



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

Etude de glissement de terrain de
« BARDO » dans la wilaya de Constantine.

Présenté par :

M^{elle} .DEBBAH Darine

Encadré par :

Mr. HAMADI Kamel

Promotion 2017 /2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

*Malgré les obstacles qui s'opposent
En dépit des difficultés qui s'interposent*

*Les études sont avant tout
Notre unique et seul atout*

*Espérant des lendemains épiques
Un avenir glorieux et magique*

*Souhaitant que le fruit de nos efforts fournis
Jour et nuit, nous mènera vers le bonheur fleuri*

*Aujourd'hui, ici rassemblés auprès des jurys,
Nous prions dieu que cette soutenance
Fera signe de persévérance
Et que nous serions enchantés
Par notre travail honoré*





Je dédie ce travail ...

♥ ... *A mon chère Père « **Rachid** », Qui a fourni les efforts jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour ma formation. Que Dieu te garde en très bonne santé et fait en sorte que jamais je ne te déçoive.... Inchalah.*

♥ ... *A ma très chère mère « **Saida** », Le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien toutes mes études. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserve et t'accorde santé, longue vie et bonheur.*

♥ ... *A mes chères sœurs « **Rima** », « **Amira** », « **Houda** » et mon petit frère « **Tamer** » qui ont été mon soutien morale dans les moments difficiles que j'ai passé, sans oublier leurs belles surprises sucrées. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.*

♥ ... *A tous les membres de ma famille, petits et grands qui m'ont encouragé pour continuer avec succès mon travail.*

♥ *Darine* ♥

Remerciement

Je remercie d'abord **ALLAH** le tout puissant de m'avoir donné la force, le courage et la volonté pour arriver au bout de ce travail, ainsi que **mes parents** à qui nous vouons une reconnaissance infinie pour leurs soutiens et leurs patiences.

Je remercie tout particulièrement **Mr Bahi** d'avoir accepté de passer mon stage de PFE au sein de son bureau d'étude sans oublier **Mme BELHANACHI, Amal** et **Mouna** pour le bon accueil et l'aide qui m'ont donné.

Mes remerciements les plus sincères vont aussi à mon encadreur **Mr. HAMADI Kamel** qui m'a donné la chance de travailler sous sa direction pendant la durée du mémoire avec une bonne orientation et une formidable compétence. Ce travail lui doit beaucoup...pour cela merci.

Mes vifs remerciements vont également à **Mr. MESSAI Abdessalem** de m'avoir donné l'aide, les conseils et de fourni le maximum d'information dont j'avais besoin avec une bonne qualité professionnelle.

Merci à **Mr. MOKHTARI Belkacem, BOUDOUHANE M. Amine, Henniche Khawla** et **Bouhali sarra** qui m'ont fait profiter de leurs expériences et leurs aides précieuses.

Je remercie également tous les membres du jury d'avoir accepté d'assister à la présentation de ce travail et de qu'a bénéficié de leurs remarques précieuses.

J'adresse l'expression de ma haute considération et de mon profond respect à tous les enseignants de l'**ENSTP** de m'avoir accompagné et me formé durant tout mon cursus.

Je n'oublie pas de remercier vivement : **Zoulikha, Safia, Randa, Chayma et Selma** qui ont su me soutenir, me supporter, m'encourager pendant toute la durée de rédaction de mon mémoire et **Meriem** pour les bons moments partagés.

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

M^{elle} DEBBAH Darine

ملخص:

هذا العمل يمثل دراسة معالجة لحالة انزلاق تربة لينة، وقعت بالحديقة الحضرية الواقعة بـ"باردو"، بولاية قسنطينة. تم إجراء تحليل عكسي لإعادة تشكيل حالة الاستقرار الحرج اعتمادا على مستوى الانزلاق الذي تم تحديده على أساس الملاحظات والمسوح الجيولوجية المنجزة وكذلك في ضوء نتائج اختبارات التقصي الجيوتقنية التي تمت في إطار هذا المشروع.

بناء على هذا التحليل تم اقتراح متغيرين لمشروع المعالجة في كل من الجزء العلوي والسفلي للانزلاق، الحل المؤهل بعد القيام بتحليل متعدد المعايير هو عبارة عن حائط إسناد خرساني مسمر بقضبان فولاذية مغروزة في التربة بالنسبة للجزء العلوي، وصفين من الخوازيق الخرسانية بالنسبة لبقية المنحدر.

الكلمات المفتاحية: انزلاق، تعزيز، جدار مسمر، خوازيق خرسانية، نمذجة رقمية

Résumé :

Ce présent mémoire concerne une étude de traitement de glissement de terrain survenu dans le parc urbain de Bardo dans la wilaya de Constantine.

Une analyse à rebours a été effectuée pour reproduire l'état instable du versant défini en confrontation avec les surfaces de rupture déduites des observations et levés effectués sur site d'une part et d'autre part, des résultats obtenus des investigations géotechniques réalisés dans la zone de glissement.

En se basant sur cette analyse, deux variantes de confortement sont proposées pour les parties amont et aval de glissement. Suite à une analyse multicritère, une solution a été adaptée en projetant un mur cloué implanté en amont, et deux rideaux de pieux en aval de glissement.

Mots clés : Glissement, confortement, paroi clouée, pieux, modélisation numérique.

Abstract:

This memorandum is a study of repair of a landslide failure that occurred at the "Bardo" urban park in Constantine city.

A back-analysis has been made in order to determine the soil actual shear strength consistent with the in-situ conditions at the time of failure; the analysis is conducted taking account of slip surfaces defined based on the geologic observations and surveys, and also on the results of the geotechnical site investigations carried out in the area of the project.

Based on this analysis, we proposed two stabilizing variants for the upstream and the downstream of the slope, a repair solution is adopted based on a multi-criteria analysis, the solution consist of a nailed wall on the upstream, and a two rows of drilled piles on the downstream part of the slope

Key words: Landslide, stabilization, nailed wall, drilled piles, numerical modelling.

INTRODUCTION GENERALE

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent être de grandes ampleurs et peuvent provoquer des dégâts considérables humains et matériels.

En effet, la géotechnique prend en charge les mouvements de terrain qui constitue à nos jours une préoccupation majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Notre travail de fin d'étude consiste à étudier et conforté le glissement de terrain qui a survenu dans le parc urbain de « Bardo » dans la wilaya de Constantine en utilisant le logiciel de calcul « GEO-SLOPE », il s'articule autour de deux partie essentielles :

- Une partie bibliographique, dont nous abordons les principales notions théoriques concernant les mouvements de terrain, les essais de reconnaissance de sol, la notion de la résistance au cisaillement et les différentes techniques appliquées aux glissements. Cette partie est essentielle pour la compréhension du phénomène concerné.
- La deuxième partie concerne l'étude de projet de glissement, dans laquelle nous avons élaboré un modèle géologique et géotechnique représentatif du glissement obtenu à partir des observations, des levés effectués sur site ainsi que les résultats des investigations géotechniques une analyse de site qui comprend le diagnostic et la campagne d'investigation, une modélisation numérique de glissement pour localiser les surfaces de rupture et puis de présenter les solutions de confortement envisagées afin d'aboutir à la solution appropriée à notre problème qui va être dimensionné conformément aux normes et règles en vigueur.

Enfin, une conclusion générale avec les différentes remarques et interprétations qui ont été prospectées.

Sommaire

PARTIE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉ SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

I.	Les mouvements de terrain	1
II.	Typologie de mouvement de terrain	1
II.1.	Eboulements rocheux	1
II.2.	Le fluage	2
II.3.	Les coulées de boues	2
II.4.	Glissement de terrain	2
II.4.1.	Glissements plans	3
II.4.2.	Glissements rotationnels	3
II.4.3.	Les Glissement quelconque	4
III.	Facteurs déclenchants le glissement	4
IV.	Différentes phases de glissement	5

CHAPITRE II : RECONNAISSANCE DE SITE

I.	Reconnaissance préliminaire.....	6
II.	Reconnaissance détaillée.....	6
II.1.	Reconnaissance géologique	6
II.2.	Reconnaissance géophysique	6
II.2.1.	Les essais sismiques.....	6
II.2.2.	Les essais électriques.....	7
II.3.	Reconnaissances hydrogéologiques.....	7
II.4.	Reconnaissances géotechniques	7
II.4.1.	Essais in-situ	7
II.5.	Les essais au laboratoire	9
II.5.1.	Les essais d'identification.....	9
II .5.2.	Essais mécaniques.....	9
II.6.	Analyse chimique.....	11

CHAPITRE III : NOTION DE CISAILLEMENT DES SOLS ET STABILITE DES PENTES

I.	Principe de rupture de sol	12
II.	Critères de rupture	13
III.	Notion de courbe intrinsèque	13
IV.	Critère de Mohr – Coulomb	13
V.	Méthodes d’analyse de la stabilité	14
V.1.	Notion de coefficient de sécurité	14
V.2.	Méthodes de calcul à la rupture	14
V.2.1.	Calcul en rupture plane	14
V.2.2.	Calcul en rupture circulaire	15
V.3.	Méthodes numériques	16
V.3.1.	Méthode des éléments finis	16
V.3.2.	Méthodes aux différences finis	16

CHAPITRE IV : TECHNIQUES DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

I.	Choix de technique de confortement	17
II.	Techniques de stabilisation	17
II.1	Stabilisation par terrassement	17
II.1.1.	Butée de pied	17
II.1.2.	L’allègement en tête	18
II.1.3.	La purge	18
II.1.4.	Reprofilage	18
II.1.5.	La substitution totale et partielle	18
II.2.	Dispositifs de drainage	19
II.2.1.	Drainage de surface	19
II.2.2.	Drainage profond	19
II.2.2.1.	Drains subhorizontaux	19
II.2.2.2.	Puits drainants	20
II.3.	Introduction des éléments résistants	21
II.3.1.	Ouvrage de soutènement	21
II.3.2.	Tirants d’ancrages actifs	21
II.3.3.	Clous et micro pieux	21
II.3.4.	Pieux	22
III.	Conclusion de la première partie	22

PARTIE II : ETUDE DE PROJET

CHAPITRE V : PRESENTATION DE PROJET

I.	Situation géographique	23
II.	Contexte morphologique	24
III.	Cadre géologique	24
IV.	Hydrologie et hydrogéologie.....	26
V.	Climat régional.....	27
VI.	Tectonique et sismicité	27
VII.	Importance de projet.....	28
VIII.	Conclusion.....	30

CHAPITRE VI : DIAGNOSTIC ET EXPERTISE DE GLISSEMENT

I.	Historique de site.....	31
II.	Etat actuel du site	31
II.1.	Localisation de glissement	31
II.2.	Instabilités et dégradations observées.....	32
II.2.1	Type des instabilités	32
II.2.2.	Description des instabilités	32
III.	Conclusion.....	36

CHAPITRE VII : CAMPAGNE D'INVESTIGATION

I.	Programme de reconnaissance.....	37
II.	Campagne géotechniques.....	37
III.	Compagne géophysique.....	37
IV.	Essais au laboratoire.....	38
V.	Synthèse des résultats.....	38
V.1	Les sondages carottés	38
V.2	Niveau piézométrique	40
V.3.	Chimie des eaux	40
V.4.	Mesures inclinométriques	40
V.5.	Essais au pénétromètre dynamique lourd	42
V.6.	Essais géophysiques	42
V.5	Essais au laboratoire	43
VI.	Conclusion.....	44

CHAPITRE VIII : ETUDE DE CONFORTEMENT

I.	Présentation de logiciel « GEOSLOPE »	45
II.	Analyse à rebours	45
II.1	Profil représentatif	45
II.2	Paramètres de calcul	46
II.3	Résultats de calcul	47
III.	Etude d'avant-projet sommaire (APS)	48
III.1.	Solutions de confortement	48
III.2.	Modélisation des variantes	48
IV.1.	Partie amont du glissement	48
IV.2.	Partie aval de glissement	50
IV.	Evaluation des couts	51
IV.1.	Partie amont	51
IV .2.	Partie aval	52
V.	Etude d'avant-projet détaillé (APD)	55
V.1	Choix de la solution	55
V.2	dimensionnement des solutions	56
V.2.1	Dimensionnement de la paroi clouée	56
V.2.1.1.	Stabilité mixte et stabilité générale	57
V.2.1.2.	Stabilité interne	58
V.2.2	Dimensionnement des pieux	57
V.2.2.1.	Vérification de la stabilité externe	61
V.2.2.2.	Vérification de la stabilité interne	62
VI.	Conclusion	66

Liste des figures

PARTIE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Figure I.1. Schématisation des 4 types de mouvement de terrain.....	1
Figure I.2. Eroulement d'Aokas, Bejaïa 2015	1
Figure I.3. Coulée boueuse à Tizi Ouzou 2015	2
Figure I.4. Schéma du glissement plan	3
Figure I.5. Glissement rotationnel	3
Figure I.6. Glissement rotationnel complexe	4

CHAPITRE II : RECONNAISSANCE DE SOL

Figure II.1. Technique de prospection sismique	6
Figure II.2. Technique de prospection électrique	7
Figure II.3. Essais pénétrométriques	8
Figure II.4. Schéma de principe de l'essai pressiométrique	8
Figure II.5. Boîte de cisaillement	10
Figure II.6. Appareil triaxial	11

CHAPITRE III : RECONNAISSANCE DE SITE

Figure III.1. Courbe contrainte déformation	12
Figure III.2. Courbe intrinsèque	13
Figure III.3. Enveloppes intrinsèques des sols pulvérulents et cohérents.....	14
Figure III.4. Equilibre d'un bloc en glissement plan	14
Figure III.5. Représentation d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche	15

CHAPITRE IV : TECHNIQUES DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

Figure IV.1. Buté de pied	17
Figure IV.2. Allègement en tête	18
Figure IV.3. La purge	18
Figure IV.4. Le reprofilage	18

Figure IV.5. Drains subhorizontaux	19
Figure IV.6. Puits drainant	20
Figure IV.7. Schéma en coupe d'un micropieu	21
Figure IV.8. Renforcement par clouage	21
Figure IV.9. Stabilisation par pieux	22

PARTIE II : ETUDE DE PROJET

CHAPITRE V : PRESENTATION DE PROJET

Figure V.1. Situation de la région d'étude [25]	23
Figure V.2. Localisation de secteur d'étude (Google Earth)	23
Figure V.3. Coupe de formation de Bardo [23]	25
Figure V.4. Les principaux cours d'eaux de la région d'étude	26
Figure V.5. Carte pluviométrique de la Wilaya de Constantine (ANRH)	27
Figure V.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2003)	28
Figure V.7. plan d'aménagement de parc de Bardo 2014 [SAU]	29

CHAPITRE VI : DIAGNOSTIC ET EXPERTISE DE GLISSEMENT

Figure VI.1. Localisation de site de glissement	31
Figure VI.2. Déclenchement de glissement (2016)	32
Figure VI.3. Cisaillement des conduites d'assainissement	33
Figure VI.4. Bourrelet de pied de versant	33
Figure VI.5. Escarpement principal de glissement	33
Figure VI.6. Fissuration des joints de dilatation et des murs de la ferme pédagogique.....	33
Figure VI.7. Nouvelle génération des niches d'arrachements et fissures de traction.....	34
Figure VI.8. Source d'eau à haut débit au pied de versant	34
Figure VI.9. Canal d'eau à haut débit	34
Figure VI.10. Zones humides gorgées d'eau	35
Figure VI.11. Déformation de mur en gabion	35

CHAPITRE VIII : ETUDE DE CONFORTEMENT

Figure VIII.1. Profile géologique	46
Figure VIII.2. Résultat de l'analyse à rebours	47
Figure VIII.3. Facteur de sécurité après la stabilisation par une paroi clouée (partie amont).....	49

Figure VIII.4. Facteur de sécurité après la stabilisation par une rangé de pieux (partie aval).	49
Figure VIII.5. Facteur de sécurité après la stabilisation par deux rangés de pieux	50
Figure VIII.6. Talus modélisé après rabattement de la nappe	51
Figure VIII.7. schéma des solutions retenues.....	55
Figure VIII.8. Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270)	56
Figure VIII.9. Vérification de la stabilité mixte (cas statique)	57
Figure VIII.10. Vérification de la stabilité mixte (cas sismique)	58
Figure VIII.11. Facteur de sécurité après la stabilisation par deux rangés de pieux (cas statique)	61
Figure VIII.12. Facteur de sécurité après la stabilisation par deux rangés de pieux (cas sismique)	61
Figure VIII.13. Modèle élément fini (EF)	63
Figure VIII.14. Iso-valeur contraintes verticales géostatique.....	63
Figure VIII.16. Distribution des contraintes verticales après renforcement par pieux.....	64
Figure VIII.17. Vecteur de déplacement après renforcement.....	64
Figure VIII.18. Efforts dans le pieu P1	65
Figure VIII.19. Efforts dans le pieu P2	65
Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. II.20. Coupe de principe des deux solutions.....	67

Liste des tableaux

PARTIE II : ETUDE DE PROJET

CHAPITRE VII : CAMPAGNE D'INVESTIGATION

Tableau VII.1 : Profondeurs et résistances à la pointe des essais pénétrométriques ..	42
Tableau VII.2 : Résultats des essais au laboratoire	43
Tableau VII.3 : Résultats de l'essai de cisaillement rectiligne	43

CHAPITRE VIII : ETUDE DE CONFORTEMENT

Tableau VIII -1 : Caractéristiques des formations.....	47
Tableau VIII -2 : devis quantitatif et estimatif de solution 1 (partie amont).....	51
Tableau VIII -3 : devis quantitatif et estimatif de solution 2 (partie amont).....	52
Tableau VIII -4 : devis quantitatif et estimatif de solution 1 (partie aval).....	52
Tableau VIII -5 : devis quantitatif et estimatif de solution 2 (partie aval).....	53
Tableau VIII -6 : Tableau récapitulatif	54
Tableau VIII -7 : Résultats de calcul de stabilité	57
Tableau VIII -8 : moment et section calculés pour le parement	59
Tableau VIII -9 : caractéristiques géométrique de parement	60
Tableau VIII -10 : Caractéristiques géo-mécaniques des matériaux	62
Tableau VIII -11 : Efforts maximaux dans les deux pieux	65
Tableau VIII -12 : Ferrailage longitudinal des pieux	66

PARTIE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES

GLISSEMENTS DE TERRAIN

I. Introduction

Ce premier chapitre expose des généralités sur les mouvements de terrain, et plus particulièrement les glissements de terrain en citant leurs types et leurs causes.

II. Typologie des mouvements de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous, l'effet des actions naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.).

Ce phénomène possède diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure [1].

III. Typologie de mouvement de terrain

Selon la Comité Internationale de Géologie de l'Ingénieur (Nemcoka, Pasek, Rybar, 1972), les mouvements de terrain se divisent en quatre classes [2] :

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

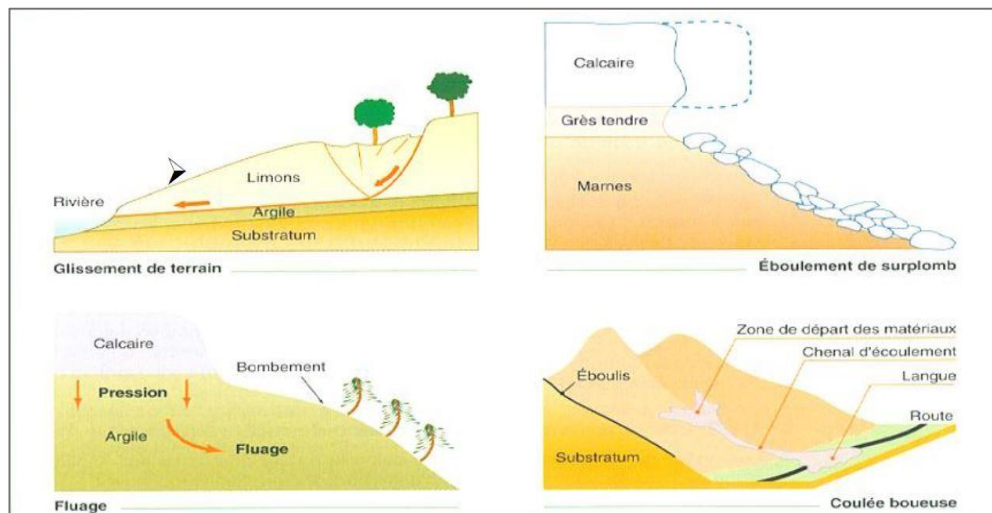


Figure I.1. Schématisation des 4 types de mouvement de terrain.

III.1 Eboulements rocheux

Dans ce type de mouvement, un massif rocheux généralement en surplomb s'écroule sous son propre poids ou sous les effets d'une charge à son sommet. De tels éboulements génèrent une chute de blocs, qui peuvent par la suite entraîner avec eux d'autres blocs, ce qui amène à un éboulis de débris [3].



Figure I.2. Ecroulement d'Aokas, Bejaïa 2015

III.2 Le fluage

Ce phénomène est complexe à prédire, il apparait lorsqu'un sol est soumis à une charge importante en amont, souvent un massif rocheux. Il subit de la part de celle-ci une pression importante, qui va le pousser à fluer, et donc à gonfler.

Le fluage est souvent très visible, les troncs des arbres sont distordus et les poteaux électriques penchés [3].

III.3 Les coulées de boues

Les coulées boueuses sont des phénomènes très rapides affectant des masses de matériaux remaniés, soumis à de forte concentration en eau, sur de faibles épaisseurs généralement (0-5 m). Ce type de phénomène est caractérisé par un fort remaniement des masses déplacées, une cinématique rapide et une propagation importante [5].



Figure I.3. Coulée boueuse à Tizi Ouzou 2015

III.4 Glissement de terrain

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, d'une masse de terrain, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

Dans ce travail, nous nous limitons à étudier les mouvements de terrain de type glissement :

Trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture :

- glissement plan, le long d'une surface plane.
- glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe.
- glissement quelconque ou composite [5].

III.4.1 Glissements plans

Les glissements plans se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture [6].

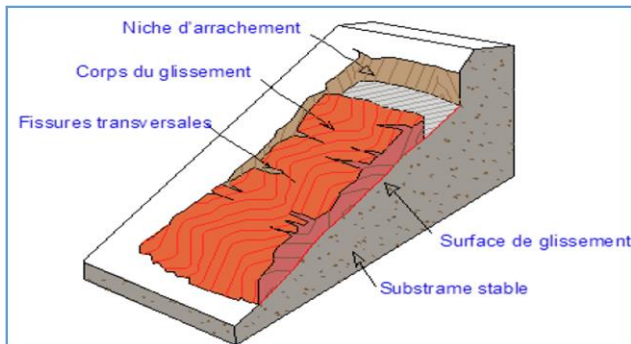


Figure I.4 Schéma du glissement plan.

On peut citer comme causes :

- Glissement d'un matériau d'altération sur un niveau «lubrifiant» (limon sur argile) ;
- Glissement d'une couche mince des caractéristiques mécanique médiocres sur un substratum ;
- Glissement par extension d'une couche peu résistante.

III.4.2 Glissements rotationnels

Dans ce type de glissement, il se produit un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexe [7].

▪ Glissement rotationnel simple

La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Il comprend : des fissures de traction en tête, un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement et un bourrelet formé par des matières glissées à la base [7].

Les causes d'instabilité peuvent être dues soit à :

- Une augmentation des sollicitations ;
- Une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance au cisaillement) des sols.

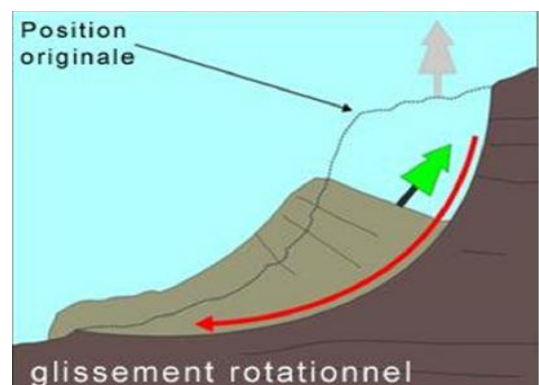


Figure I.5. Glissement rotationnel

▪ **Glissement rotationnel complexe**

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont.

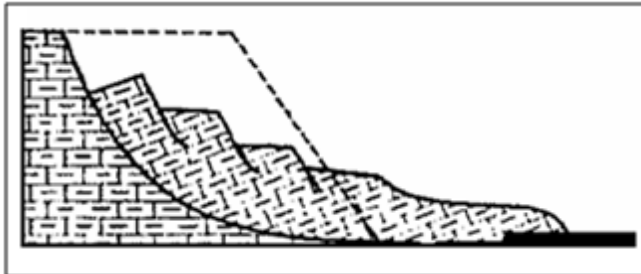


Figure I.6. Glissement rotationnel complexe

Ces ruptures peuvent avoir différentes causes :

- anisotropie structurale et mécanique ;
- caractéristiques mécaniques variant en profondeur,
- suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement [8].

III.4.3 Les Glissement quelconque

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

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement provoquées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.

IV. Facteurs déclenchant le glissement

Les facteurs déclenchant un glissement peuvent être d'origine :

✚ Naturels

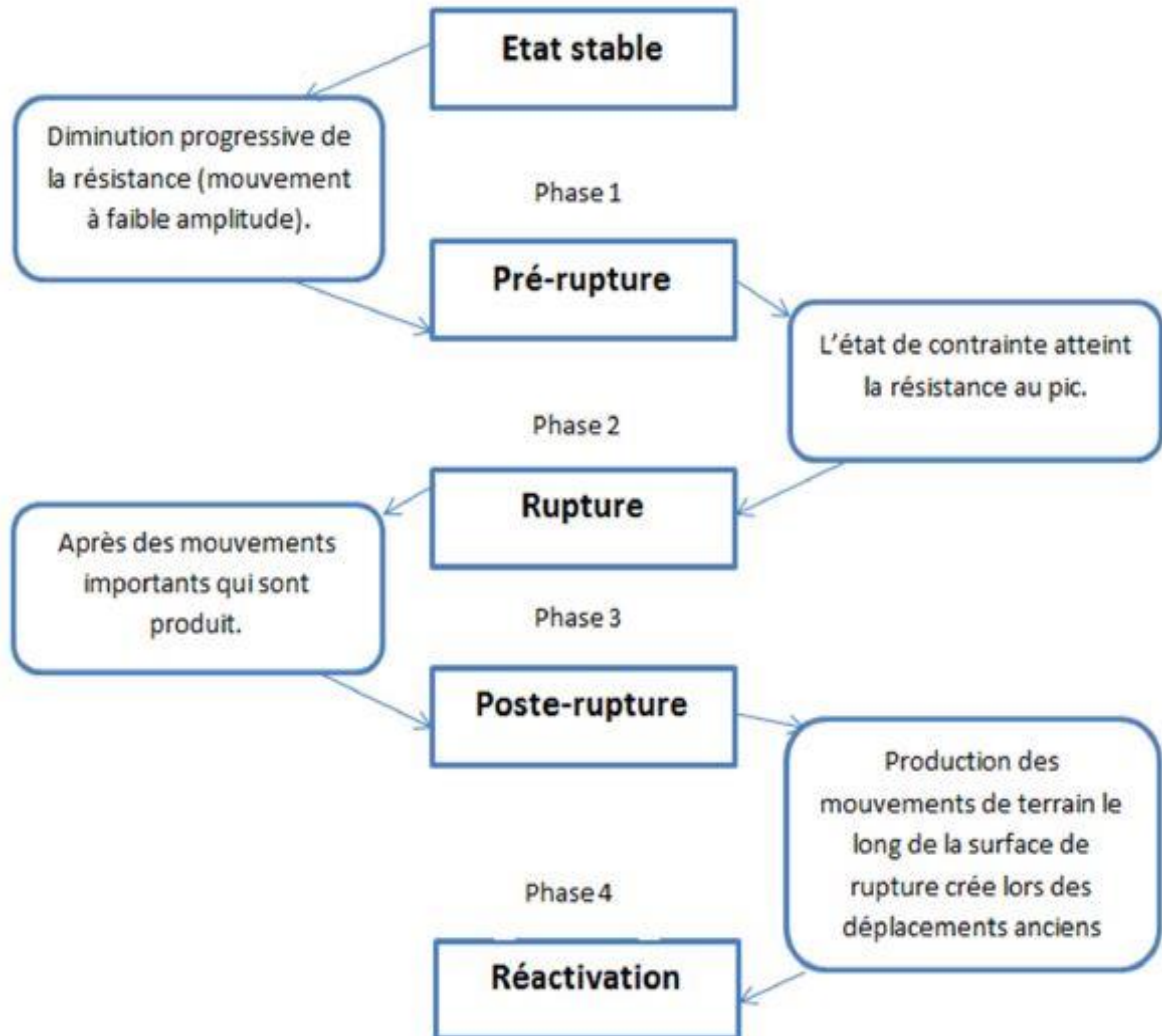
- Pluies et neiges (augmentation des pressions interstitielles).
- Le séisme.

✚ Anthropiques

- Construction des remblais et déblais sur pente (travaux de terrassement)
- Diminution des appuis en pied de pente (suppression d'une butée stabilisatrice)

V. Différentes phases de glissement

Une pente peut rencontrer plusieurs périodes dans son évolution qui se résument dans l'organigramme suivant :



VI. Conclusion

Ce chapitre a traité les mouvements de terrain à travers une étude bibliographique très succincte, il synthétise et analyse donc les connaissances actuelles vis-à-vis des mouvements de terrains. Ces connaissances nous permettront, d'étudier convenablement les différents phénomènes liés aux mouvements de terrain pour aborder notre projet et d'étudier les glissements qui se sont manifestés.

CHAPITRE II

RECONNAISSANCE DU SOL

I. Introduction

Ce chapitre est dédié à présenter les différents essais réalisés dans un programme de reconnaissance d'un projet géotechnique.

Dans un problème de glissement de terrain la reconnaissance de sol vise à déterminer les caractéristiques des terrains étudiés, nous procédons à deux étapes :

- ✚ Une reconnaissance préliminaire,
- ✚ Une reconnaissance détaillée.

II. Reconnaissance préliminaire

Cette phase est basée principalement sur :

- Les photo-interprétations qui représentent une discipline très élaborée et très efficace pour l'interprétation des photos aériennes.
- L'étude des documents disponibles : Ces documents (carte géologique ou topographique) fournit une bonne approche globale.
- Historique et visite du site pour avoir une idée sur la topographie, les affleurements de la région et de connaître les conditions régnantes au voisinage du site avec recensement de toutes les particularités géologiques et hydrogéologiques locales et régionales.

III. Reconnaissance détaillée

III.1 Reconnaissance géologique

C'est l'identification des différentes couches du sol par des puits, tranchées ou des sondages carottés, confirmée par l'étude des cartes les cartes géologiques.

III.2 Reconnaissance géophysique.

Ils permettent de repérer les couches de sols en donnant essentiellement leurs formes et leurs épaisseurs et éventuellement quelques indications sur leurs consistances (couche molle, couche dure).

III.2.1 Les essais sismiques

Ils consistent à donner un choc à la surface du sol, qui va générer l'apparition et la propagation d'ondes de mêmes type que les ondes sismiques, donc on mesure les caractéristiques de circulation de ces ondes dans les sols (vitesse et effets de réfraction et réflexion) et on obtient des informations sur la géométrie et la consistance des couches de sols.

