

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structure

Par : **ISSELMOU BOUBECAR**

BOUHAMAMA AMAR

Sujet

Étude de stabilité d'un talus pour la construction D'un bâtiment R+7 à Tlemcen

Soutenu en Juin 2026 devant le jury composé de

Mme BENAACHILIF SOUAD
Mme SMAIL NADIA
Mme AYAD FATIMA

Université de Tlemcen
Université de Tlemcen
Université de Tlemcen

Présidente
Examinatrice
Encadrante

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah, le Tout-Puissant, de nous avoir donné la force, la patience et le courage pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements à nos parents pour leur soutien, leurs encouragements et leurs sacrifices tout au long de notre parcours universitaire.

Nos vifs remerciements à Mme AYAD Fatima pour son encadrement, sa disponibilité et ses précieux conseils qui ont grandement contribué à la réalisation de ce mémoire.

Nous remercions également les membres du jury,

Mme BENAACHILIF SOUAD et Mme ISMAIL Nadia,

d'avoir accepté d'évaluer notre travail.

Nous adressons aussi nos sincères remerciements à

M. CHEKROUN Lokmane El-Hakim et M. BENHAMOU Miloud

pour leurs conseils, leurs encouragements et leur aide précieuse durant ce projet de fin d'études.

Enfin, nous remercions tous les enseignants ainsi que toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à notre formation et à l'élaboration de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À ma très chère mère,

pour son amour, son soutien et ses sacrifices tout au long de mon parcours.

À la mémoire de mon père isselmou,

que Dieu lui accorde Sa vaste miséricorde et l'accueille dans Son paradis.

À mes frères, ma sœur et toute ma famille,

pour leurs encouragements et leur présence à mes côtés.

À mon binôme bouhamama amar,

pour sa collaboration et son soutien durant la réalisation de ce mémoire.

À toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à l'accomplissement de ce travail.

Mes sincères remerciements à

M. Chekroun Lokmane El-Hakim

pour leurs précieux conseils et leurs encouragements.

Isselmou boubecar

isselmou boubecar

Dédicaces

Je Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents,

pour leur amour, leurs sacrifices et leur soutien permanent.

Que Dieu les protège et les récompense abondamment.

À tous ce qui on offrir des aides ,

pour leurs encouragements et leur présence à mes côtés.

À mes amis et à mon binôme isselmou boubecar,

pour leur aide et leur soutien tout au long de ce travail.

À tous les enseignants du Département de Génie Civil,

ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à ma formation et à la réalisation de ce mémoire.

bouhamama amar

bouhamama amar

Résumé

Les glissements de terrain représentent un phénomène géotechnique dangereux pouvant menacer la stabilité des ouvrages et la sécurité des constructions. Cette étude est consacrée à l'analyse de la stabilité d'un talus situé dans la wilaya de Tlemcen dans le cadre de la réalisation d'un bâtiment R+7.

L'objectif principal de ce travail est d'assurer la stabilité du talus durant les différentes phases de construction ainsi qu'après l'achèvement du projet. Pour cela, plusieurs méthodes de calcul et techniques de confortement ont été étudiées.

La partie principale consiste à analyser notre talus à travers différentes étapes :

l'état naturel, l'excavation, le béton projeté, le mur de soutènement et le confortement par pieux. L'étude a été réalisée à l'aide des logiciels PLAXIS 2D V8.2 et TALREN V5 afin d'évaluer le coefficient de sécurité et le comportement du terrain dans les différents cas étudiés.

Mots clés :

Glissement de terrain, stabilité des talus, confortement, mur de soutènement, pieux, PLAXIS, TALREN, coefficient de sécurité.

الملخص

تمثل الانزلاقات الأرضية خطراً جيوتقنياً مهماً قد يؤثر على استقرار المنشآت وسلامة المباني. تتناول هذه الدراسة تحليل استقرار منحدر يقع في ولاية تلمسان في إطار إنجاز بناية من نوع R+7.

يتمثل الهدف الرئيسي من هذا العمل في ضمان استقرار المنحدر أثناء مختلف مراحل البناء وكذلك بعد الانتهاء من المشروع. ولهذا الغرض، تمت دراسة عدة طرق للحساب وتقنيات التدعيم.

يركز الجزء الرئيسي من هذا العمل على تحليل سلوك المنحدر خلال مراحل مختلفة تشمل: الحالة الطبيعية، الحفر، الخرسانة المقذوفة، حائط الإسناد، والتدعيم بواسطة الخوازيق. وقد أنجزت الدراسة باستخدام برنامجي PLAXIS 2D V8.2 و TALREN V5 بهدف تقييم معامل الأمان ودراسة سلوك التربة في مختلف الحالات المدروسة.

الكلمات المفتاحية :

الانزلاقات الأرضية، استقرار المنحدرات، التدعيم، حائط الإسناد، الخوازيق، PLAXIS، TALREN، معامل

Abstract

Landslides represent a major geotechnical hazard that may affect the stability of structures and the safety of constructions. This study focuses on the stability analysis of a slope located in the Tlemcen province within the framework of the construction of an R+7 building.

The main objective of this work is to ensure the stability of the slope during the different construction phases as well as after the completion of the project. For this purpose, several calculation methods and reinforcement techniques were studied.

The main part of this work consists of analyzing the behavior of the slope through different stages: the natural state, excavation, shotcrete application, retaining wall construction, and reinforcement using piles. The study was carried out using PLAXIS 2D V8.2 and TALREN V5 software in order to evaluate the safety factor and the soil behavior under the different studied conditions.

Keywords :

Landslide, slope stability, reinforcement, retaining wall, piles, PLAXIS, TALREN, safety factor.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	II
DÉDICACES	III
DÉDICACES	IV
RÉSUMÉ.....	V
الملخص.....	VI
ABSTRACT	VII
SOMMAIRE.....	VIII
LISTE DES FIGURES	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
1 CHAPITRE 01 : GÉNÉRALITÉS SUR LES MOUVEMENTS DE PENTE	
3	
1.1 INTRODUCTION :	4
1.2 DÉFINITION DE MOUVEMENT DE TERRAIN :	4
1.3 LES TYPES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN :	5
1.3.1 Les écroulements et les éboulements (Chutes de pierres) :	5
1.3.2 Le Fluage et la Solifluxion :	8
1.3.3 Les coulées boueuses :	10
1.3.4 Les Glissements :	11
1.4 CLASSIFICATION DES GLISSEMENTS DE TERRAIN :	14
1.5 PRINCIPALES CAUSES DES MOUVEMENTS DE TERRAINS :	15
1.5.1 Les causes naturelles :	15
1.5.2 Les causes anthropiques :	16
1.6 CONCLUSION :	19
2 CHAPITRE 02 : LES MÉTHODES DE CALCUL DU FACTEUR DE	
SÉCURITÉ (FS).....	20
2.1 INTRODUCTION :	21
2.2 COEFFICIENT DE SÉCURITÉ :	21
2.3 MÉTHODES DE CALCUL :	23
2.3.1 Les Méthodes basées sur l'équilibre limite :	23

2.3.1.1	Méthodes des tranches	23
2.3.2	Méthodes des Eléments Finis :	29
2.4	CONCLUSION :	31
3	CHAPITRE 03 : LES MÉTHODES DE CONFORTEMENT DES TERRAINS	32
3.1	INTRODUCTION :	33
3.2	LES MÉTHODES DE CONFORTEMENTS :	33
3.2.1	Approche douce :	33
3.2.2	Approche dure :	41
3.3	CHOIX DE LA MÉTHODE DE CONFORTEMENT :	49
3.4	CONCLUSION :	49
4	CHAPITRE 04 : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE	50
4.1	INTRODUCTION :	51
4.2	PRÉSENTATION DE LA CONSTRUCTION :	51
4.2.1	SITUATION ET DESCRIPTION DU PROJET :	<i>Erreur ! Signet non défini.</i>
4.3	CONTEXTE GÉOLOGIQUE DE LA ZONE OÙ SE TROUVE LE TERRAIN :	52
4.4	DONNÉES HYDROGÉOLOGIQUES :	53
4.5	SISMICITÉ DE LA RÉGION D'ÉTUDE :	54
4.6	RÉSULTATS DES INVESTIGATIONS ET ESSAIS RÉALISÉES :	55
4.6.1	Description géologique :	55
4.6.2	ESSAIS PRESSIOMETRIQUES : Norme (NF P94 – 110)	61
4.6.3	Utilisation de pressiomètre :	62
4.6.4	Pénétrations Dynamiques Lourds : Norme NF P 94 – 114	65
4.7	ESSAIS GEOTECHNIQUES DE LABORATOIRE :	67
4.7.1	Programmation des essais :	67
4.7.2	RÉSULTATS DES ESSAIS GÉOTECHNIQUES RÉALISÉS :	68
4.8	CLASSIFICATION SELON RPA 2024 (D.T.R-B.C.2.48) :	71
4.9	CONCLUSION :	72
5	CHAPITRE 05 : CALCUL DE LA STABILITÉ PAR PLAXIS D2 V8.2 ET TALREN	73
5.1	INTRODUCTION :	74
5.2	PRÉSENTATION DES DEUX LOGICIELS UTILISÉS :	74
5.2.1	Le logiciel PLAXIS version 8.2 :	74
5.2.2	Le logiciel TALREN version 5 :	78
5.3	CARACTÉRISTIQUES DU MODÈLE D'ÉTUDE :	79
5.4	ANALYSE À L'AIDE DE PLAXIS :	81
5.4.1	Phase (1) : Etude de talus initial (état naturel du sol-actuel) :	81

5.4.2	<i>Phase (2) : talus durant la phase d'excavation :</i>	85
5.4.3	<i>Phase(03) : Renforcement avec mur de soutènement :</i>	90
5.4.4	<i>Phase(04) : Renforcement avec pieux :</i>	93
5.5	ETUDE DE STABILITÉ DE PAROI :	95
5.5.1	<i>Introduction:</i>	95
5.5.2	<i>Paroi non Renforce :</i>	95
5.5.3	<i>Paroi Renforce :</i>	97
5.6	ANALYSE À L'AIDE DE TALREN :	99
5.6.1	<i>Phase (1) : Etude de talus initial (état naturel du sol-actuel) :</i>	100
5.6.2	<i>Phase (2) : talus durant la phase d'excavation :</i>	101
5.6.3	<i>Phase(03) : Renforcement avec mur de soutènement :</i>	102
5.6.4	<i>Phase(04) : Renforcement avec pieux :</i>	103
5.7	ETUDE DE STABILITÉ DE PAROI :	103
5.7.1	<i>Paroi non Renforce :</i>	103
5.7.2	<i>Paroi Renforce :</i>	104
5.8	CONCLUSION :	104
CONCLUSION GÉNÉRALE		105
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES		107
ANNEXES.....		109

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Schéma explicatif du phénomène de mouvement de terrain.....	4
Figure 1-2: Typologie des mouvements de terrain selon la nature des matériaux (LCPC.1998).	5
Figure 1-3: Phénomène d'éboulement rocheux sur un talus instable.....	6
Figure 1-4 : Phénomène d'éboulement rocheux sur un talus instable.....	7
Figure 1-5 : Schématisation des différents mécanismes de rupture par écoulement des massifs rocheux.....	8
Figure 1-6 : Phénomène de fluage.....	9
Figure 1-8 : Phénomène de la solifluxion.....	10
Figure 1-9 : une coulée boueuse.....	11
Figure 1-10 : Illustration des caractéristiques.....	12
Figure 1-11: Glissement plan.....	12
Figure 1-12: Glissement circulaire.....	13
Figure 1-13: Glissement quelconque.....	14
Figure 1-14: Représentation d'une surcharge de remblai en tête de talus.	16
Figure 1-15 : Vue réelle d'un site de terrassement pour excavation au pied d'un talus.....	17
Figure 1-16 : Dégradation d'un versant par les processus.....	18
Figure 1-17 : Illustration d'un glissement de terrain majeur provoqué par.....	19
Figure 2-1 : Modélisation de la subdivision d'un talus par la méthode des tranches.	24
Figure 2-2 : Décomposition du poids et forces d'interaction sur une tranche élémentaire.....	25
Figure 2-3 : Equilibre d'une tranche de sol dans la méthode de FELLENIUS.....	25
Figure 2-4 : Exemple pour élément finis + Maillage.....	30
Figure 3-1 : Organigramme des méthodes de confortements.....	33
Figure 3-2 : : Organigramme de l'approche douce.....	34
Figure 3-3 : Schéma d'un reprofilage.....	35
Figure 3-4 : Schéma d'un Substitution Partielle.....	36
Figure 3-5 : Schéma d'un Allègement en tête.....	36
Figure 3-6 : Schéma d'un système d'Masques drainants.....	37
Figure 3-7 : Méthode de confortement, Drainage subhorizontaux.....	38
Figure 3-8 : Coupe Type d'une tranchée drainante.....	39
Figure 3-9 : Schéma d'un système de tranchées drainantes.....	39
Figure 3-10 : Schéma représenter le principe de drains verticaux.....	40
Figure 3-11 : Une méthode de confortement "végétation".....	40
Figure 3-12 : Organigramme d'Approche dure.....	42
Figure 3-13 : Exemple d'un tirant dont l'armature est scellée directement dans le terrain.....	42
Figure 3-14 : Méthode de clouage.....	43
Figure 3-15 : Mur en pneu sol.....	44
Figure 3-16: Différentes étapes de la réalisation d'un Pieu battu en béton préfabriqué.....	45
Figure 3-17 : Différentes étapes de la réalisation d'un pieu foré.....	45

Figure 3-18 : Mur de Soutènement	46
Figure 3-19 : Exemple des ouvrages de soutènement.....	47
Figure 3-20 : Mur gabion.....	48
Figure 4-1 : Localisation du site de construction (Google earth)	51
Figure 4-2 : Photos panoramiques du site	Erreur ! Signet non défini.
Figure 4-3 : Extrait de la carte géologique interprétative de Tlemcen	52
Figure 4-4 : Extrait de carte hydrogéologique interprétative de Tlemcen.....	53
Figure 4-5: Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	54
Figure 4-6: Plan schématique d'implantation des sondages	56
Figure 4-7: Photos des caisses des sondages réalisés à SP1 (30.00)	57
Figure 4-8: Photos des caisses des sondages réalisés à SP2 (30.00)	58
Figure 4-9: Photos des caisses des sondages réalisés à SC1 (30.00)	58
Figure 4-10: Photos des caisses des sondages réalisés à SC2 (30.00).....	59
Figure 4-11: Photos des caisses des sondages réalisés à SC2 (30.00).....	60
Figure 4-12: Schéma de principe d'un essai pressiométrique.....	62
Figure 4-13: Schémas de principe d'un essai pénétrométrique	65
Figure 4-14: : Plan schématique d'implantation des points de pénétromètres dynamique lourds....	67
Figure 5-1: Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS	75
Figure 5-2: Déroulement du logiciel PLAXIS.....	76
Figure 5-3 : fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	77
Figure 5-4: Fenêtre d'entrée des données de TALREN.....	79
Figure 5-5 : Géométrie du talus avec les conditions aux limites.....	82
Figure 5-6 : Maillage du modèle	82
Figure 5-7 : Génération des contraintes totales Direction principale).....	83
Figure 5-8 : les étapes de calcul.....	84
Figure 5-9 : courbe de facteur de sécurité ($F_s = 2,46$)	85
Figure 5-10 : Modèle géométrique du talus après l'excavation	86
Figure 5-11 : Maillage du model.....	86
Figure 5-12 : courbe de facteur de sécurité $F_s=1,12$	87
Figure 5-13 : Modèle géométrique du talus après l'excavation	88
Figure 5-14 : Maillage du modèle	89
Figure 5-15 : courbe de facteur de sécurité $F_s=1,45$	90
Figure 5-16 : Modèle géométrique avec l'ouvrage de confortement	91
Figure 5-17: courbe de facteur de sécurité $F_s=3,28$	92
Figure 5-18 : Modèle géométrique du pieux	93
Figure 5-19 : Maillage du Modèle géométrique du pieux	94
Figure 5-20 : courbe de facteur de sécurité $F_s=2,82$	94
Figure 5-21 : Modèle géométrique de paroi.....	96
Figure 5-22 : Maillage du Modèle géométrique de paroi	96
Figure 5-23 : courbe de facteur de sécurité $F_s=1,26$	97
Figure 5-24: Modèle géométrique de paroi Renforce	97
Figure 5-25 : Maillage du modèle géométrique de paroi Renforce	98
Figure 5-26: courbe de facteur de sécurité $F_s=1,34$	98

Figure 5-27: Description générale du projet.....	100
Figure 5-28 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=3,2$	100
Figure 5-29 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=1,2$	101
Figure 5-30 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=1,8$	101
Figure 5-31 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=3,89$	102
Figure 5-32 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=2,92$	103
Figure 5-33: résultat de coefficient de sécurité $F_s=1,21$	103
Figure 5-34 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=2,5$	104

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Présente une classification des glissements de terrain en fonction de la profondeur de la surface de glissement	14
Tableau 1-2 : présente une classification des glissements de terrain basée sur la vitesse moyenne de déplacement	15
Tableau 2-1 : Interprétation de l'état de stabilité en fonction des valeurs expérimentales.	22
Tableau 2-2 : Expressions du coefficient de sécurité (F_s) selon différentes	22
Tableau 2-3 : Valeurs admissibles du facteur de sécurité en fonction de l'importance de l'ouvrage.	23
Tableau 3-1 : avantage et inconvénient de l'approche douce	41
Tableau 3-2 : avantage et inconvénient de l'approche douce.	48
Tableau 4-1 : Extrait du tableau de classification sismique par Wilaya et Communes du RPA202455	
Tableau 4-2 : Coupes géologiques des sondages réalisés	55
Tableau 4-3 : Coupes géologiques des sondages réalisés	56
Tableau 4-4 : résultats des essais pressiométriques (1/2)	63
Tableau 4-5 : résultats des essais pressiométriques (2/2)	64
Tableau 4-6 : résultats des essais au Pénétromètre Dynamique Lourd	66
Tableau 4-7 : cisaillement rectiligne à la boîte Type (UU)	68
Tableau 4-8 : cisaillement rectiligne à la boîte Type (UU)	70
Tableau 5-1 : Caractéristiques géotechniques du modèle.	81

Introduction générale

Introduction générale :

Les L'expansion urbaine et le besoin croissant en logements ont conduit à la réalisation de nombreux projets de construction dans des zones présentant des conditions géotechniques complexes, notamment les terrains en pente. Dans ce contexte, la stabilité des talus constitue un élément essentiel pour garantir la sécurité des ouvrages durant les phases de construction ainsi qu'après la mise en service des structures.

Les instabilités de terrain représentent un risque majeur pouvant provoquer des glissements, des déformations importantes et des dommages considérables aux infrastructures. Afin d'assurer la sécurité des constructions implantées sur des terrains inclinés, il est indispensable de réaliser des études géotechniques approfondies et de proposer des solutions de confortement adaptées.

Le présent travail porte sur l'étude de stabilité d'un talus situé dans la wilaya de Tlemcen dans le cadre d'un projet de construction d'un bâtiment de type R+7. L'objectif principal de cette étude est d'assurer la stabilité du terrain et de garantir la sécurité du projet aussi bien pendant les travaux d'excavation qu'après la réalisation du bâtiment.

Dans cette étude, plusieurs phases de construction ont été analysées afin d'évaluer l'évolution du coefficient de sécurité du talus. L'analyse a débuté par l'étude du terrain dans son état naturel, suivie des travaux de fouille et de terrassement. Ensuite, des solutions de soutènement provisoire par béton projeté ont été étudiées avant la mise en place d'un système de confortement définitif à l'aide d'un mur de soutènement et de pieux.

Les analyses numériques ont été réalisées à l'aide des logiciels TALREN et PLAXIS 2D V8.2 afin de comparer les résultats obtenus et d'évaluer le comportement du talus dans différentes conditions . Cette comparaison a permis de déterminer la solution de confortement la plus efficace pour assurer la stabilité du terrain et prévenir tout risque de rupture ou de glissement durant et après la construction.

Ce mémoire est structuré en plusieurs chapitres comprenant une étude bibliographique sur les glissements de terrain, une présentation des méthodes de calcul de stabilité et des techniques de confortement, suivies par une étude numérique détaillée des différentes phases de construction et des solutions adoptées pour stabiliser le talus.

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

1.1 Introduction :

Les talus représentent des configurations géotechniques couramment rencontrées dans les projets de génie civil, dont la stabilité constitue un aspect essentiel pour la sécurité des ouvrages. Leur équilibre dépend de plusieurs paramètres, notamment les caractéristiques mécaniques du sol, la géométrie du talus, la présence de l'eau ainsi que les charges appliquées. L'étude de la stabilité des talus repose sur l'analyse de l'équilibre entre les forces motrices et les forces résistantes, permettant d'évaluer le niveau de sécurité du terrain à travers la détermination du facteur de sécurité (F_s).

1.2 Définition de mouvement de terrain :

Un mouvement de terrain correspond au déplacement d'une masse de sol ou de roche, pouvant se produire de manière progressive ou soudaine sous l'effet de différents facteurs. Ces facteurs peuvent être d'origine naturelle, tels que l'érosion, la gravité ou les séismes, ou liés à l'activité humaine, comme les travaux de terrassement, l'exploitation des terrains ou le déboisement. Ce phénomène regroupe plusieurs formes d'instabilités, dont la vitesse et le mode de déclenchement varient en fonction des conditions géologiques, de la nature des matériaux et de leur organisation interne. la figure (1-1) illustre les différentes composantes et les facteurs de déclenchement des mouvements de terrain. [01]

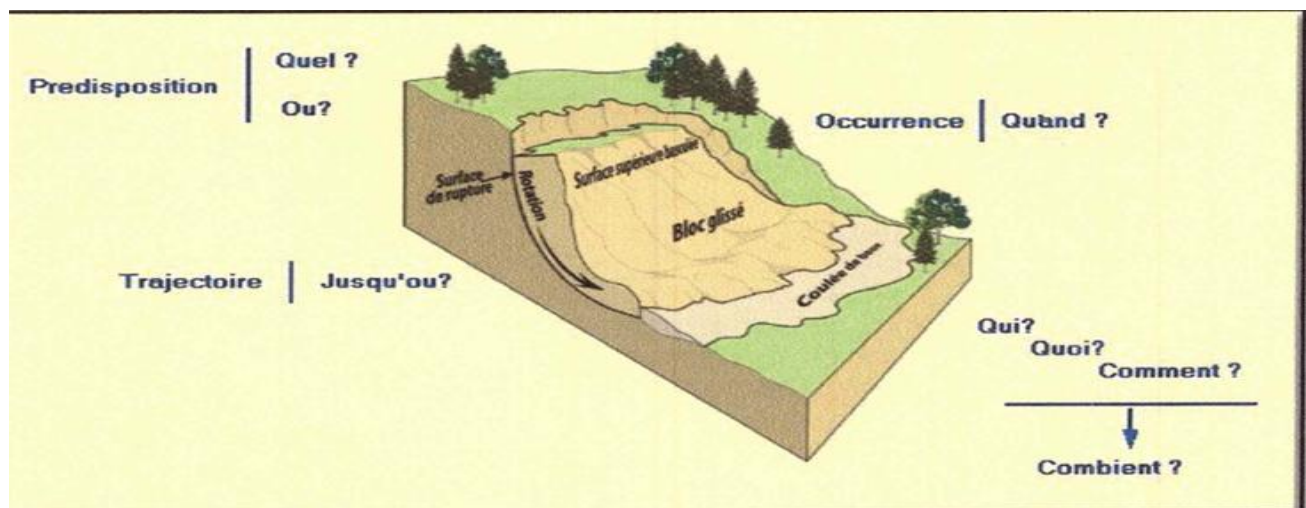


Figure 1-1: Schéma explicatif du phénomène de mouvement de terrain.

1.3 Les types des mouvements de terrain :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes variés, ce qui rend leur classification nécessaire pour mieux les comprendre. Cette classification se base généralement sur la manière dont le mouvement se produit, la forme de la surface de rupture et la nature des matériaux concernés. On distingue ainsi plusieurs types principaux. [01]

- Les éboulements et les écroulements (Chutes de pierres).
- Les glissements.
- Le fluage et la solifluxion.
- Les coulées boueuses.

La classification approuvée par le Comité International de Géologie de l'Ingénieur se décline en quatre catégories principales (Figure 1-2). Elle constitue une base normative commune permettant de structurer la discussion et l'analyse technique des désordres géotechniques

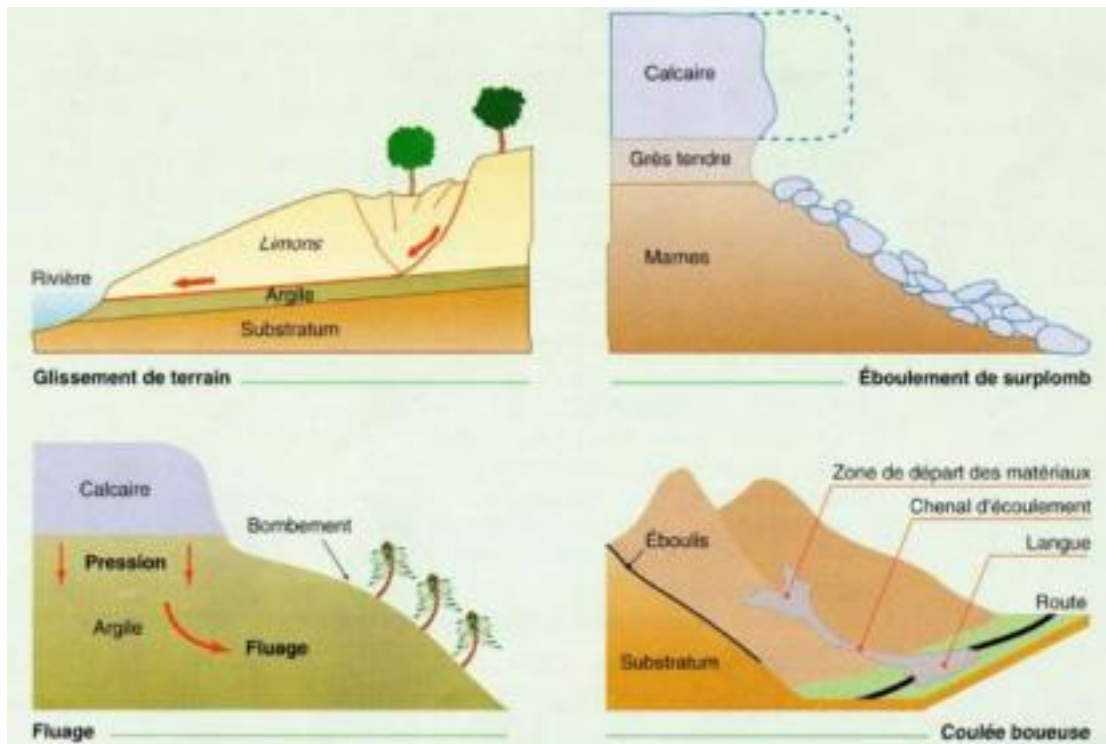


Figure 1-2: Typologie des mouvements de terrain selon la nature des matériaux (LCPC.1998).

1.3.1 Les écroulements et les éboulements (Chutes de pierres) :

Les écroulements et les éboulements (Chutes de pierres) Ces phénomènes concernent surtout les terrains rocheux. Ils se produisent de manière brusque et peuvent être particulièrement dangereux à cause de la vitesse de déplacement élevée des matériaux. Ils

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

se distinguent des autres mouvements par leur caractère soudain et l'absence d'une surface de rupture continue comme celle observée dans les glissements. [02]

Ces phénomènes peuvent être classés en trois catégories distinctes :

- ✓ Chutes de pierre et de blocs,
- ✓ Eboulements (au sens strict)
- ✓ Ecoulements.

En général, on peut les subdiviser en trois domaines : la zone d'arrachement, la zone de transit et la zone de dépôt (voir figure 1-3).

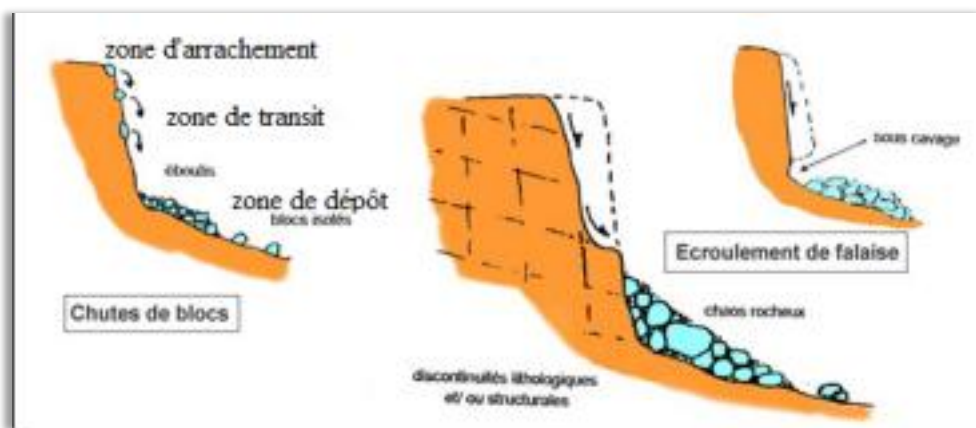


Figure 1-3: Phénomène d'éboulement rocheux sur un talus instable.

1.3.1.1 Les chutes de blocs :

Ce premier niveau d'instabilité concerne des éléments rocheux isolés :

Mécanisme : Le mouvement est initié par un détachement suivi d'une chute libre, de rebonds ou d'un roulement sur le versant. **Volume :** Il s'agit généralement de volumes limités, ne dépassant pas quelques dizaines de mètres cubes.

Vitesse : La cinétique est qualifiée de très rapide, rendant ces phénomènes particulièrement dangereux pour les infrastructures en contrebas. [02]

1.3.1.2 Les Eboulements :

L'éboulement se distingue par l'implication d'un volume de roche plus important et une fragmentation de la masse durant la chute :

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

Caractéristiques : Contrairement à la chute de blocs isolés, l'éboulement mobilise un ensemble de débris rocheux (allant du décimètre à plusieurs mètres).

Facteurs déclenchants : Les infiltrations d'eau, les cycles de gel-dégel et l'érosion différentielle sont les principaux moteurs de ces ruptures.

Volume : Les masses déplacées sont intermédiaires, se comptant souvent en centaines ou milliers de mètres cubes. [02]

La figure (1-4) représente le phénomène d'éboulement :



Figure 1-4 : Phénomène d'éboulement rocheux sur un talus instable

1.3.1.3 Les Ecoulements :

Il s'agit du phénomène le plus massif et le plus destructeur, souvent désigné sous le terme d'écroulement en masse :

Volume et Ampleur : Les volumes mis en jeu sont colossaux, variant de plusieurs dizaines de milliers à des millions de mètres cubes.

Évolution temporelle : La phase pré-rupture peut présenter des vitesses très lentes (déformations imperceptibles), mais la rupture finale est soudaine et extrêmement rapide.

Origine : Outre les facteurs climatiques, les séismes ou les affouillements importants (sous-cavage) au pied du talus sont souvent à l'origine de ces catastrophes majeures. [02]

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

La figure (1-5) représente le phénomène d'écroulements :

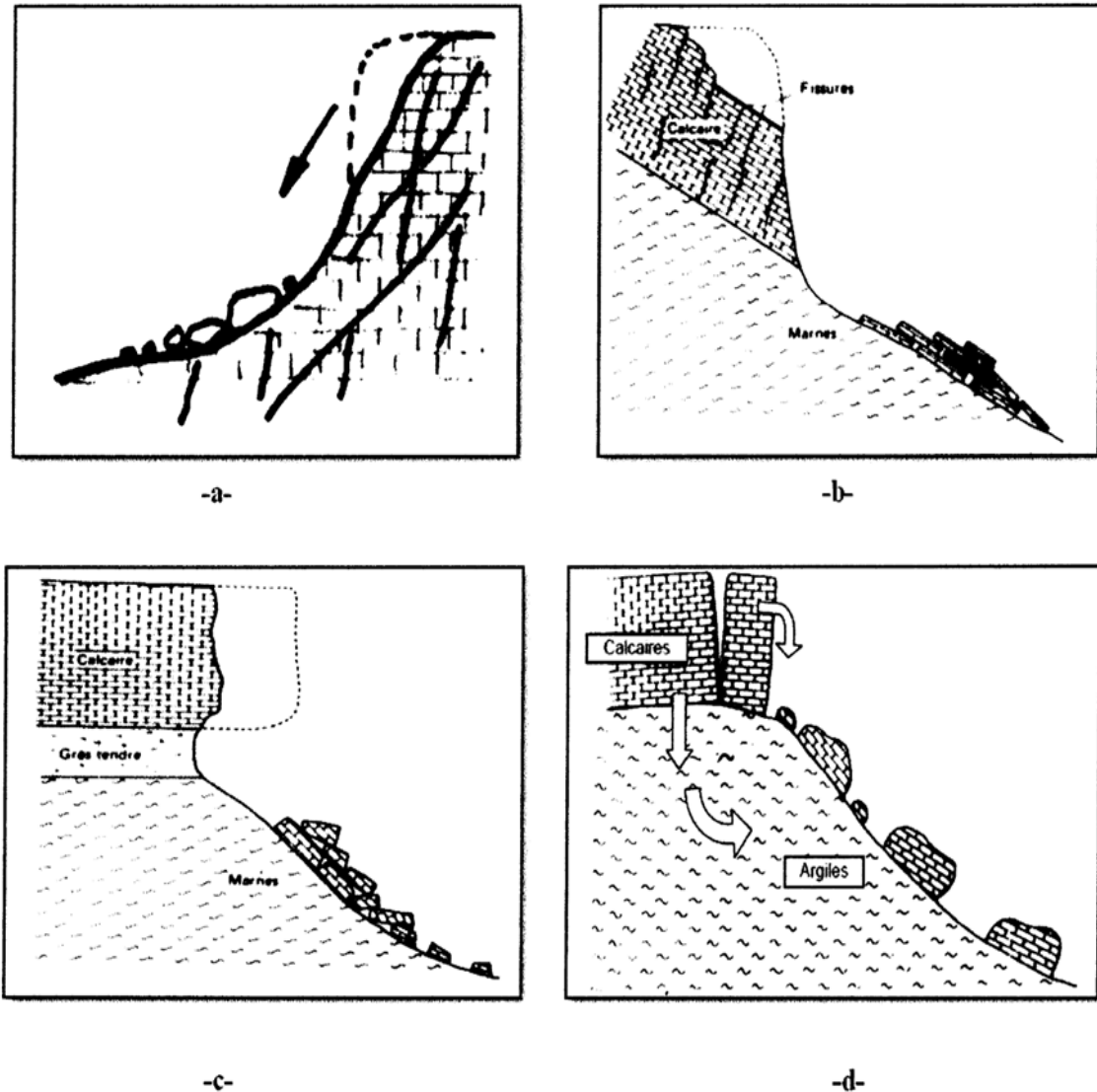


Figure 1-5 : Schématisation des différents mécanismes de rupture par écoulement des massifs rocheux

1.3.2 Le Fluage et la Solifluxion :

1.3.2.1 Le Fluage :

Le fluage se définit comme un processus de déformation lente, progressive et continue des masses de sol, caractérisé par des vitesses extrêmement faibles. Contrairement aux glissements de terrain, ce phénomène ne présente généralement pas de surface de rupture clairement identifiable, notamment à ses phases initiales. Il se produit sous des conditions de contraintes quasi constantes, sans modification notable des sollicitations externes.

