *U i* issue de l'action de la pression interstitielle *U* agissant sur l'arc AB.

Le long de l'arc AB on suppose connues et constant les valeurs de C et Φ, ce qui permet de définir *N i* et *N i* par application de la loi de coulomb :

L'introduction du coefficient de sécurité (F) dans le calcul se fait, selon la définition de Fellenius, en remplaçant C et tgΦ par C/F et tg Φ/F.

Ainsi, on peut considérer que les forces qui viennent d'être calculées sont connues, reste à examiner l'action des forces appliquées sur les deux faces latérales verticales de la tranche considérée par le terrain qui l'encadre.

- sur BC le terrain amont exerce une force F***i*** de composantes **(*X i* , *Zi*).**
- sur AD le terrain aval exerce une force F ***i*** **1** de composantes **(*X i* ; 1 , *Z i* ;1).**

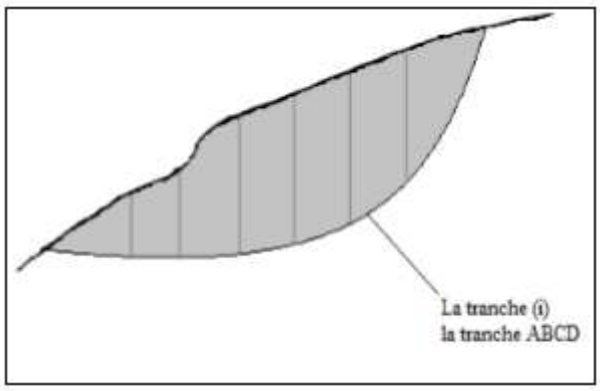


Fig. I.10 : schéma général.

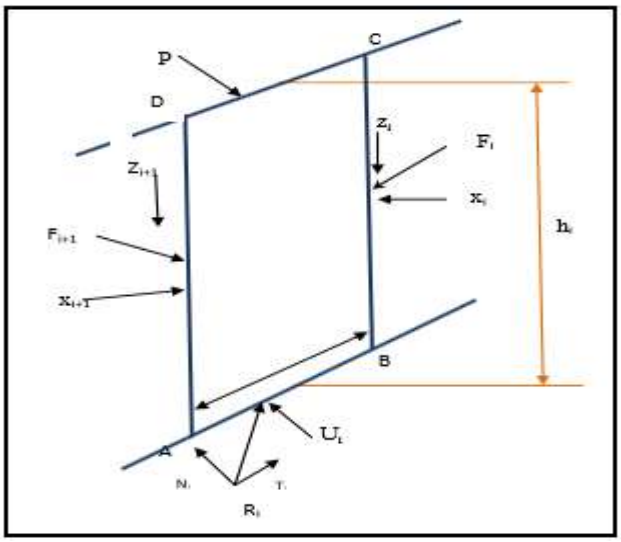


Fig. I.11: Equilibre des tranches (i) ABCD.

La difficulté essentielle dans la méthode des tranches réside dans l'appréciation des forces et, la stricte observation de la réalité conduit à admettre que la force amont et la force aval sont différentes ; il en résulte :

Une composante horizontale $X_i - X_{i+1}$ désignée par ΔX, qui n'est pas nulle ; Une composante verticale $Z_i - Z_{i+1}$ désignée par ΔZ, qui n'est pas nulle ;

Un couple qui tend à faire tourner la tranche sur elle-même.

L'écriture de l'équilibre de la tranche considérée, par rapport aux deux axes (OX, OZ) conduit, sous sa forme, à quatre équations différentielles auxquelles s'ajoute l'équation de coulomb, hors se système de Cinque équations contient quatre fonctions inconnues, le coefficient (F) étant, également inconnu.

La solution ne peut donc être acquis que par le choix d'une hypothèse complémentaire, c'est elle qui sert de base et différencie les divers modes de calcul qui ont été proposées à partir du schéma général décrit ci-dessus.

Selon les auteurs, cette hypothèse porte :

- Soit sur les forces latérales F ***i*** et F ***i*** **1**
- Soit sur la ligne d'action e(x,z) de ces forces
- Soit sur la répartition de la contrainte normale σ sur l'arc A.

A. Méthode détaillée de Bishop

Bishop a publié en 1955 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité Fs en tenant compte de ces sollicitations. Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivent :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W \sin\alpha} \sum_1^n \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - \mathrm{Ub}]\tan \emptyset' + C'b}{\sin\alpha + \sin\alpha \frac{\tan \emptyset'}{F_s}}$$

U : pression interstitielle agissant sur l'arc (ab)
C' : cohésion effective ;

Φ' : angle de frottement interne effective ;

Pour déterminer, il faut :
1. procéder par itérations successives car Fs figure aux deux membres de l'équation.

2. Définir (Vn- Vn+1), pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles a la distance verticale de leur point d'application a la surface libre (c'est-à-dire proportionnelles au poids des terres).

Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement. Il sera alors possible de définir (Vn- Vn+1), toutefois ce calcul est très lourd et bien entendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur

B. Méthode de Bishop simplifiée

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que (Vn- Vn+1) = 0 quelque soit la tranche considéré. L'équation précédente devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^n W \sin\alpha} \sum_1^n \frac{[W - Ub]\tan \emptyset' + C'b}{\cos\alpha + \sin\alpha \frac{\tan \emptyset'}{F_s}}$$

Dans ce cas tous les termes sont connus et est calculé par itération successive. On prend pour première valeur , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

C. Méthode de Fellinius

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches.

Soit un cercle quelconque de centre o et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste, tout d'abord, à découper le volume de sol intéressé (comprise dans l'arc AMN) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux:

Il convient de réaliser de tel façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (points c et d sur la figure) correspondent à une limite entre deux tranches ; □ L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranche pour obtenir une précision satisfaisante.

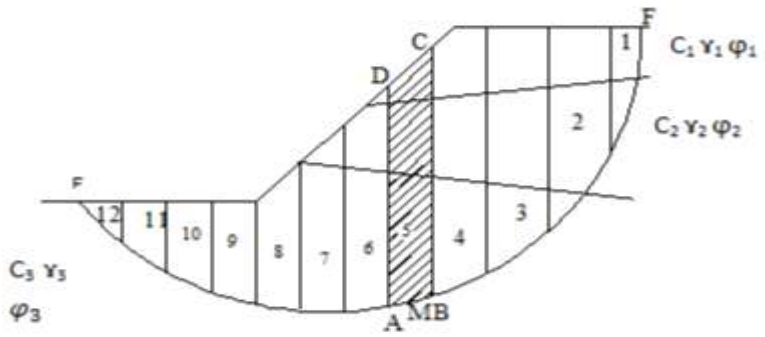


Fig. I.12: Découpage en tranches d'un talus.

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche (ABCD) affecté de l'indice n (sur la figure n varie de 11 a 12.

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- Son poids W.
- La réaction Rn du milieu sous-jacent sur l'arc AB.
- Les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales Hn et Hn+1et en réactions verticales Vn et Vn+1.Il s'agit de forces internes au massif étudié.

- Définissons par rapport au centre O :
- Le moment moteur, comme celui du poids des terres W et des surcharges éventuelles, qui tend à provoquer le glissement.
- Les moments résistants ,comme ceux des réactions s'occupant globalement au glissement de la tranche, a savoir les moments des forces Rn, Hn, Hn+1,Vn et Vn+1.
- La surface de la rupture étant limitée par les points E et F, le coefficient de sécurité global Fs est défini par l'équation suivante :

$$F_s = \Sigma_{EF} \left(\frac{\text{momentsrésistantsmaximaux}}{\text{momentmoteur}} \right)$$

-

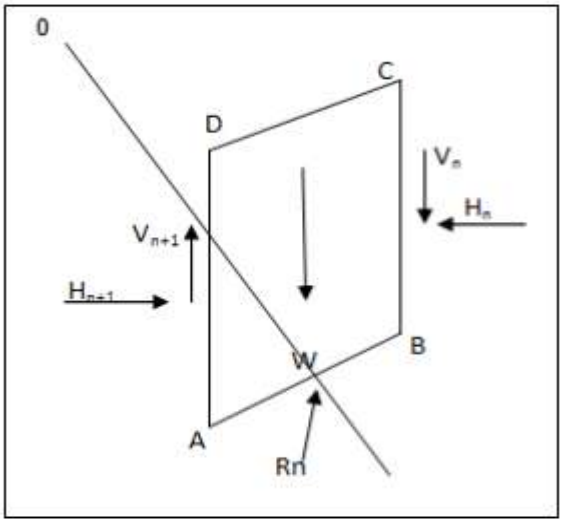


Fig. I.13 : Décomposition complète.

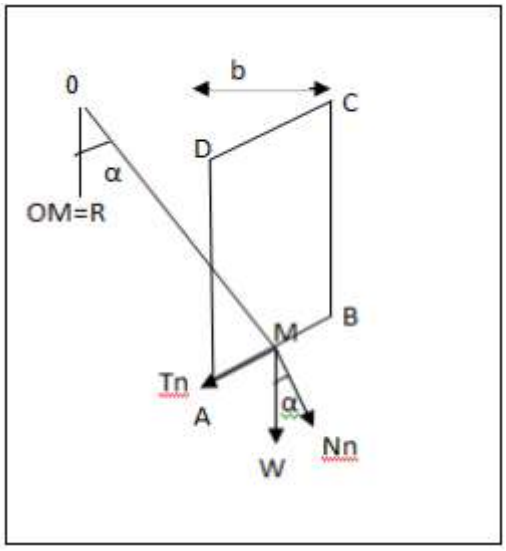


Fig. I.14 : Hypothèse de Fillenius.

Considérons la somme des moments pour tout l'arc (AB), on voit que la somme des moments des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche (n-1), le moment des forces –Vn et -Hn s'oppose à celui de Vn et Hn, pour la tranche (n+1), le moment des forces -Vn+1 et –Hn+1 s'oppose à celui de Vn+1 et Hn+1.

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agit sur l'arc (ab) était le poids W, à l'exception des forces internes. Dans ce cas :

W = -Rn

Décomposent le poids W en une force normale à ab, soit N, et une force tangentielle à ab, soit T.

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut pendre la composante tangentielle de Rn. d'après la loi de Coulomb, celle-ci s'écrit :

$(Rn)t = Ciab + NtgΦi$

La somme des moments pour toutes les tranches est :
(Ciab + NtgΦi)

n : nombre total des tranches ;

Ci et Φi : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc ab. D'autre part, le moment moteur est du à T et égal à (T.R), d'où :

$$F_s = \frac{\sum_1^n (Ci\ ab + Ntg\Phi i)}{\sum_1^n T} \qquad \ldots\ldots\ldots \qquad (1)$$

Remarque :

Si le sol est homogène, c=Cte et φ=Cte la formule(1) devient(2) : L étant la longueur développée de la surface de rupture :

$$F_s = \frac{c.L + tan\varphi \sum N_n}{\sum T_n} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \qquad (2)$$

1. lorsque les cercles sont profonds, c'est-a-dire lorsque la ligne de rupture dépasse l'aplomb du centre du cercle vers le coté aval le massif du sol situé coté aval a un effet stabilisateur. En effet, les composantes tangentielles T du poids W de la tranche sont orientées en sens inverse des moments moteurs. Dans les formules (1) et (2), T devra être compté algébriquement de façon positive pour les tranches qui sont actives et négative pour les tranches passives.

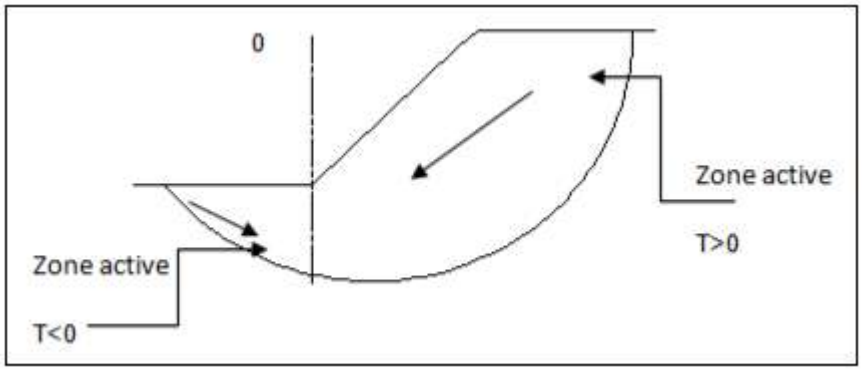


Fig. I.15 : Cercle profond.

2. affectons les caractéristiques mécaniques ci et tanφi de chaque couche du coefficient de sécurité minimal recherché Fsa :

$$c_i^* = \frac{ci}{Fsa} \quad tan\varphi_i^* = \frac{tan\varphi_i}{Fsa}$$

La condition de stabilité du talus pour tous les cercles de rupture possible, déduite de la formule(1), devient alors :

$$\frac{\sum_{n=1}^{n=m} ci \,.AB \; + Nn \,.tan\, \varphi i}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} > 1$$

Autrement dit, le coefficient de sécurité peut être appliqué directement sur les caractéristiques mécaniques.

3. Avec les notations définies sur la figure 6, la formule peut s'écrire :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i \frac{b}{cos\alpha} + W cos\alpha tan\varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} W sin\alpha}$$

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de Fs sont donc :

b, la largeur des tranches.

α, l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale. La hauteur de la tranche pour le calcul du poids W.

Cette dernière formule est très pratique pour l'élaboration de programmes de calcul.

I.5.4.3.Méthode des perturbations :

Dans certains cas, la morphologie du site permet de prévoir la ligne de glissement la plus probable ou du moins son allure. Si celle-ci est ni circulaire ni plane, on parle de rupture quelconque. C'est une méthode globale qui exprime l'équilibre de tout le massif limité par la surface de rupture; ce massif est soumis à son poids et à la résultante de toutes les contraintes et le long de la surface de rupture. Le coefficient de sécurité peut être calculé par la méthode des tranches mais il n'est plus possible de négliger l'action des forces internes agissant sur un plan vertical, de plus, pour la méthode de Bishop détaillée, le nombre d'équations obtenu par l'application des lois de la statique est insuffisant pour résoudre le problème. Il faut donc faire une hypothèse supplémentaire. Différentes méthodes basées sur ce principe on été proposées. Ces méthodes reposent sur des calculs écrasant nécessitant des itérations.

I.5.4.4. Cas particulier (glissement plan) :

Pendant longtemps on a préféré croire (par simplicité des calculs) que les surfaces de glissement étaient planes. Or la simple observation sur le terrain prouve que les surfaces sont courbes. Cependant dans des cas particuliers, on peut admettre des rayons de courbure infinis, ce qui nous amène à des glissements plans. La surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente.

Chapitre II : Fondations profondes

II .1. Introduction :

On présente dans ce chapitre quelques connaissances générales sur les fondations sur des pieux. D'après le (D.T.R BC, 1994)[5], une fondation est considérée comme profonde lorsque L/D≥ 6 et L≥ 3m, avec L : longueur du pieu et D : diamètre du pieu. Les caractéristiques mécaniques du matériau constituant le pieu sont plus élevées comparées avec celles des sols. Pour cette raison, ces derniers sont fréquemment considérés comme élastique pour les sollicitations habituelles.