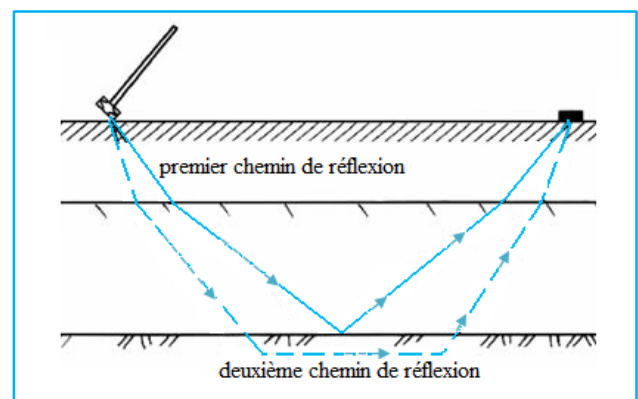


Figure II.1. Technique de prospection sismique

III.2.2 Les essais électriques

Ces essais consistent à envoyer dans le sol un courant électrique continu et à mesurer l'intensité et la tension entre plusieurs points de mesure. On peut alors faire des calculs de résistivité qui permettent de différencier les couches de sols et d'évaluer leurs épaisseurs et de les comparer entre elles; de plus la présence d'eau ayant une forte influence sur la circulation des courants électriques.

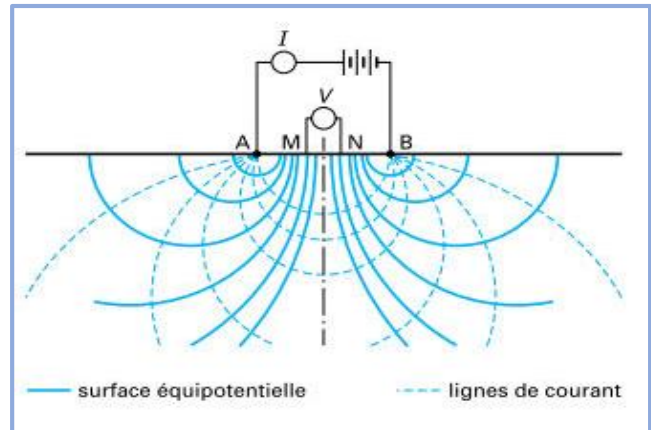


Figure II.2. Technique de prospection électrique

III.3 Reconnaissances hydrogéologiques

Cette étude est très importante pour connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol et leur évolution dans le temps qui permet de prévoir la réalisation de drainage approprié.

Les techniques utilisées pour ce type de reconnaissance sont :

- Le recueil des données météorologiques ;
- Le repérage des niveaux d'eau dans les puits ;
- La mesure piézométrique ;
- Les mesures de débits de sources.

III.4 Reconnaissances géotechniques

III.4.1 Essais in-situ

III.4.1.1 Les essais de résistance mécanique

Ces essais mesurent la résistance d'un sol à la sollicitation d'un outil de pénétration, rotation ou d'expansion. La variation importante de cette résistance correspond à un changement de couche. Parmi ces essais nous citons :

a) L'essai de pénétromètre dynamique (NF P 94-115 et NF P 94-114)

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

b) L'essai de pénétromètre statique (NF P 94-113)

Il permet d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité. Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe.

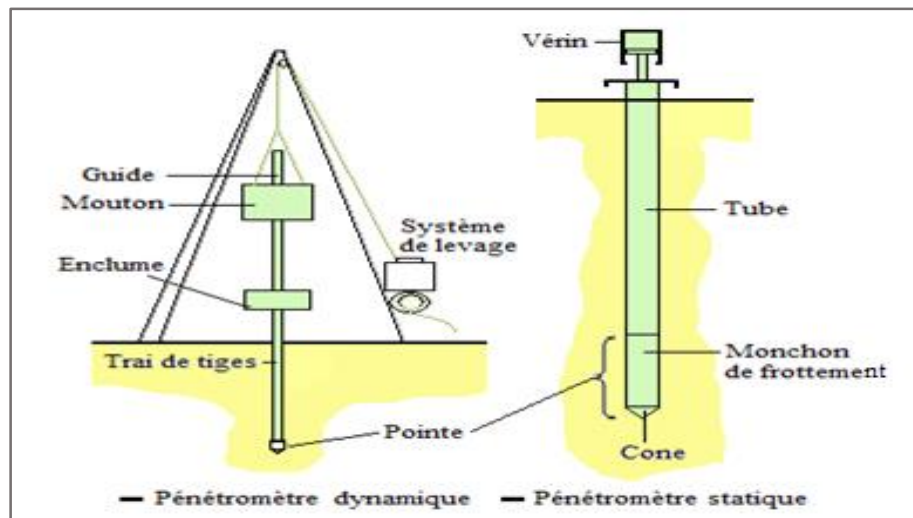


Figure II.3. Essais pénétrométriques

c) Essai de pénétration standard SPT

L'essai S.P.T consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu, à l'aide d'un mouton de masse tombant d'une hauteur fixe, et de mesurer le nombre de coups nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 30 cm.

Cet essai permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration d'une part et les caractéristiques et la variation des sols d'autre part.

d) L'essai pressiométrique

L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique, à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée. Cet essai présente l'avantage de donner directement une évaluation, sans recourir à des corrélations empiriques, des propriétés mécaniques de rupture mais aussi de la déformation des sols fins (modules de cisaillement et pression limite,...etc).

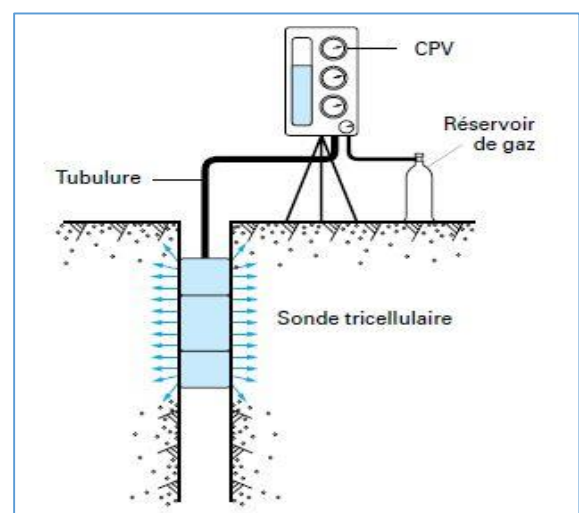


Figure II.4. Schéma de principe de l'essai pressiométrique

III.5 Les essais au laboratoire

III.5.1 Les essais d'identification

III.5.1.1 Analyse granulométrique (NF P 94-056 et NF P 94-057)

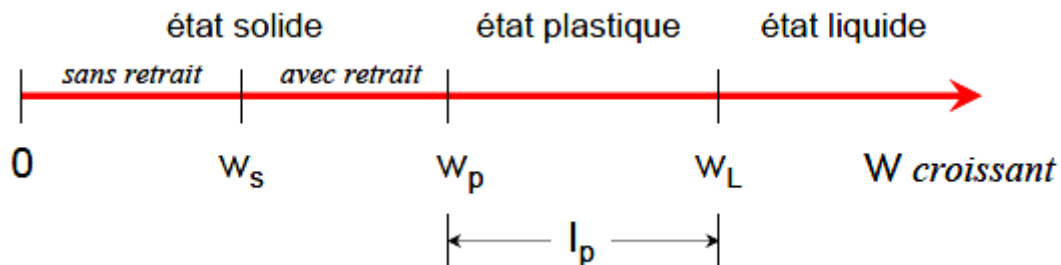
Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau, elle comprend deux opérations :

- Tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 μm .
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 μm .

III.5.1.2 Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. La limite de liquidité (W_L) est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique, on recherche la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol remanié placé dans une coupelle doit se refermer sur à peu près un centimètre sous l'effet d'environ 25 chocs répétés.

La limite de plasticité (W_P) est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide, on recherche la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionné manuellement se fissure. Cet essai permet de connaître l'influence de la teneur en eau sur la consistance du matériau.



III.5.2 Essais mécaniques

III.5.2.1 L'essai de cisaillement à la boîte

L'échantillon est placé dans un appareil constitué de deux demi boîtes, comprimé, il subit une compaction, L'essai consiste à tirer horizontalement sur une demi boîte de façon à cisailier le sol. L'objectif est de déterminer les caractéristiques de cisaillement mécaniques du sol (angle de frottement interne effective φ' et la cohésion effective C').

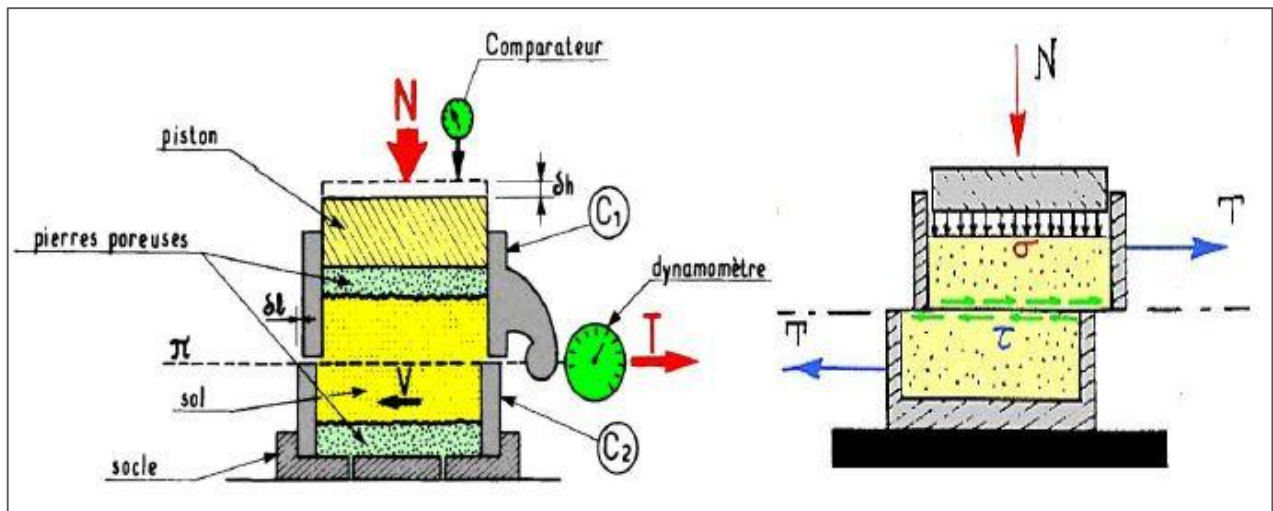


Figure II.5. Boîte de cisaillement

III.5.2.2 Essai de cisaillement triaxial (NFP 94-074)

L'échantillon de sol est placé dans une membrane en caoutchouc, et il est soumis à une pression hydraulique isotrope à travers un piston. Une charge axiale est appliquée à l'éprouvette, pour une déformation à vitesse constante jusqu'à la rupture qui se produit par cisaillement.

Suivant les conditions de drainage lors de l'application de la pression cellulaire puis du déviateur, trois types d'essais peuvent envisagés : essai consolidé drainé CD, essai non consolidé-non drainé UU et essai consolidé non drainé CU.

- **Essai consolidé drainé CD** : L'essai est réalisé en deux temps :

1^{er} t : En consolide l'échantillon sous une contrainte isotrope. Pour cela on maintient constante la pression hydraulique, orifice de drainage ouvert, jusqu'à ce que la surpression interstitielle se soit annulée. Le processus prend une journée environ.

2^{ème} t : La contrainte latérale reste constante et l'orifice de drainage étant laissé ouvert on cisaille l'éprouvette en augment très lentement la contrainte axiale, de façon à ce qu'à tout instant la surpression interstitielle reste nulle, jusqu'à la rupture.

- **Essai non consolidé-non drainé UU** :

Dans cet essai l'échantillon est soumis, orifice de drainage fermé, à une pression hydrostatique. Puis toujours avec l'orifice de drainage fermé, on procède au cisaillement en augmentant jusqu'à la rupture la contrainte axiale.

- **Essai consolidé non drainé CU** : L'essai est réalisé en deux temps :

1^{er} t : on consolide l'échantillon sous une contrainte isotrope comme dans l'essai de CD.

2^{ème} t : l'orifice de drainage étant fermé et la contrainte latérale étant maintenue constante, on cisaille l'échantillon en augmentant, jusqu'à la rupture, la contrainte axiale.

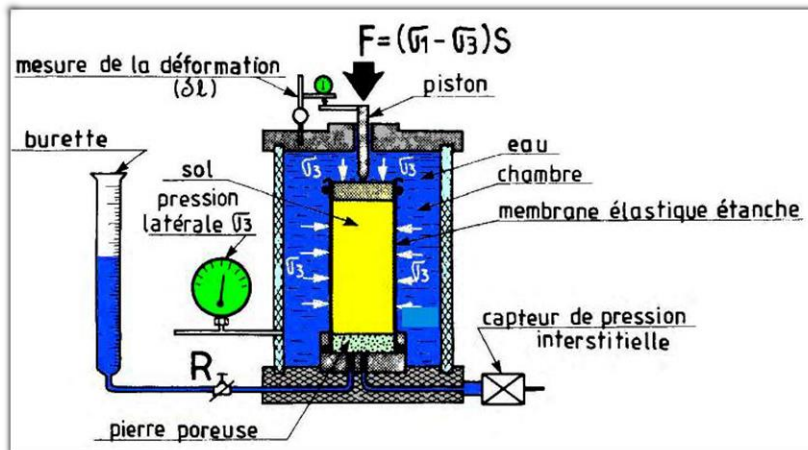


Figure II.6. Appareil triaxial

III.6 Analyse chimique

Parmi les analyses qui peuvent être effectuées pour déterminer les caractéristiques chimiques de sol :

- Analyses chimiques de l'eau (PH, la teneur en calcium, magnésium, carbonate, bicarbonate, sulfate, chlore...);
- l'agressivité de l'eau et du sol vis à vis du béton (teneur en sulfates);
- l'agressivité de l'eau et du sol vis à vis des armatures (teneur en chlorure);
- la teneur en matière organique;
- conductivité hydraulique.

IV. Conclusion

Lorsqu'un glissement est détecté il est important de procéder à tous les essais indispensables cités auparavant dans ce présent chapitre .les résultats trouvés indiquerons le type de confortement à mettre en place pour assurer la stabilité du talus, donc il est nécessaire de connaître le confortement adéquat a chaque cas de glissement.

CHAPITRE III

NOTION DE CISAILLEMENT DES SOLS ET STABILITE DES PENTES

I. Introduction

Dans ce chapitre nous allons connaître les notions relatives au cisaillement des sols ainsi que les procédures et méthodes pour appliquer les concepts de la résistance au cisaillement à l'étude de la stabilité des pentes.

II. Principe de rupture de sol

La définition de la rupture dans un sol ne pose pas seulement un problème de choix de la cinématique de la rupture. Il faut également définir à quel moment se produit la rupture dans les essais qui servent à mesurer la résistance à la rupture du sol, que l'on appelle habituellement résistance au cisaillement.

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol (ou du sol autour de la sonde de mesure, dans le cas des essais en place) s'apprécie d'après les déformations du sol: on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement, expansion volumique du pressiomètre, rotation du scissomètre) en fonction de la sollicitation qui l'a produite (déviateur dans l'essai de compression à l'appareil triaxial, contrainte de cisaillement dans l'essai de cisaillement à la boîte, pression dans la sonde pressiométrique, couple appliqué au scissomètre). Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées ci-dessus :

- la courbe **I** présente un maximum. On admet que ce maximum τ_{max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant décroître au-delà de ϵ_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante.
- la courbe **II** présente une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{lim} correspondant à ϵ_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination [16].

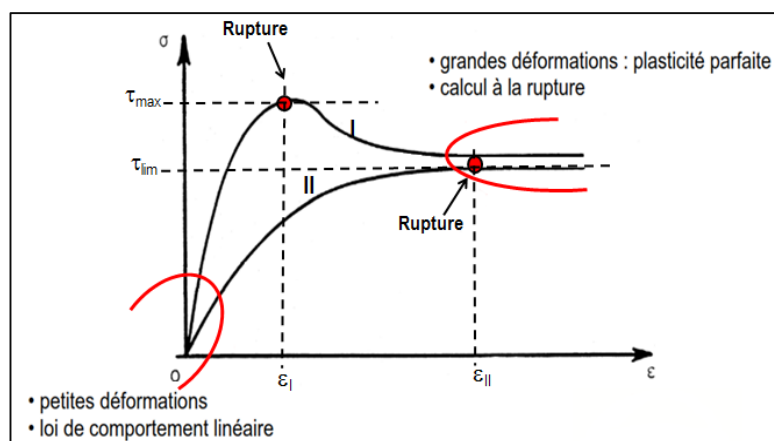


Figure III.1. Courbe contrainte déformation

III. Critères de rupture

Un critère de rupture est une relation entre l'état de contrainte normale σ et la contrainte de cisaillement τ pour les sols saturés ou la contrainte normale nette $(\sigma - u_a)$ et la succion matricielle $(u_a - u_w)$ pour les sols non saturés. Le critère de rupture peut être utilisé dans différents problèmes de stabilité, pour prévoir les charges qui provoquent la rupture. Parmi ces critères, les plus utilisés sont pour les sols (le critère de Mohr-Coulomb).

IV. Notion de courbe intrinsèque :

La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr pour lesquels débute l'écoulement du matériau (cercles de Mohr de rupture). Lorsqu'un cercle est tangent à la courbe intrinsèque l'écoulement se produit par glissement suivant la direction de la facette qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe [9].

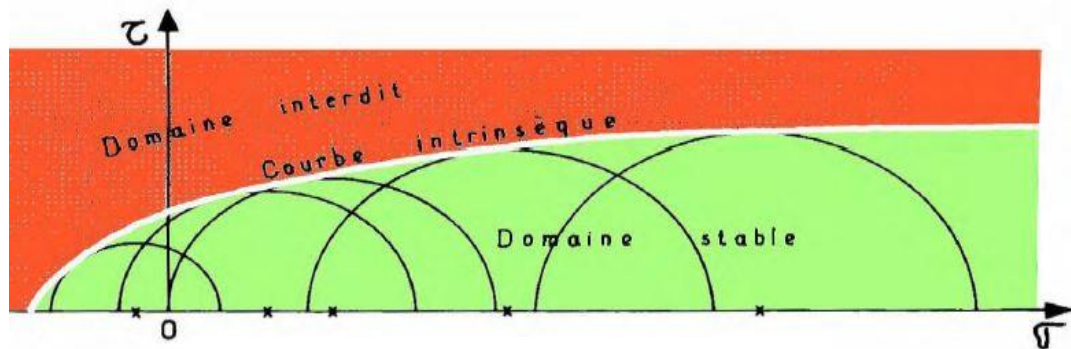


Figure III.2. Courbe intrinsèque

V. Critère de Mohr – Coulomb

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est la loi caractérisant un état de plastification du sol en un point particulier du milieu. Cet état est atteint lorsque ' τ ' et ' σ ' sont liés par la formule suivante : $\tau = c + \sigma \tan \varphi$ [11]

- **Cas des sols pulvérulents** : Un sol est pulvérulent lorsque sa cohésion est nulle sa courbe intrinsèque passe par l'origine. L'équilibre limite est atteint en un point du massif de sol si le cercle de MOHR correspond est tangent à la courbe intrinsèque.
- **Cas des sols cohérents** : Un sol est cohérent lorsque sa cohésion n'est pas nulle. Le rôle de la cohésion est primordial sous faibles contraintes moyennes, en effet elle permet de tolérer l'inclinaison élevée des contraintes avant que le critère de rupture soit atteint.

Les directions des lignes de glissement ne sont plus conjuguées dans les milieux cohérents.

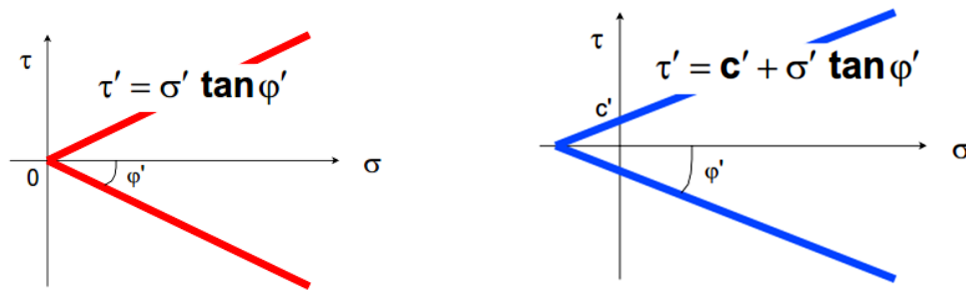


Figure III.3. Enveloppes intrinsèques des sols pulvérulents et cohérents.

VI. Méthodes d'analyse de la stabilité

VI.1 Notion de coefficient de sécurité

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. Ce coefficient peut être écrit de plusieurs façons, il peut être un rapport de contraintes, de forces, de moments ou de grandeurs par rapport à une grandeur limite.

VI.2 Méthodes de calcul à la rupture

VI.2.1 Calcul en rupture plane

Dans le cas de certains versants naturels, la surface de rupture est 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. La figure ci-après représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : le poids, les efforts sur les côtés du bloc, les réactions normale et tangentielle à la base, l'effort dû à la pression d'eau latérale et à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V = 0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T , ainsi que le coefficient de sécurité.

Selon le critère de Coulomb on obtient l'expression :
$$F = \frac{2 c'}{\sin 2\beta \gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan \varphi'}{\gamma h \tan \beta}$$

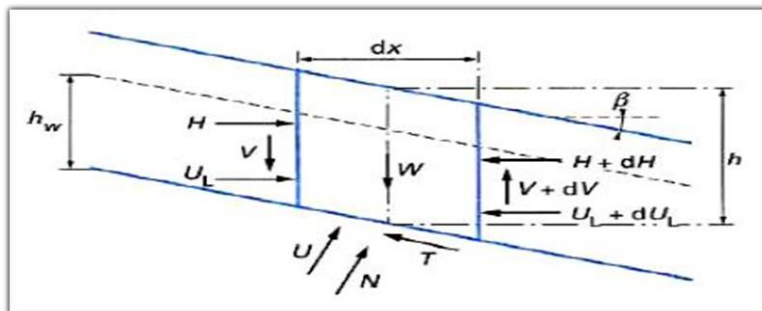


Figure III.4. Equilibre d'un bloc en glissement plan

VI.2.2 Calcul en rupture circulaire

VI.2.2.1 Méthode d'analyse globale

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. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor, de Caquot ou de Biarez [11]).

VI.2.2.2 Méthode des tranches

La méthode des tranches a été introduite par Petterson (1916). Le massif instable est discrétisé en tranches verticales de largeur égale. Le bilan de l'équilibre de chaque tranche est réalisé puis sommé sur l'ensemble des tranches. Un bilan des équations disponible et des inconnues permet ensuite de définir le nombre d'équations à ajouter au système pour qu'il puisse être à l'équilibre (force et moment) [15].

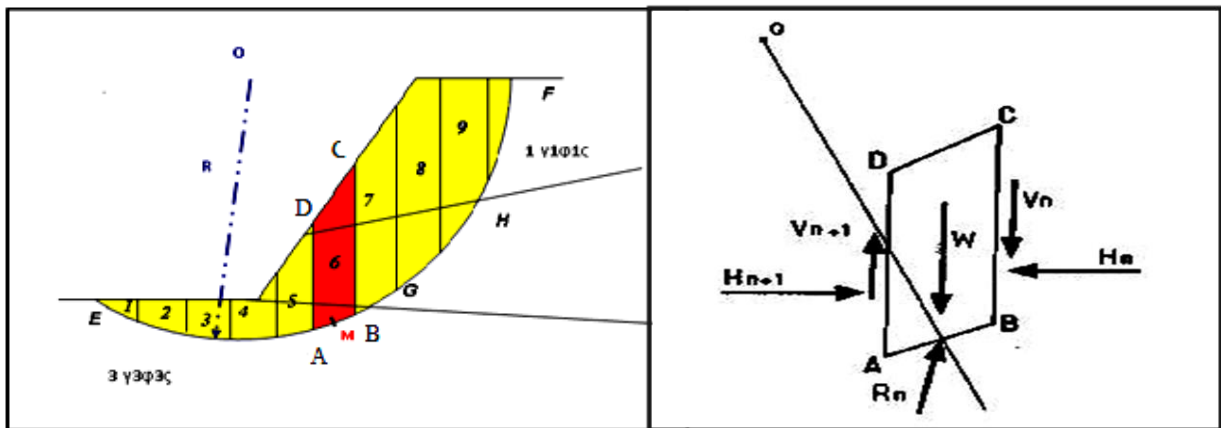


Figure. III.5. Représentation d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche

a) Méthode de Fellenius (1936)

Fellenius a fait l'hypothèse simplificatrice que les forces externes (horizontales et verticales) inter-tranche s'équilibrent. Par définition le coefficient de sécurité est égal à la somme des moments résistants maximaux correspondant à toutes les tranches, divisée par la somme des moments moteurs relatifs également à l'ensemble des tranches. Il a pour expression [11]:

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum_{i=1}^n [c_i l_i + (w_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \alpha_i}$$

b) Méthode des tranches de Bishop simplifiée (1955)

En 1955, Bishop a apporté une amélioration à la méthode précédente (de Fellenius), et ceci en considérant que, pour toute tranche étudiée, ce qui permet à considérer les efforts inter-tranches uniquement horizontaux [12]. L'expression de facteur de sécurité est donc :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n=m} [C_i + b_i + (W_i - U_i) \cdot \tan \varphi_i] \times \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (1 + (\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i / F_s))}}{\sum_{i=1}^{n=m} W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

c) Méthode des perturbations (1972)

C'est l'une des méthodes de calcul par tranches d'un glissement selon une ligne quelconque. Les forces qui agissent sur une masse de sol en mouvement sont :

- Force de pesanteur (le poids) ;
- Résultante des pressions interstitielles le long de la Courbe de rupture ;
- Force de résistance au cisaillement [13].

VI.3 Méthodes numériques

On peut distinguer deux principales méthodes :

VI.3.1 Méthode des éléments finis

Elles consistent à discrétiser en sous-ensembles un objet (ou une partie d'un objet) dont on veut étudier certaines de ses propriétés. Ces sous-ensembles sont appelés éléments. Pour déterminer les efforts au sein d'un massif, développer des zones à l'état de rupture et donner le coefficient de sécurité moyen le long d'une surface arbitraire par sommation de la forme [14].

VI.3.2 Méthodes aux différences finis

Elles consistent à résoudre numériquement les équations d'équilibre et de comportement pour l'ensemble de l'ouvrage en sol renforcé. L'intérêt de la méthode est de limiter par la connaissance relativement réduite de la loi de comportement réelle du sol et de l'état initial des contraintes.

VII. Conclusion

D'après ce que nous avons développé dans ce chapitre, nous pouvons remarquer que le glissement de terrain ce n'est qu'un cisaillement du sol soumis à des contraintes normale plus au moins importantes.

La résistance aux cisaillements est une caractéristique intrinsèque du sol, dépassée cette résistance, le sol atteint sa rupture.

De ce fait toutes les formules qui gouvernent le coefficient de sécurité sont basées en générale sur le rapport contrainte tangentielle disponible sur la contrainte tangentielle mobilisée.

CHAPITRE IV

TECHNIQUES DE STABILISATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

I. Introduction

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à réaliser des travaux de stabilisation. La solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à : l'investissement consenti, l'accessibilité du site, la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux, la cinématique du glissement, la durée ... etc.

Le choix d'une technique de stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre :

- L'analyse des paramètres techniques du site,
- La connaissance des techniques de stabilisation,
- Les impératifs technico-économique [17].

II. Techniques de stabilisation

Les techniques de stabilisation peuvent être regroupées en quatre grandes familles :

1. Les terrassements : actions sur la géométrie et l'équilibre des masses.
2. Les drainages : actions sur le régime hydraulique et les pressions interstitielles.
3. Les inclusions : renforcements mécaniques.
4. Protection superficielle (végétation, plantation, etc.) [18].

II.1 Stabilisation par terrassement

Les conditions de stabilité sont directement liées à la pente, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête et butée en pied) ;
- les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) ;
- les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques)

II.1.1 Butée de pied

Le chargement en pied agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

Les ouvrages de butée peuvent assurer un drainage du massif. Pour cela, il est recommandé d'utiliser un matériau drainant et auto-stable, et d'organiser la collecte et l'évacuation des eaux, par un drain placé en fond de fouille et un collecteur [19].

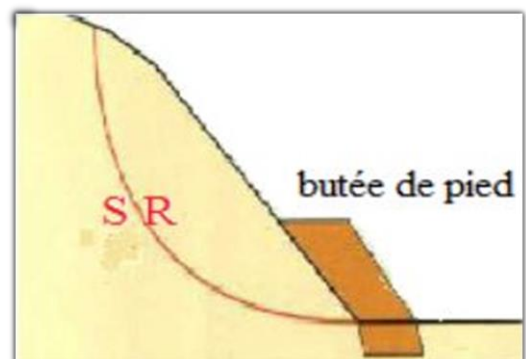


Figure IV.1. buté de pied

II.1.2 L'allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à décharger le versant en arasant sa partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur, et donc une augmentation du coefficient de sécurité.

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court et / ou long terme, qui peut nécessiter la construction d'un soutènement [19].

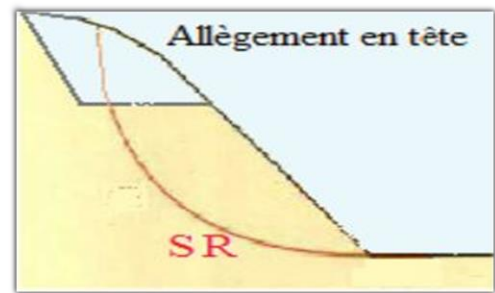


Figure IV.2 . Allègement en tête

II.1.3 La purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable [19].

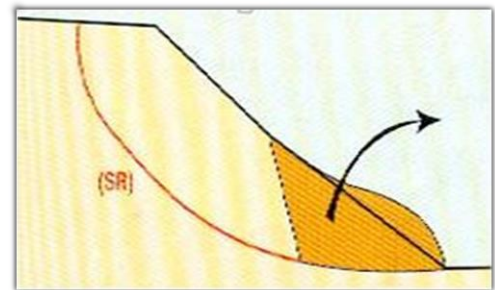


Figure IV.3. La purge

II.1.4 Le reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne [19].

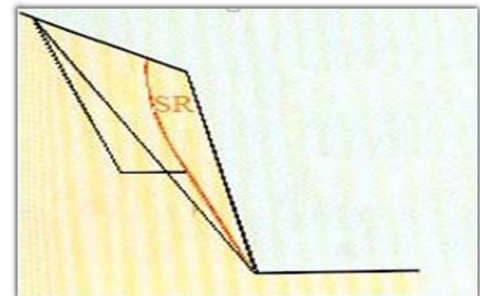


Figure IV.4. Le reprofilage.