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

L'évolution du fluage peut conduire soit à une stabilisation progressive du versant, soit, dans certains cas, à une dégradation continue susceptible d'aboutir à une rupture globale. [03]
La figure (1-6) représente le phénomène de fluage :

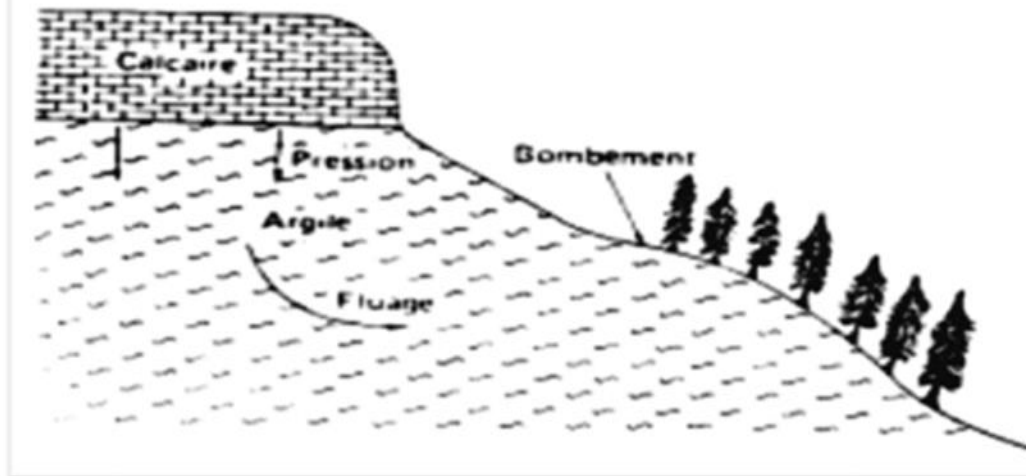
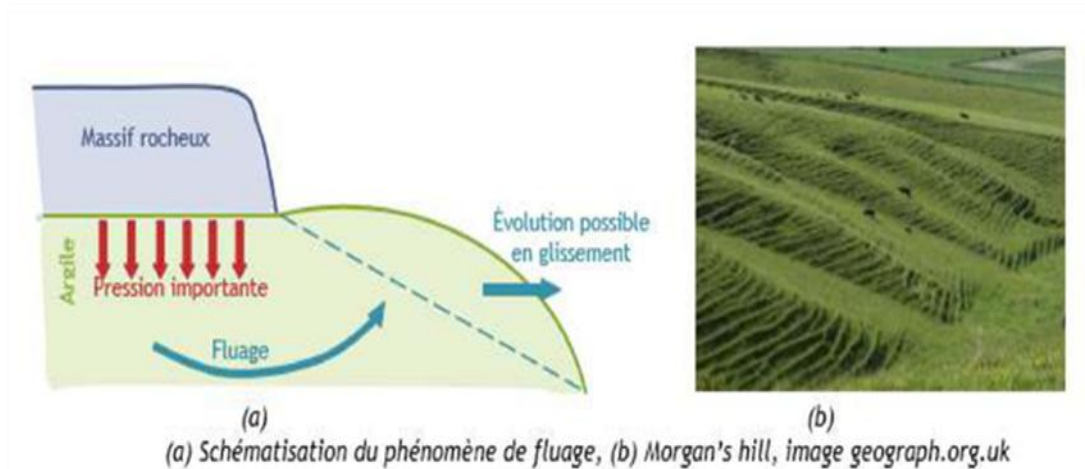


Figure 1-6 : Phénomène de fluage

1.3.2.2 La Solifluxion :

La solifluxion correspond à un processus de déformation lente affectant les horizons superficiels du sol, généralement observé sur des pentes à faible inclinaison. Ce phénomène, classé parmi les mouvements de masse peu profonds, se manifeste lorsque la teneur en eau devient suffisamment élevée pour modifier les propriétés mécaniques du sol, notamment en approchant ou en dépassant son état de plasticité. Dans ces conditions, la résistance au cisaillement diminue, ce qui favorise un déplacement progressif du matériau. Le sol saturé évolue alors sous forme d'un écoulement lent le long de la pente, en s'appuyant sur une surface de cisaillement fragilisée par l'excès d'eau. [04]

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

La figure (1-7) représente le phénomène de la solifluxion :

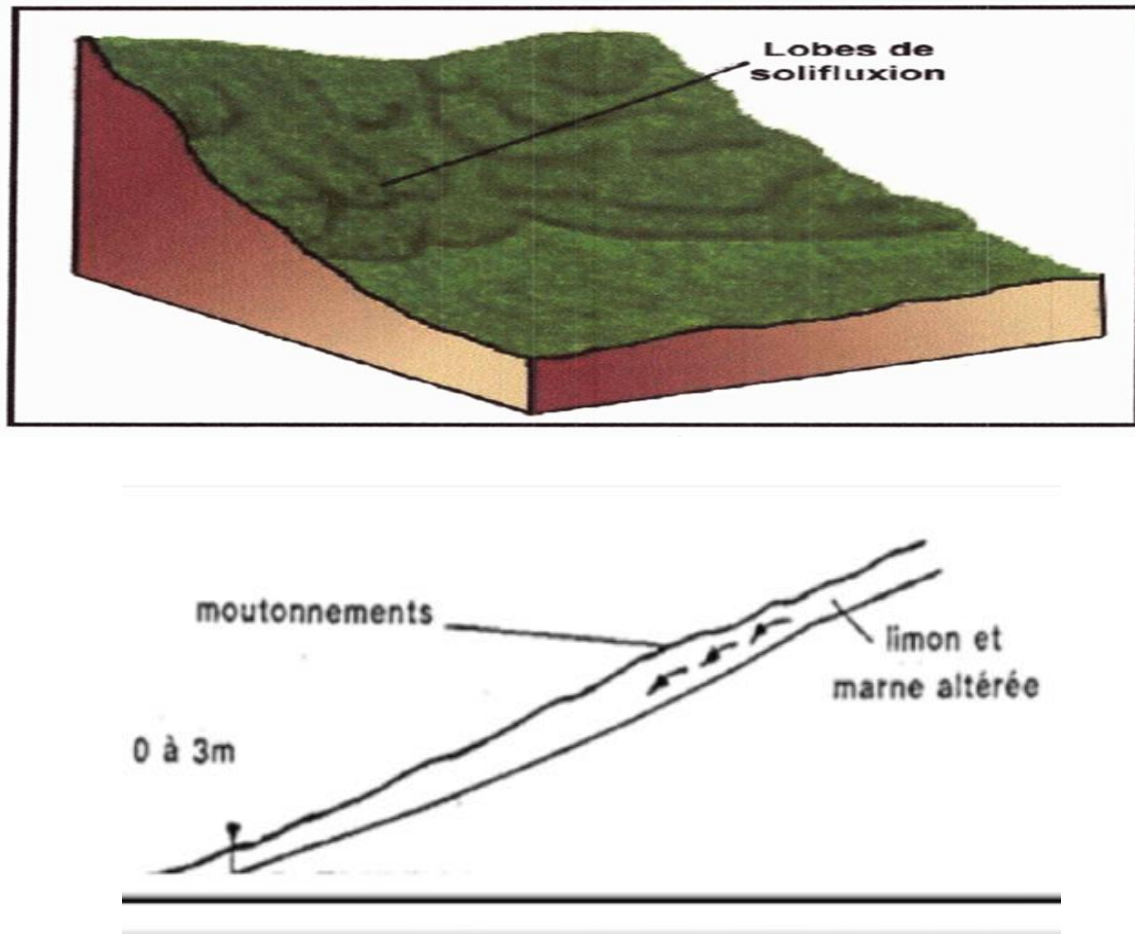


Figure 1-7 : Phénomène de la solifluxion

1.3.3 Les coulées boueuses :

Les coulées boueuses désignent un phénomène géotechnique caractérisé par la mise en mouvement d'un mélange hétérogène constitué de particules de sol, de débris végétaux et d'eau. Ce type d'écoulement, assimilable à un glissement de terrain à comportement fluide, se produit généralement sous l'effet de la dégradation des conditions de stabilité des pentes. Parmi les facteurs favorisant ce phénomène, la déforestation joue un rôle déterminant en réduisant la cohésion du sol et en diminuant la capacité d'infiltration et de rétention des eaux. L'eau constitue ainsi un agent déclencheur ou aggravant, en augmentant la pression interstitielle et en réduisant la résistance au cisaillement du sol. Il en résulte un détachement de la couche superficielle, qui se mobilise et s'écoule sous forme d'une masse visqueuse le long de la pente). [04]

La figure (1-8) représente le phénomène de coulée boueuse :

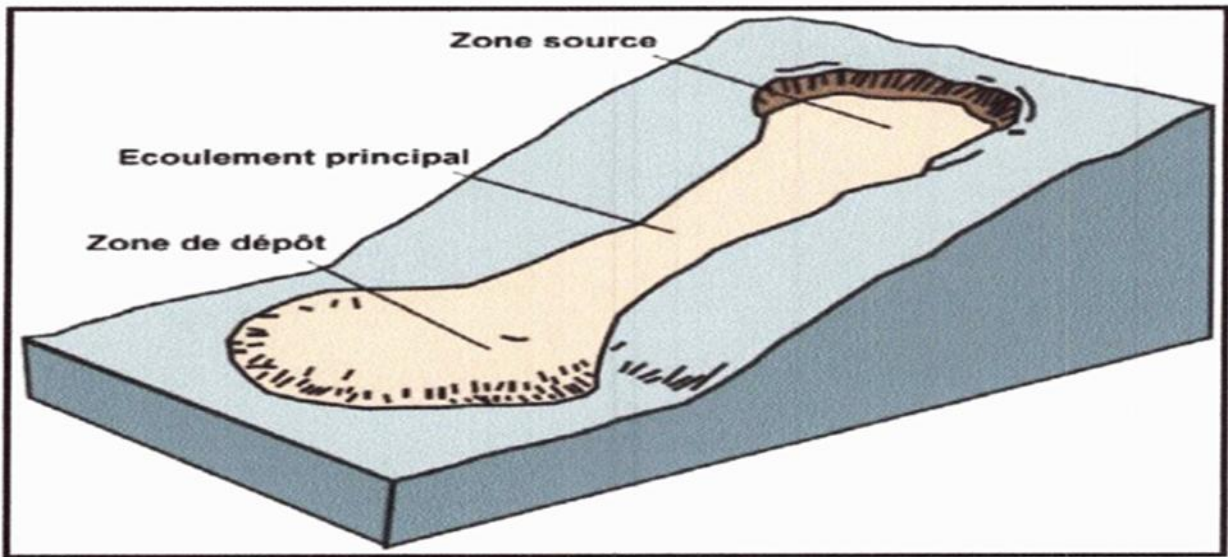


Figure 1-8 : une coulée boueuse

1.3.4 Les Glissements :

Les glissements de terrain peuvent être décrits et caractérisés comme suit :

Nature du terrain concerné : Ces phénomènes d'instabilité affectent principalement les formations meubles (sols) ainsi que les massifs rocheux fortement fracturés ou altérés.

Mécanisme de rupture : Le glissement correspond au déplacement d'une masse de matériaux le long d'une ou plusieurs surfaces de rupture clairement définies. Rôle de la **structure géologique** : La forme et l'orientation de la surface de rupture dépendent étroitement de la configuration géologique du site, notamment des plans de stratification, de la schistosité, des failles, ainsi que des zones de faiblesse mécanique.

Amplitude des volumes mobilisés : Les volumes concernés peuvent varier considérablement, allant de glissements superficiels de faible importance (de l'ordre de quelques mètres cubes) à des mouvements de grande ampleur pouvant atteindre plusieurs dizaines de millions de mètres cubes.

Comportement cinématique : Les vitesses de déplacement sont généralement lentes à modérées, mais peuvent s'accélérer de manière significative lors des phases critiques d'instabilité.

Facteurs déclencheurs : L'initiation du phénomène peut être liée à plusieurs causes principales, notamment : la modification des conditions hydrauliques du sol, en particulier la saturation en eau ; les interventions humaines telles que les travaux de terrassement ; l'érosion naturelle des terrains ; les sollicitations sismiques. [02]

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

La figure (1-9) représente le phénomène d'un glissement de terrain :



Figure 1-9 : Illustration des caractéristiques d'un glissement de terrain.

En se basant sur la surface de rupture, on distingue trois principaux types de glissements :

1.3.4.1 Glissements Plan :

Les glissements plans correspondent à un mode de rupture caractérisé par le déplacement translationnel d'une masse de sol le long d'une surface de glissement globalement plane ou faiblement ondulée. Au cours de ce mouvement, le massif instable se comporte de manière quasi rigide, les déformations internes restant limitées et principalement concentrées au voisinage de la surface de rupture. Ce type d'instabilité survient généralement lorsque des matériaux meubles ou faiblement cohérents reposent sur un substratum plus résistant, créant ainsi une interface favorable au glissement sous l'effet de contraintes mécaniques ou de conditions hydriques défavorables.[02]

La figure (1-10) représente le phénomène de glissement plan :

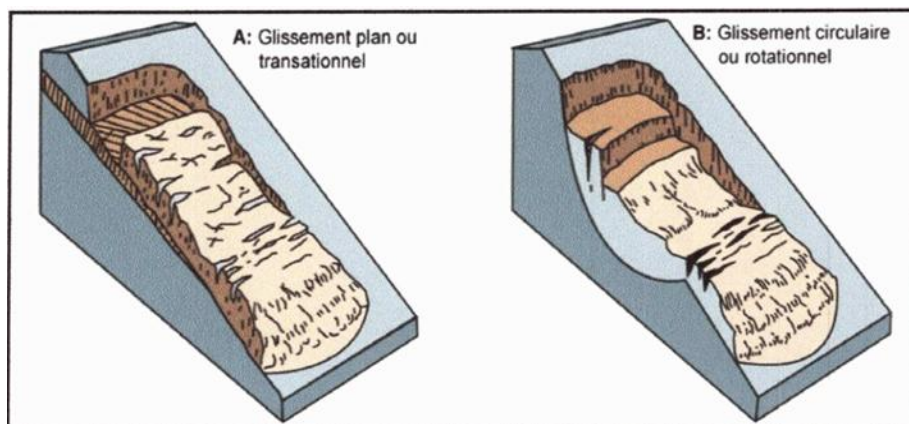


Figure 1-10: Glissement plan

1.3.4.2 Glissements circulaire ou rotationnel :

Les glissements rotationnels constituent un type de mouvement de masse caractérisé par un déplacement du sol le long d'une surface de rupture courbe, généralement concave vers le haut. Ce phénomène se manifeste principalement dans des formations meubles et relativement homogènes, notamment les sols argileux et limoneux. Ces instabilités concernent en général des volumes modérés et se traduisent par une rotation de la masse glissée autour d'un axe horizontal. Selon la complexité du mécanisme de rupture, on distingue des glissements rotationnels simples, impliquant une seule surface de rupture, et des glissements rotationnels complexes, résultant de la combinaison de plusieurs surfaces de glissement. [02]

La figure (1-11) représente le phénomène de glissement circulaire :

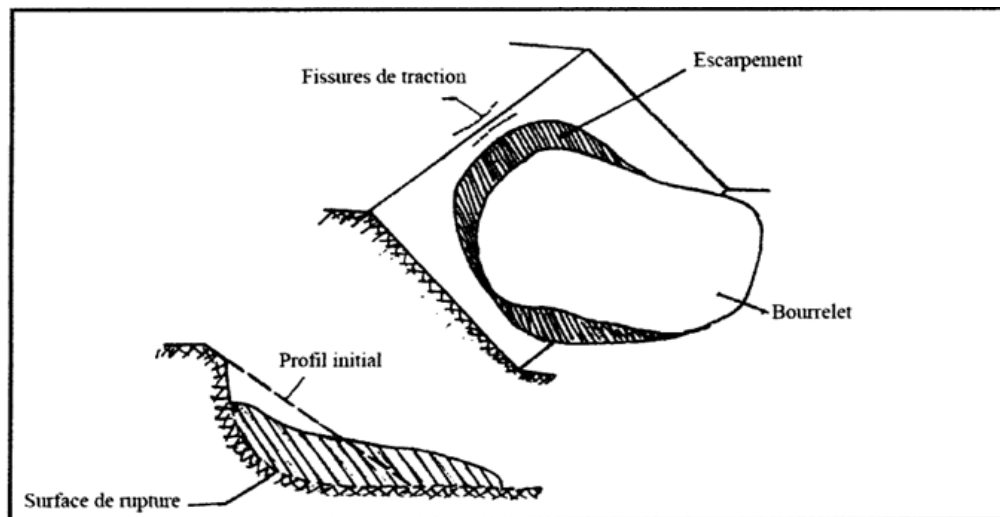


Figure 1-11: Glissement circulaire

1.3.4.3 Glissements quelconque (aléatoire):

Glissements quelconques (ou aléatoires) : Les glissements dits quelconques se distinguent par une morphologie de surface de rupture irrégulière, malgré une apparence extérieure parfois similaire aux autres types de glissements. En coupe verticale, la surface de glissement ne présente pas une géométrie simple, mais plutôt une forme complexe et non uniforme. Ce type d'instabilité résulte généralement d'une combinaison de mécanismes de rupture, notamment ceux associés aux glissements plans et rotationnels. Le mouvement est souvent dominé par une composante translationnelle, et se développe principalement au sein de formations hétérogènes, où la variabilité des propriétés géotechniques favorise l'apparition de surfaces de rupture complexes. [05]

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

La figure (1-12) représente le phénomène de glissement quelconque :

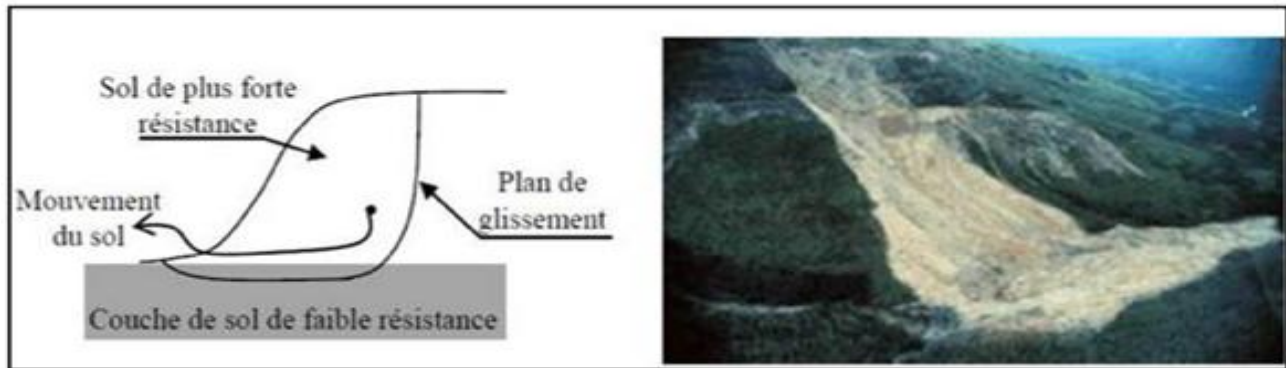


Figure 1-12: Glissement quelconque

1.4 Classification des glissements de terrain :

La classification des glissements de terrain repose généralement sur plusieurs critères fondamentaux, notamment la profondeur de la surface de rupture et la vitesse moyenne de déplacement de la masse instable. Ces paramètres permettent de mieux caractériser la cinématique du mouvement et d'en apprécier les effets potentiels sur la stabilité des ouvrages ainsi que sur les terrains environnants.

- **Selon la profondeur de la surface de glissement :** La profondeur des surfaces de rupture associées aux glissements de terrain présente une variabilité importante, pouvant aller de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, et atteindre dans certains cas exceptionnels des profondeurs de l'ordre de la centaine de mètres, notamment pour les instabilités affectant les versants de grande ampleur. [06]

Tableau 1-1 : Présente une classification des glissements de terrain en fonction de la profondeur de la surface de glissement

Type de glissement	Profondeur de la surface de glissement
Superficiel	0-2m
Semi-profond	2-10 m
Profond	10-30 m
Très profond	>30 m

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

- **Selon la vitesse moyenne du glissement** : La vitesse de déplacement des glissements de terrain varie considérablement en fonction des conditions géotechniques et hydrologiques. Elle peut être de l'ordre de quelques millimètres par an dans le cas de mouvements très lents, tandis que les glissements actifs présentent des vitesses plus élevées, atteignant généralement quelques centimètres à quelques décimètres par an. [06]

Tableau 1-2 : présente une classification des glissements de terrain basée sur la vitesse moyenne de déplacement

Type de glissement	Vitesse de glissement
Stable, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	>10 cm/an

1.5 Principales causes des mouvements de terrains :

Le passage d'un état de stabilité à un état d'instabilité d'un massif de sol résulte de l'action de multiples facteurs, d'origine naturelle ou anthropique. Ces facteurs, souvent combinés, influencent les conditions d'équilibre du terrain et peuvent conduire au déclenchement de différents types de mouvements de masse.

1.5.1 Les causes naturelles :

Les mouvements de terrain peuvent être déclenchés par plusieurs facteurs naturels qui influencent directement la stabilité des pentes.

- La géométrie du terrain constitue un élément déterminant, où la pente joue un rôle essentiel dans l'équilibre du massif. En effet, la stabilité dépend à la fois de l'inclinaison du talus et des caractéristiques géotechniques des sols en présence.
- L'érosion, notamment à la base des versants sous l'action des écoulements d'eau, peut entraîner une perte de soutien (affouillement) et favoriser le déclenchement de mouvements de masse.
- Les précipitations intenses ainsi que la fonte des neiges contribuent à l'alimentation des nappes et à l'augmentation de la teneur en eau du sol. Cela engendre des

phénomènes d'infiltration qui modifient les conditions mécaniques du terrain et peuvent accentuer son instabilité.

- L'élévation de la pression interstitielle dans les pores du sol constitue également un facteur aggravant, en réduisant la résistance au cisaillement des matériaux.
- Par ailleurs, les cycles de gel et de dégel affectent particulièrement les formations rocheuses, en provoquant leur fissuration et leur désagrégation progressive par thermoclastie.
- Enfin,
- Les séismes représentent un facteur déclencheur majeur. Leur action se manifeste principalement par deux mécanismes : la liquéfaction des sols fins saturés (limons et sables fins) et les forces d'inertie induites par les secousses, lesquelles surpassent les forces de résistance stabilisatrices. [07]

1.5.2 Les causes anthropiques :

Les surcharges en tête de talus :

L'application de charges supplémentaires au sommet d'un talus modifie l'état de contraintes du massif et peut perturber son équilibre initial. Cette augmentation des sollicitations est susceptible de réduire la stabilité de la pente, voire de provoquer le déclenchement d'un glissement.

Les surcharges liées aux aménagements humains, tels que les remblais, les fondations ou les ouvrages de soutènement, contribuent ainsi à l'augmentation des forces motrices et peuvent engendrer des désordres géotechniques ainsi que des dommages importants aux infrastructures environnantes. [07]

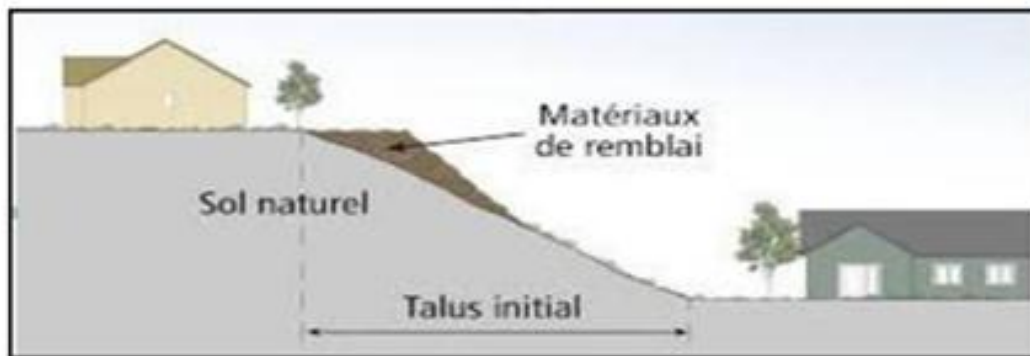


Figure 1-13: Représentation d'une surcharge de remblai en tête de talus.

❖ Les déblais ou les excavations à la base du talus :

Les opérations de déblai ou d'excavation réalisées au pied d'un talus peuvent affecter de manière significative sa stabilité. Même des interventions de faible ampleur sont

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

susceptibles de provoquer une rupture, en particulier lorsque le massif se trouve déjà dans un état d'équilibre limite.

En effet, ces travaux modifient la géométrie du talus, notamment en augmentant sa hauteur relative ou en accentuant son inclinaison, ce qui réduit les conditions de stabilité. Par conséquent, un glissement de terrain peut se produire soit lors de l'exécution des travaux, soit à plus long terme en raison de la dégradation progressive des conditions mécaniques du sol.



Figure 1-14 : Vue réelle d'un site de terrassement pour excavation au pied d'un talus.

❖ La concentration d'eau vers la pente :

L'accumulation ou le déversement des eaux, qu'elles proviennent des précipitations, du ruissellement, des systèmes de drainage ou encore des eaux usées, au niveau d'un talus ou de sa crête, peut altérer significativement son comportement géotechnique.

Ces apports hydriques favorisent des phénomènes d'érosion et de ravinement, ainsi que l'infiltration progressive de l'eau dans le sol. Il en résulte une augmentation de la teneur en eau et de la pression interstitielle, entraînant une diminution de la résistance au cisaillement.

Dans ces conditions, la stabilité du talus peut être fortement compromise, pouvant aller jusqu'au déclenchement d'un glissement de terrain.



**Figure 1-15 : Dégradation d'un versant par les processus
D'érosion et de ravinement hydrique**

❖ La déforestation :

La déforestation constitue un facteur influençant la stabilité des terrains. Elle peut résulter de phénomènes naturels tels que les périodes de sécheresse prolongée, les incendies, les vents violents, les éruptions volcaniques ou encore les submersions marines. Toutefois, elle est le plus souvent liée aux activités humaines.

En effet, les opérations de déboisement sont généralement entreprises dans le cadre de l'extension urbaine, de l'aménagement des infrastructures ou de la construction de réseaux de transport. La suppression de la couverture végétale entraîne une diminution de la cohésion du sol et de sa capacité à retenir l'eau, ce qui favorise les processus d'érosion et augmente le risque de mouvements de terrain.

Chapitre 01 : généralités sur les mouvements de pente

La figure (1-16) représente le phénomène de La déforestation :



Figure 1-16 : Illustration d'un glissement de terrain majeur provoqué par
L'absence du couvert végétal

1.6 Conclusion :

Les phénomènes d'instabilité de terrain se manifestent par des déformations ou des déplacements de la surface du sol ou du sous-sol. Ces mouvements sont déclenchés soit par des variations naturelles notamment l'activité sismique, une forte pluviométrie ou les caractéristiques géotechniques du site, soit par des actions anthropiques telles que le déboisement, les travaux de terrassement et l'exploitation des carrières.

Les conséquences de ces instabilités se traduisent par des impacts socio-économiques considérables, engendrant la destruction d'infrastructures et de zones d'habitation. Ces dommages se manifestent sous forme de diverses pathologies structurelles, où la qualité des critères de construction joue un rôle déterminant dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque de glissement de terrain.

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

2.1 Introduction :

L'évaluation de la stabilité des talus constitue une phase essentielle pour assurer la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le facteur de sécurité s'impose ici comme l'indicateur fondamental permettant de quantifier la marge de stabilité, en comparant la résistance au cisaillement du sol aux contraintes motrices susceptibles de provoquer un glissement.

Cette analyse repose sur la prise en compte conjointe des paramètres géométriques, des caractéristiques mécaniques du sol ainsi que des conditions hydrogéologiques. Ainsi, différentes méthodes ont été développées afin d'évaluer ce facteur de sécurité de manière plus ou moins précise, en fonction de la complexité du problème étudié.

L'objectif de ce chapitre est de présenter les principales méthodes de calcul du facteur de sécurité, notamment celles basées sur l'équilibre limite ainsi que les approches numériques modernes, en mettant en évidence leurs hypothèses leurs domaines d'application.

2.2 Coefficient de sécurité :

D'une manière générale, le coefficient de sécurité est étroitement lié à l'analyse de la stabilité des talus. Étant donné la difficulté de déterminer avec précision l'état réel des contraintes au sein du sol, les approches de calcul reposent sur l'hypothèse d'un état limite de rupture. Dans ce contexte, l'introduction d'un coefficient de sécurité permet d'assurer une marge suffisante vis-à-vis de la stabilité du talus.

Le choix de ce coefficient dépend largement de la connaissance des caractéristiques du terrain. En effet, l'incertitude liée aux propriétés géotechniques, notamment dans le cas des sols hétérogènes, conduit à adopter des valeurs de sécurité plus élevées afin de limiter les risques de défaillance.

Pour l'évaluation de la stabilité d'une pente, l'ingénieur dispose de plusieurs définitions du coefficient de sécurité. Celui-ci peut être exprimé comme un rapport de forces, de moments ou encore comme le rapport entre une grandeur sollicitante et une grandeur limite.

Il convient de souligner que la notion de coefficient de sécurité demeure relative, en raison des incertitudes liées à la détermination précise de l'état des contraintes le long de la surface potentielle de rupture. En effet, lorsque le talus est à la limite de l'équilibre, l'évaluation exacte des contraintes mobilisées et des efforts de cisaillement reste délicate.

Cependant, l'expérience en ingénierie géotechnique a permis d'établir des repères pratiques, à condition que les hypothèses de calcul et les paramètres du sol soient correctement estimés. Ainsi, un talus est généralement considéré comme stable lorsque le facteur de sécurité dépasse une certaine valeur élevée. À l'inverse, lorsque ce facteur devient faible, le risque de rupture augmente de manière significative et peut conduire à

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

un glissement quasi inévitable.

Entre ces deux situations extrêmes existe une zone intermédiaire caractérisée par un état de stabilité incertain, où la probabilité de rupture dépend directement de la valeur du facteur de sécurité. Plus cette valeur diminue plus le niveau de risque associé au talus devient important.

Le tableau suivant présente à titre indicatif les valeurs usuelles du facteur de sécurité en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent :[08]

Tableau 2-1 : Interprétation de l'état de stabilité en fonction des valeurs expérimentales.

$F_s < 1$	Talus instable.
$1 < F_s < 1.5$	Glissement possible.
$F_s > 1.5$	Généralement stable.

Tableau 2-2 : Expressions du coefficient de sécurité (Fs) selon différentes

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F_s = \frac{\tau_{\max.}}{\tau}$
Rapport de forces	$F_s = \frac{F_{\text{résistant}}}{F_{\text{moteur}}}$
Rapport de moments	$F_s = \frac{M_{\text{résistant}}}{M_{\text{moteur}}}$

Cependant, ces critères de stabilité doivent être affinés en fonction de la destination de l'ouvrage et de la criticité de sa rupture. Le tableau suivant synthétise les valeurs minimales du facteur de sécurité à adopter selon l'importance des structures :

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

Tableau 2-3 : Valeurs admissibles du facteur de sécurité en fonction de l'importance de l'ouvrage.

Fs	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	Sécurité contestable
1,25 – 1,4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants
>1,5	Satisfaisante pour les barrages

2.3 Méthodes de calcul :

Les approches utilisées pour l'évaluation de la stabilité des talus sont variées et dépendent fortement des conditions géologiques et géotechniques propres au site étudié elles reposent sur différentes démarches telles que l'analyse géométrique des pentes l'application des principes de la mécanique des sols, le recours à la modélisation numérique, ainsi que l'interprétation des observations liées aux déformations et aux mouvements du terrain.

Chaque méthode présente des avantages et des limites et son choix dépend généralement de la nature du projet, du niveau de précision recherché et de la disponibilité des données. L'objectif fondamental de ces approches est d'apprécier le degré de stabilité du talus afin de prévenir les phénomènes de glissement et de garantir la sécurité des ouvrages ainsi que celle des zones environnantes.

D'une manière générale les méthodes d'analyse de la stabilité des talus peuvent être classées en deux grandes catégories :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- Les méthodes numériques.

2.3.1 Les Méthodes basées sur l'équilibre limite :

2.3.1.1 Méthodes des tranches :

Dans ce type d'analyse le talus est subdivisé en un ensemble de tranches verticales de largeur **b**, La base de chaque tranche est assimilée à un segment rectiligne incliné d'un angle α par rapport à l'horizontale, La hauteur **h** de chaque tranche est généralement mesurée au niveau de son axe médian.

Chaque tranche est soumise à différentes actions mécaniques, notamment :

- ✓ les forces d'interaction avec les tranches adjacentes, comprenant des efforts normaux et de cisaillement

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

✓ son poids propre, exprimé par la relation $W = \gamma \cdot h \cdot b$

où γ représente le poids volumique du matériau.

La réaction exercée à la base de la tranche est décomposée en deux composantes : une composante normale, perpendiculaire à la surface de rupture, et une composante tangentielle correspondant à l'effort de cisaillement.