Le comportement de ces matériaux peut être décrit simplement par la loi de Hooke, donc pour dimensionner le pieu on a besoin seulement de 2 paramètres: le module de Young et le coefficient de Poisson.

Les pieux sont généralement utilisés comme fondations profondes pour les grands ouvrages tels que les centrales nucléaires, les ponts, les tours, les structures offshores ou lorsque les couches de sol proches de la surface présentent des caractéristiques mécaniques faibles. Les sollicitations exercées sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations dues à la superstructure
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (action de freinages, poussée horizontale des terres, séisme, etc…)
- La capacité portante d'un pieu est le minimum des deux valeurs suivantes:
- La charge admissible obtenue par division de la charge ultime de rupture par un coefficient de sécurité.
- La charge correspondante à un déplacement admissible. (PRAKASH & SHARMA, 1990)[6]

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux dépendent de deux facteurs importants : le type de sol où sont placés les pieux et la nature de la charge appliquée sur eux (verticale ou horizontale). On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement les pieux sont classés soit suivant la nature du matériau constitutif (bois, métal, béton,...), soit suivant le mode de leur placement dans le sol (pieux battus, pieux forés). Les charges supportées par les pieux peuvent être des charges axiales ou latérales. , (FRANK, 1999).[7]

II .2. Définition d'un pieu :

Un pieu est une fondation profonde 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).

Outre le chargement axial dû au poids et aux charges permanentes de l'ouvrage, il arrive qu'un chargement latéral sollicite le pieu. Le sol réagit pour l'équilibrer, en mobilisant une réaction latérale.

La nature du chargement latéral provenant de la structure est variée. Le chargement peut être statique, comme l'effet de la poussée de terres sur une culée de pont. Il peut être cyclique, comme l'effet de la houle sur les plateformes offshore. Enfin, le chargement peut être sous forme d'un choc, comme l'accostage des navires sur un quai ou un duc d'albe. Il arrive que le chargement latéral provienne du sol lui-même en cas de séisme par exemple, ou lors du déplacement latéral d'une couche d'argile compressible. Il s'agit donc d'un problème d'interaction sol-structure.

Différentes voies de recherches sur ce problème peuvent être envisagées :

L'approche théorique, où la difficulté réside dans la modélisation du comportement du système sol-fondation.

Devant la complexité du problème liée à la multitude des facteurs entrant en jeu d'une part, et la rhéologie mal connue des sols d'autre part, les méthodes actuelles de dimensionnement des fondations profondes sous chargement latéral se basent sur des hypothèses simplificatrices qui ne représentent pas le comportement réel de la fondation ;

L'expérimentation sur des ouvrages en vraie grandeur. Elle est limitée par les coûts, les délais et le quasi impossibilité d'effectuer des études paramétriques.

L'étude sur des modèles réduits. Les forces de masse sont prépondérantes en mécanique des sols. Or, la réduction des dimensions de l'ouvrage ne doit pas modifier son comportement. Il est donc nécessaire d'augmenter les forces de masse du modèle.

La technique actuellement utilisée consiste à centrifuger le modèle.

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.

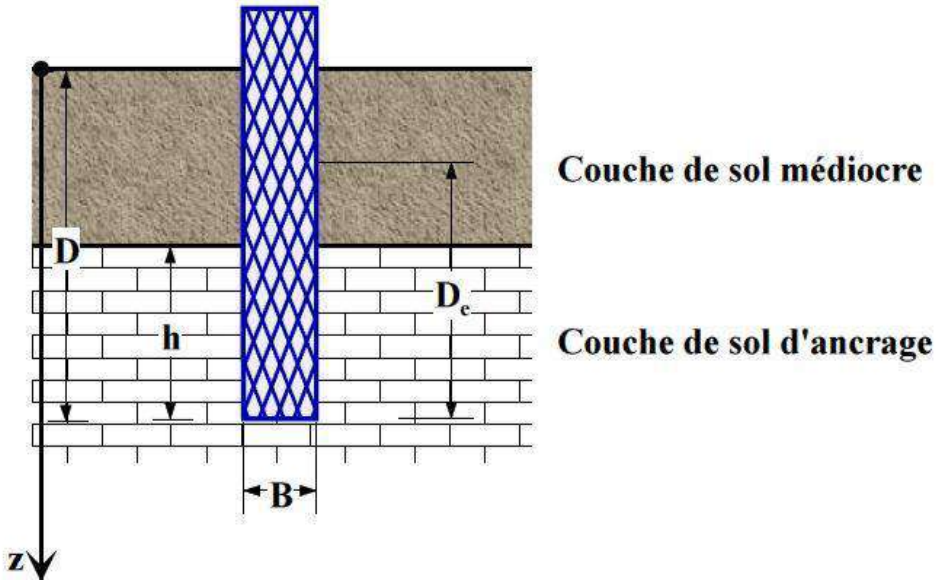


Fig. II. 1. Pieu dans un massif de sol (Technique de l'Ingénieur).

II .3 Principaux types de pieux :

Les principaux types de pieux sont les suivants :

II .3.1 Les pieux exécutés en place sans extraction de terre (pieux battus):

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds ils représentent les pieux battus moulés.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

Le sabot, pointe d'acier ou en fonte qui assure la pénétration du pieu dans le sol, le corps de section carrée, polygonale ou circulaire, et la tête réalisée en béton fretté pour résister au battage et souvent surmontée d'un casque de battage nécessaire pour éviter sa détérioration.

Les pieux battus sont moins utilisés car ils ont les inconvénients suivants :

- ils doivent être fabriqués soit sur chantier, soit partiellement en usine, et doivent être suffisamment résistants pour être battus. Il faut attendre en général 28 jours. Ils sont fabriqués par lot. Chaque pieu d'un même lot doit être identique aux autres.
- leur ferraillage doit être calculé de façon à résister aux manutentions, au stockage, au battage et au fonctionnement en service. Il faut donc tenir compte de toutes ces étapes dans la vie du pieu.
- la couche résistante doit être connue complètement, doit être horizontale et constante, car le pieu a une longueur fixe au départ.

II .3.1.1 Pieux battus en métal :

On utilise des profilés en forme de O (tube), de (H) a grosse âme , et des palplanches , en élément d'une longueur de moins de 5 m soudés et mis en œuvre par battage au mouton diesel ou par vibration au vibro-fonceur.

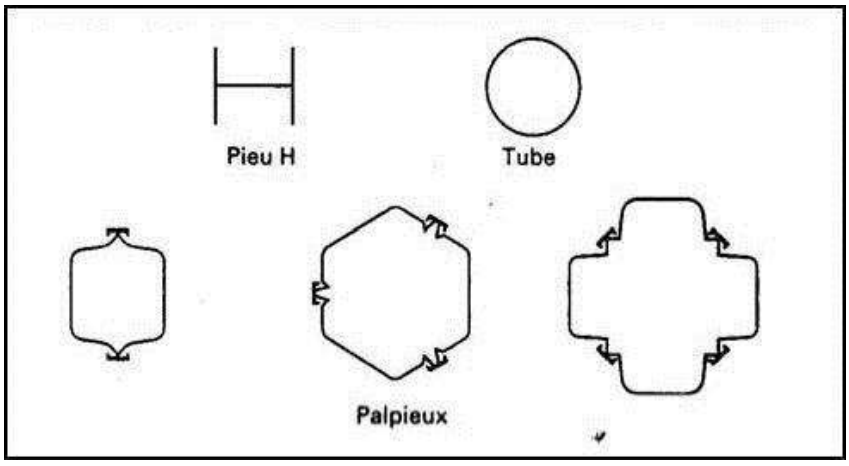


Fig. II.2. Types des pieux battus en métal (Technique de l'Ingénieur).

II .3.1.2 Pieu battus en bois :

Les pieux en bois ont été très utilisés dans le passé en fondations pour des ouvrages importants. Ils ne sont maintenant utilisés que dans les pays où les arbres sont abondants. Le bois est alors traité. Il faut éviter le pourrissement dû à la présence de la nappe phréatique.

II.3.1.3 Pieux battus pilonnés :

1 – Mise en fiche, réglage, confection d'un bouchon en béton

2 – Pilonnage en fond de tube du bouchon en béton et entraînement du tube qui refoule le sol

3 – Réalisation de la base élargie dans la couche d'ancrage

4 – Mise en place d'armatures partielles ou toute hauteur

5 – Bétonnage sans présence d'eau.

6 – Extraction du tube de telle sorte.

Remarque : Ce procédé est sans nuisance sonore. Le sol est comprimé. Les diamètres sont de 40 à 65 cm.

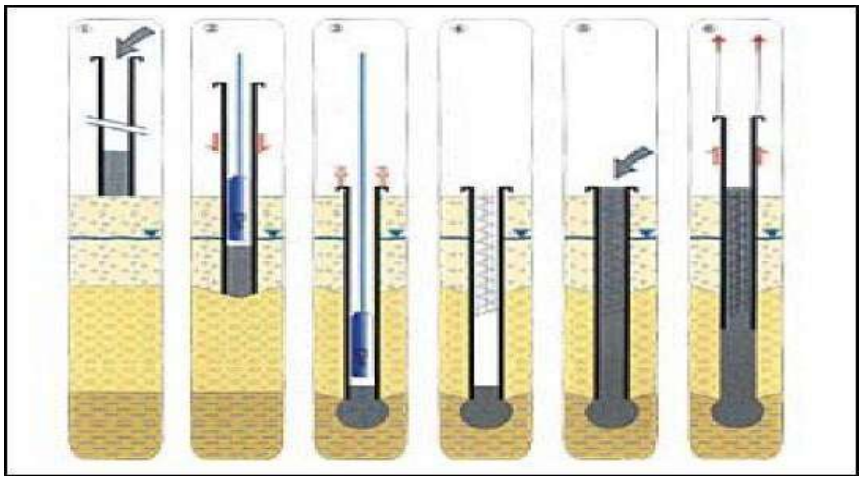


Fig. II. 3. Mise en œuvre des pieux battus pilonnés (Technique de l'Ingénieur).

II .3.1.4 Pieux moulés à tube battu :

1 – Mise en fiche, réglage, pose d'une plaque métallique perdue.

2 – Fonçage par battage par mouton en tête du tube.

3 – Mise en place d'armatures partielles ou toute hauteur.

4 – Bétonnage sans présence d'eau.

5 – Extraction du tube (vibré si nécessaire).

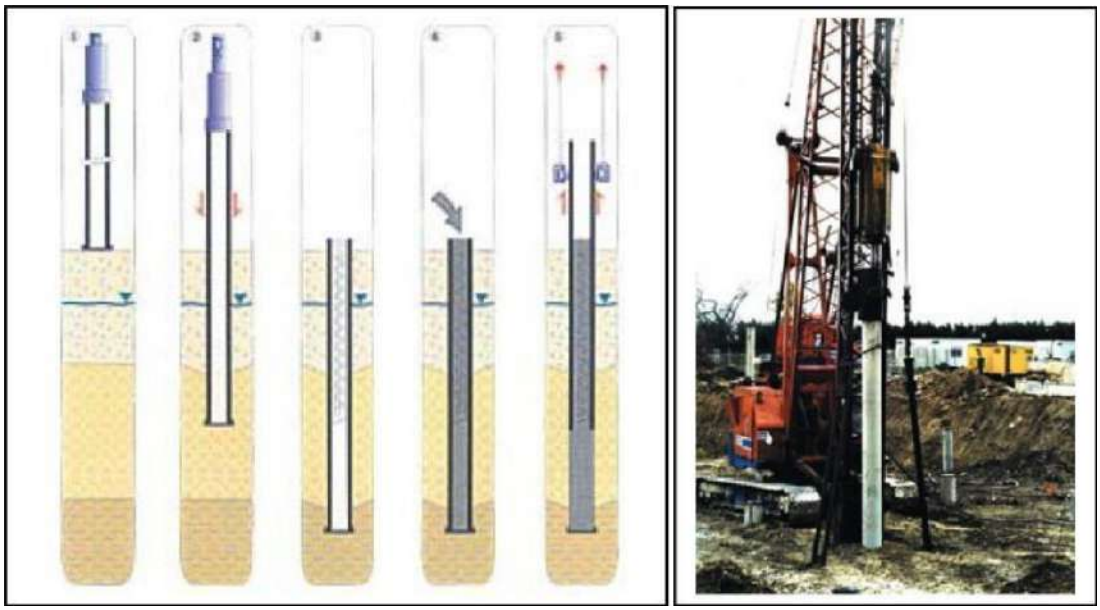


Fig. II. 4. Mode d'exécution d'un pieu battu (Technique de l'Ingénieur).

Remarque : Ce procédé permet des diamètres compris entre 40 et 65 cm car le sol est fortement comprimé.

- Il permet qu'il n'y ait pas de déblais.
- Son exécution est rapide.

La profondeur ne peut être trop importante à cause d'une forte adhérence sol – tube. (19 m maximum).

II .3.1.5 Pieux vissés moulés :

1 – Mise en fiche, réglage et pose d'une pointe perdue forage.

2 – L'outil est foncé par combinaison du vissage et du fonçage dans le sol refoulé (mouvements de rotation et de translation vers le bas).

3 – Remplissage de l'entonnoir et du tube de béton pour la totalité du pieu. En dévissant l'outil et en le remontant, le béton remplit l'empreinte laissée par la tarière car la pression exercée par le béton est supérieure à celle exercée par le sol, vu la très grande hauteur de béton.

Remarque : Ce procédé est rapide. Le chantier reste propre. Il est exécuté sans extraction de terre et sans vibration. Mais son diamètre est limité (42 à 61 cm) et sa profondeur aussi (22 m).

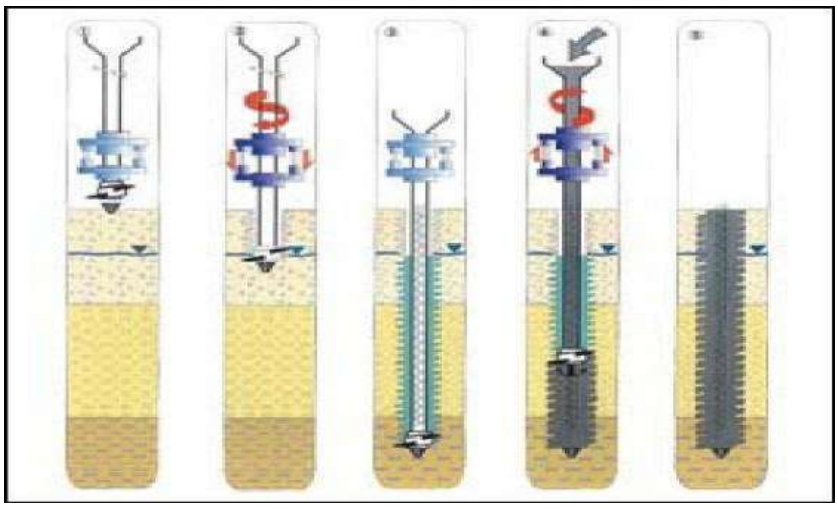


Fig. II. 5. Mise en œuvre d'un pieu vissé moulé (Technique de l'Ingénieur).



