

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**Étude du glissement de terrain sur la
pénétrante autoroutière de Jijel–El Eulma au
niveau du PK 87+500**

Présenté par :

MANSOURI Yasser
HARRAG Imad Eddine

Encadré par :

Mr. BERRICHE Yacine

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

Remerciement

On remercie tout d'abord Allah, le Tout-Puissant, de nous avoir donné la force, le courage et la volonté nécessaires pour mener ce travail à terme. Nous exprimons également notre profonde reconnaissance à nos parents pour leur soutien indéfectible, leur patience et leur présence constante tout au long de ce parcours.

Nos remerciements s'adressent ensuite à notre encadreur, M. B. Yacine, pour son accompagnement bienveillant et ses précieux conseils, ainsi qu'à M. M.

Mouloud pour sa collaboration et le partage de son savoir-faire. Nous remercions également les ingénieurs du groupement ADA Sétif pour leurs conseils avisés. Nous exprimons notre profonde gratitude à M. B. Salim pour son soutien constant tout au long de ce travail.

Nous adressons également nos sincères remerciements à l'ensemble des enseignants de l'ENSTP ainsi qu'à toute l'équipe pédagogique, qui ont contribué à notre formation par la qualité de leur enseignement, leur disponibilité et leurs précieux conseils tout au long de notre cursus universitaire.

Nous remercions également les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail et pour l'attention portée à notre démarche.

Enfin, nous tenons à exprimer notre immense gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet de fin d'études.

Dédicace

Avant tout, je rends grâce à Allah.

Je dédie ce travail à mes très chers parents, ma mère et mon père, qui m'ont toujours regardé avec fierté et confiance, me voyant déjà comme un ingénieur bien avant que je ne le devienne. Leur amour inconditionnel, leurs sacrifices, leurs conseils précieux et leurs encouragements constants ont été mon moteur tout au long de ce parcours. Aucun mot ne saurait exprimer ma profonde gratitude envers eux.

À mes frères, pour leur soutien, leur affection et leur présence à mes côtés.

À mes amis et collègues, qui ont partagé avec moi les joies et les difficultés de la vie universitaire. Merci pour votre soutien, votre aide, votre esprit de camaraderie et tous les moments inoubliables passés ensemble. Votre présence a grandement contribué à la réussite de ce parcours.

À l'ensemble de mes enseignants et encadreurs, qui ont su transmettre leur savoir, leur expérience et leur passion du génie civil. Grâce à leur dévouement, leurs conseils et leur accompagnement, j'ai pu développer les compétences et les connaissances nécessaires à ma formation d'ingénieur. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère reconnaissance et de mon profond respect.

Enfin, je dédie ce mémoire à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail et à la réussite de mes études.

Dédicace

Avant tout, je rends grâce à Allah.

Je souhaite dédier humblement ce travail à mon père, ma mère et mon frère, qui ont toujours été présents et m'ont soutenu tout au long de ma vie.

Je dédie également ce travail à toute ma famille, sans exception, et tout particulièrement à mon regretté grand-père, que Dieu l'accueille dans son vaste paradis.

Mes remerciements s'adressent également à mes amis, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont apporté leur aide, de près ou de loin, pour la réalisation de ce mémoire.

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة ظاهرة الانزلاق الأرضي التي تؤثر على الطريق السيار الرابط بين جيجل والعلمة، وذلك عند النقطة الكيلومترية 87+500 PK. وفي مواجهة الاضطرابات الجيوتقنية الملاحظة على هذا المقطع الطرقي، أُجريت دراسة شاملة بهدف تحديد آليات عدم الاستقرار واقتراح حلول المعالجة الملائمة. تستند الدراسة إلى تحقيق جيوتقني مفصل يشمل استطلاع الموقع وإجراء اختبارات المختبر وتحليل استقرار المنحدرات. وقد أظهرت النتائج أن ارتفاع مستوى المياه الجوفية يُعدّ العامل الرئيسي المُحرّك للانزلاق. وعلى هذا الأساس، تم تصميم حل تدعيم قائم على الصرف يهدف إلى خفض منسوب المياه الجوفية وتقليل ضغوط الماء المسامية مما يُحسن من معامل أمان المنحدر. ويُساهم هذا العمل في ضمان استدامة وسلامة هذا الطريق الاستراتيجي.

الكلمات المفتاحية : تحليل الاستقرار، انزلاق أرضي، إعادة التشكيل، صف الركائز، المصارف شبه الأفقية

Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude du glissement de terrain affectant la pénétrante autoroutière Jijel–El Eulma au niveau du PK 87+500. Face aux désordres géotechniques observés sur ce tronçon, une investigation approfondie a été conduite afin d'identifier les mécanismes de déstabilisation et d'en proposer des solutions de traitement adaptées. L'étude s'appuie sur un diagnostic géotechnique complet comprenant une reconnaissance de site, des essais en laboratoire et une analyse de la stabilité des pentes par les méthodes d'équilibre limite. Les résultats ont montré que la présence d'une nappe phréatique élevée constitue le facteur déclencheur principal du glissement. En réponse, une solution de confortement par drainage a été dimensionnée et préconisée, visant à rabattre le niveau de la nappe afin de réduire les pressions interstitielles et d'améliorer le facteur de sécurité du talus. Ce travail contribue ainsi à garantir la pérennité et la sécurité de cet axe routier stratégique.

Mots clés : analyse de la stabilité, glissement de terrain, reprofilage, rangée de pieux, drains subhorizontaux

Abstract

This thesis investigates the landslide phenomenon affecting the Jijel–El Eulma expressway at chainage PK 87+500. In response to the geotechnical distress observed along this road section, a comprehensive study was conducted to identify the destabilization mechanisms and propose appropriate remediation solutions. The work relies on a thorough geotechnical investigation including site reconnaissance, laboratory testing, and slope stability analysis using limit equilibrium methods. Results demonstrated that a high groundwater table is the primary triggering factor of the landslide. Accordingly, a drainage-based reinforcement solution was designed and recommended, aimed at lowering the water table level in order to reduce pore water pressures and improve the slope's safety factor. This study ultimately contributes to ensuring the long-term stability and safety of this strategically important road infrastructure.

Keywords: Slope stability analysis, landslide, re-profiling, pile row, sub-horizontal drains

Abréviations :

C : Cohésion

γ_h : Poids volumique humide

ϕ : Angle de frottement interne

FS : Facteur de sécurité

RQD : Rock Qualité Désignation

Pl : Pression limite

Em : Module pressiométrique

α : Angle entre le centre de gravité de la tranche et le rayon perpendiculaire sur le sol support

ML : Mètre linéaire

INK : Inclinomètre

BH : Borehole (Sondage carotté)

W : teneur en eau naturelle

Cc/Cg = indices de compression/regonflement (œdomètre)

Pc : pression de préconsolidation

LL : Limite de Liquidité

LP : Limite de Plasticité

IP = Indice de Plasticité

τ : Contrainte tangentielle

τ_{max} : Contrainte tangentielle maximale

V : coefficient de poisson

K : Perméabilité

USCS (Classe du sol) : Unified Soil Classification System

SC : Clayey sand

SM : Silty sand

CH : Fat clay

MH : Elastic silt

SP : Well-graded sand

CL : Lean clay

ISRM : International Society for Rock Mechanics

RN : Route nationale

PVC : Poly Chlorure de Vinyle

APS : Avant-Projet Sommaire

APD : Avant-Projet détaillé

TTC : Toutes Taxes Comprise

TVA : Taxes sur la Valeur Ajouté

Sommaire

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN.....	2
I.1. Introduction	3
I.2. Typologie des mouvements de terrain.....	3
I.2.1. Les glissements	3
I.2.1.1. Définition	3
I.2.1.2. Facteurs déclencheurs de glissement de terrain	4
I.2.2. Coulée boueuse	5
I.2.2.1. Définition	5
I.2.2.2. Facteurs déclencheurs des coulées boueuses	5
I.2.3. Affaissement/tassement.....	5
I.2.3.1. Définition	5
I.2.3.2. Facteurs déclencheurs des Affaissements/tassements	6
I.2.4. Effondrement.....	6
I.2.4.1. Définition	6
I.2.4.2. Facteurs déclencheurs des effondrements.....	6
I.2.5. Éboulement / chute de blocs.....	6
I.2.5.1. Définition	6
I.2.5.2. Facteurs déclencheurs des Éboulements rocheux	7
I.3. Analyse de la stabilité des pentes	7
I.3.1. Notion de coefficient de sécurité.....	7
I.3.2. Méthodes de calcul.....	8
I.3.2.1. Méthode d'équilibre limite	8
1. Méthode globale.....	8
2. Méthode des tranches.....	8
3. Méthode de FELLINIUS	9
4. Méthode de Bishop	9
5. Autres méthodes.....	10
I.3.2.2. Méthodes numériques	10
1. Méthode des éléments finis.....	10
2. Méthode des différences finies	10
I.4. Méthodes de confortement des mouvements de terrain	11
I.4.1. Modification géométrique (terrassment)	11
I.4.2. Drainage	13
I.4.3. La végétation	16
I.4.4. Stabilisation par renforcement	16
I.4.4.1. Ouvrages de soutènement	16

I.4.4.2. Tirants d’ancrages	17
I.4.4.3. Clouage souple	18
I.4.4.4. Clouage rigide, rangée de pieux	18
I.5. Conclusion	18
CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET	19
II.1. Introduction	20
II.2. Présentation du projet	20
II.3. Géologie de la zone	21
II.3.1. Géologie regional	21
II.3.2. Géologie du site d'étude	21
II.4. Hydrologie du site	22
II.5. Sismicité de la zone	22
II.6. Conclusion	23
CHAPITRE III : Diagnostic Géotechnique	24
III.1. Introduction	25
III.2. Description du glissement	25
III.3. Observations des désordres	26
III.4. Illustration par des photos de glissement	27
III.5. Les causes possibles du glissement	30
III.6. Conclusion	30
CHAPITRE IV : RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU SITE	31
IV.1. Introduction	32
IV.2. Campagne géotechnique	32
IV.2.1. Les essais in situ	32
IV.2.2. Les Essais de laboratoire	33
IV.2.3. Résultats des essais in situ	34
IV.2.3.1. Résultats des sondages carottés	34
IV.2.3.2. Essais de pénétration standard (SPT)	37
IV.2.3.3. Essais pressiométriques (PMT)	40
IV.2.3.4. Mesures inclinométriques	43
IV.2.4. Résultats des essais de laboratoire	43
1. Essais d'identification	43
2. Essais De Résistance	45
IV.3. Conclusion	46
CHAPITRE V : ETUDE DE CONFORTEMENT	47
V.1. Introduction	48
V.2. Présentation de logiciel « GEO5 »	48
V.3. Analyse à rebours	48
V.4. Profile représentatif	48

V.4.1. Localisation de la coupe critique	48
V.4.2. Coupe lithologique du profil critique	49
V.5. Les paramètres de calculs	50
V.6. Les résultats de calcul avec GEO5	51
V.7. Etude d'avant-projet sommaire (APS).....	51
V.7.1. Solution 1 : Reprofilage et confortement par système de soutènement sur pieux 51	
V.7.1.1. Solution 2 : Reprofilage et drainage avec des drains subhorizontaux.....	57
V.8. Devis quantitatif et estimatif	60
V.8.1. Devis quantitatif et estimatif de la 1ère solution (rideaux en pieux).....	60
V.8.2. Devis quantitatif et estimatif de la 2ème solution (drainage)	61
V.8.3. Analyse multicritère et choix de la solution	62
V.9. Etude d'avant-projet détaillé -APD-	63
V.9.1. Dimensionnement les drains subhorizontaux	63
6. Interprétation des résultats	66
V.9.2. Traitement de surface des talus et assainissement des banquettes	66
1. Caniveaux bétonnés pour le drainage de surface	66
2. Caniveaux de collecte des eaux des drains subhorizontaux.....	67
V.9.3. Boisement de la zone glissante par des arbres d'eucalyptus	67
1. Limites des drains subhorizontaux : surveillance et maintenance	67
2. Principe et justification — Le boisement comme solution durable.....	67
3. Avantages de l'eucalyptus pour le drainage des eaux souterraines.....	68
4. Mécanisme de drainage biologique :	68
Figure V-15 : Arbre d'eucalyptus	68
V.10. Conclusion	69
Conclusion générale	71

Liste des figures

Figure I-1 : Glissement rotationnel	3
Figure I-2 : Glissement plan.....	4
Figure I-3 : Glissement quelconque	4
Figure I-4 : Processus de formation et d'écoulement d'une lave torrentielle.	5
Figure I-5 : schéma d'un affaissement d'une succession de couches meuble	5
Figure I-6 : schéma d'un effondrement (fontis)	6
Figure I-7 : Mécanisme des éboulements.....	7
Figure I-8 : Méthode des tranches.....	8
Figure I-9 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius	9
Figure I-10 : Allègement en tête	11
Figure I-11 : Butée de pied.....	12
Figure I-12 : Le reprofilage.....	12
Figure I-13 : La purge	13
Figure I-14 : Tranchées drainantes.....	13
Figure I-15 : Eperons drainants.....	14
Figure I-16 : Drain subhorizontal.....	14
Figure I-17 : Schémas de réalisation des drains verticaux	15
Figure I-18 : Exemple d'ouvrage d'assainissement	15
Figure I-19 : implantation des plantes dans un talus.....	16
Figure I-20 : ouvrage rigide (mur poids).....	16
Figure I-21 : ouvrage souple (mur cellulaire)	17
Figure I-22 : ouvrage souple (mur en gabions)	17
Figure I-23 : Schéma d'un tirant d'ancrage	17
Figure I-24 : Schéma du principe d'un clouage souple.....	18
Figure I-25 : Schéma de principe d'un clouage rigide	18
Figure II-1 : Localisation de la zone de glissement (PK 87+500) sur le tracé de la pénétrante autoroutière reliant le Port de Djendjen (Jijel) à El Eulma (Sétif)	20
Figure II-2 : Carte géologique de la wilaya de Sétif (1/500 000 édition 1960)	21
Figure II-3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2024).	23
Figure III-1 : Vue satellitaire annotée du site de glissement.....	25
Figure III-2 : Escarpement en haut du versant, butte dans le versant et butte stabilisante en pied.....	27
Figure III-3 : Pente abrupte de l'escarpement principal — fissure ouverte en pied de l'escarpement	27
Figure III-4 : Vue du sommet de la zone de glissement — fissure ouverte.....	27
Figure III-5 : Vue rapprochée des fissures ouvertes au sommet de la zone de glissement.....	28
Figure III-6 : Fissure traversant la plateforme autoroutière — limite nord du glissement	28
Figure III-7 : Vue rapprochée du plan de cisaillement au contact avec la plateforme autoroutière.....	28
Figure III-8 : Exemple de fissure dans les talus de déblai (sud-est)	29
Figure III-9 : Suintement d'eau en pied de versant	29
Figure III-10 : Déformation du canal de drainage en béton de la route nationale RN77	29
Figure III-11 : Fissures transversal sur la chaussée de la RN77	30
Figure IV-1 : Plan d'implantation des sondages et d'inclinomètre.....	32
Figure V-1 : Localisation de la coupe critique A–A' dans la zone de glissement (PK 87+500)	49
Figure V-2 : Coupe lithologique du profil critique A–A' avec localisation de la surface de rupture et des inclinomètres	49
Figure V-3 : Résultat de l'analyse à partir de GEO5 – dans le cas statique, (FS= 1.01).....	51
Figure V-4 : Résultats de stabilité des pentes à l'état statique après l'excavation (FS=1.27) ..	52