Cette modélisation permet d'analyser de manière simplifiée le comportement du massif et d'évaluer sa stabilité globale. [09]

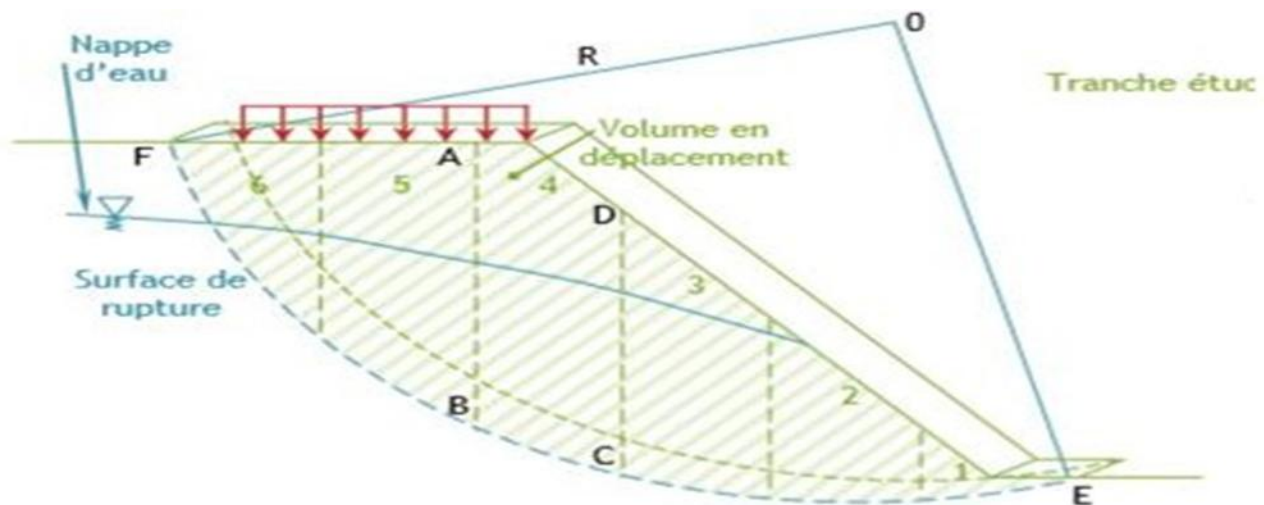


Figure 2-1 : Modélisation de la subdivision d'un talus par la méthode des tranches.

Méthode de Fellenius (1927):

Méthode des tranches de Fellenius (1927) – Hypothèses et principe

La méthode de Fellenius également connue sous l'appellation de méthode suédoise des tranches constitue l'une des premières approches développées pour l'analyse de la stabilité des talus elle repose sur une modélisation simplifiée permettant l'évaluation du coefficient de sécurité initialement adaptée aux calculs manuels.

Cette méthode suppose que la surface de rupture est de forme circulaire et que le massif instable peut être subdivisé en un ensemble de tranches verticales

Une hypothèse fondamentale consiste à négliger les interactions entre les tranches qu'elles soient normales ou tangentielles ce qui simplifie considérablement l'analyse.

Dans ce cadre le poids de chaque tranche est décomposé en deux composantes : l'une perpendiculaire à la base de la tranche et l'autre parallèle à celle-ci. Cette dernière

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

représente l'action motrice principale responsable du glissement. L'évaluation de la stabilité globale du talus repose sur l'équilibre des moments généralement calculé par rapport au centre de la surface de rupture supposée circulaire. [10]

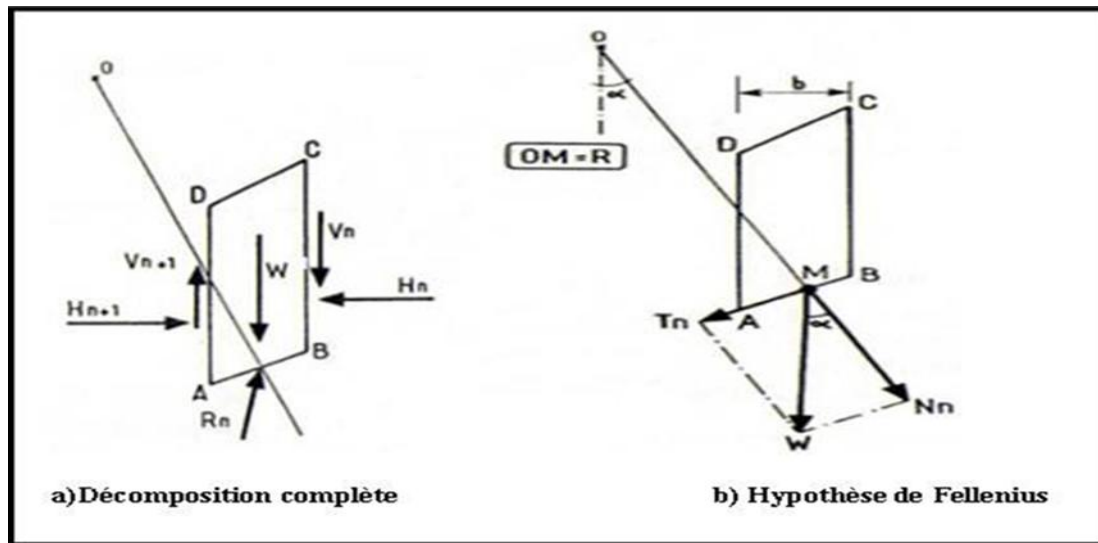


Figure 2-2 : Décomposition du poids et forces d'interaction sur une tranche élémentaire.

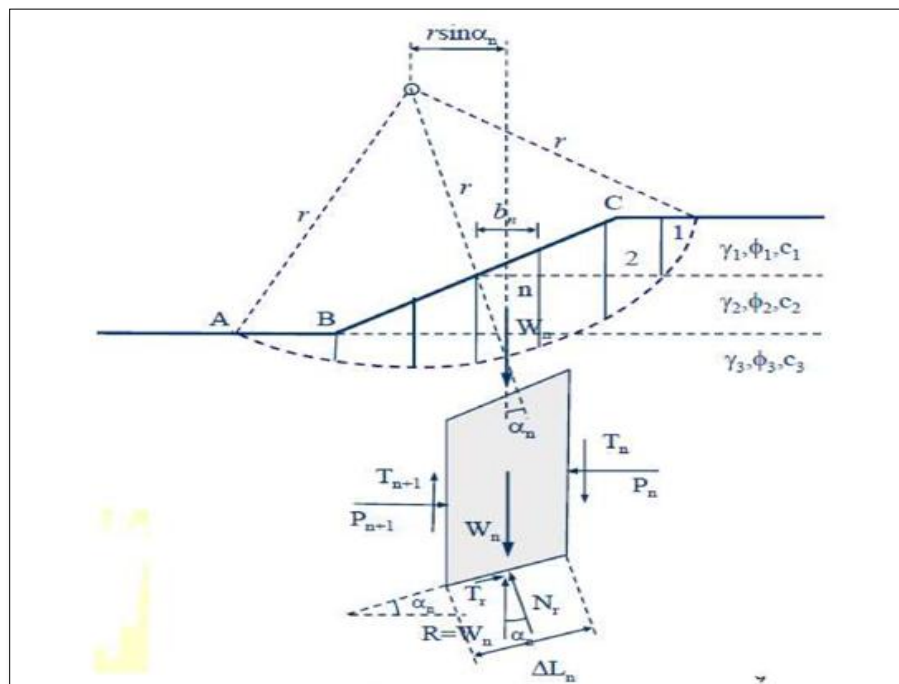


Figure 2-3 : Equilibre d'une tranche de sol dans la méthode de FELLENIUS

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

Le calcul du coefficient de sécurité s'établit selon la formulation suivante :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi)}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (2.1)$$

C : la cohésion

ϕ : L'angle de frottement

W : Poids total de la tranche (kN/m)

Méthode de BISHOP simplifié (1954):

Dans le cadre de la méthode d'Alan W. Bishop (1955), l'expression du facteur de sécurité est établie à partir de la résolution simultanée des conditions d'équilibre statique.

Cette formulation repose sur :

- L'équilibre des forces verticales agissant sur chaque tranche du talus
- L'équilibre global des moments par rapport au centre de la surface de rupture.

La prise en compte de ces deux conditions confère à cette méthode une précision accrue dans l'évaluation de la stabilité par rapport aux approches simplifiées. [11]

Le calcul du facteur de sécurité repose sur la relation analytique ci-après :

$$F_S = \frac{\sum_1^m (C_i b_i + W_i \tan \phi_i)}{m \sum_1^m W_i \sin \alpha_i} \quad (2.2)$$

$$m \alpha = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi_i}{F_S} \right) \quad (2.3)$$

Avec : C_i : Cohésion effective du sol (kN/m²).

ϕ_i : Angle de frottement interne effectif (°).

W_i : Poids total de la tranche i (kN/ml).

b_i : Largeur de la tranche (m).

α_i : Inclinaison de la base de la tranche (°).

Méthode de JANBU (1956) :

Cette La méthode développée par Nils Janbu se distingue par sa flexibilité car elle repose sur l'hypothèse d'une surface de rupture de forme quelconque libérée de la contrainte de

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

circularité Sur le plan des interactions elle considère que les efforts entre les tranches sont exclusivement horizontaux ce qui constitue une simplification du comportement mécanique réel.

Dans cette approche l'analyse de stabilité est fondée sur la vérification rigoureuse de l'équilibre des forces (horizontales et verticales) En revanche l'équilibre des moments n'est pas pris en considération dans la formulation initiale, Cette approche conduit à l'établissement d'une expression spécifique du coefficient de sécurité souvent complétée par un facteur de correction pour affiner les résultats

L'expression analytique du facteur de sécurité établie selon l'équilibre des forces se présente comme suit :

$$F_f = \frac{\sum [c' \cdot l + (\bar{N} - u \cdot l) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad (2.4)$$

En procédant à une projection des efforts parallèlement à la base de la tranche l'équation fondamentale se transforme pour devenir :

$$F_f = \frac{\sum [c' \cdot l + (\bar{N} - u \cdot l) \tan \varphi'] / \cos \alpha}{\sum W \tan \alpha} \quad (2.5)$$

Afin de tenir compte de l'influence de la courbure de la surface de rupture le facteur de sécurité calculé (FS) doit être ajusté par un coefficient correctif (f_0). La valeur finale corrigée (F') est alors définie par :

$$F'_f = f_0 \cdot F_f \quad (2.6)$$

f_0 : Facteur de correction

Méthode de Morgenstern et Price (1965) :

La méthode proposée par Morgenstern et Price se distingue par sa capacité à satisfaire simultanément les conditions d'équilibre des forces et des moments ce qui en fait une approche rigoureuse pour l'analyse de la stabilité des talus.

Cette méthode introduit une hypothèse spécifique concernant les interactions entre les tranches en considérant que les forces inter-tranches sont décrites à l'aide d'une fonction mathématique Selon cette formulation l'inclinaison de ces forces n'est pas constante mais

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

varie suivant une fonction arbitraire $f(x)$ choisie en fonction des conditions spécifiques du projet. [12]

Ainsi cette approche permet une modélisation plus réaliste du comportement du massif instable en tenant compte de la variabilité des efforts internes tout en respectant les principes fondamentaux de la mécanique des sols.

$$T = E \cdot \lambda \cdot f(x) \quad (2.7)$$

$F(x)$: Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture.

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

Méthode de Spencer (1967) :

La Principe général de la méthode de Spencer

La stabilité des talus caractérisés par des surfaces de rupture circulaires néanmoins cette approche la méthode développée par Spencer a été initialement formulée pour l'étude de la peut être généralisée à des surfaces de rupture de forme quelconque ce qui élargit son domaine d'application.

Cette méthode repose sur l'établissement de deux expressions du coefficient de sécurité : la première est obtenue à partir de la condition d'équilibre des forces horizontales tandis que la seconde découle de la vérification de l'équilibre des moments à l'échelle globale du massif.

Une hypothèse essentielle de cette approche consiste à considérer un rapport constant entre les efforts de cisaillement et les efforts normaux échangés entre les différentes tranches ce qui permet de simplifier la résolution du problème tout en conservant une bonne précision dans l'évaluation de la stabilité. [12]

Méthode de perturbations (1974) :

Cette approche présente l'avantage de pouvoir analyser la stabilité des talus en considérant aussi bien des surfaces de rupture circulaires que non circulaires ce qui lui confère une grande adaptabilité aux divers cas géotechniques. Elle se distingue par sa capacité à satisfaire l'ensemble des équations de l'équilibre statique garantissant ainsi une évaluation rigoureuse de la stabilité du massif.

Par ailleurs la méthode des perturbations introduit une hypothèse spécifique sur la

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

distribution des contraintes le long de la surface de rupture «en cherchant l'état de contrainte le plus proche de l'équilibre limite.

Sur le plan pratique, la résolution de ces équations complexes s'effectue généralement à l'aide de logiciels informatiques spécialisés. Ces outils permettent une modélisation interactive et efficace.

2.3.2 Méthodes des Éléments Finis :

2.3.2.1 Définition et principes fondamentaux :

Tout comme la Résistance des Matériaux (RDM) a simplifié l'élasticité par des hypothèses cinématiques globales, la Méthode des Éléments Finis (MEF) repose sur une approche cinématique locale. Elle suppose que le champ de déplacement au sein d'un solide est continu par morceaux (chaque morceau représentant un élément) et défini localement par un polynôme de faible degré.

Le principe consiste à discrétiser la structure physique en un nombre fini d'éléments interconnectés par des nœuds, formant ainsi un maillage. Après avoir modélisé le comportement indépendant de chaque élément, le système est assemblé de manière à assurer l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements. Cette méthode s'avère particulièrement puissante pour analyser des structures complexes (géométries irrégulières, chargements variables), bien que sa nature répétitive exige l'usage du calcul numérique.

Un calcul par éléments finis génère un volume important de données, divisé en deux catégories :

Résultats d'ingénierie : Déplacements, contraintes (pressions interstitielles) à chaque étape de chargement.

Résultats numériques : Indicateurs mathématiques liés à la convergence et au déroulement du processus de calcul.

Caractéristiques d'un élément fini :

La définition d'un élément fini repose sur cinq critères essentiels :

La géométrie : L'élément peut être unidimensionnel (1D), bidimensionnel (2D) ou tridimensionnel (3D), adoptant des formes simples (segments, triangles, quadrilatères, tétraèdres, hexaèdres).

Le matériau : Il est régi par une loi de comportement (telle que la loi de Hooke isotrope) définie par ses propriétés mécaniques (E et ν).

Chapitre 02 : Les méthodes de calcul du facteur de sécurité (Fs)

Les nœuds : Points d'intersection qui délimitent la géométrie et assurent la connectivité entre les éléments.

Les degrés de liberté (DDL) : Ils fixent les composantes du champ de déplacement retenues pour chaque nœud.

Les forces nodales : Forces transitant par les nœuds, incluant les réactions internes d'assemblage et les actions dues aux charges extérieures appliquées. [13]

2.3.2.2 Méthode des Différences Finies (MDF) :

La méthode des différences finies (MDF) permet de résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles. Son principe consiste à remplacer directement chaque dérivée par une expression algébrique formulée en fonction des variables de champ (telles que les contraintes et les déplacements), définies uniquement en des points discrets de l'espace.

Cette approche repose sur trois piliers fondamentaux :

La discrétisation : Remplacement des opérateurs de dérivation par des approximations algébriques basées sur un incrément fini aux nœuds du maillage.

La convergence : Stabilité et précision du système numérique étendu à l'ensemble du domaine.

La délimitation du domaine : Définition précise de l'espace d'étude via l'application de conditions aux limites.

Bien qu'elle traite le problème comme un milieu continu (où les caractéristiques mécaniques représentent une moyenne calculée sur chaque maille), la MDF permet d'introduire un nombre limité de discontinuités. Néanmoins, la réponse globale du massif reste dictée par la déformation intrinsèque du sol. [13]

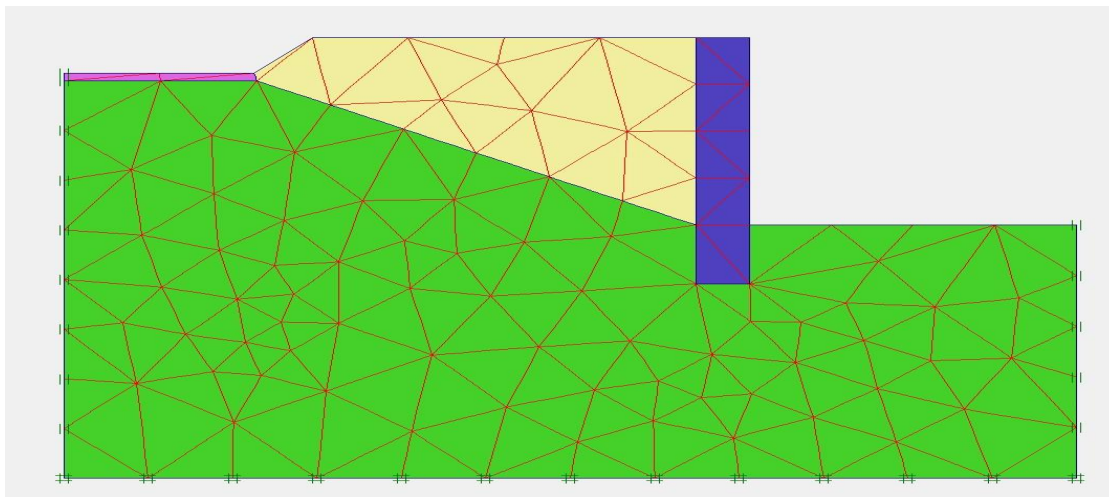


Figure 2-4 : Exemple pour élément finis + Maillage

2.4 Conclusion :

Ce chapitre a été consacré aux méthodes de calcul de la stabilité des pentes. Bien que reposant sur des hypothèses variées, ces approches convergent toutes vers la détermination du coefficient de sécurité, indispensable à l'évaluation des risques.

Face à ces enjeux, des mesures de stabilisation (terrassement, drainage, renforcement) sont indispensables pour garantir la sécurité des personnes, préserver les équipements et stabiliser les talus. Ces différentes techniques feront l'objet d'une étude approfondie dans le prochain chapitre.

Chapitre 03 : Les méthodes de confortement des terrains

3.1 Introduction :

Le confortement des talus instables regroupe l'ensemble des techniques d'ingénierie visant à stabiliser les masses de terrain sujettes au glissement et à rétablir leur équilibre sécuritaire. Le choix d'une méthode de confortement optimale ne résulte pas d'une décision arbitraire, mais d'une analyse multicritères complexe.

Cette sélection est conditionnée, d'une part, par les spécificités intrinsèques du site (nature lithologique des sols, conditions hydrogéologiques et surcharges appliquées) et, d'autre part, par des contraintes technico-économiques. Parmi ces dernières, figurent notamment l'accessibilité du site, la cinématique du mouvement, les impératifs de sécurité durant les travaux, ainsi que les délais d'exécution dictés par l'urgence de la situation. Enfin, la pérennité du dispositif et les capacités techniques des entreprises locales demeurent des facteurs déterminants dans la viabilité de la solution retenue.

3.2 Les méthodes de confortements :

L'organigramme suivant représente les différents types de confortements

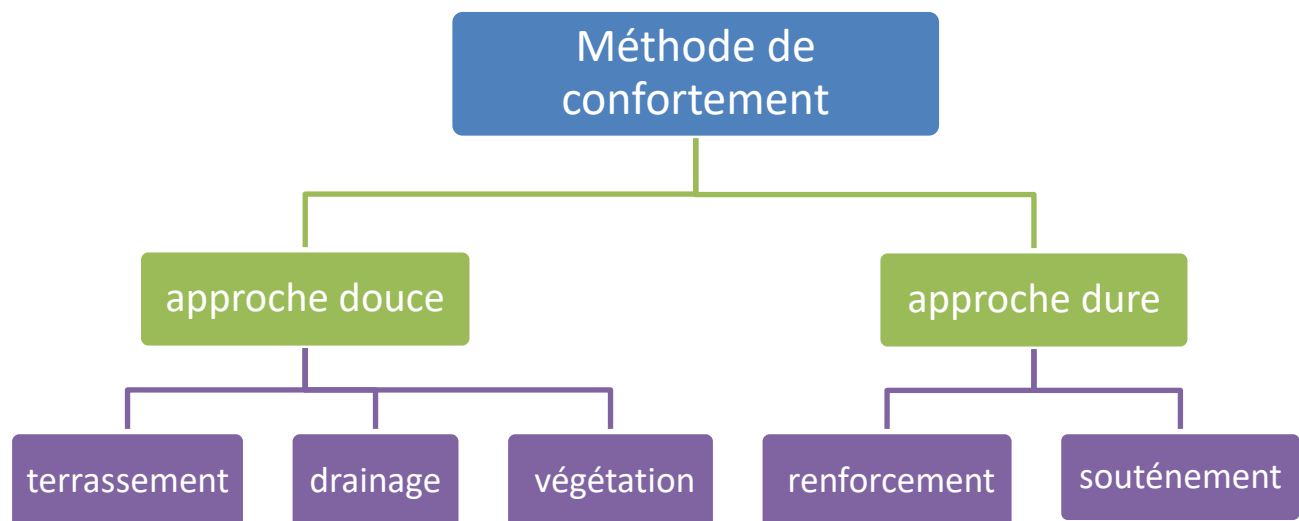


Figure 3-1 : Organigramme des méthodes de confortements

3.2.1 Approche douce :

L'approche douce émerge comme une alternative innovante aux techniques de confortement conventionnelles, privilégiant l'intégration paysagère et la préservation de l'intégrité

environnementale. Cette démarche est particulièrement préconisée pour le traitement des sites vulnérables, où la réduction de l'impact visuel et écologique constitue une exigence fondamentale. En conjuguant efficacité structurelle et respect de l'écosystème, cette approche permet d'assurer la stabilité des versants instables tout en favorisant une insertion harmonieuse des ouvrages dans leur milieu naturel.

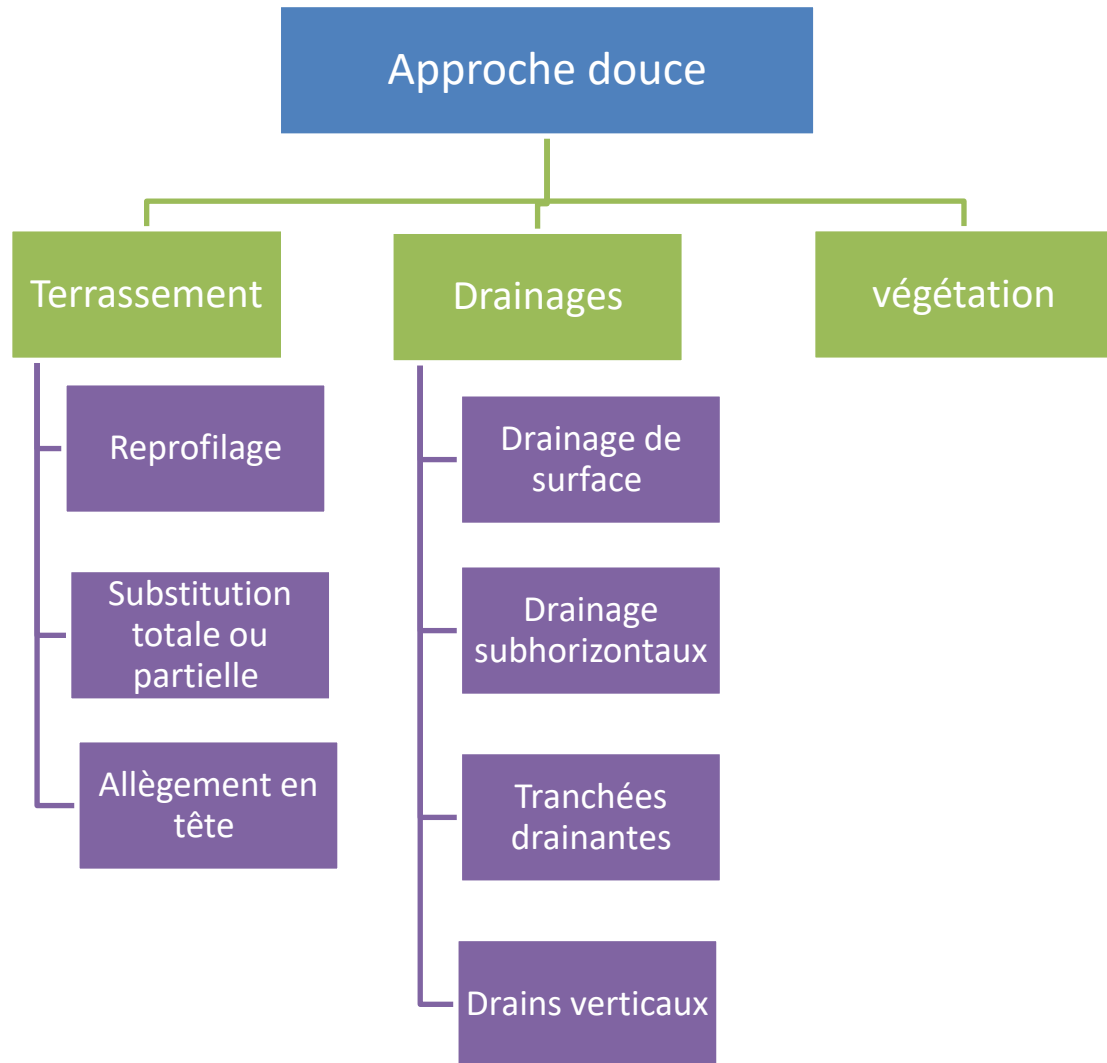


Figure 3-2 : : Organigramme de l'approche douce

3.2.1.1 Terrassements :

Considérant que la stabilité d'un versant est intrinsèquement liée à sa configuration géométrique, les travaux de terrassement constituent l'une des méthodes d'intervention les plus directes et fondamentales. Ces interventions peuvent prendre plusieurs formes, notamment :

Chapitre 03 : Les méthodes de confortement des terrains

Actions sur l'équilibre des masses : visant à stabiliser le site par un allègement en tête (réduction des forces motrices) ou par la mise en place d'un remblai en pied (augmentation des forces résistantes).

Actions sur la géométrie de la pente : à travers des opérations de purge des éléments instables et de reprofilage des talus pour optimiser leur inclinaison.

Substitutions de la masse instable : consistant à remplacer partiellement ou totalement les matériaux en place par des remblais de meilleures caractéristiques géotechniques. [14]

Reprofilage :

Ce procédé, semblable au déchargement en tête, vise à réduire la pente moyenne du talus (voir Figure 3-3).

Cette technique est particulièrement efficace pour les talus de déblais, mais elle s'avère généralement inadaptée aux versants naturels instables car elle nécessite le déplacement de volumes importants de sol, ce qui peut fragiliser davantage la zone. [14]

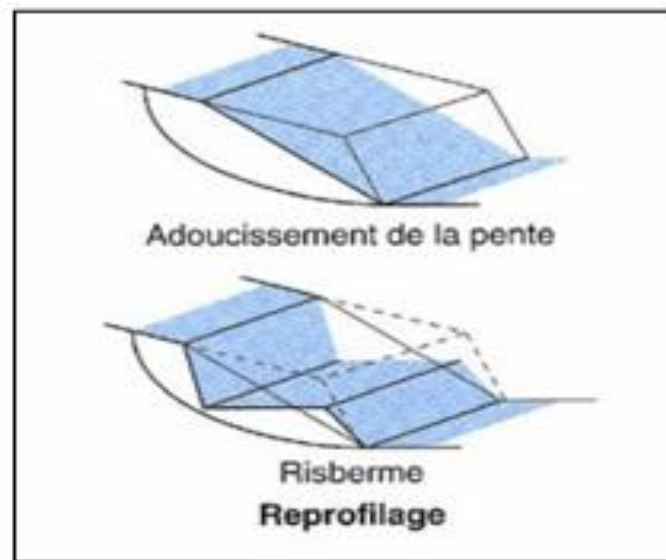


Figure 3-3 : Schéma d'un reprofilage

Substitution totale ou partielle :

✓ La substitution totale :

Elle consiste à purger intégralement les masses instables et à les remplacer par des matériaux performants pour reconstituer le profil initial. Cette méthode exige une excavation sous la surface de rupture et la réalisation de redans pour assurer l'accrochage au substratum. La stabilité des talus provisoires dépend alors des conditions de terrassement, de la météorologie et des hétérogénéités locales. [15]

✓ La substitution partielle :

Souvent réalisée via des bèches ou des contreforts discontinus, cette technique améliore la stabilité globale. Le coefficient de sécurité final est alors estimé par la moyenne pondérée des coefficients de la pente initiale et des zones substituées. [15]

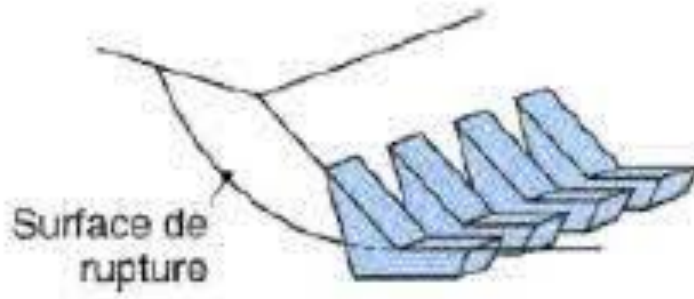


Figure 3-4 : Schéma d'un Substitution Partielle

Allègement en tête :

Cette technique consiste à terrasser les matériaux en partie supérieure du glissement pour réduire le poids moteur, augmentant ainsi le coefficient de sécurité. Le dimensionnement s'effectue par un calcul de stabilité sur la surface de rupture, en intégrant la nouvelle géométrie de la tête du talus. [16]

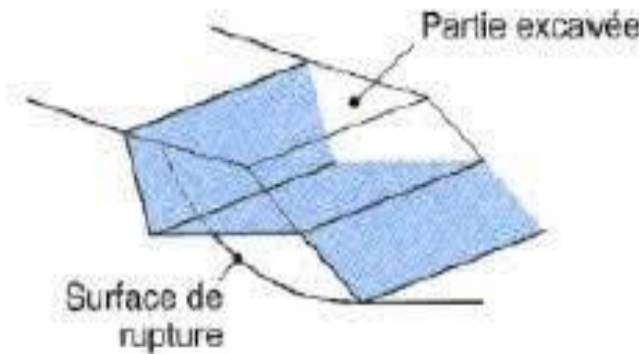


Figure 3-5 : Schéma d'un Allègement en tête

3.2.1.2 Drainages :

Les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. [14]

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont :

Drainage de surface :

Le drainage de surface regroupe l'ensemble des techniques visant à intercepter et évacuer les eaux de ruissellement pour limiter l'infiltration. Le choix du dispositif est dicté par les paramètres suivants :

Techniques courantes :

Masque végétal : réduit le ruissellement et favorise l'évapotranspiration.

Pavage : imperméabilisation de la surface (pavés, dalles) pour supprimer l'infiltration.

Masque drainant : couche perméable (gravier, géotextile) facilitant l'écoulement contrôlé. (Figure 6).

Scellement des fissures : injection de mortier ou résine pour obturer les voies d'infiltration préférentielles.

Régilage du terrain : nivellement pour supprimer les zones de stagnation.

Critères de sélection : L'efficacité du système dépend du débit à évacuer, de la déclivité du terrain, de la perméabilité du sol et des contraintes technico-économiques.

En somme, ce dispositif est essentiel pour la prévention de l'érosion et le maintien de la stabilité des talus en contrôlant les apports hydriques de surface.

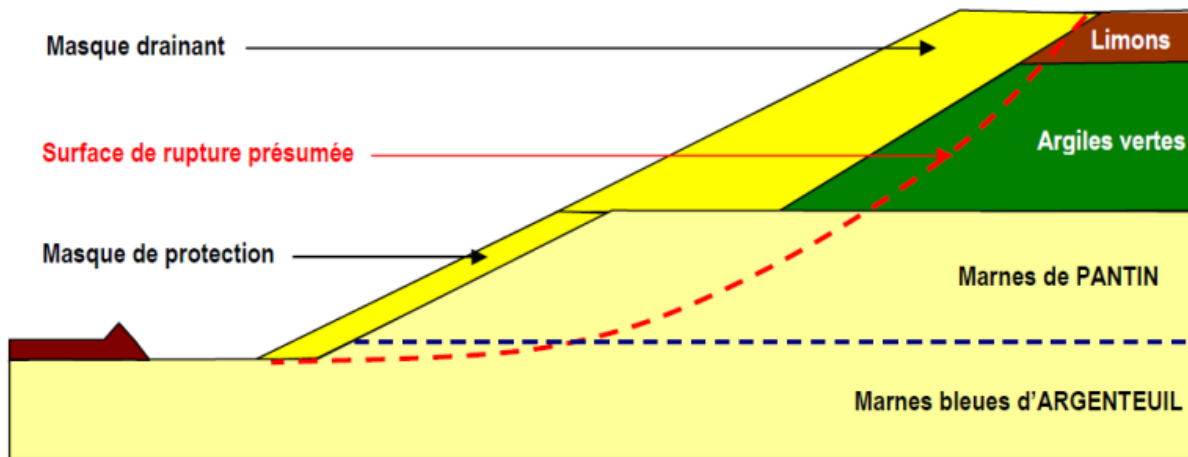


Figure 3-6 : Schéma d'un système d'Masques drainants

Drainages subhorizontaux :

Cette technique consiste à réaliser des forages à faible inclinaison (2° à 5° par rapport à l'horizontale) équipés de tubes crépines. Le système est complété par un dispositif de captage et un exutoire adapté. Selon la configuration du site, les drains sont disposés en lignes ou en faisceaux, répartis éventuellement sur plusieurs plans.

Chapitre 03 : Les méthodes de confortement des terrains

Les drains subhorizontaux sont particulièrement préconisés pour stabiliser les versants dans les contextes suivants :

Nappes de versant ;

Aquifères captifs en charge (couches ou poches) ;

Circulations localisées (fractures ou couches minces).