II.1.5 La substitution totale et partielle

La substitution totale ou partielle consiste à purger la totalité ou une partie des matériaux glissés et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité et reconstituer ainsi le profil du talus initial. En pratique, elle est limitée par les conditions de réalisation de la purge (profondeurs importantes, présence d'eau, mauvaise tenue des matériaux). On peut toutefois limiter le terrassement en exécutant des bèches, des contreforts, des masques ou des éperons qui s'il bien dimensionner, peuvent suffire à la stabilisation.

II.2 Dispositifs de drainage [S2]

II.2.1 Drainage de surface

Il s'agit de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations des eaux en mouvements, en collectant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, ...).

II.2.2 Drainage profond

Il s'agit de collecter et d'évacuer les eaux à l'intérieur du massif et dans la masse instable. Cela permet de diminuer les pressions d'eau dans le massif, d'éviter les mises en charge brutales dans les discontinuités et d'abaisser le niveau de la nappe. Il peut s'agir de :

- Tranchées et galeries drainantes ;
- Drains subhorizontaux ;
- Drains siphons ;
- Drains ou puits verticaux.

II.2.2.1 Drains subhorizontaux

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, on peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents.

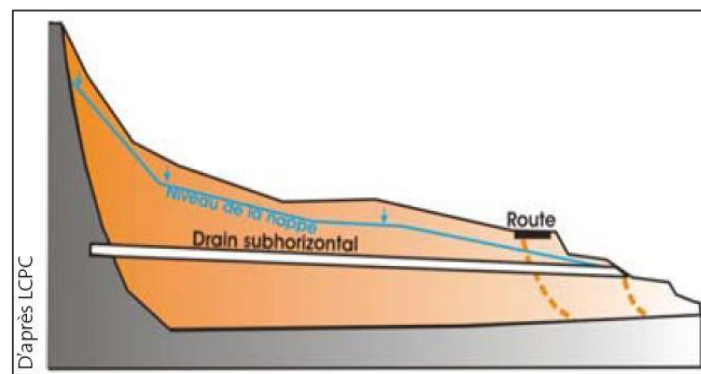


Figure IV.5. Drains subhorizontaux

II.2.2.2 Puits drainants

Les puits drainants sont constitués par une structure verticale en béton armé ou non, et une couronne extérieure de drains forés subhorizontaux. Les puits drainants peuvent servir pour le drainage des nappes phréatiques à des fins de stabilisation ou pour l'alimentation en eau potable. Il est possible de forer des drains subhorizontaux à partir du puits pour augmenter le rayon d'action du drainage. La profondeur des puits et leur espacement dépendent du modèle hydraulique du site



Figure IV.6. Drains subhorizontaux

II.3 Introduction des éléments résistants

On appelle éléments résistants les structures tels que :

- Murs de soutènement ;
- Tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- Clouages par des barres, des micropieux ;
- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Deux grands types de structures peuvent être distingués :

- Ouvrages rigides : les murs en béton, les tirants précontraints, les pieux et les barrettes,
- Ouvrages souples: les remblais renforcés, les murs cellulaires, les clous et les micros-pieux.

Dans ce type de stabilisation nous allons nous intéresser à quelques unes :

II.3.1 Ouvrage de soutènement

a) Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation. En outre, le dimensionnement doit prendre en compte :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base,
- La rupture interne de l'ouvrage,
- La rupture par poinçonnement du sol,
- Le renversement ou le basculement de l'ouvrage.

- b) Les ouvrages souples (gabions, remblais renforcés par armatures ou nappes extensibles) se dimensionnent en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe.

II.3.2 Tirants d'ancrages actifs

Le principe consiste à réduire les forces actives de glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués d'une armature (barre ou câble à haute résistance élastique) dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction.

II.3.3 Clous et micro pieux

Le clouage des pentes ou talus consiste à « clouer » les masses instables sur le substratum fixe. Lorsqu'il s'agit d'inclusions de faible inertie, résistant principalement à la traction, elles sont placées sub-horizontalement. Quand elles sont résistantes à la flexion, elles sont généralement disposées verticalement ou perpendiculairement à la surface de glissement.

Le déplacement du sol instable se traduit par une pression appliquée sur l'inclusion au contact sol-inclusion qui mobilise préférentiellement les efforts de cisaillement et de flexion dans les renforcements. Alors, la démarche de calcul d'un ouvrage cloué se fait en tenant compte de :

- La pression maximale que le clou peut imposer au sol,
- Le frottement latéral limite sol-clou,
- La résistance au cisaillement du clou,
- La résistance à la flexion du clou.

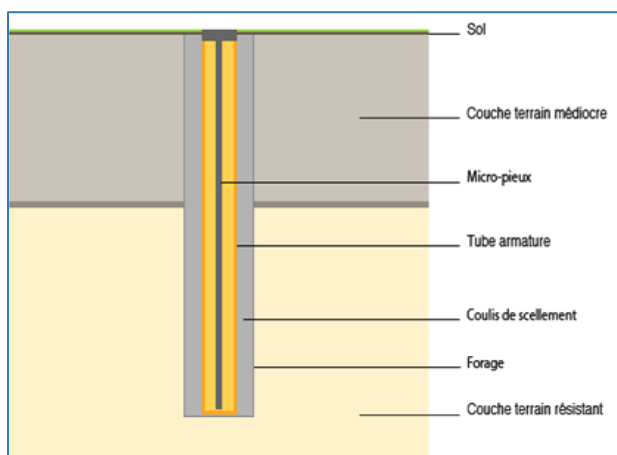


Figure IV.7. Schéma en coupe d'un micropieu.

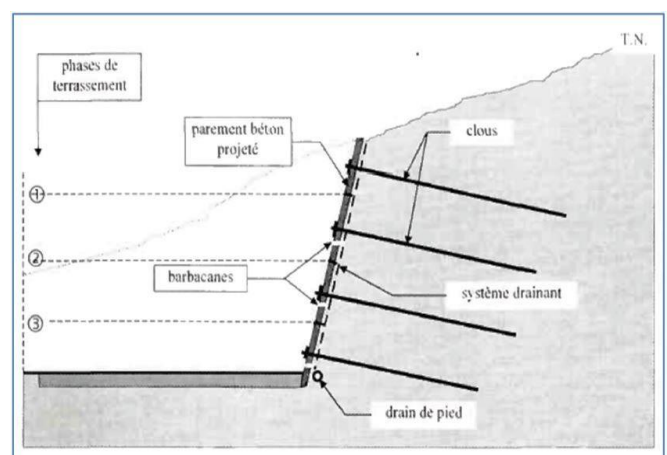


Figure IV.8. Renforcement par clouage.

II.3.4 Pieux

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives ils travaillent principalement en flexion /cisaillement.

Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion augmente le coefficient de sécurité global du massif.

Deux critères relatifs à l'interaction sol-pieu peut mettre en jeu :

- la résistance à la flexion et au cisaillement du pieu,
- la pression maximale que le pieu peut imposer latéralement au sol.

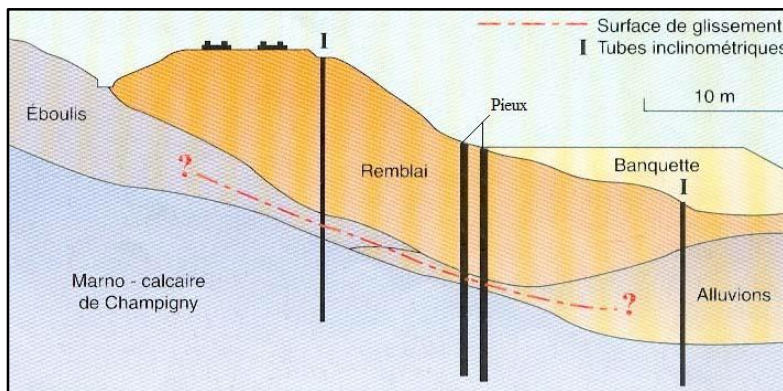


Figure IV.9. Stabilisation par pieux

III. Conclusion

Enfin, nous clôturons cette première partie par le recensement de quelque méthode de confortement des glissements de terrain et leurs applications afin de proposer des solutions de stabilisation propre à notre projet.

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain passe par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien. Une démarche méthodologique doit être suivie. Il est nécessaire d'envisager successivement toutes les techniques existantes avant de fixer le choix. Lorsque plusieurs types de solutions sont envisageables, il peut être intéressant de les associer.

PARTIE II

ETUDE DE PROJET

CHAPITRE V

PRESENTATION DE PROJET

I. Introduction

Dans le présent chapitre, nous exposons le projet concernant le traitement de glissement de terrain de Bardo à Constantine en citant les caractéristiques physiques de la région et de la zone d'étude.

II. Situation géographique

La ville de Constantine se situe dans le Nord- Est du pays. Administrativement, elle est divisée en 12 communes et 6 daïras. Elle a une superficie de l'ordre de 2297,20 Km² et une population totale est estimée à 938 475 habitants (RGPH 2008), soit une densité de 400 habitants par Km². Elle est limitée par les wilayas de Skikda au Nord, Guelma à l'est, Mila à l'ouest et Oum El Bouaghi au sud [26].

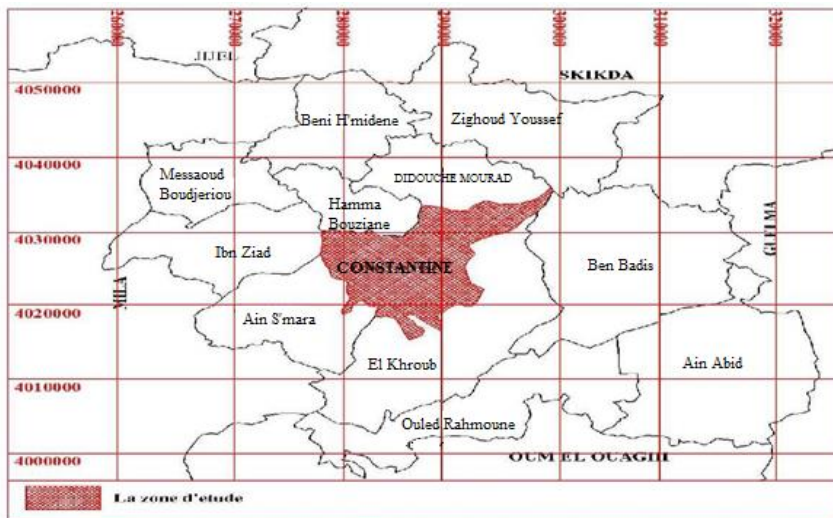


Figure V.1. Situation de la région d'étude [25]

Le **BARDO** qui constitue le secteur objet de cette étude se situe en plein centre de Constantine, sur les deux rives de l'oued Rhumel, et entre la berge de celui-ci et la clôture de l'ancien hôtel Transatlantique, et du pont géant en aval jusqu'à les anciens abattoirs désaffectés au Nord.



Figure V.2. localisation de secteur d'étude (Google Earth)

III. Contexte morphologique

La ville de Constantine s'est développée durant son histoire sur un relief accidenté formé de :

- **Le rocher** : Il constitue le premier noyau de la ville et celle de son environnement. Il se trouve séparé des sites voisins au Sud-Est et au Nord-Est par des gorges qui s'évasent du Sud au Nord, la profondeur de ces gorges varie de 75 m à l'entrée de l'oued Rhumel à Sidi Rached à 175 m à la sortie à l'aplomb du Kef Chekara.
- **Plateaux** :
 - **Le plateau du Mansourah** : Avec 875 m d'altitude, limité par un réseau de cours d'eau comme celle de Oued El kelb à l'Est et le Rhumel à l'Ouest et au Sud-Ouest et au Sud-Est et au Sud Oued Boumerzoug.
 - **Le plateau de Sidi M'cid** : Situé au Sud-Ouest du Rocher le point culminant est de 725 m séparé du Rocher par les gorges d'Oued Rhumel.
 - **Le plateau du Koudiat** : Culminant à 637 m et situé au Sud-Ouest du Rocher.
 - **Le plateau d'Ain el Bey** : Situé au Sud de la ville culminant à 732 m, l'une des caractéristiques de ce site est sa stabilité par rapport aux autres sites.
- **Collines** : Comme la colline de Belle vue, Sidi Mabrouk et Boufrika.
- **Vallées** : Les vallées du Rhumel et du Boumerzoug s'ouvrent en large versant à pentes fortes constituées de formation d'âge quaternaire [24]

Dans le site de **Bardo**, on rencontre, d'ouest en est, c'est-à-dire de l'amont vers l'aval :

- La plate-forme occupée par l'ancien hôtel Transatlantique située à la cote 580 NGA,
- Une falaise de conglomérats de 20 à 30 m de hauteur,
- Un talus, assez pentu, qui s'étend du pied de la falaise jusqu'à la route, qui correspond pour l'essentiel au cône d'éboulis résultant de la dégradation de la falaise amont,
- La plate-forme de la route,
- Un nouveau talus, très irrégulier, manifestement constitué en majeure partie par des remblais qui peuvent, peut-être, provenir de la construction de la route, mais qui semble-t-il, pour l'essentiel sont des matériaux déversés depuis cette dernière. Suivant les endroits, ce talus peut s'étendre jusqu'à la berge de l'oued ou être plus étroit. Dans ce cas, il s'arrête au niveau d'une terrasse bordant l'oued. Dans tous les cas de figure, la pente de ce talus est forte [23]

IV. Cadre géologique

Constantine et sa périphérie appartiennent aux zones externes des Maghrébides, domaine allochtone, caractérisé par les nappes de charriage essentiellement à vergence sud, mises en place au

cours des phases tectoniques alpines. La chaîne de maghrébides va du Rif à la Sicile, en passant par l'Algérie et la Tunisie (AUBOUIN et Durand DELGA, 1971) [22]

Selon le rapport d'étude géologie de la ville de Constantine et de ses alentours réalisée par EEG SIMECSOL dans le cadre de l'étude des glissements de terrain de la ville de Constantine [23], les formations du Bardo sont représentées par la série suivante :

→ **Les marno-calcaires** : Elles affleurent sur les deux rives gauche et droite du Rhumel qui se caractérise par une couleur grise, très altérée en surface, et sur le talus aval de la route sous les remblais sous forme gypseuse très altérée ainsi dans la cour de l'abattoir municipal avec une roche plus saine, grise, finement litée.

→ **Les conglomérats à matrice limoneuse** : C'est une formation hétérogène et lenticulaire qui apparaît à partir de 60 m de sommet de la falaise (hôtel Transatlantique), dont les gros éléments constituent les grès qui proviennent du démantèlement de la nappe numidienne du Djebel Ouahch, et les éléments fins de la matrice sont des limons argileux de couleur rouge.

→ **Les colluvions limono-graveleuses quaternaire** : Elles sont localisées au pied de la falaise et limitées en contrebas par la route de sortie Est de Constantine. Elles sont de faciès très voisin des conglomérats pliocènes dont elles sont issues. Elles sont identifiables par leur aspect plus meuble et la prédominance de la fraction fine.

→ **La terrasse alluviale de nature limoneuse** : Elle forme une bande étroite, souvent érodée, sur les berges d'Oued Rhumel

→ **Les remblais argilo-graveleux** : Ils occupent tout le talus aval de la route jusqu'au Oued Rhumel. Ils ressemblent aux colluvions quaternaires, mais se distinguent de celles-ci par leur plus grande hétérogénéité, leur structure chaotique et de nombreux débris hétéroclites qu'ils renferment (morceaux de briques, débris métalliques, plastiques etc.)

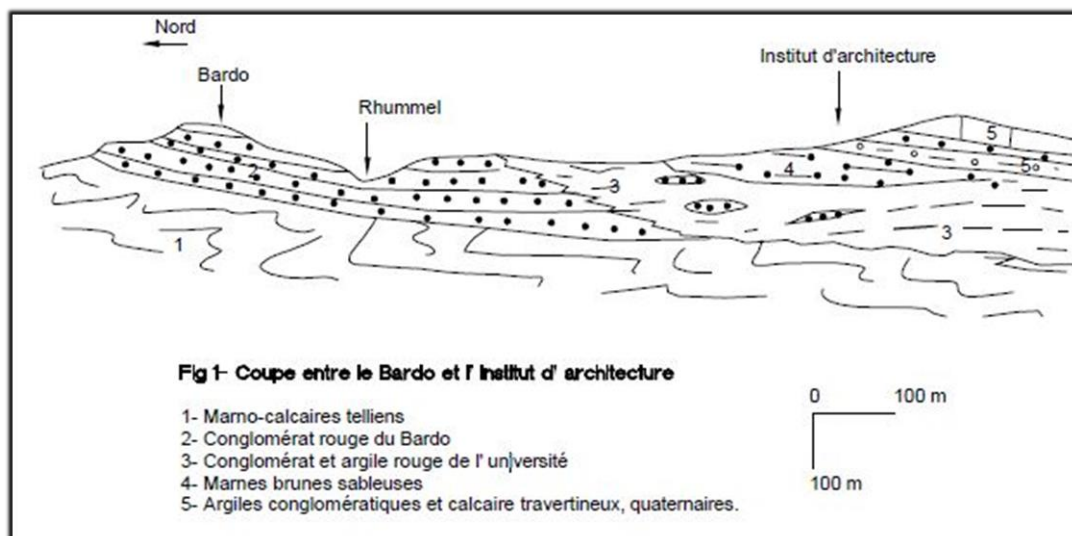


Figure V.3. Coupe de formation de Bardo [23]

V. Hydrologie et hydrogéologie

La région de Constantine est caractérisée par un réseau hydrographique relativement dense, dont la ville de Constantine elle-même est le point de confluence de deux principaux cours d'eau. Oued Bou Merzoug (de direction N-S en amont puis devient NW-SE en aval) et Oued Rhumel (direction varie le long de son parcours) et qui traverse les gorges de Constantine.

Le ravinement intense de la région forme les affluents des deux Oueds, parmi ces affluents, on trouve Oueds Athmènia, Seguin, Ziad et Smendou qui convergent tous vers Oued Rhumel, et Oueds El Klab, Melah, Berda et Oued Hamimine qui affluent Oued Bou Merzoug.

Ce qu'il faut noter c'est la faiblesse de leurs débits, voir l'assèchement en période des grandes chaleurs. Par contre en période pluvieuse ; la violence des pluies fait souvent que le débit des Oueds atteint des pointes record, pour retomber quelques jours plus tard à un niveau assez bas [22].

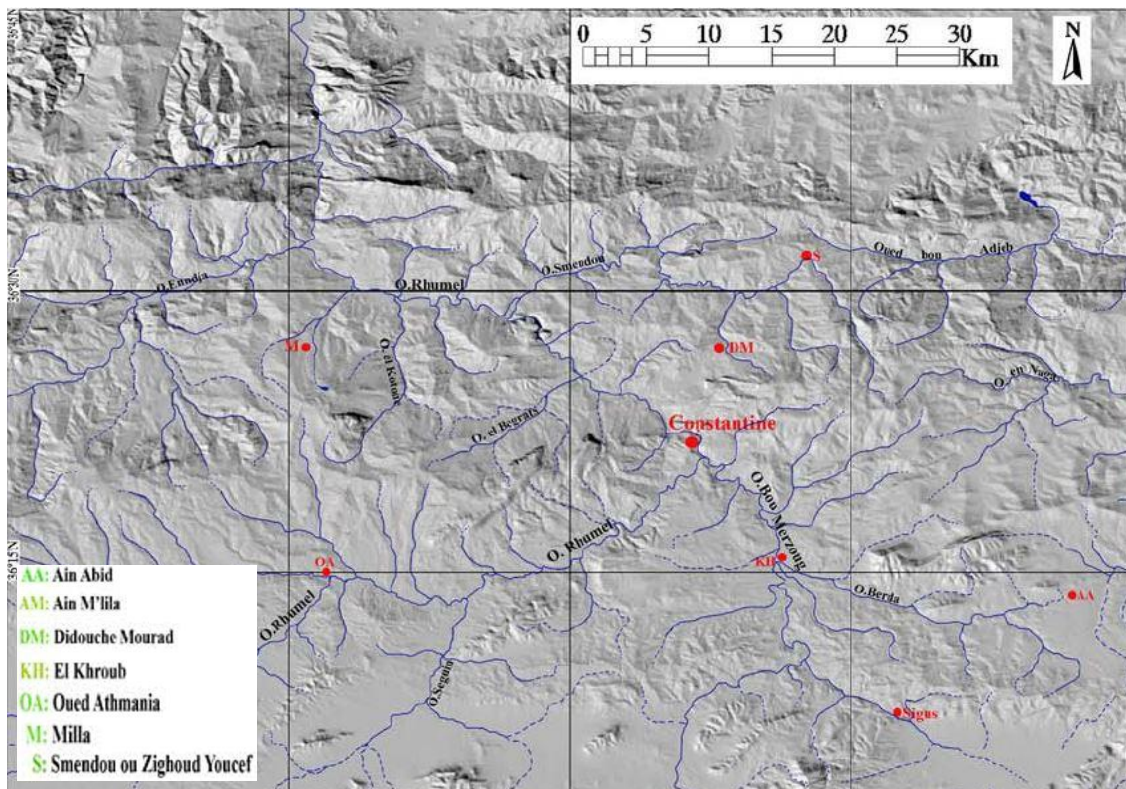


Figure V.4. Les principaux cours d'eaux de la région d'étude

Dans la zone d'étude « **Bardo** », il n'y a pas de réseau hydrographique bien développé et cela pourrait être dû aux travaux des terrassements, des aménagements et des réhabilitations de la zone de Bardo. Cependant, il existe des venues d'eau non négligeable sur le site sous forme de sources qui circulent aléatoirement sur le versant [23]

VI. Climat régional

La région de Constantine est soumise à un régime climatique double :

- **Au Nord** : il s'agit d'un régime subhumide avec des précipitations moyennes annuelles dépassant le plus souvent les 600 mm.
- **Au Sud** : c'est plutôt un régime semi-aride qui l'emporte avec une pluviométrie moyenne annuelle le plus souvent en dessous des 600 mm.

Les deux zones climatiques sont soumises généralement à deux saisons distinctes :

- Saison chaude et sèche qui commence dès la fin du mois de Mai s'étalant jusqu'à la fin du mois d'Octobre.
- Saison froide et humide qui relie la première qui débute du mois de Novembre jusqu'à la fin du mois d'Avril à début Mai [23]

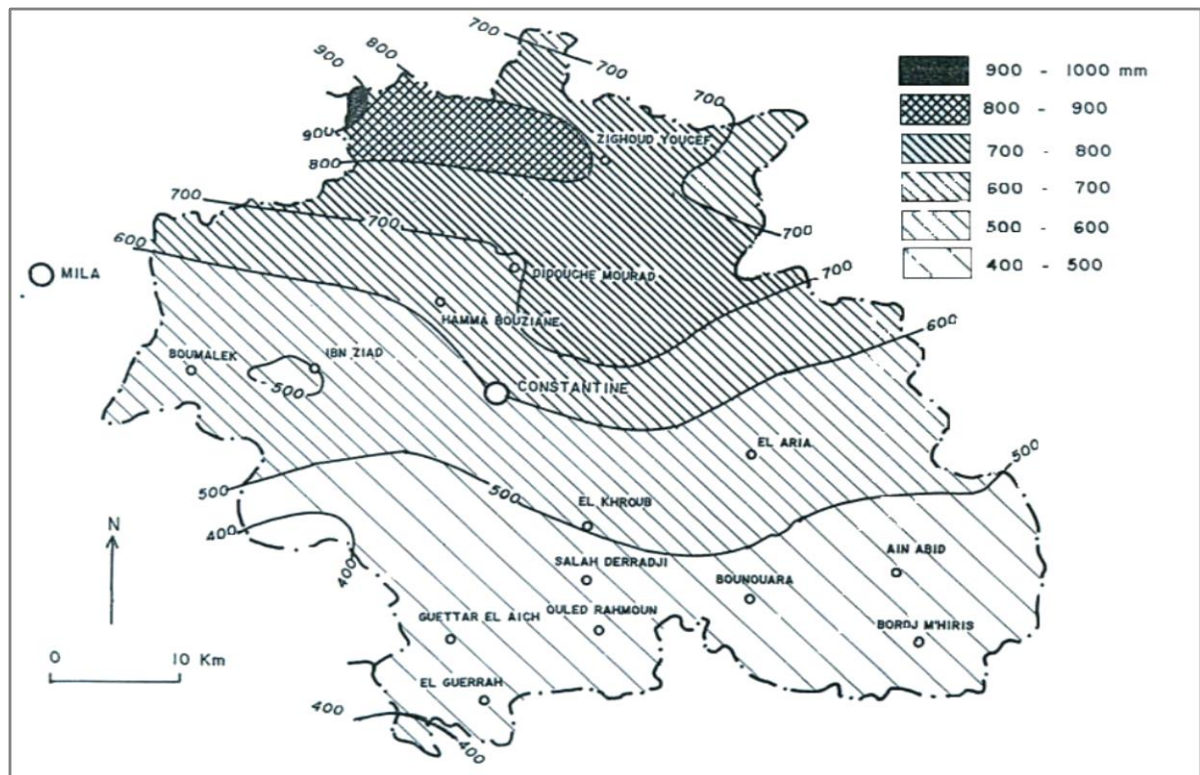


Figure V.5. Carte pluviométrique de la Wilaya de Constantine (ANRH)

VII. Tectonique et sismicité

La région de Constantine a subi une déformation polyphasée, caractérisée par des schistosités, des plis et des fractures : failles et fentes d'extension. Les marqueurs de la déformation sont nombreux et les différentes discordances permettent de caler l'âge approximatif des grandes phases tectoniques. On peut distinguer deux tectoniques majeures :

- Tectonique anté-nappes, c'est-à-dire produite avant et pendant le déplacement des nappes.
- Tectonique post-nappes, caractéristique de la région de Constantine comme du reste de la chaîne tellienne.

La zone de Bardo à connue une histoire tectonique très complexe avec des indices sous forme d'escarpements de lignes de failles, des falaises, des plissements et même des désordres dans les structures et les ouvrages adjacents.

Les failles visibles au niveau des formations calcaires (rocher de Constantine) constituent la preuve d'une tectonique intense qui a affecté la zone [23].

Sur le plan sismicité, la ville de Constantine se caractérise par une déformation lente et une sismicité de faible à modérée correspond à une région de sismicité moyenne classée en zone **IIa** selon le règlement parasismique algérien RPA 99/ Version 2003.

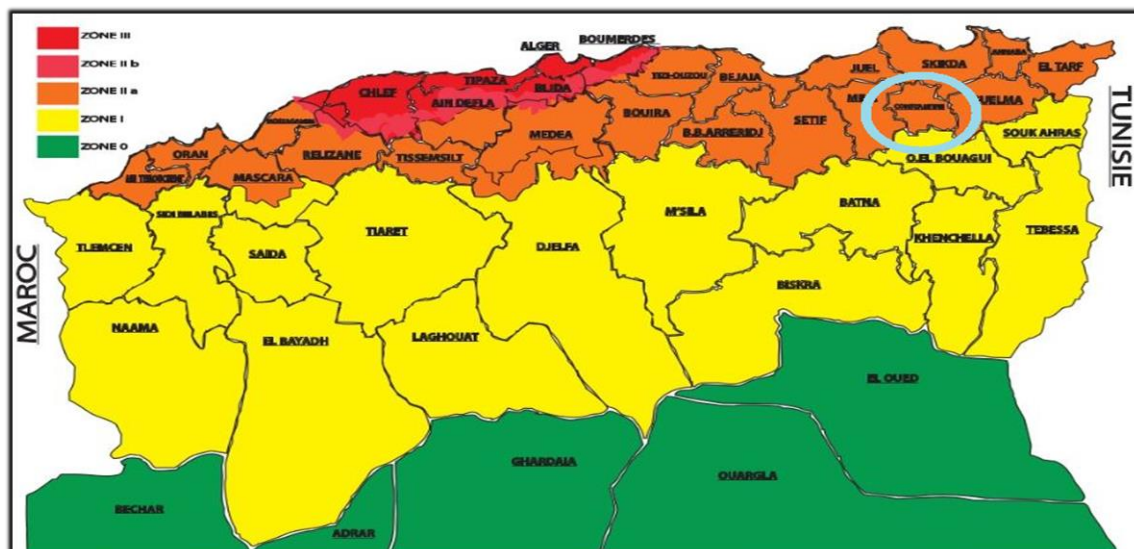


Figure V.6. Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2003)

VIII. Importance de projet

Le projet de glissement a été survenu pendant la réalisation du parc urbain de Bardo implanté au cœur de la ville de Constantine, a été inscrit dans le cadre de la manifestation « Constantine capitale de la culture arabe 2015 ». Il constitue un poumon vert permettant d'aérer son tissu urbain et de réaliser un lieu pour la détente et les rencontres pour toutes les catégories de la population de la ville de Constantine.

S'étendant sur une superficie de 65 hectares, ce parc écologique à vocation pédagogique, didactique et scientifique tourné vers l'école et l'université de la ville, contient :

- ✚ Un jardin botanique comprend les sept zones thématiques regroupant différentes espèces : Jardin de la Menarah, Madinat Al Zahra, Al Andalous, Jardin des sources, d'avéroes et des pipinières.
- ✚ Des équipements d'accompagnement : Porte du Bardo - Ferme pédagogique - Théâtre- Ateliers et Garages d'Entretiens- Parking et Ascenseur panoramique.
- ✚ Des parcours et circuits divers : carrossables et cyclables.