Figure V-5 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°1 amont — surface de glissement principale (FS = 1.43)	53
Figure V-6 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°2 — surface de glissement principale (FS = 1.51).....	54
Figure V-7 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°2 — surface de glissement localise au niveau de la RN77 (FS = 1.27).....	55
Figure V-8 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°3 — protection de la RN77 (FS=1.55).....	55
Figure V-9 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°3 — surface de glissement principale (FS = 1.69).....	56
Figure V-10 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°3 — surface de glissement principale (FS = 1.61), dans le cas sismique	56
Figure V-11 : Résultats de stabilité des pentes à l'état statique après l'excavation (FS=1.21) 58	
Figure V-12 : Résultats de stabilité des pentes à l'état statique après drainage (drains subhorizontaux) (FS=1.58).....	59
Figure V-13 : Résultats de stabilité des pentes à l'état statique après drainage (drains subhorizontaux) (FS=1.2) dans le cas sismique	59
Figure V-14 : Caractéristiques géométriques du caniveau (section trapézoïdale)	67
Figure V-15 : Arbre d'eucalyptus	68

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Les formules de coefficient de sécurité.	7
Tableau II-1 : Les niveaux de l'eau observés dans les sondages	22
Tableau IV-1 : Tableau récapitulatif les informations des sondages	33
Tableau IV-2 : Description lithologique des sondages carottés.	34
Tableau IV-3 : Résultats récapitulatifs des essais de pénétration standard (SPT)	37
Tableau IV-4 : Résultats récapitulatifs des essais pressiométriques (PMT)	40
Tableau IV-5 : Récapitulatif des caractéristiques et résultats des mesures inclinométriques ..	43
Tableau IV-6 : résultats des essais physiques au laboratoire.	43
Tableau IV-7 : Essai Œdomètre – Compression à Expansion Latérale Libre (ELL).....	45
Tableau IV-8 : Essai de Résistance à la Compression Uniaxiale	45
Tableau V-1 : Les paramètres géotechniques de chaque couche	50
Tableau V-2 : Bilan des pieux.....	57
Tableau V-3 : Analyse multicritère des deux solutions	62
Tableau V-4 : Estimations de la perméabilité par corrélation granulométrique selon la classification USCS.....	63
Tableau V-5 : Paramètres hydrauliques de dimensionnement	64
Tableau V-6 : Débit total du réseau de drainage	65
Tableau V-7 : Avantages de l'eucalyptus pour le drainage des eaux souterraines	68

Introduction générale

Les glissements de terrain constituent un phénomène géotechnique récurrent dans les régions montagneuses et les zones à relief accidenté. Ils se caractérisent par le déplacement d'une masse de sol ou de roche sous l'effet de la gravité, sous l'action de facteurs tels que les infiltrations d'eau, les séismes, la nature des formations géologiques ou les travaux d'excavation. Ces phénomènes peuvent provoquer des dommages importants aux infrastructures et constituent un risque majeur pour les ouvrages routiers.

Dans le cadre du développement des grandes infrastructures routières en Algérie, la pénétrante autoroutière reliant le Port de DjenDjen (Jijel) à El Eulma (Sétif) traverse plusieurs zones géologiquement sensibles. Parmi les problèmes rencontrés durant les travaux, un important glissement de terrain est apparu au niveau du PK 87+500, affectant le talus de déblai de l'autoroute ainsi que la Route Nationale RN77 située en contrebas. Ce phénomène est principalement lié à la présence de formations argileuses altérées, aux infiltrations d'eau souterraine ainsi qu'aux travaux d'excavation réalisés au pied du versant.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons entrepris une étude approfondie de ce glissement de terrain afin de comprendre son mécanisme, d'identifier les facteurs responsables de l'instabilité et d'évaluer la stabilité du versant. Pour cela, une campagne de reconnaissance géotechnique comprenant des sondages carottés, des essais in situ, des essais de laboratoire ainsi qu'un suivi inclinométrique a été exploitée afin de déterminer les caractéristiques géotechniques et mécaniques des terrains en place. L'analyse de stabilité a été réalisée à l'aide du logiciel GEO5, permettant de modéliser le comportement du versant et d'identifier les surfaces de rupture critiques.

Le présent mémoire est structuré en trois parties complémentaires :

- **La première partie** est consacrée à l'étude bibliographique des mouvements de terrain. Elle présente les différents types de glissements, les facteurs déclencheurs, les méthodes d'analyse de stabilité ainsi que les principales techniques de confortement utilisées en géotechnique.

- **La deuxième partie** concerne la présentation du projet et le diagnostic géotechnique du site étudié. Elle comprend le contexte géologique, hydrologique et sismique de la zone, ainsi que l'identification des désordres observés et des causes possibles du glissement.

- **La troisième partie** concerne l'étude géotechnique détaillée du site du PK 87+500. Elle comprend le diagnostic du glissement, l'interprétation des résultats des reconnaissances géotechniques, l'analyse de stabilité du versant ainsi que l'évaluation des solutions de stabilisation proposées, notamment les systèmes de drainage et les ouvrages de confortement.

Enfin, une conclusion générale synthétise les principaux résultats obtenus et les recommandations proposées pour assurer la stabilité durable du site.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

I.1. Introduction

Les mouvements de terrain sont des mouvements vers l'aval de roches, sols ou débris sous l'effet de la gravité[1]. Le terme englobe plusieurs mécanismes (glissement, coulée, chute, effondrement) selon la nature du matériau et la surface de rupture. Les facteurs déclenchants principaux sont les fortes pluies (saturation des sols), les séismes, l'érosion à la base des versants et les activités humaines (ex. surcharges, excavations)[2].

Dans le domaine de la géotechnique, la prise en compte des mouvements de terrain est essentielle lors de la conception et de la réalisation des projets de travaux publics. Ces phénomènes peuvent en effet provoquer des dommages considérables aux infrastructures, entraîner des interruptions de service et engendrer des pertes économiques importantes.

L'objectif de ce chapitre est de présenter les notions fondamentales relatives aux mouvements de terrain, notamment leur définition, leur classification, les principaux facteurs de déclenchement ainsi que les méthodes de confortement.

I.2. Typologie des mouvements de terrain

Il existe plusieurs classifications des mouvements de terrain, établies selon des critères spécifiques à chaque discipline, qu'elle soit géologique, mécanique ou autre. Une classification n'a pas pour vocation de constituer une fin en soi, mais de recenser les principaux types de mouvements afin d'en identifier les caractéristiques essentielles et de mieux les appréhender.

La classification adoptée par le Comité International de Géologie de l'Ingénieur (CIGI), qui distingue quatre grandes catégories :

- Les glissements
- Les Coulées boueuses
- Affaissement/tassement et Effondrement
- Éboulement / chute de blocs

I.2.1. Les glissements

I.2.1.1. Définition

Déplacement vers le bas d'une masse cohérente de sol ou de roche sur une pente[1]. La rupture peut être circulaire (surface concave, glissement rotationnel), plan (surface presque plane, glissement translationnel)[1], ou quelconque (surface irrégulière).

Les glissements rotationnels

Ils se produisent le long d'une surface de rupture courbe et sont fréquents dans les sols cohérents tels que les argiles.

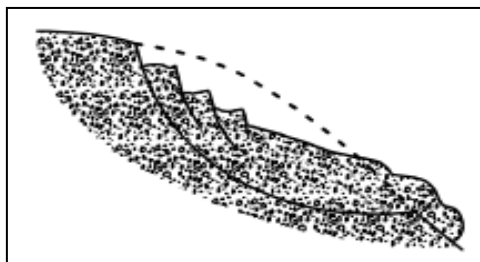


Figure I-1 : Glissement rotationnel

Les glissements plans

Ils se produisent le long d'une surface plane, généralement parallèle à la stratification des couches géologiques.

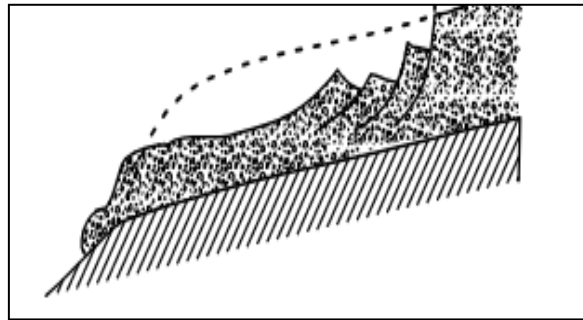


Figure I-2 : Glissement plan

Les glissements quelconques

Ils se caractérisent par une surface de rupture irrégulière et non géométrique. Ce type de glissement est le plus fréquent en raison de l'hétérogénéité du sol et de l'anisotropie des matériaux.

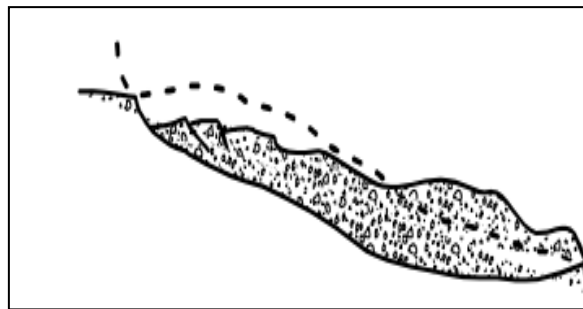


Figure I-3 : Glissement quelconque

I.2.1.2. Facteurs déclencheurs de glissement de terrain

Naturels : précipitations intenses et infiltration, fonte des neiges, séismes, érosion (affouillement) en pied de versant[2].

Anthropiques : déboisement, surcharge en tête de talus (remblai routier, construction) ou décharge en pied (excavation, aménagement), canalisations fuyantes (infiltration d'eau), vibrations (trafic).

I.2.2. Coulée boueuse

I.2.2.1. Définition

Flux très rapide de matériaux saturés. Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance visqueuse »[3]. La forte teneur en eau réduit la résistance au cisaillement des matériaux et favorise leur mise en mouvement.

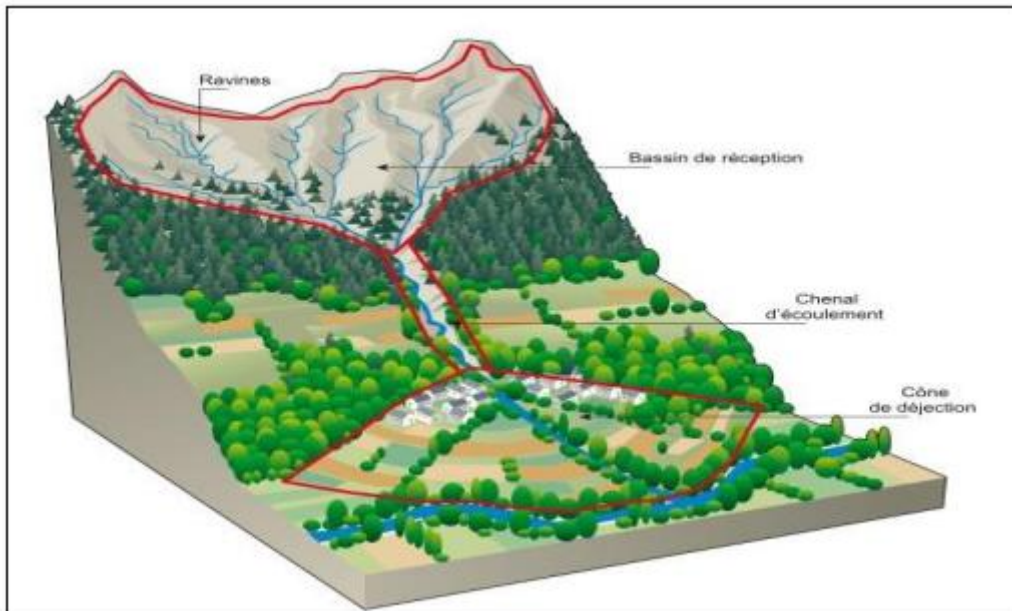


Figure I-4 : Processus de formation et d'écoulement d'une lave torrentielle.

I.2.2.2. Facteurs déclencheurs des coulées boueuses

Naturels : précipitations extrêmes sur sol saturé, ou déclenchement par la fonte d'un barrage naturel.

Anthropiques : perte de couverture végétale (incendies, défrichements), remblais meubles, irrigation excessive. Les coulées tendent à se produire quand un glissement initial se liquéfie sous l'action de l'eau.

I.2.3. Affaissement/tassement

I.2.3.1. Définition

Déplacement lent, uniforme du sol sans rupture nette. Ce phénomène forme des dépressions en cuvette. Les affaissements résultent souvent d'une surcharge (terrain de remblais, bâtiment) ou d'un assèchement/puits de nappe[4].

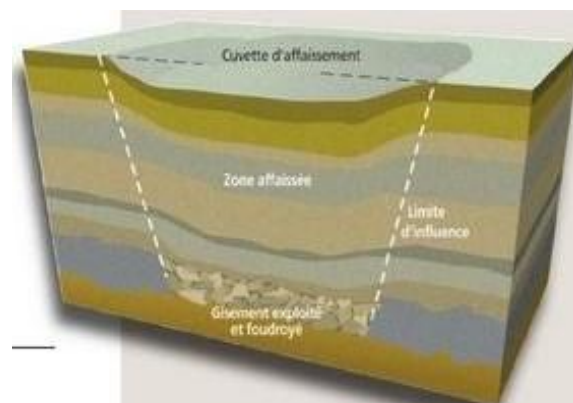


Figure I-5 : schéma d'un affaissement d'une succession de couches meuble

I.2.3.2. Facteurs déclencheurs des Affaissements/tassements

Naturels : retrait-gonflement des argiles, dissolution karstique (affaissement progressif du sol de couverture).

Anthropiques : surcharge continue (remblais, constructions), assèchement (pompage, drainage) du sous-sol, excavations (mines, tunnels) sans étayage.

I.2.4. Effondrement

I.2.4.1. Définition

Affaissement brutal d'une partie de versant ou d'une voûte rocheuse, souvent lié à un vide souterrain (cavité, mine). Il se traduit par une ouverture soudaine du sol à la surface.