Fig. II. 6. La machine spécialement conçue pour l'exécution complète des pieux vissés moulé (Technique de l'Ingénieur).

II.3.2 Les pieux exécutés avec extraction de la terre (pieux forés) :

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux pieux à la tarière creuse qui ont connu un très fort développement ces dix dernières années et qui sont très utilisées dans les fondations de bâtiment et les ouvrages d'arts. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. On distingue trois types de tarière creuse :

- les tarières creuses sans enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (type 1), les tarières creuses (type 2) avec enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression de béton, quantité de béton),
- Les mêmes tarières équipées en plus d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant le bétonnage (type 3) Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre
- poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 12 -15m.

Au-delà, des techniques de béton armé de fibres en acier ont été développées et permettent d'injecter directement dans le sol les fibres mélangées au béton. Grâce à l'amélioration spectaculaire du matériel de forage on peut exécuter des pieux de 600 à 1200mm de diamètre jusqu'à des profondeurs allant jusqu'à 30-35m. Actuellement les pieux à la tarière creuse sont parmi les moins chers sur le marché.

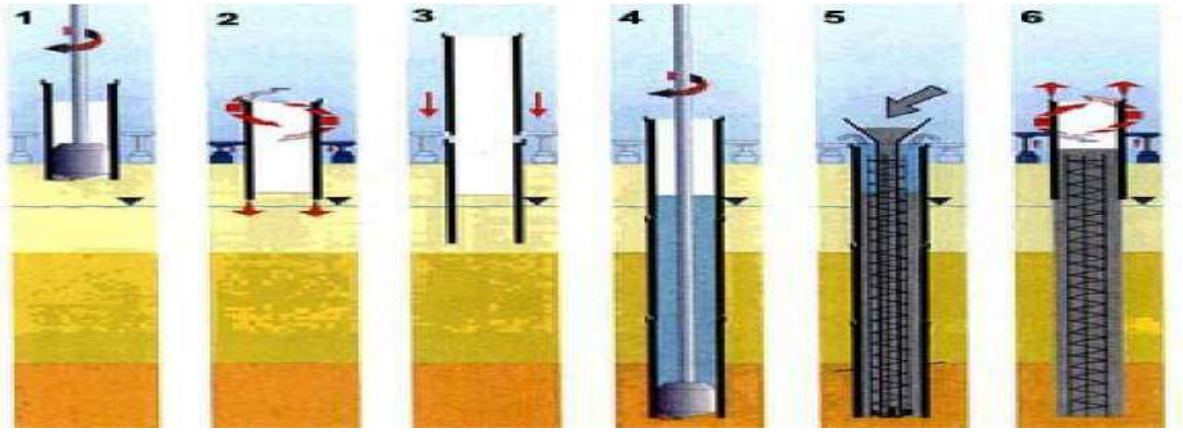


Fig. II.7. Mode d'opératoire des pieux forés tubé (Technique de l'Ingénieur).[10]

II.4. Principes de fonctionnement :

II .4.1 Cas d'un pieu isolé :

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p)
- par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s)

L'effort de pointe est proportionnel à :

- section de la base du pieu
- à la résistance du substratum

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- la surface de contact entre le pieu et le sol
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol)

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif)

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela à pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

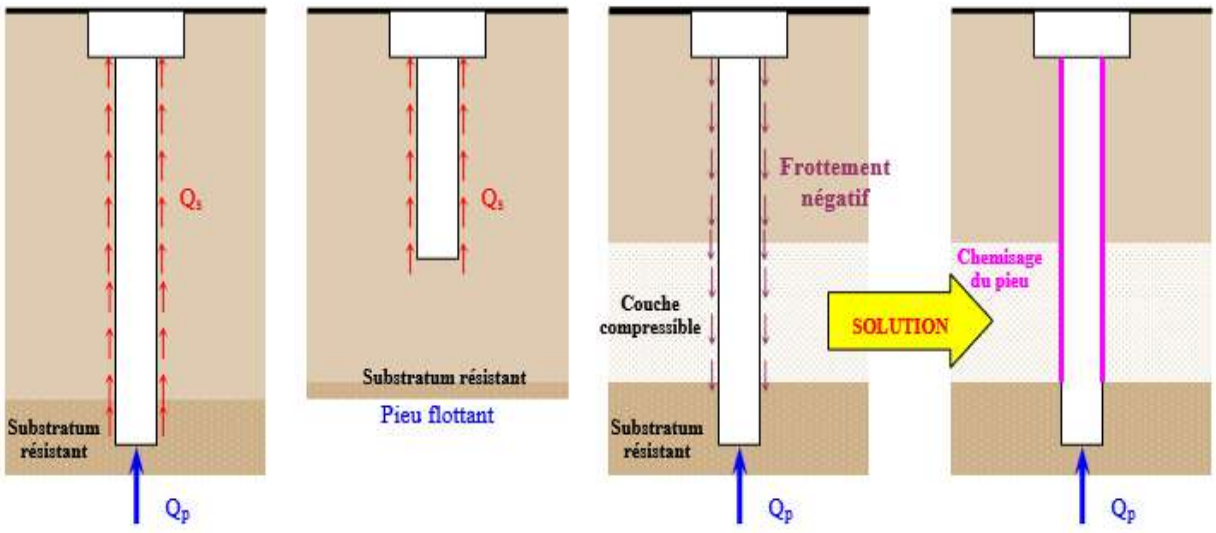


Fig. II. 8 : Principes de fonctionnement d'un pieu isolé.

Attention, si le pieu travaille à l'arrachement, $Q_p = 0$. Il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

II .4.2 Cas de groupes de pieux :

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé $Q_{ui.}$ Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}}$$

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé.

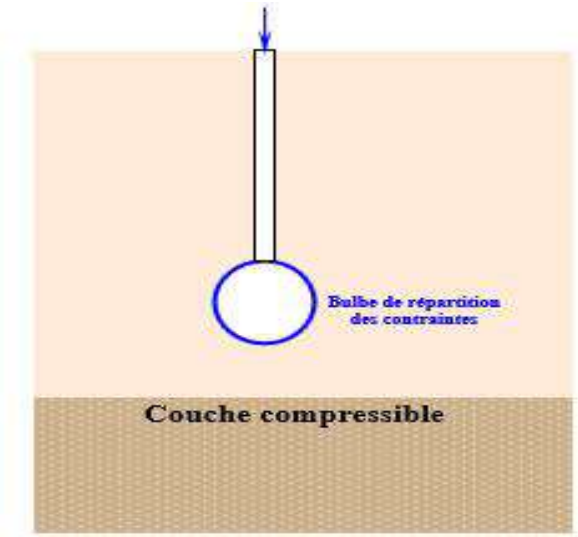


Fig. II 9 : Pieu isolé la zone compressible n'est pas influencée par le pieu.

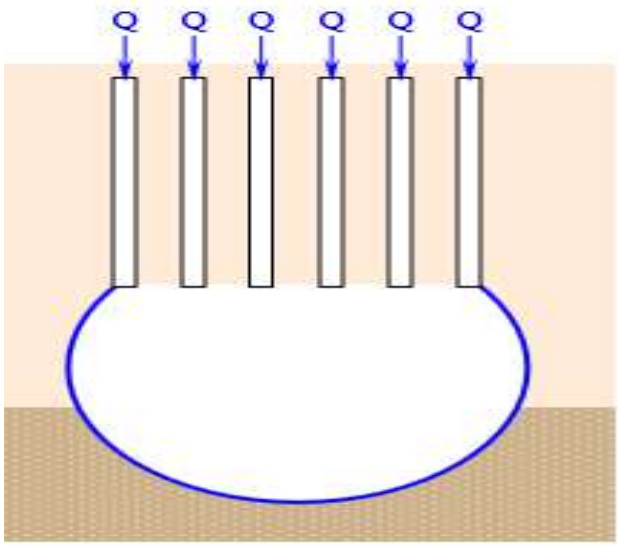


Fig. II. 10 : Groupement de pieux la zone compressible est influencée par l'effet radié du groupe de pieux.

II .5. Détermination de la charge limite d'un pieu isole :

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables. Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant. La charge limite du pieu Qu est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Qpu qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Qsu mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

Qu = Qpu + Qsu

La charge limite de pointe est donnée par :

Qpu = ρp. A. qpu

La charge limite de frottement est donnée par :

Qsu = ρs . P. Σqsi. ei Avec :

- ρp : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe
- ρs : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral
- A : aire de la section droite
- P : périmètre de la section du pieu
- qpu : résistance limite de pointe
- qsi : frottement latéral unitaire limite dans couche i
- ei : épaisseur de la couche i
- h : hauteur d'ancrage

Nota : La détermination de A et de P ne pose pas de problème particulier pour les pieux à section pleine ou pour les pieuses tubulaires fermées. Pour les autres sections, on se réfèrera au tableau ci-dessous :

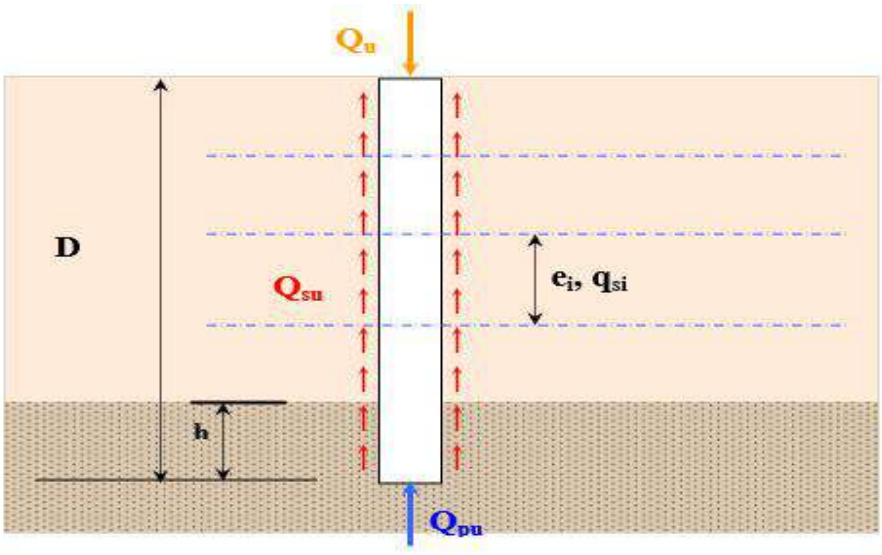


Fig. II. 11 : Détermination de la charge limite d un pie isolé.

II .6. Dimensionnement des pieux :

Comme pour les fondations superficielles, le dimensionnement des pieux se réalise à partir des essais de laboratoires, de l'essai pénétrométrique ou de l'essai pressiométrique.

Actuellement la méthode pressiométrique donne de bons résultats quel que soit le type de sol. Elle est présentée ci-après.

II .6.1 Dimensionnement par la méthode pressiométrique :

II .6.1.1 Détermination de la contrainte limite de pointe q_{pu}:

Le fascicule 62 titre V définit une hauteur d'encastrement équivalente D_e selon la formule *suivante :

$$D_e = \frac{1}{p^*_{le}} \int_d^D p^*_l(z) \, dz$$

avec :

- lep : pression limite nette équivalente
- zp l : pression limite nette à la profondeur z
- d : pris en général égal à 0
- D : hauteur d'encastrement réelle du pieu La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule

$$p^*_{le} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p^*_l(z) \, dz$$

Avec :

a : max (B/2 ; 0.50m)

b : min (a, h)

h: ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu La contrainte limite de pointe qpu donnée par la formule

$$q_{pu} = k_p \, . \, p^*_{le}$$

kp est appelé coefficient de portance. Il traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre.

II .6. 2 Détermination des charges admissibles sous différentes sollicitations :

A l'**E.L.S**., selon le fascicule 62, il est fait référence à la **charge de fluage notée Q_c** .

Tableau II.1 :les charge de fluage (compession,traction)

	Charge de fluage en Compression	Charge de fluage en Traction
Pieux forés	$Q_c = 0.5\ Q_{pu} + 0.7\ Q_{su}$	$Q_{tc} = 0.7\ Q_{su}$
Pieux battus	$Q_c = 0.7\ Q_{pu} + 0.7\ Q_{su}$	

Les valeurs des charges admissibles sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2 : les valeurs des charges admissibles

Etats limites	Combinaisons	Traction Q_{min}	Compression Q_{max}
E.L.U.	Fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1.40}$	$\frac{Q_u}{1.40}$
	Accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1.30}$	$\frac{Q_u}{1.20}$
E.L.S.	Rares	$-\frac{Q_{tc}}{1.40}$	$\frac{Q_c}{1.10}$
	Quasi-permamentes	$0^{(1)}$	$\frac{Q_c}{1.40}$

07. REALISATION DES PIEUX

07.01 Principes de conception

07.01.01 Cas des pieux isolés

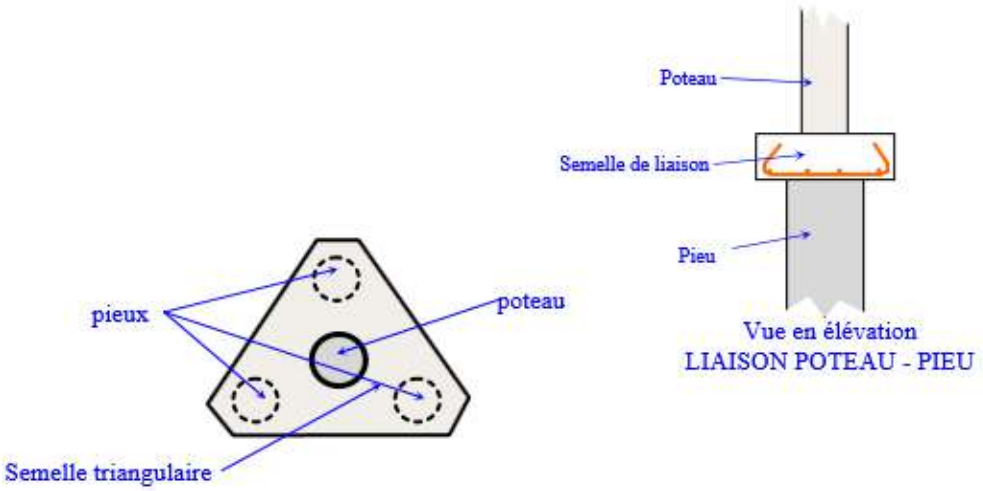


Fig II. 12. réalisation de pieu isolé

7. 1. 2 Cas des groupes de pieux:

Le choix de la composition du groupe de pieu est lié au type d'effort (moment, effort horizontal ou incliné) et à la géométrie de la structure à reprendre.