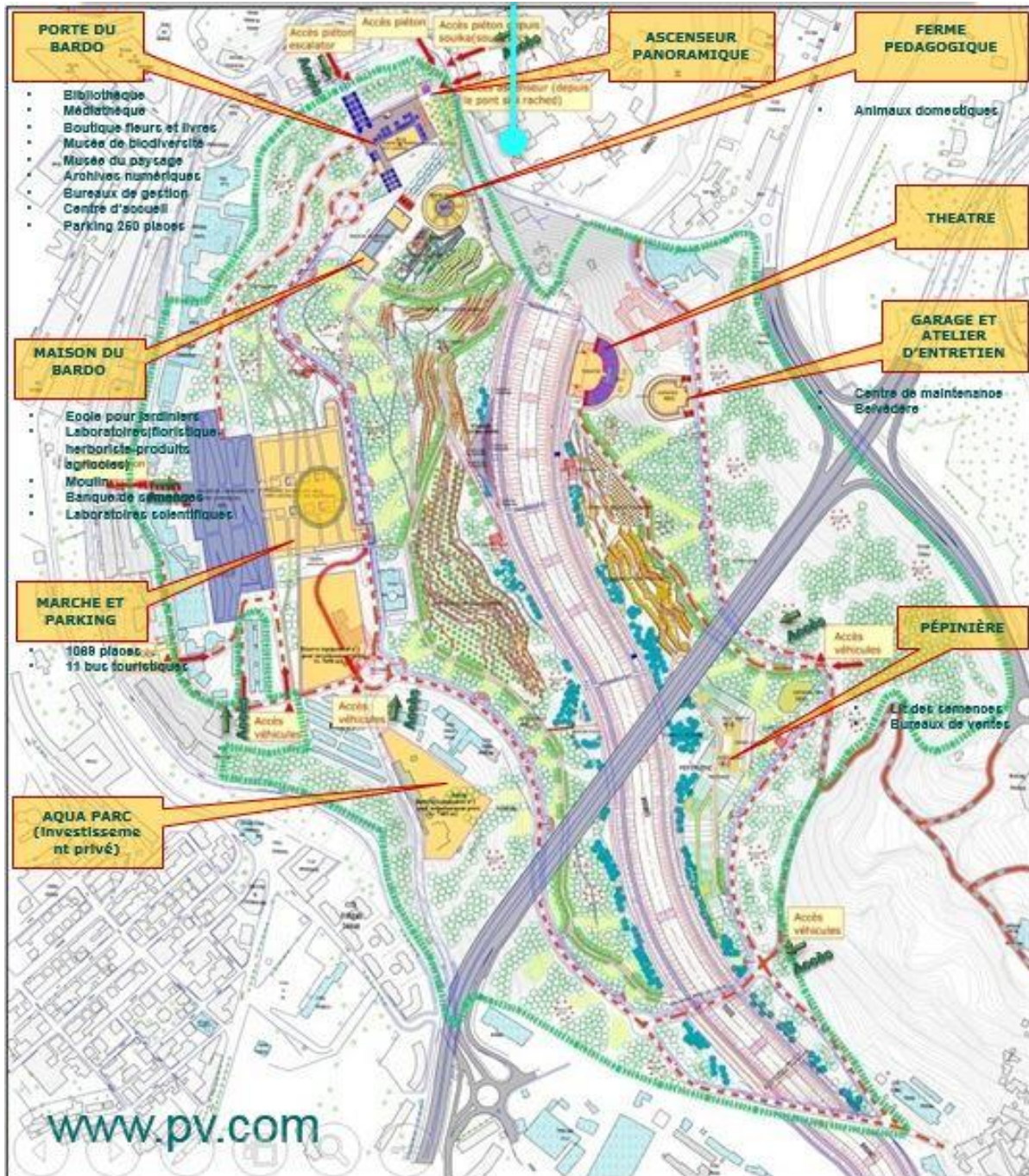


Figure V.7. plan d'aménagement de parc de Bardo 2014 [19]

Fiche technique du projet de Bardo :

- Maître de l'ouvrage : Direction de l'Environnement de la Wilaya de Constantine.
- Nouveau Maître de l'ouvrage : Direction de l'Urbanisme De l'Architecture et de la Construction de la Wilaya de Constantine (DUAC).
- Maître d'œuvre : Groupement Mixte Algéro Italien : « SFC »
- Entreprise de réalisation : Groupement Mixte Algéro – Espagnole EUROCASA –EG
- Délai de réalisation : 12 mois

IX. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons pu présenter les différents contextes de la région de Constantine ainsi que le site d'étude « Bardo » et ce qui nous aide à avoir une idée sur les conditions géographiques, géologiques et hydrogéologiques pour comprendre les contextes généraux caractérisant le glissement.

CHAPITRE VI
DIAGNOSTIQUE ET EXPERTISE DE
GLISSEMENT

I. Introduction

Ce chapitre porte sur un exposé des différents signes d'instabilité constatées des observations recensées lors des visites sur site, avec les différentes investigations réalisées dans le cadre de cette étude afin d'avoir une reconnaissance détaillée des conditions géologiques et géotechniques du projet.

II. Historique de site

Selon le rapport de SIMECSOL réalisé dans le cadre d'étude des glissements de terrain de la ville de Constantine, le site de Bardo a enregistré les glissements de terrain suivants :

- ❖ Le glissement de **1988** qui s'est manifesté en contrebas de la berge gauche d'Oued Rhumel, provoquant en premier lieu, l'effondrement d'une maison construite en béton armé (R+1) entre la route et le lit de l'oued.
- ❖ En **1994**, le glissement a provoqué la destruction totale des parties menaçant la ruine l'abattoir.
- ❖ Réactivité de glissement du Bardo suite à des pluies intenses en **2003** en provoquant des fissurations dans la chaussée qui ont prolongées sur environ 200m, dans le talus aval. Ce dernier a subit une déstabilisation généralisée dont la masse glissée forme une avancée sur le lit mineur du Rhumel.
- ❖ Le glissement de **2016** qui a affecté le parc urbain de Bardo du côté gauche d'Oued Rhumel.

III. Etat actuel du site

III.1. Localisation de glissement

Le glissement en question se situe sur la rive gauche d'Oued Rhumel, il commence de l'oued à l'est jusqu'au début de la zone urbaine (ferme pédagogique) à l'ouest (vers l'amont).

Ce glissement a été déclenché en 2016 lors de réalisation le projet de parc urbain de Bardo, il s'étend sur pratiquement une superficie de 6 ha, son évolution a sérieusement influencé sur l'avancement de réalisation de projet sans tenir compte des dommages causés aux travaux déjà réalisés.



Figure III.1. localisation de site de glissement

II.2. Instabilités et dégradations observées

II.2.1. Type des instabilités

Selon les constats des visites réalisées sur site et les différentes photos prises, nous avons observé plusieurs formes d'instabilité, à partir de la route et l'ancien marché du pont (Sidi Rached) jusqu'à Oued Rhumel, regroupées en quatre éléments principaux comme suit :

- Les glissements
- Les infiltrations d'eau et les zones humides.
- Les mouvements sans surface de rupture.
- Les mouvements au niveau de la berge bétonnée et des murs en gabion.

II.2.2. Description des instabilités

➤ Les glissements :

Le glissement de Bardo s'est déclenché en contre bas de la ferme pédagogique environ une vingtaine de mètres. Les différents indices de mouvements observés sont les suivants :

- Escarpement sous forme de gradin avec rejet important de l'ordre de 10 m de hauteur ;
- Déplacement d'un volume important des matériaux meubles gorgés d'eau ;
- Cisaillement des conduites d'assainissements et débordement au sein du ceps glissant ;
- Des fuites de quelques conduites de drainage au niveau de la zone de glissement ;
- Fissurations des murs de la ferme pédagogique ;
- Apparition d'une nouvelle génération des niches et fissure en amont du corps glissant très proches de la ferme pédagogique.



Figure III.2. Déclenchement de glissement (2016)



Figure III.3. Cisaillement des conduites d'assainissement Figure III.4. Bourrelet au pied de versant (2016).

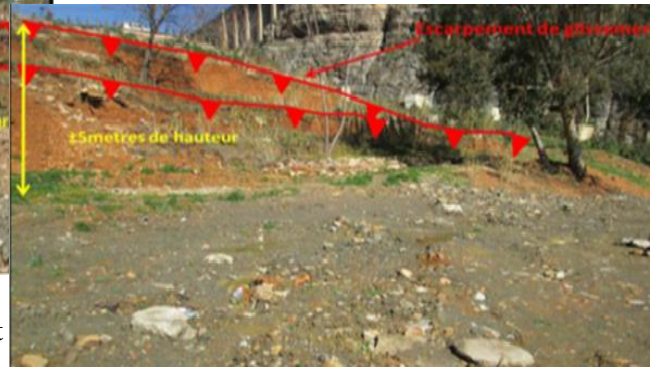


Figure III.5. Escarpement principal de glissement



Figure III.6. Fissuration des joints de dilatation et des murs de la ferme pédagogique.



Figure III.7. Nouvelle génération des niches d'arrachements et des fissures de traction

➤ **Les infiltrations d'eau et des sources :**

Cette zone contient un potentiel d'eau très important et cela traduit sur site par l'existence de nombreuses sources, des suintements et des venues d'eaux, dont les eaux circulent dans le versant sans aucun system de drainage.



Figure III.8. Source d'eau à haut débit au pied de versant.

Au pied du versant, il existe un canal d'eau de 1.5m de diamètre avec un débit important. L'eau de ce canal est utilisé pour l'irrigation avec un volume non négligeable déborde le réservoir et s'infiltré dans les remblais et les terrains avals.



Figure III.9. Canal d'eau à haut débit.

Il y a lieu de signaler l'existence des zones humides, il s'agit des zones gorgées d'eau, qui pourrait être le résultat des infiltrations qui viennent de l'amont, ou bien le reste des pluviométries intenses qu'a connu la région de Constantine (Période d'hiver 2017).



Figure III.10. zones humides gorgées d'eau.

➤ **Les mouvements sans surface de ruptures :**

Le facteur d'eau (saturation des sols, augmentation des pressions interstitielles) et le changement du régime hydraulique dans la zone d'étude a engendré des boursouflures (bombements, des replats et des affaissements) et de la solifluxion par endroits.

➤ **Les mouvements au niveau de la berge bétonnée et des gabions**

Au niveau de la berge bétonnée de Oued Rhumel, il y'a aucune déformation, ni indice de mouvement n'ont été relevés. Par ailleurs, à l'extrémité nord (vers la falaise) du mur en gabion, des petites déformations d'environ 15 cm ont été observées au niveau du point de confluence du gabion avec la falaise.



Figure III.11. Déformation de mur en gabion

IV. Conclusion

A la lumière de ce présent chapitre, les différentes observations recensées sur le terrain témoignent l'instabilité du versant et montrent que la limite en plan du glissement est de 20 m en amont de la ferme et celle de l'aval est au niveau du mur en gabion ou un peu plus vers le bas sans atteindre la berge d'oued Rhumel.

Les différentes causes ayant engendré les désordres sont liés principalement aux spécificités géologiques caractérisant le secteur de Bardo et la présence des venues d'eau naturelles et des sources dans la zone avec infiltration des eaux de ruissèlement. On note que le glissement est exagéré par les faits de rupture des canalisations d'eau d'égout avant qu'il ne soit réparé et les travaux initiaux de calibrage d'Oued Rhumel.

CHAPITRE VII

CAMPAGNE D'INVESTIGATION

I. Introduction

Le but de ce chapitre est de présenter le contenu de la campagne d'investigation réalisée dans le cadre de cette étude, en précisant les résultats et les interprétations des différents essais effectués au niveau de site concerné.

II. Programme de reconnaissance

Au niveau de ce projet, le programme d'investigation élaboré par le bureau d'étude comprend :

III. Campagne géotechniques

Le programme a été réalisé par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction « LNHC » Unité de Skikda, il inclut :

- Un levé topographique ;
- Quatre (04) sondages carottés notés SC01 à SC04 ;
- Dix (10) essais au pénétromètre dynamique lourd, notés PDL1 à PDL10 poussés jusqu'au refus réalisés conformément à la norme NF P94-115 ;
- Un (01) piézomètre posé dans le trou de SC04 conformément à la norme NF P94-157-1 ;
- Trois (03) tubes inclinomètres placés dans les trous de forage SC01, SC02 et SC03 conformément à la norme NF P94-156.

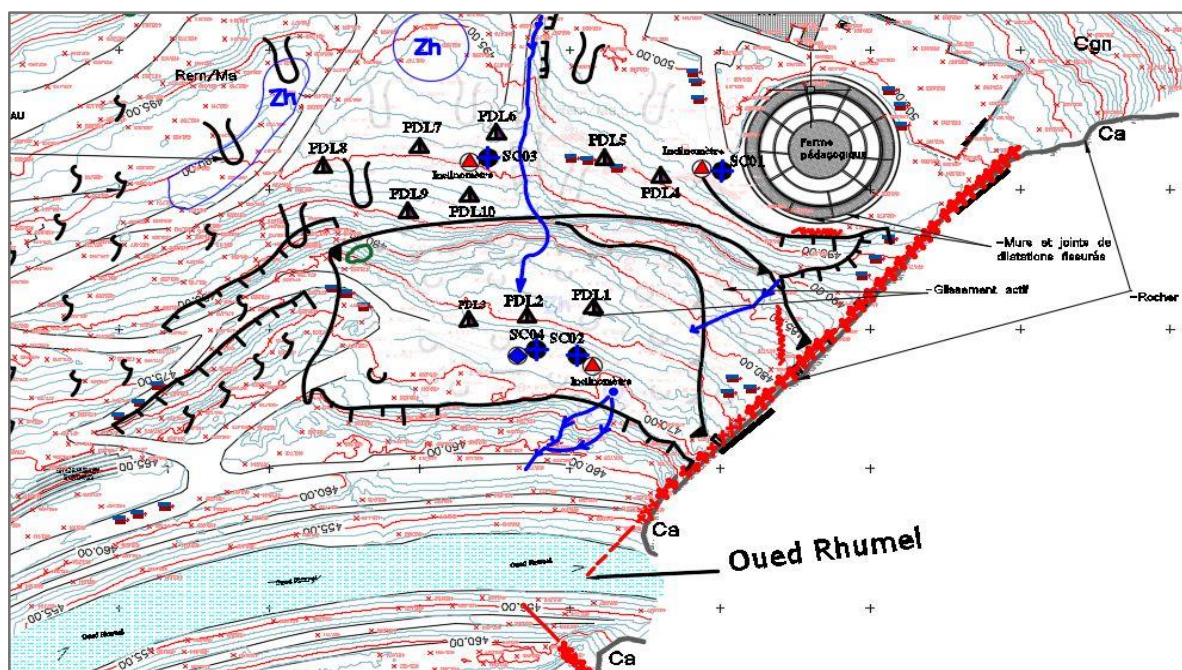


Figure III.1. plan d'implantation des sondages et pénétromètres

IV. Campagne géophysique

Les travaux géophysiques ont été déroulés le 26 /12/ 2016 dont les conditions de terrain ont été favorables au bon déroulement de l'acquisition des données. Le programme a consisté en :

→ L'acquisition de cinq (05) profils sismiques de réfraction (PS01 à PS05) avec enregistrement de l'onde de compression « P ».

→ Quatre (04) sondages électriques verticaux (SEV01 à SEV04).

La position des sondages géophysiques est schématisée sur l'image ci-après.



Figure IV.2. Implantation des profils géophysiques

V. Essais au laboratoire

Les échantillons récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais au laboratoire suivants :

- Analyse granulométrique selon la norme (NF P 94-056 et NF P 94-057) ;
- Limites d'Atterberg selon la norme NF P 94-051 ;
- La densité sèche et la teneur en eau selon la norme NF P 94-050 ;
- Essai de cisaillement à la boîte selon la norme NF P 94-071-1 ;
- Analyse chimique sommaire selon la norme NF P 18-011.

VI. Synthèse des résultats

VI.1 Les sondages carottés :

→ Le sondage SC01 : implanté en amont du glissement (proche de la ferme pédagogique) de 32 m de profondeur a permis de mettre en évidence les formations suivantes :

- Une première couche superficielle de remblai ayant une épaisseur de **2m**, constituée de gros béton, du sable grossier et gravier avec un passage d'argile rougeâtre ;

- Une seconde couche de remblai très épaisse atteignant les **20m**, constituée de conglomérat, sable rougeâtre, des galets et grès à ciment calcaire ;
- L'ensemble du remblai est reposé sur le toit marneux grisâtre altéré et fragmenté avec des traces d'oxydation.



Figure VII.3. Caisses de sondage SC01

→ Les sondages SC02 et SC04 : implantés au milieu du glissement de 20.0 m de profondeur chacun ont mis en évidence :

- Un remblai de **2m** d'épaisseur constitué de TVC, du limon sableux rougeâtre et des blocs centimétriques de calcaire ;
- Le toit marneux fragmenté verdâtre avec des traces d'oxydations de **7m** d'épaisseur ;
- Une marne grisâtre (substratum) altérée à aspect rocheux, fracturée, broyée avec des traces d'oxydations par endroits ;
- Un passage récent d'alluvions sur une tranche de terrain reconnue entre 17 à 19.5m, constitué de sable grisâtre avec de galet et de blocs centimétriques de calcaires blanchâtre.



Figure VII.4. Caisse de sondage SC02



Figure VII.5. Caisse de sondage SC04

→ Le sondage SC03 : Il a été implanté **20 m** de profondeur sur la limite latérale du glissement a mis en évidence des formations plus au moins non remaniées et intactes, il s'agit de :

- Un remblai de 1.5m d'épaisseur constitué de TVC, du limon sableux rougeâtre et des blocs centimétriques de calcaire ;
- Une argile verdâtre avec présence de graves atteignant les **5m** ;
- Un substratum marneux dont sont toit est meuble et très alerté et qui devient dur à aspect rocheux en profondeur avec des joints remplis de la calcite.



Figure VII.6. Caisses de sondage SC03

V.2. Niveau piézométrique

Afin de mesurer le niveau d'eau souterraine un piézomètre a été installé au droit du sondage SC04. Les mesures ont mis en évidence un niveau d'eau de 4.23m et 4.35m par rapport au terrain naturel, Il s'agit des passages d'eau qui circulent selon des axes déterminés sans création de nappe.

V.3. Chimie des eaux

Des mesures complémentaires de conductivité, PH et température ont été faites par le biais d'une sonde sur des eaux prélevées de deux sources localisées en amont et en aval du glissement.

La conductivité mesurée est élevée et variable au niveau des sources amont et aval du glissement, elle est respectivement de l'ordre de 1820 à 2129 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (eau impropre, chargée et d'origine lointaine). Le PH obtenu au niveau des sources amont et aval au glissement est estimé respectivement à 8.26 à 7.95 et une température de 16° en amont et de 17.9° en aval.

V.4. Mesures inclinométriques :

Trois tubes inclinométriques ont été installés au droit des sondages SC01, SC02 et SC03 dans le corps du glissement et sur un profil sensiblement critique dans le prolongement du versant vers Oued Rhumel.

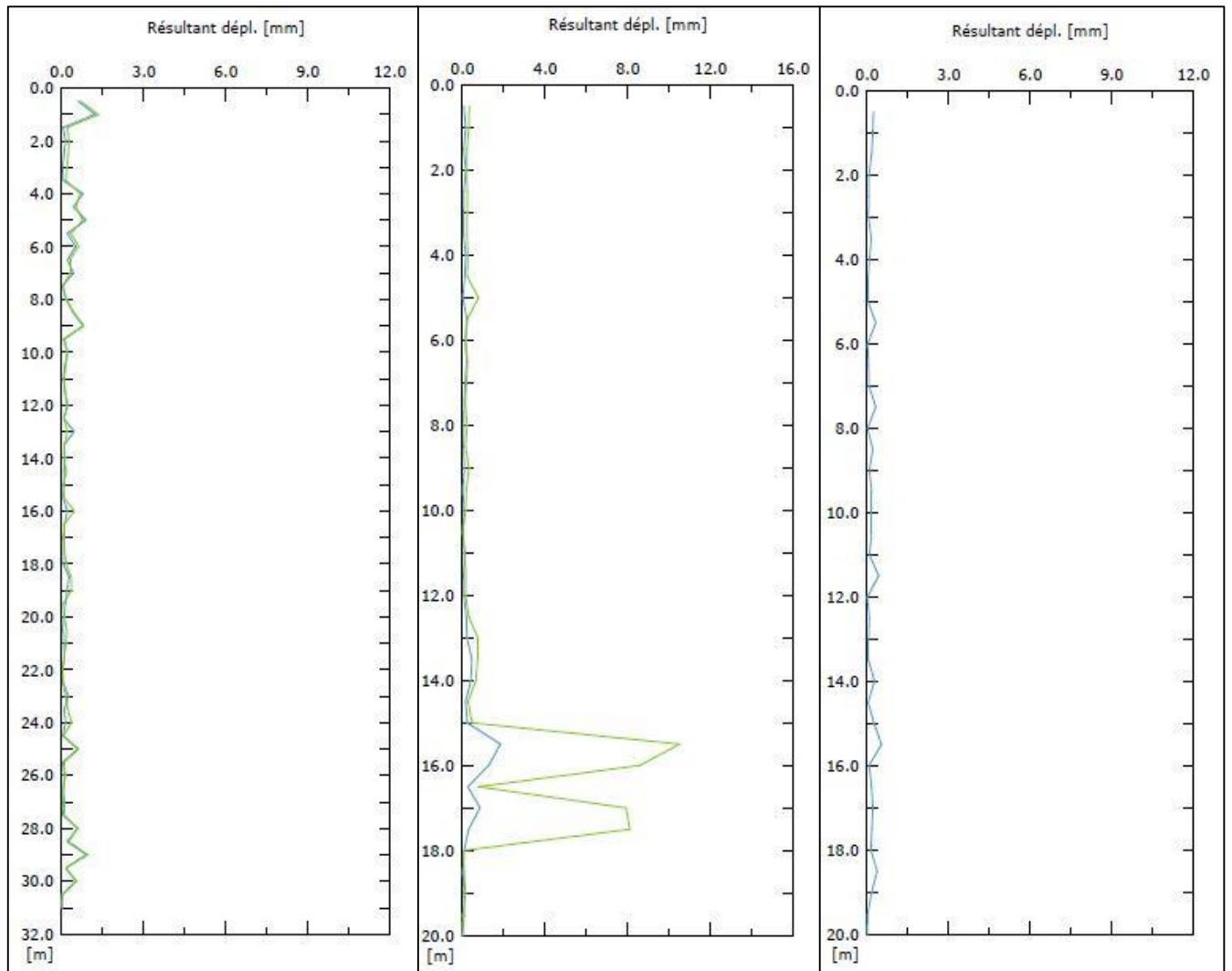


Figure VII.8. Résultats des déplacements des inclinomètre 1,2,3 respectivement

Selon les résultats de mesure nous avons pu noter que :

- L'inclinomètre SC01 a été implanté entre la ferme pédagogique et l'escarpement principal pour repérer une extension amont préjudiciable au bâtiment. cet inclinomètre ne montre pas de déplacement significatif (environ 1.5 mm).
- L'inclinomètre SC02 le plus important dans la présente étude, implanté au milieu du glissement. Il montre clairement la présence d'une surface de rupture active sur une profondeur, entre 15 et 18 m. avec des déplacements obtenus sont significatifs de l'ordre de 11mm sur une période de mesure très courte, attestant l'état actif du glissement. Elle se confond entre les remblais/alluvions et la marne.
- L'inclinomètre SC03 implanté sur la limite latérale du glissement afin de repérer éventuellement son extension montre un déplacement insignifiant de l'ordre de 1mm.

V.5. Essais au pénétromètre dynamique lourd :

Les résultats des essais de pénétration dynamique réalisés au niveau de la zone de glissement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Profondeurs et résistances à la pointe des essais pénétrométriques.

	Profondeur (m)	Résistance à la pointe (bar)
PDL1	0.2 - 1.0	50 - 450
PDL2	0.2 - 1.4	40 - 460
PDL3	0,20 - 8,60	63,58 - 528,10
PDL4	0,20 - 1,80	27,25 - 833,33
PDL5	0,20 - 0,80	136,25 - 908,33
PDL6	0,20 - 2,40	36,33 - 769,77
PDL7	0,20 - 1,20	90,83 - 833,33
PDL8	0,20 - 3,40	45,42 - 715,22
PDL9	0,20 - 2,40	54,50 - 769,77
PDL10	0,20 - 3,80	163,50 - 715,22

Les résultats de ces essais ont mis en évidence des refus de battage sur des profondeurs ne dépassant pas les 2m en contact avec les blocs et cailloux constituant le remblai, excepté le PDL03 qui a montré une zone de faiblesse entre 1 et 6m de profondeur avec des résistances à la pénétration dynamique inférieurs à 50 bars (voir annexe)

V.6. Essais géophysiques :

Les résultats des essais géophysique réalisés peuvent donner les interprétations suivantes :

- Le profil géophysique PS1 implanté dans le cadre du glissement (SW-NE) qui coupe latéralement les sondages SC02 et SC04 a montré un substratum moins marqué à 1500m/s, à une profondeur de 8m. Le substratum dur n'a pas été détecté, ce qui laisse a supposé que le glissement au niveau de cette zone est plus profond (information confirmée par l'inclinomètre SC02).
- Les PS2 et PS5 implantés loin de la zone de glissement ne donnent pas d'informations sur l'instabilité, néanmoins ils confirment la géologie et le substratum dur n'a pas été atteint à 20m de profondeur.
- Le PS3 qui recoupe latéralement le glissement en amont et le sondage SC03 montre que l'épaisseur des remblais de faibles compacités coté ferme pédagogique (Nord Est) sont très

épaisse (15m) avec des vitesses de l'ordre de 500m/s (information confirmée par les résultats du SC01).

- Le PS4 réalisé dans la direction SW-NE dans l'axe du glissement et recoupe les sondages SC01 et SC02/SC04, montre que le substratum dur n'a pas été atteint, les vitesses obtenues sont de l'ordre de 900m/s et 1000m/s en amont et en aval du glissement. Les zones de faible compacité ont une épaisseur importante en amont qu'en aval du glissement.

V.7. ESSAIS AU LABORATOIRE :

→ Les résultats des essais physiques et chimiques sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : resultats des essais au laboratoire

Sond.	Profondeur (m)	Nature	Identification physique							Analyse chimique			
			W (%)	γ_d (t/m^3)	γ_h (t/m^3)	S_r (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	<80 μ	SO ₄ (%)	CaCO ₃ (%)	Cl (%)
SC01	22,30-23,00	Argile limoneuse	2,45	2,01	2,06	19,21	46,13	22,95	23,18	66	Traces	8,00	0,28
SC02	2,50-9,00	Argile	9,18	1,81	1,98	50,32	31,57	16,04	15,53	34		17,00	0,17
	16,50-16,95	Marne argileuse	23,86	1,63	2,02	98,02	47,23	23,88	23,35	100		4,80	0,31
SC03	1,50-5,00	Argile gravier	7,43	1,88	2,02	45,89	37,16	18,51	18,65	40		16,80	0,35
	15,00-15,80	Argile	2,12	2,18	2,23	23,90	35,99	17,91	14,43	41		13,40	0,31
SC04	10,70-11,00	Argile fragmenté verdâtre	17,12	1,77	2,08	87,83	28,34	13,91	14,43	31		10,20	0,35
	12,50-12,80		16,21	1,84	2,14	93,48	-	-	-	95		16,40	0,35
	15,80-16,00		13,44	1,92	2,18	89,12	43,95	22,32	21,63	58		10,00	0,77

→ Les résultats des analyses mécaniques réalisées dans le cadre d'étude d'investigation sont présentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau VII.3 : résultats de l'essai de cisaillement rectiligne.

	Profondeur (m)	Essai	C(bars)	Φ (°)	C'(bar)	Φ' (°)	R _c (Mpa)
SC 02	16.50 - 16.95	CD	/	/	0.19	20.66	/
SC 04	10.70- 11.00	CD	/	/	0.17	20.07	/
	12.50 – 12.80	UU	0.21	17.90	/	/	/
	15.80 -16.00	CD	/	/	0.18	20.99	/
	17.25 – 18.38	/	/	/	/	/	129.27

D'après les résultats de l'analyse chimique des différents échantillons prélevés à partir des différents sondages carottés, on note que le sol ne présente aucune agressivité selon la norme **NF P18-011** Du 06/92.

Nota : Les fiche technique des essais au laboratoire sont jointes en annexe.

VII. Conclusion

Les résultats d'investigation présentés dans le présent chapitre ont mis en évidence que les terrains de couvertures concernés par le glissement sont des remblais d'épaisseur variables, ils s'étendent sur une épaisseur importante estimée à 18m en amont du glissement (SC01) et une épaisseur de 2m au milieu du glissement (SC02 et SC04). Le substratum est constitué d'une marne présentant deux (02) niveaux, ils correspondent respectivement à un toit meuble, très altéré et un niveau dur à aspect rocheux avec des traces d'oxydation et des joints remplis de calcite par endroits.

De plus le suivi inclinométrique a montré un état très actif, rapide et régressif du glissement. Il s'agit d'un glissement de taille significative avec une menace qui porte à la fois le musée (au-dessus), le gros colporteur d'égout qui traverse le versant en pied ainsi que sur le bon écoulement du Rhumel.

Ces résultats nous permettent de les utiliser pour faire l'analyse de stabilité de notre projet dans les chapitres qui vont suivre.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE CONFORTMENT

I. Introduction

Suite au travail mené jusque ci, dans ce chapitre nous allons effectuer une analyse à rebours pour caler les paramètres des sols et proposer des solutions de confortement afin de choisir et dimensionner celle qui convient à notre problème.

L'utilisation d'un logiciel de stabilité pour analyser un glissement est devenue de plus en plus indispensable, c'est pourquoi on trouve de nos jours plusieurs logiciels qui se diffèrent par leurs méthodes de résolution, leurs paramètres de modélisation et leurs approches. Néanmoins, leur but unique est de déterminer la ligne de rupture éventuelle en calculant un facteur de sécurité.

Dans le cadre de ce projet, l'analyse de stabilité a été menée par le logiciel «GEOSLOPE ».

II. Présentation de logiciel « GEOSLOPE »

GEOSLOPE est un programme qui permet d'analyser la stabilité des sols et déterminer la surface de rupture potentielle. Il fait appel à la méthode des tranches en donnant un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudiés en considérant un comportement élasto-plastique du sol. Le programme GEOSLOPE permet de calculer le coefficient de sécurité en effectuant un quadrillage dans lequel se trouve l'ensemble de centre de cercle. Pour chaque centre, il trace des cercles de rayon décroissants. Le cercle critique sera celui procédant le coefficient de sécurité le plus faible.

III. Analyse à rebours

Une analyse de stabilité à rebours (calcul inverse) est effectuée permettra de reproduire l'état actuel du versant et de déduire les paramètres de résistance de cisaillement mobilisés. Le principe est de fixer le facteur de sécurité $F.S. \approx 1$ (équilibre limite) sur un profil de calcul critique défini en confrontation avec la surface de rupture déduite à partir des levés géologiques effectués, les résultats des campagnes géotechnique / géophysique et du suivi des déplacements, cette surface est plus raide dans les remblais, puis plane au toit des marnes.

II.1. Profile représentatif

Le profile retenu pour le calcul passe par la ferme pédagogique avec la pente critique de versant dans le but de la préserver et d'arrêter la régression de glissement vers la ferme pédagogique. La coupe géologique contenant la série des glissements est représentée dans le profil suivant :

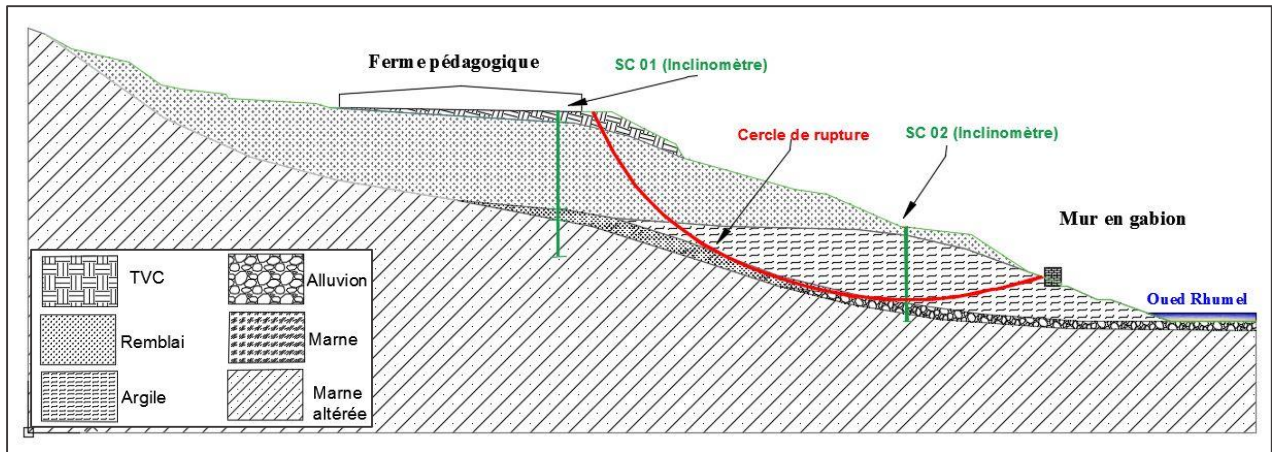
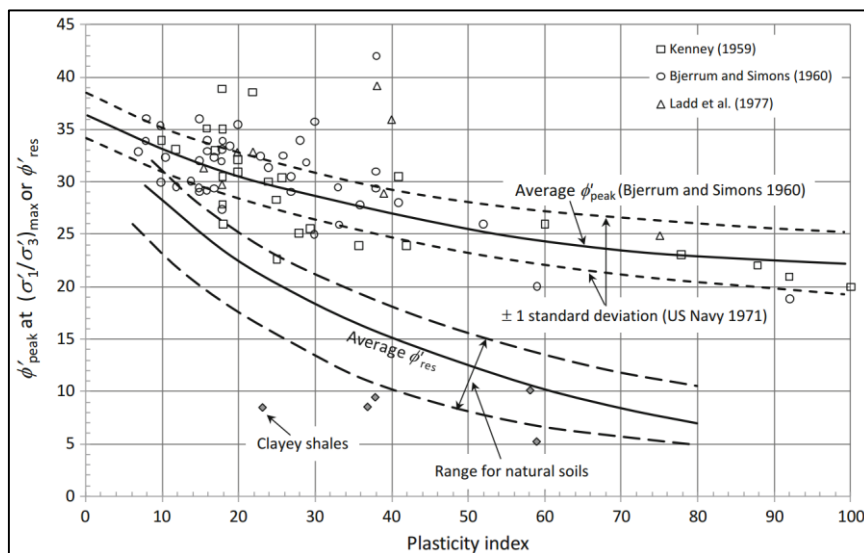


Figure VIII.1. Profil géologique.