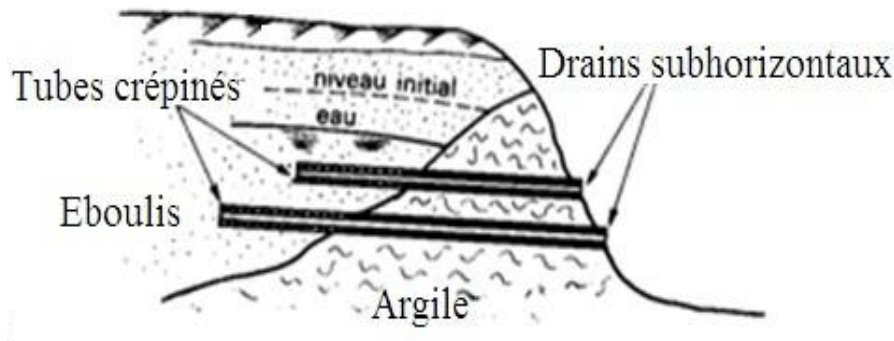


Figure 3-7 : Méthode de confortement, Drainage subhorizontal

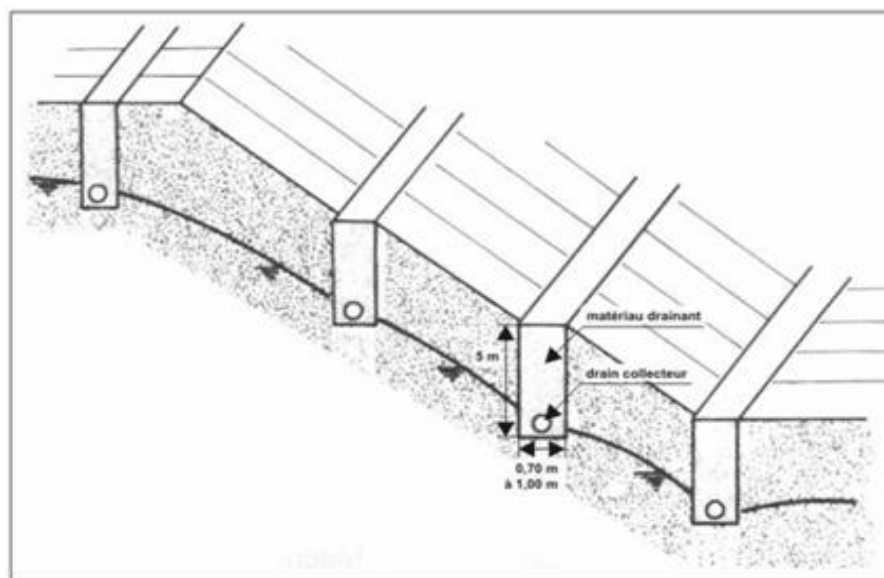
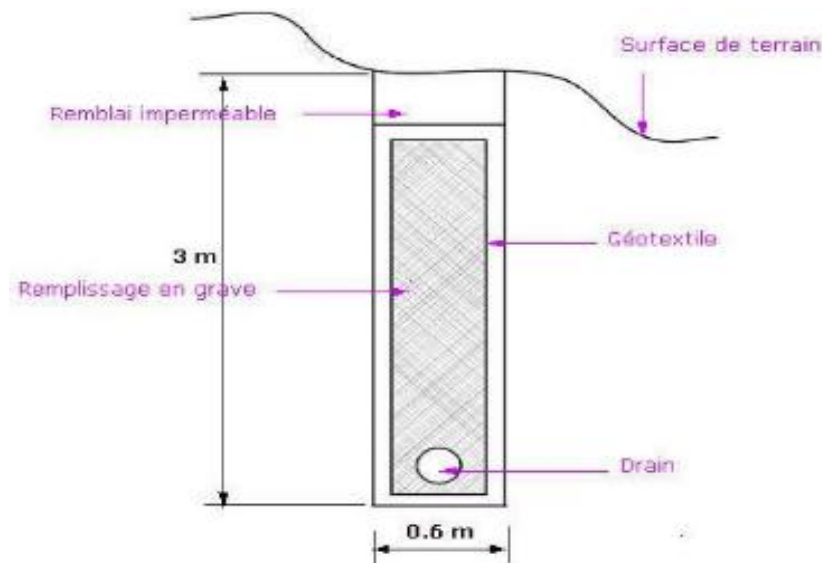
Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages utilisés pour abaisser le niveau de la nappe phréatique. Elles sont implantées de manière à intercepter les écoulements d'eau souterraine.

L'eau s'infiltre dans la tranchée et est drainée par un tuyau placé au fond. Le drain est ensuite acheminé vers un exutoire, comme un cours d'eau ou un bassin de rétention.

Les tranchées drainantes peuvent être réalisées de différentes manières :

- **Pelle mécanique :** La méthode la plus courante, permet d'atteindre des profondeurs de 5 à 6 mètres et une largeur d'environ 1 mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection. Le remblayage est réalisé avec un matériau drainant. Un géotextile peut être ajouté comme filtre.
- **Trancheuse :** Permet une meilleure précision et une largeur réduite (environ 30 cm). Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile, le drain en plastique et le matériau drainant de remblayage.
- **Haveuse de paroi :** Technique utilisée pour des profondeurs plus importantes (jusqu'à 20 mètres). La tranchée est creusée par panneaux successifs et les parois sont stabilisées par une boue biodégradable.[15]



Drains verticaux :

Cette méthode repose sur l'exécution de forages verticaux équipés de pompes immergées. Elle est particulièrement adaptée aux masses instables volumineuses présentant un glissement lent (vitesse de l'ordre du cm/an) afin de prévenir le cisaillement des crépines.

Pour optimiser la réalisation, les forages doivent être effectués durant la période sèche (mouvements minimaux), tandis que la mise en service des pompes doit coïncider avec les phases de réactivation saisonnière de la nappe. [14]

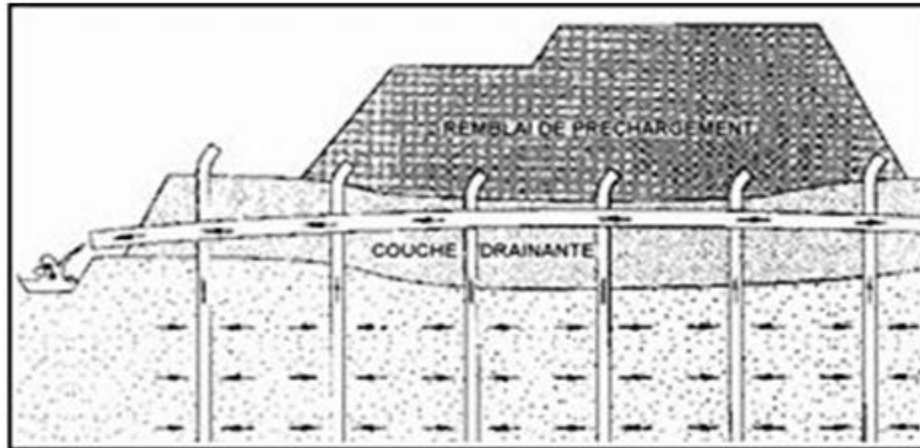


Figure 3-10 : Schéma représenter le principe de drains verticaux

3.2.1.3 La végétation :

La végétation assure une stabilisation mécanique par l'ancrage racinaire, offrant une solution à la fois écologique et économique. Cette approche "douce" qui tend à supplanter les méthodes structurelles classiques ("dures") renforce la structure du sol et limite l'érosion. Son efficacité repose sur l'usage d'espèces arboricoles et herbacées adaptées (Figure 3-11), dont les bénéfices en ingénierie sont aujourd'hui mieux documentés. La réussite de ce dispositif repose sur trois piliers : Techniques de mise en œuvre : Méthodes de plantation garantissant un enracinement profond et une croissance optimale. Suivi technique : Maintenance régulière pour assurer la pérennité de la stabilisation. [17]



Figure 3-11 : Une méthode de confortement "végétation"

3.2.1.4 Avantage et inconvénient :

Tableau 3-1 : avantage et inconvénient de l'approche douce

Techniques	Avantage	Inconvénient
Terrassements	- Utilisation sur de longues distances dans le cas des voies de communication (Route, chemin de fer, etc.)	- Impossibilité d'utilisation sur des versants de grandes hauteurs.
Drainages	- Mise en œuvre simple - Coût modéré pour certain type	- Coût élevé pour certain type - Conception difficile avec travaux délicats - Techniques complexes - Nécessité d'étude préalable importante
La végétation	- Interception de la pluie par le feuillage - Augmentation de la perméabilité grâce aux tiges et racines - Baisse des pressions interstitielles dans le sol grâce à l'absorption de l'eau par les racines des arbres	- Diminution de la teneur en eau du sol par les arbres en temps de sécheresse - Transmission des efforts dynamiques par la végétation exposée au vent

3.2.2 Approche dure :

Dans un contexte de contraintes temporelles majeures, l'approche « dure » est privilégiée pour sa rapidité d'exécution et sa fiabilité. Elle repose sur l'application de technologies avancées visant à modifier les propriétés intrinsèques du sol (mécaniques, physiques ou chimiques) par des sollicitations spécifiques .

Les principales méthodes relevant de cette approche sont :

Le renforcement : visant à améliorer la capacité portante et la résistance au cisaillement du massif.

Le soutènement : destiné à stabiliser les terres par des structures rigides ou souples.[17]

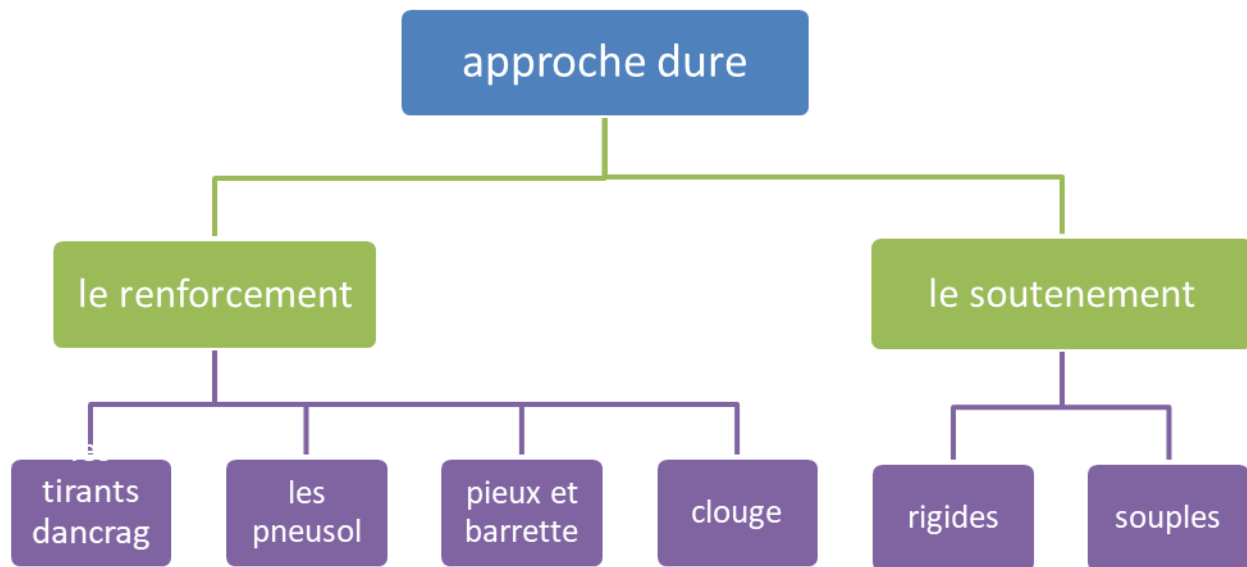


Figure 3-12 : Organigramme d'Approche dure

3.2.2.1 Le renforcement :

Les tirants d'ancrages :

Cette méthode vise à réduire les forces motrices du glissement par la mise en tension de câbles d'acier multi-torons, ancrés dans le substratum stable situé sous la surface de rupture. L'effort de traction ainsi généré est réparti en surface via des plaques, des massifs en béton armé ou, fréquemment, par l'intermédiaire de murs et de longrines. [18]

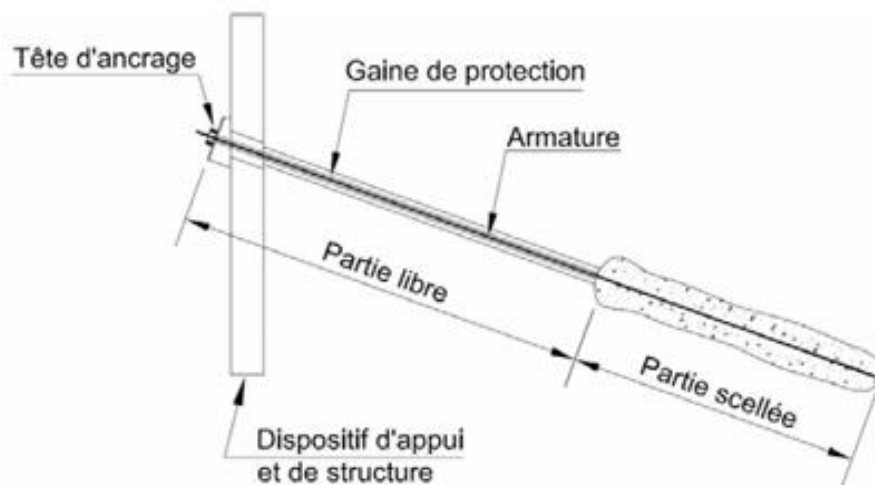


Figure 3-13 : Exemple d'un tirant dont l'armature est scellée directement dans le terrain

Clouage :

Le clouage consiste à transférer les efforts déstabilisateurs vers les horizons stables du massif par un mécanisme d'adhérence (accrochage). Ce procédé permet de créer un bloc de sol solide et massif dont la stabilité globale est renforcée.

La méthodologie de dimensionnement s'articule autour de deux axes :

Évaluation des efforts complémentaires nécessaires pour garantir l'équilibre de la masse instable.

Optimisation de la répartition des inclusions (clous ou pieux), tout en intégrant les contraintes d'accessibilité et de mise en œuvre sur site.[15]

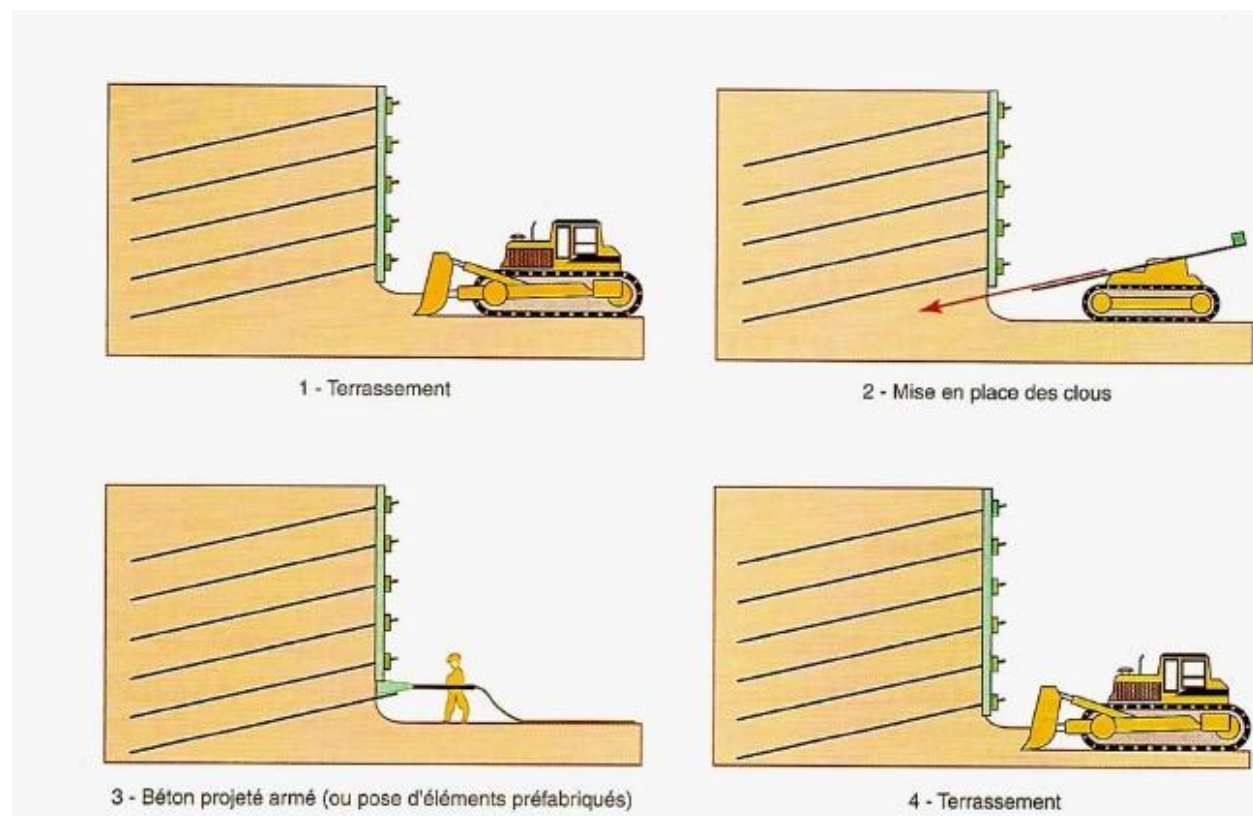


Figure 3-14 : Méthode de clouage

Les pneu sol :

Le Pneu sol est un matériau composite innovant résultant de l'association de pneus usagés (entiers ou fragmentés) avec du sol. Cette technique est employée dans la réalisation d'ouvrages de soutènement et de remblais, offrant une alternative durable aux méthodes conventionnelles.

Chapitre 03 : Les méthodes de confortement des terrains

Ses principaux avantages résident dans :

Durabilité et résistance : La longévité du caoutchouc garantit une haute résistance à la dégradation temporelle.

Performance technico-économique : Une réduction notable des coûts par rapport aux matériaux traditionnels (granulats, béton) et une grande flexibilité d'adaptation aux charges et types de sols.

Valorisation écologique : Une contribution directe à l'économie circulaire par le recyclage des déchets pneumatiques, limitant ainsi l'impact environnemental.

Propriétés intrinsèques : Des capacités d'isolation thermo-acoustique remarquables, valorisables selon les spécificités du projet.[17]

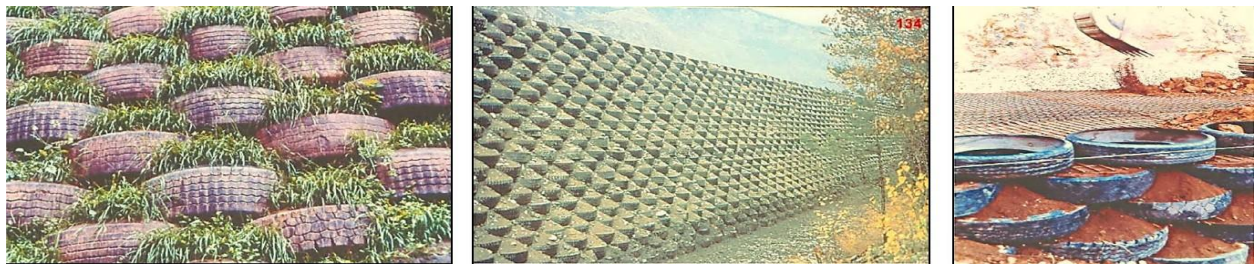


Figure 3-15 : Mur en pneu sol

Pieux et barrette :

Les pieux et les barrettes sont des éléments de fondations profondes destinés à transférer les charges structurelles vers des horizons porteurs stables. Ils constituent une alternative indispensable aux semelles superficielles lorsque la résistance mécanique des couches de surface est insuffisante.

En tant que fondations élancées, leur rôle principal est d'ancrer la structure dans des formations résistantes afin de garantir la stabilité globale et de minimiser les tassements . Bien que leur mise en œuvre soit plus onéreuse que les solutions classiques, ces dispositifs offrent une capacité portante élevée et une durabilité accrue pour les ouvrages lourds en sols meubles .

On distingue généralement deux grandes catégories de pieux

Pieux battus :

Les pieux battus sont installés par percussion ou vibration jusqu'à l'horizon résistant requis. Ils se déclinent en divers matériaux (bois, béton préfabriqué, acier en H, tubes métalliques ou palplanches), choisis selon la nature du sol et les contraintes du projet.

Chapitre 03 : Les méthodes de confortement des terrains

En présence de couches denses, un pré-forage peut être nécessaire pour faciliter la fiche du pieu. Ces éléments peuvent être mis en œuvre en un seul segment ou assemblés pour atteindre des profondeurs importantes.

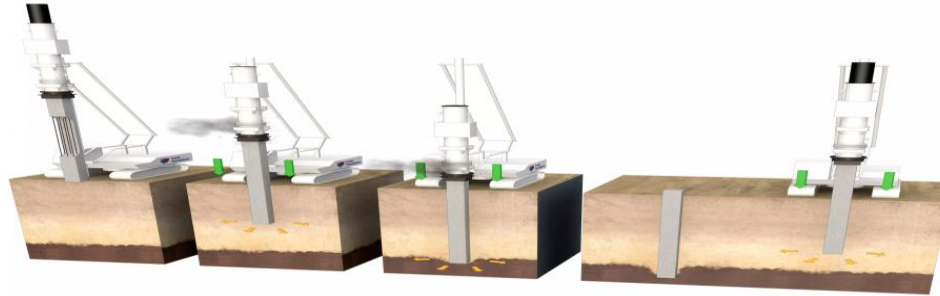


Figure 3-16: Différentes étapes de la réalisation d'un Pieu battu en béton préfabrique

- **Pieux forés :**

Les pieux forés tubés représentent une solution technique majeure pour les fondations et la stabilisation des sols. L'utilisation d'un tubage en acier (temporaire ou permanent), mis en place par rotation, oscillation ou vibration, permet de sécuriser les parois du forage contre l'éboulement. Le processus d'exécution suit une séquence rigoureuse :

- **Forage** : excavation à l'abri du tubage jusqu'à la cote projetée.
- **Ferrailage** : descente de la cage d'armature dans l'excavation.
- **Bétonnage** : coulage au tube plongeur, accompagné du retrait progressif.

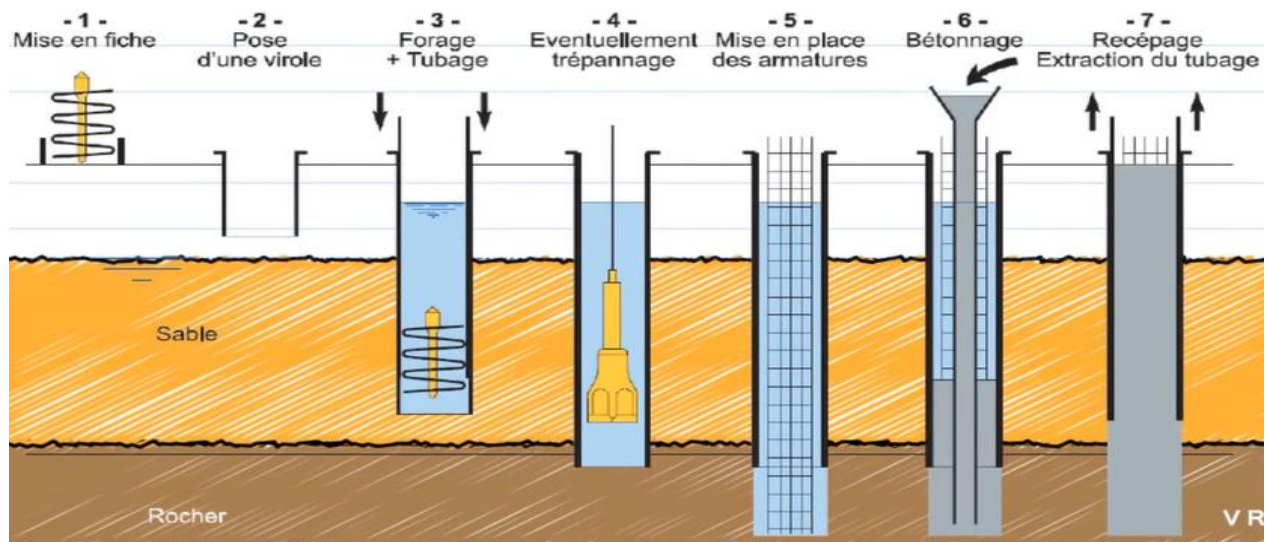


Figure 3-17 : Différentes étapes de la réalisation d'un pieu foré

3.2.2 Les soutènements :

Les soutènements sont des structures destinées à maintenir et stabiliser les massifs (terres ou roches) contre les risques d'instabilité. Leur rôle est primordial pour prévenir les glissements de terrain et les éboulements, assurant ainsi la pérennité des infrastructures et la sécurité publique.[15]

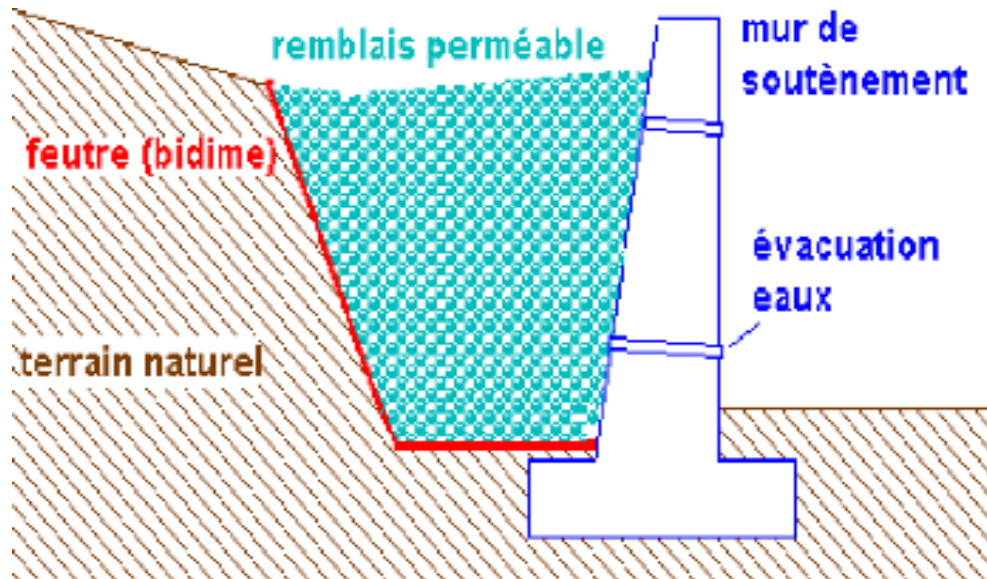


Figure 3-18 : Mur de Soutènement

Les ouvrages de soutènements rigides :

Les structures rigides présentent une adaptabilité limitée vis-à-vis des glissements de terrain en raison de leur incapacité à absorber les déformations importantes. Par conséquent, leur dimensionnement doit impérativement intégrer les efforts de butée générés par les masses mouvantes en amont, considérés comme la sollicitation maximale de compression exercée sur l'ouvrage.

On distingue deux contextes d'application :

Soutènement en remblai : pour le maintien de terres rapportées.

Soutènement en déblai : pour la stabilisation du terrain en place.

Pour contrecarrer la poussée du massif, trois mécanismes de stabilité sont principalement adoptés :

Stabilité par gravité (Murs-poids) : L'équilibre est assuré par le poids propre de la structure (béton massif, maçonnerie ou systèmes en terre armée).

Stabilité par encastrement : La reprise des efforts s'effectue par la résistance à la flexion de l'élément ancré dans le sol (murs cantilevers en béton armé, parois moulées).

Stabilité par ancrage : Recours à des dispositifs de renforcement (tirants) pour stabiliser l'ouvrage face aux poussées excessives.[15]

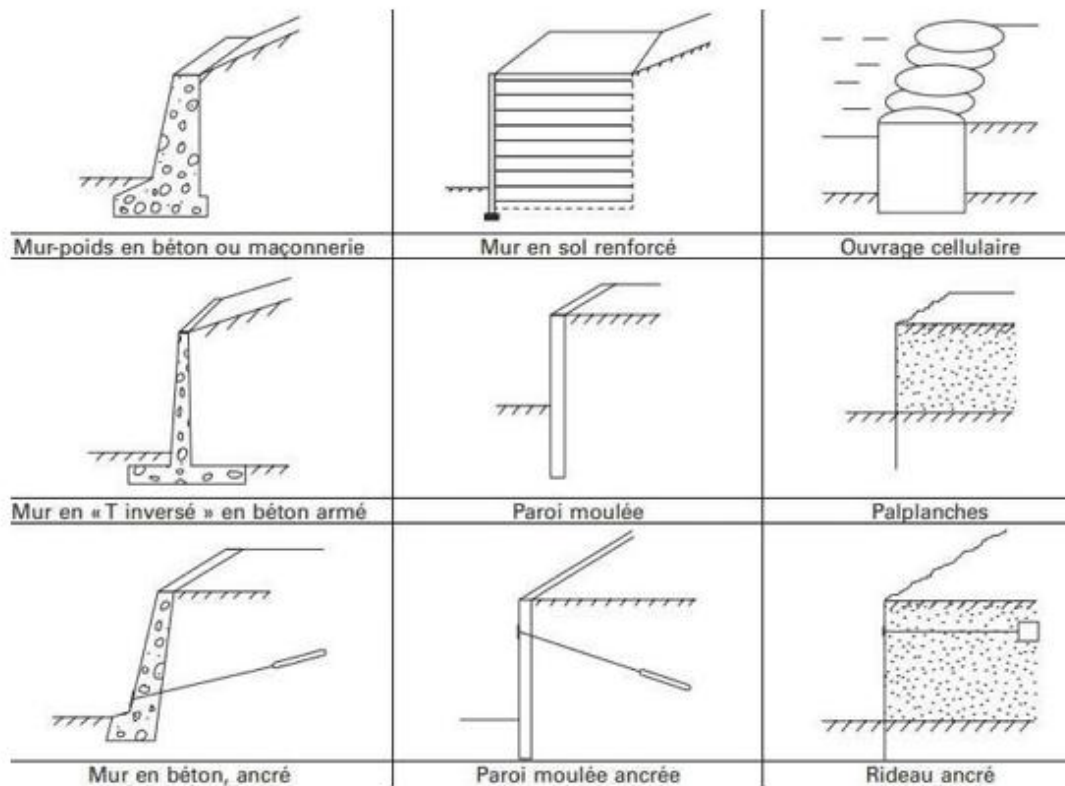


Figure 3-19 : Exemple des ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènements souples :

Contrairement aux structures rigides, les ouvrages de soutènement souples se distinguent par leur capacité à accompagner les mouvements cinématiques du massif sans compromettre leur intégrité structurelle. Cette aptitude à absorber les déformations du terrain permet d'éviter l'apparition de fissures structurelles, garantissant ainsi une meilleure adaptabilité aux sols instables.

Le fonctionnement mécanique de ces systèmes repose sur le phénomène de frottement interface sol-armature ainsi que sur la résistance à la traction des éléments de renforcement. Le processus de vérification de ces ouvrages s'articule autour de deux analyses complémentaires :

La stabilité interne : Elle traite de l'équilibre des sollicitations au sein même du massif renforcé. Cette phase analyse les mécanismes de rupture par défaut d'adhérence ou par traction des armatures, en intégrant les propriétés intrinsèques des matériaux constitutifs.

La stabilité externe : Elle évalue la sécurité globale du système vis-à-vis des modes de rupture classiques, notamment le glissement sur base, le basculement et le poinçonnement, tout en anticipant les risques liés à l'affouillement.[15]



Figure 3-20 : Mur gabion

3.2.2.3Avantage et inconvénient :

Tableau 3-2 : avantage et inconvénient de l'approche douce.

Techniques	Avantage	Inconvénient
Géosynthétique	- Bonne résistance à la rupture - Mobilise le frottement du sol	- Possibilité de subsistance de branche et de blocs anguleux qui poinçonnent le géotextile dans le cas des sols grossiers
Tirant d'ancrage	- Bonne prise sur les massifs rocheux	- Sensibilité à la corrosion - Perte de tension dans le temps - Difficulté de mise en œuvre - Fissuration de la gaine de protection en coulis de ciment par mouvement du sol
Pneusol	- Bonne résistance, ne s'endommage pas rapidement - Coût très bas	- Mise en œuvre spécifique et expertise requise - Disponibilité des pneus et variabilité de qualité
Clouage	- Simplicité et rapidité - Les assemblages cloués peuvent être très résistants et durables, surtout si les bons clous et la bonne technique sont utilisés	- Limité aux petits glissements - Déconseillé en terrain meuble - Onéreux et peu efficace
Pieux et Barrette	- Capacité de charge élevée - Durabilité	- Coût élevé - Installation complexe
Soutènement	- Rapidité de mise en place - Coût compétitif - Peu de matériel nécessaire pour la construction	- Sensibilité à la corrosion - Structure non déformable - Déplacements latéraux importants - Sensibilité à l'abrasion
Durcissement	- Résistance au cisaillement augmenté	- Ecoulement de la nappe modifié

3.3 Choix de la méthode de confortement :

Le choix de la méthode de confortement d'un glissement de terrain constitue une étape essentielle nécessitant une analyse approfondie des caractéristiques géotechniques, des conditions environnementales ainsi que des contraintes techniques et économiques du site. En s'appuyant sur l'expertise des spécialistes et sur une étude détaillée du terrain, il est possible de sélectionner la solution la plus adaptée afin d'assurer la stabilité durable du talus et de prévenir tout risque de glissement futur.

Dans cette étude, trois critères principaux sont retenus pour le choix de la méthode de confortement :

La résistance : La technique adoptée doit garantir la stabilité de la pente en réduisant les efforts déstabilisateurs et en augmentant la résistance du terrain face aux risques de glissement.

La faisabilité technologique : La méthode de confortement doit être compatible avec les moyens techniques disponibles et permettre une mise en œuvre efficace tout en limitant les difficultés d'exécution.

L'aspect économique : Le coût de réalisation ainsi que la disponibilité des matériaux et des équipements sur le marché représentent des paramètres déterminants dans le choix de la solution, en privilégiant les options les plus accessibles et économiquement rentables.

3.4 Conclusion :

Les différentes méthodes de confortement des glissements de terrain présentent chacune des caractéristiques spécifiques adaptées à la nature du phénomène étudié. Le choix de la technique appropriée dépend principalement des conditions géotechniques du site, du niveau de risque, des causes du glissement ainsi que des contraintes techniques et économiques, comme cela a été développé dans ce chapitre.

Ainsi, la sélection d'une méthode de confortement adéquate constitue une étape fondamentale pour assurer la stabilité des talus, limiter les déplacements du terrain et réduire les risques humains, matériels et économiques liés aux instabilités géotechniques.

Dans le cadre de cette étude, l'objectif principal consiste à analyser la stabilité du talus étudié et à déterminer son facteur de sécurité afin d'évaluer son comportement vis-à-vis des risques de glissement.

Les chapitres suivants seront consacrés à la présentation détaillée de la zone d'étude, à la description des caractéristiques géométriques et géotechniques du talus, ainsi qu'à l'analyse de sa stabilité à l'aide des méthodes et outils numériques adaptés.

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude

4.1 Introduction :

Les mouvements de terrain représentent une problématique récurrente dans les projets de constructions impliquant des zones montagneuses, Dans notre cas l'ouvrage faisant l'objet de notre étude, il s'agit d'un bâtiment en R+7 implanté dans la région de Tlemcen, caractérisé par sa proximité immédiate avec un talus. »

Pour analyser et évaluer la stabilité de ce talus, il faut qu'on passe par la caractérisation topographique, géologique, hydrogéologique et géotechnique de terrain.

Ce chapitre de notre mémoire de fin d'études inclut :

- Une brève présentation du projet
- Les caractéristiques principales du site et du terrain
- Les essais réalisés sur le site et les résultats obtenus.

4.2 Présentation de La construction :

Le présent rapport concerne l'étude géotechnique et de stabilité pour la construction R+7 à commune de Tlemcen.