Dans la plupart des cas, on respectera les symétries dans les structures, et on fera en sorte que les charges soit transmises le plus directement possible entre la structure et les pieux. Cela qui conduit à :

- Prévoir une répartition uniforme des pieux le long de la structure à reprendre
- respecter les symétries par rapport aux points d'application des charges
- prévoir des files de pieux en nombre pair

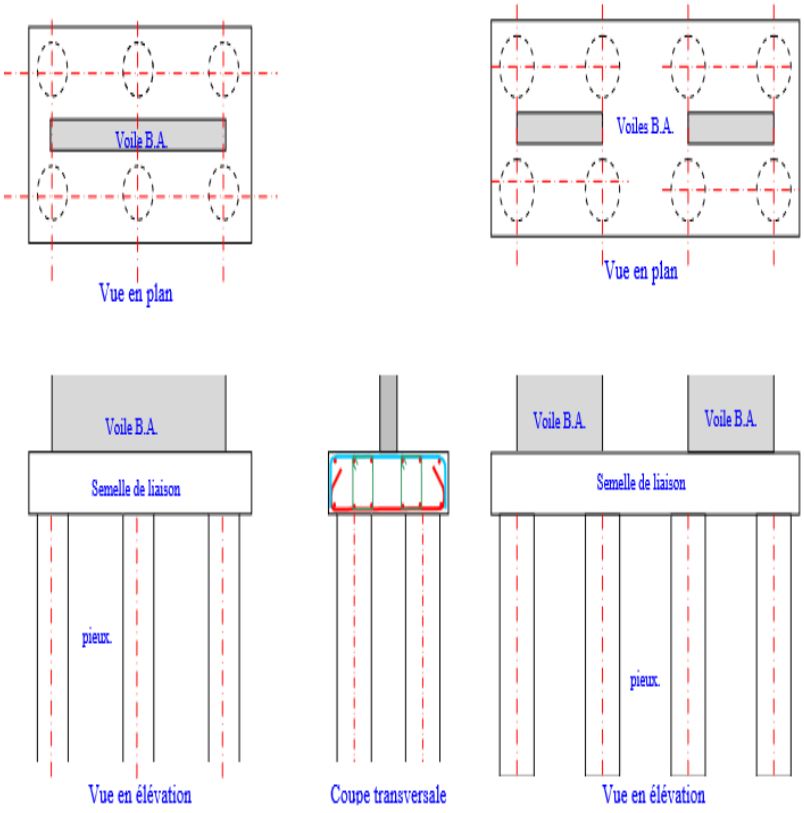


Figure II.13 cas de réalisation de groupe des pieux



II .7. 1. 3 Cas des pieux soumis à des sollicitations non verticales en tête:

Les efforts verticaux ne peuvent être repris par des pieux verticaux que s'ils ne sont pas trop longs, ou s'ils sont de fort diamètre. (Risques de flambement). Dans les autres cas, on aura recours à la mise en œuvre de pieux inclinés.

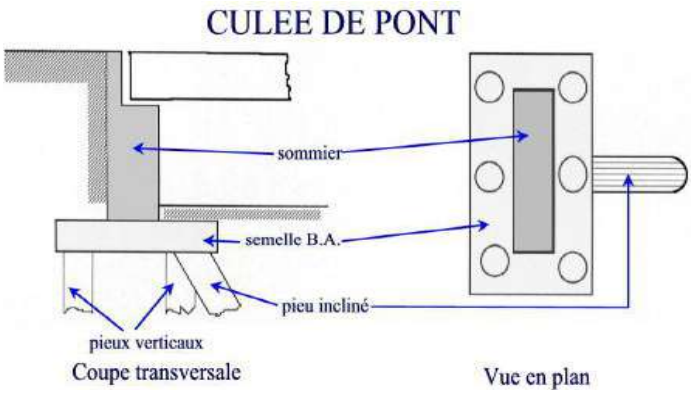
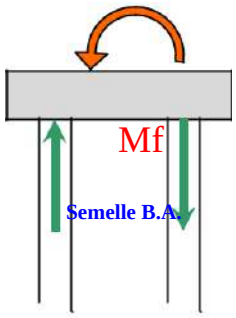


Fig. II.14 .pieu soumis à des sollicitations non verticales en tête.

Les moments sont repris soit par un groupe de pieux verticaux, soit par la mise en place de barrettes (pieux de section rectangulaire) exécutées selon le même principe que les parois moulées dont l'inertie élevée permet de reprendre de moments de flexion.

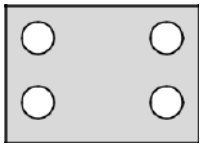


Pieux

Vue en élévation

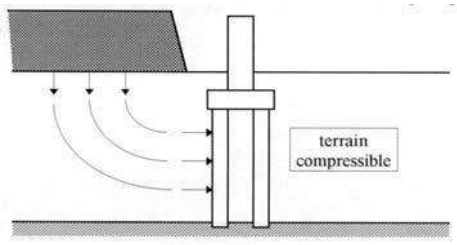


Vue en élévation



Vue en plan

Vue en plan



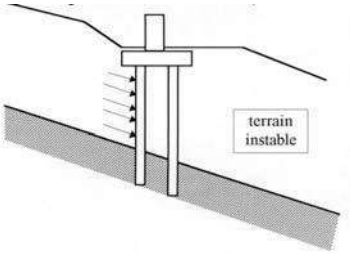


Figure II.15 . les moment reprise sur les pieux

La conception des pieux doit tenir compte d'éventuels efforts parasites dus aux déformations de sols (terrains compressibles, terrains instables). Dans la mesure du possible, on prévoira de réduire ces risques par des techniques de pré chargement de sol, ou de renforcement**.**

Chapitre III: Présentation de la zone d'étude et reconnaissance des sols

III.1. Introduction :

Un programme de reconnaissance géotechnique a été entrepris, comprenant un relevé des désordres et examen de la pathologie, la réalisation d'un levé topographique et quatre (4) sondages carottés de 10. 15 et 20 m de profondeur, équipés de piézomètre, cinq) 5)pénétromètres dynamique, ainsi que des essais de laboratoire.

III.2. Station de projet :

La zone d études fait de la commune de Draa Essamar est située à 4 km à l'ouest de la ville de Médéa, en zone montagneuse, à 806 m d'altitude le monastère de Tibhirine est situé à peu de distance de là, de l'autre coté du Djebel Nador, relief sur lequel Duvivier en 1840 avait fait installer le premier élément du télégraphe optique à 1119 m d'altitude sur le Kef el Azri.



Fig. III. 1 : Vus satellite de trace en Google Earth.

III .3.Contexte géologique :

Après consultation de la feuille géologique de Médéa au 1/50 000 ème N° 86 il en ressort que la région de la Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud. Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias. Le terrain d'étude et City au sud de Médéa dans la localité de la vile de Médéa sur le CW 238(route de Benchikao). Il s'agit d'une région d aspect monotone, où les pentes argileuse sont surmonté mamelons de sablonneux et gréseux

qui forment les point culminant de Benchikao (1319m). Les zones crétacées sont reconnaissables par la végétation arborescente.

III .4.Observation des désordres :

Le tracé de la route reliant RN 01 à la RN 18 est constitué de profils en déblais sur un linéaire de 300m environ. Il a été constitué des dégradations persistantes au niveau des talus ; ceci dénote que le glissement et actif et profond. Ces désordres se manifestent par :

- -Fissure et soulèvement au niveau de la chaussée.
- -Hétérogénéité du sol constituant les couches supérieures.
- -Erosion internes des couches supérieures dues au soutènement des eaux pluviales au niveau du déblai.
- -Absence de système de drainage en amont et en aval.

Les photos ci- dessous s'illustrent les observations relevées notamment :

- ✓ -Présence de fissure au niveau du talus de déblai.
- ✓ -Absence de système de drainage des eaux pluviales en amont en en aval.



Fig. III.2 : Erosion due au soutènement des eaux pluviales au niveau des talus de déblai.



Fig. III. 3 : Fissure et soulèvement de l'ordre de 80cm par endroit du niveau de la chaussée.

III .5.Cause de glissement :

Le tracé de la route traverse un site vallonné dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterrains se dirigeant vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le tracé de la route. Les dégradations sont observés coté talus. L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que les principales cause ayant engendré et continuent d'aggraver le risque de glissement sont :

- La morphologie défavorable du versant sur lequel repose le déblai.
- L'altération des propriétés géotechnique des sols supportant la chaussée.
- L'infiltration des eaux provoquant des érosions internes et une saturation des argiles et marnes
- Les pressions engendrés par l écoulement des eaux traversant les argiles et les marnes.
- Passage d'un ancien talweg en amont et en déblai.

En résumé l'examen du site a permis de constater ce qui suit :

1. -Etats des argiles décomprimés et toit des marnes saturées.
2. -Fissures et soulèvements au niveau de la chaussée.
3. -Erosion au niveau des talus de déblais.
4. -Absence d'un système d'évacuation des eaux pluviales en amont et en aval.

III .6.Résultats de la reconnaissance géotechnique :

Le programme d'investigations géotechnique entrepris par le CCTP, comporte les investigations suivantes :

* Essai in situ

-04 sondages carottés (SC 01, SC 02, SC 04, et SC06) équipés de piézomètre.

* Essai de laboratoire

-Identification sur échantillon intacts.

-Cisaillement à la boite.

III .6.1. Lithologie :

Les quartes sondages carottés (SC 01, SC 02, SC 04, et SC, 06), réalisés respectivement en amont et en aval du talus et au niveau de la chaussée.

Sondage SC 01

0 - 0.2m : Terre végétale

0.2 - 4m : Argile de couleur brunâtre à grisâtre friable avec des passages de grés.

4 - 11.5m : Argile marneuse de couleur grisâtre dure.

11.5 – 12m : Grés de couleur jaune et dure.

12 - 15m : Marne grise ferme.



Fig. III. 4 : photo de caisse de sondage SC1 de 0 à 6m de profondeur.[9]



Fig. III. 5 : Photo de caisse de sondage SC1 de 6 à 15m de profondeur.

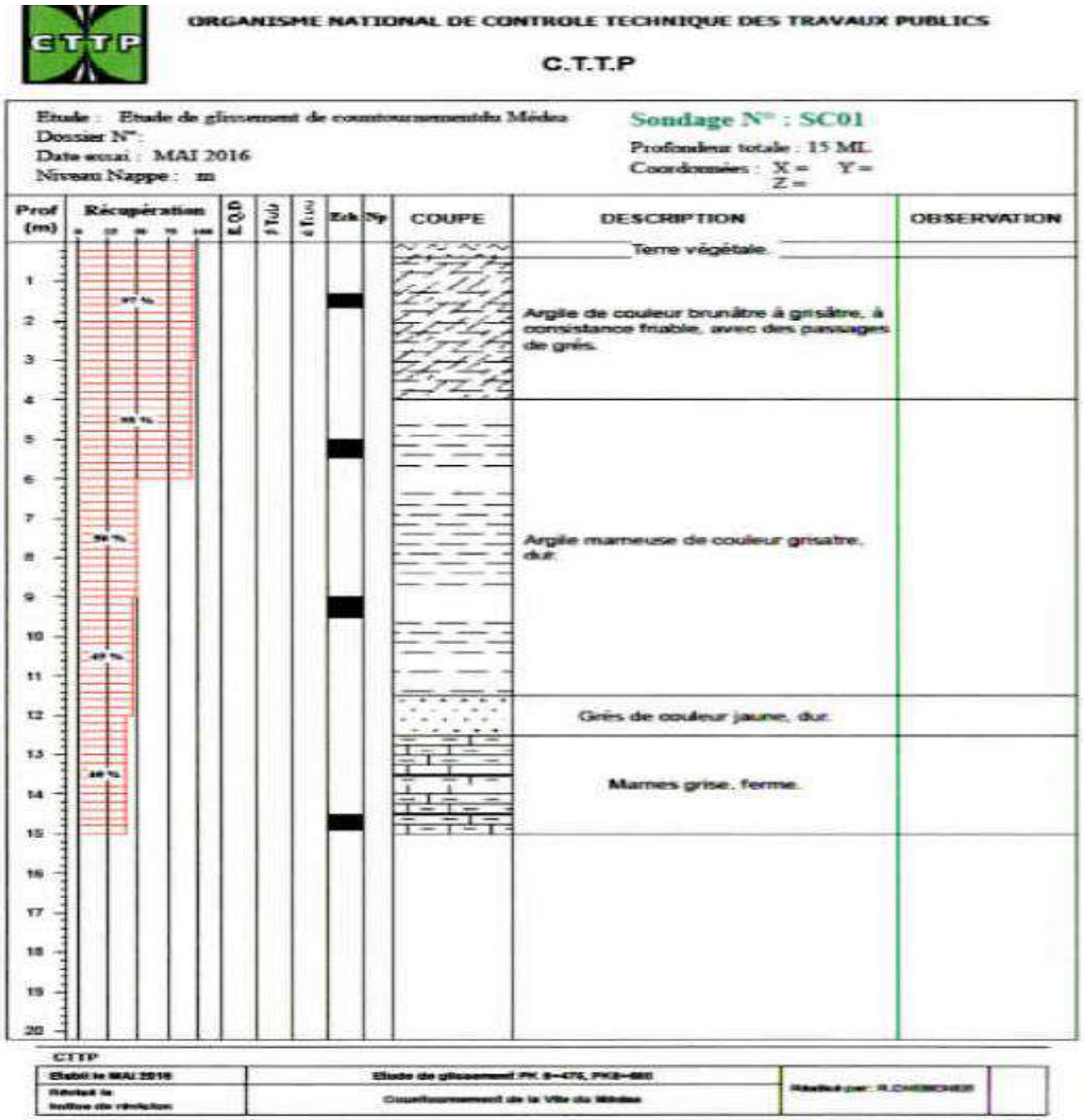


Fig. III. 6: Photo de coupe lithologique de sondage SC1 de 6 à 15m de profondeur.

Sondage SC 02

0 - 0.2m : Terre végétale

0.2 - 3.6m : Argile sableuse jaunâtre a grisâtre.

3.6 - 10m : Marne grise, dure et compacte.

Sondage SC 04

0 - 0.1m : Terre végétale

0.1 - 2.2m : Grés brunâtre a jaunâtre.

4 - 5.5m : Sable de couleur brunâtre.

5.5 - 6m : Argile marneuse brune avec trace de sable.

6 - 8.2m : Argile marneuse de couleur de brunâtre compacte.

8.2 - 8.4m : Sable brun à jaune de taille moyenne.

8.4 - 11m : Marne argileuse.

11 - 12m : Grés friable brune de taille moyenne.

12 - 13m : Marne grise avec intercalation de grés et d'argile.

13 – 15m : Marne grise claire compacte et dure.

Sondage SC 06

0 – 2m : Argile brune compacte avec trace de sable.

1 – 6.5m : Argile marneuse brune, avec trace de sable.

6.5 – 7m : Marne grise.

7 – 8m : Grés brune friable.

8 – 12.4m : Sable brun fin à moyen.

12.4 – 15m : Grés moyenne a grossière friable.

15 – 15.2m : Argile marneuse brune à trace de grés.

15.2 – 20m : Marne grise fine et compacte.

Le niveau piézométrique relevé se situe a – 1.5m a partir du terrain naturel.