II.2. Paramètres de calcul

- Niveau d'eau à 4.23 mètres de profondeur par rapport au terrain naturel.
- Surcharges : la charge de la ferme pédagogique estimée à 10 KPa.
- Caractéristiques des formations qui concernent le glissement sont obtenues à partir de l'analyse à rebours.
- Caractéristiques des formations en dehors de la zone de glissement sont obtenues à partir de corrélation entre la cohésion effective (c') et l'angle de frottement (ϕ') pour les argiles donnée par Vaillant et Catteau (2012) et l'abaque reliant l'angle de frottement interne résiduel (ϕ'_{res}) des argiles avec l'indice de plasticité I_p donnée par U.S. Navy (1971) et Ladd et al. (1977) :



D'après ce qui précède, les caractéristiques géo-mécaniques des formations sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIII-1 : Caractéristiques des formations.

	TVC	Remblai	Alluvions	Argile	Marne altérée	Marne
γ (kN/m ³)	18	20	20	22	20	20
ϕ' (°)	25	25	30	25	25	25
c' (kPa)	5	10	5	5	6	35

II.3. Résultats de calcul :

Les résultats de l'analyse à rebours réalisés à l'aide de logiciel « GEOSLOPE » par la méthode de Bishop sont les suivants :

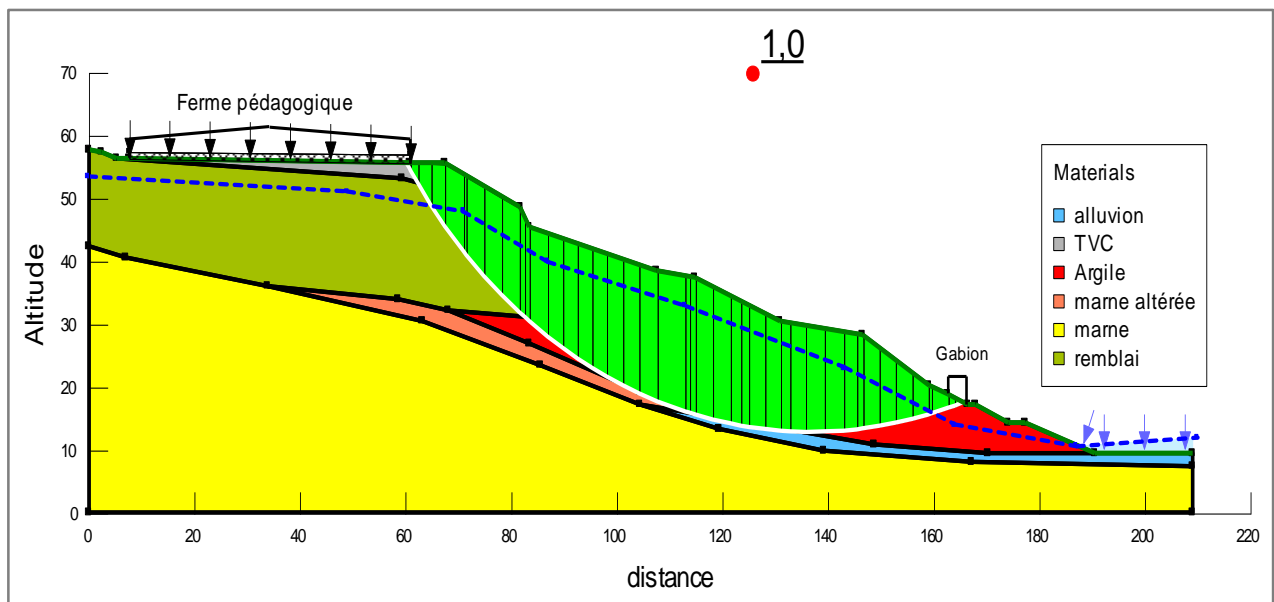


Figure VIII.2. Résultat de l'analyse à rebours

Après cette analyse nous distinguons que la surface de rupture concerne toutes les couches de sol qui sont sur le substratum marneux (TVC, remblai, argile, alluvions et la couche de la marne altérée), et qui arrive jusqu'à 18 m de profondeur de la surface libre. Ce résultat concorde bien avec les constatations déduites à partir des données géotechniques et géologiques.

IV. Etude d'avant-projet sommaire (APS)

L'étude d'un glissement de terrain conduit à la définition d'une technique de confortement, cette partie est la plus importante dans notre projet, parce que notre but est de trouver les solutions favorables techniquement et économiquement pour stabiliser ce glissement.

Le choix de la technique de confortement résulte de la prise en compte de trois conditions :

- Considérations économiques : efficacité-coût, cout de l'entretien, qualification des entreprises,
- Contraintes imposées : accessibilité du site, faisabilité de la méthode de confortement,
- Considérations techniques : menace d'extension du phénomène, degré de stabilisation recherché.

III.1. Solutions de confortement

Dans notre cas d'étude, nous avons séparé on a séparé la partie amont de la partie aval de glissement en proposant pour chaque partie deux solutions différentes :

+ Partie amont : au niveau de la ferme pédagogique

Afin de stopper la régression amont du glissement nous avons opté pour les actions suivantes :

1^{ère} solution : Stabilisation par une paroi clouée en béton armé.

2^{ème} solution : Stabilisation par une rangée de pieux.

+ Partie aval : dans le versant

Pour confronter le glissement produit, deux solutions ont été proposées :

1^{ère} solution : Stabilisation par deux rangées de pieux.

2^{ème} solution : stabilisation par rabattement des eaux souterraines avec des puits drainants.

III.2. Modélisation des variantes

III.2.1. Partie amont du glissement

Solution N°1 : Confortement par une paroi clouée

Dans ce projet, cet ouvrage de soutènement est constitué d'un voile en béton armé associé à des clous (tirants passifs) introduite dans des forages préalable inclinés à **15°** et une longueur de **10** et **12 m** associé aux drains subhorizontaux pour le drainage.

L'analyse de stabilité par le logiciel donne le résultat suivant :

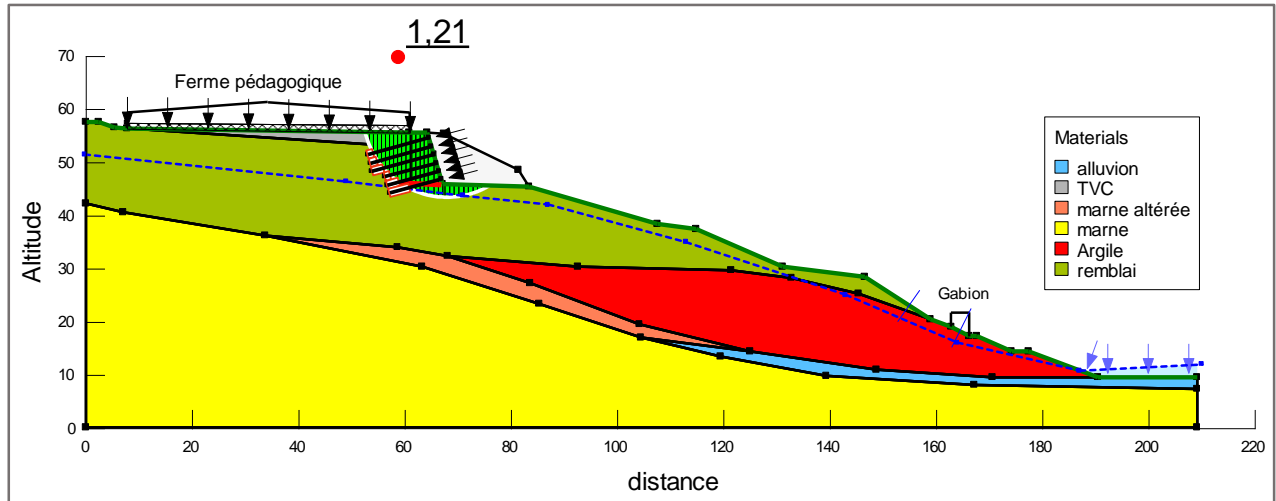


Figure VIII.3. Facteur de sécurité après la stabilisation par une paroi clouée (partie amont).

Technique de stabilisation	F _s recherché	F _s trouvé
Paroi clouée	1,2	1,21

Solution N°2 : Stabilisation par une paroi de pieux de diamètre égale à 1000 mm

Le nombre total des pieux prévu dans cette variante étant de 23, encastrés sur une profondeur de 15 m, espacés de 2m sur un linéaire de 70 m. Ces pieux seront reliés entre eux par une longrine en béton armé (poutre de couronnement) ayant une épaisseur 2m, une largeur de 1,5m.

Le calcul de stabilité par le logiciel donne le résultat suivant :

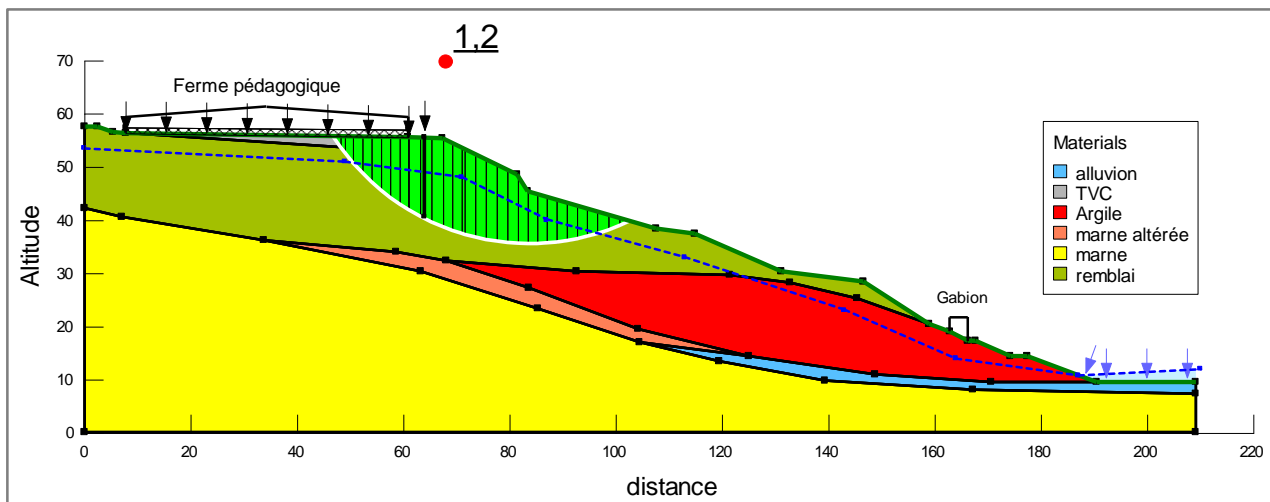


Figure VIII.4. Facteur de sécurité après la stabilisation par une rangé de pieux (partie aval)

Technique de stabilisation	F _s recherché	F _s trouvé
Rangée de pieux	1,1 à 1,2	1,2

III.2.2. Partie aval de glissement

Solution N°1 : Stabilisation par deux rangés de pieux de diamètre égale à 1200 mm

Le nombre des pieux prévu dans le premier rangé étant de 77 pieux, encastrés sur une profondeur de 25 m avec un espacement de 2,4 m et sur un linéaire de 154 m . Pour le deuxième rangé, le nombre des pieux est de 62 encastrés sur 20 m de profondeur sur un linéaire de 124 m et un espacement de 2,4 m.

Les pieux seront reliés entre eux par une longrine en béton armé (poutre de couronnement) ayant une épaisseur 2m, une largeur de 1,5m

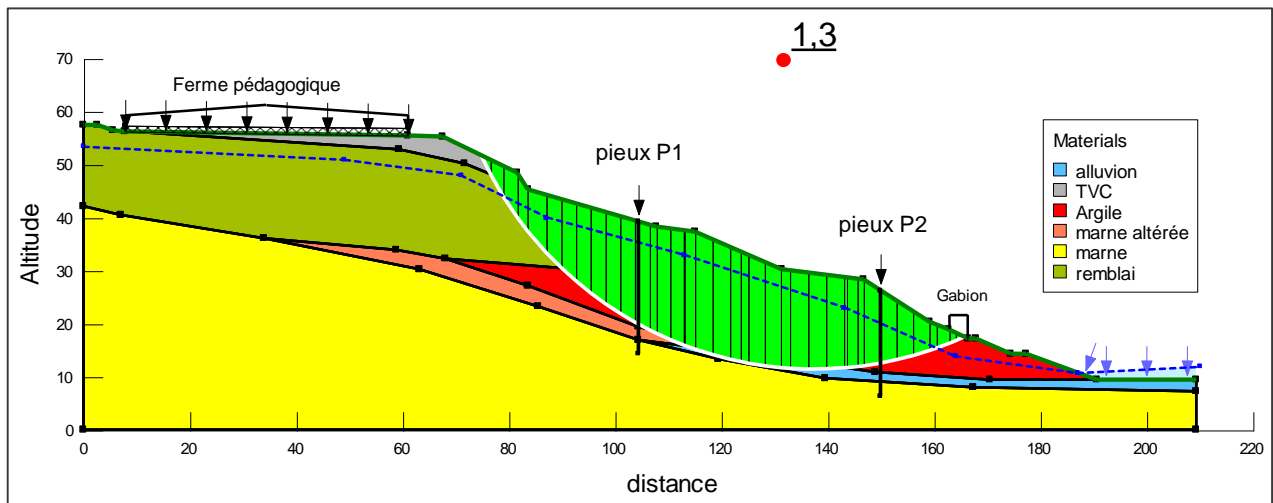


Figure VIII.5. Facteur de sécurité après la stabilisation par deux rangés de pieux

Technique de stabilisation	F _s recherché	F _s trouvé
Deux Rangée de pieux	1,1 à 1,2	1,3

Solution N°2 : Rabattement de niveau des eaux avec des puits drainants

Afin de rabattre le niveau de la nappe et de diminuer les pressions interstitielles nous avons opté pour un système de drainage profond placée en aval du glissement constitué de 5 puits ayant un diamètre de 2m et une profondeur de 22 m associé à des drains subhorizontaux de 15 m de longueur.

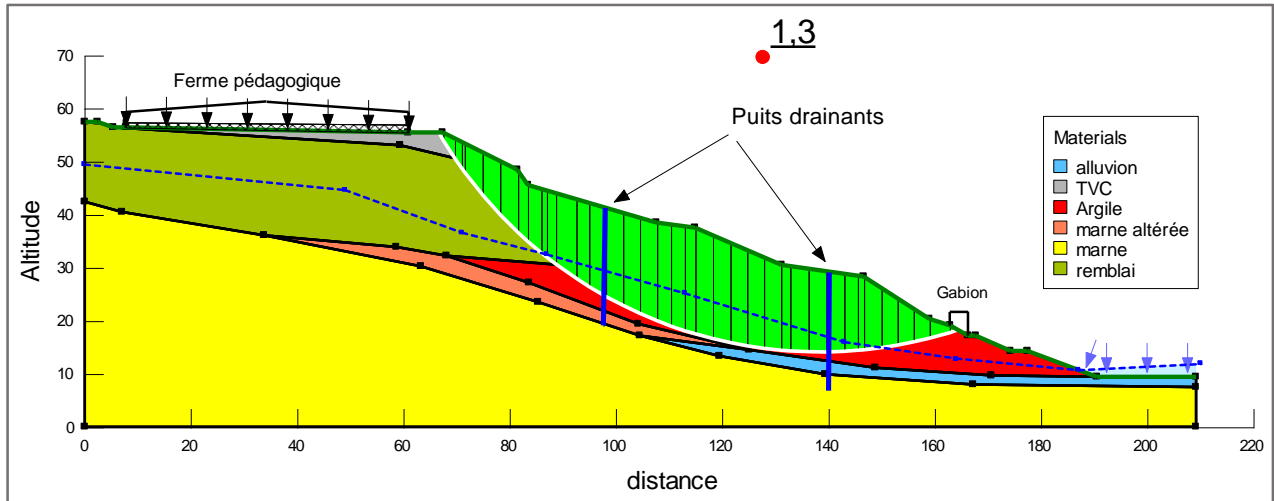


Figure VIII.6. Talus modélisé après rabattement de la nappe

Technique de stabilisation	F_s recherché	F_s trouvé
Puits drainants	1,3	1,3

V. Evaluation des couts

IV.1. Partie amont

Solution N°1 : Soutènement par une paroi clouée sur un linéaire de 70 m

Tableau VIII-2 : Devis quantitatif et estimatif de solution 1 (partie amont)

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
Terrassement (purge partielle et évacuation)	m ³	3080	500,00	1 540 000,00
Mise en œuvre d'un Parement en béton armé d'épaisseur de 20 cm y compris, ferrailage et béton projeté voie sèche	m ²	700	25 000,00	17 500 000,00
Ancrage y compris le forage, le scellement et les accessoires.	ml	3080	8 000,00	24 640 000,00
			Total HT	43 680 000,00
			TVA 19%	8 299 200,00
			Total TTC	51 979 200,00

Solution N°2 : Stabilisation par une rangée de pieux de diamètre 1m

Tableau VIII-3 : Devis quantitatif et estimatif de solution 2 (partie amont)

désignation	Unité	quantité	Prix unitaire	montant
Pieux de D1000 mm de 15 m de longueur espacés de 2m (forage, ferrailage et bétonnage)	ml	525	80 000,00	42 000 000,00
Poutre de couronnement	m ³	210	55 000,00	11 550 000,00
			Total HT	53 550 000,00
			TVA 19%	10 174 500,00
			Total TTC	63 724 500,00

IV .2. Partie aval

Solution N°1 : Stabilisation par deux rangées de pieux de diamètre 1,2 m

Tableau VIII-4 : Devis quantitatif et estimatif de solution 1 (partie aval)

désignation	Unité	quantité	Prix unitaire	montant
Pieux de D1200 mm de 20 et 25 m de longueur espacés de 2,4 m (forage, ferrailage et bétonnage)	ml	2110	70 000,00	147 700 000,00
Poutre de couronnement	m ³	973	45 000,00	43 785 000,00
			Total HT	322 540 000,00
			TVA 19%	61 282 600,00
			Total TTC	383 822 600,00

Solution N°2 : Rabattement de niveau d'eau par des puits drainants

Tableau VIII-5 : Devis quantitatif et estimatif de solution 2 (partie aval)

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
Réalisation des puits drainants D2500 mm y compris forage et soutènement des parois.	ml	110	450 000,00	49 500 000,00
Drains subhorizontaux	ml	400	10 000,00	4 000 000,00
Système de pompage permanent et collecte des eaux y compris maintenance et exploitation	U	5	1 000 000,00	5 000 000,00
			Total HT	58 500 000,00
			TVA 19%	11 115 000,00
			Total TTC	69 615 000,00

Analyse multicritère :

D'après ce qu'on a vu précédemment, le traitement de glissement de terrain est assuré par les deux variantes au niveau des deux parties, il y'a lieu à tranchée sur la variante à retenir. Pour ce faire, nous avons établi dans ce qui suit une analyse multicritères pour faire un choix judicieux de point de vue technico-économique.

Tableau VIII-6 : Tableau récapitulatif

Solutions	Avantages	Inconvénients	F_s	Coût (DA)
Partie amont				
Paroi clouée	<ul style="list-style-type: none"> - Un matériel réduit pour la construction (engin de terrassement, engin de forage, centrale d'injection et une machine à projeter le béton) ; - Une rapidité d'exécution, car la construction se fait en même temps que les terrassements ; - Une bonne adaptation au site. - Une emprise réduite. 	<ul style="list-style-type: none"> - Elle nécessite de faire appel à une entreprise spécialisée. 	1,21	51 979 200,00
Rangée des pieux	<ul style="list-style-type: none"> - Elle ne comporte pas des grands travaux de terrassements ; - Une bonne adaptation au site - Réalisable par des entreprises locales. - Niveau de sécurité satisfaisant. 	<ul style="list-style-type: none"> - Très coûteuse ; - Délai de réalisation important.. - Emprise importante des travaux. 	1,2	63 724 500,00
Partie avale				
Deux rangées des pieux	<ul style="list-style-type: none"> - Elle ne comporte pas des grands travaux de terrassements ; - Une bonne adaptation au site Réalisable par des entreprises locales. - Niveau de sécurité satisfaisant. 	<ul style="list-style-type: none"> - Très coûteuse ; - Délai de réalisation important.. - Emprise importante des travaux 	1,3	383 822 600,00
Puits drainants	<ul style="list-style-type: none"> - Coût peu élevé - faible emprise au sol - Délai réduit 	<ul style="list-style-type: none"> - Elle n'apporte pas une stabilisation à long terme, - Risque de cisaillement des puits au niveau des plans de glissement actif. - Entretien et maintenance régulier spécifique 	1,3	69 615 000,00

		indispensable pour limiter les risques de colmatage (nettoyage de l'intérieur du puits, curage du fond,...)	
--	--	---	--

VI. Etude d'avant-projet détaillé (APD)

V.1. Choix de la solution

- Après avoir présenté les deux solutions de confortement dans la partie amont, nous avons constaté que le gain de sécurité apparaît comparable pour les deux solutions. Toutefois, le délai d'exécution et le coût des travaux sont intéressants dans la première variante (paroi clouée) par rapport à la deuxième (pieux). De ce fait, notre choix de confortement se porte sur la paroi clouée.

- Dans la partie aval de glissement, la solution de drainage est une solution simple et la plus économique, cependant elle apporte beaucoup d'incertitudes dans le dimensionnement qui met en question l'efficacité de système drainage (imperméabilité, anisotropie), et elle nécessite une maintenance et un entretien permanent.

Concernant la variante préconisée comme solution confortative (deux rangées de pieux), elle apporte un gain de sécurité satisfaisant malgré le coût élevé par rapport au puits drainants. Alors la solution de confortement par deux rangées de pieux est la plus judicieuse pour des raisons de sécurité et de stabilité de la zone en mouvement.

Donc on retient comme solution de confortement une paroi clouée en amont et deux rangées de pieux séparés en aval.

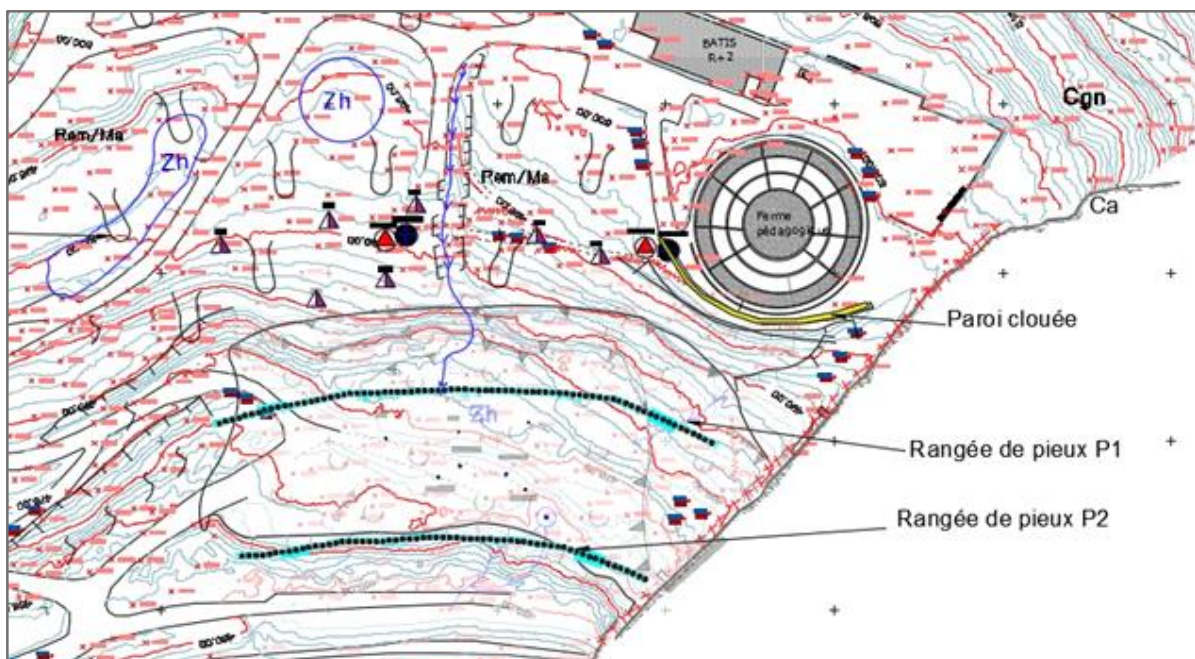


Figure VIII.7. Schéma des solutions retenues.

V.2. Dimensionnement des solutions

V.2.1. Dimensionnement de la paroi clouée

Un soutènement en sol cloué est réalisé par phases successives, du haut vers le bas, au fur et à mesure de l'excavation des terres en place. Chaque phase comporte :

- Un terrassement de hauteur limitée ;
- La mise en place d'éléments de renforcement (clous) ;
- L'installation d'un système de drainage ;
- La réalisation d'une partie de parement (Nappe en treillis soudé et béton projeté).

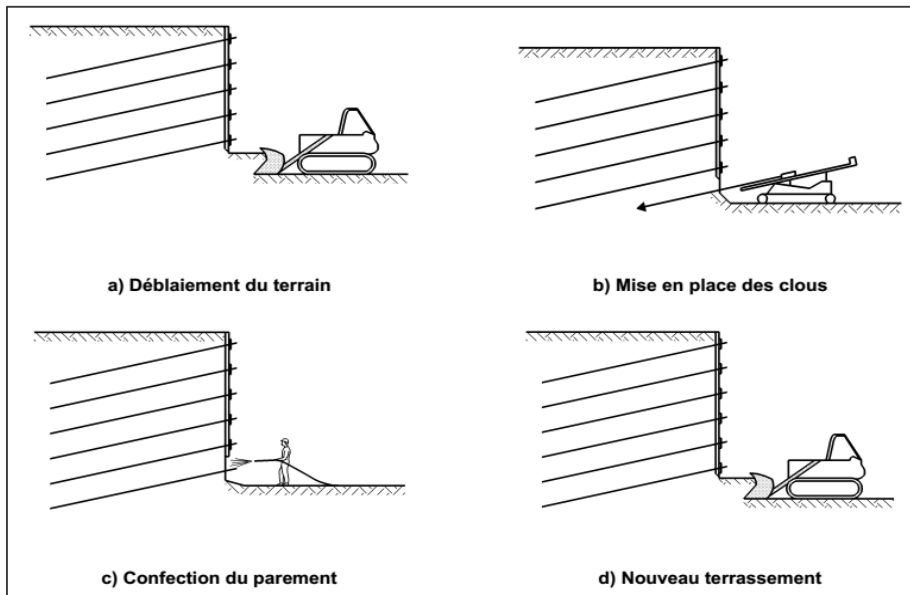


Figure VIII.8. Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270)

Dans ce projet les caractéristiques des matériaux utilisés sont présentées dans ce tableau :

Diamètre de la barre Φ (mm)	32
Section de la barre d'acier S_n (mm ²)	50,26
Contrainte à la limite élastique σ_e (MPa)	435
Diamètre de forage (mm)	100
Inclinaison des clous	15°
Espacement horizontal et vertical	$e_h = e_v = 1.5$
Longueur (m)	$L_{min} = 10m, L_{max} = 12m$

Les vérifications à ELU de la paroi clouée provisoire selon la norme (NF P 94 - 270) sont :

- Stabilité externe locale et générale ;
- Stabilité mixte et interne.

V.2.1.1. Stabilité mixte et stabilité générale

Selon l'article [12.1 (3)] de la norme NF P94 270, pour des raisons pratiques la vérification de la stabilité mixte peut s'effectuer en même temps que celle de la stabilité générale.