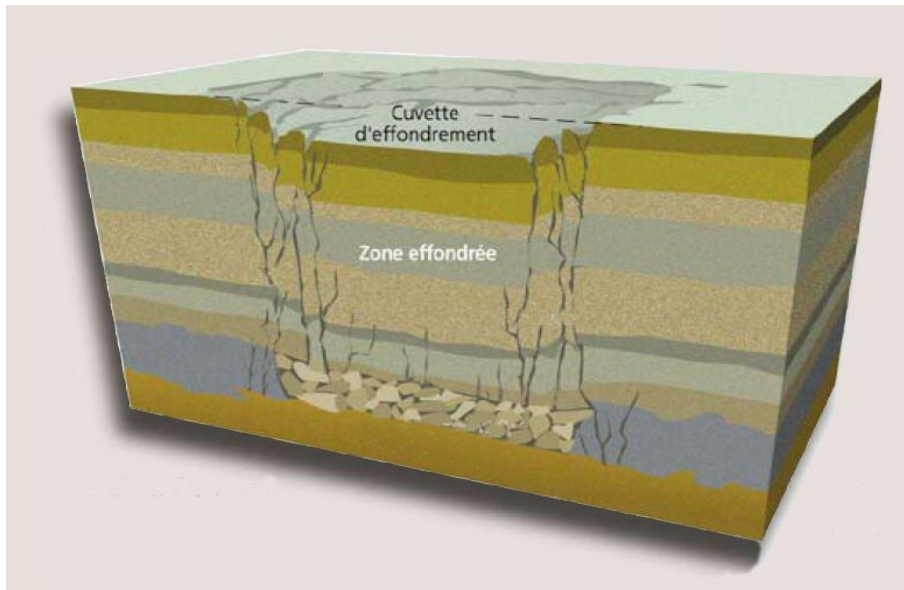


Figure I-6 : schéma d'un effondrement (fontis)

I.2.4.2. Facteurs déclencheurs des effondrements

Naturels : perte de support due à la dissolution (karst).

Anthropiques : mines abandonnées sans soutènement, excavation souterraine.

I.2.5. Éboulement / chute de blocs

I.2.5.1. Définition

Détachement instantané de fragments de roche (de petites pierres à des blocs $>1 \text{ m}^3$) depuis un versant raide. La chute implique une simple chute libre d'objets, l'éboulement concerne un volume rocheux cohérent ayant glissé un peu avant de tomber. Ce phénomène se produit lorsque les discontinuités naturelles du massif rocheux (fractures, failles) réduisent la stabilité des blocs.

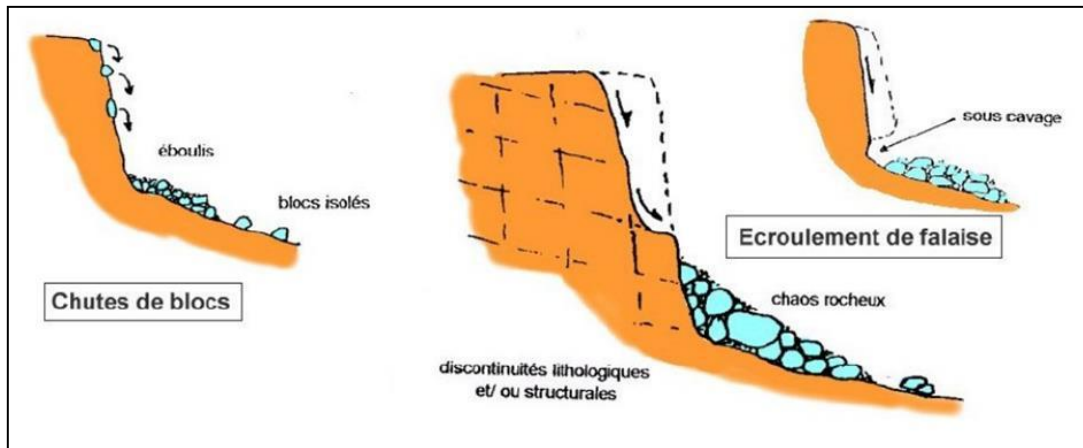


Figure I-7 : Mécanisme des éboulements.

I.2.5.2. Facteurs déclencheurs des Éboulements rocheux

Naturels : gel/dégel (fracturation superficielle), pression d'eau dans les fissures lors de pluies ou fonte, croissance de végétation (racines qui fissurent), séismes.

Anthropiques : déstabilisation de paroi, vibrations dues à la construction ou au passage de trains, trafic de poids lourds sous falaises urbaines.

I.3. Analyse de la stabilité des pentes

I.3.1. Notion de coefficient de sécurité

L'évaluation de la stabilité des talus se fait généralement par le facteur de sécurité FS . Il est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface : $FS = \tau_{max}/\tau$

Il peut être écrit de différentes façons :

Tableau I-1 : Les formules de coefficient de sécurité.

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$FS = \tau_{max}/\tau$
Rapport de forces	$FS = F_{résist}/F_{motrices}$
Rapport de moments	$FS = M_{résist}/M_{motrices}$
Rapport de grandeurs	$FS = H_{max}/H$

Selon le **RPOA 2024** (Règles Parasismiques applicables aux Ouvrages d'Art, ou pour les pentes/talus dans le contexte de votre référentiel) :

À l'état statique :

- $FS > 1,5 \rightarrow$ pente stable
- $FS \leq 1,5 \rightarrow$ pente instable

À l'état dynamique (sismique) :

- $FS > 1,2 \rightarrow$ pente stable
- $FS \leq 1,2 \rightarrow$ pente instable

I.3.2. Méthodes de calcul

Il existe deux approches principales de calcul :

- Méthode d'équilibre limite.
- Méthode numérique.

I.3.2.1. Méthode d'équilibre limite

1. Méthode globale

Cette méthode consiste à étudier l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement en supposant une ligne de rupture circulaire. Il existe plusieurs approches :

- La méthode de TAYLOR suppose que le sol est homogène et qu'il n'y a pas de circulation d'eau.
- La méthode de CAQUOT et de BIAREZ considère aussi le sol homogène mais avec la présence de la pression interstitielle. CAQUOT vérifie l'équilibre des moments alors que BIAREZ vérifie l'équilibre des polygones (résultante) des forces. Ces deux méthodes sont basées sur les abaques.

2. Méthode des tranches

La méthode des tranches consiste à découper le volume du sol situé au-dessus d'une surface de rupture généralement circulaire en un certain nombre de tranches verticales, puis étudier l'équilibre de chaque tranche individuellement, ensuite évaluer la stabilité globale de la pente en combinant les résultats obtenus, le nombre et la largeur des tranches sont choisis en fonction de la géométrie du talus, les propriétés des sols, la présence d'eau souterraine et d'autres facteurs spécifiques au site.

Pour chaque tranche, on identifie :

- Le poids propre : $W = \gamma n \times hn \times bn$

Où : γ est le poids volumique du sol

h est la hauteur moyenne de la tranche

b sa largeur

- Les forces inter-tranches décomposées en efforts horizontaux (H) et efforts verticaux (V)
- La réaction du sol (R_n) le long de la surface de rupture, qui comprend une composante normale et une composante tangentielle (résistance au cisaillement)
- Le coefficient de sécurité est calculé en comparant les forces résistantes aux forces motrices

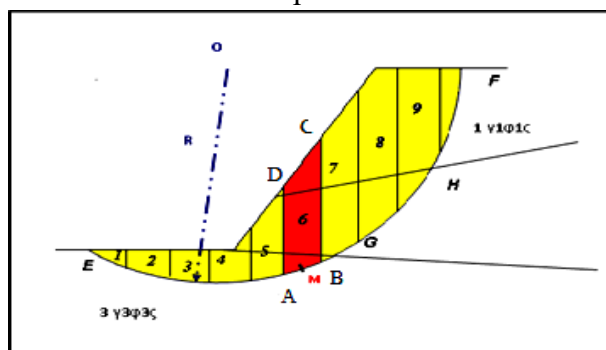


Figure I-8 : Méthode des tranches

3. Méthode de FELLINIUS

Elle s'appelle aussi la méthode suédoise, elle se base sur les hypothèses suivantes :

- La ligne de rupture est de forme circulaire ;
- Les efforts inter-tranches sont totalement négligeables
- Le poids W est la seule force agissante sur l'arc AB

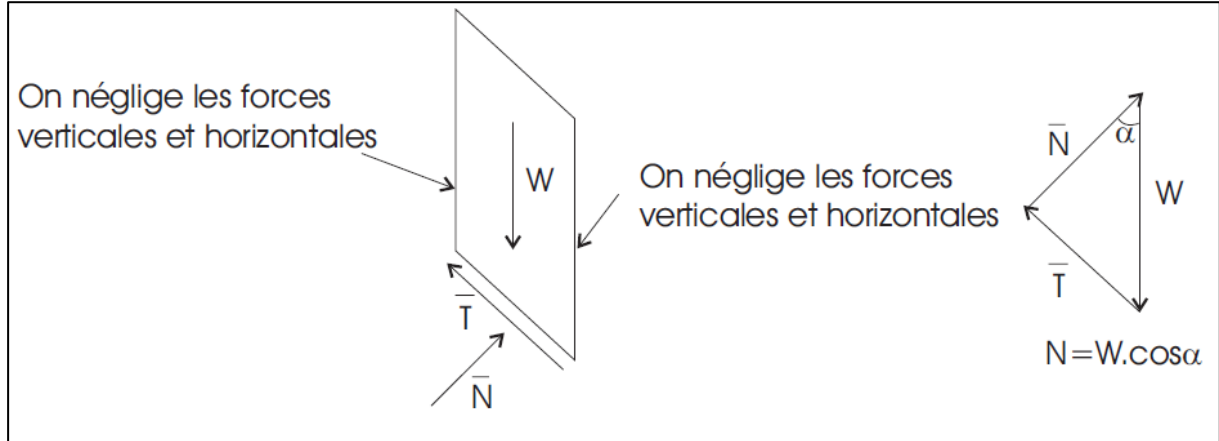


Figure I-9 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius

Et on écrit :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^m \left(c_l \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_l \right)}{\sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Avec $l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$

- C_l, ϕ_l : Caractéristiques mécaniques de la couche
- m : nombre de tranches.
- b : la largeur des tranches
- α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

4. Méthode de Bishop

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- La ligne de rupture est de forme circulaire
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$)

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^m (c_l b_l + W_n \tan \phi_l)}{m_\alpha \sum_{n=1}^m W_n \sin \alpha_n}$$

Avec : $m_\alpha = \cos \alpha_l \left[1 + \frac{\tan \alpha_l \tan \phi_l}{F_S} \right]$

Pour déterminer F_S il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{S0} le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de FELLENIUS. [5]

5. Autres méthodes

❖ Méthode de JANBU : L'hypothèse de cette méthode est de considérer que les forces inter-tranches sont horizontales, et supposer les forces verticales inter-tranches nulles.

Elle suppose aussi que la surface de glissement est quelconque (non circulaire).

On calcule le facteur de sécurité à partir d'équilibre des forces horizontales, puis on corrige par un facteur de correction empirique pour pallier au manque de l'effet des forces verticales inter-tranches. L'équilibre des moments est négligé.

❖ Méthode de SPENCER : Cette méthode suppose que les efforts inter-tranches sont tous inclinés du même angle, et que la surface de glissement est circulaire, mais a été développée pour des surfaces de rupture non circulaires.

❖ Méthode de MORGENSTERN-PRICE : C'est une méthode très utilisée, elle se base sur la définition d'une fonction qui donne l'inclinaison des efforts inter-tranches.

En 1977, Fredlund et Krahn ont proposé un algorithme de résolution plus stable pour cette méthode. Elle présente néanmoins parfois des difficultés de convergence numérique.

I.3.2.2. Méthodes numériques

Deux principales approches numériques peuvent être distinguées :

1. Méthode des éléments finis

C'est une méthode numérique qui consiste à décomposer le plan vertical du talus en un nombre fini d'éléments interconnectés par des nœuds, créant un maillage qui représente la géométrie complète du problème.

Elle permet la modélisation des comportements élasto-plastiques complexes et des propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments.

Il existe plusieurs logiciels spécialisés dans l'application de la MEF en géotechnique, comme : PLAXIS, CESAR, GEO5.

2. Méthode des différences finies

C'est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977), c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres.

Cette méthode permet de résoudre les problèmes qui présentent des géométries complexes, des matériaux hétérogènes ou des comportements non-linéaires. [6]

I.4. Méthodes de confortement des mouvements de terrain

Les méthodes de confortement ont pour objectif d'améliorer la stabilité des pentes et de réduire les risques liés aux mouvements de terrain. Elles consistent à augmenter les forces résistantes du massif instable ou à diminuer les forces motrices responsables du glissement.

Le choix de la méthode dépend de la nature du sol ou de la roche, la géométrie du talus, la profondeur de la surface de rupture, les conditions hydrogéologiques ainsi que les contraintes économiques et environnementales. D'une façon que la méthode choisie doit répondre aux exigences suivantes :

- Coté résistance : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteurs de notre talus.
- Coté économique : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché.
- Coté technologique : la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement. [7]

Les techniques de stabilisation peuvent être classées en :

I.4.1. Modification géométrique (terrassément)

La stabilité d'un talus dépend directement de sa pente. Ainsi, la première approche consiste souvent à modifier la géométrie du terrain afin de réduire les forces motrices et améliorer la stabilité. Cette modification peut se faire selon plusieurs techniques adaptées à la nature du problème :

a) Allègement en tête :

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

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissée peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court et / ou long terme, qui peut nécessiter la construction d'un soutènement. [8]

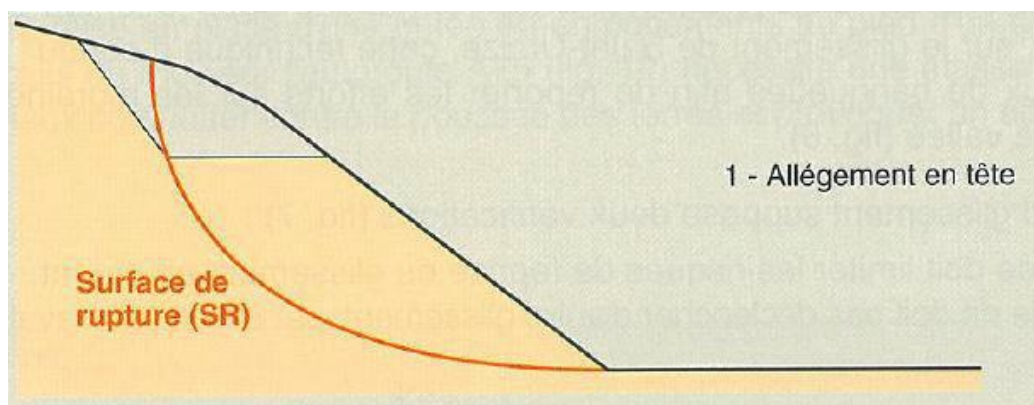


Figure I-10 : Allègement en tête

b) Chargement en pied :