III .6.2. Essai de laboratoire :

Les caractéristiques géotechniques des sols récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Les caractéristiques géotechniques des sols étudiées[8]

Nature des sols	**Sondage**	**Pruf(m)**	ɣd (t/m)	W(%)	Wi(%)	IP	Co (bar)	ϕ(°)	C° (bar)	ϕ °(°)
Argile	SC 01	5 –5.45	1.6	22.15	56.3	28.85	-	-	0.03	20.48
Marne	SC 01	14.5-14.9	1.96	21.39	55.4	28.08	-	-	0.08	25.59
	SC 02	4.7-5.1	1.6	28.53	68.12	37.03	-	-	0.11	15.9
	SC 02	8.2-8.6	1.7	22.12	59.22	30.87	-	-	0.21	16.14
	SC 04	11.1-11.75	-	-	47.87	23	-	-	0.09	28.4
	SC 04	14-14.8	-	-	62.8	33	-	-	0.1	18.5

	SC 06	17.3-17.9	-	-	51.02	25	-	-		

III .7.Argile :

- Les analyses granulométriques présentent des passent à 80 µm est de 100%
- Les valeurs des limites de liquidités de 56.3% correspondant à un indice de plasticité de 28.85% Selon la classification USCS, ces matériaux font partie des sols grenus, soit des graves argileuses GL à argile très plastique At.
- La densité sèche est de 1.6 t/m3, avec une teneur en eau naturelle de 22.15%
- Le degré de saturation (Sr) est de 86% témoignât d'un sol détrempé.

III.8. Marne :

- La granulométrie est caractérisée par des passants à 80 µm variant de 80 à 100 %
- Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité variant de 47.87 à 68.12 % et avec des indices de plasticités variant de 23 à 33 %.
- Les densités sèches varient de 1.6 à 1.96 % t/m3 avec des teneurs en eau naturelle de 21.39 à 28.53 %.
- Les degrés de saturations (Sr) est de 100 % traduisant que le sol est saturé.
  Selon la classification USCS[9] , ces matériaux font partie des sols fins, soient des argiles très plastiques CH.

III.9. Essai de pénétration dynamique :

III.9.1. Principe de l'essai :

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une point conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé ‹‹mouton››, pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de moutons N nécessaire pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres. La formule des Hollandais donnée ci-dessous permet de convertir le nombre de coups obtenu en résistance dynamique à la pénétration de la pointe.

$$Rd=\frac{M^2H}{Ae(M+P)}$$

Avec :

M : masse du mouton

H : hauteur de chute du mouton

e : refus (pénétration moyenne par coup)

A : section de la pointe du pénétromètre dynamique

P : poids des tiges.

III.9.2. Résultats des essais :

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe(Rd) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'évaluer la portance du sol support. Les paramètres mesurés en cours d'enfoncement sont l'effort de pointe. Le tableau suivant donne les valeurs de la résistance de pointe minimale (Rd min) par tranche de sol de même résistance.

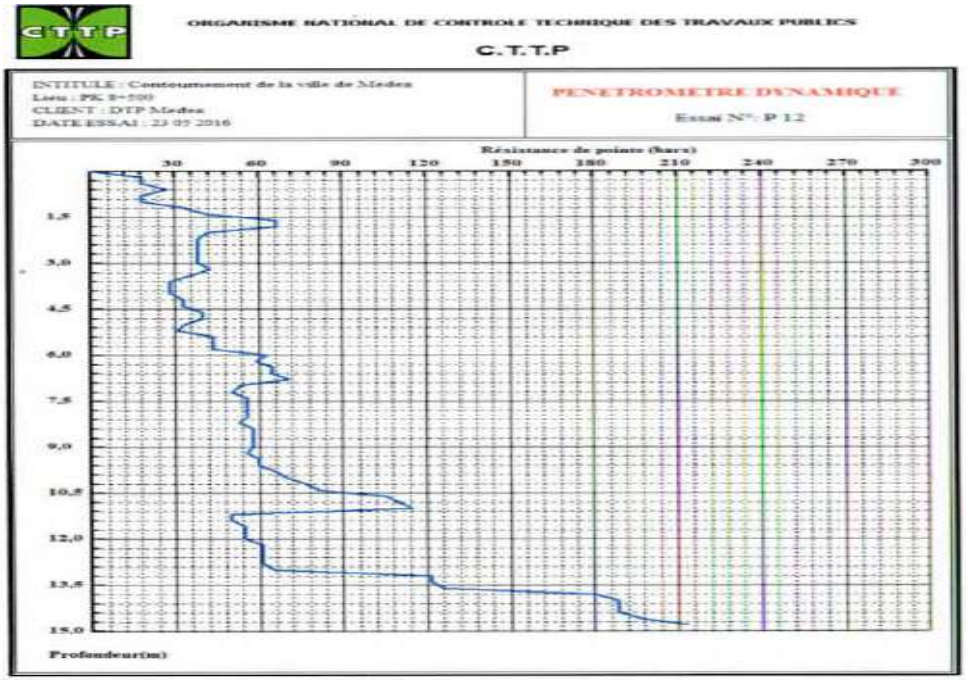


Fig. III.7: Péntrogramme 01.[8]

Tableau III.2 : donne les valeurs de la résistance de pointe minimale (Rd min) par tranche de sol de même résistance.

Essai N°	Profondeur (m)	Résistance de Pointe minimale (bars)	Consistance du sol
PD 12	0 - 13.5 13.5 - 15	35 120	Faible Compacte
PD 13	0 - 1.5 1.5 – 4.5	80 180	Faible Compacte

PD 16	0 – 1.5 1.5 – 7.5	45 120	Faible Compacte
PD 17	0 – 2.5 2.5 – 6	60 120	Faible Compacte
PD18	0 – 2 2 – 3	60 120	Faible Compacte

L'analyse des pénétrogrammes obtenus, nous a permet de constater ce qui suit :

Les courbes obtenues montrent une variation de la résistance du sol, traduites par des pénétrogrammes en dent de scies de 0 à 15 m de profondeur les valeurs enregistrées montrent deus niveaux de résistance de l'ordre de 35 à 80bars entre 0 et 2.5 m de profondeur, et des résistances de 120 à 180 bars au-delà 3.5 m de profondeur. L'allure des pénétrogrammes en forme de dent de scie met en évidence le caractère argilo-marneux de la formation traversée.

III .10.Conclusion :

L'étude géotechnique menée dans le cadre de l'étude de confortement de terrain survenu au niveau de contentement nord de la ville de Médéa au PK 8+475, fait ressortir ce qui suit :

- Le sondage SC 01 relevée un substratum marneux, de couleur grise et compacte, atteint à une profondeur de 12 m, surmontée par un banc de grés jaune et dure d'une épaisseur de 0.5 m et des argiles marneuse grisâtre d'une épaisseur 7.5 m. l ensemble est coiffé par 0.2 m de terre végétale.
- Le sondage SC 02 révèle un substratum marneux, de couleur grise et compacte, atteint à 3.5 m de profondeur, surmontée par des argiles sableuses, jaunâtre a grisâtre. L ensemble de coiffé par 0.2 m de terre végétale.
- Le sondage SC 04 révèle un substratum marneux, de couleur grise et compacte, atteint à une profondeur de 12 m, surmontée par un banc de grés d une épaisseur de 1 m et par des argiles. L'ensemble est coiffé par 10 cm de terre végétale.
- Le sondage SC 06 révèle un substratum marneux, de couleur grise et compacte, atteint à une profondeur de 15 m, surmontée par un banc de grés d une épaisseur de 0.6 m et par des argiles.
- le niveau piézométrique se situe a -1.5 m de profondeur au niveau de la chaussée.

- La stabilité du talus, selon les profils critiques, n'est pas vérifiée à l'état actuel, tant en situation statique que sous sollicitations pseudo-statiques (sismiques) avec un coefficient de sécurité F variant de 0.6 à 0.73 et ce, sans aucune mesure de confortement.

Afin de palier à ces désordres (fissures et soulèvement au niveau de la chaussée), engendrés par les pressions dues à l'écoulement des eaux sous le remblai et traversant les argiles et les marnes, un dispositif de confortement de type murs sur pieux a été préconisée.

Chapitre IV : Modélisation numérique

IV .1. Introduction :

Le logiciel TALREN 4 constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédentes de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97. TALREN 4 est un nouveau logiciel très convivial fonctionnant sous Windows®, et les utilisateurs de TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN trouveront son utilisation très facile. Les principales caractéristiques de TALREN 4 sont abordées dans le chapitre 2. Le détail des fonctionnalités disponibles est ensuite présenté dans les chapitres suivants.

Nous attirons particulièrement l'attention du lecteur sur les paragraphes signalés par "IMPORTANT" : ils contiennent des indications particulièrement importantes nécessaires à une bonne utilisation du logiciel.

IV .2. TOUR D'HORIZON :

IV .2.1. Les principales caractéristiques de TALREN 4 :

IV.2.1.1. L'interface graphique interactive :

L'interface de TALREN 4 est une interface graphique interactive, développée en fonction des principes suivants :

- la plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.
- le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible : les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.
- Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de qs clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas. • Chaque donnée n'est saisie qu'une et une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.
- De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (sol, renforcements) sont disponibles.

IV .2.1.2. La gestion du phasage :

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

- activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements, • modification de certaines caractéristiques de sols,
- modification des conditions hydrauliques. Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet. D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase. Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par :
- une méthode de calcul différente,
- un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,
- des conditions sismiques différentes,
- une définition des surfaces de rupture différente.

Il est ainsi possible, par exemple, pour une même phase de calcul (donc une même coupe) de vérifier la stabilité de plusieurs types de surfaces de rupture (plusieurs points de passage pour des cercles par exemple), ou de comparer la situation fondamentale et la situation avec séisme.

Le principe de hiérarchisation des phases de calcul et des situations de calcul est illustré par un exemple sur la Figure suivant :

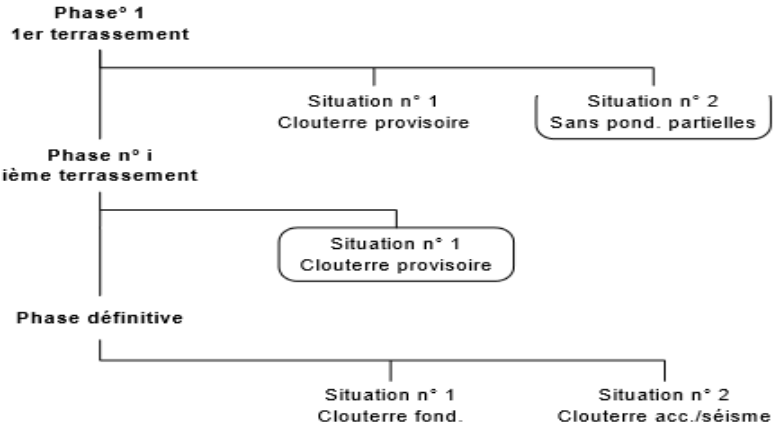


Fig. IV. 1 : Gestion des phases et situations.

Chaque calcul porte sur une situation de calcul d'une phase d'exécution. Les calculs pour chaque situation de chaque phase sont indépendants des calculs des autres situations et autres phases. Par exemple, le résultat du calcul pour la situation m de la phase n ne dépend ni des résultats de la phase n-1 ni des résultats de la situation m-1 ni d'aucun autre résultat. Il faudra donc lancer autant de calculs pour un fichier projet que de situations définies pour toutes les phases du fichier projet.

IV .2.1.3. La recherche automatique de surfaces de rupture :

Dans le cas des surfaces de rupture circulaires, une option de recherche automatique des surfaces de rupture est disponible en complément de l'option de définition du quadrillage manuel. Cette option est compatible avec les modes "point de passage imposé" et "cercles tangents à une couche", et permet un balayage automatique de l'ensemble de l'espace possible pour les centres des cercles. Les figures suivantes illustrent le principe de balayage utilisé. Le paramétrage de la recherche automatique, et la méthode de balayage.

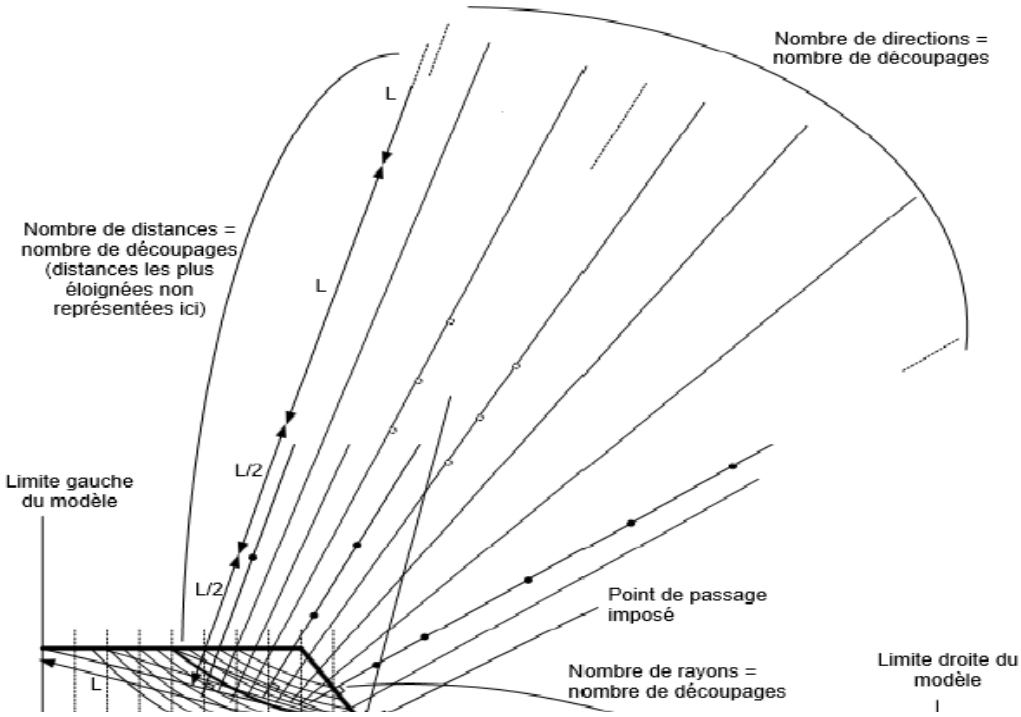


Fig. IV.2 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point de passage imposé : premier niveau de balayage.