Dans le profil de calcul, le phasage des travaux de terrassement est vérifié pour une passe de 1,5m Les résultats de calcul de stabilité (mixte et générale) calculé par le logiciel selon la méthode de Bishop en situation provisoire et définitive (fondamentale et sismique) sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-7. Résultats de calcul de stabilité

	L _{clous} (m)	Stabilité mixte et général			
		Provisoire (FS _{min} ≥ 1,00)	Fond (FS _{min} ≥ 1,2)	Sismique (FS _{min} ≥ 1,00)	
profil	12	Phase 01	2,3	1,21	1,05
		Phase 02	2,33		
		Phase 03	2,02		
	10	Phase 04	1,73		
		Phase 05	1,46		
		Phase 06	1,26		
		vérifié	vérifié	vérifié	

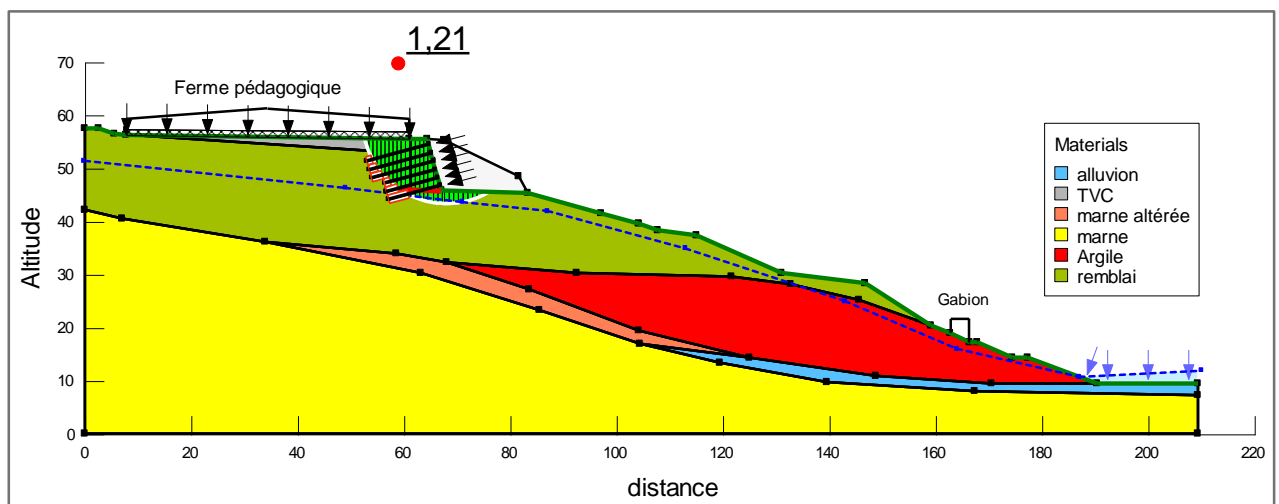


Figure VIII.9. Vérification de la stabilité mixte (cas statique)

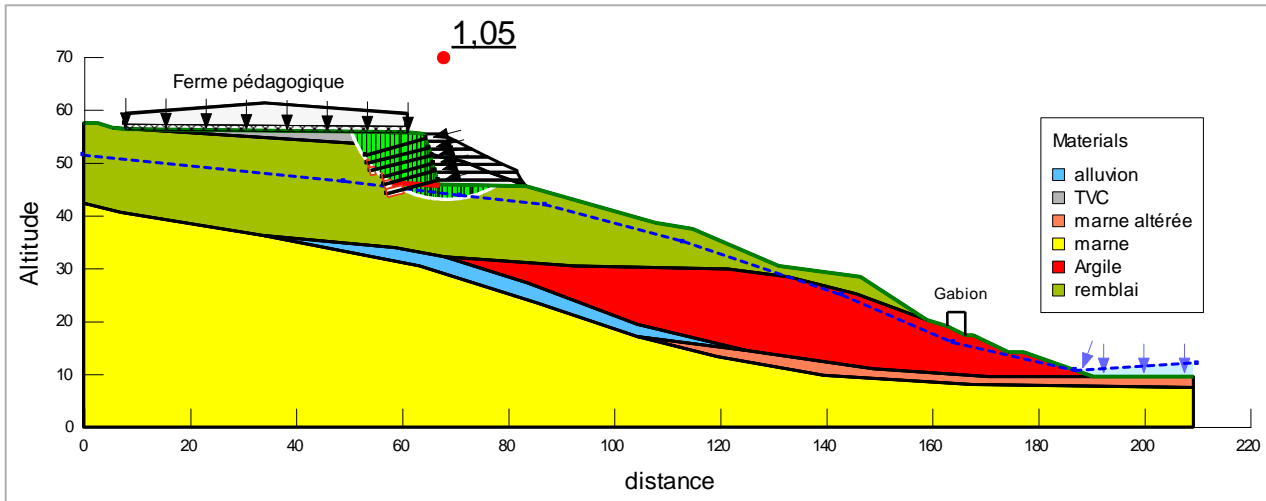


Figure VIII.10. Vérification de la stabilité mixte (cas sismique)

V.2.1.2. Stabilité interne

Pour démontrer que la stabilité interne de l'ouvrage est assurée avec une sécurité adéquate en cours de construction et pendant toute la durée d'utilisation du projet on doit vérifier, pour chaque lit de renforcement de la section d'ouvrage considérée :

- La résistance d'interaction sol – renforcement ;
- La résistance structurelle du parement.

a) Résistance d'interaction sol - renforcement

Pour démontrer que la résistance d'interaction sol – lit de renforcement dans un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut d'adhérence, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$T_{max} \leq R_f$$

Où :

T_{max} : La valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement, donné par le logiciel de calcul ;

R_f : La valeur de calcul de la résistance ultime de l'interaction sol - lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale. $R_f = \frac{\tau_{max} \cdot P_s \cdot L_s}{\gamma_{M,f}}$ avec: $\tau_{max} = q_s$

Où :

τ_{max} : est la valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement.

P_s : Périmètre de forage ;

L_s : Longueur d'adhérence au-delà de la ligne de traction maximale donnée par le logiciel de calcul ;

$\gamma_{M,f}$: Facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement.

	T_{max} (KN)	q_s (Kpa)	L_s (m)	$\gamma_{M;f}$	\emptyset (m)	P_s (m)	R_f (KN)	$T_{max} \leq R_f$
Résultats	140	50	10,5	1,1	0,1	0,314	149,84	vérifié

b) Résistance structurelle du parement

Pour démontrer que le parement d'un ouvrage en sol renforcé supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance, on doit vérifier qu'au niveau du lit de renforcement considéré l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges : $\sigma_{par} \leq R_{par}$

Il s'agit d'un parement en BA, donc les calculs qui définiront les sections d'acier nécessaires conformément aux règles BAEL91/99 en le considérant comme une poutre continue sur appuis simples multiples dans le sens vertical et dans le sens horizontal par la vérification du parement à la flexion simple à l'ELU.

La charge de dimensionnement est la suivante :

$$\sigma_{par} = \inf [1; \sup (0,6; 0,4 + \max (e_v; e_h))] \cdot \frac{T_{par}}{e_v \cdot e_h}$$

Avec : $M_{max\ appuis} = \frac{\sigma_{par} \cdot l^2}{12}; M_{max\ travée} = \frac{\sigma_{par} \cdot l^2}{24}$

l : La portée horizontale e_h ou la portée verticale e_v .

Les résultats de calcul des moments et des sections sont présentés dans les tableaux ci-dessus :

Tableau VIII-8 : Moment et section calculés pour le parement

Mmax ELU (KN.m)	Sur appui (Coté terre)	En travée (Coté parement)
	5,25	-10,5
Section (cm²/ml)	1,84	1,74
Treillis	ST25C	ST25C

c) Vérification de Poinçonnement

Pour vérifier le poinçonnement il faut que l'inégalité suivante être satisfaite : $\frac{T_{par}}{N} \leq R_a$, Où :

T_{par} : est la valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement, au point où le lit de renforcement est attaché au parement.

N : est le nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré

: $N = 1/e_h$

R_a : est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction d'un point d'attache. Elle est donnée par la formule suivante :

$$R_a = \frac{0,045 \cdot f_{ck} \cdot 4h \cdot (a + h)}{1,5} + \frac{(a + 2h)^2 \cdot Pl^*}{2}$$

Avec :

f_{ck} : Résistance du béton à la compression à k jour ($f_{c28} = 25$ MPa)

h : Épaisseur du béton sous la plaque d'appui

a : Côté de la plaque d'appui

Pl^* : Pression limite pressiométrique

	T_{par} (KN)	N	$\frac{T_{par}}{N}$	f_{ck} (MPa)	h (cm)	a (cm)	Pl^* (MPa)	R_a (KN)	$\frac{T_{par}}{N} \leq R_a$
Résultats	126	0,67	189	13,33	20	20	0,5	218	Vérifié

Par conséquent, nous adoptons une épaisseur de **20 cm** du parement.

d) Épaisseur de la plaque d'appui

L' épaisseur minimale est donné par la formule : $e_{min} = \sqrt{\frac{T_{par}}{\pi \cdot f_y}}$, Avec :

f_y : Limite élastique de la plaque d'appui (235 MPa).

Donc, on prend l'épaisseur de la plaque d'appui **$e = 20$ mm**.

Tableau VIII-9 : Caractéristiques géométrique de parment.

épaisseur parement	20 cm
treillis coté terre	ST25C
treillis coté parement	ST25C
enrobage	2 cm
plaque d'appui	200x200x20 mm extérieure au parement

Nota : la Coupe type de la paroi clouée (clous et parement) est jointe en annexe

V.2.2. Dimensionnement des pieux

V.2.2.1. Vérification de la stabilité externe

- Cas statique :

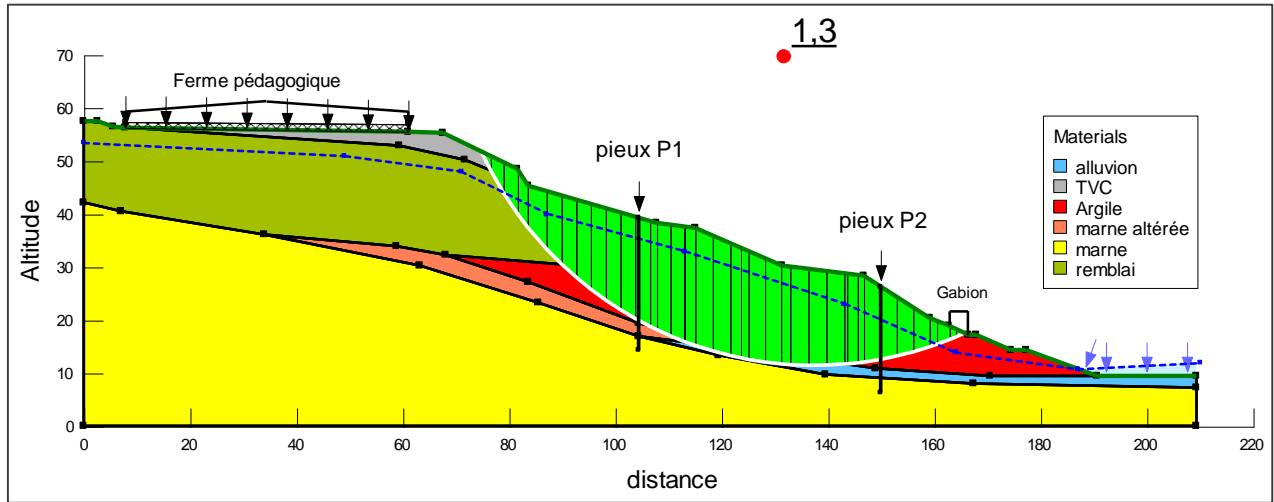


Figure VIII.11. Facteur de sécurité après la stabilisation par deux rangés de pieux (cas statique)

- Cas sismique :

Conformément à l'article [5.5.2.5] de RPOA 2008, la vérification de la stabilité des talus peut être effectuée avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques : $A_h = 0,5 \times A$ et $A_v = \pm 0,3 \times A_h$;

Tel que le coefficient d'accélération sismique $A = 0,15$ (zone sismique **IIa** et un ouvrage de groupe **2**) d'où : $A_h = 0,075$ et $A_v = \pm 0,0225$.

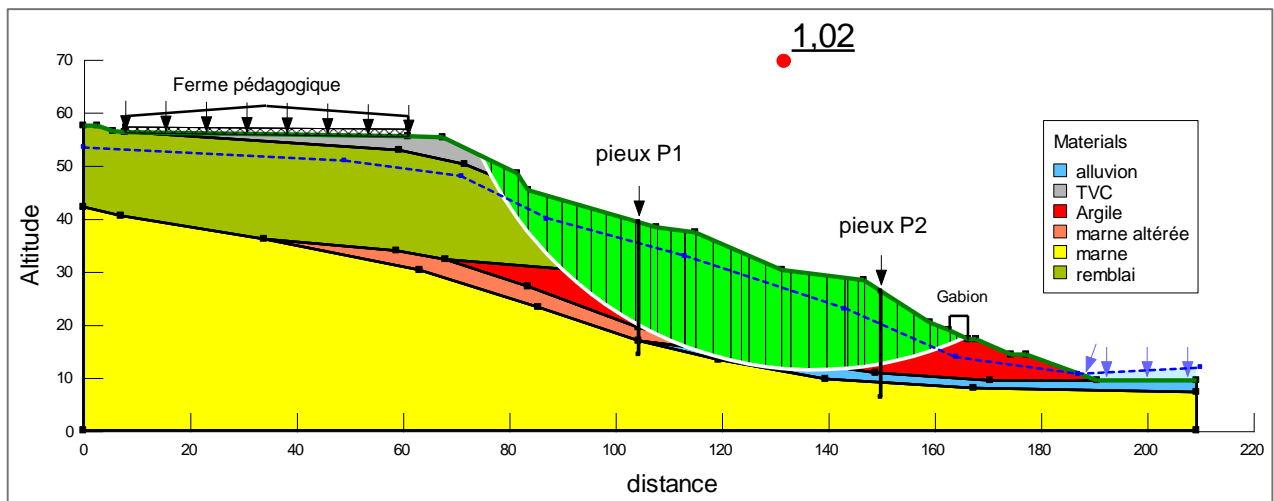


Figure VIII.12. Facteur de sécurité après la stabilisation par deux rangés de pieux (cas sismique)

Le facteur de sécurité obtenu après introduction de l'effet sismique est supérieur à 1 ce qui assure la stabilité globale est vérifiée.

V.2.2.2. Vérification de la stabilité interne :

a) Présentation de modèle élément fini

Pour dimensionner cette solution nous avons utilisé le modèle élément fini présenté ci-dessus, qui permet de déterminer les différents efforts apportés par les pieux.

- Description du modèle :

Il s'agit d'un modèle Eléments Finis 2D (Déformations planes) composé de 3870 éléments triangulaire avec 3 nœuds, le maillage est raffiné automatiquement au niveau des pieux.

- Conditions aux limites :

- Blocage horizontale des bords latéraux ($u_x = 0$).
- Blocage horizontale et verticale de la base de modèle ($u_x = 0, u_y = 0$).

- Caractéristiques géo-mécanique :

Tableau VIII-10 : Caractéristiques géomécanique des matériaux

Sol	Loi de comportement (contraintes effectives)	Critère de rupture	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (KPa)	ν
Argile	Elasto-plastique	M-C	22	25	5	5000	0,334
Remblai	Elasto-plastique	M-C	20	25	10	3000	0,334
Marne altérée	Elasto-plastique	M-C	20	25	6	5000	0,334
Marne	Elasto-plastique	M-C	20	25	25	3500	0,334
Alluvion	Elasto-plastique	M-C	20	30	5	1000	0,334
TVC	Elasto-plastique	M-C	18	25	5	7000	0,334

- Éléments structural :

Les pieux en béton armé sont assimilés à des éléments poutre par 2.4 m ayant :

- Un module d'élasticité E de 10000 MPa.
- Une rigidité axiale EA ;
- Une rigidité flexionnelle EI

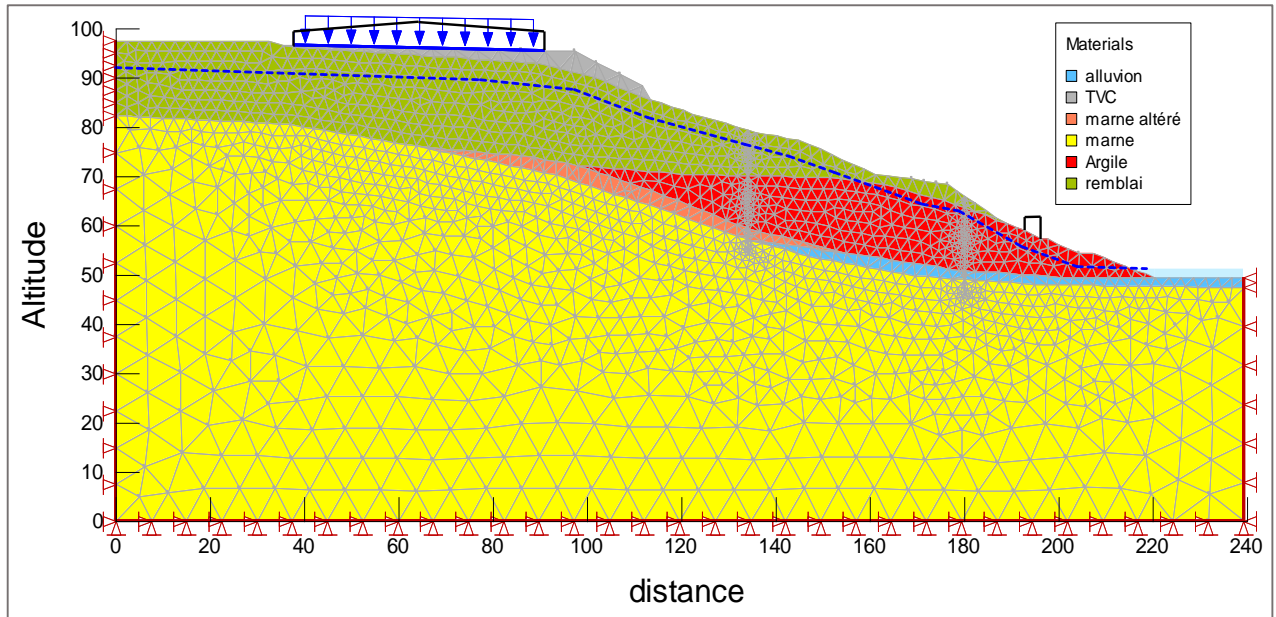


Figure VIII.13. Modèle élément fini (EF)

b) Présentation des résultats de calcul

✚ **Etat initial** : Génération des contraintes géostatiques

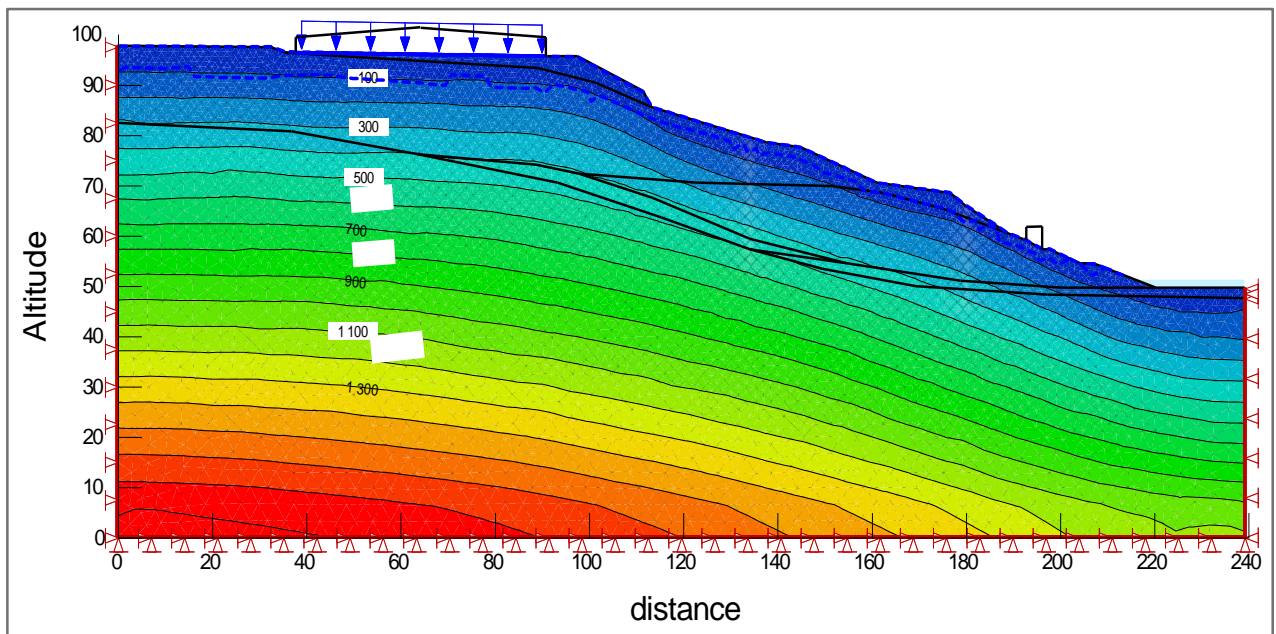


Figure VIII.14. Iso-valeurs contraintes verticales géostatique.

La répartition des contraintes verticales correspond à une distribution linéaire des contraintes en fonction profondeur ($\delta_v = \sum \gamma_i * h_i$)

✚ **Etat final** : Calcul des contraintes/déformations après introduction des pieux.

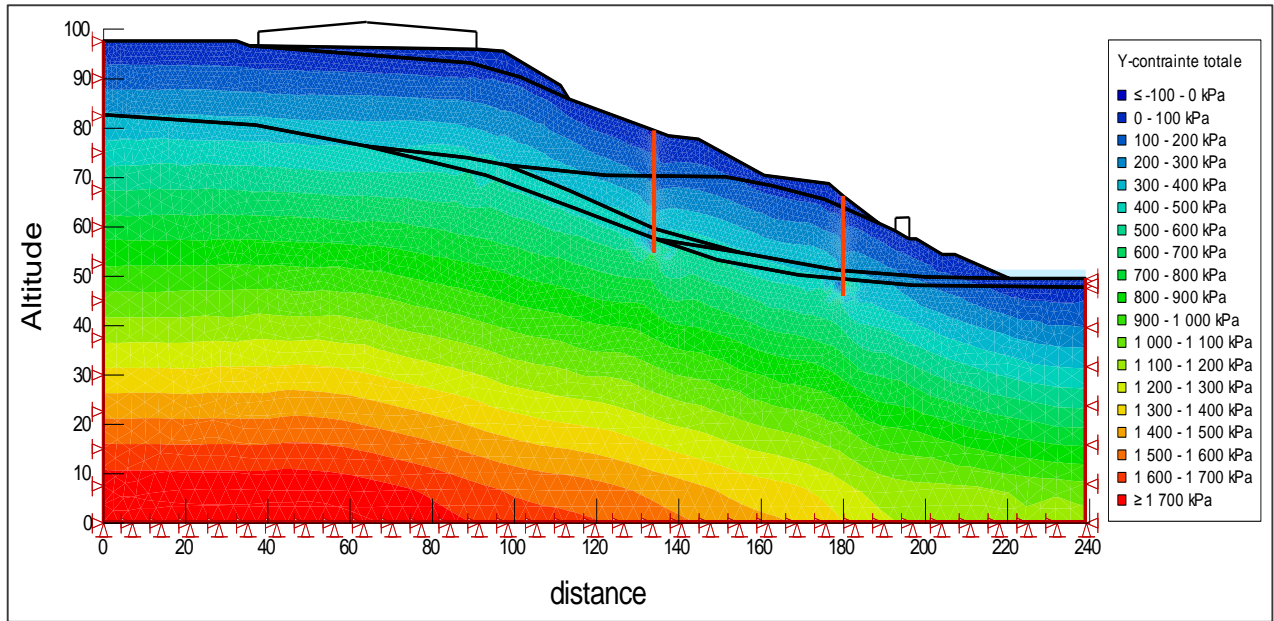


Figure VIII.16. Distribution des contraintes verticales après renforcement par pieux.

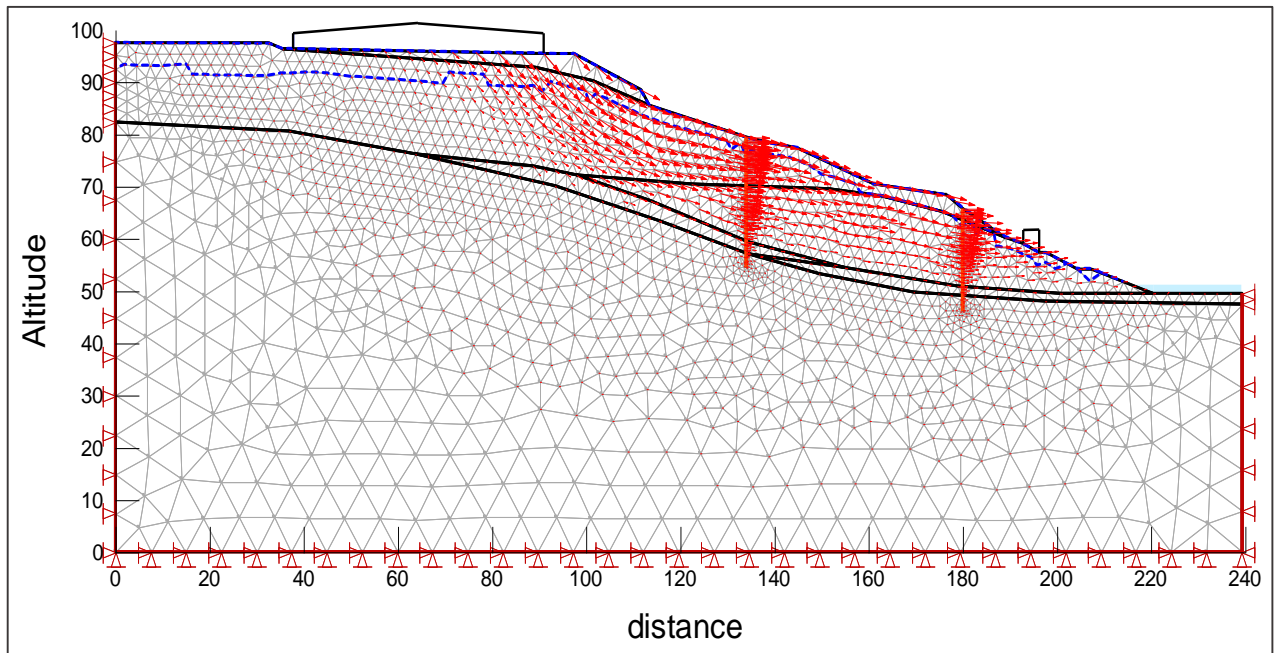


Figure VIII.17. Vecteur de déplacement après renforcement.

c) Efforts dans les pieux :

Les résultats des efforts donnés par le modèle EF sont présentés ci-dessus :

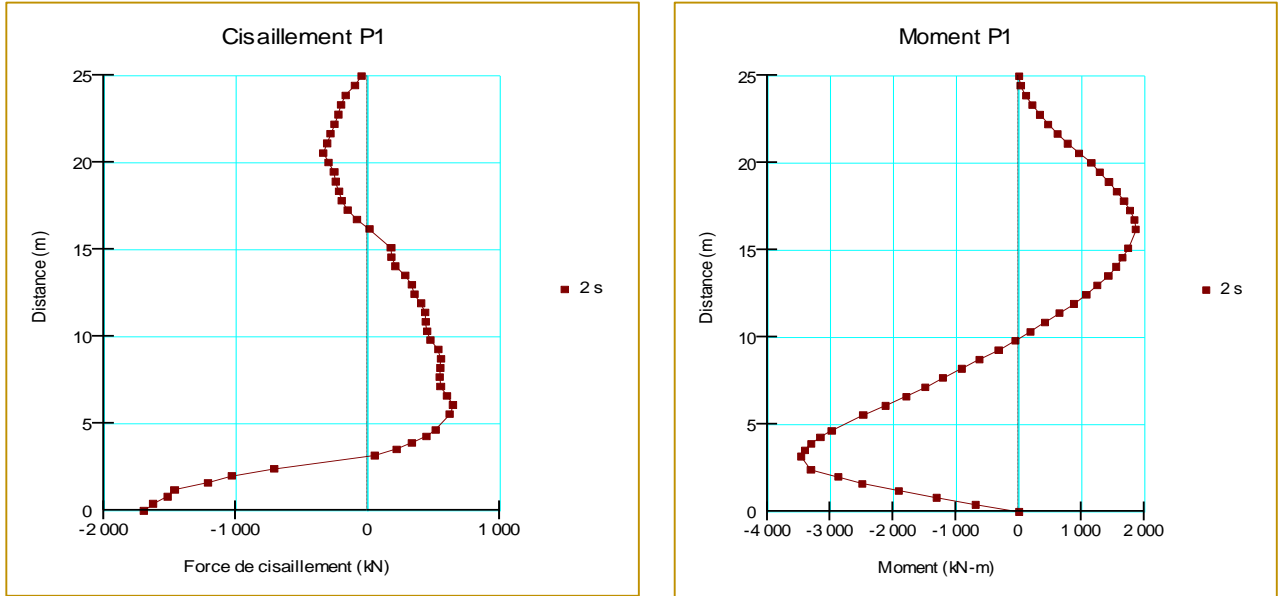


Figure VIII.18. Les efforts dans le pieu P1

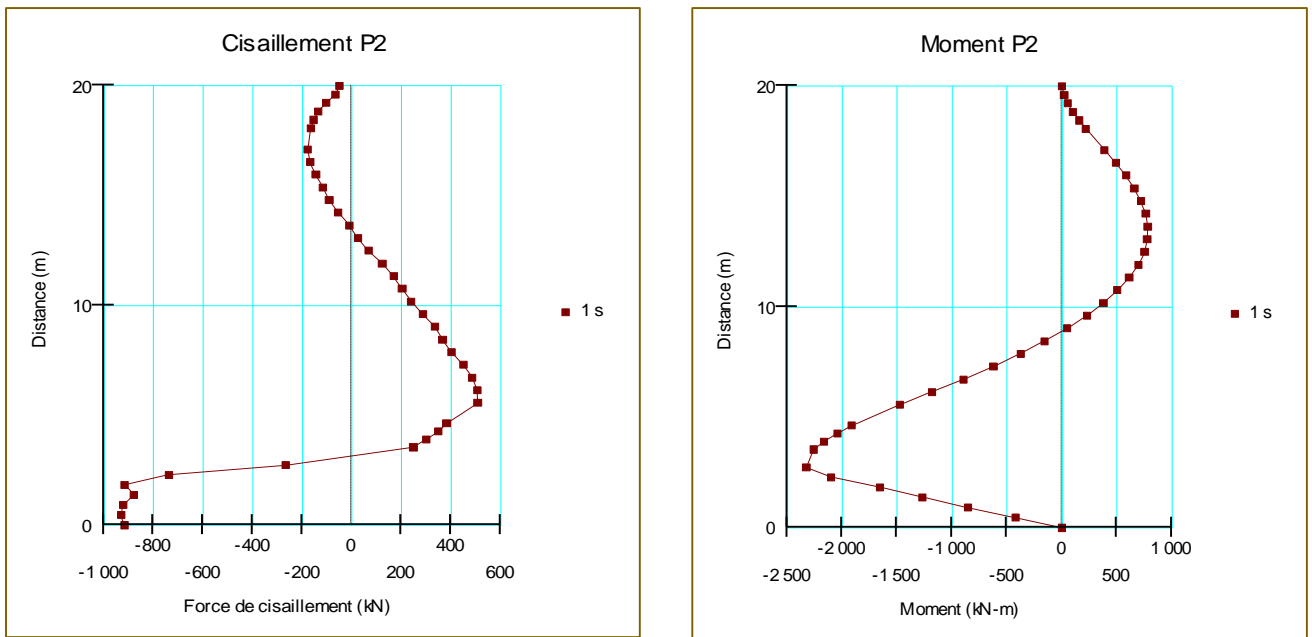


Figure VIII.19. Les efforts dans le pieu P2

Tableau VIII-2 : Efforts maximaux dans les deux pieux

	Cisaillement (KN)	Moment (KN.m)
Pieu P1	1699	3470
Pieu P2	931	2328

d) Ferrailage des pieux :

En se basant sur les résultats de modélisation par éléments finis, nous avons effectué un calcul manuel de ferrailage longitudinal des pieux à la flexion simple conformément au BAEL 91 mod 99. Les résultats obtenus à partir des abaques d'interaction sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII-3 : Ferrailage longitudinal des pieux

Profil	Moment fléchissant à ELU M_{max} (kN.m)	$v = \frac{4N}{\pi D^2 f_{cb}}$	$\mu_G = \frac{4M_G}{\pi D^3 f_{cb}}$	$p = \frac{4A_s f_e / \gamma_s}{\pi D^2 f_{bc}}$	As (cm ²)	As adopté
P01	3470	0	0,159	0,48	199,67	25T32
P02	2328	0	0,107	0,30	124,79	26T25

En utilisant le logiciel **ROBOT EXPERT**, les résultats obtenus confirment ceux trouvés manuellement. Pour le pieu P1, la section d'armature longitudinale est de **198,8 cm²**, soit **25T32** espacées de **12 cm** et une section minimale d'armature transversale de **6,3 cm²**, soit des **cerces de T20** espacés **15 cm** jusqu'au **3 m** du pied de pieu et des cerces **de T16** à partir de **3m** jusqu'à la tête de pieu espacés de **40 cm**.