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

Les ouvrages de butée peuvent assurer un drainage du massif. Pour cela, il est recommandé d'utiliser un matériau drainant et auto-stable, et d'organiser la collecte et l'évacuation des eaux, par un drain placé en fond de fouille et un collecteur. [8]

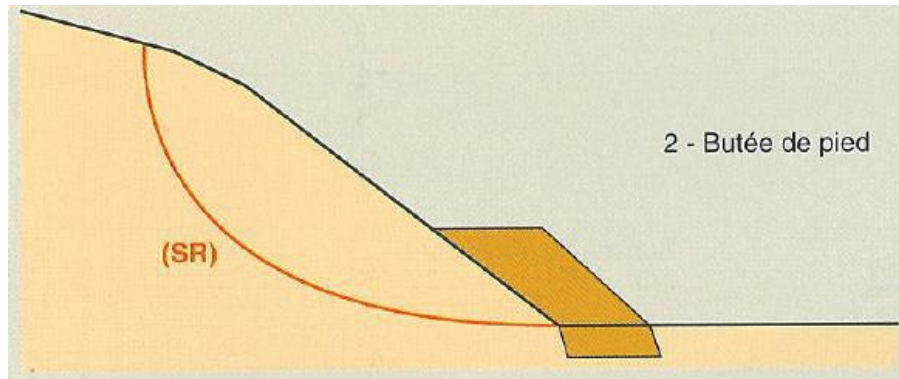


Figure I-11 : Butée de pied

c) Retalutage (reprofilage) :

Cette méthode consiste à adoucir la pente du talus afin de réduire les efforts déstabilisants. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. [8]

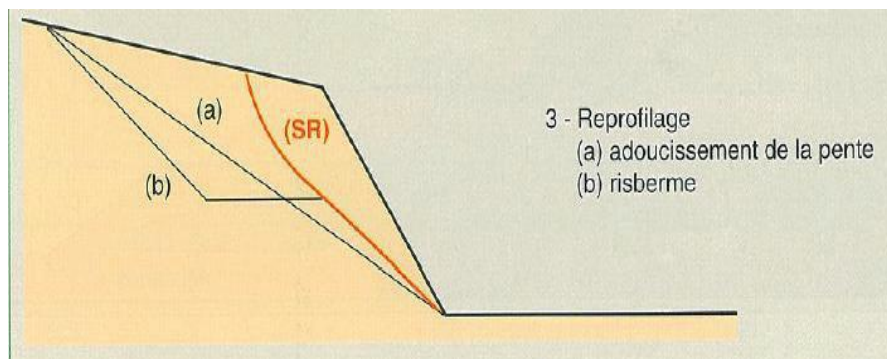


Figure I-12 : Le reprofilage

d) La purge :

Cette technique consiste à excaver les matériaux instables ou glissés et à les remplacer par des matériaux de meilleure qualité. Elle permet de reconstituer un talus stable. Il est essentiel de vérifier la stabilité aussi bien pendant les travaux qu'après réalisation. Cette méthode nécessite une bonne estimation du volume à excaver, ainsi qu'un approfondissement au-delà de la surface de rupture, avec la réalisation de redans pour assurer une bonne liaison entre le sol en place et le matériau d'apport. La stabilité des talus provisoires dépend fortement des conditions de chantier et des conditions climatiques.

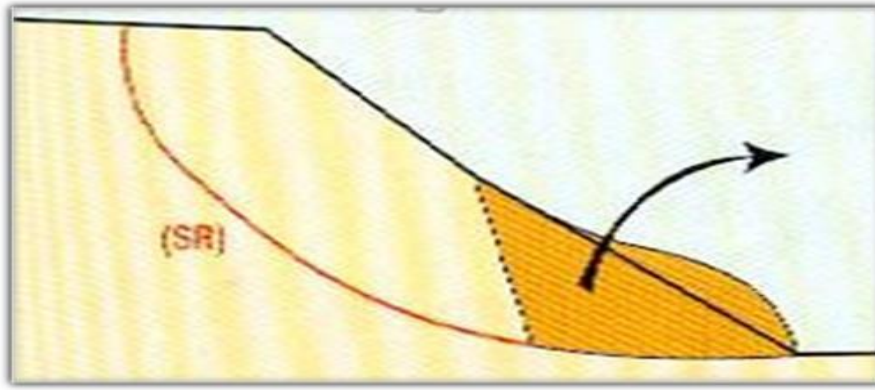


Figure I-13 : La purge

I.4.2. Drainage

Dans la majorité des cas de glissements de terrain, l'eau joue un rôle déterminant en augmentant les pressions interstitielles et en réduisant la résistance du sol. Le drainage constitue donc une solution efficace et souvent économique pour améliorer la stabilité.

Les objectifs du drainage sont :

- Capter les eaux de surface,
- Limiter les infiltrations dans les zones instables,
- Réduire les pressions interstitielles en abaissant la nappe phréatique,
- Améliorer l'évacuation des eaux.

Les principales techniques de drainage sont :

a) Tranchées drainantes :

Ce sont des excavations réalisées perpendiculairement à l'écoulement des eaux pour abaisser le niveau de la nappe. Elles sont généralement profondes de 4 à 6 m et remplies de matériaux drainants avec des tuyaux en PVC, le tout protégé par un géotextile.

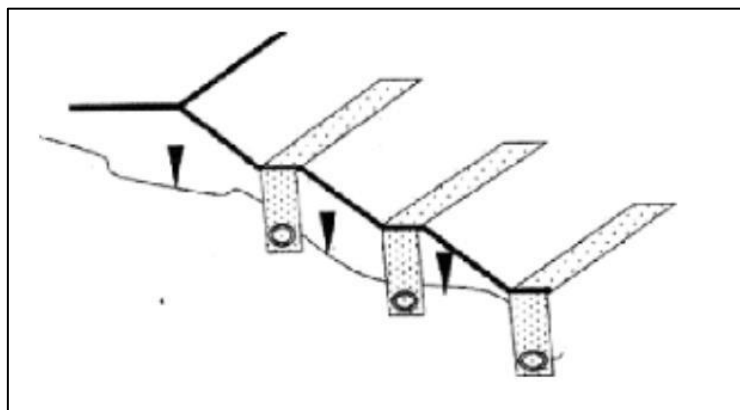


Figure I-14 : Tranchées drainantes

b) Éperons drainants :

Ce sont des tranchées étroites, creusées parallèlement à la pente du talus, puis remplies de matériaux granulaires. Elles permettent de faciliter l'évacuation des eaux en profondeur.

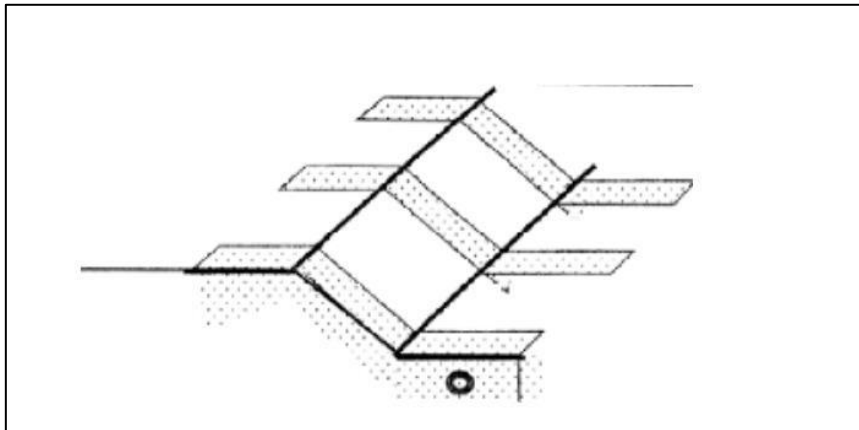


Figure I-15 : Eperons drainants

c) Drains subhorizontaux :

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces dispositifs sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, on peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents. Les longueurs courantes des drains sont de 30 à 100m

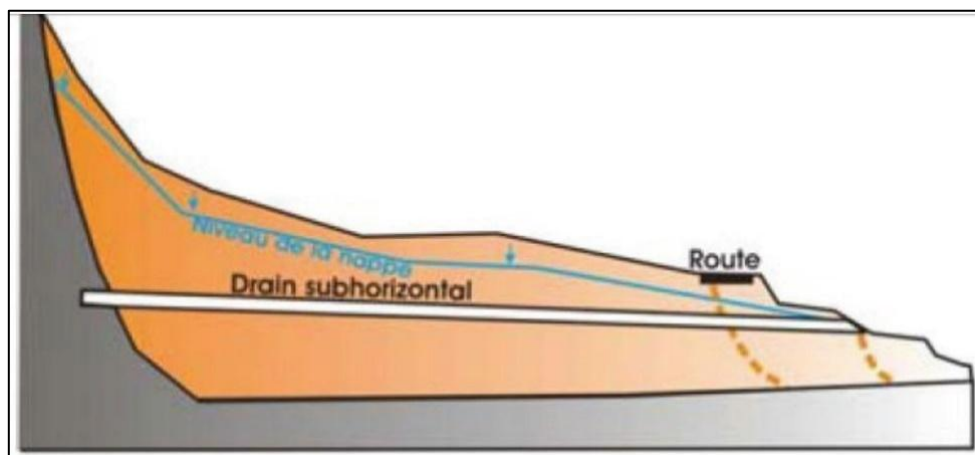


Figure I-16 : Drain subhorizontal

d) Drains verticaux :

Utilisés principalement dans les sols saturés (argiles, limons), ces drains permettent d'accélérer la consolidation en évacuant l'eau vers la surface, souvent en combinaison avec un préchargement.

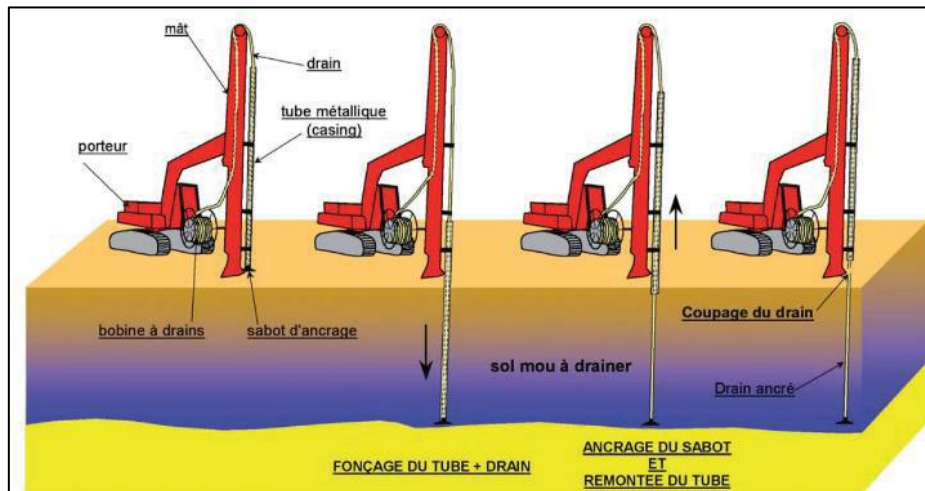


Figure I-17 : Schémas de réalisation des drains verticaux

e) Assainissement de surface :

Cette technique vise à limiter le ruissellement et les infiltrations dans les zones instables. Les eaux sont captées puis évacuées hors de la zone sensible à l'aide de dispositifs courants tels que les fossés et les caniveaux. Cela permet de réduire l'érosion et les pressions interstitielles.

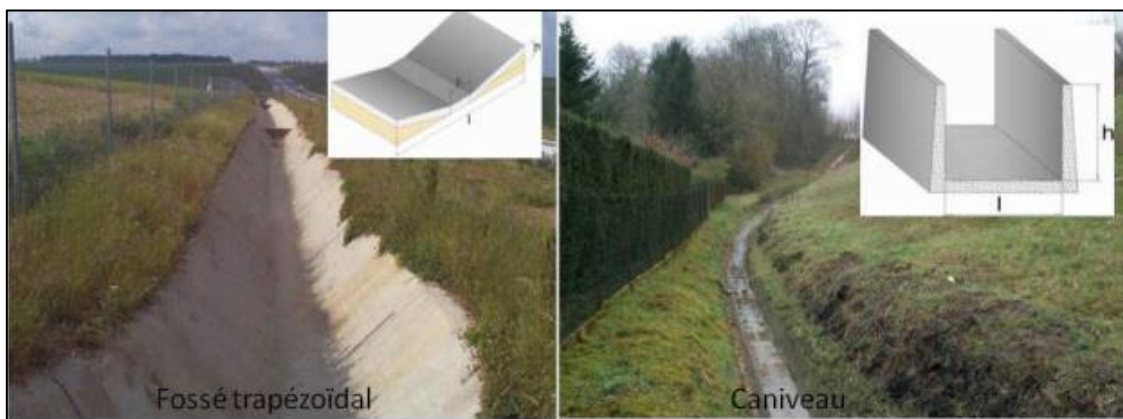


Figure I-18 : Exemple d'ouvrage d'assainissement

I.4.3. La végétation

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement. [7]



Figure I-19 : implantation des plantes dans un talus

I.4.4. Stabilisation par renforcement

On appelle éléments résistants les structures tels que :

- Ouvrage de soutènements (murs en béton, murs cellulaires, gabions),
- Tirants d'ancrage,
- Le clouage souple,
- Clouage rigide, rangée de pieux.

I.4.4.1. Ouvrages de soutènement

Ce sont des structures liées au sol pour protéger les O.A et les routes, le remblai derrière/avant le mur de l'ouvrage exerce des poussées, l'ouvrage à son tour résiste à ces forces et les transmet au sol de fondation. Il existe deux catégories d'ouvrage :

a) Les ouvrages rigides (murs poids ou ancrés) :

Ils ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, ils sont utilisés pour des glissements peu profonds, leur dimensionnement doit prendre en compte le glissement de l'ouvrage sur sa base, la rupture interne de l'ouvrage, la rupture par poinçonnement du sol, et le renversement de l'ouvrage.

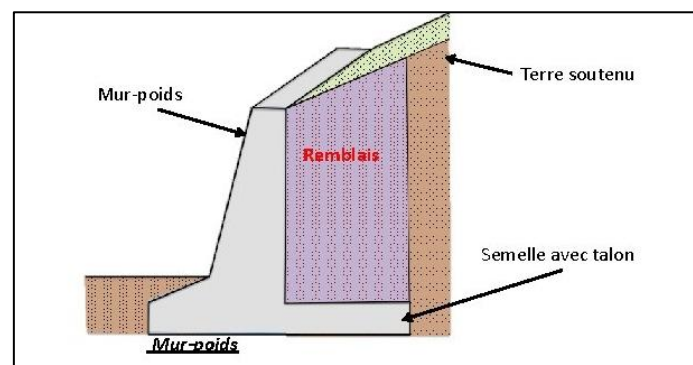


Figure I-20 : ouvrage rigide (mur poids)

b) Les ouvrages souples (murs cellulaires et gabions) : Ils sont souvent utilisés à cause de leur flexibilité et de leur capacité à se déformer. On les dimensionne par rapport à la stabilité interne et externe.