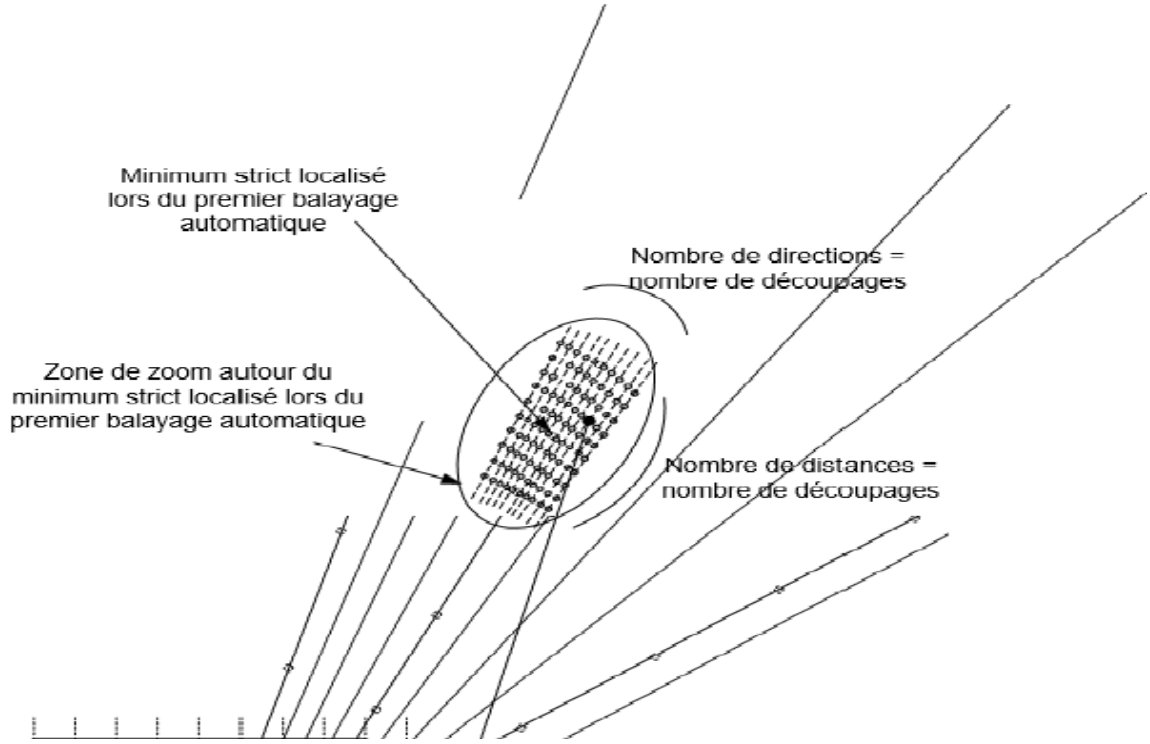


Fig. IV. 3 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point de passage imposé : deuxième niveau de balayage (zoom).

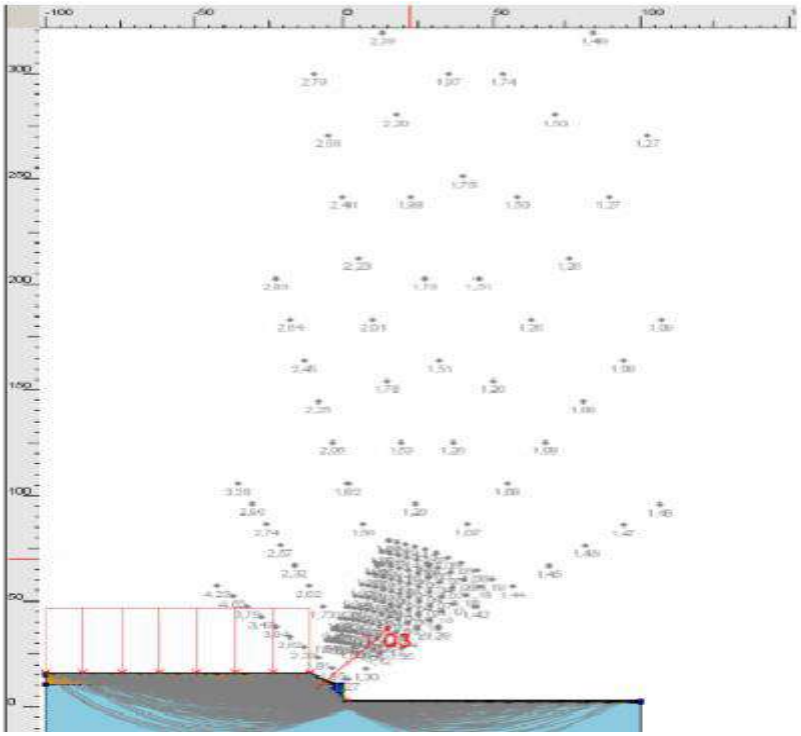


Fig. IV. 4 : exemple de résultat de recherche automatique avec point de passage imposé dans TALREN 4 (avec affichage de tous les cercles calculés).

D'autre part, dans le cas de la méthode du calcul à la rupture associé aux spirales logarithmiques, l'utilisateur précise un intervalle d'entrée et un intervalle de sortie pour la spirale, ainsi que quelques autres paramètres (précisés dans le chapitre 5.2.5.4), et TALREN 4 effectue là-aussi une recherche automatique de l'ensemble des spirales correspondants à ces intervalles d'entrée/sortie, comme illustré sur les Figure 5 et Figure 6.

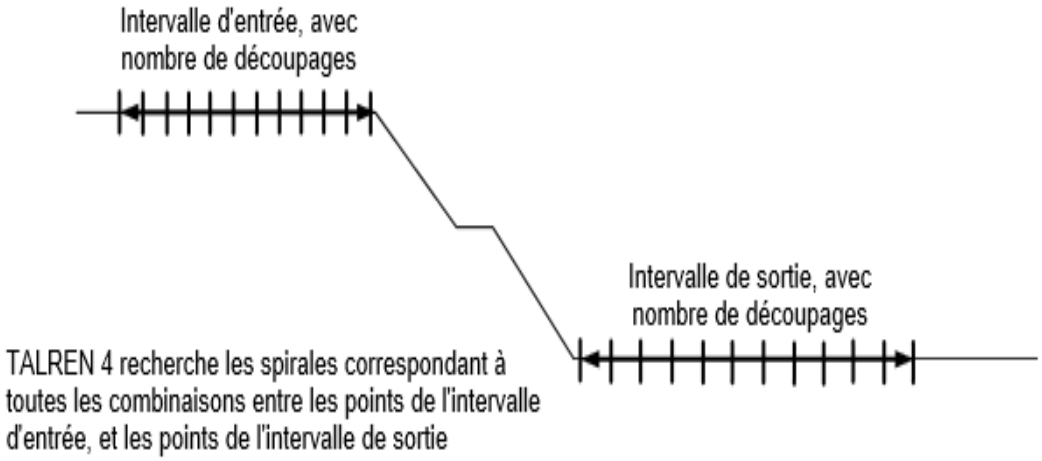
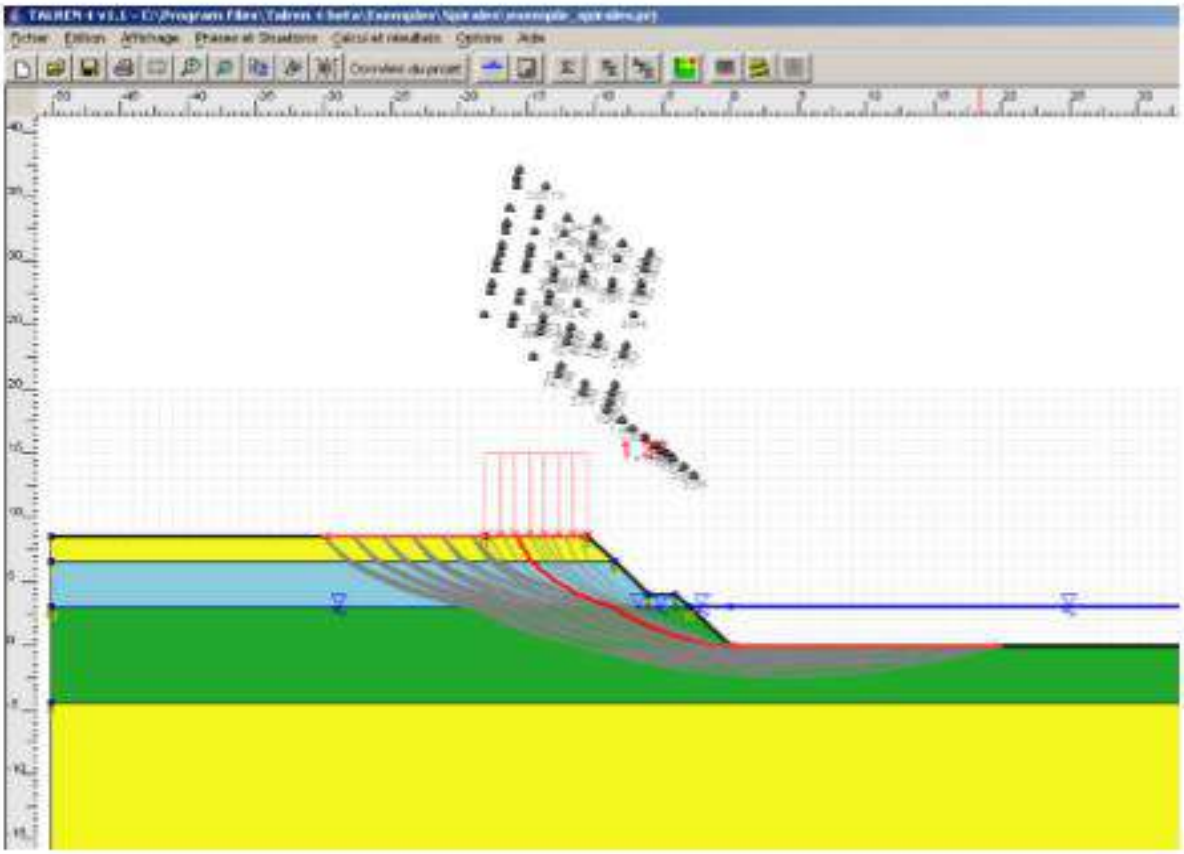


Fig. IV. 5 : principe de balayage dans le cas du calcul à la rupture (spirales logarithmiques).



. Fig. IV.6 : Exemple de résultat de recherche automatique pour les spirales logarithmiques dans TALREN 4 (avec affichage de toutes les spirales calculées).

IV .2.1.4. La méthode de calcul à la rupture (spirales logarithmiques) :

TALREN 4 propose, outre les 3 méthodes de calcul à l'équilibre limite (Fellenius, Bishop, perturbations), la méthode de calcul à la rupture (avec des surfaces de rupture de type spirales logarithmiques, Figure 6). Pour davantage d'informations concernant cette nouvelle méthode de calcul, le lecteur pourra consulter la notice technique (chapitre C de ce manuel), ainsi que les tutoriaux du chapitre D de ce manuel.

IV .2.1.5. La compatibilité avec les versions précédentes de TALREN :

La compatibilité ascendante de TALREN 4 est assurée avec TALREN 97, sauf exceptions. D'autre part, TALREN 4 permet de relire des fichiers PLAXIS V8.

IV .2.2. Démarche générale d'utilisation de la nouvelle interface :

Le logiciel se décompose en deux grandes parties (appelés "modes" dans la suite) : le mode "Données" d'une part, et le mode "Phasage/calculs" d'autre part.
La démarche classique d'utilisation du logiciel est la suivante :

- Ouverture du logiciel : le mode actif est le mode "Données" ;
- Création d'un nouveau fichier projet ou ouverture d'un fichier projet existant ;
- Définition ou modification des données générales (ou éventuellement aucune modification dans le cas d'un fichier existant) ;
- Basculement en mode "Phasage/Calculs" à l'aide du bouton de la barre de boutons contextuelle prévu à cet effet ;
- La première phase est générée par défaut : l'utilisateur définit ou modifie ses paramètres si nécessaire ;
- La première situation est générée par défaut : l'utilisateur définit ses paramètres ou modifie ses paramètres si nécessaire ;
- Création si nécessaire d'autres situations pour la première phase, grâce aux boutons de la barre de boutons contextuelle ou aux options du menu "Phases et situations ;
- Création si nécessaire d'autres phases, grâce aux boutons de la barre de boutons contextuelle ou aux options du menu "Phases et situations" ;
- Lancement des calculs, soit au fur et à mesure des situations, soit pour toutes les situations d'une phase, soit pour toutes les situations de toutes les phases : le calcul peut être lancé soit à partir des 3 options de calcul du menu "Calculs

et résultats", soit à partir des 3 boutons de calcul de la barre de boutons contextuelle.

- Visualisation des différents types de résultats soit sur le dessin, soit sous forme de tableaux de résultats.

L'utilisateur pourra également se reporter au chapitre D pour découvrir le fonctionnement de TALREN 4 illustré par plusieurs tutoriaux très détaillés.

IV.3. Les différentes options pour la manipulation de l'interface :

IV .3.1. Les différentes zones à l'écran :

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

• Le menu principal (complété par le menu contextuel) ;

• La barre de boutons générale et les barres de boutons contextuelles ;

• Le navigateur des phases et situations (visible seulement en mode Phasage/Calculs) ;

• La zone graphique ;

• La barre d'état ;

• Les boîtes de dialogue.

Ces différents objets sont décrits dans les chapitres suivants.

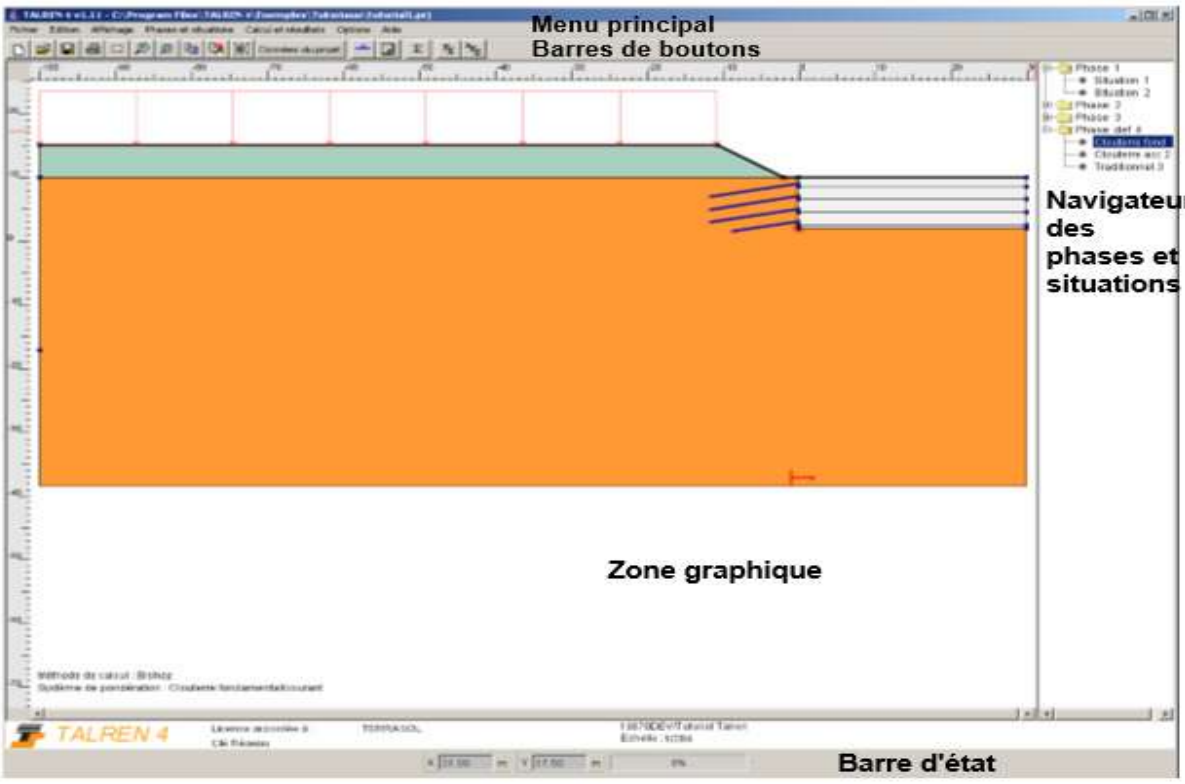


Fig. IV.7 : Identification des zones à l'écran (en mode Phasage/Calculs).