Les objectifs principaux de la présente étude sont les suivants :

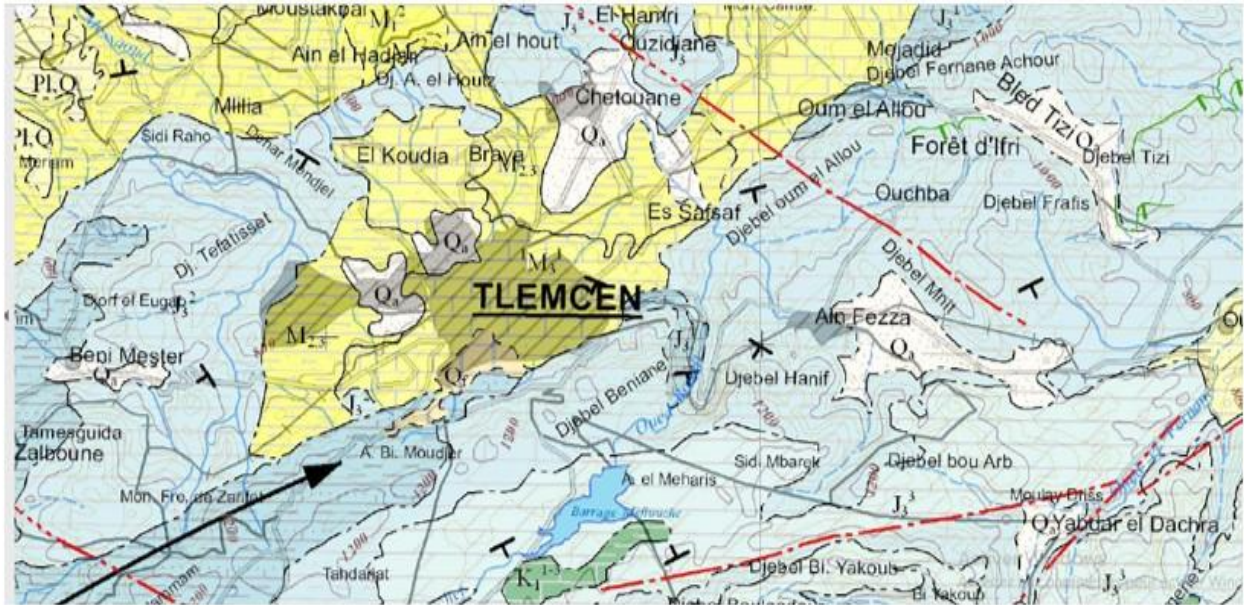
- Déterminer la nature du sol en place et ses caractéristiques physiques, mécaniques, et chimiques ; sur la base des investigations des essais in –situ ;
- Définir la portance du sol en place et préciser les recommandations relatives au mode de fondation.
- Proposer des modes de stabilité des constructions.



Figure 4-1 : Localisation du site de construction (Google earth)

4.3 Contexte Géologique de la zone où se trouve le terrain :

D'après la carte géologique de Tlemcen, à l'échelle 1/200.000^{ème}, le terrain où sera implanté les logements promotionnels, appartient à la période géologique du jurassique de l'ère Mésozoïque, représenté par des calcaires, confirmant ainsi les configurations géologiques des sols rencontrés.



Légende des formations litho-stratigraphiques

	K ₁₋₃ Crétacé inférieur (Berriasien-Hautérivien): Calcaires dolomités et marnes
	J, K Jurassique sup.-Crétacé inf.: Schistes plus ou moins calcaires et quartzites et calcschistes à faunes
	J ₃ Jurassique supérieur (Tithonien): Dolomies cristallines, calcaires et marnes
	J ₂ Jurassique supérieur (Kimmérigien): Dolomies, calcaires, grès et argiles
	J ₁ Jurassique supérieur (Oxfordien): Argilites, grès calcaires et marnes
	J ₂ Jurassique moyen (Dogger): Calcaires à silex et dolomies
	J ₃₊₄ Jurassique inférieur (Pléinsbachien et Toarcien): Calcaires mameux à silex et marnes
	J ₁ Jurassique inférieur (Lias): Calcaires massifs et localement dolomitiques
	T Trias: Gypses, argiles et dolomies noires

Figure 4-2 : Extrait de la carte géologique interprétative de Tlemcen

4.4 Données hydrogéologiques :

Hydro-géologiquement et selon la carte hydrogéologique interprétative de Tlemcen (Feuille NI-30-XXIII à l'échelle 1/200.000ème) de l'A.N.R.H édition 2008, le projet d'étude est caractérisé par des aquifères discontinu-porosités de fissure et karstique.

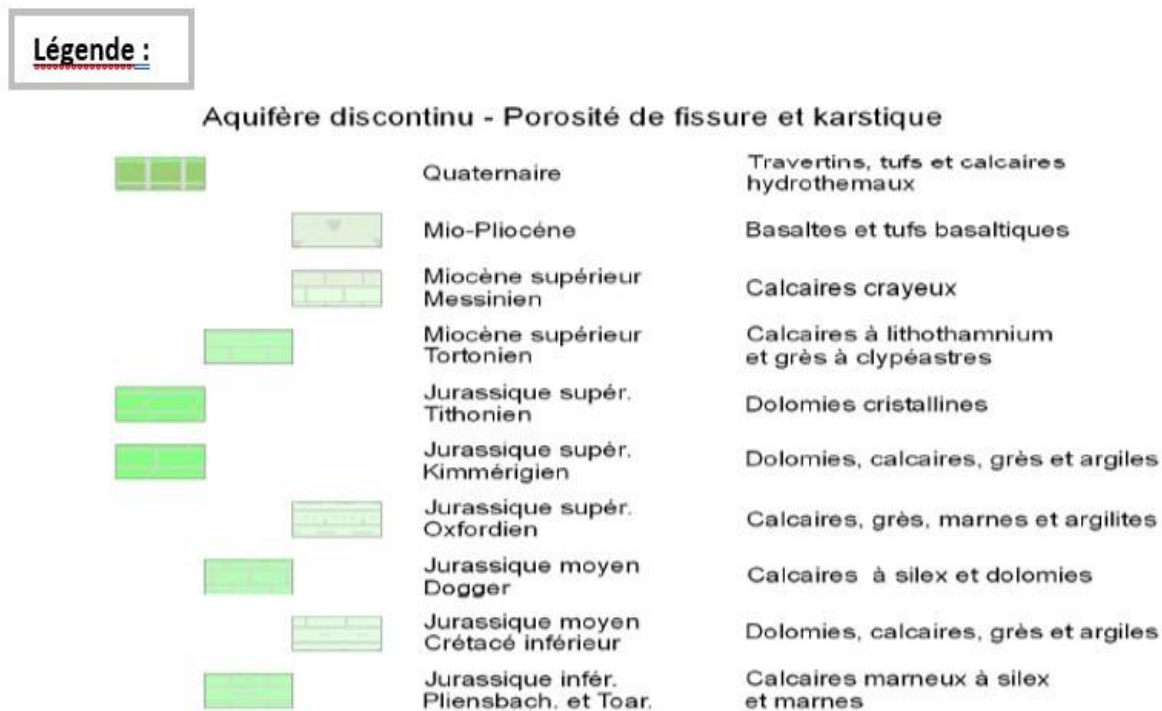
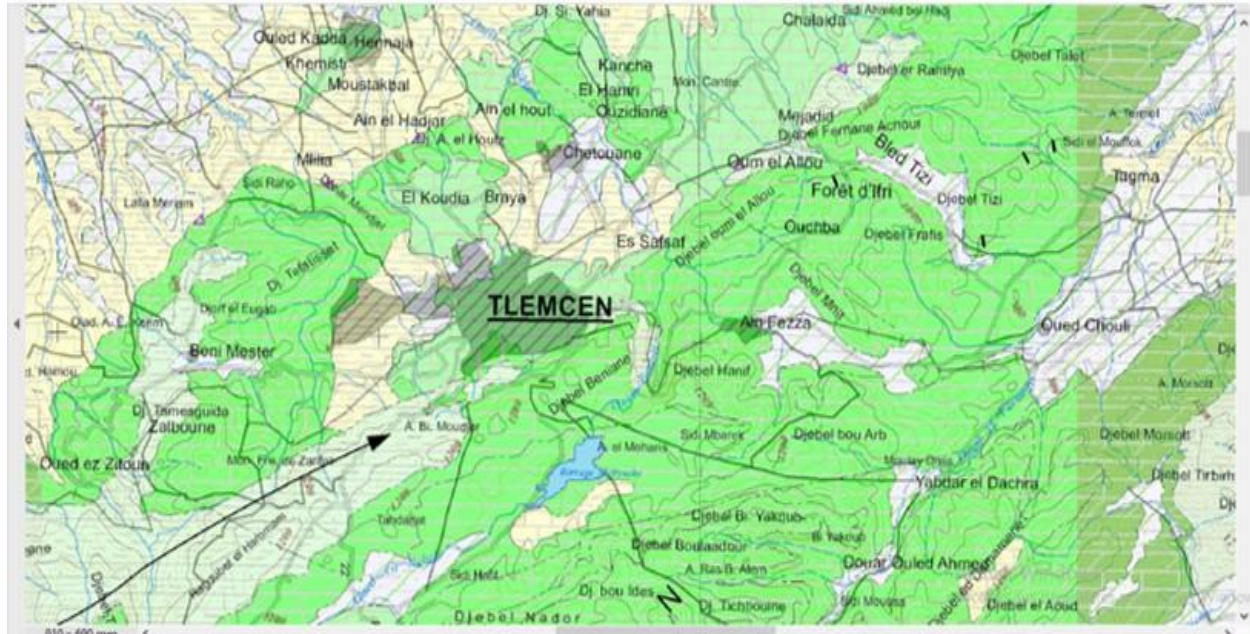


Figure 4-3 : Extrait de carte hydrogéologique interprétative de Tlemcen

4.5 Sismicité de la Région d'étude :

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, qui précise cette répartition par wilaya et par Commune, soit :

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

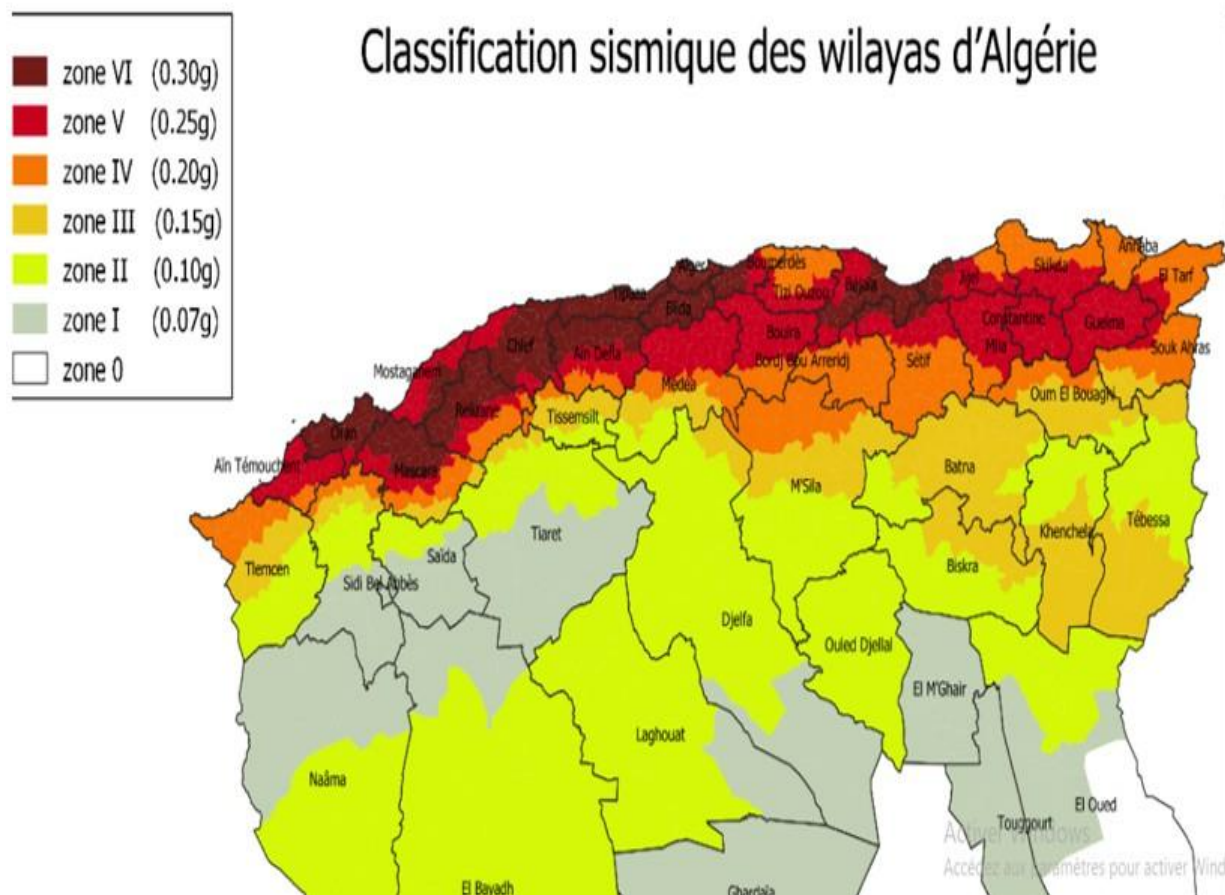


Figure 4-4: Carte de zonage sismique de l'Algérie

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

Tableau 4-1 : Extrait du tableau de classification sismique par Wilaya et Communes du RPA2024

Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant aux groupes de communes B et C	IV
Groupe de communes B Tlemcen Mansourah, Aïn Fezza, Aïn Ghoraba, Terny Beni Hediel, Sabra, Bouhlou, Beni Mester, Aïn Nahala, Sidi Abdelli, Hennaya, Chetouane, Amieur, Sidi Medjahed, Beni Bahdel, Azails, Beni Boussaid, Beni Snous	III
Groupe de communes C Aïn Tallout, Beni Semiel, Oued Lakhdar, Sebdou, Sidi Djillali, El Bouihi, El Gor, El Aricha, Ouled Mimoun	II

Selon le RPA 2024 (DTR-BC 2.48), Wilaya de Tlemcen se trouve dans le groupe des communes B zone sismique III, de sismicité moyenne

4.6 Résultats des investigations et essais réalisées :

4.6.1 Description géologique :

La campagne de reconnaissance réalisée à base de cinq sondages, deux pressiométriques et trois carottés ont révélé ce qui suit :

4.6.1.1 Sondage pressiométrique : Norme ISO 22475-1 : 2021

Tableau 4-2 : Coupes géologiques des sondages réalisés

SONDAGE	PROFONDEUR (m)	FORMATIONS GEOLOGIQUES
SP1 (30.00) m Zone : 30S X(m) = 654695.16 Y(m) = 3860472.36	0.00 à 0.50	Remblai sablo-graveleux
	0.50 à 30.00	Calcaire gris très altéré en sable grossier devenant gris foncé dolomitique à partir de 3.00m avec une poche d'argile entre : 8.10-9.00m
SP2 (30.00) m Zone : 30S X(m) = 654724.82 Y(m) = 3860469.47	0.00 à 1.00	Remblai béton bitumineux - sable - conglomérats
	1.00 à 30.00	Calcaire gris fragmenté à peu compact altéré en sable argileux par endroit devenant dolomitique compact à partir de 6.00m

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

4.6.1.2 Sondage carotte : Norme ISO 22475-1 : 2021

Tableau 4-3 : Coupes géologiques des sondages réalisés

Sondage	Profondeur (m)	Formation Géologique
SC1 (30.00) m Zone : 30S X(m) = 654734.86 Y(m) = 3860428.98	0.00 à 1.50	Remblai : béton bitumineux - débris de construction
	1.50 à 30.00	Calcaire gris dolomitique compact à fragmenté, altéré parfois en sable argileux fin marron
SC2 (30.00) m Zone : 30S X(m) = 654700.80 Y(m) = 3860436.98	0.00 à 1.80	Remblai béton + débris de construction + sable
	1.80 à 6.20	Argile sableuse marron pâteuse avec une fine passée de calcaire gris entre : 1.70-2.00m
	6.20 à 30.00	Calcaire gris dolomitique fragmenté
SC3 (30.00) m Zone : 30S X(m) = 654761.92 Y(m) = 3860456.19	0.00 à 0.50	Remblai sablo-graveleux
	0.50 à 30.00	Calcaire gris dolomitique fragmenté à compact avec des poches d'argile marron entre: 1.30-1.50m ; 6.70-7.10m



Figure 4-5: Plan schématique d'implantation des sondages

4.6.1.3 Photos des caisses des sondages réalisés :

- SP1 (30.00):



0.00 à 8.50m



8.50 à 11.00m



11.00 à 17.00m



17.00 à 20.00m



20.00 à 25.00m



25.00 à 30.00m

Figure 4-6: Photos des caisses des sondages réalisés à SP1 (30.00)

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

- SP2 (30.00) :



0.00 à 10.00m



10.00 à 16.00m



16.00 à 20.00m



20.00 à 30.00m

Figure 4-7: Photos des caisses des sondages réalisés à SP2 (30.00)

- SC1 (30.00):



0.00 à 7.00m



7.00 à 14.00m



14.00 à 20.00m



20.00 à 30.00m

Figure 4-8: Photos des caisses des sondages réalisés à SC1 (30.00)

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

- SC2 (30.00):



0.00 à 8.00m



8.00 à 13.00m



13.00 à 15.00m



15.00 à 18.00m



18.00 à 23.00m



23.00 à 30.00m

Figure 4-9: Photos des caisses des sondages réalisés à SC2 (30.00)

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

- SC3 (30.00):



0.00 à 3.00m



3.00 à 11.00m



11.00 à 16.00m



16.00 à 20.00m



20.00 à 24.00



24.00 à 27.00m



27.00 à 30.00m

Figure 4-10: Photos des caisses des sondages réalisés à SC2 (30.00)

4.6.2 Essais pressiométriques : Norme (NF P94 – 110)

Les essais pressiométriques ont été réalisés au niveau des trous de forage des 02 sondages pressiométriques, effectués à raison de 15 essais par sondage.

L'ensemble des essais ont été réalisés par intervalle de 2.00m à partir de niveau 0.00m de la surface du sol.

La réalisation des essais pressiométriques a été faite à la pression maximale de 60 bars (cellule centrale et cellule de garde) au pressiomètre type MENARD à enregistrement automatique de marque APAGEO.

Les essais pressiométriques ont été prescrits pour fournir les paramètres géomécaniques du sol foré aux différents points testés le long de la profondeur forée.

4.6.2.1 Essai pressiométrique, résultats et interprétations :

L'essai pressiométrique (souvent appelé essai Ménard) est un essai de chargement in situ (réalisé directement sur le terrain) qui permet de mesurer les caractéristiques mécaniques du sol sous l'effet d'une pression horizontale.

Il consiste à descendre une sonde cylindrique gonflable dans un forage préalable, à une profondeur donnée, puis à la dilater radialement contre les parois du trou en y injectant de l'eau ou du gaz sous pression.

La pression limite **PI** et le module pressiométrique **EM** permettent d'évaluer :

- ✓ La contrainte de rupture sous une fondation superficielle ou une fondation profonde
- ✓ Le tassement d'une fondation superficielle
- ✓ Le module de réaction sous une fondation superficielle
- ✓ Le frottement négatif sur un élément de fondation profonde

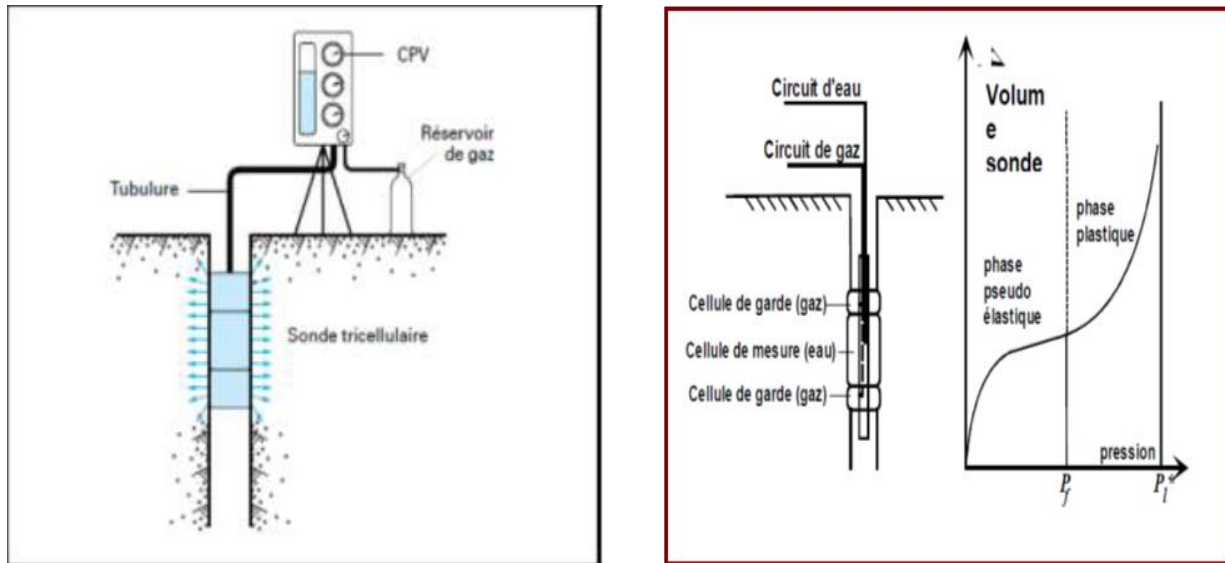


Figure 4-11: Schéma de principe d'un essai pressiométrique.

4.6.3 Utilisation de pressiomètre :

L'essai pressiométrique consiste à mesurer la pression requise pour provoquer la dilatation d'une Sonde cylindrique à l'intérieur d'un trou de forage. Comme la sonde est confiné latéralement, l'essai fait appel à un mécanisme de résistance du sol en présence de contraintes horizontales résultant

Habituellement de l'application d'une charge verticale. Les résultats de l'essai pressiométrique peuvent être utiles pour le dimensionnement des fondations et le calcul des tassements.

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

Résultat des essais pressiométriques :

Les tableaux ci-dessous regroupent l'ensemble des données et résultats obtenus des essais pressiométriques effectués dans les trous des sondages pressiométriques réalisés, au carottier de diamètre 76mm.

Tableau 4-4 : résultats des essais pressiométriques (1/2)

Sondage	Profondeur (m)	PI (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	État de serrage
SP01	2	55.1	18.7	2029	36.9	Calcaire gris très altéré en sable grossier devenant gris foncé dolomitique à partir de 3.00m avec une poche d'argile entre : 8.10-9.00m	SC/TS
	4	52.6	25.4	10091	191.9		
	6	49.9	25.5	15293	306.3		
	8	50.1	25.7	15293	305.0		
	10	61.9	19.8	33223	536.6		
	12	70.1	34.1	30265	431.4		
	14	50.5	20.2	19106	378.2		
	16	49.0	26.5	9490	193.7		
	18	53.6	26.7	15293	285.5		
	20	56.6	26.9	15293	270.0		
	22	47.3	27.1	15293	323.0		
	24	47.6	27.3	15293	321.5		
	26	50.00	27.5	15293	306.2		
	28	52.3	27.7	15293	292.2		
	30	52.4	27.9	15293	291.9		

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

Tableau 4-5 : résultats des essais pressiométriques (2/2)

Sondage	Profondeur (m)	Pl (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/Pl	Horizons	État de serrage
SP02	2	58.9	24.8	4760	80.8	Calcaire gris fragmenté à peu compact altéré en sable argileux par endroit devenant dolomitique compact à partir de 6.00m	SC/TS
	4	51.0	25.4	1009.1	198.0		
	6	48.0	25.5	15293	318.4		
	8	48.2	25.7	15293	317.2		
	10	58.4	19.8	33223	568.5		
	12	62.6	34.1	60763	971.5		
	14	50.5	34.3	6076.5	1203.8		
	16	49.0	26.5	9490	193.7		
	18	49.2	26.7	9490	193.1		
	20	56.6	26.9	15293	270.0		
	22	47.3	27.1	15293	323.0		
	24	47.6	27.3	15293	321.3		
	26	50.0	27.5	15293	306.2		
	28	52.4	27.7	15293	291.7		
	30	60.0	27.9	15293	255.1		

Légende :

Pl : Pression limite.

Pf : Pression de fluage.

E : Module pressiométriques.

SC/TS: sur consolidé ou très serré

Rapport : E/Pl.

4.6.4 Pénétrations Dynamiques Lourds : Norme NF P 94 – 114

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

Cet essai consiste à faire pénétrer dans le sol un échantillonneur standard (échantillonneur Raymond) sous les coups d'un marteau-pilon d'un poids de 63,5 kg et d'une hauteur de 76 cm. Soit ce marteau, tombant en chute libre sur l'outil échantillonneur, trois mesures sont effectuées en comptant le nombre de coups nécessaire à chaque fois pour l'obtention d'une pénétration de l'outil de 20 cm.

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

- A la succession des différentes couches de terrain,
- A l'homogénéité globale d'une couche donnée (présence d'anomalies locales),
- Au repérage d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

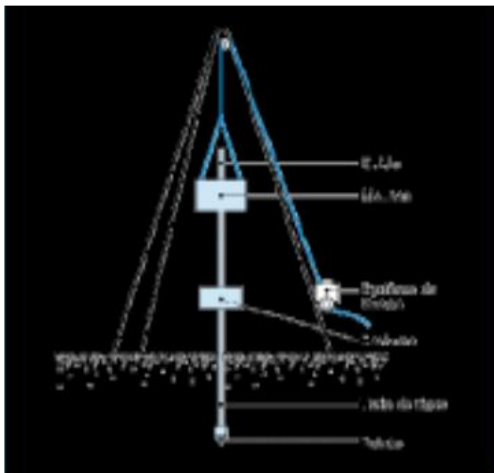


Figure 4-12: Schémas de principe d'un essai pénétrométrique

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

Tableau 4-6: résultats des essais au Pénétromètre Dynamique Lourde

Essai	0 - 1 m	1 - 2 m	2 - 3 m	3 - 4 m	4 - 5 m	5 - 6 m	6 - 7 m	7 - 8 m	8-9m	9-10m	10-11m	11-12m	OBSERVATIONS
POINT P1	95	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 1,03m
POINT P2	120	63	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 1,02m
POINT P3	120	87	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 2,65m
POINT P4	163	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 1,66m
POINT P5	103	71	89	90	300	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 4,09m
POINT P6	103	63	67	300	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 3,10m
POINT P7	52	103	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 2,26m
POINT P8	69	142	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 2,51m
POINT P9	138	174	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 1,84m
POINT P10	86	55	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 2,33m
POINT P11	138	87	81	300	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 3,24m
POINT P12	69	79	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 2,28m
POINT P13	69	79	89	300	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 3,69m
POINT P14	103	95	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 2,30m
POINT P15	86	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 1,23m
POINT P16	95	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 1,46m
POINT P17	112	300	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 1,64m
POINT P18	69	95	104	152	300	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 4,26m
POINT P19	77	87	96	145	300	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 4,47m
POINT P20	95	79	118	300	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 3,31m
POINT P21	120	87	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 2,26m
POINT P22	77	103	81	300	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 3,69m
POINT P23	86	103	141	300	/	/	/	/	/	/	/	/	Refus à 3,31m

Notant qu'aucune trace d'eau n'était marquée sur les tiges lors des travaux de pénétrations .



Figure 4-13: : Plan schématique d'implantation des points de pénétromètres dynamique lourds

4.7 Essais géotechniques de laboratoire :

4.7.1 Programmation des essais :

Sur des échantillons remaniés, des essais physico-mécaniques et chimiques ont été programmés.

4.7.1.1 Essais géotechniques d'identification :

- Granulométrie humide par tamisage et sédimentométrie (NF P 94-056. NF P 94-057) ;
- Limites d'Atterberg (NF P 94-051) ;

4.7.1.2 Essais chimiques réalisés sur les échantillons de sol :

La série des essais chimiques réalisés et la suivante :

- ✓ Teneur en sulfates (selon mode opératoire)

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

- ✓ Teneur en chlorures (selon mode opératoire).
- ✓ Teneur en carbonate (NA 2789).

4.7.1.3 Essais géomécaniques de laboratoire :

- Essai de résistance à la compression simple uniaxial sur sol (NFP94-077).
- Cisaillement rectiligne Uu à la boîte de Casagrande (NF P 94-071-1).

4.7.2 Résultats des essais géotechniques réalisés :

4.7.2.1 Formation des Argiles :

Essais physiques :

- ❖ **Granulométrie** ; selon la norme NF P 94-056 et NF P 94-057

D'une manière générale, l'analyse granulométrique montre que le sol a la texture argilo-sableuse à graveleuse faiblement limoneuse.

- ❖ **Limite d'Atterberg**: selon la norme NF P 94-051

$$\left. \begin{array}{l} W_L = 47\% \\ I_p = 23\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Sol à de plasticité élevée}$$

Essais mécaniques :

- ❖ **Essais de cisaillement rectiligne à la boîte** : selon la norme NF P 94-071-1

Afin d'estimer les caractéristiques mécaniques des argiles en place, des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE ont été réalisés selon la procédure dite à court terme (type : U.U) en raison de la nature fine et cohérente des échantillons testés. Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 4-7 : cisaillement rectiligne à la boîte Type (UU)

Sondage	Profondeur (m)	Cohésion "C" (bar)	Angle de frottement interne " φ " (degré)	Type d'essai
SC2	5.00-6.00	1.30	34.08	UU

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

Les couples des valeurs (c ; φ), obtenus confèrent au l'échantillon testé de moyenne caractéristiques mécaniques à court terme, et peuvent s'apparenter avec la nature physique d'échantillons analysé, au droit de sondage réalisé.

Essais chimiques sur échantillons de sol :

Les résultats obtenus des essais chimiques effectués sur les échantillons prélevés des sondages sont regroupés dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Symboles	Unités	Normes	Teneurs
Les Sulfates	SO ₄ ⁻²	%	Mode opératoire	Nul
Les Chlorures	Cl	%	Mode opératoire	0.639
Les Carbonates	CaCO ₃	%	NA 2789	54.44

➔ **Agressivité vis-à-vis du béton** : Norme NA 16002 :2021

Selon la norme NA 16002 : 2021, le sol ne présente aucune agressivité chimique, donc pas de mesures particulières pour la confection du béton et béton armé au contact de ces sols ; le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton.

4.7.2.2 Formation des Sables Argileux

Essais physiques :

❖ **Granulométrie** ; selon la norme NF P 94-056 et NF P 94-057

D'une manière générale, l'analyse granulométrique montre que le sol a la texture sablo-graveleuse faiblement argileuse limoneuse.

❖ **Limite d'Atterberg**: selon la norme NF P 94-051

$$\left. \begin{array}{l} 19\% \leq W_1 \leq 34\% \\ 05\% \leq I_p \leq 14\% \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Sol à plasticité faible à moyenne}$$

Essais physiques :

❖ - **Essais de cisaillement rectiligne à la boîte** : selon la norme NF P94-071-1

Afin d'estimer les caractéristiques mécaniques des sables argileux en place, des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE ont été réalisés selon la

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

procédure dite à court terme (type : U.U) en raison de la nature fine et cohérente des échantillons testés. Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau 4-8 : cisaillement rectiligne à la boîte Type (UU)

Sondage	Profondeur (m)	Cohésion "C" (bar)	Angle de frottement interne " φ " (degré)	Type d'essai
SP2	5.00-6.00	0.49	43.32	UU

Les couples des valeurs (c ; φ), obtenus confèrent au l'échantillon testé de moyenne caractéristiques mécaniques à court terme, et peuvent s'apparenter avec la nature physique d'échantillons analysé, au droit de sondage réalisé.

Essais chimiques sur échantillons de sol :

Les résultats obtenus des essais chimiques effectués sur les échantillons prélevés des sondages sont regroupés dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Symboles	Unités	Normes	Teneurs
Les Sulfates	SO ₄ ⁻²	%	Mode opératoire	Nul
Les Chlorures	Cl	%	Mode opératoire	0.532 à 0.781
Les Carbonates	CaCO ₃	%	NA 2789	44.36 à 71.35

➔ **Agressivité vis-à-vis du béton** : Norme NA 16002 :2021

Selon la norme NA 16002 : 2021, le sol ne présente aucune agressivité chimique, donc pas de mesures particulières pour la confection du béton et béton armé au contact de ces sols ; le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton.

4.7.2.3 Formation des roches de calcaire :

- Essais de la résistance à la compression simple :

Les essais de la compression simple ont été réalisés sur des carottes prélevées des sondages de la façon suivante :

- Préparation de la carotte sous forme d'éprouvette (cisaillement et surfaçage) ;

Chapitre 04 : Présentation de la zone d'étude et le glissement

- L'éprouvette placée dans la presse est chargée progressivement jusqu'à la rupture.
- On note la force appliquée à la rupture, ce qui nous permet de marquer les résistances suivantes :

Sondages	Profondeur (m)	RC (kg/cm ²)
SC1	1.50/1.70	171
	7.20/7.40	67
	10.00/10.50	77
SC2	8.00/8.40	156
SC3	9.00/9.60	132
	14.20/14.80	201
SP2	11.80/12.00	175
	12.00/12.20	104

Les valeurs obtenues des essais à la compression simple sont bonnes, montrant ainsi qu'une formation géologique compacte et dure.

Remarque :

- ❖ On pourra consulter en annexes de ce rapport, le tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire, ainsi que les courbes granulo-sédimentométriques.
- ❖ Les échantillons non analysés seront conservés pendant une période à compter de la date de parution de ce rapport.

4.8 Classification selon RPA 2024 (D.T.R-B.C.2.48) :

A partir des données pressiométriques (Pl,E), la classification du site a été donnée selon les relations suivantes :

$$E_{P30} = \frac{30}{\sum (h_i/E_{pi})}$$

$$P_{l30} = \frac{30}{\sum (h_i/P_{li})}$$

Pour le SP1 : $E_{P30}=1356.17\text{MPa}$; $P_{l30} = 5.22 \text{ MPa}$

Pour le SP2 : $E_{P30}=1070.51\text{MPa}$; $P_{l30} = 5.27 \text{ MPa}$

4.9 Conclusion :

Ce chapitre a permis de présenter la zone d'étude et de caractériser le terrain à travers les différentes investigations géotechniques réalisées, notamment les sondages, les essais pressiométriques, les essais de pénétration dynamique et les essais de laboratoire. Les résultats obtenus ont permis de déterminer les paramètres géotechniques nécessaires à l'analyse de la stabilité du talus. Ces données serviront de base pour les calculs et la modélisation numérique développés dans le chapitre suivant.

Chapitre 05 : Calcul de la stabilité par PLAXIS D2 V8.2et TALREN

5.1 Introduction :

La modélisation numérique s'est imposée, au fil des années, comme un outil incontournable ayant connu un développement constant. Désormais, elle trouve ses applications dans tous les domaines scientifiques et techniques sans exception. Dans le cadre de l'analyse de stabilité, l'objectif principal est de déterminer les coefficients de sécurité associés aux cercles de glissement les plus critiques.

Ce chapitre est consacré à l'étude de la stabilité du site préalablement présenté. Les calculs seront effectués de manière automatisée en s'appuyant sur deux logiciels complémentaires : TALREN V5, basé sur les méthodes d'équilibre limite (MEL), et PLAXIS 2D V8.2, fondé sur la méthode des éléments finis (MEF).