Le deuxième pieu P2 a une section d'armature longitudinale de **125 cm²**, soit **26T25** espacées de **8 cm** et une section minimale d'armature transversale de **3,1 cm²**, soit des **cerces de T14** espacés de **35 cm**.

Pour le ferrailage de la poutre de couronnement, résultats de calcul ont donné une section d'armature longitudinale de **45 cm²**, soit **23T16** espacés de **6 cm** et **15T20** espacés de **12cm** et des cadres de **T10** espacés de **20 cm**.

Nota : les coupe longitudinales et transversales de ferrailage des deux pieux sont jointes en annexe.

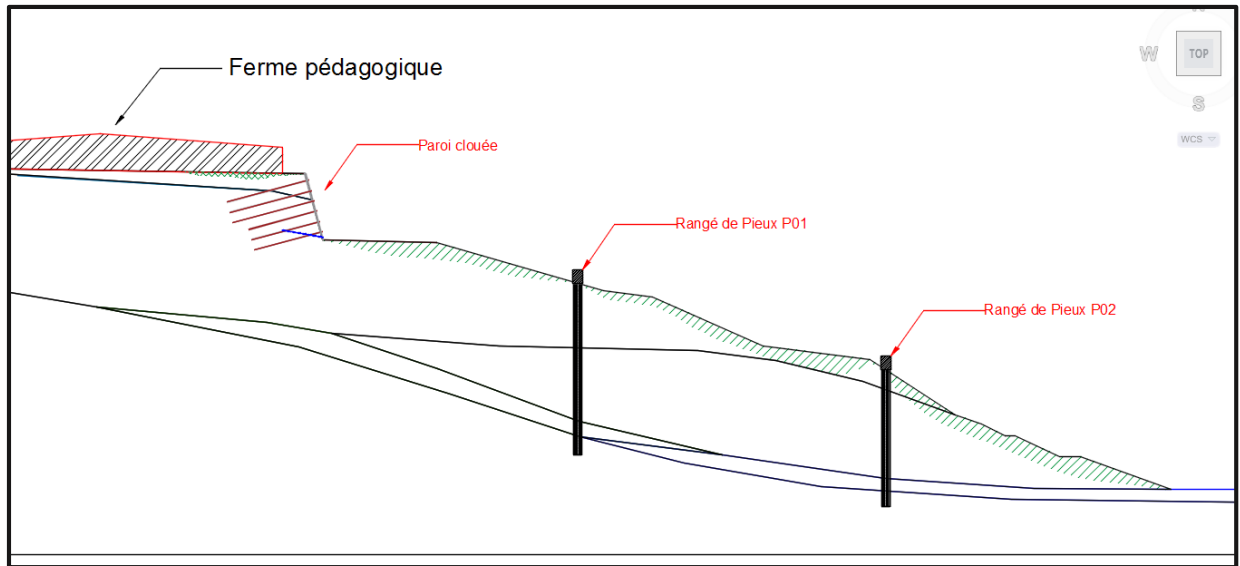


Figure VIII.20. Coupe de principe des deux solutions

VII. Conclusion

En finalité, et comme objectif de ce chapitre, nous avons proposé deux variantes pour chaque partie de ce glissement. Le choix retenu est fait après une analyse multicritère qui prend en considération plusieurs facteurs (gain de sécurité, faisabilité et cout) de ce fait, notre choix se porte sur un confortement par une paroi clouée de la partie amont pour arrêter la propagation des fissures au niveau ferme pédagogique et deux rangées de pieux pour stabiliser la partie aval du versant. Ces solutions ont été dimensionnées et détaillées selon les règles de calcul en vigueur.

CONCLUSION GENERALE

Le sujet de ce mémoire porte sur l'étude de traitement d'un glissement de terrain meuble qui a survenu au niveau du parc urbain de Bardo (wilaya de Constantine). En se basant sur les levés géologiques et les résultats issus la campagne d'investigation géotechnique réalisée dans le cadre de cette étude. Nous avons commencé par l'établissement d'une analyse à rebours qui nous a permis de déterminer la résistance actuelle des formations existantes.

En ce qui concerne les l'étude de traitement, Deux variantes sont proposée pour chaque partie du versant, le choix définitif de la solution de traitement est fait après une analyse multicritère consiste à la confrontation de plusieurs facteurs affectants notre choix (notamment le coût de réalisation et les délais d'exécution, l'étendue des terrains à exploiter, le taux d'incertitude apporté par chaque solution). De ce fait, notre choix pour la solution de traitement s'est orienté vers :

- Un confortement par une paroi clouée de la partie amont vise à arrêter la propagation des fissures au niveau de structure voisine (ferme pédagogique) et également pour stopper l'éventuelle régression du glissement vers la partie mont.
- Deux rangées séparées de pieux anti-glisement en béton armé (inclusions rigides) implanté au sein du versant pour stabiliser la partie aval.

Ces ouvrages sont ensuite faits l'objet d'une étude d'Avant-Projet Détaillé (APD) consiste à dimensionner les ouvrage selon les différents aspects de stabilité interne et externe dictés par les normes en vigueur pour les différentes situations de calcul (fondamentale et sismique).

Ce travail de fin d'étude nous a permis de connaitre et acquérir la méthodologie de l'étude d'un glissement de terrain dans le domaine de la géotechnique et avoir une base sur laquelle on s'appuie au futur, pour traiter les problèmes liés aux mouvements du sol.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Risque de mouvement et aléa de terrain
- [2] A. BENAÏSSA, Glissements de terrain 'calcul de stabilité', 3ème Edition, ONU.
- [3] Les-glissements-de-terrains-modelisation-et-prevision-ensps
- [4] Ministère des travaux publics « Algérie », Aide-Mémoire pour les études de glissement
- [5] Observatoire-regional-risques-paca.fr/
- [6] Reiffsteck Ph, LCPC div. MSRGI sec. CSOG, '' Stabilité des pentes'', Mécanique des Sols Avancée, France.
- [7] PHILIPPONNAT.G et Hubert.B, Fondation et ouvrage en terre, édition Eyrolles, 2003.
- [8] CALVINO, A -comité français de géologie de l'ingénieur, EVARD, HENRI, (2000) : « Guide technique pour la caractérisation de l'aléa dû aux mouvements de terrain », Paris, collection environnement, les risques naturels, 1 vol.91p.].
- [9] Mécanique des sols, chapitre 4 résistance au cisaillement des sol.
- [10] Philipponnat G et Hubert B. -Fondations et ouvrages en terre- Eyrolles, (1997).
- [11] Mme Badaoui Azhar. Stabilités des pentes et des talus, ENSTP, 2013
- [12] BENAÏSSA. Abdelkader. Glissements de terrain, calcul de stabilité, Ed. (O.P.U) Algérie,2003.
- [13] RAHMNI.N. Méthode Stochastique du calcul de stabilité des pentes. Mémoire de magister. Université de Mouloud Mammeri. Tizi-Ouzou. 2011
- [14] AXELSSON K, and SAMVETSSON A, (1979), finite element analysis of elastic-plastic materials displaying mixed hardening-International journal for numerical methods in engineering, Vol. 14, 211-225 (1979)
- [15] GUERFI.H. Stabilisation des talus renforcés par pieux. Mémoire de magister, Université de El Hadj Lakhdar. Batna. 2012
- [16] MAGNAN Jean-Pierre, Résistance au cisaillement. Technique de l'ingénieur. Traité construction, article C216 (1991).

[17] SEVE Gilles et POUGET Pierre, Stabilisation des glissements de terrains, guide technique LCPC 1998.

[18] Ministère des travaux publics « Algérie », Aide-Mémoire pour les études de glissement.

[19] Société d'Architecture et Urbanisme « SAU », Constantine , Algérie.

[20] Mr. LEBBAD Salah Eddine, Etude d'un Glissement de Terrain sur la RN 24 PK 113 + 500, Wilaya de Boumerdes, mémoire PFE, sous la direction de Dr. TAKI Mohamed, école nationale supérieure des travaux publics, 2010

[22] BOUEDJA FOUED, Tectonique actuelle et récente et risque sismique de la région de Constantine, thèse de magister, université FERHAT ABBAS-Sétif, 2010.

[23] ARCADIS- SIMECSOL, Étude Géotechnique des glissements de terrain de la ville de Constantine – Zone de Bardo, 2003.

[24] MEZHOUD LAMIA, La vulnérabilité aux glissements de terrain et les enjeux dans la partie Ouest et Sud-Ouest de la ville de Constantine, mémoire de magister Sous la direction du Professeur : BENAZZOUC Mohamed Tahar, Université Mentouri Constantine.

[25] DEROUICH E Ali, contribution de la géophysique et de la photo-interprétation à l'étude de l'instabilité de terrains dans la région de Constantine, thèse de magister sous la direction de Dr. SHOUT HOCINE, Université Mentouri Constantine, 2008.

[26] MEZDAOUET Mounir, Aléa sismique et micro-zonation dans la région de Constantine, mémoire de magister, université HADJ LAKHDAR – BATNA, 2015.

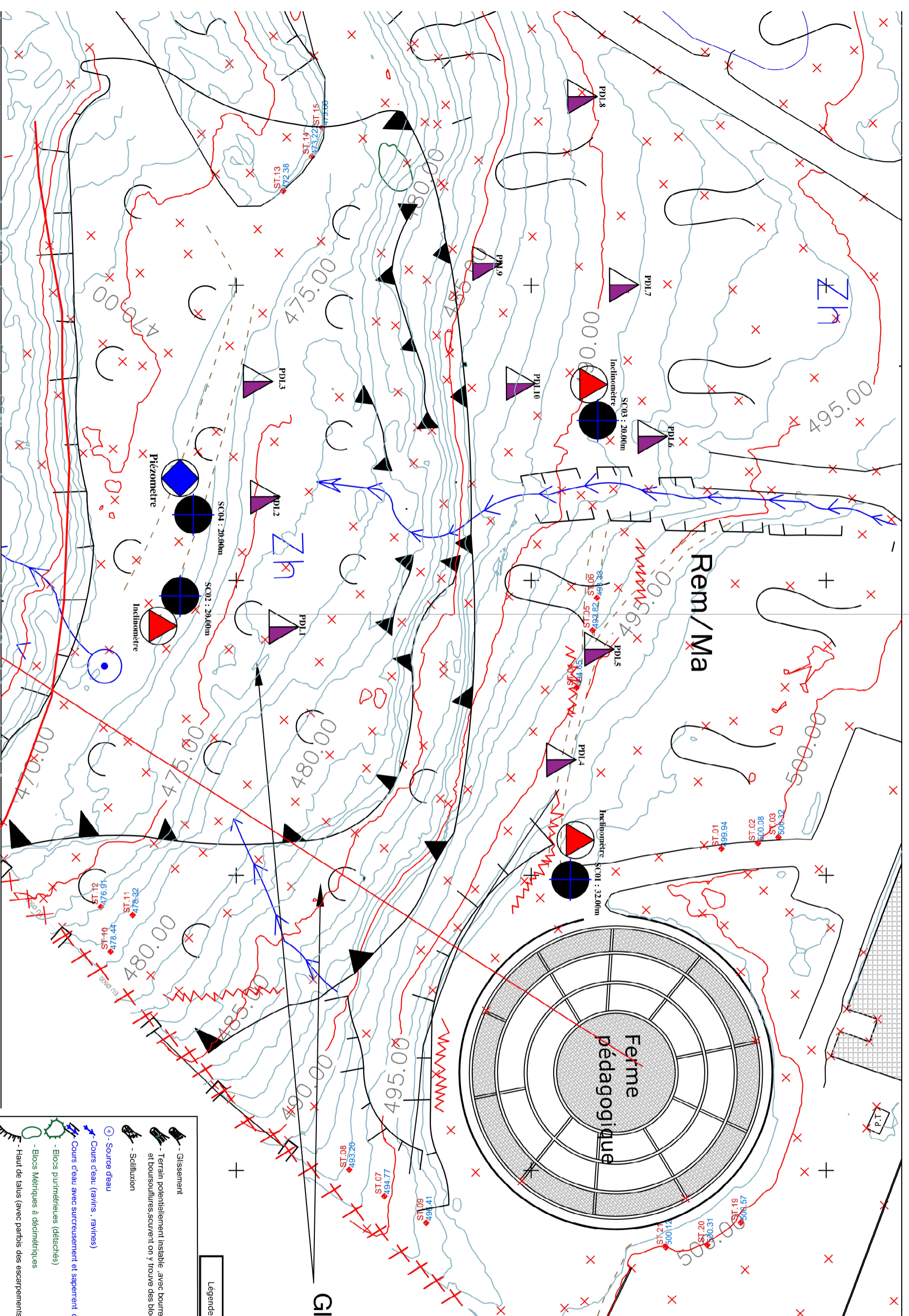
SITE WEB

[S1] www.googleimage.com

[S2] www.Observatoire-regional-risques-paca..fr

[S3] [www .andi.com.co](http://www.andi.com.co)

ANNEXES



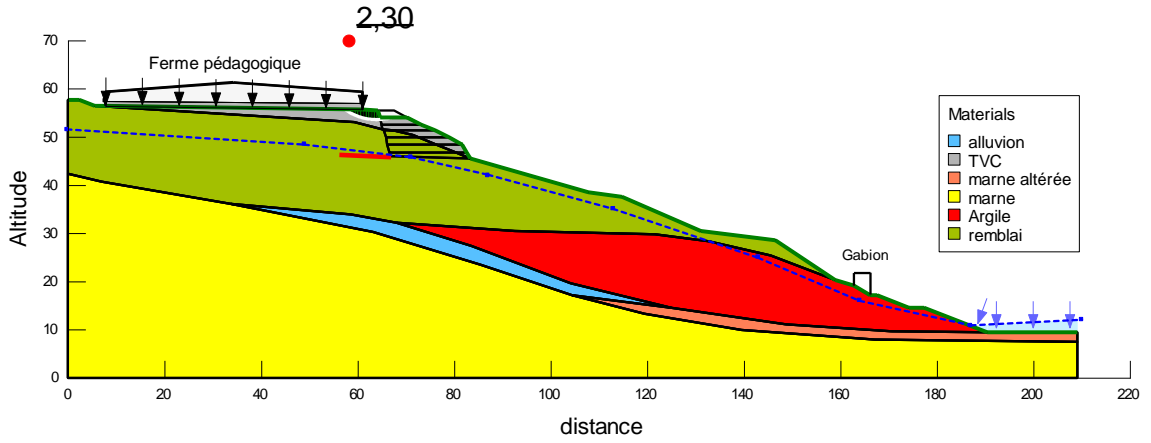
Glissement actif

Légende de la cartographie

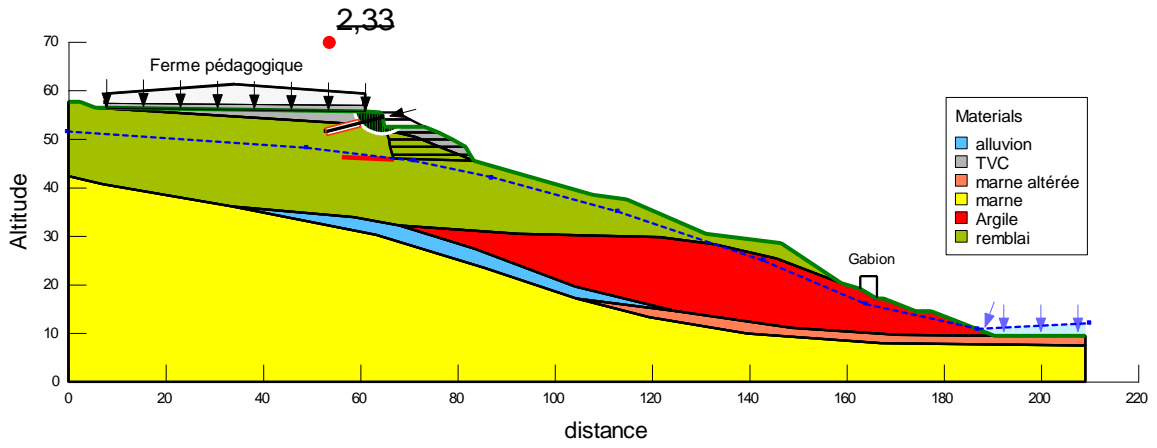
- Glissement
 - Terrain potentiellement instable, avec bourrelets et boursoufflures, souvent on y trouve des blocs
 - Solifluxion
 - Source d'eau
 - Cours d'eau (ravins, ravinés)
 - Cours d'eau avec surcreusement et sapement de berges
 - Blocs purritreux (détachés)
 - Blocs Matrix à décimétriques
 - Haut de talus (avec parfois des escarpements)
 - Escarpement
 - Fissures, Fentes, Fractures
-
- RD - Surface formée d'au moins 90% de Roches diacéeses et fracturées
 - R - Roccs
 - TV - Terre végétal
 - A - Argile et limon
 - B - Blocs-cailloux
 - Cgn - Conglomérats
 - Ca - Calcaires
 - Ma - Marnes Argileuses
 - Mal - Marnes allérées
 - Cal - Calluvions
 - Zh - Zone humide

Présentation de facteur de sécurité provisoire

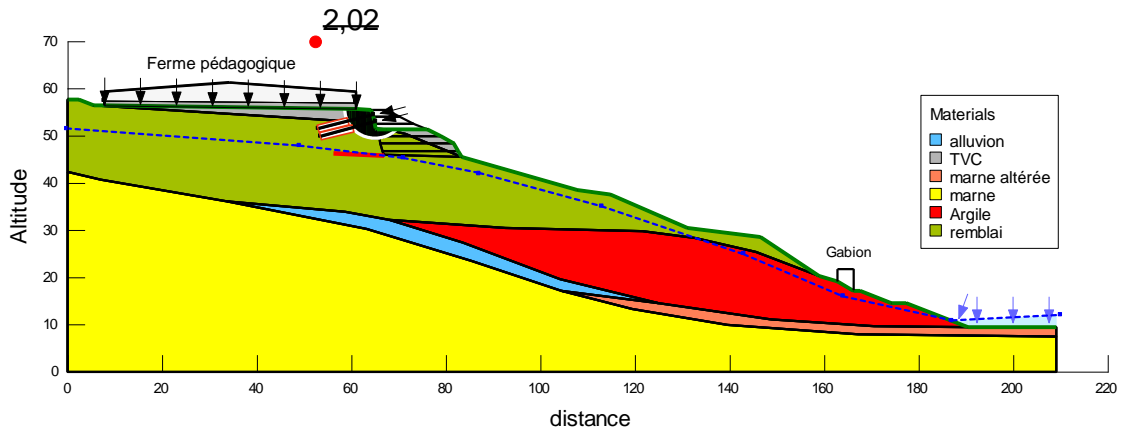
Ph.01



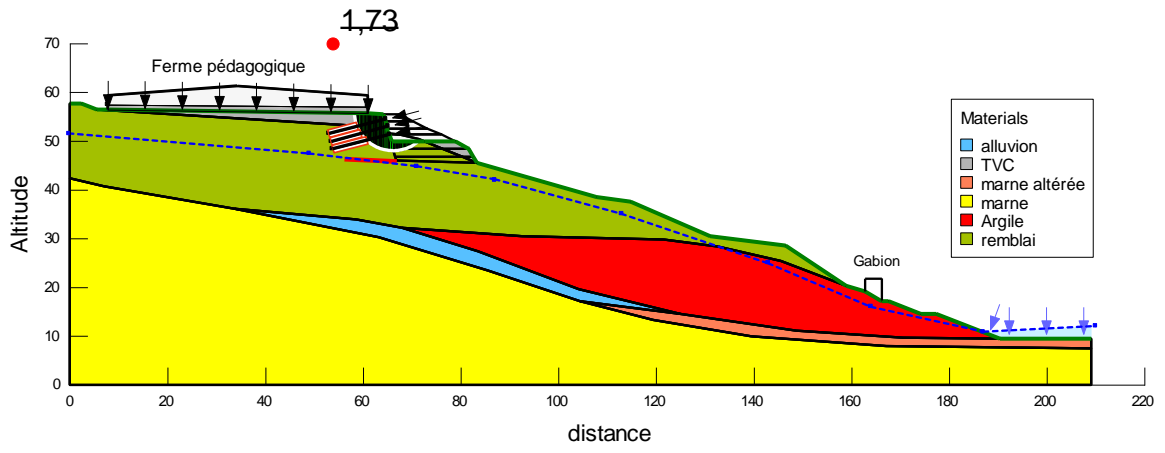
Ph.02



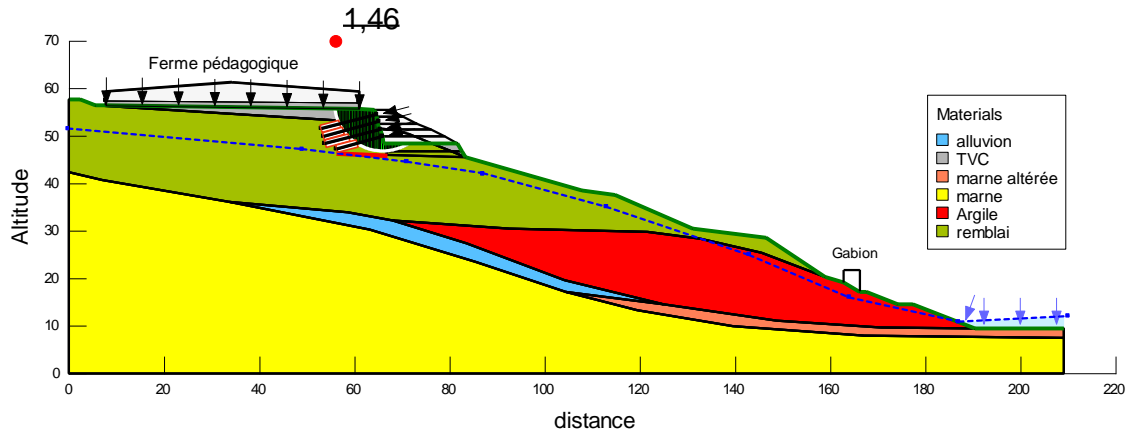
Ph.03



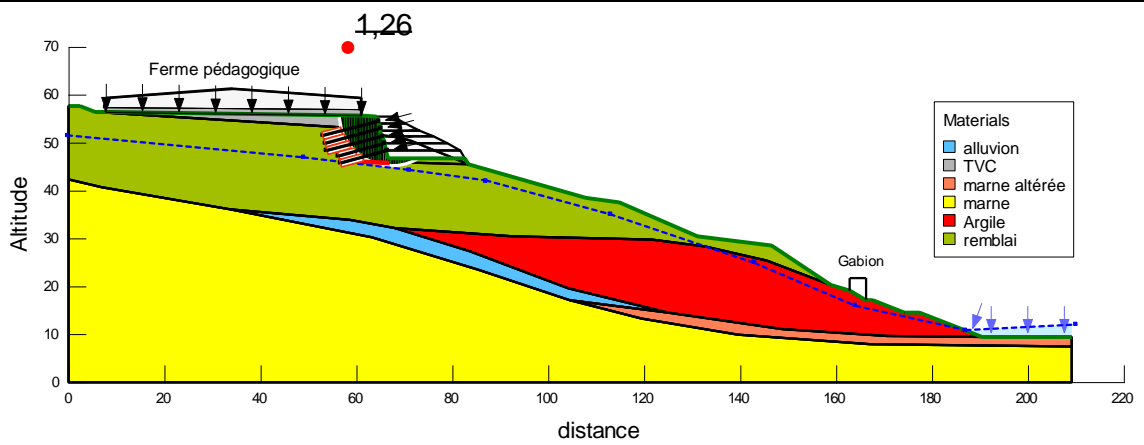
Ph.04



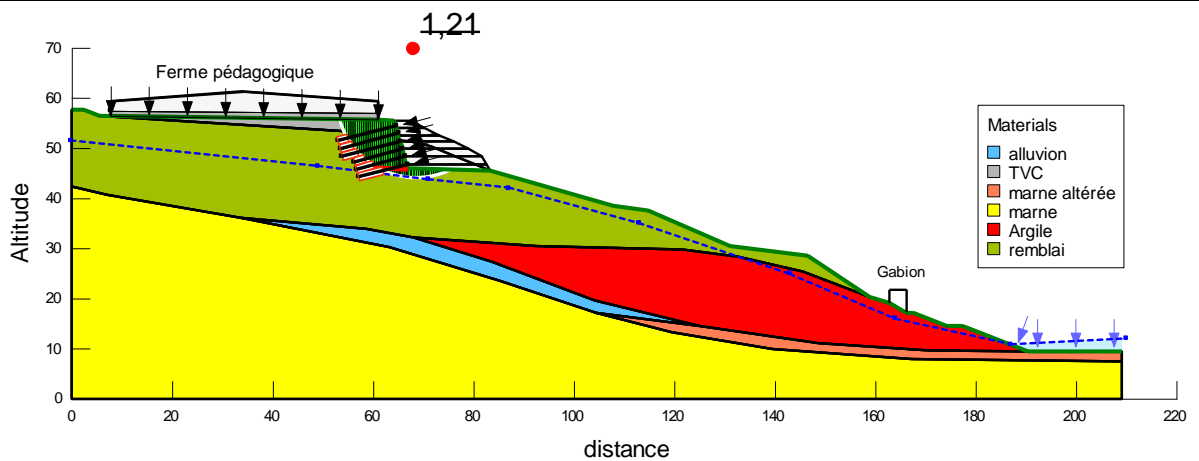
Ph.05



Ph.06

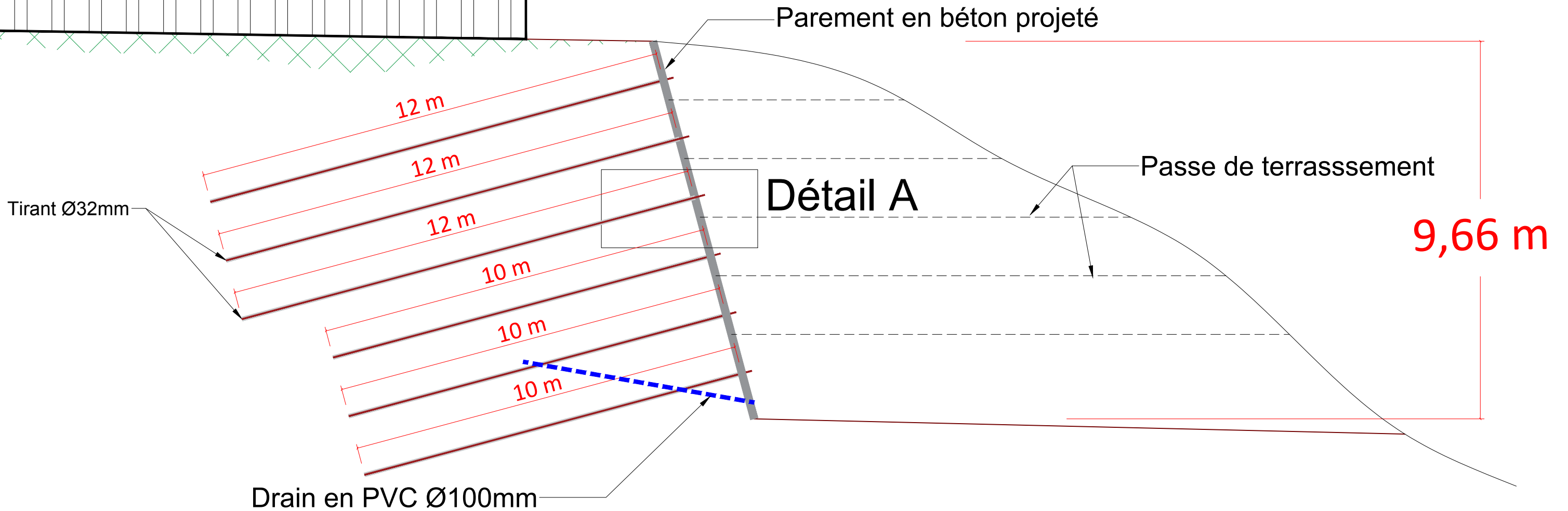
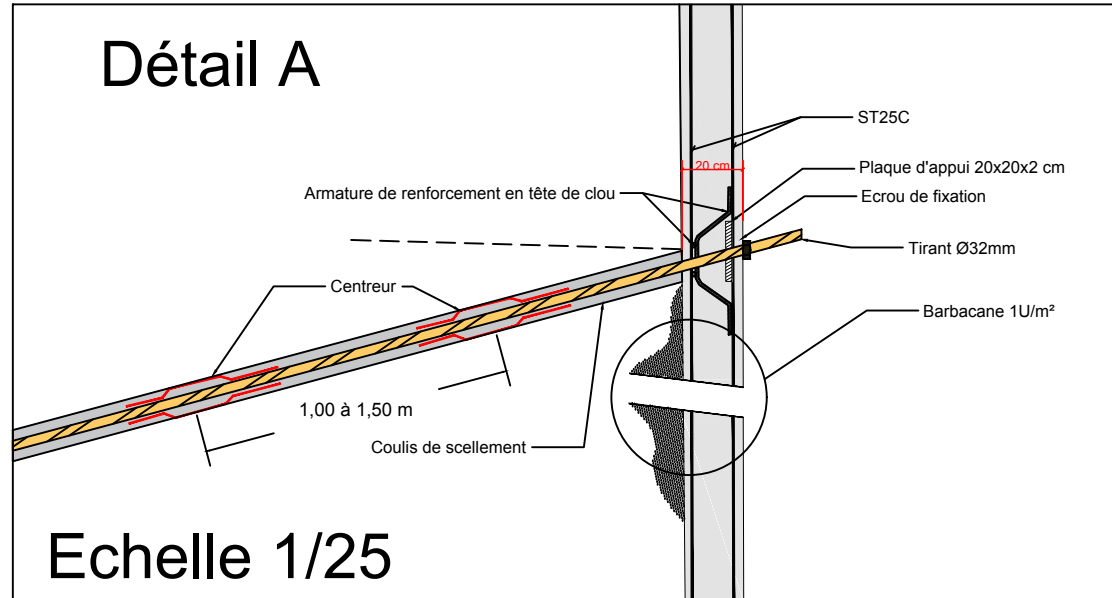