Figure I-22 : ouvrage souple (mur en gabions)

Figure I-21 : ouvrage souple (mur cellulaire)

I.4.4.2. Tirants d'ancrages

Les tirants d'ancrage sont des éléments de renforcement qui permettent de stabiliser des talus ou des parois rocheuses.

Ils consistent en des barres d'acier ou des câbles métalliques (torons) ancrés dans le sol ou la roche et reliés à la structure à stabiliser par l'intermédiaire d'une tête d'ancrage.

Les tirants d'ancrage permettent de transférer les efforts de traction du talus ou de la paroi à l'ancrage dans le sol ou la roche. Ils sont souvent utilisés dans des situations où les contraintes sont importantes, telles que des talus très raides ou des parois rocheuses instables.

Ils peuvent également être utilisés pour prévenir les glissements de terrain ou les effondrements.

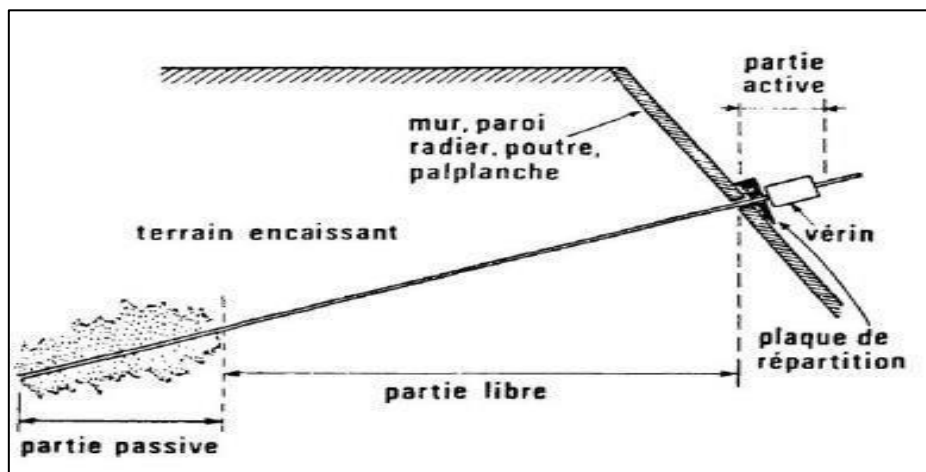


Figure I-23 : Schéma d'un tirant d'ancrage

I.4.4.3. Clouage souple

Le renforcement par inclusions souples, ancrées dans le terrain stable, constituées de barres ou de micropieux, apporte des efforts résistants qui s'opposent au mouvement.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. [9]

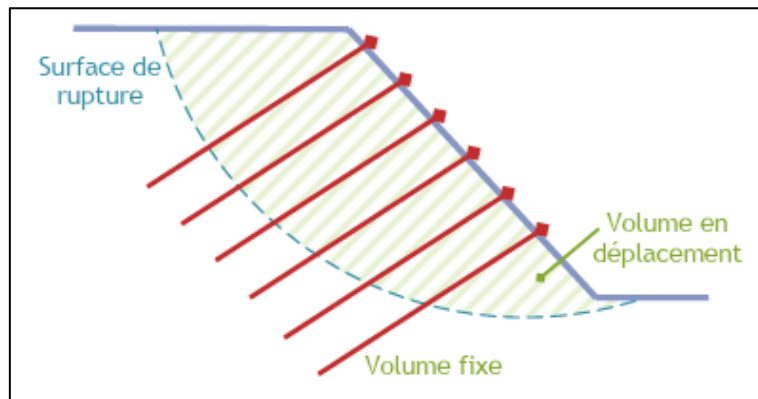


Figure I-24 : Schéma du principe d'un clouage souple.

I.4.4.4. Clouage rigide, rangée de pieux

Le renforcement consiste à introduire dans le sol des éléments résistants rigides : rangées de pieux, de barrettes, de profilés métalliques, etc.

Habituellement, on installe deux ou trois rangées de pieux dans la partie centrale du tiers de la pente instable. L'évaluation de la stabilité au glissement est réalisée en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente qui prend en compte les efforts exercés par les pieux.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais elles visent à s'opposer à ceux-ci par l'introduction d'éléments rigides accroissant les efforts résistants.

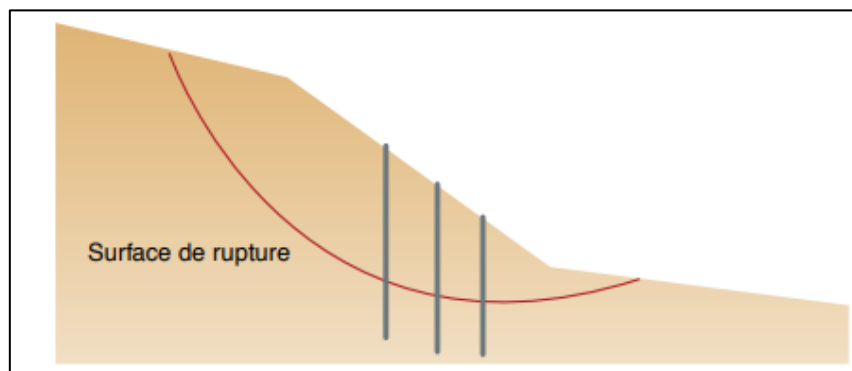


Figure I-25 : Schéma de principe d'un clouage rigide

I.5. Conclusion

En conclusion, cette recherche bibliographique a permis d'établir les bases théoriques nécessaires à la compréhension des mouvements de terrain, en présentant leur classification, leurs facteurs déclencheurs ainsi que les méthodes d'analyse de stabilité les plus utilisées en pratique. Les différentes techniques de confortement passées en revue (drainage, modification géométrique et ouvrages de soutènement) serviront de référence pour orienter les choix techniques adoptés dans notre projet.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1. Introduction

Après s'être établi, au chapitre précédent, les bases théoriques relatives aux mouvements de terrain, le présent chapitre a pour objectif de présenter le projet étudié. Il expose le contexte de la pénétrante autoroutière Jijel–El Eulma, circonscrit le glissement concerné, puis détaille les paramètres physiques locaux : géologie, hydrologie et sismicité.

II.2. Présentation du projet

La pénétrante autoroutière reliant le port de Djen Djen (Jijel) à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma (Sétif), d'une longueur totale d'environ 110 km, s'inscrit dans une stratégie nationale de désenclavement économique et de fluidification des flux logistiques.

La réalisation de ce projet traverse des formations géologiques complexes, caractérisées par un relief accidenté et des formations de sols faibles. Parmi les défis techniques rencontrés, le phénomène de glissement de terrain représente une contrainte critique.

Le présent travail se concentre sur l'étude du glissement de terrain situé au PK 87+500, où des instabilités majeures ont été identifiées. Ce phénomène affecte le talus de déblai entre les PK 87+500 et PK 87+750, ainsi que la zone avoisinante de la RN77. La zone d'étude se situe dans la wilaya de Sétif, au nord-est de l'Algérie, plus précisément dans la commune de Dehamcha, comme illustré à la Figure II-1



Figure II-1 : Localisation de la zone de glissement (PK 87+500) sur le tracé de la pénétrante autoroutière reliant le Port de DjenDjen (Jijel) à El Eulma (Sétif)

II.3. Géologie de la zone

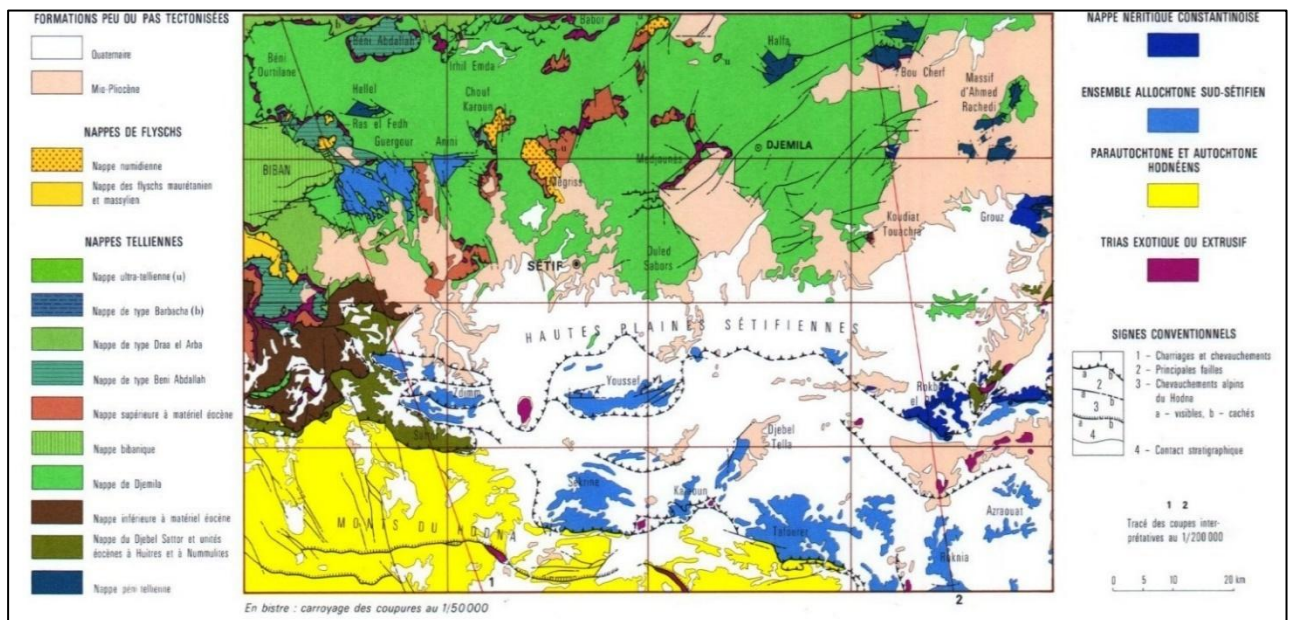
II.3.1. Géologie regional

La wilaya de Sétif se caractérise par une diversité géologique remarquable. Trois grandes unités morphostructurales peuvent être distinguées :

Les édifices montagneux de l'Atlas Tellien qui se caractérisent par un relief très accidenté et des altitudes de 1200 m où se développent les terrains du Crétacé, du Paléogène et du Néogène. Les dépôts du Quaternaire sont rencontrés dans les dépressions intra montagneuses.

Les hautes plaines sétifiennes qui constitue la partie centrale de la wilaya et s'étend d'Est en Ouest en une plaine peu vallonnée, avec des altitudes de 900 à 1100 m. les terrains qui s'y développent sont le néogène et le quaternaire.

Les édifices montagneux du Hodna qui occupent la partie sud de la wilaya, ils sont orientés dans une direction générale Est-Ouest. Ils sont constitués d'anticlinaux formés de roches carbonatées du Crétacé, au cœur desquelles affleurent des terrains du Jurassique.



II.3.2. Géologie du site d'étude

Le site d'étude, s'inscrit dans le domaine de l'Atlas Tellien. Les formations géologiques rencontrées sont constituées principalement d'argilites, roches sédimentaires d'âge crétacé de couleur gris, intercalées de bancs des calcaires gréseux plus compétents.

Ces formations (les argilites) présentent des caractéristique mécanique très faible à faible sous l'effet de l'altération dans les parties proches à la surface, Les résultats des sondages carottés indiquent que la masse rocheuse présente une résistance faible à moyennement résistante en profondeur, conformément aux classifications établies lors de la reconnaissance géotechnique

Bien que les couches soient généralement en inclinaison vers le nord, la direction et l'angle d'inclinaison varient fréquemment du fait des plissements à grand rayon, avec des axes orientés globalement E-O à NE-SO, induisant une variabilité significative du pendage. Par conséquent,

l'utilisation des mesures locales dans les analyses de stabilité des pentes est importante pour l'analyse correcte de la stabilité de la pente.

II.4. Hydrologie du site

Hydrologie du site

La région de Sétif, traversée par la pénétrante autoroutière Jijel–El Eulma, est soumise à un régime climatique semi-aride à semi-humide. Les précipitations sont concentrées essentiellement en automne et en hiver, avec des épisodes orageux intenses pouvant survenir au printemps. Ces précipitations, en s'infiltrant dans les formations argilites altérées superficielles, contribuent à la saturation progressive des terrains et à la recharge de la nappe phréatique.

Hydrogéologie du site

Les formations géologiques en présence (principalement des argilites à faible perméabilité) favorisent l'accumulation des eaux souterraines dans les horizons altérés superficiels. Les sondages carottés réalisés sur le site ont mis en évidence une **nappe phréatique affleurante**, localisée à environ **2 mètres de profondeur sous le terrain naturel** dans la configuration initiale avant travaux.

Cette nappe, alimentée par les infiltrations pluviales et les écoulements latéraux du versant, génère des **pressions interstitielles élevées** au niveau de la surface de glissement, réduisant ainsi la résistance effective au cisaillement des argilites, conformément au critère de Mohr-Coulomb en contraintes effectives.

Tableau II-1 : Les niveaux de l'eau observés dans les sondages

No du Sondage	Le niveau de l'eau (m)
INK-87+500_N01	2.4
INK-87+500_N02	2
INK-87+500_N03	1.8

II.5. Sismicité de la zone

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA 2024. Cette norme établit un zonage sismique (7 zones) du territoire algérien.

Zone 0 : Très faible

Zone I : Faible

Zone II : Faible à moyenne

Zone III : Moyenne

Zone IV : Moyenne a élevée

Zone V & VI : Élevée

Chapitre II : Présentation du projet

Le tronçon du projet autoroutier compris entre (PK 48 et PK 110) traverse la wilaya de Sétif, correspondant en à la zone V (activité sismique élevée) avec certaines parties pouvant également être classées en zone IV (activité sismique Moyenne a élevée) comme on peut le voir dans la figure Figure II-3.

Le e site d'étude, localisé au PK 87+500, se situe en zone sismique V selon le zonage de la RPOA 2024, correspondant à une activité sismique élevée. Ce paramètre sera pris en compte dans les analyses de stabilité par l'application d'un coefficient sismique horizontal.