IV. 3.2. Le menu, les barres de boutons et le navigateur :

IV .3.2.1. Le menu principal :

Le menu, dont l'arborescence complète comporte les rubriques principales suivantes :

• Fichier

• Edition

• Affichage

• Données

• Phases et situations

• Calcul et résultats

• Options

• Aide

Les menus "Données" d'une part, "Phases et situations" et "Calcul et résultats" d'autre part, ne sont pas affichés simultanément. Sont affichés ceux (ou celui) qui correspondent au mode "actif" du logiciel. A tout moment, les options de menu non disponibles sont grisées. Par exemple, l'option "Tableau récapitulatif des renforcements" du menu "Affichage" est grisée si aucun renforcement n'a été défini.

Les options de menu sont toutes accessibles par un raccourci clavier du type "Alt + F + N" par exemple pour accéder au menu "Fichier", option "Nouveau". Les lettres à utiliser pour les raccourcis apparaissent soulignées dans le menu (conformément au standard des applications Windows), dès que l'utilisateur appuie une première fois sur la touche "Alt" du clavier.

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

IV. 3.2.2. Le menu contextuel :

Il est accessible par un clic droit de la souris. Il permet à tout moment d'accéder :

• aux options d'affichage les plus courantes (notamment certaines options de zoom, dont "Voir l'ensemble du projet", très utile) ;

• aux opérations de manipulation des éléments sélectionnés avant d'utiliser le clic droit : notamment propriétés, suppression, édition, activation ou désactivation. Les options proposées dépendent du mode actif (Données ou Phasage/Calculs) ;

• à toute autre option particulièrement pertinente en fonction de la position de la souris ou de l'élément sélectionné. Par exemple sur la Figure 10, il est possible d'accéder au paramétrage des résultats sur le dessin, car il s'agit du mode Phasage/Calculs, après calcul.

IV. 3.2.3. La barre de boutons principaux:

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

. Nouveau fichier.

. ouvrir un fichier.

. Enregistrer un fichier.

. Imprimer.

. Zoom sur un fenêtre définie par l'utilisateur.

. Zoom avant.

. Zoom arrière

. Copier dans le papier l'élément sélectionner.

. Capture d'écran.

. Commentaires généraux.

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



Fig. IV. 8 : La barre de boutons principaux.

IV. 3.2.4. Les barres de boutons contextuelles:

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

. Outil "Sélection".

. Description générales du projet

. Dessin de lignes géométriques

. Dessin de surcharge (surcharges répartie puis torseurs).

. Dessin de renforcement (clous, tirants, bandes et boutons).

. Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boite de dialogue).

. Basculement en mode "Phasage/Calculs".



Fig. IV. 9 : La barre de bouton contextuelle "Donnée".

IV. 3.2.5. Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calcules":

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus "Phases et situations" et "Calculs et résultats":

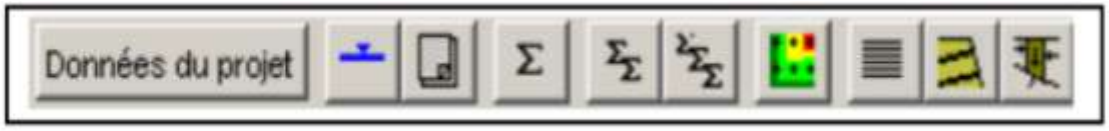


Fig. IV. 10 : La barre de boutons contextuelle "Phasage.

IV. 4. Vérification la stabilité du talus par logiciel talren v4

- Méthode d'analyse de calcul : Bishop : Quand la surface de rupture est en forme d'arc, on adopte la méthode de Bishop.
- Coefficient de sécurité : Pour les glissements, dans le cas normal (stable à long terme durant le service), le coefficient de sécurité doit prendre $F \geq 1.50$
  dans le cas anormal (sous l'effet sismique), on demande un coefficient de sécurité $F \geq 1.30$.

IV.4.1 Vérification de la stabilité avant confortement :

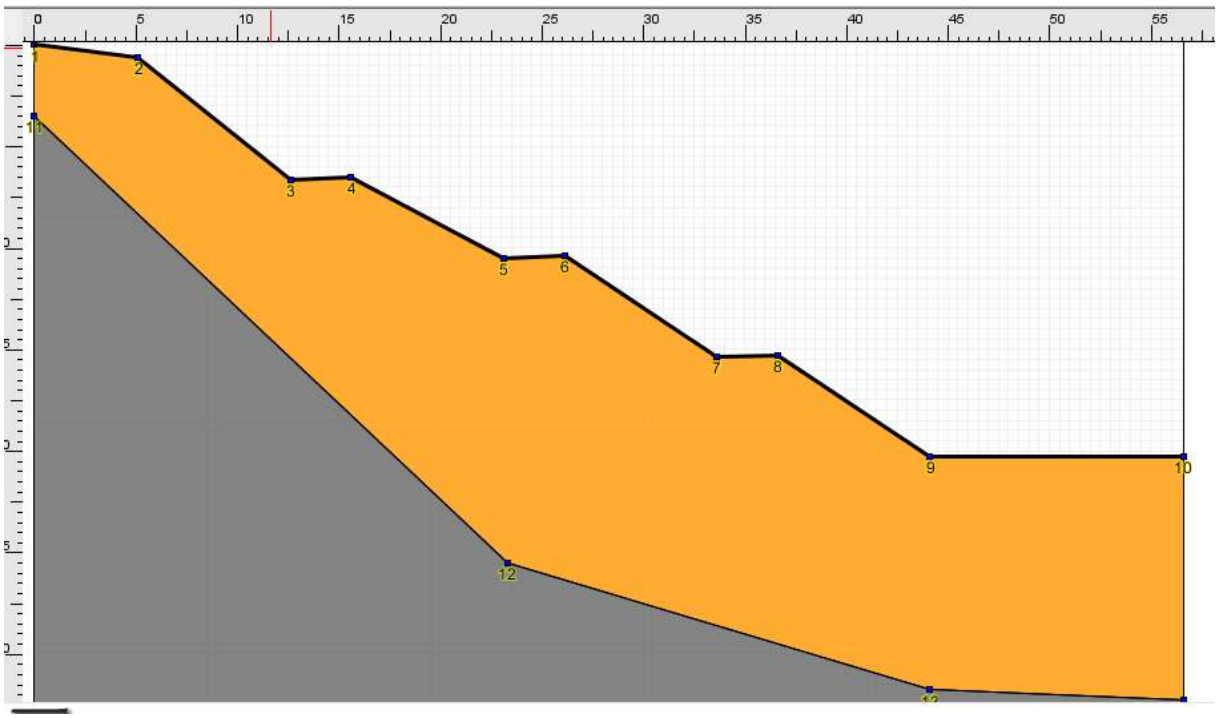


Fig. IV. 11. Etat initial avec talus instable

Interprétation des résultats :

Le coefficient de sécurité (Fs) du glissement avant confortement, obtenir aprè calcul est de :

Fs = 0.64

Dans le cas on remarque que le coefficient de sécurité est inférieur à 1.5, ce qui montre que le glissement est instable. Par conséquent, nous allons proposer une solution de confortement pour stabiliser ce glissement et résoudre le problème du glissement rencontré.

IV.4 .2.Vérification de la stabilité après le confortement :

IV.4.2.1. Proposition des solutions des confortements :

Les solutions des confortements proposées ci-dessous permettent d'éviter la destruction totale ou partielle du tronçon affectée par le glissement. A cet effet, on propose solutions de confortement suivante :

- murs en béton armé sur pieux (avec une nappe phréatique)

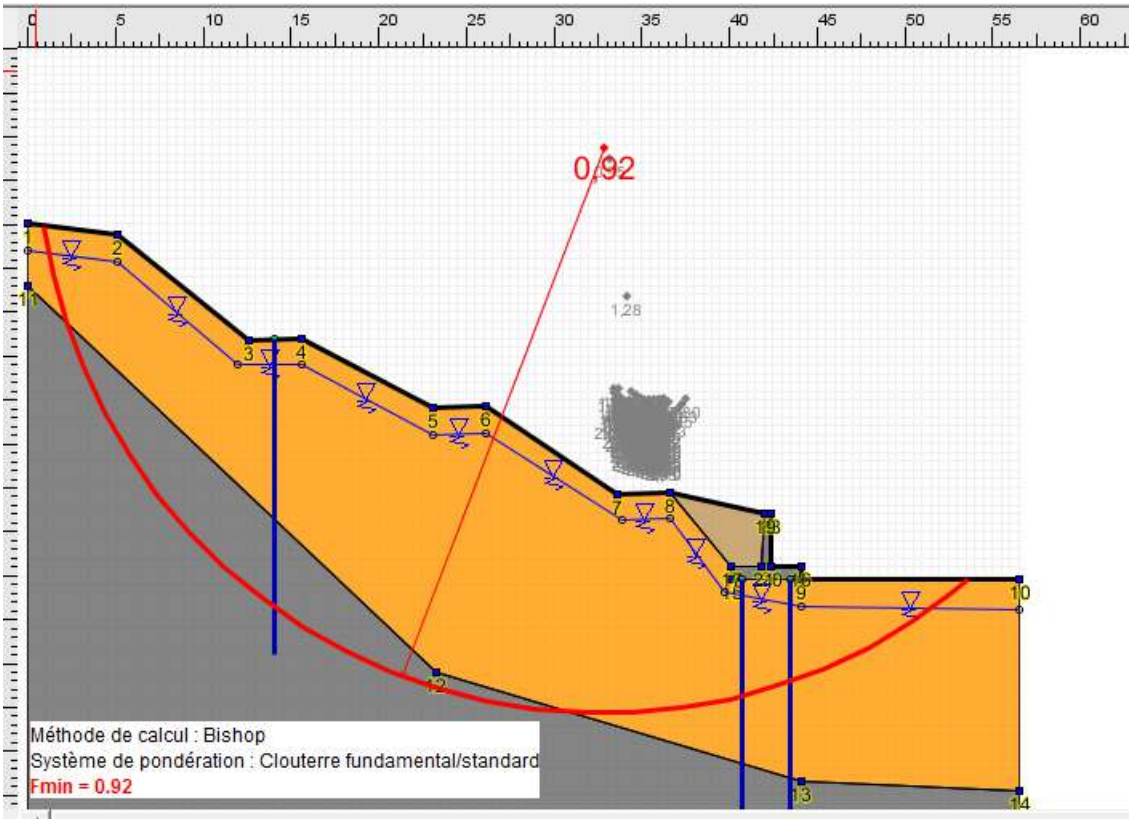


Fig. IV. 12. Confortement avec nappe phréatique (instable nécessite un drainage et abaissement de la nappe)

Interprétation des résultats :

Le coefficient de sécurité (Fs) du glissement âpre confortement, obtenir âpre calcul est de :

Fs = 0.92

Dans le cas on remarque que le coefficient de sécurité est inférieur à 1.5, ce qui montre que le glissement est instable.

- murs en béton armé sur pieux (sans une nappe phréatique)

Confortement sans nappe phréatique (talus stable)

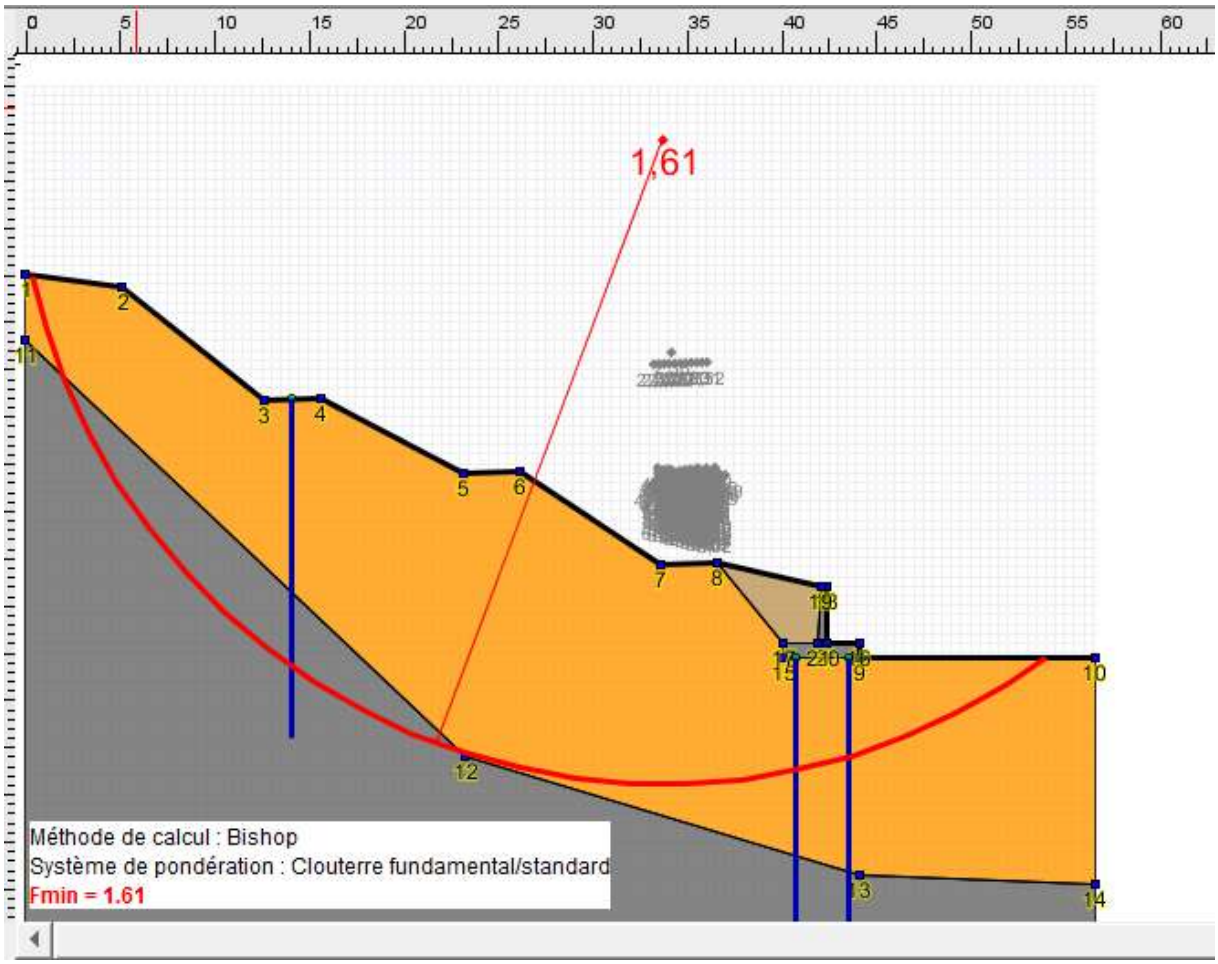


Fig. IV. 13. Confortement sans nappe phréatique (talus stable)

Interprétation des résultats :

Le coefficient de sécurité (Fs) du glissement âpre confortement, obtenir âpre calcul est de :

Fs = 1.61

Dans le cas on remarque que le coefficient de sécurité est supérieur à 1.5, ce qui montre que le glissement est stable.