5.2 Présentation des deux logiciels utilisés :

5.2.1 Le logiciel PLAXIS version 8.2 :

PLAXIS 2D est un outil de simulation numérique bidimensionnel, reconnu pour sa performance et son intuitivité dans l'analyse des déformations et de la stabilité des ouvrages en génie civil et en mécanique des roches. Sa fiabilité et son efficacité, largement éprouvées, lui ont valu une adoption généralisée par les bureaux d'études et les institutions de premier plan à l'échelle internationale.

Ce logiciel se distingue par sa polyvalence, s'adaptant à une vaste gamme d'applications géotechniques, allant des excavations et remblais aux fondations, en passant par le creusement des tunnels. Sa puissance repose sur une gamme étendue de fonctionnalités avancées, centralisées au sein d'une plateforme intégrée. Par ailleurs, l'interface utilisateur de PLAXIS 2D est organisée en quatre modules distincts (Input, Calculation, Output et Curves), une structure optimisée qui facilite considérablement la modélisation, l'exécution et l'interprétation rigoureuse des résultats de simulation.

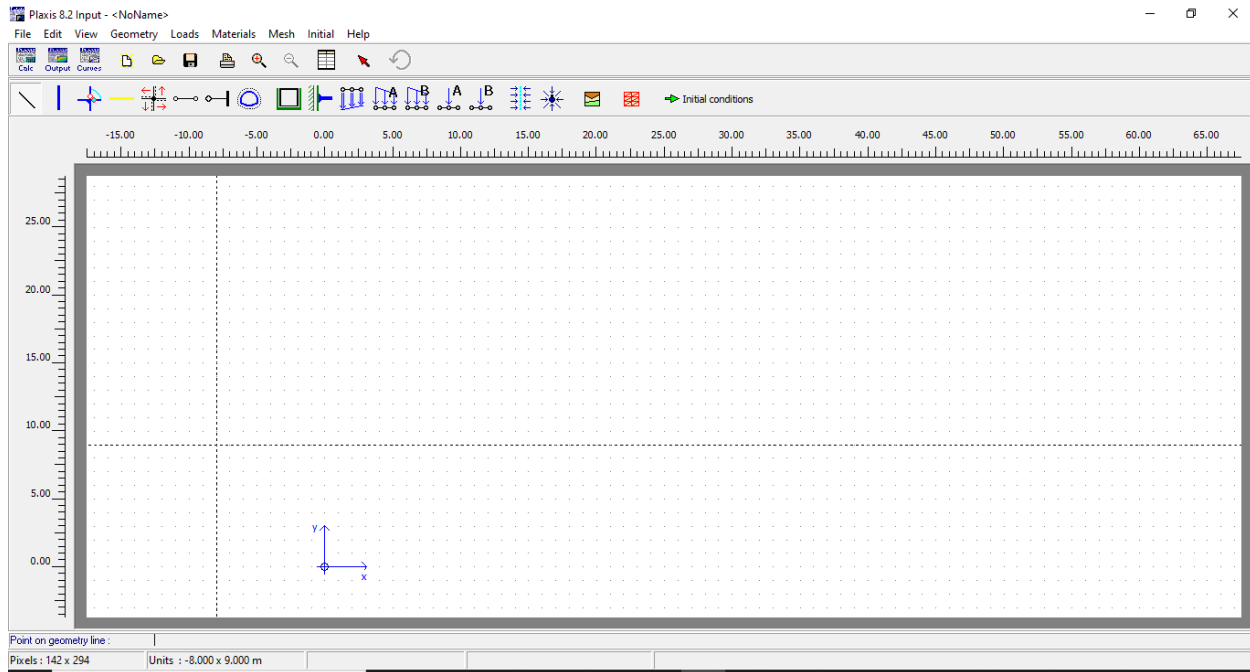


Figure 5-1: Fenêtre d'entrée des données de PLAXIS

❖ Description des modules de PLAXIS 2D :

Les fonctionnalités de PLAXIS 2D sont organisées autour de quatre modules distincts, assurant une gestion structurée du processus de modélisation :

Module d'entrée (Input) : Ce module constitue l'interface principale dédiée à la définition du modèle géométrique. Il permet l'élaboration de la géométrie, la génération du maillage par éléments finis, ainsi que la configuration des conditions initiales et des propriétés des matériaux nécessaires à la simulation.

Module de calcul (Calculations) : Ce module offre un environnement robuste pour la configuration et l'exécution des calculs numériques basés sur la méthode des éléments finis. L'utilisateur y définit les différentes phases de calcul et les paramètres de convergence adaptés à la complexité du projet.

Module de résultats (Output) : Ce module est destiné à la visualisation et à l'analyse post-calcul des résultats. Il permet d'extraire et d'exploiter les données issues des simulations en fonction des phases de calcul sélectionnées, offrant ainsi une lecture détaillée des états de contraintes et de déformations.

Module de courbes (Curves) : Ce module propose des outils avancés pour la génération et l'analyse de courbes exploitables, telles que les relations charges-déplacements, les chemins de contrainte, ou encore les courbes contraintes-déformations. Il facilite ainsi l'interprétation critique et la comparaison des résultats numériques.

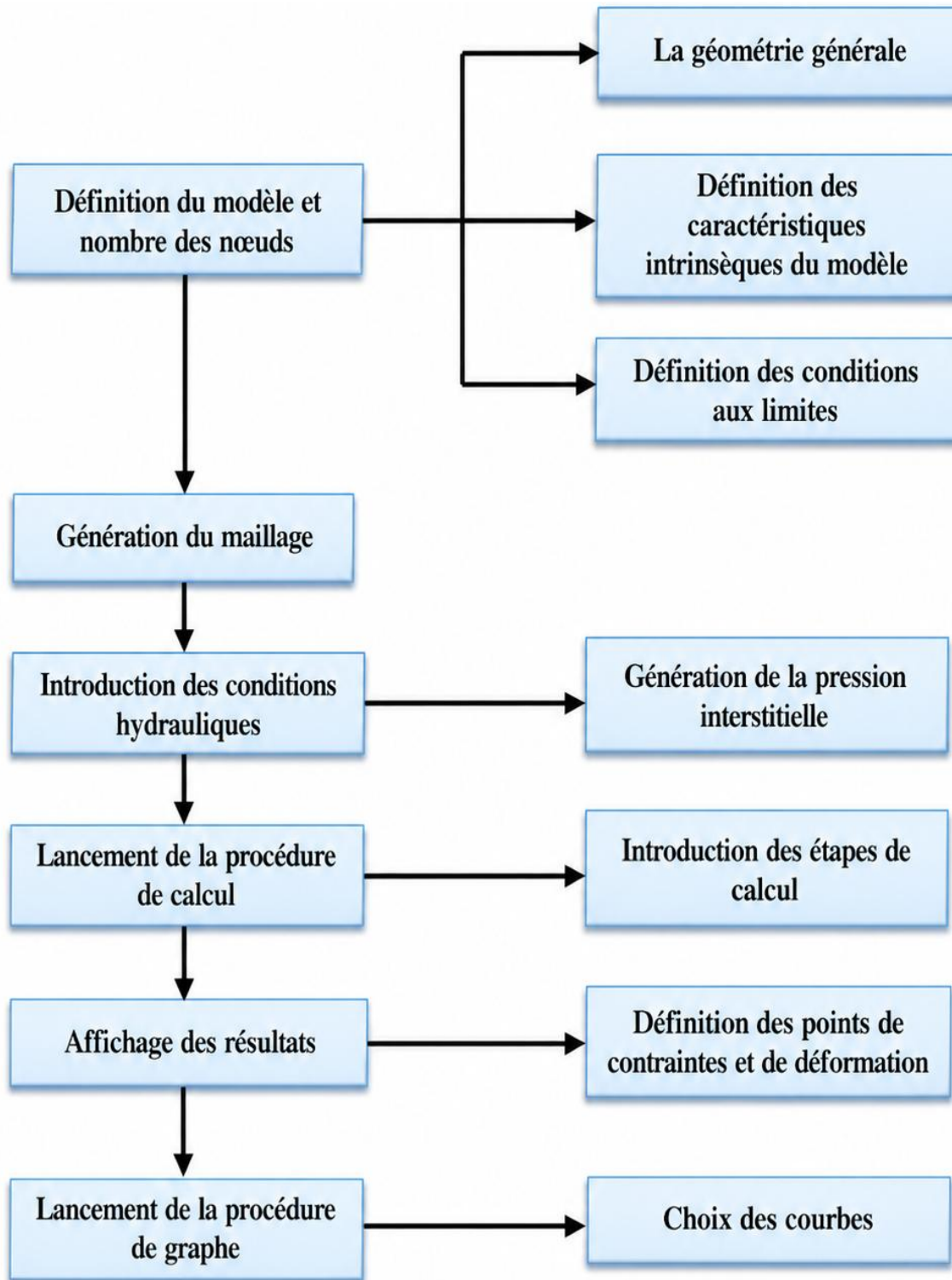


Figure 5-2: Déroulement du logiciel PLAXIS

❖ Le model de comportements utilisés par PLAXIS :

PLAXIS permet de modéliser efficacement des problématiques géotechniques complexes. Les paramètres du sol requis pour ces simulations sont issus des données obtenues lors des campagnes de reconnaissance géotechnique. Les modèles de comportement retenus pour nos calculs sont présentés ci-dessous :

- Le modèle de Mohr-Coulomb (MC) :

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élasto-plastique parfaitement plastique, sans écoulement. Il est généralement utilisé en première approximation pour caractériser le comportement du sol. Les paramètres nécessaires à sa définition sont les suivants :

(E) Le module de Young.

(ν) Le coefficient de Poisson.

(C) La cohésion.

(Φ) L'angle de frottement.

(Ψ) L'angle de dilatance.

Mohr-Coulomb - <NoName>

General	Parameters	Interfaces
Stiffness		
E_{ref} : 0.000 kN/m ²		
ν (nu) : 0.000		
Strength		
c_{ref} : 0.000 kN/m ²		
ϕ (phi) : 0.000 °		
ψ (psi) : 0.000 °		
Alternatives		
G_{ref} : 0.000 kN/m ²		
E_{oed} : 0.000 kN/m ²		
Velocities		
V_s : N/A m/s		
V_p : N/A m/s		
Advanced...		

Figure 5-3 : fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

- Le modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est un modèle classique, représentant la loi de Hooke ($\sigma = E \cdot \varepsilon$) liée à l'élasticité isotrope linéaire. Les données à saisir sont :

Les paramètres de rigidité élastique.

Le module de Young (E) et le coefficient de Poisson ν .

5.2.2 Le logiciel TALREN version 5 :

TALREN est un logiciel de référence dédié à l'analyse de stabilité des pentes et des talus, qu'ils soient naturels ou artificiels (en déblais ou en remblais). Il permet également l'étude des digues en terre en intégrant divers systèmes de renforcement, tels que les tirants précontraints, les clous, les pieux et micropieux, les géotextiles, les palplanches ou les parois moulées.

Les données principales prises en compte par TALREN pour la modélisation incluent :

La géométrie : définition du profil topographique et stratigraphique.

Les caractéristiques du sol : paramètres essentiels tels que le poids volumique (γ), l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (C).

Les surcharges : modélisation des charges externes appliquées en surface ou en profondeur.

Les renforcements : intégration des éléments structurels visant à stabiliser l'ouvrage.

Les conditions hydrauliques : prise en compte de la nappe phréatique et des écoulements.

Les sollicitations sismiques : introduction d'accélération horizontales et verticales.

Les coefficients partiels : application des coefficients de sécurité pondérés conformément aux exigences des états limites ultimes (ELU).

Les méthodes de calcul : TALREN propose différentes approches, notamment les méthodes des tranches (Fellenius, Bishop) ainsi que des méthodes globales de rupture.

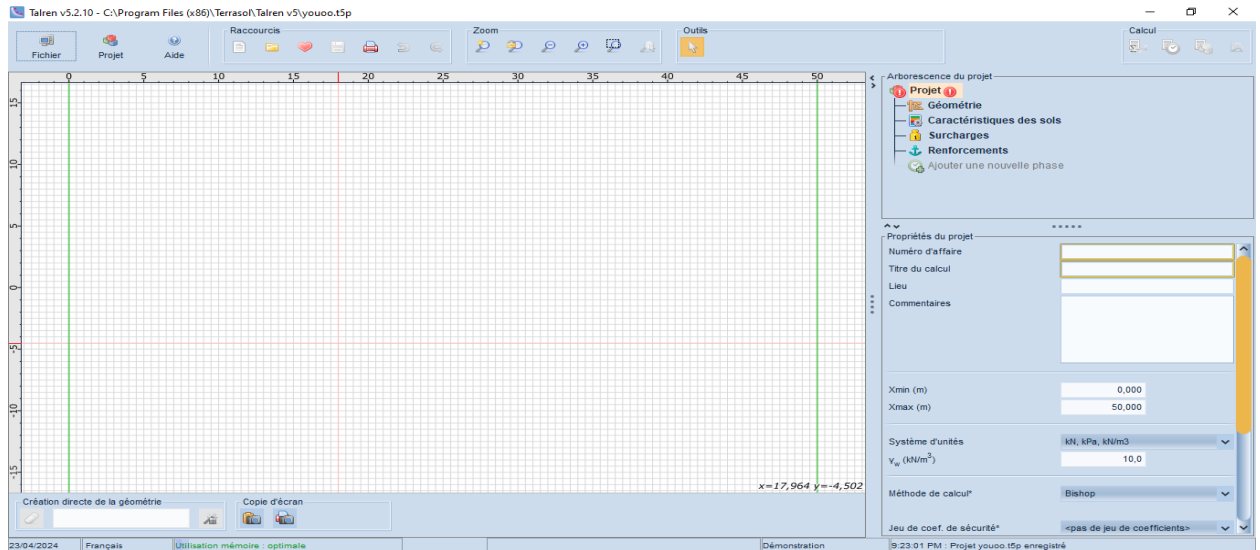


Figure 5-4: Fenêtre d'entrée des données de TALREN

❖ Démarche générale d'utilisation de logiciel :

Démarche générale d'utilisation du logiciel

L'interface du logiciel est structurée autour de deux modes opératoires principaux : le mode « Données » et le mode « Phasage/Calculs ». La procédure standard pour mener une étude se décline selon les étapes suivantes :

Initialisation : Au lancement du logiciel, le mode « Données » est actif par défaut. L'utilisateur procède alors à la création d'un nouveau projet ou à l'ouverture d'un fichier existant.

Paramétrage : Définition ou ajustement des données générales du projet (cette étape peut être omise lors de l'utilisation d'un fichier existant).

Transition vers le calcul : Basculement vers le mode « Phasage/Calculs » via la barre d'outils contextuelle dédiée.

Configuration des phases et situations :

La première phase et la première situation sont générées automatiquement par défaut ; l'utilisateur peut, si nécessaire, en ajuster les paramètres.

Création de phases ou de situations additionnelles selon les besoins de l'étude, en utilisant les options du menu « Phases et situations » ou la barre d'outils associée.

Exécution des calculs : Le lancement des calculs peut être effectué de manière sélective (par situation), par phase complète, ou pour l'ensemble des phases du projet. Cette opération s'effectue via le menu « Calculs et résultats » ou les boutons de commande de la barre d'outils.

Analyse des résultats : Visualisation et exploitation des données issues des simulations, présentées soit graphiquement, soit sous forme de tableaux récapitulatifs.

5.3 Caractéristiques du modèle d'étude :

La modélisation est faite par les deux logiciels PLAXIS et TALREN l'un basé sur les méthodes d'équilibre limite (TALREN) et l'autre basé sur la méthode des éléments finis MEF (PLAXIS). L'objectif est de confirmer ou pas la stabilité du talus par la détermination du coefficient de sécurité. La modélisation passe par trois étapes :

- Calcul de stabilité du talus initial.
- Calcul de stabilité après l'excavation
- Calcul du talus après renforcement.

La géométrie du modèle a été adoptée conformément au levé topographique réalisé sur terrain.

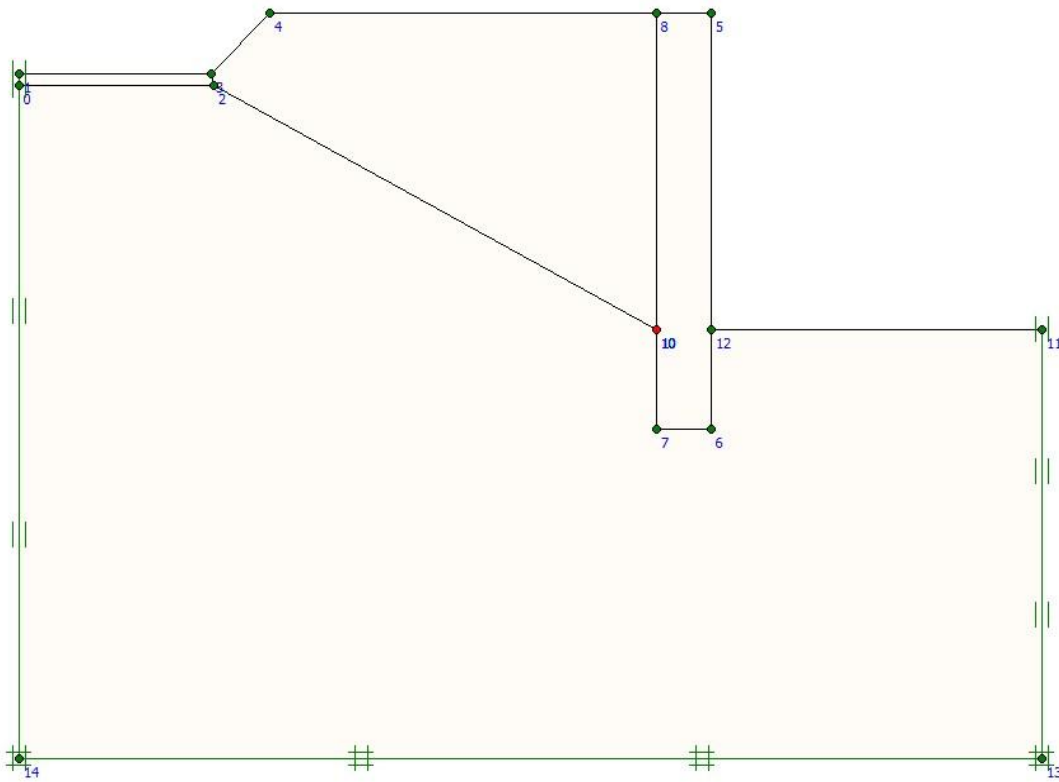


Figure 5.5: Géométrie du modèle

Les caractéristiques géotechniques des sols du site nécessaire pour la modélisation qui ont été estimées à partir des résultats des essais au laboratoire et des essais In-Situ réalisés par le LTPO Tlemcen sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-1 : Caractéristiques géotechniques du modèle.

Elément	Nature de sol	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{unsat} (KN/m ³)	Φ [°]	C [KPa]	ν	E [KN/m ²]	Ψ (°)
	Argile et/ou Calcaire	21	19	13,08	130	0,35	25000	0
	Remblai existante mixte et variable	18	16	15	20	0,30	10000	0
	Remblai sélectionne	24	22	45	10	0,30	20000	0
	Mur en Béton Banche	/	23	35	1000	0,20	30000000	0
	Voie en BB	/	20	40	150	0,20	25000000	0
	Mur de Soutènement	/	23	40	1000	0,20	30000000	0

- Prédimensionnement de mur en béton banche :
 - Hauteur du mur : 6 m
 - Epaisseur du mur : 0,8 m
- Prédimensionnement de mur de soutènement :
 - Hauteur du mur : H = 7 m
 - Epaisseur du mur : e = 0,6 m
 - Epaisseur de la semelle : h = 0,6 m
 - Largeur de la semelle : L = 6 m
- Prédimensionnement de pieux :
 - Diamètre de pieu B = 0,8 m
 - Entraxe des pieux : 0,8 m
 - Profondeur des pieux : 12 m.

5.4 Analyse à l'aide de PLAXIS :

5.4.1 Phase (1) : Etude de talus initial (état naturel du sol-actuel) :

➤ Le modèle géométrique :

La figure suivante (5-5), représente le modèle géométrique avec les conditions aux limites.

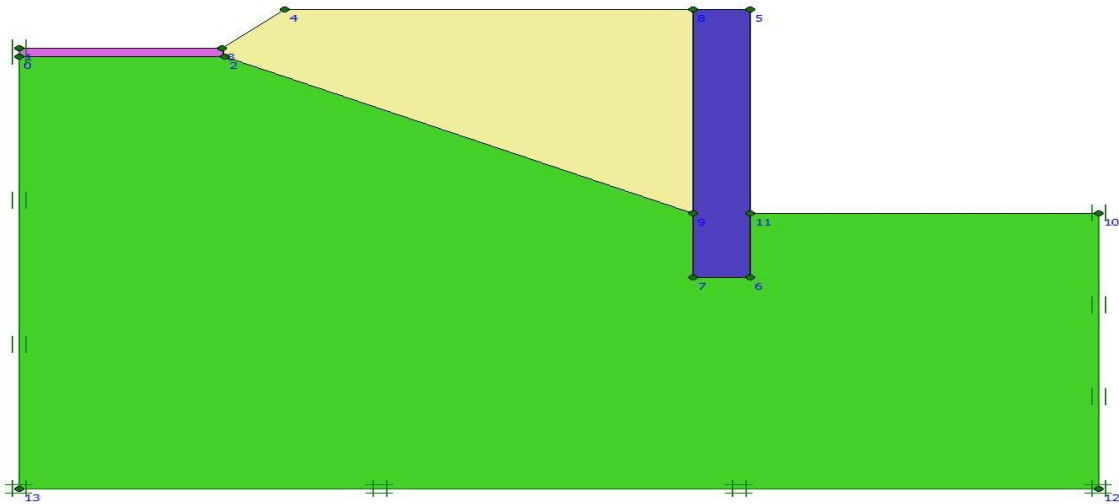


Figure 5-5 : Géométrie du talus avec les conditions aux limites

➤ Génération de maillage :

Lorsque le modèle géométrique est défini et que les caractéristiques des matériaux sont assignées à toutes les couches, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Pour plus de précision des résultats.

On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « Medium ». Le maillage est présenté sur la figure . Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 192 éléments et le nombre de nœuds est de 1621 nœuds.

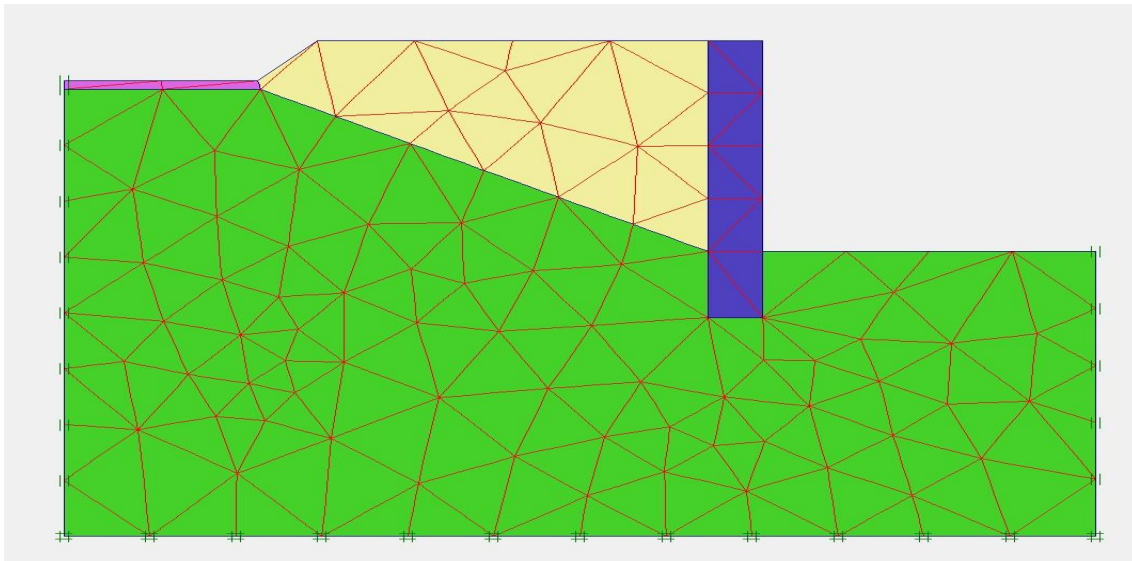


Figure 5-6 : Maillage du modèle

➤ Conditions initiales:

Les conditions initiales ont été générées selon le champ des contraintes totales initiales (figure 5-7). La détermination de ces contraintes est effectuée en introduisant le coefficient de pression des terres au repos k_0 .

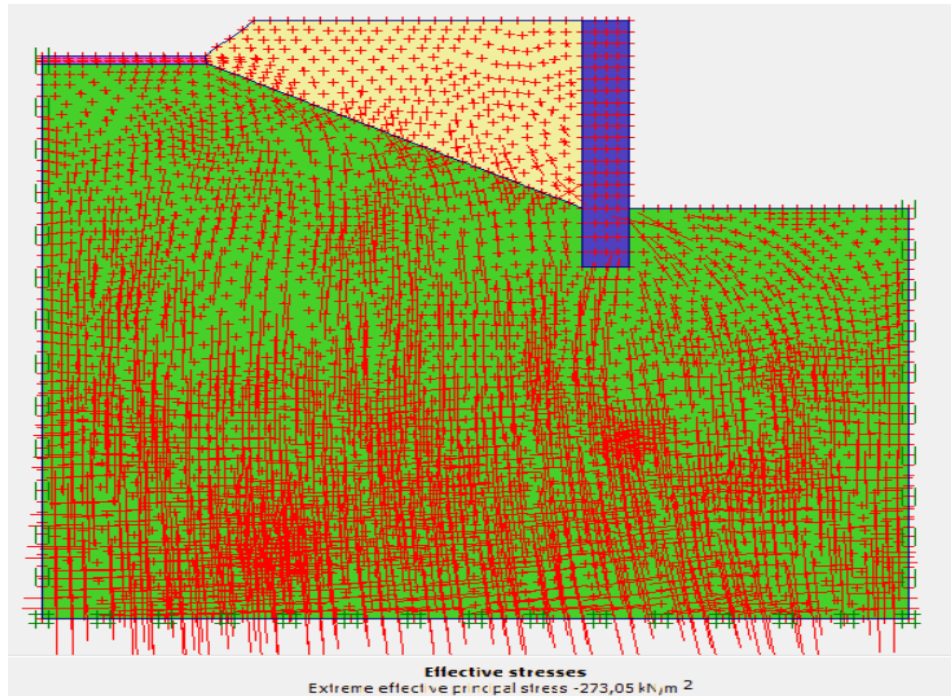


Figure 5-7 : Génération des contraintes totales Direction principale)

➤ Etapes de calcul :

Le calcul est fait en deux phases, dans la première on choisit le type de calcul Phi-c réduction, et dans la deuxième phase on choisit le type de calcul plastique.

Le coefficient de sécurité a été calculé par la méthode Phi-c réduction où la réduction des paramètres de résistance est effectuée en utilisant un multiplicateur incrémental M_{sf} . Le coefficient de sécurité est calculé par l'expression suivante :

$$SF = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } \Sigma M_{sf} \text{ à la rupture}$$

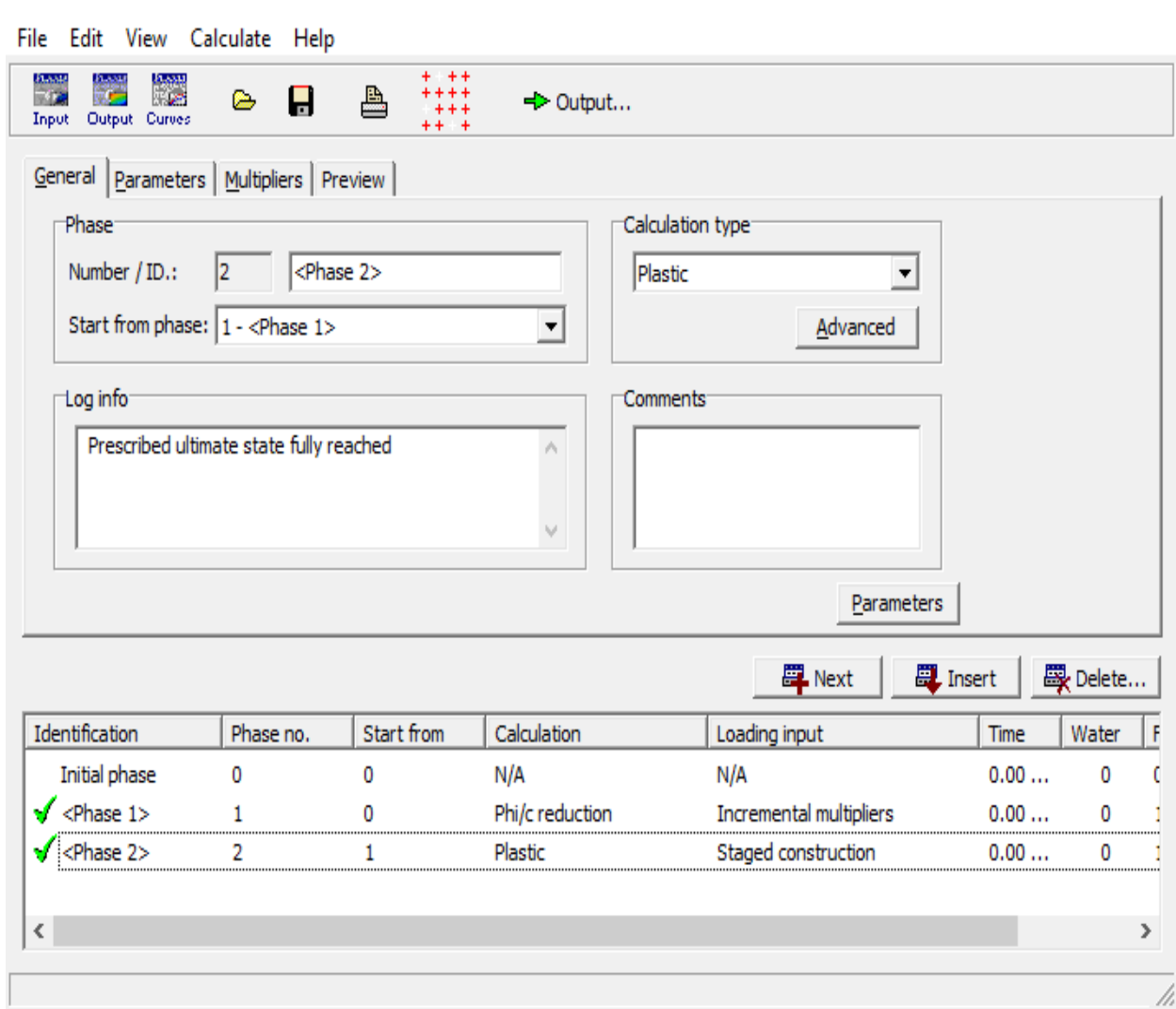


Figure 5-8 : les étapes de calcul

➤ Facteur de sécurité:

La valeur du coefficient de sécurité obtenu à la fin du calcul est de l'ordre de $2,46 > 1.25$ (figure 5-9), ce qui montre qu'il y a une stabilité du talus .

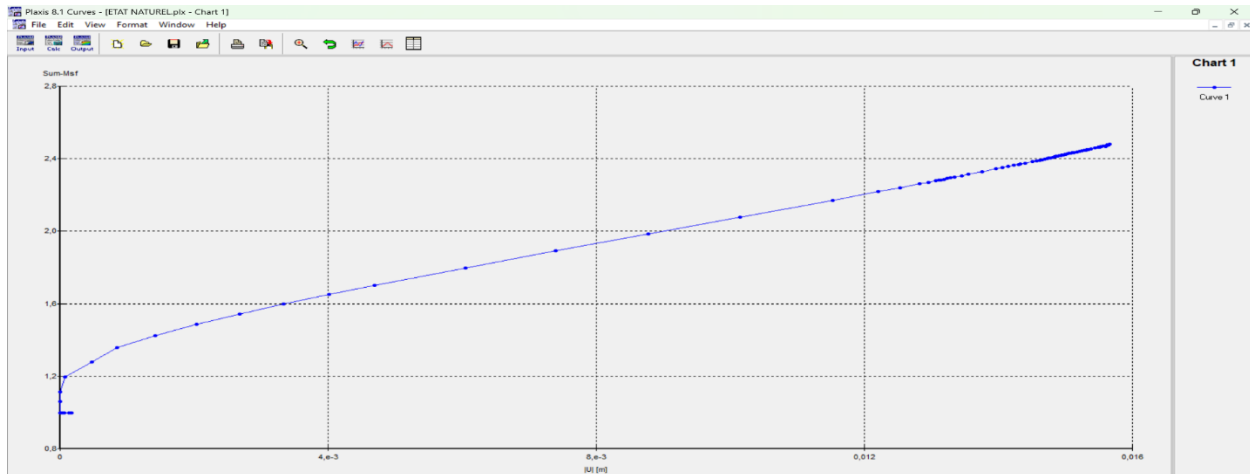


Figure 5-9 : courbe de facteur de sécurité ($F_s = 2,46$)

➤ **Commentaire sur État naturel du talus avant intervention :**

Dans la phase initiale, avant toute excavation ou mise en place d'ouvrages de soutènement, le talus présente un facteur de sécurité relativement élevé, ce qui traduit une stabilité globale satisfaisante dans les conditions naturelles. La courbe obtenue par PLAXIS montre une augmentation régulière du coefficient de sécurité jusqu'à stabilisation, indiquant un comportement mécanique stable du massif.

Cette stabilité initiale est cohérente avec les bonnes caractéristiques géotechniques du terrain et l'absence de nappe phréatique.

5.4.2 Phase (2) : talus durant la phase d'excavation :

5.4.2.1 Avant le renforcement :

➤ **Le modèle géométrique :**

La figure suivante (5-10), représente le modèle géométrique avec les conditions aux limites et différentes couches de sol.