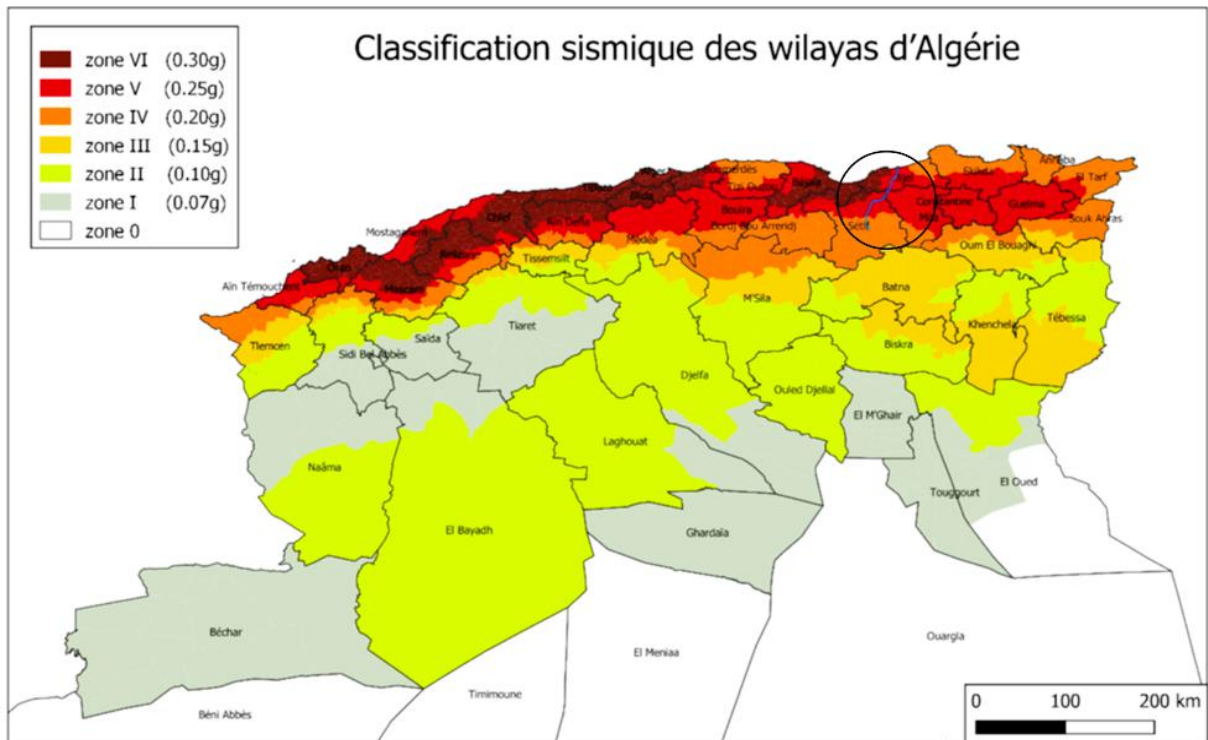


Figure II-3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2024).

II.6. Conclusion

L'analyse du contexte physique et technique du site du PK 87+500 met en évidence un environnement défavorable : formations d'argilites altérées, nappe phréatique subaffleurante générant des pressions interstitielles élevées avec L'infiltration des eaux avec la pression de l'eau souterrain, et une sismicité de zone V selon la RPOA 2024. Ces facteurs, couplés aux travaux d'excavation du talus, expliquent la réactivation du glissement.

CHAPITRE III : Diagnostic Géotechnique

III.1. Introduction

Le diagnostic de terrain constitue une étape clé pour comprendre les mécanismes d'instabilité. Cette partie retrace l'historique du mouvement, caractérise sa géométrie et les désordres observés, puis identifie les causes probables du glissement.

III.2. Description du glissement

Le glissement de terrain situé au PK87+500, est un mouvement profond affectant un déblai exécuté dans des argilites. Il présente une longueur affectant l'autoroute sur au moins 200 m (entre PK87+500 et PK87+800) et une extension en contrehaut d'environ 300 mètres. La profondeur maximale du plan de glissement, déterminée à partir des données inclinométriques, atteint 29 mètres sous le terrain naturel (soit environ 22 mètres sous la trace de l'autoroute).

Ce glissement est considéré comme un mouvement ancien, la zone ayant montré des signes d'instabilité depuis de nombreuses années (glissement de la RN77 avant les années 2000). Mais en état de stabilité relative avant le lancement des travaux d'excavation de l'autoroute. Ce glissement est aujourd'hui toujours actif. Les déplacements enregistrés quasi annuellement sont significatifs (de l'ordre du centimètre) et s'inscrivent dans une continuité d'évolution parallèle au mouvement de terrain. Après une inspection minutieuse du site, une série de signes indiquant une accélération a été observée. Ces signes se manifestent par l'apparition de nouvelles fissures à la surface. Il est important de souligner que ce mouvement, de direction oblique par rapport à l'autoroute, menace directement la stabilité de la plateforme autoroutière, avec la, Route Nationale RN77

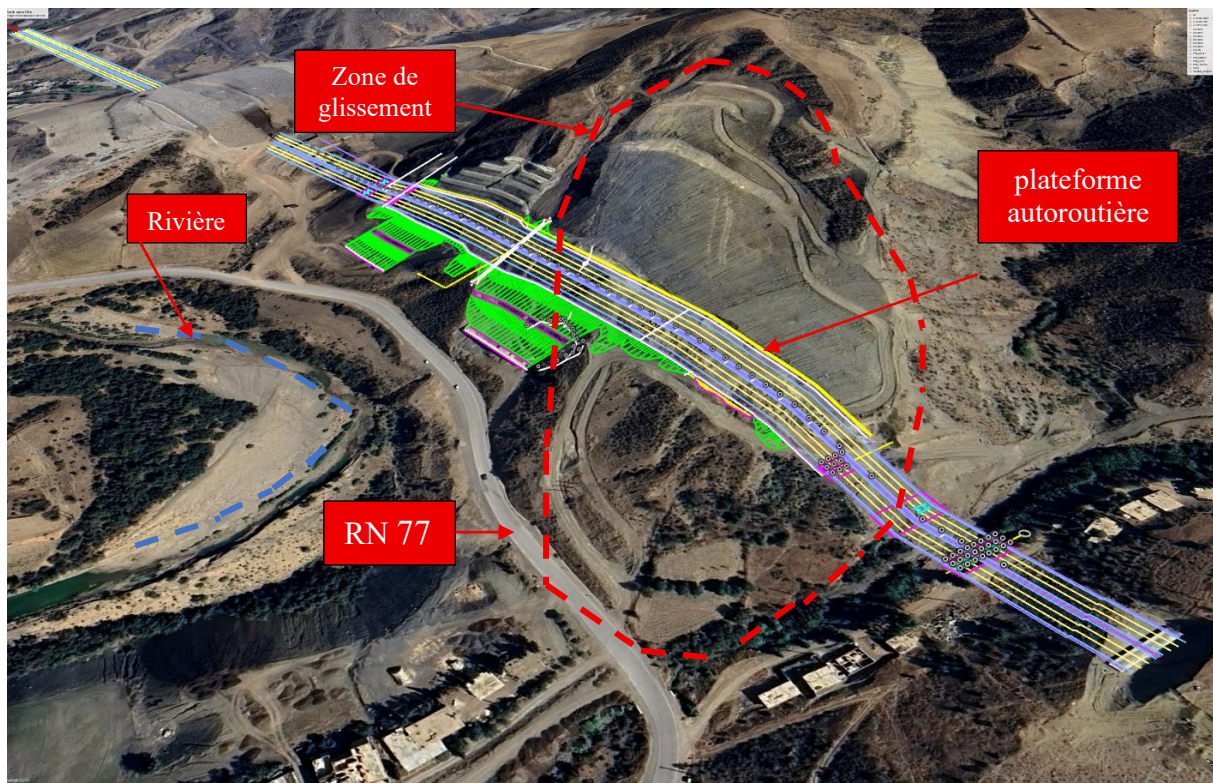


Figure III-1 : Vue satellitaire annotée du site de glissement

III.3. Observations des désordres

Au cours de la reconnaissance de site, plusieurs dégradations ont été constatées au niveau du versant et la plateforme autoroutière en cours de construction, Ces dégradations comprennent les éléments suivants :

- Apparition d'un glissement de terrain de grande ampleur : Il affecte l'ensemble du versant et se manifeste clairement par la présence d'un escarpement bien visible en tête.
- Présence des fissures de traction profondes en tête de la zone de glissement : Des fissures ouvertes, d'ouvertures décimétriques et de profondeurs estimées à plusieurs dizaines de centimètres.
- Des fissures traversant toute la largeur de la chaussée : La plateforme autoroutière en cours de construction présente un réseau de fissures.
- Plans de cisaillement au contact avec la plateforme autoroutière : Des surfaces de rupture ont été observées
- La présence d'eau en pied de versant : Des écoulements ont été observés au pied du versant, en face du mur de soutènement déjà construit
- Décrochements localisés sur les talus de déblai : Des mouvements secondaires ont été observés, se manifestant par des décrochements locaux dans les talus de déblai de l'autoroute

La route nationale RN77, située en pied du versant (Situé sous l'autoroute) affecté par le glissement, est également touchée par les désordres observés sur le site. Les dégradations constatées à ce niveau sont les suivantes :

- Fissures sur le talus bordant la RN77
- Des Fissures transversal sur la chaussée de la RN77
- Déformation du canal de drainage en béton avec des tassements

III.4. Illustration par des photos de glissement

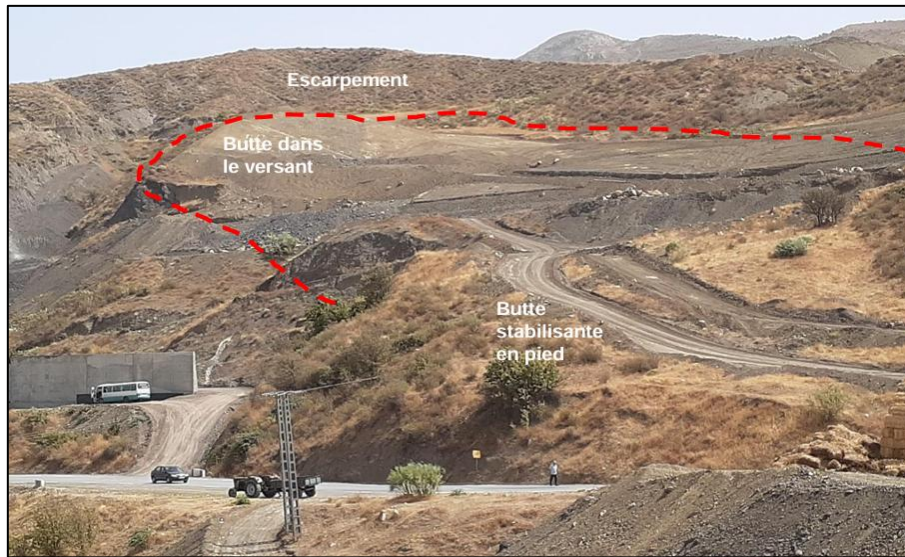


Figure III-2 : Escarpement en haut du versant, butte dans le versant et butte stabilisante en pied



Figure III-3 : Pente abrupte de l'escarpement principal — fissure ouverte en pied de l'escarpement



Figure III-4 : Vue du sommet de la zone de glissement — fissure ouverte



Figure III-5 : Vue rapprochée des fissures ouvertes au sommet de la zone de glissement



Figure III-6 : Fissure traversant la plateforme autoroutière — limite nord du glissement



Figure III-7 : Vue rapprochée du plan de cisaillement au contact avec la plateforme autoroutière



Figure III-8 : Exemple de fissure dans les talus de déblai (sud-est)



Figure III-9 : Suintement d'eau en pied de versant



Figure III-10 : Déformation du canal de drainage en béton de la route nationale RN77



Figure III-11 : Fissures transversal sur la chaussée de la RN77

III.5. Les causes possibles du glissement

- Travaux d'excavation au pied du talus de l'autoroute.
- La présence d'une couche d'argilites, Ces formations présentent une caractéristique très faible sous l'effet de l'altération dans les parties proches à la surface
- Morphologie accidentée du terrain avec orientation des couches calcaires par rapport à l'axe de l'autoroute (facteurs favorisant le glissement)
- La présence d'une nappe phréatique élevée

III.6. Conclusion

Le diagnostic de terrain a permis d'observer des fissures de traction, escarpement, déformations de la RN 77. Ces constats justifient la réalisation d'une campagne de reconnaissance géotechnique approfondie.

CHAPITRE IV : RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU SITE

IV.1. Introduction

À la suite des désordres observés dans le site d'étude une campagne de reconnaissance géotechnique approfondie a été diligentée, alliant reconnaissances in situ et essais de laboratoire, afin d'identifier les caractéristiques mécaniques des formations en place. Ce chapitre en présente les moyens, les résultats et leur interprétation géotechnique.

IV.2. Campagne géotechnique

La campagne de reconnaissance géotechnique réalisée par la société MAPA A.Ş. a comporté deux volets complémentaires : des investigations in situ menées directement sur le site, et des essais de laboratoire effectués sur des échantillons prélevés lors des forages. L'ensemble des résultats obtenus constitue la base de données géotechniques sur laquelle repose l'analyse de stabilité développée dans le chapitre suivant.