En remarque que la présence de l'eau et a grande effet dans le glissement et une cause principal dans les glissements des terrains si pour ca il obligée de faire un drainage avec le confortement

Conclusion générale

L'analyse de la stabilité d'un terrain exposé au glissement est une opération complexe dans la mesure où une multitude d'aspect s'interférent, notamment à l'incertitude sur les paramètres géotechniques. L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations concernant le site, les essais réalisés in – situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu globale sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables. Dans le calcul de stabilité, les écarts de calcul du facteur de sécurité, avec un même jeu des données (la géométrie, des propriétés du sol), n'excèdent pas de plus de 10% pour les méthodes que nous avons utilisés dans cette étude (la méthode des tranches de Fellenius, Bishop, et la méthode globales).

Dans ce mémoire, on a fait une modélisation numérique d'un cas réel de glissement de terrain, celui du site entre Draa Essamer. Cette modélisation a été faite en utilisant la méthode bishop simplifié, exploitée par le logiciel TALREN 04.

La modélisation de talus actuel a montré que ce dernier est en état instable vue que les coefficients de sécurité obtenus pour les trois phases utilisées sont ≤ 1.5. Par conséquent cette instabilité de talus de la route nécessite un renforcement, les solutions suggérer ont montré une amélioration de la valeur de Fs, reste à faire une étude détaillé sur l'aspect économique et technique de ces types de confortement. Pour finir, on espère que ce travail sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle ainsi que le prolongement des futurs étudiants travaillant dans ce domaine.

Références Bibliographiques :

[1] FLAGEOLET.J.C.Les mouvements de terrain et leur prévention.224p, Masson, Paris.

[2] COLAS G. & PILOT G. (1976). Description et classification des glissements de terrain.

[3] photo de écoulement en bégaya d âpre le journal el khabar n° 7717 26/02/2015

[4] CHRISTIAN CHAPEAU & JEAN-LOUIS Durville « L'eau et les risques de glissement de terrain »

[5] D.T.R BC. (1994). Les fondations profondes (Vol. 22).

[6] PRAKASH, & SHARMA. (1990).PILE FOUNDATIONS IN ENGINEERING PRACTISE .JOHN WILEY AND SONS JUL 25.1990 –TECHNOLOGY AND ENGINEERING

[7] FRANK, R. (1999). Calcul des fondation superficielles et profondes . Presse de l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées, 22, 421-439.

[8] résultat d'étude de terrain de (cctp) cahier de clauses techniques particulières

[9] uscs classification, unified soil classification system

[10] Technique de l'Ingénieur. base documentaire et article d'actualité pour les ingénieurs

annexes

ELEMENTS D'ENREGISTREMENT

A) CONTROLE INTERNE DU PRODUIT	
Nom et Visa du rédacteur	S.SEKFALI
Nom et Visa du 1er responsable de la structure émettrice	N.BOUZERARA
Nom et Validation du responsable hiérarchique	F.DERIAS

B) IDENTIFICATION ET ARCHIVAGE DU PRODUIT (cf. Instruction IN.DC.03)	
Structure Emettrice	DGG
Intitule du document	Glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Medea, wilaya de Medea Rapport d'etude
Code du document	540 – ET – 30 –
Nombre de pages (annexes non incluses)	21
Date d'établissement du document	Oct 2016
Durée d'archivage actif	02 années
Lieu d'archivage actif interne	DGG
Clé client	26
Nom de la wilaya abritant le projet	MEDEA

Etude : Etude de glissement de contournementdu Médea

Dossier N°:

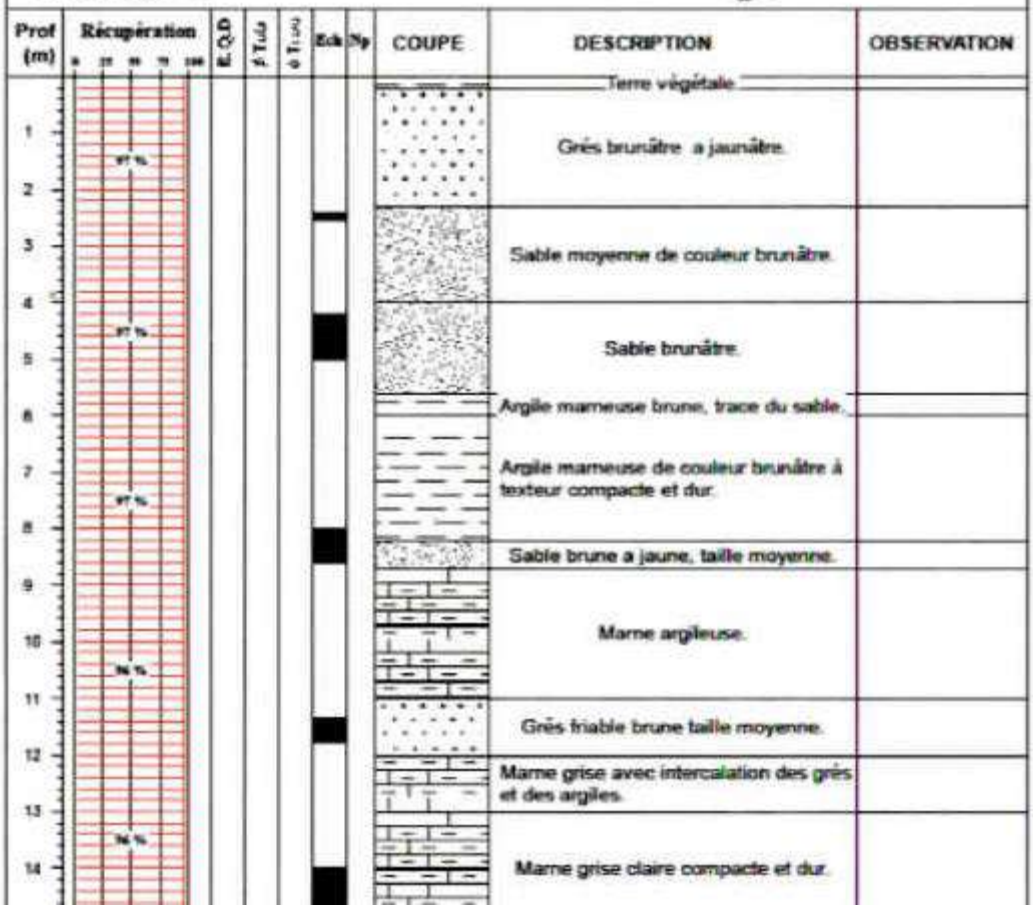
Date essai : MAI 2016

Niveau Nappe : m

Sondage N° : SC04

Profondeur totale : 15 ML

Coordonnées : X = Y = Z =



Etude : Etude de glissement de contournementdu Médea

Dossier N°:

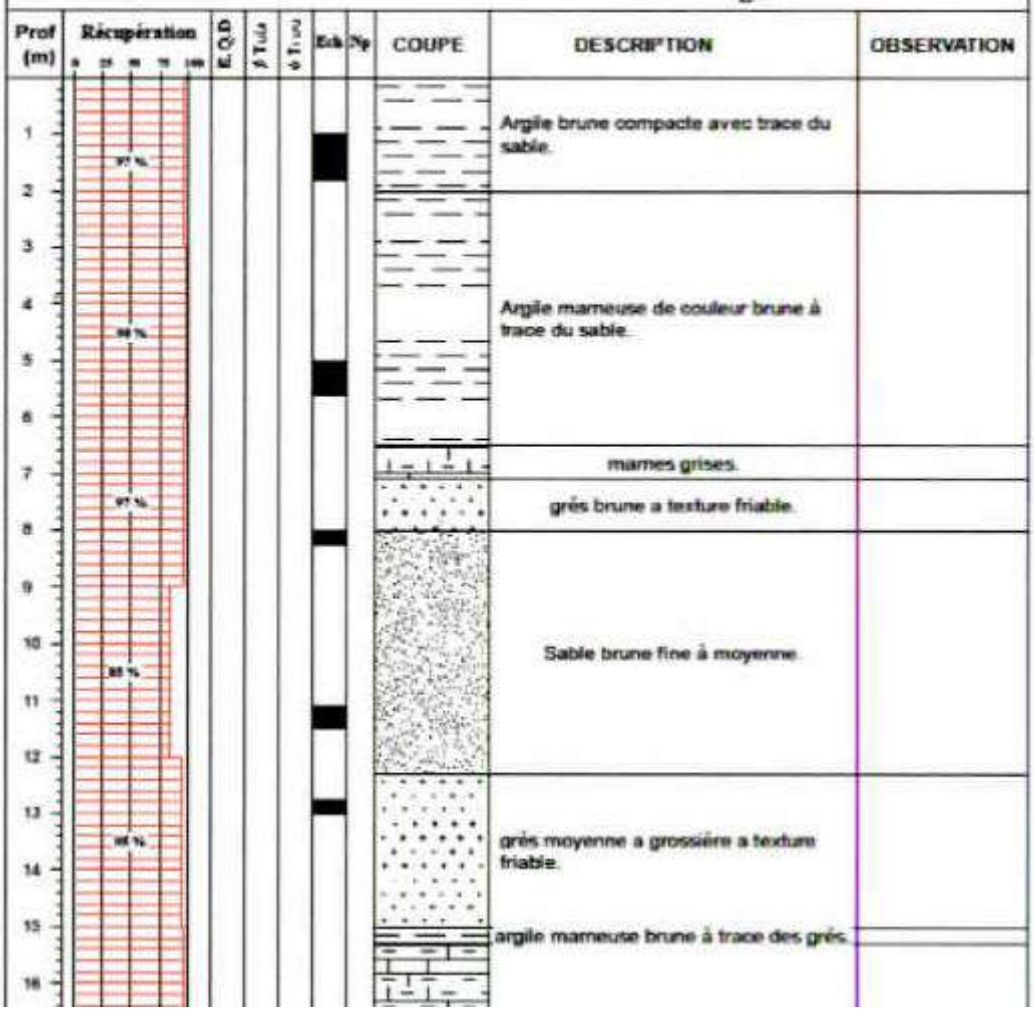
Date essai : MAI 2016

Niveau Nappe : m

Sondage N° : SC06

Profondeur totale : 21,3 ML

Coordonnées : X = Y = Z =





Prof de 12 à 15m



Sondage 4



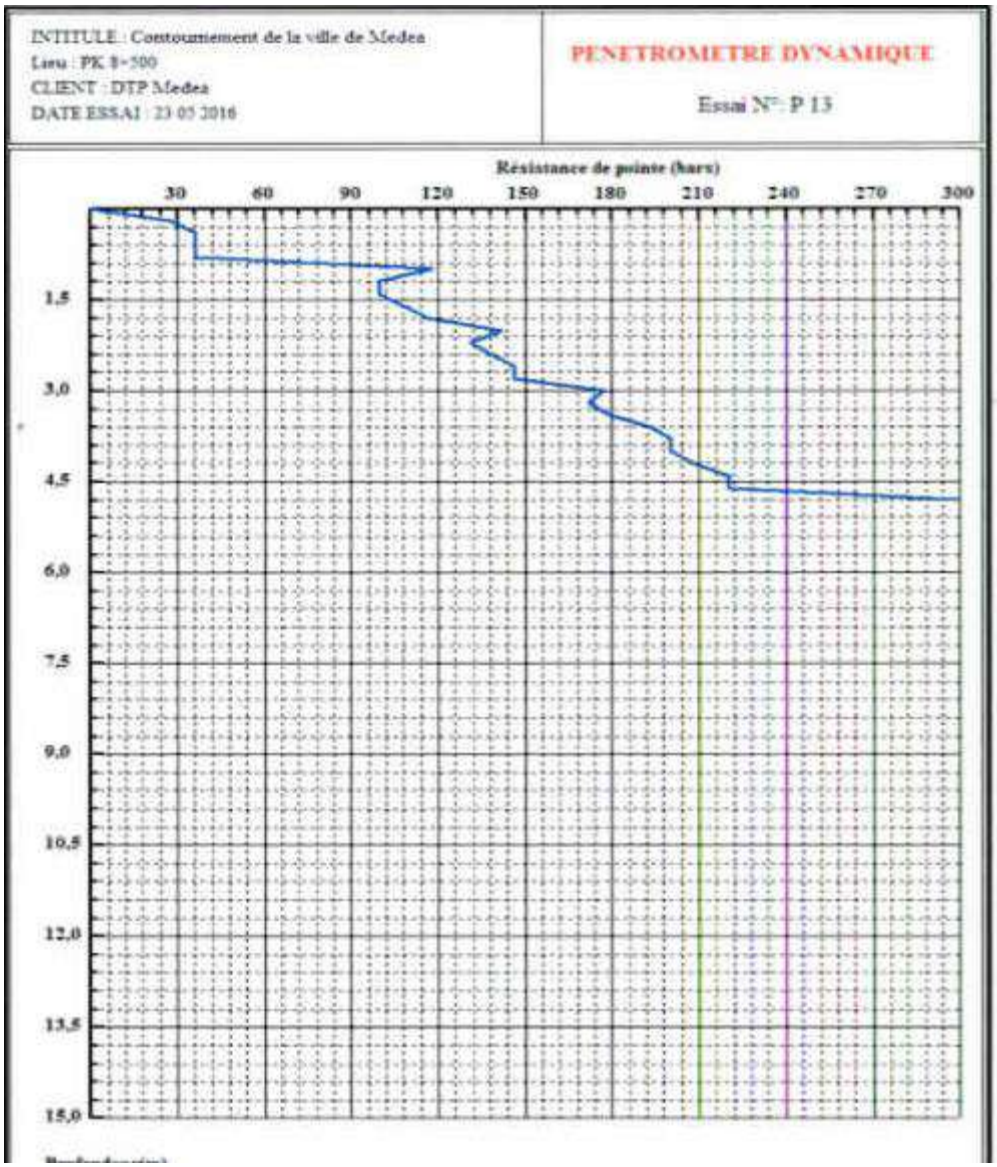
Prof de 6 à 12.3m



Prof de 12.3 à 18.3m



Prof de 18.3 à 21.3m


INTITULE : Contournement de la ville de Medea
Lieu : PK 8+500
CLIENT : DTP Medea
DATE ESSAI : 23 05 2016
PENETROMETRE DYNAMIQUE
Essai N°: P 13
Résistance de pointe (bars)
30
60
90
120
150
180
210
240
270
300
1,5
3,0
4,5
6,0
7,5
9,0
10,5
12,0
13,5
15,0

Pdl 13