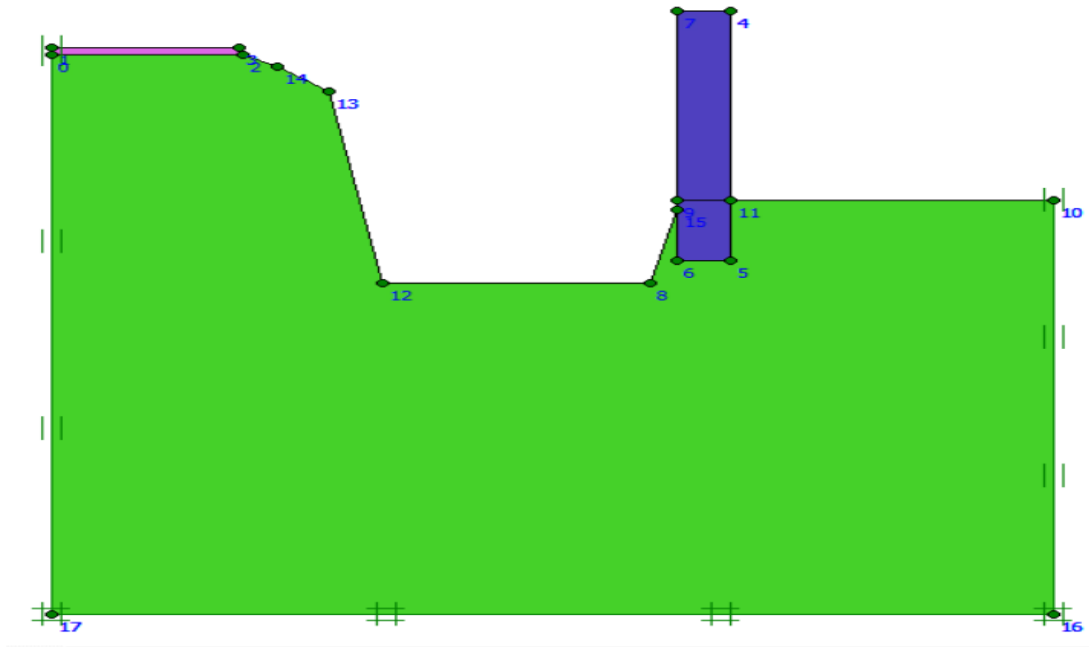


Figure 5-10 : Modèle géométrique du talus après l'excavation

➤ Génération de maillage :

Lorsque le modèle géométrique est défini et que les caractéristiques des matériaux sont assignées à toutes les couches, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Pour plus de précision des résultats.

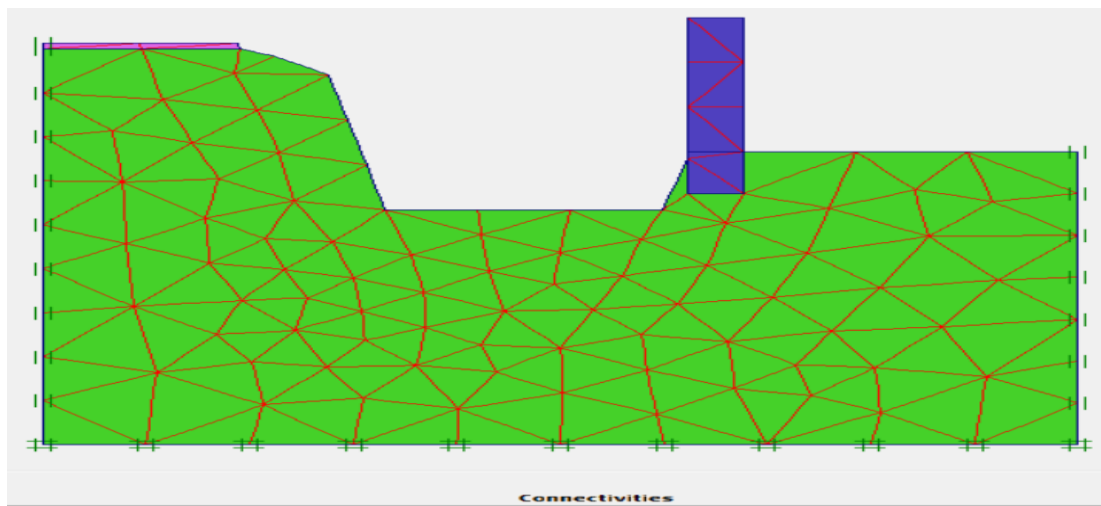


Figure 5-11 : Maillage du model

➤ Facteur de sécurité:

La valeur du coefficient de sécurité obtenue à la fin du calcul est de l'ordre de $1,12 < 1,25$ (figure 5-12), ce qui montre une instabilité du talus après l'excavation ce qui exige un renforcement

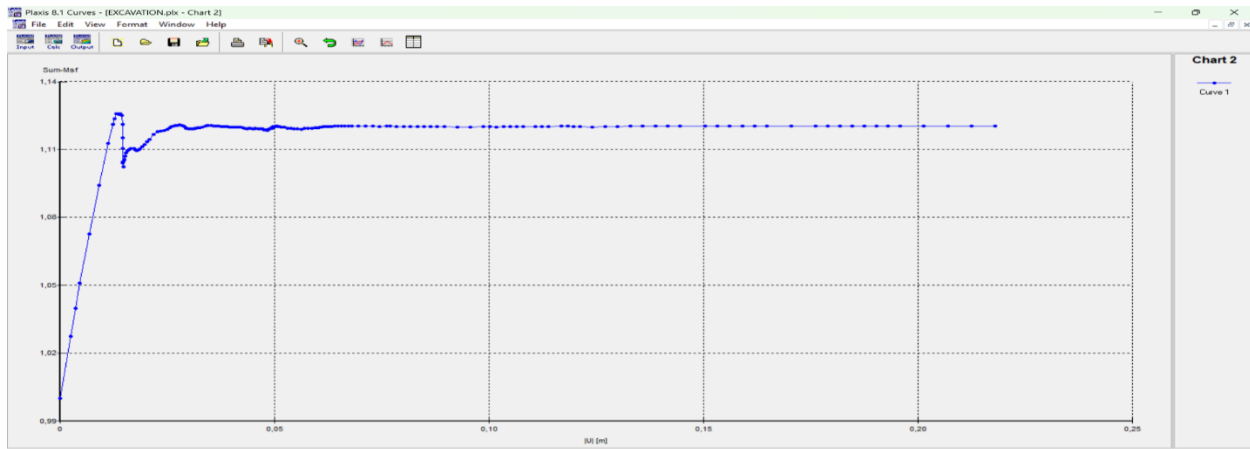


Figure 5-12 : courbe de facteur de sécurité $F_s=1,12$

5.4.2.2 Après le Renforcement :

➤ Le modèle géométrique :

La figure suivante (5-13), représente le modèle géométrique avec les conditions aux limites et différentes couches de sol.

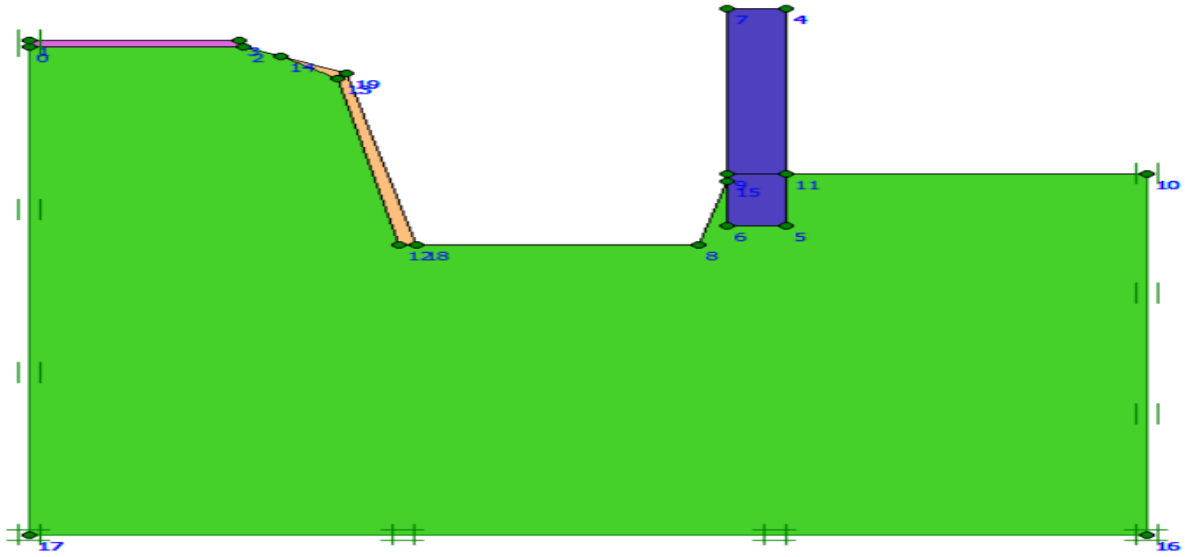


Figure 5-13 : Modèle géométrique du talus après l'excavation

➤ Génération de maillage :

Lorsque le modèle géométrique est défini et que les caractéristiques des matériaux sont assignées à toutes les couches, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Pour plus de précision des résultats.

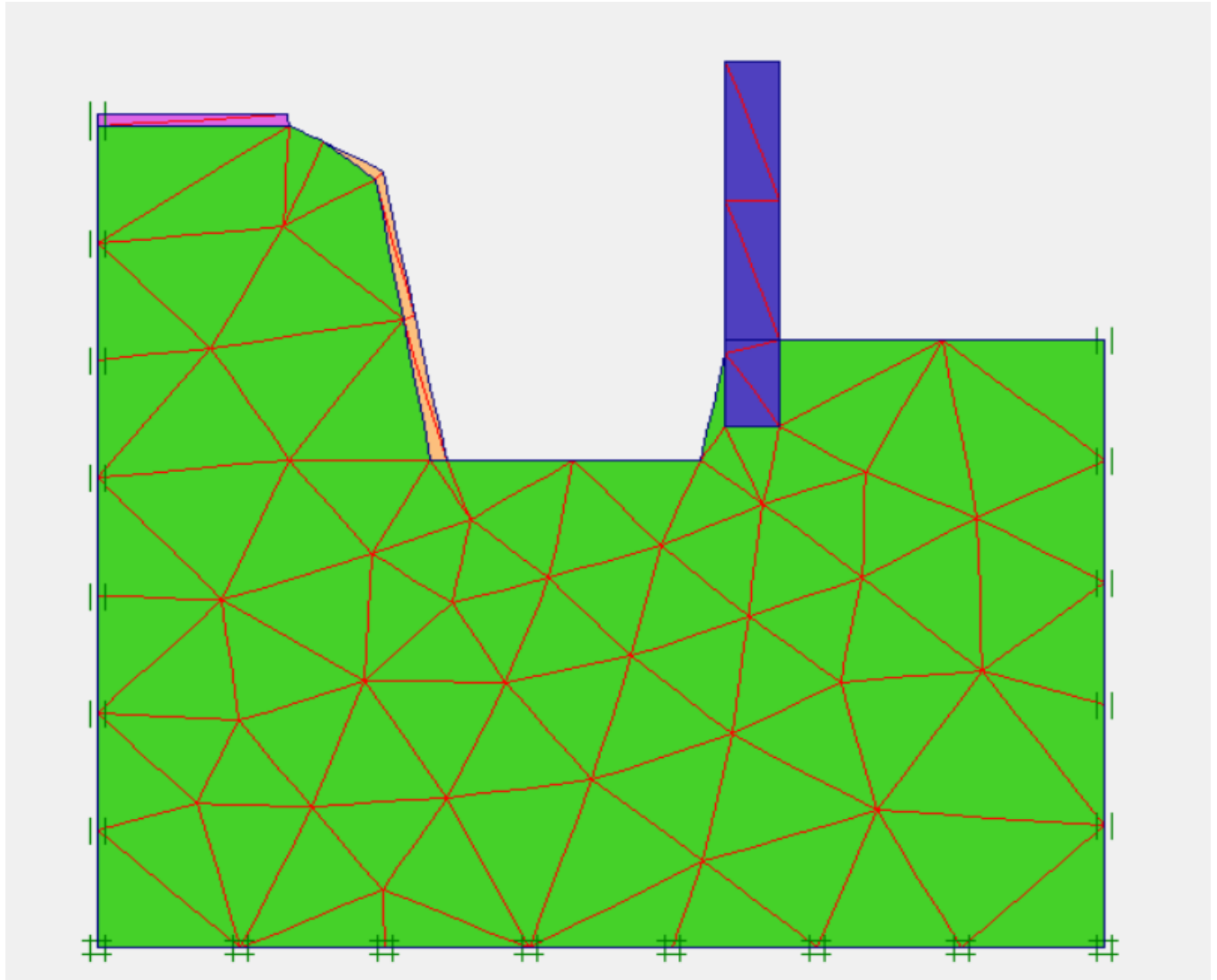


Figure 5-14 : Maillage du modèle

➤ Facteur de sécurité:

La valeur du coefficient de sécurité obtenue à la fin du calcul est de l'ordre de $1,12 < 1,25$ (figure 5-12), ce qui montre une instabilité du talus après l'excavation ce qui exige un renforcement

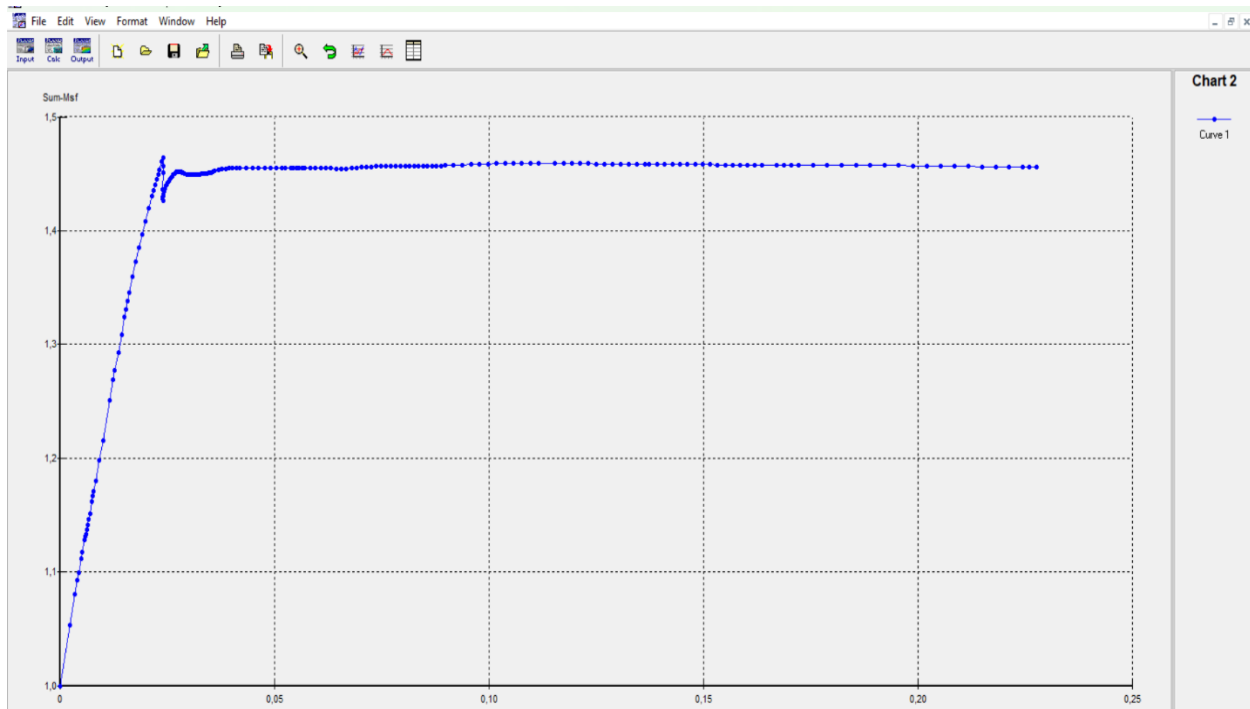


Figure 5-15 : courbe de facteur de sécurité $F_s=1,45$

➤ **Commentaire sur État d'excavation :**

Stabilisation temporaire par béton projeté

L'introduction du béton projeté comme soutènement provisoire a permis une amélioration notable de la stabilité. La courbe (figure 5-5) de calcul montre une stabilisation rapide du facteur de sécurité avec une réduction des déplacements superficiels du terrain.

Cette amélioration s'explique par l'effet de confinement apporté par le béton projeté, qui limite les déformations locales du talus après excavation. Les résultats PLAXIS confirment donc l'efficacité du soutènement temporaire durant la phase transitoire des travaux.

5.4.3 Phase(03) : Renforcement avec mur de soutènement :

Après la finition des travaux de terrassement suivi par la réalisation du mur de soutènement.

➤ **Le modèle géométrique :**

La figure suivante (5-13), représente le modèle géométrique avec les conditions aux limites.

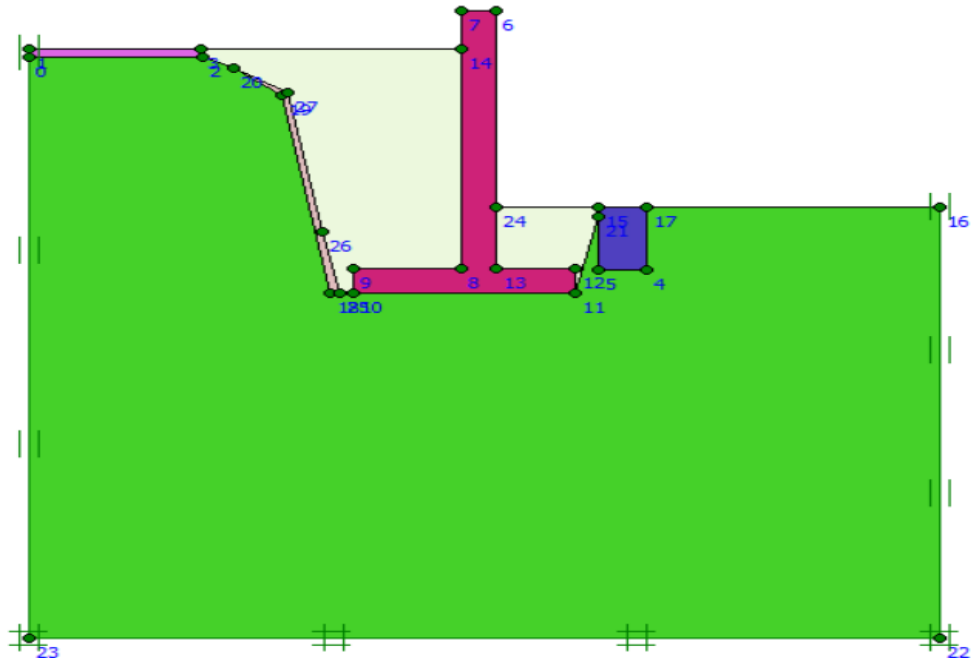


Figure 5-16 : Modèle géométrique avec l'ouvrage de confortement (mur de soutènement)

➤ Génération de maillage :

Lorsque le modèle géométrique est défini et que les caractéristiques des matériaux sont assignées à toutes les couches, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Pour plus de précision des résultats.

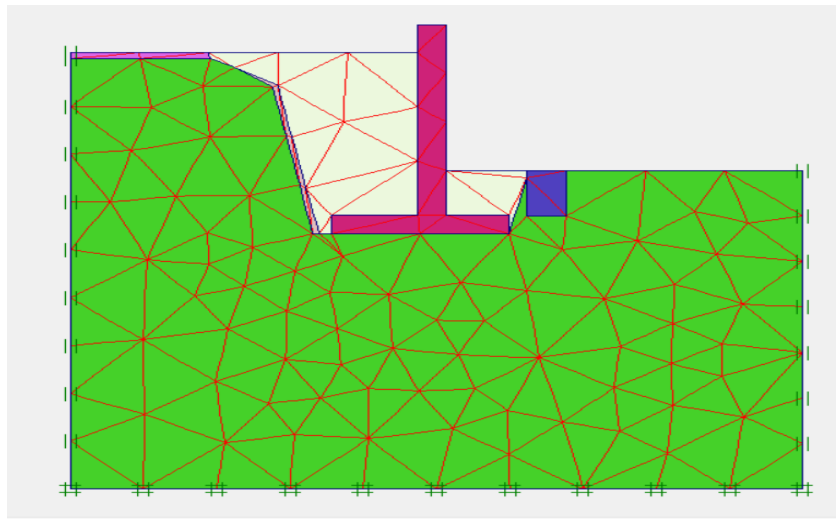


Figure 5.21: Maillage du modèle

➤ Facteur de sécurité:

La valeur du coefficient de sécurité obtenue à la fin du calcul est de l'ordre de $3,28 > 1,25$ (figure 5-14), ce qui montre que l'ensemble de talus et système de confortement est stable. Donc l'installation des renforts (mur de soutènement) joue un rôle important pour assurer la stabilité de ce talus.

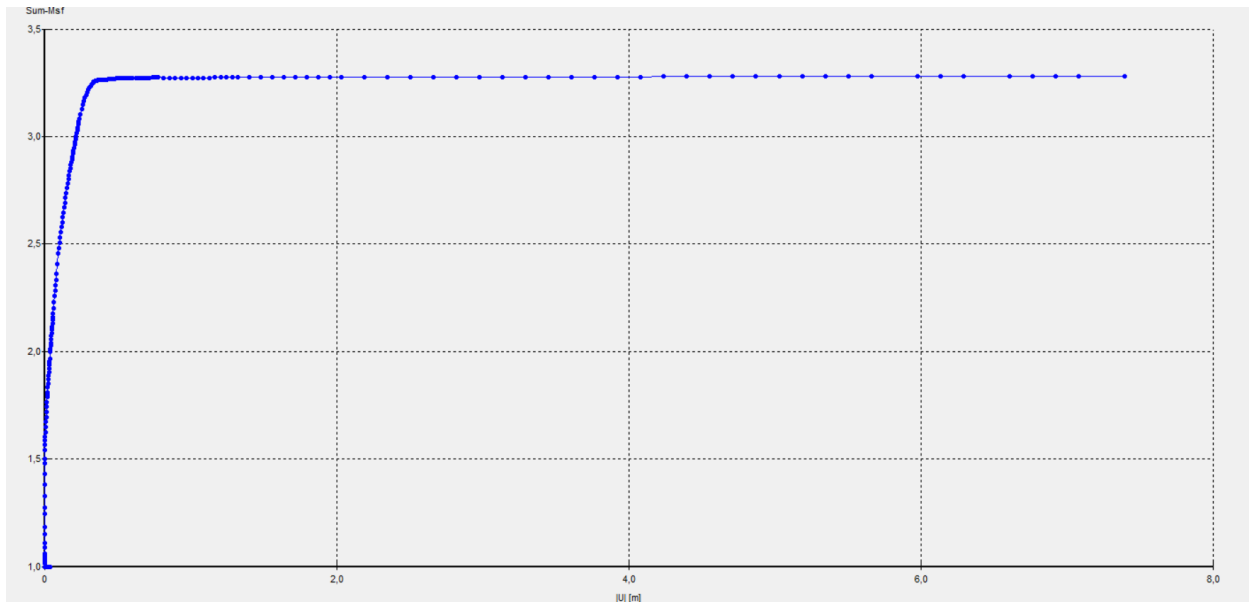


Figure 5-17: courbe de facteur de sécurité $F_s=3,28$

➤ Commentaire sur État de mur de soutènement :

Mise en place du mur de soutènement

Après la réalisation du mur de soutènement définitif, le facteur de sécurité atteint une valeur $3,28$:

Cette valeur remplace celle lue directement sur la courbe afin de correspondre aux hypothèses retenues dans l'étude finale.

L'augmentation importante du coefficient de sécurité démontre l'efficacité du mur dans la reprise des poussées latérales et dans la limitation des mécanismes de rupture potentiels. Le comportement du modèle devient plus rigide et les déplacements horizontaux diminuent considérablement.

5.4.4 Phase(04) : Renforcement avec pieux :

➤ Le modèle géométrique :

La figure suivante (5-19), représente le modèle géométrique avec les conditions aux limites.

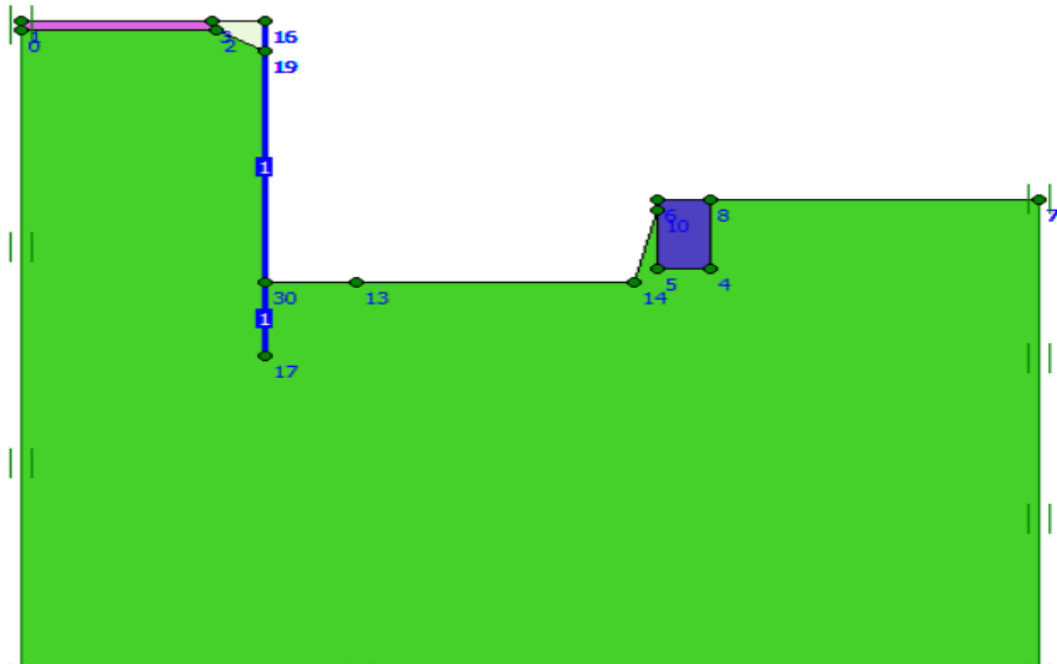


Figure 5-18 : Modèle géométrique du pieux

➤ Génération de maillage :

Lorsque le modèle géométrique est défini et que les caractéristiques des matériaux sont assignées à toutes les couches, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Pour plus de précision des résultats.

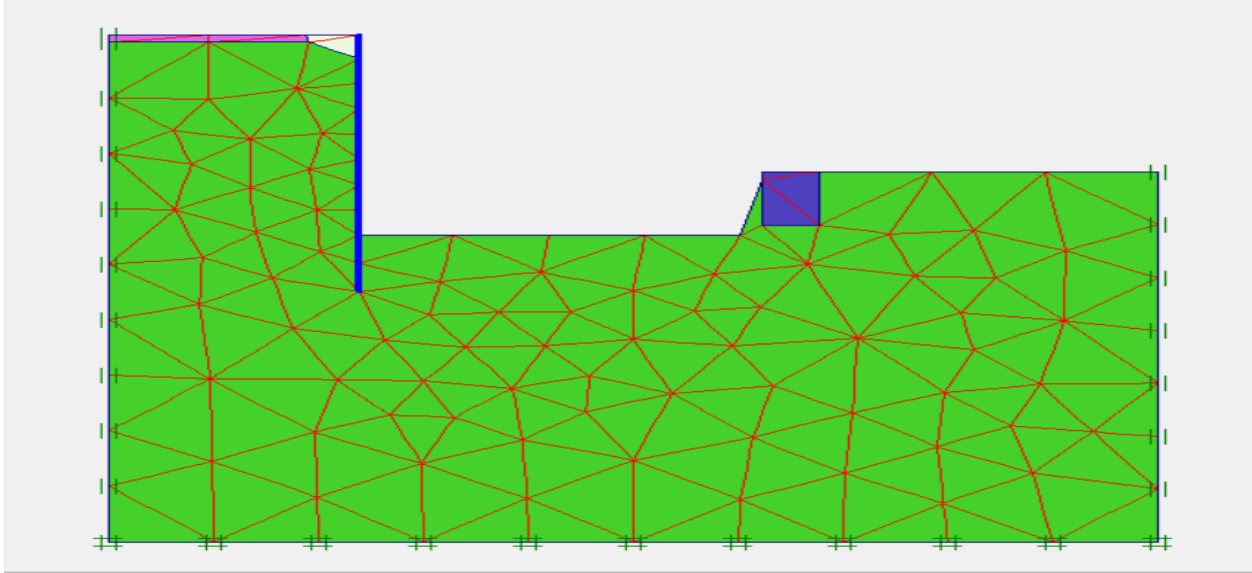


Figure 5-19 : Maillage du Modèle géométrique du pieux

➤ Facteur de sécurité :

La valeur du coefficient de sécurité obtenue à la fin du calcul est de l'ordre de $2,82 > 1,25$ (figure 5.19), ce qui montre une stabilité admissible du talus après un renforcement avec pieux

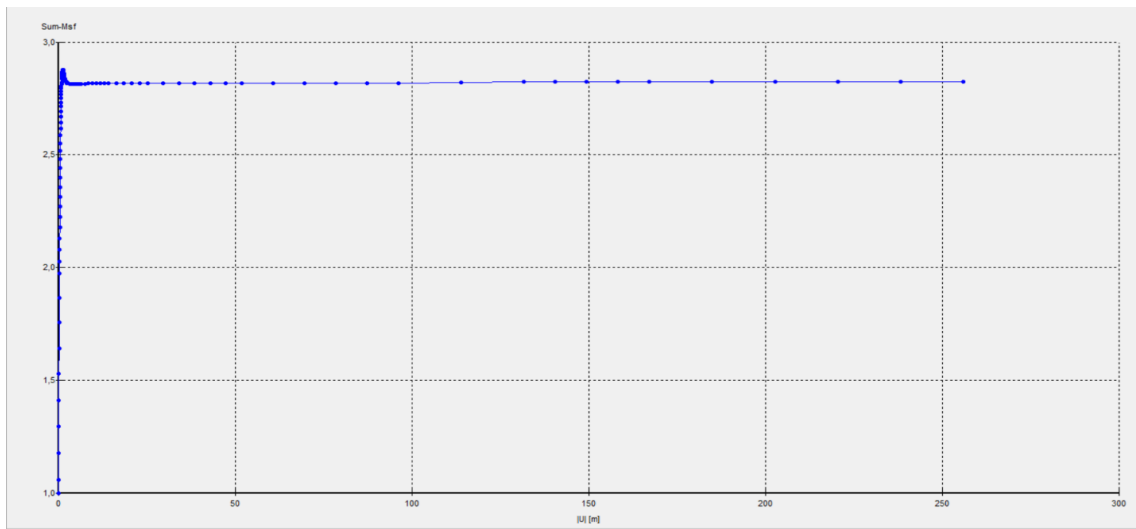


Figure 5-20 : courbe de facteur de sécurité $F_s=2,82$

➤ Commentaire sur État pieux :

Mise en place du pieux

Après la réalisation du pieux tangente définitif, le facteur de sécurité atteint une valeur élevée estimée à :

Cette valeur remplace celle lue directement sur la courbe afin de correspondre aux hypothèses retenues dans l'étude finale.

L'augmentation importante du coefficient de sécurité démontre l'efficacité du pieux dans la reprise des poussées latérales et dans la limitation des mécanismes de rupture potentiels. Le comportement du modèle devient plus rigide et les déplacements horizontaux diminuent considérablement.

5.5 Etude de stabilité de paroi :

5.5.1 Introduction:

Après la validation de la stabilité du talus, nous avons abordé à la stabilité de paroi;

phase des terrassements a révélé la présence des fondations de l'ancienne construction. Leur extraction a nécessité d'approfondir les fouilles jusqu'à 2,5 m.

Sur le règlement parasismique RPA 2024 impose une vérification stricte de la stabilité pour toute excavation dépassant 2,0 m. Les résultats de calcul de coefficients de sécurité de cette paroi verticale non soutenue a mis en évidence un facteur de sécurité critique, traduisant une instabilité imminente.

Pour sécuriser le site en protégeant les vies des ouvriers nous avons utilisé béton projeté comme un renforcement. La répétition des calculs après la modélisation de ce confortement a montré une nette amélioration du coefficient de sécurité, garantissant ainsi la stabilité de la paroi et permettant la poursuite des travaux de fondation en toute sécurité.

5.5.2 Paroi non Renforce :

➤ Le modèle géométrique :

La figure suivante (5-18) représente le modèle géométrique avec les conditions aux limites

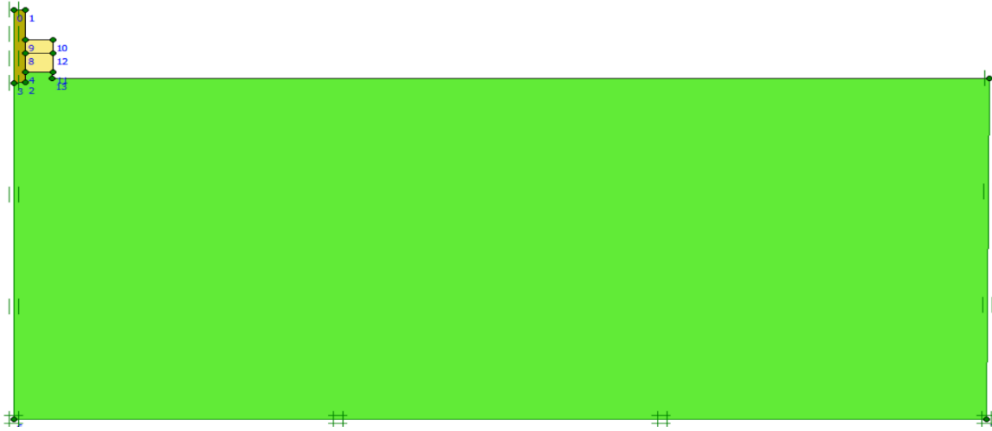


Figure 5-21 : Modèle géométrique de paroi

➤ Génération de maillage :

Lorsque le modèle géométrique est défini et que les caractéristiques des matériaux sont assignées à toutes les couches, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Pour plus de précision des résultats.