IV.2.1. Les essais in situ

Tout au long du déblai, une campagne d'investigation in situ a été menée par la société MAPA, combinant forages carottés, instrumentation inclinométrique et essais mécaniques en forage. Ces investigations ont permis de caractériser la géologie du déblai et d'évaluer en détail la stabilité de la structure. L'ensemble des points d'investigation est représenté dans le Tableau IV-1 et comprend :

- 21 Sondages carottés
- 4 Inclinomètres
- 18 Essais de pénétration standard (SPT), conformément à la norme NF EN ISO 22476-3
- 10 Essais pressiométriques (PMT), conformément à la norme NF P94-110-1

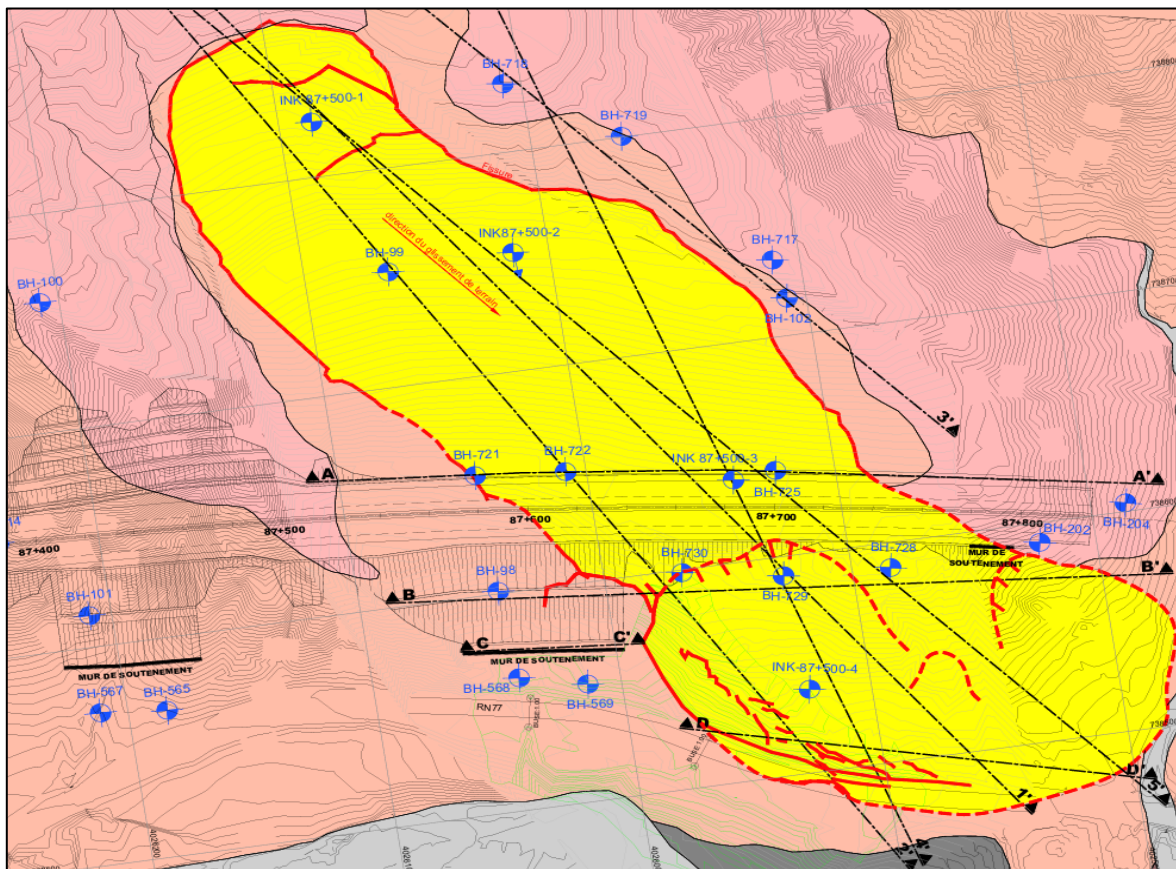


Figure IV-1 : Plan d'implantation des sondages et d'inclinomètre

Tableau IV-1 : Tableau récapitulatif les informations des sondages

N° Sondage	COORDONNER			PROFONDEUR(m)
	X	Y	Cote NGA (m)	
BH-98	738601.20	4026043.34	670.00	25.00
BH-99	738752.77	4026065.95	719.50	50.00
BH-100	738759.64	4026207.63	737.00	60.00
BH-102	738717.07	4025907.78	723.00	40.00
BH-568	738560.65	4026040.79	657.06	32.50
BH-569	738553.74	4026013.65	663.02	30.00
BH-717	738735.24	4025910.96	723.02	28.50
BH-718	738831.28	402607.23	749.50	31.00
BH-719	738800.40	4025963.17	739.00	25.00
BH-721	738655.12	4026044.80	688.75	40.00
BH-722	738651.47	4026088.24	690.41	40.00
BH-723	738646.49	4025970.11	691.42	40.00
BH-725	738639.52	4025923.99	693.45	40.00
BH-726	738632.51	4025880.82	694.45	40.00
BH-728	738588.49	4025884.37	691.92	40.00
BH-729	738591.18	4025927.84	685.25	40.00
BH-730	738598.63	4025968.35	682.86	40.00
INK-87+500_N1	738825.41	4026086.604	734.860	45,00
INK-87+500_N2	738754.09	4026014.528	717.590	45,00
INK-87+500_N3	738637.72	4025941.487	692.520	45,00
INK-87+500_N4	738358,15	4025925.04	670.580	42,00

- BH (borehole) : Sondage carotté
- INK : Inclinomètre

IV.2.2. Les Essais de laboratoire

En complément des essais in situ, des essais de laboratoire ont été menés par la société MAPA A.Ş. sur des échantillons perturbés et non perturbés prélevés lors des sondages. Ces analyses ont permis de déterminer les caractéristiques d'identification et les propriétés mécaniques des matériaux en place. Les essais réalisés se résument comme suit :

Essais de classification :

- Analyse granulométrique, conformément aux normes NF P94-056
- Limites d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité), conformément à la norme NF P94-051
- Teneur en eau naturelle (w) et densité sèche, conformément à la norme NF P94-050
- Sédimentométrie, conformément à la norme NF P94-057

Essais de résistance:

- Essai de compression simple à expansion latérale libre (ELL), conformément à la norme NF P94-070
- Essai de compression uniaxiale, conformément à la norme NF P94-420
- L'essai œdométrique, conformément à la norme NF P94-090-1

IV.2.3. Résultats des essais in situ

IV.2.3.1. Résultats des sondages carottés

Tableau IV-2 : Description lithologique des sondages carottés.

N° Sondage	Profondeur (m)	Description Lithologique
BH-98	0,00 – 5,00	Argile (Claystone/Grès argileux) — brun à gris foncé, hautement à complètement altéré, parties argilisées. Très faible résistance.
	5,00 – 25,00	Pierre d'argile/marne et intercalations de grès calcaire — gris à gris foncé, frais à légèrement altéré. Résistance faible à moyenne.
BH-99	0,00 – 20,00	Pierre d'argile/marne (Claystone/Marl) — gris clair à gris foncé, modérément à fortement altéré. Très faible résistance.
	20,00 – 50,00	Pierre d'argile/marne (Claystone/Marl) — gris clair à gris foncé, frais à légèrement altéré. Résistance faible à moyenne.
BH-100	0,00 – 17,00	Pierre d'argile–Grès (argilisé) — gris à gris foncé, hautement à complètement altéré, principalement argileux. Très faible résistance.
	17,00 – 60,00	Pierre d'argile/marne et intercalations de grès calcaire — gris foncé, frais à légèrement altéré. Résistance faible à moyenne.
BH-102	0,00 – 17,00	Pierre d'argile–Grès (argilisé) — gris à gris foncé, hautement à complètement altéré, principalement argileux. Très faible résistance.
	17,00 – 40,00	Pierre d'argile/marne et intercalations de grès calcaire — gris foncé, frais à légèrement altéré. Résistance faible à moyenne.
BH-568	0,00 – 4,50	Argile (Clay) — gris-brunâtre, faible plasticité, sableuse et graveleuse, consistance raide. Non altéré (sol résiduel).
	4,50 – 7,00	Intercalations Grès–Argilite (Sandstone-Claystone) — gris foncé, hautement à complètement altéré. Très faible résistance.
	7,00 – 16,50	Intercalations Grès–Argilite — gris foncé, très altéré à hautement altéré, grès modérément altéré. Très faible à faible résistance.
	16,50 – 32,50	Intercalations Grès–Argilite — gris foncé, légèrement altéré. Faible résistance.
BH-569	0,00 – 6,75	Argile (Clay) — brun foncé, faible plasticité, sableuse et graveleuse, consistance raide. Non altéré (sol résiduel).
	6,75 – 10,75	Intercalations Grès–Argilite — gris foncé, hautement à complètement altéré. Très faible résistance.
	10,75 – 14,00	Intercalations Grès–Argilite — gris foncé, très altéré ; grès modérément altéré. Très faible à faible résistance.
	14,00 – 30,00	Intercalations Grès–Argilite — gris foncé, légèrement altéré. Faible résistance.
BH-717	0,00 – 8,50	Marne argileuse (Clayey Marl) — gris brunâtre, dure, faible plasticité. Non altéré / Peu altéré. Résistance raide à dure.
	8,50 – 21,00	Argilite/Marne schisteuse (Claystone/Shaley Marl) — gris clair à foncé, hautement à complètement altéré. Très faible résistance.

Chapitre IV : Reconnaissance géotechnique du site

N° Sondage	Profondeur (m)	Description Lithologique
	21,00 – 28,50	Argilite/Marne schisteuse — gris clair à foncé, frais à légèrement altéré. Résistance faible à moyenne.
BH-718	0,00 – 7,50	Marne argileuse (Clayey Marl) — gris brunâtre, très raide à dure, faible plasticité. Non altéré / Peu altéré.
	7,50 – 31,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, hautement à complètement altéré, faible à moyen. Très faible à moyenne résistance.
BH-719	0,00 – 8,50	Marne schisteuse (Shaley-Marls) — gris brunâtre, dure, faible plasticité, fragments de Claystone. Non altéré / Peu altéré.
	8,50 – 25,00	Argilite bréchique (Brecciated Claystone) — gris à gris foncé, hautement à complètement altéré. Très faible résistance.
BH-721	0,00 – 9,00	Marne schisteuse et Argilite (Shaley-Marls & Claystone) — gris brunâtre, dure, faible plasticité. Non altéré / Peu altéré.
	9,00 – 13,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, complètement altéré, très faible résistance, veines de calcite.
	13,00 – 19,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, modérément à hautement altéré, veines de calcite. Très faible résistance.
	19,00 – 40,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, légèrement à modérément altéré, veines de calcite. Très faible à faible résistance.
BH-722	0,00 – 9,00	Marne schisteuse et Argilite (Shaley-Marls & Claystone) — gris brunâtre, très raide à dur. Non altéré / Peu altéré.
	9,00 – 22,50	Argilite (Claystone) — gris foncé, complètement altéré, veines de calcite. Très faible résistance.
	22,50 – 33,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, fortement altéré. Très faible à faible résistance.
	33,00 – 40,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, légèrement à modérément altéré, veines de calcite. Résistance faible à moyenne.
BH-723	0,00 – 5,00	Argile marno-graveleuse (Gravel-Marly Clay) — gris brunâtre, dure, faible plasticité. Non altéré.
	5,00 – 13,00	Marne schisteuse & Argilite (Shaley-Marls & Claystone) — gris brunâtre, complètement altéré. Très faible résistance.
	13,00 – 18,00	Marne/Argilite bréchique (Marl/Claystone Breccias) — gris à foncé, hautement à complètement altéré. Très faible résistance.
	18,00 – 40,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, légèrement à modérément altéré. Résistance faible à moyenne.
BH-725	0,00 – 5,00	Argile marno-graveleuse (Gravel-Marly Clay) — gris brunâtre, dure, faible plasticité. Non altéré.
	5,00 – 13,00	Marne schisteuse & Argilite — gris brunâtre, complètement altéré. Très faible résistance.
	13,00 – 18,00	Marne/Argilite bréchique — gris a foncé, hautement à complètement altéré. Très faible résistance.
	18,00 – 22,00	Argilite (Claystone) — gris noirâtre, complètement altéré. Très faible résistance.
	22,00 – 29,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, hautement à complètement altéré. Très faible résistance.

Chapitre IV : Reconnaissance géotechnique du site

N° Sondage	Profondeur (m)	Description Lithologique
	29,00 – 36,00	Argilite bréchique (Claystone Breccias) — gris clair, hautement altéré. Très faible résistance.
	36,00 – 40,00	Argilite bréchique (Claystone Breccias) — gris clair, légèrement altéré. Très faible résistance.
BH-726	0,00 – 13,50	Argile graveleuse (Gravelly Clay) — brun à gris brunâtre, raide à très raide, faible plasticité. Non altéré.
	13,50 – 31,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, complètement altéré. Très faible résistance.
	31,00 – 40,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, complètement altéré, veines de calcite. Très faible résistance.
BH-728	0,00 – 13,50	Argile graveleuse (Gravelly Clay) — brun-gris brunâtre, raide à très raide, faible plasticité. Non altéré.
	13,50 – 31,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, complètement altéré. Très faible résistance.
	31,00 – 40,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, complètement altéré, veines de calcite. Très faible résistance.
BH-729	0,00 – 14,50	Argile marno-graveleuse (Gravel-Marly Clay) — brun-gris à gris brunâtre, raide à très raide, faible plasticité. Non altéré.
	14,50 – 40,00	Argilite (Claystone) — gris à gris foncé, complètement altéré. Très faible résistance.
BH-730	0,00 – 9,50	Argile graveleuse (Gravelly Clay) — brun-gris à gris beige, raide à très raide, faible plasticité. Non altéré.
	9,50 – 15,50	Marne argileuse (Clayey Marl) — brun à gris foncé, dure, faible plasticité. Non altéré / Peu altéré.
	15,50 – 40,00	Argilite (Claystone) — gris foncé, complètement altéré. Très faible résistance.
INK-87+500_N1	0,00 – 16,50	Marne argileuse (Clayey Marl) — brun clair à gris foncé, très raide à dure, faible plasticité. Non altéré / Peu altéré.
	16,50 – 21,00	Marne argileuse / Argilite (Clayey Marl / Claystone) — gris foncé, modérément à hautement altéré. Très faible résistance.
	21,00 – 45,00	Argilite (Claystone) — gris à gris foncé, légèrement à modérément altéré, moyen fort, riche en veines de calcite. Résistance faible à moyenne.
INK-87+500_N2	0,00 – 14,50	Marne argileuse (Clayey Marl) — brun à gris beige, très raide à dure, faible à moyenne plasticité. Non altéré / Peu altéré.
	14,50 – 27,00	Argilite (Claystone) — gris à gris foncé, hautement à complètement altéré. Très faible résistance.
	27,00 – 45,00	Argilite (Claystone) — gris à gris foncé, modérément altéré, faible à moyen fort, riche en veines de calcite.
INK-87+500_N3	0,00 – 6,50	Marne argileuse (Clayey Marl) — brun-gris à gris beige, raide à très raide, faible plasticité. Non altéré / Peu altéré.
	6,50 – 16,00	Argilite (Claystone) — gris à gris foncé, complètement altéré. Très faible résistance.
	16,00 – 22,00	Argilite bréchique (Brecciated Claystone) — gris noirâtre, hautement à complètement altéré, présence de calcite. Très faible résistance.
	22,00 – 30,00	Argilite (Claystone) — gris à gris foncé, hautement à complètement altéré, riche en veines de calcite. Faible résistance.

Chapitre IV : Reconnaissance géotechnique du site

N° Sondage	Profondeur (m)	Description Lithologique
	30,00 – 45,00	Argilite (Claystone) — gris à gris foncé, modérément à hautement altéré, veines de calcite et fissures ouvertes. Résistance moyenne.
INK-87+500_N4	0,00 – 8,50	Argile graveleuse (Gravelly Clay) — brun-gris à gris brunâtre, dure, faible plasticité. Non altéré.
	8,50 – 22,50	Argilite / Marne schisteuse (Claystone / Shaley-Marl) — gris clair à gris foncé, hautement à complètement altéré. Très faible résistance.
	22,50 – 42,00	Argilite (Claystone) — gris à gris foncé, modérément altéré, faible à moyen fort, veines de calcite fines.