Ph.07



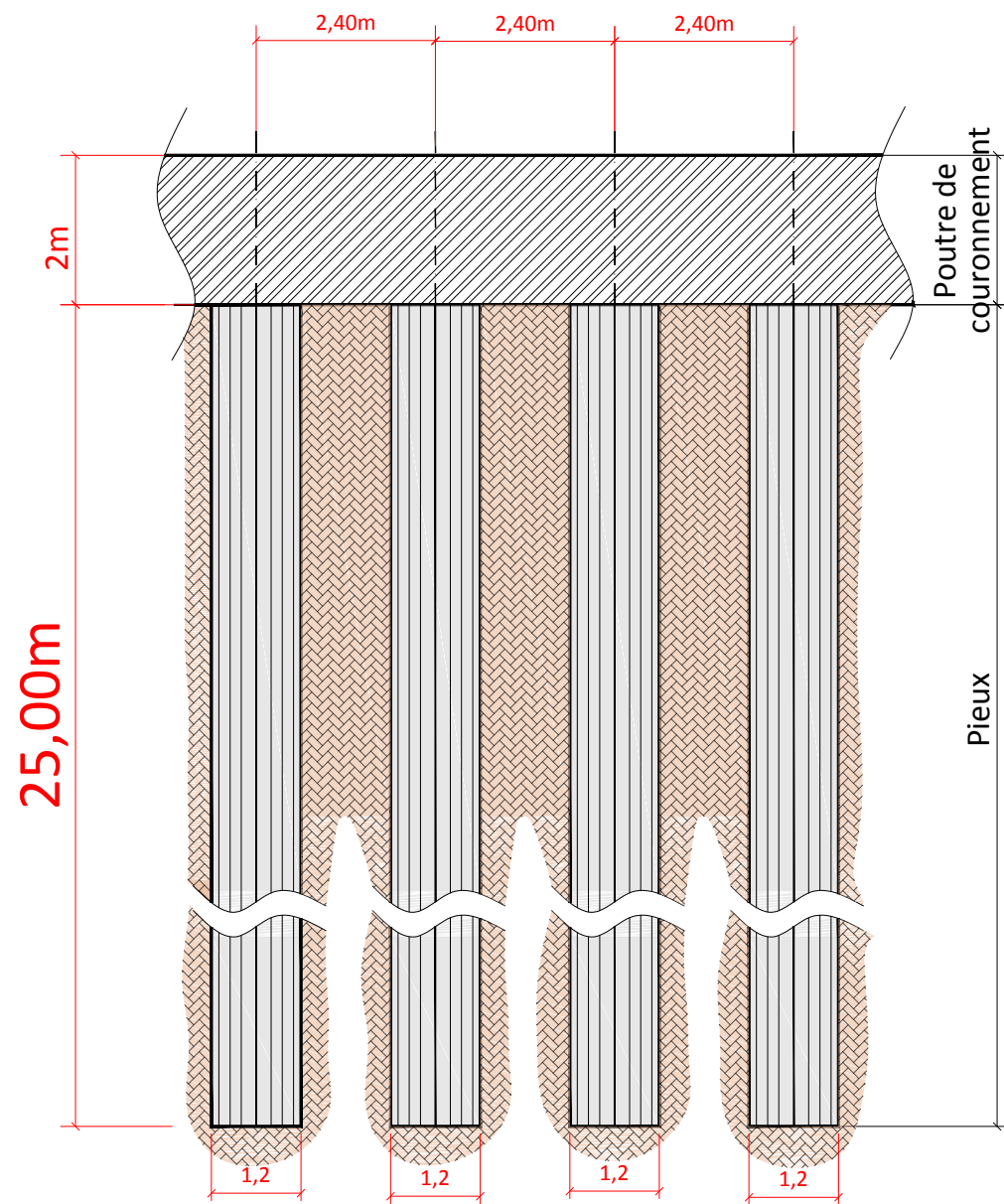
Plans d'exécution paroi clouée

ferme pédagogique

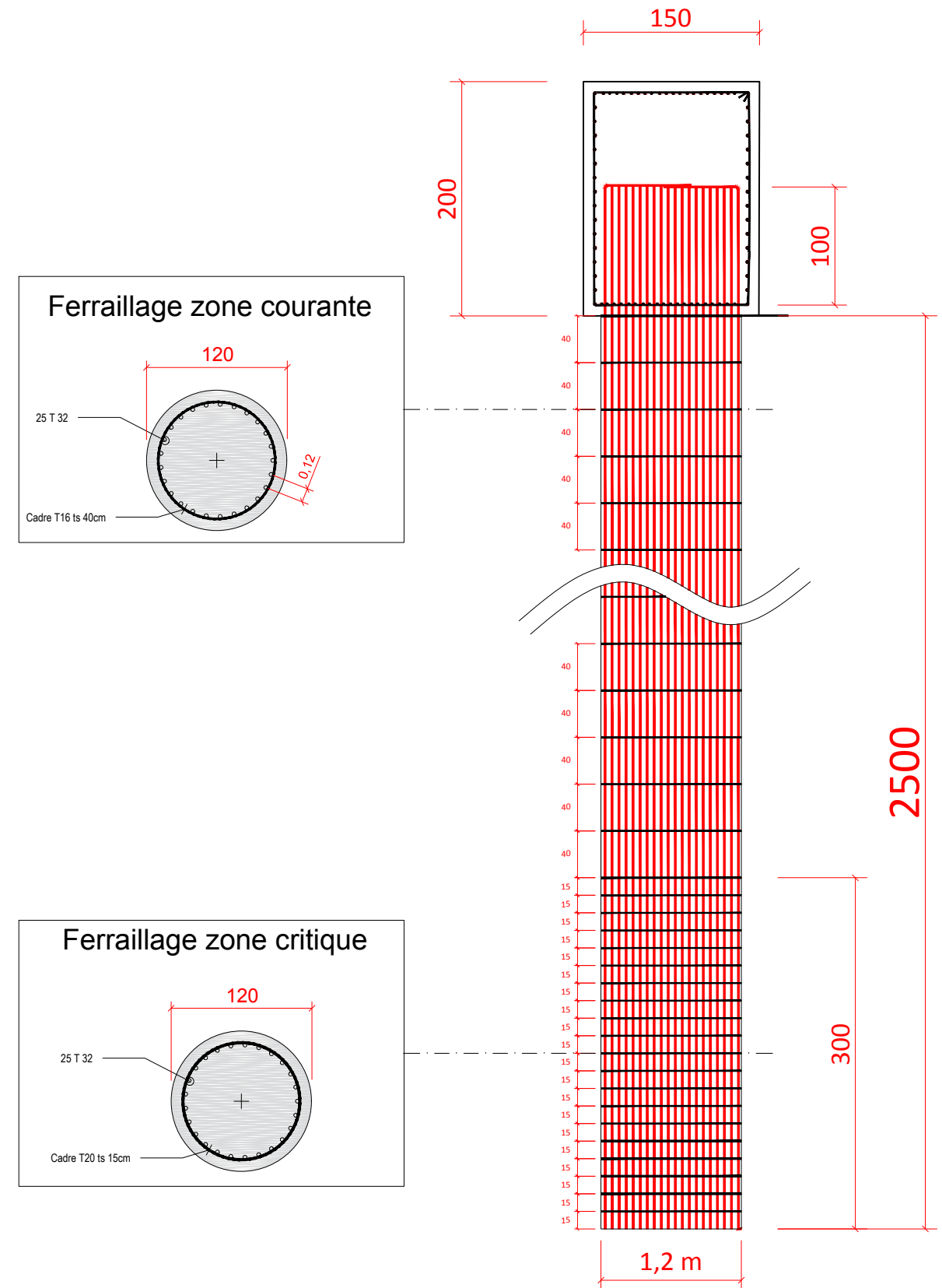


Plans d'exécution Pieux P01

Coupe longitudinale (Echelle 1/100)

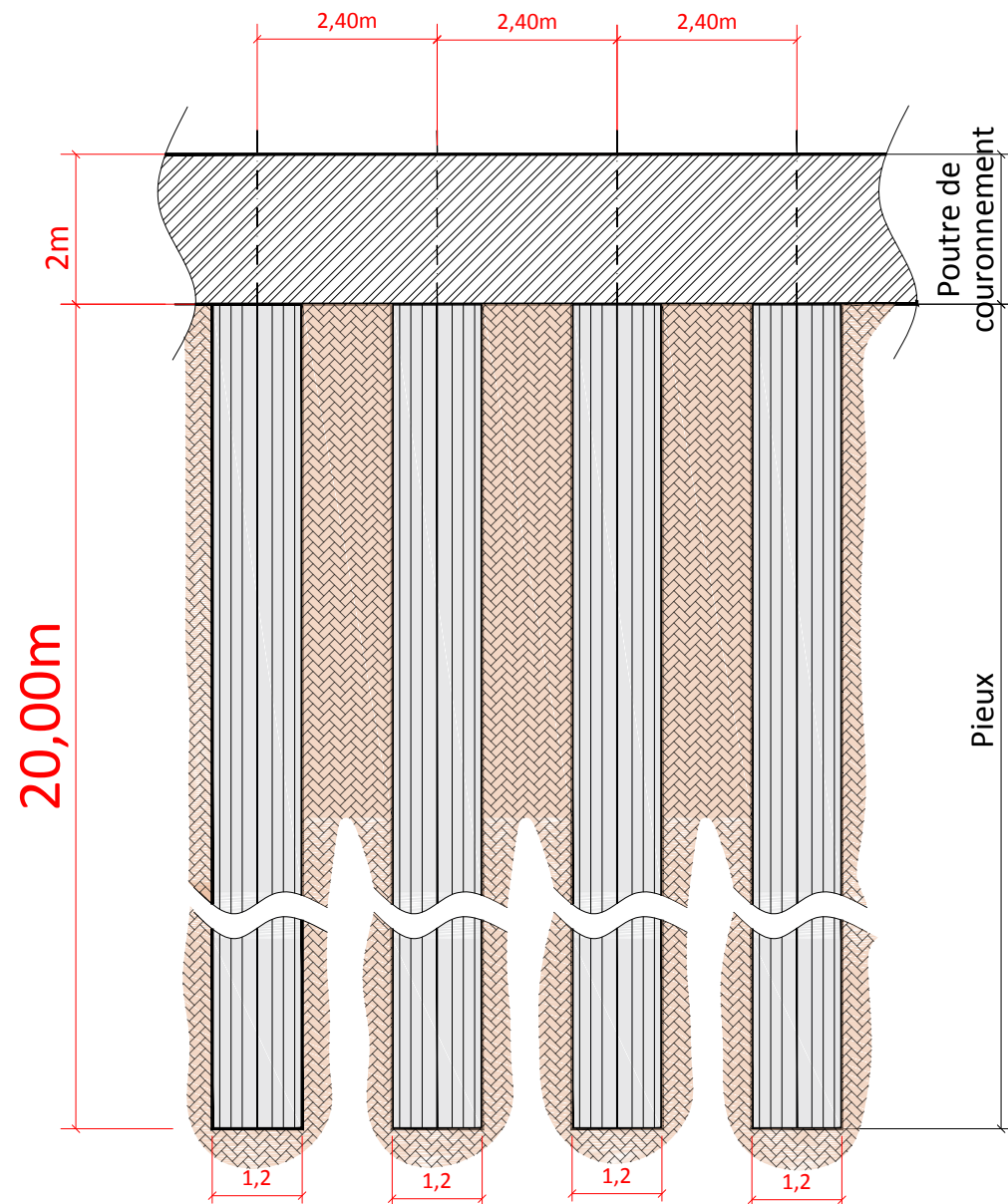


Plans de ferrailage (Echelle 1/50)

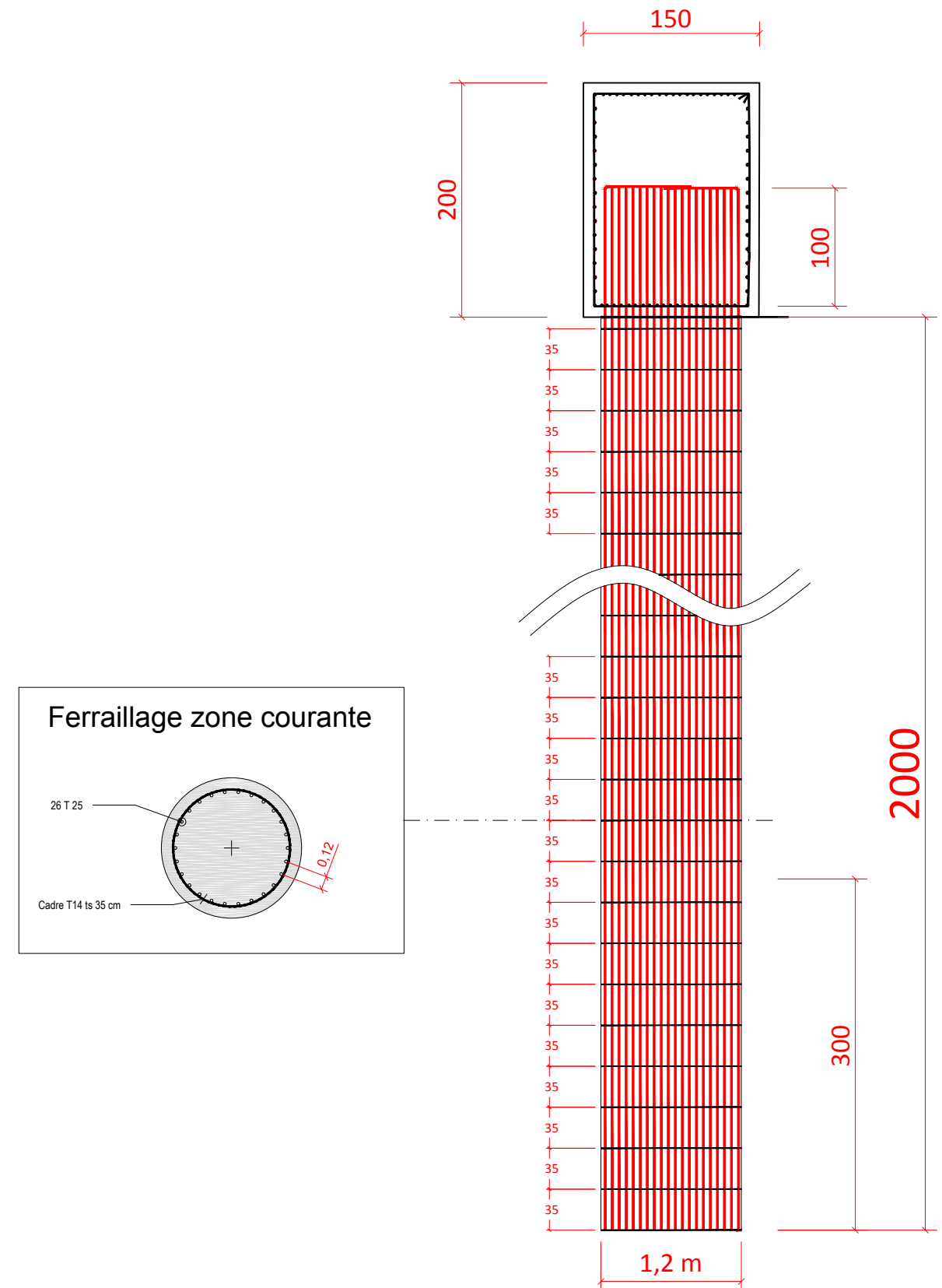


Plans d'exécution Pieux P02

Coupe longitudinale (Echelle 1/100)

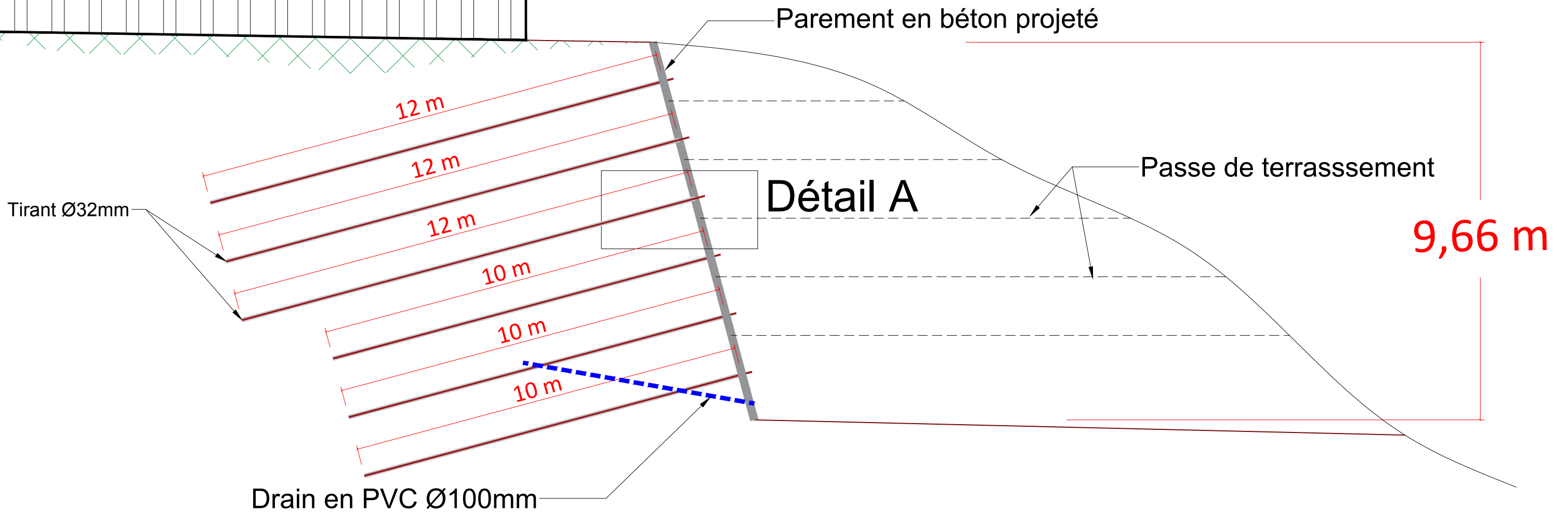
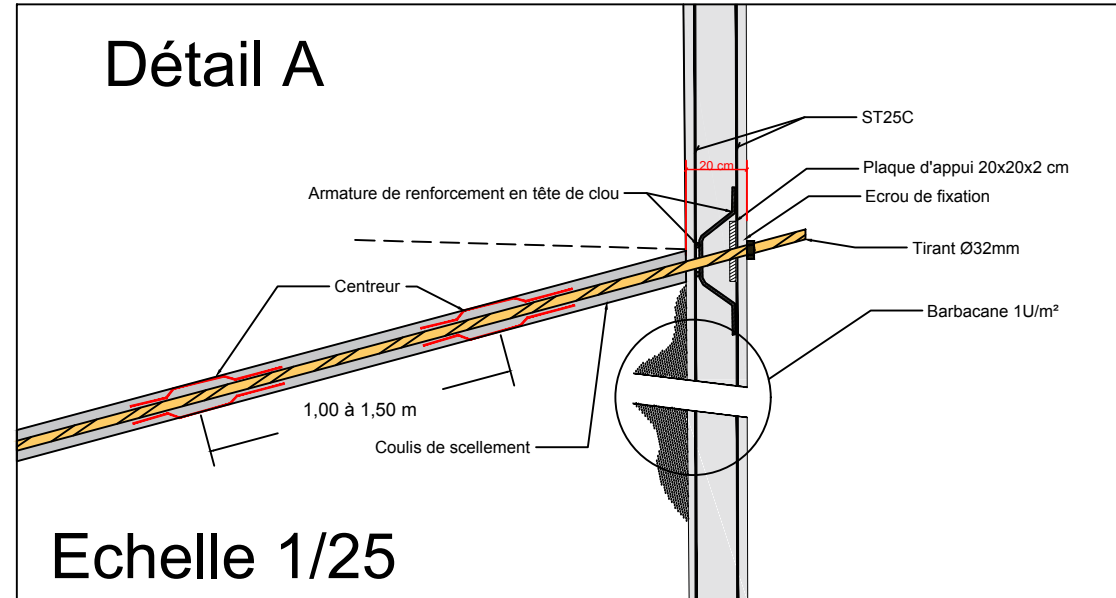


Plans de ferrailage (Echelle 1/50)



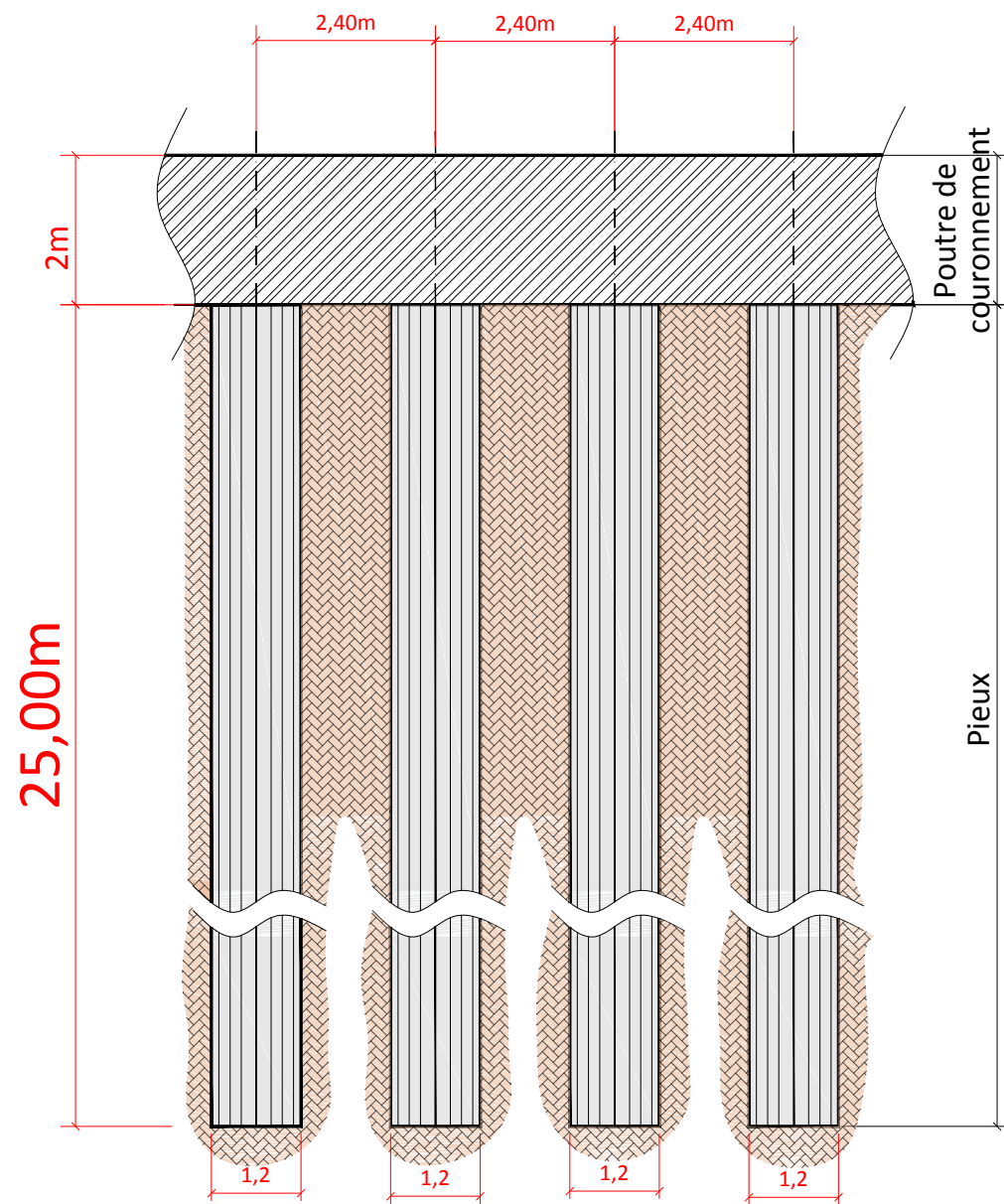
Plans d'exécution paroi clouée

ferme pédagogique

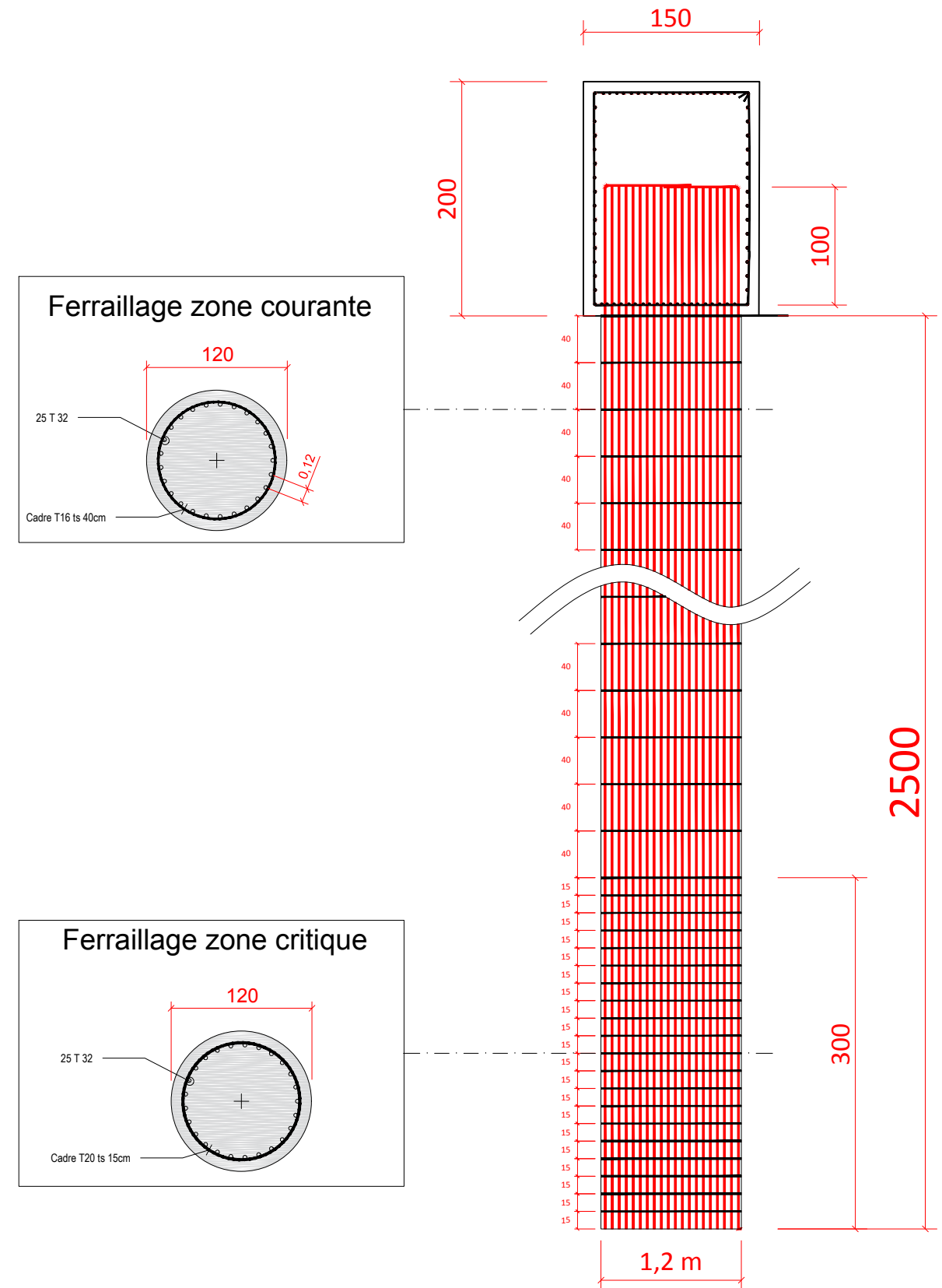


Plans d'exécution Pieux P01

Coupe longitudinale (Echelle 1/100)

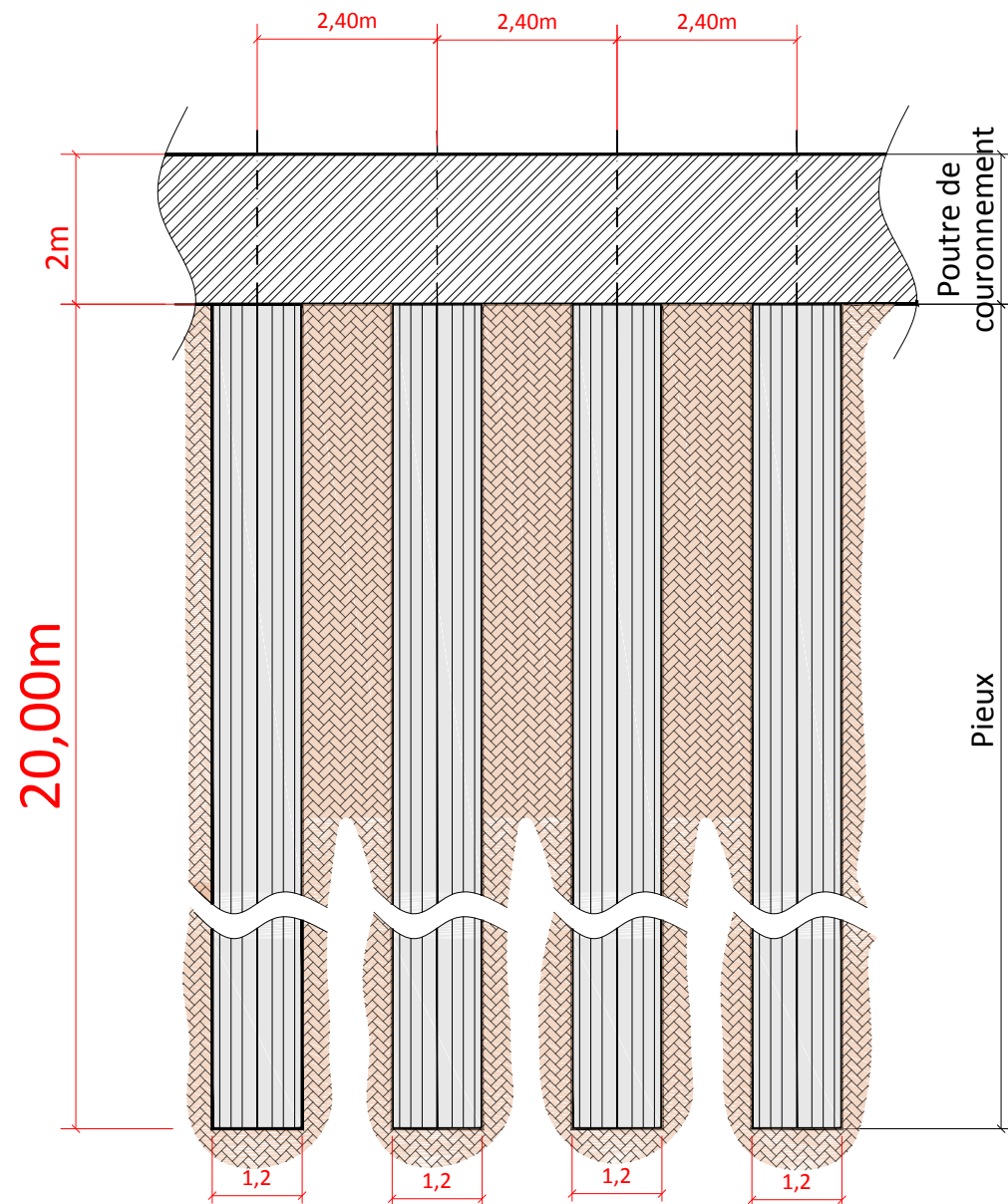


Plans de ferrailage (Echelle 1/50)



Plans d'exécution Pieux P02

Coupe longitudinale (Echelle 1/100)



Plans de ferrailage (Echelle 1/50)