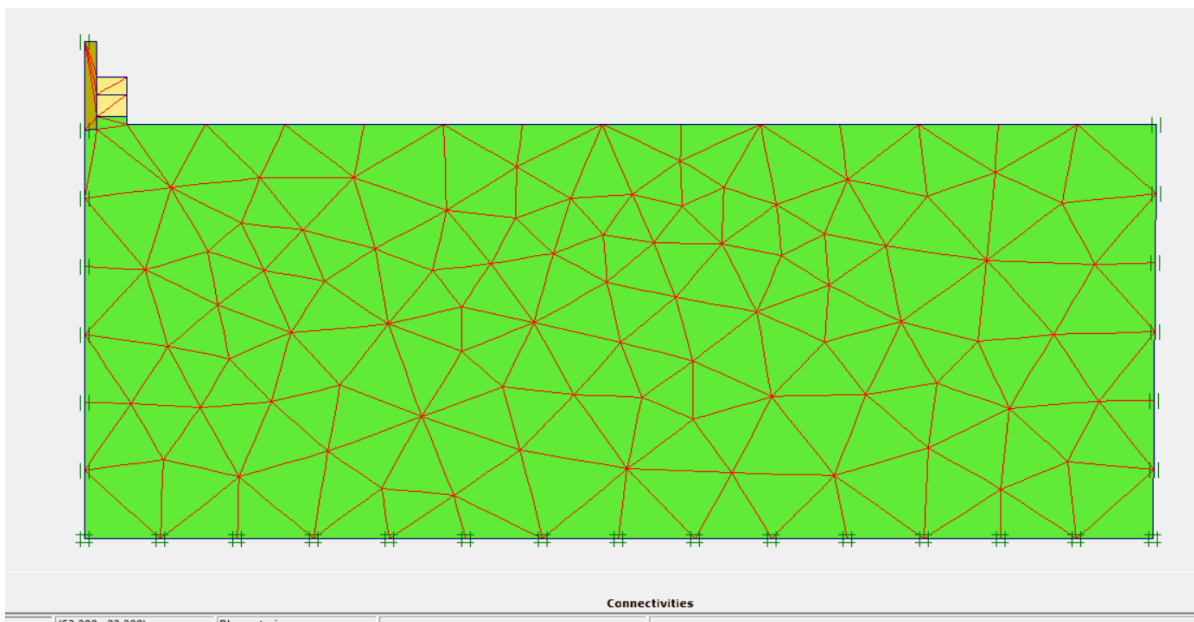


Figure 5-22 : Maillage du Modèle géométrique de paroi

➤ Facteur de sécurité :

La valeur du coefficient de sécurité obtenue à la fin du calcul est de l'ordre de $1,26 > 1,25$ (figure 5-20), ce qui montre une stabilité.

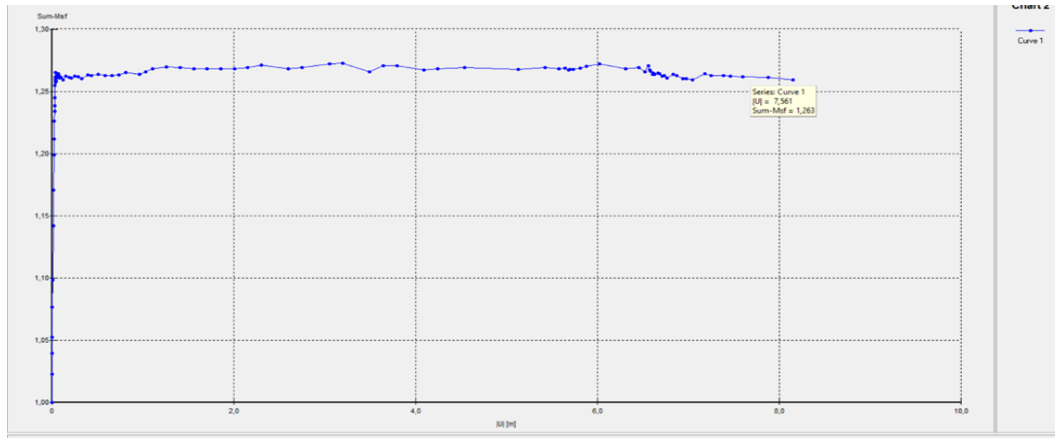


Figure 5-23 : courbe de facteur de sécurité $F_s=1,26$

➤ Commentaire sur État paroi :

Après la réalisation du terrassement, le facteur de sécurité atteint une valeur minimale de sécurité admissible de la paroi après un terrassement de 2,5 m mais malgré qu'il est juste stable on doit le renforcer avec béton projeté pour éviter les causes éventuelles d'instabilité en utilisant le béton projeté :

5.5.3 Paroi Renforce :

➤ Le modèle géométrique :

La figure suivante (5-21), représente le modèle géométrique avec les conditions aux limites.



Figure 5-24: Modèle géométrique de paroi Renforce

➤ Génération de maillage :

Lorsque le modèle géométrique est défini et que les caractéristiques des matériaux sont assignées à toutes les couches, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Pour plus de précision des résultats.

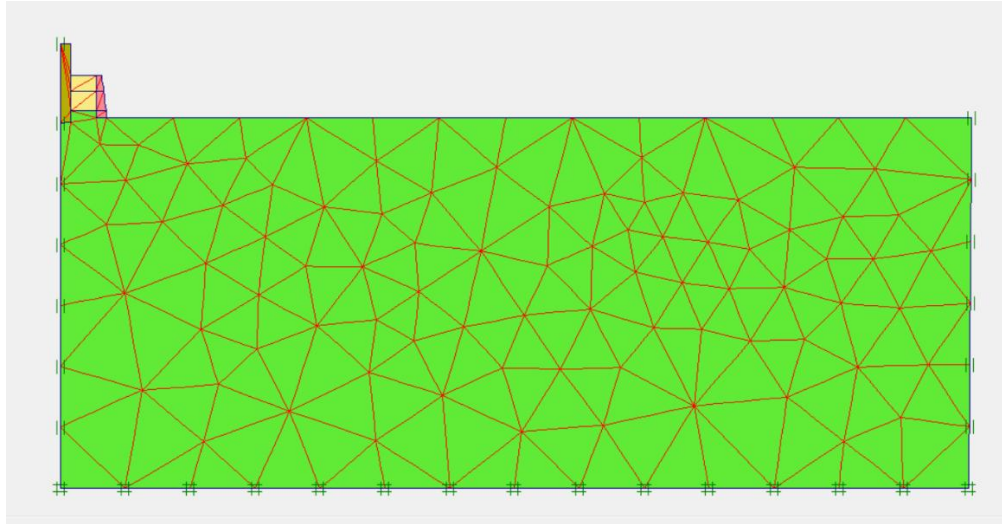


Figure 5-25 : Maillage du modèle géométrique de paroi Renforce

➤ Facteur de sécurité :

La valeur du coefficient de sécurité obtenue à la fin du calcul est de l'ordre de $1,34 > 1,25$ (figure 5-23), ce qui montre une stabilité.

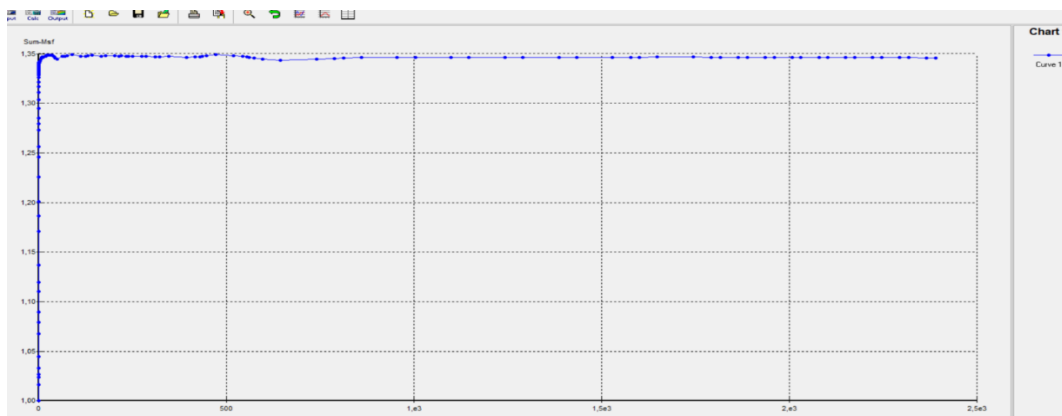


Figure 5-26: courbe de facteur de sécurité $F_s=1,34$

➤ **Commentaire sur État paroi :**

Après la réalisation du terrassement, le facteur de sécurité atteint une valeur minimale de sécurité admissible de la paroi après un terrassement de 2,5 m mais malgré qu'il est juste stable on doit le renforcer avec béton projeté pour éviter les causes éventuelles d'instabilité en utilisant le béton projeté.

5.6 Analyse à l'aide de TALREN :

La modélisation numérique via le logiciel TALREN V5 permet de visualiser les surfaces de rupture potentielles, chaque surface étant caractérisée par une valeur spécifique du coefficient de sécurité (F_s). L'objectif fondamental de l'étude de stabilité consiste à identifier la surface de rupture critique, correspondant au coefficient de sécurité minimal. Le logiciel intègre une large gamme de méthodes fondées sur le principe de l'équilibre limite ; pour cette étude, nous avons retenu la méthode de Bishop.

Afin d'appliquer ce logiciel au cas d'étude considéré, il est nécessaire de définir rigoureusement les paramètres descriptifs du projet :

Description générale du projet : Lors de l'initialisation d'un nouveau projet sous TALREN, une boîte de dialogue dédiée à la « description générale du projet » s'affiche. Les informations requises à cette étape comprennent notamment :

- Numéro d'affaire, Titre du calcul, Lieu et commentaires.
- X_{min} et X_{max} : limites en X pour la définition du modèle, et côte maximale du modèle (ces valeurs sont obligatoires elles correspondent aux abscisses minimale et maximale du modèle).
- Système d'unités et poids volumique de l'eau.
- Méthode de calcul par défaut, dans notre cas on a choisi méthode de Bishop.
- jeu de coefficient de sécurité par défaut.

Propriétés du projet	
Numéro d'affaire	
Titre du calcul	Stabilité du talus «Realisation desen R=7
Lieu	El Kalaa
Commentaires	
Xmin (m)	14,343
Xmax (m)	30,070
Système d'unités	kN, kPa, kNm3
V_w (kN/m ³)	10,0
Méthode de calcul*	Bishop
Jeu de coef. de sécurité*	Traditionnel/SE. provisoire
	Définir
Fond de plan	Définir
Géométrie	Définir
Caractéristiques des sols	Définir
Surcharges	Définir
Renforcements	Définir

Figure 5-27: Description générale du projet

Dans notre cas nous avons suivis une procédure de modélisation comme suite :

- ✓ 1^{er} Partie : Etude de talus initial (état naturel du sol-actuel)
- ✓ 2^{eme} Partie : Etude de stabilité de talus après l'excavation
- ✓ 3^{eme} Partie : Etude de stabilité de talus après le confortement par mur de soutènement.
- ✓ 4^{eme} Partie : Etude de stabilité de talus avec pieux tangentes

Après modélisation de talus et le calcul avec la méthode Bishop, on a obtenu les résultats suivants :

5.6.1 Phase (1) : Etude de talus initial (état naturel du sol-actuel) :

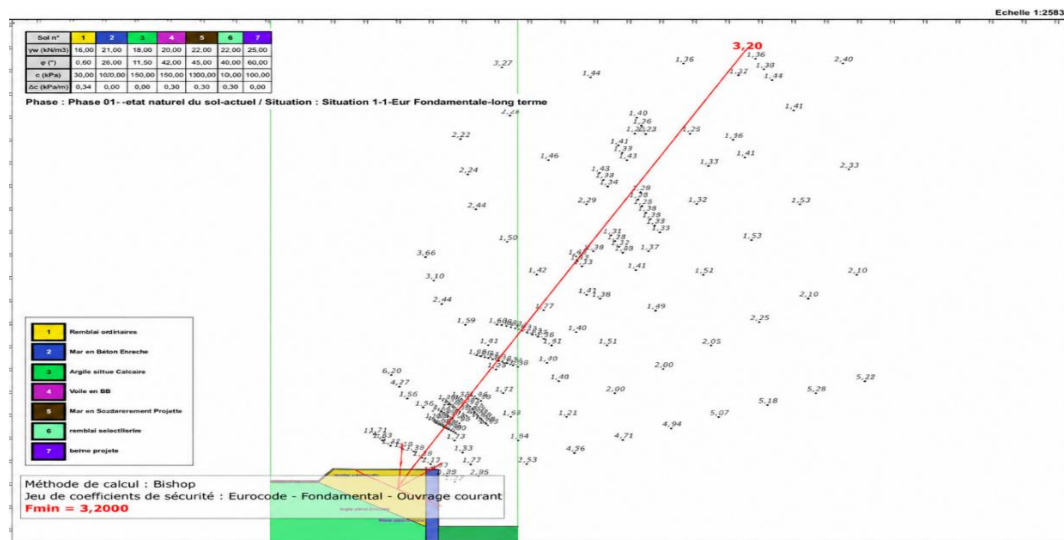


Figure 5-28 : résultat de coefficient de sécurité Fs=3,2

Le coefficient de sécurité F_s est supérieure à 1.25, donc le terrain représente une stabilité à l'état initial.

5.6.2 Phase (2) : talus durant la phase d'excavation :

5.6.2.1 Avant le renforcement :

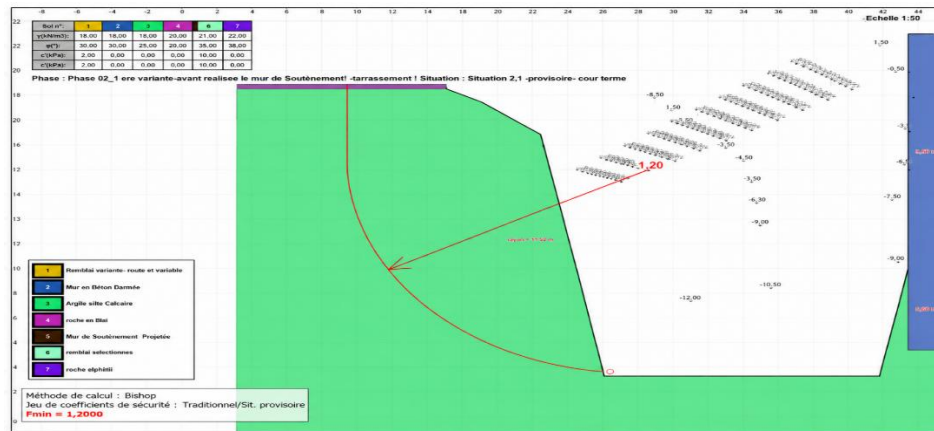


Figure 5-29 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=1,2$

La valeur du coefficient de sécurité obtenue à la fin du calcul est de l'ordre de $1,2 < 1,25$ (figure 25), ce qui montre que le talus après l'excavation est instable. Donc il oblige d'utilisation de renforcements (béton projeté) pour assure la stabilité provisoire de ce talus.

5.6.2.2 Après le renforcement :

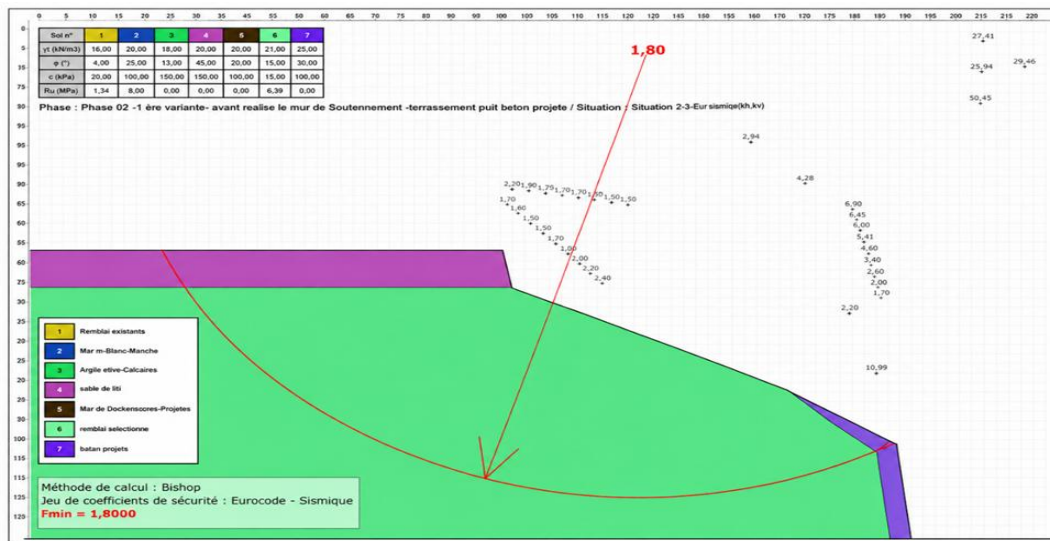


Figure 5-30 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=1.8$

La valeur du coefficient de sécurité obtenu à la fin du calcul est de l'ordre de $1,8 > 1,25$, ce qui montre que LE TALUS APRES LE renforcement avec béton projeté montre une stabilité .

5.6.3 Phase(03) : Renforcement avec mur de soutènement :

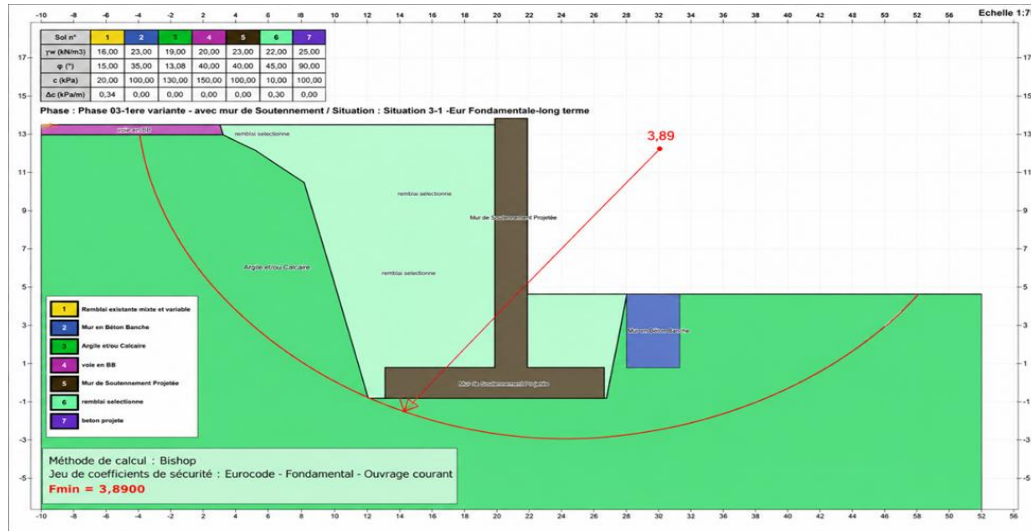


Figure 5-31 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=3,89$

La valeur du coefficient de sécurité obtenu à la fin du calcul est de l'ordre de $3,89 > 1,25$ ce qui montre que l'ensemble de talus et système de confortement est stable. Donc l'installation des confortements (mur de soutènement) joue un rôle important pour assurer la stabilité de ce talus.

5.6.4 Phase(04) : Renforcement avec pieux :

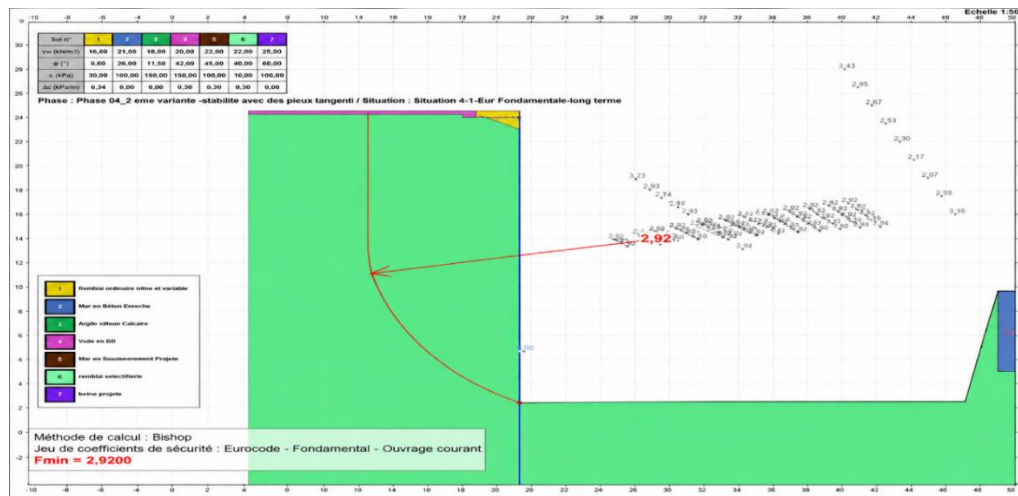


Figure 5-32 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=2,92$

La valeur du coefficient de sécurité obtenu à la fin du calcul est de l'ordre de $3,89 > 1,25$ ce qui montre que l'ensemble de talus et système de confortement est stable. Donc l'installation des confortements (pieux) joue un rôle important pour assure la stabilité de ce talus.

5.7 Etude de stabilité de paroi :

5.7.1 Paroi non Renforce :

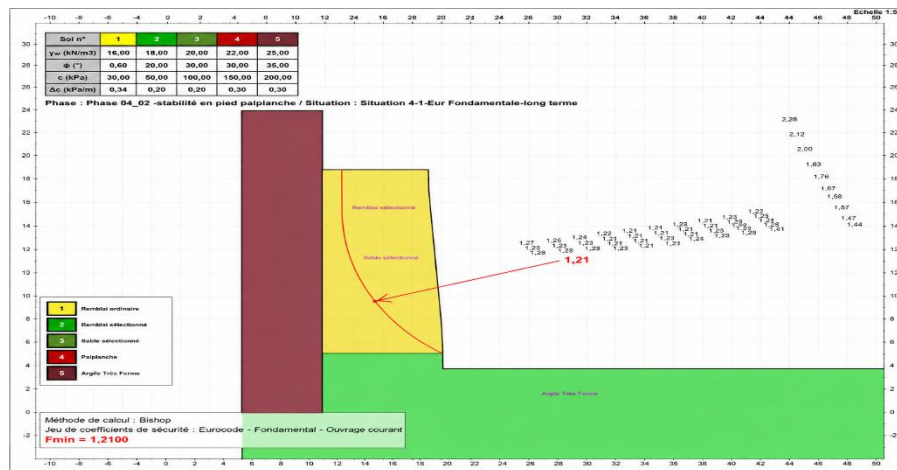


Figure 5-33: résultat de coefficient de sécurité $F_s=1,21$

La valeur du coefficient de sécurité obtenue à la fin du calcul est de l'ordre de $1,21 < 1,25$ (figure 25), ce qui montre que la paroi après le terrassement est instable. Donc il oblige d'utilisation de renforcements (béton projeté) pour assure la stabilité provisoire de ce talus.

5.7.2 Paroi Renforce :

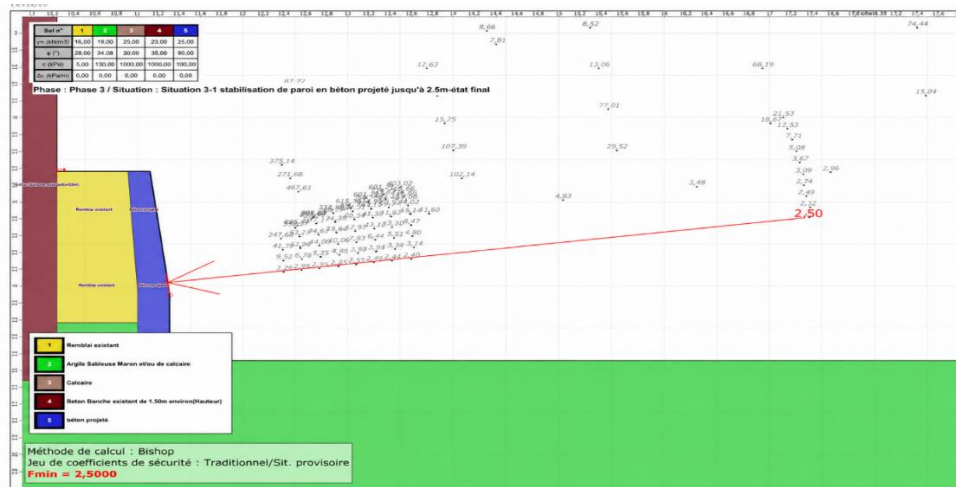


Figure 5-34 : résultat de coefficient de sécurité $F_s=2,5$

La valeur du coefficient de sécurité obtenu à la fin du calcul est de l'ordre de $1,8 > 1,25$, ce qui montre que le paroi APRES LE renforcement avec béton projeté montre une stabilité

5.8 Conclusion :

A État Initial : Les résultats des deux logiciels plaxis et talren sont très convergents et confirment qu'à l'état naturel, le talus est stable en passant vers :

- ✓ Variante 1 (Mur de soutènement) : Les simulations ont montré que les excavations nécessaires à sa réalisation déstabilisent temporairement le talus, imposant un confortement provisoire en béton projeté avant de construire le mur définitif. De plus, cette variante s'est avérée trop encombrante.
- ✓ Variante 2 (Pieux tangents) : Cette solution assure une stabilité optimale durant toutes les phases du projet.

Choix Final : Bien que plus coûteuse, la variante des pieux tangents a été définitivement adoptée conformément aux exigences du maître d'ouvrage, car elle permet de maximiser la surface foncière disponible pour le futur bâtiment tout en garantissant une sécurité à long terme .

Conclusion générale

Conclusion Générale :

L'analyse de la stabilité des talus est une opération complexe qui requiert une méthodologie rigoureuse. Ce travail a pour objectif d'étudier la stabilité d'un talus dans la wilaya de Tlemcen, destiné à abriter un projet de bâtiment en R+7.

Après une recherche bibliographique approfondie sur les glissements et les techniques de confortement, une campagne d'essais géotechniques réalisée par le LTPO Tlemcen a permis de caractériser les sols du site pour mener les analyses numériques.

L'évaluation de la stabilité a été effectuée à l'aide de deux logiciels complémentaires : TALREN V5 (méthode d'équilibre limite de Bishop) et PLAXIS 2D (méthode des éléments finis par réduction de la résistance au cisaillement SSR). Les résultats obtenus par les deux codes de calcul se sont révélés très convergents, indiquant qu'à l'état initial, le talus est stable.

- Cependant, l'étude des phases de terrassement a révélé des instabilités :
 - **Variante 1 (Mur de soutènement)** : L'excavation requise déstabilise le talus, nécessitant une protection provisoire en béton projeté avant la réalisation du mur définitif.
 - **Variante 2 (Pieux tangents)** : Cette solution garantit une stabilité optimale durant toutes les phases du projet.

Bien que le mur de soutènement soit envisageable, la variante des pieux tangents a été définitivement adoptée suivant l'exigence du maître d'ouvrage, afin de maximiser l'espace foncier disponible pour la future construction.

Références bibliographiques

- **[01].** Taleb h, a., (2019). Généralité sur les glissements des terrains. Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf Mila. Laboratoire FIMAS Université Tahri Mohamed Bechar.
- **[02].** LCPC. (1998). Stabilisation des glissements de terrain : Guide technique. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- **[03].** VARNES, D. J., Slope Movement Types and Processes, in: Landslides: Analysis and Control, Transportation Research Board, Special Report 176, Washington D.C, 1978.
- **[04].** Bendadouche, H., Lazizi, S., 2013. Glissement de terrain et confortement.
- **[05].** Bouafia, A. (2018). Calcul des soutènements et des talus. Livre master géotechnique, Université de Saad Dahleb Blida, Algérie.
- **[06].** Hadjadji, A., Hadj Abdel-kader, A.M.,(2020). Aspects pratiques de protection des talus instables:Cas de port de Ghazaouet Université A. Belkaid, Tlemcen.
- **[07].** Bekkouche, Y., et Morouche, A. (2024). Etude de stabilité d'un glissement de terrain. Cas d'un glissement de terrain sise dans la rocade côtière entre Marsat Ben Mhidi-Ghazaouet (1ère tranche) au PK 1+000. Mémoire de Master, Option : Voies et Ouvrages d'Art, Département de Génie Civil, Faculté de Technologie, Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen, Algérie.
- **[08].** MASEKANYA Jean-Pierre. « Stabilité des pentes et saturation partielle, Etude expérimentale et modélisation numérique ». Thèse présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur en Sciences de l'Ingénieur. UNIVERSITE DE LIEGE.2008.
- **[09].** SLIMANI Mohamed Salah Eddine ; BOUHALIT Ettahir, 2016. Etude d'un glissement de terrain en zone urbain à Skikda, mémoire pour diplôme d'ingénieure d'état. Ecole nationale supérieure des travaux publics.
- **[10].** AMRIOU, S., et KHADRAOUI, M. (2020). Etude de stabilité et du renforcement d'un talus urbanisé situé à El-Achour - Alger. Mémoire de Fin d'Etude de Master 2 en Génie Civil, Spécialité : Géotechnique, Université Saad Dahleb de Blida.
- **[11].** Bougrioua, A., et Bounaâs, T. Étude de la stabilité des talus à l'aide des méthodes analytiques et numériques [Mémoire de Master Académique, Université de Jijel.
- **[12].**Elkhir, A., et Yahiaoui, K. (2012). Etude numérique et confortement d'un glissement de terrain. Projet de fin d'étude d'Ingénieur d'état en Génie Civil, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique (ENP), El-Harrach, Alger, Algérie.

- [13]. A. Kourdey stabilité des pentes.
- [14]. www.memoireonline.com
- [15]. Kamel Belhadj Charih Younes. Méthodes de confortement de pentes instables application à l'instabilité du déblai du pk 34 de l'autoroute Tanger-Oued Rmel Maroc .
- [16]. Mohammed Hamza. Aissa. Mémoire de magister Analyse et modélisation d'un glissement de terrain, cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger). centre universitaire Khemis Mliana. Algérie. 2011.
- [17]. www.mccours.net/Methodes de Confortement des Pentest Instable.
- [18]. Toufik ben chelha. Mémoire de magister, amélioration des sols de fondation par colonnes Ballastées. Cas des ouvrages d'art de la Rocade Méditerrané de Nador.

ANNEXES

Date Début : 14/09/2025 Date Fin : 17/09/2025 Profondeur forée : 30 m Niveau d'eau : m		Coordonnées : X = Y = Z = 0		Boue de forage : Eau claire Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm Foreuse : TEREDO 1 Diam. forage :101 Long. tubage :		Etat de l'Echantillon : Intact Paraffiné Remanié Roche			
Echelle: (m)	Prof. (m) Eleva. (m)	Description Géotechnique	Lithologie	Niveau d'eau Type et Numéro	Etat Ech	Récup. (%) 25 50 75	N - SPT 25 50 75	RQD	Lugeon (UL) Léfranc (m/s)
	1,50 -1,50	Remblai : beton bitumineux - debris de construction		CR-01		65%			
3									
6									
9									
12									
15		Calcaire gris dolomitique compact à fragmenté, altéré parfois en sable argileux fin marron				70%		19	
18									
21									
24									
27									
30	30,00 -30,00								
Remarque :				Type Carottier : SPT : Carottier SPT CD : Tube carottier à diamants TS : Tube Shelby EP : Echantillonneur à Piston					

Date Début : 07/10/2025 Date Fin : 07/10/2025 Profondeur forée : 30 m Niveau d'eau : m		Coordonnées : X = Y = Z = 0		Boue de forage : Eau claire Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm Foreuse : TEREDO 1 Diam. forage :101 Long. tubage :		Etat de l'Echantillon : Intact Paraffiné Remanié Roche				
Echelle: (m)	Prof. (m) Eleva. (m)	Description Géotechnique	Lithologie	Niveau d'eau	Type et Numéro	Etat Ech	Récup. (%)	N - SPT	RQD	Lugeon (UL) Leffranc (m/s)
	1,80 -1,80	Remblai beton +debris de construction + sable			CR-01		45%			
3		Argile sableuse parron pâteuse avec une fine passée de calcaire gris entre: 1.70-2.00m		3	CR-02		55%			
6	6,20 -6,20			6						
9				9						
12				12						
15				15						
18		Calcaire gris dolomitique fragmenté		18	CR-03		70%			
21				21						
24				24						
27				27						
30	30,00 -30,00			30						
Remarque :			Type Carottier : SPT : Carottier SPT CD : Tube carottier à diamants TS : Tube Shelby EP : Echantillonneur à Piston							

Date Début : 09/10/2025 Date Fin : 09/10/2025 Profondeur forée : 30 m Niveau d'eau : m		<u>Coordonnées :</u> X = Y = Z = 0		Boue de forage : Eau claire Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm Foreuse : TEREDO 1 Diam. forage : 76 Long. tubage :		<u>Etat de l'Echantillon :</u> 				
Echelle. (m)	Prof. (m) Eleva. (m)	Description Géotechnique	Lithologie	Niveau d'eau	Type et Numéro	Etat Ech	Récup. (%)	N - SPT	RQD	Lugeon (UL) Leffranc (m/s)
	0,50 -0,50	Remblai sablo-graveleux			CR-01		80%			
3										
6										
9										
12										
15		Calcaire gris très altéré en sable grossier devenant gris foncé dolomitique à partir de 3.00m avec une poche d'argile entre: 8.10- 9.00m			CR-02		70%			
18										
21										
24										
27										
30	30,00 -30,00									
Remarque :			<u>Type Carottier :</u> SPT : Carottier SPT CD : Tube carottier à diamants TS : Tube Shelby EP : Echantillonneur à Piston							

Date Début : 05/10/2025 Date Fin : 05/10/2025 Profondeur forée : 30 m Niveau d'eau : m		Coordonnées : X = Y = Z = 0		Boue de forage : Eau claire Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm Foreuse : TEREDO 1 Diam. forage : 76 Long. tubage :		Etat de l'Echantillon : Intact Paraffiné Remanié Roche				
Echelle: (m)	Prof. (m) Eleva. (m)	Description Géotechnique	Lithologie	Niveau d'eau	Type et Numéro	Etat Ech	Récup. (%)	N - SPT	RQD	Lugeon (UL) Leffranc (m/s)
	0,50 -0,50	Remblai sablo-graveleux			CR-01		80%			
3				3						
6				6						
9				9						
12				12						
15		Calcaire gris dolomitique fragmenté à compact avec des poches d'argile marron entre: 1.30-1.50m ; 6.70-7.10m		15	CR-02		70%			
18				18						
21				21						
24				24						
27				27						
30	30,00 -30,00			30						
Remarque :				Type Carottier : SPT : Carottier SPT CD : Tube carottier à diamants TS : Tube Shelby EP : Echantillonneur à Piston						

Date Début : 06/10/2025		Coordonnées :		Boue de forage : Eau claire		Etat de l'Echantillon :	
Date Fin :		X =		Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm		☒ Intact ☐ Paraffiné ☐ Remanié ☐ Roche	
Profondeur forée : 30 m		Y =		Foreuse : TEREDO 1			
Niveau d'eau : m		Z = 0		Diam. forage : 76		Long. tubage :	

Echelle (m)	Prof. (m) Eleva. (m)	Description Géotechnique	Lithologie	Niveau d'eau	Type et Numéro	Etat Ech	Récup. (%)			N - SPT			RQD	Lugeon (UL) Leffranc (m/s)
							25	50	75	25	50	75		
	1,00 -1,00	Remblai béton bitumineux - sable - conglomérats			CR-01		80%							
3														
6														
9														
12														
15		Calcaire gris fragmenté à peu compact altéré en sable Argileux par endroit devenant dolomitique compact à partir de 6.00m			CR-02		70%							
18														
21														
24														
27														
30	30,00 -30,00													

Remarque :	Type Carottier : SPT : Carottier SPT CD : Tube carottier à diamants TS : Tube Shelby EP : Echantillonneur à Piston
------------	--