Les sondages carottés ont mis en évidence la présence de trois unités lithologiques :

- Argilite fortement altérée (0 à ~20 m)
- Argilite altérée — zone de cisaillement (18 à ~29 m)
- Substratum rocheux sain (argilite + calcaire) (>29m)

IV.2.3.2. Essais de pénétration standard (SPT)

Les essais de pénétration standard (SPT) ont été réalisés dans 18 forages, aussi bien dans les sondages carottés (BH) que dans les sondages inclinométriques (INK). Les résultats obtenus, récapitulés dans le Tableau IV-3

Tableau IV-3 : Résultats récapitulatifs des essais de pénétration standard (SPT)

N° Sondage	Profondeur (m)	0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm	N
BH-102	2.00-2.45	10	12	13	25
	4.00-4.45	12	13	21	34
	9.00-9.45	16	21	24	45
BH-569	2.00-2.45	3	3	5	8
	4.00-4.45	6	8	9	17
	6.00-6.45	8	10	14	24
	8.00-8.45	12	16	18	34
BH-717	1.50-1.95	15	19	24	43
	3.00-3.45	13	17	22	39
	4.50-4.95	23	25	29	54
	6.00-6.45	26	29	33	62
	7.50-7.95	29	33	37	70
	9.00-9.30	47	50/15	-	R
BH-7178	1.50-1.95	8	12	17	29
	3.00-3.45	16	20	25	45
	4.50-4.95	10	14	17	31
	6.00-6.45	14	19	26	45
	7.50-7.70	35	50/5	-	R
BH-719	1.50-1.70	15	50/5	-	R
	3.00-3.20	50/10	-	-	R
BH-721	1.50-1.95	16	20	23	43
	3.00-3.45	21	26	30	56

Chapitre IV : Reconnaissance géotechnique du site

N° Sondage	Profondeur (m)	0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm	N
	4.50-4.95	22	27	32	59
	6.00-6.20	30	50/5	-	R
	7.50-7.70	48	50/5	-	R
BH-722	1.50-1.95	5	8	12	20
	3.00-3.45	7	10	15	25
	4.50-4.95	11	15	20	35
	6.00-6.25	38	50/10	-	R
BH-723	1.50-1.95	8	13	17	30
	3.00-3.45	10	19	43	62
	4.50-4.95	13	22	46	68
	6.00-6.45	15	25	46	71
	7.50-7.95	18	27	38	65
	9.00-9.10	50/10	-	-	R
BH-725	1.50-1.95	16	23	41	64
	3.00-3.25	20	50/10	-	R
	4.50-4.70	27	50/5	-	R
BH-726	1.50-1.95	20	28	31	59
	3.00-3.45	24	30	36	66
	4.50-4.95	14	18	20	38
	6.00-6.45	15	24	29	53
	7.50-7.95	16	29	39	68
	9.00-9.45	14	30	47	77
BH-728	1.50-1.95	5	8	17	25
	3.00-3.45	9	12	15	27
	4.50-4.95	11	15	18	33
	6.00-6.45	18	24	30	54
	7.50-7.95	22	27	37	64
	9.00-9.45	27	32	39	71
	10.50-10.95	31	36	44	80
	12.00-12.10	50/10	-	-	R
BH-729	1.50-1.95	7	10	13	23
	3.00-3.45	10	12	15	27
	4.50-4.95	12	13	15	28
	6.00-6.45	13	14	16	30
	7.50-7.95	14	16	18	34
	9.00-9.45	16	19	24	43
	10.50-10.95	20	24	30	54
	12.00-12.45	22	26	32	58
	13.50-13.95	25	32	39	71
	15.00-15.15	50/15	-	-	R
BH-730	1.50-1.95	3	5	8	13
	3.00-3.45	7	9	12	21
	4.50-4.95	9	12	16	28
	6.00-6.45	12	16	22	38
	7.50-7.95	14	18	23	41

Chapitre IV : Reconnaissance géotechnique du site

N° Sondage	Profondeur (m)	0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm	N
	9.00-9.45	20	26	32	58
	10.50-10.95	24	28	34	62
	12.00-12.45	28	31	38	69
	13.50-13.95	31	35	42	77
	15.00-15.25	45	50/10	-	R
INK-87+500_N1	1.50-1.95	7	11	14	25
	3.00-3.45	9	13	17	30
	4.50-4.95	17	22	29	51
	6.00-6.45	21	24	33	57
	7.50-7.95	25	28	37	65
	9.00-9.45	26	29	38	67
	10.50-10.95	28	31	40	71
	12.00-12.45	30	32	41	73
	13.50-13.95	25	31	48	79
	15.00-15.45	29	41	50	91
	16.50-16.70	41	50/5	-	R
INK-87+500_N2	1.50-1.95	3	6	9	15
	3.00-3.45	5	8	12	20
	4.50-4.95	12	16	20	36
	6.00-6.45	14	17	21	38
	7.50-7.95	15	18	22	40
	9.00-9.45	17	19	23	42
	10.50-10.95	19	23	26	49
	12.00-12.45	22	25	29	54
	13.50-13.95	21	27	32	59
	15.00-15.20	45	50/5	-	R
INK-87+500_N3	1.50-1.95	3	5	8	13
	3.00-3.45	6	9	14	23
	4.50-4.95	11	16	22	38
	6.00-6.45	15	22	29	51
	7.50-7.70	47	50/5	-	R
INK-87+500_N4	1.50-1.95	15	45	50/15	R
	3.00-3.45	14	17	22	39
	4.50-4.95	17	29	43	72
	6.00-6.45	20	30	38	68
	7.50-7.70	33	50/5	-	R
	9.00-9.20	31	50/5	-	R

Interprétation

- Les valeurs de N obtenues en surface (0–7 m) sont généralement faibles à très faibles, comprises entre 7 et 25 coups, confirmant le caractère altéré et mécaniquement dégradé des argilites superficielles.

- En profondeur, ces valeurs augmentent progressivement jusqu'au refus (R), atteint entre 7 et 15 m selon les forages, traduisant la transition vers un substratum plus compétent.

Chapitre IV : Reconnaissance géotechnique du site

- La valeur moyenne pondérée sur les 30 premiers mètres est estimée à $\bar{N} \approx 15$ à 25 coups, ce qui classe le site en **catégorie S3 — Sol meuble**.

Remarque : le tableau de classification selon RPOA 2024 est dans l'annexe.

IV.2.3.3. Essais pressiométriques (PMT)

Des essais pressiométriques ont été menés dans 10 forages conformément à la norme ASTM D4719, atteignant une profondeur maximale de 33 m. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le Tableau IV-4

Tableau IV-4 : Résultats récapitulatifs des essais pressiométriques (PMT)

BH	Profondeur (m)	Net Pression Limite PL-Net (MPa)	Module de Menard EM (MPa)
BH-568	4	0.91	6.57
	6	1.23	8.24
	8	2.45	27.75
	10	4.27	39.23
	12	3.33	23.93
	14	4.71	43.15
	16	3.97	35.01
	18	5.00	1815.31
	20	5.00	2452.05
	22	5.00	3647.58
BH-569	4	0.64	5.79
	6	1.32	10.20
	8	1.81	10.00
	10	2.89	32.56
	12	3.73	35.21
	14	4.51	36.19
	16	5.00	911.43
	18	5.00	350.10
	20	5.00	2458.82
	22	5.00	731.97
	24	5.00	1840.81
BH-721	3	3.29	42.17
	6	3.63	41.87
	9	5.00	258.50
	12	5.00	271.45
	15	5.00	278.61
	18	5.00	287.92
	21	5.00	306.65
	24	5.00	322.25
	27	5.00	334.21
	30	5.00	367.75
BH-722	3	2.99	24.32
	6	2.26	15.00
	9	3.53	58.94

Chapitre IV : Reconnaissance géotechnique du site

BH	Profondeur (m)	Net Pression Limite PL-Net (MPa)	Module de Menard EM (MPa)
	12	2.30	21.87
	15	2.26	20.40
	18	0.98	14.32
	21	5.00	257.82
	24	5.00	335.58
	27	5.00	322.74
	30	5.00	349.21
	33	5.00	348.72
BH-723	3	0.93	5.98
	6	2.21	18.63
	9	3.43	28.83
	12	4.56	41.29
	15	2.65	19.81
	18	1.03	9.02
	21	5.00	225.85
	24	5.00	247.62
	27	5.00	263.50
	30	5.00	293.41
	33	5.00	319.79
BH-725	3	2.60	36.09
	6	2.30	25.01
	9	2.35	25.50
	12	2.26	18.93
	15	3.53	40.21
	18	1.23	15.89
	21	0.98	13.24
	24	5.00	242.22
	27	5.00	273.80
	30	5.00	274.88
	33	5.00	320.48
BH-726	3	3.14	49.92
	6	0.88	7.65
	9	0.69	6.08
	12	0.78	6.67
	15	5.00	220.06
	18	5.00	233.40
	21	5.00	249.09
	24	5.00	264.68
	27	5.00	283.41
	30	5.00	305.18
	33	5.00	286.75
BH-728	3	1.18	43.74
	6	1.37	42.17
	9	1.83	26.67

Chapitre IV : Reconnaissance géotechnique du site

BH	Profondeur (m)	Net Pression Limite PL-Net (MPa)	Module de Menard EM (MPa)
	12	4.09	34.03
	15	5.00	206.82
	18	5.00	231.63
	21	5.00	242.22
	24	5.00	256.93
	27	5.00	299.69
	30	5.00	313.62
	33	5.00	341.17
BH-729	3	1.27	21.77
	6	1.57	37.76
	9	1.67	27.95
	12	3.33	40.01
	15	5.00	179.27
	18	5.00	257.13
	21	5.00	265.37
	24	5.00	287.92
	27	5.00	297.93
	30	5.00	309.99
BH-730	3	1.08	33.93
	6	1.86	40.21
	9	2.21	38.34
	12	5.00	241.54
	15	5.00	234.67
	18	5.00	259.58
	21	5.00	288.61
	24	5.00	289.49
	27	5.00	301.95
	30	5.00	312.64
	33	5.00	325.78

Interprétation

L'analyse des résultats pressiométriques révèle une évolution nette des propriétés mécaniques avec la profondeur

Zone superficielle (0 – 15 m) : Les valeurs de PL* restent faibles à modérées, comprises entre 7 et 46,5 kg/cm², avec des modules EM bas allant de 59 à 600 kg/cm², traduisant des argilites altérées et mécaniquement dégradées.

Zone de cisaillement actif (18 – 21 m) : Une chute locale significative des paramètres est observée dans les forages BH-722, BH-723, BH-725 et BH-726, avec des valeurs de PL* inférieures à 12 kg/cm², interprétée comme la zone de cisaillement active du glissement.

En profondeur (15 – 21 m et au-delà) : Le refus pressiométrique (PL* $\geq$ 50 kg/cm²) associé à des modules EM très élevés, de 1 800 à 37 000 kg/cm², marque l'entrée dans le substratum rocheux sain, qui constitue l'horizon d'ancrage des futurs ouvrages de confortement.

IV.2.3.4. Mesures inclinométriques

Dans le cadre du suivi du glissement de terrain au PK 87+500, quatre (04) sondages inclinométriques ont été installés. Afin de caractériser les mouvements du terrain et déterminer la profondeur des surfaces de glissement. Ces instruments permettent de mesurer les déplacements horizontaux en fonction de la profondeur et du temps.

Les caractéristiques générales des quatre inclinomètres installés sur le site sont récapitulées dans le Tableau IV-5

Tableau IV-5 : Récapitulatif des caractéristiques et résultats des mesures inclinométriques

N° Inclinomètre	Profondeur (m)	Réf. mesure	Dernière mesure	Prof. glissement (m)
INK-87+500_N1	45	18/01/2023	22/05/2023	25,00
INK-87+500_N2	45	09/01/2023	08/05/2023	29,00
INK-87+500_N3	45	26/02/2023	22/05/2023	21,00
INK-87+500_N4	42	30/07/2023	04/02/2024	9,00

Remarque : Les graphes des inclinomètre est dans l'annexe.

IV.2.4. Résultats des essais de laboratoire

1. Essais d'identification

Sur les échantillons remaniés prélevés, des essais physiques ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques du sous-sol.

Tableau IV-6 : résultats des essais physiques au laboratoire.

Sondage	Prof. (m)	W (%)	γ_d (g/cm ³)	Granulométrie		Sédimentométrie		Limite D'Atterberg			Classe USCS
				Tamiséat T200 (%)	Tamiséat T4 (%)	Limon (%)	Argile (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	
BH-102	1.80–2.00	21.67	2.004	83.91	7.00	35.13	48.78	49.6	22.0	27.6	CL
	3.50–4.00	23.06	2.066	90.73	1.01	40.22	50.51	47.9	24.9	23.0	CL
	5.50–5.70	18.56	2.093	77.79	0.56	25.62	52.17	52.3	27.5	24.8	CH
	9.00–9.45	21.30	—	28.83	1.08	10.53	18.30	53.3	27.3	26.0	SC
BH-717	1.50–1.95	11.7	—	41.60	9.40	40.30	1.30	40.2	23.2	17.0	SM
	3.50–3.75	19.0	1.726	52.70	2.50	46.80	5.90	39.7	21.7	18.0	CL
	6.00–6.45	16.6	—	25.10	20.00	23.60	1.50	44.9	21.3	23.6	SM
	9.00–9.30	11.2	—	16.90	14.10	16.50	0.40	NP	NP	NP	SM
BH-718	1.50–1.95	21.3	—	70.30	1.40	64.00	6.30	41.5	20.3	21.1	CL
	3.90–4.15	15.4	1.873	50.60	0.80	46.80	3.80	38.3	21.7	16.7	CL
	6.00–6.45	14.4	—	30.80	14.10	30.50	0.30	38.4	21.1	17.2	SM
BH-719	1.50–1.70	13.3	—	29.90	6.40	28.20	1.70	NP	NP	NP	SM
	9.75–10.10	14.7	1.848	28.50	9.90	26.90	1.60	39.7	18.1	21.6	SM
BH-721	1.50–1.95	15.1	—	53.30	5.40	41.50	11.80	40.0	23.3	16.7	CL
	3.00–3.45	12.9	—	16.70	28.40	15.90	0.80	40.4	16.2	24.2	SM
	4.50–4.95	5.0	—	15.70	42.60	15.00	0.70	35.1	19.9	15.2	GM

Chapitre IV : Reconnaissance géotechnique du site

Sondage	Prof. (m)	W (%)	γ_d (g/cm ³)	Granulométrie		Sédimentométrie		Limite d'Atterberg			Classe USCS
				Tamiséat T200 (%)	Tamiséat T4 (%)	Limon (%)	Argile (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	
	6.00–6.20	5.6	—	13.00	53.40	12.40	0.60	22.6	10.8	11.7	GM
BH-722	1.50–1.95	12.0	—	36.70	0.70	32.20	4.50	40.9	21.4	19.5	SM
	3.00–3.45	13.4	—	26.80	35.80	24.10	2.70	40.1	20.8	19.3	SM
	4.50–4.95	10.7	—	32.50	20.20	27.80	4.70	32.7	17.5	15.2	SM
	6.00–6.20	17.9	—	38.00	18.50	31.60	6.40	40.4	20.9	19.4	SM
BH-723	1.50–1.95	10.9	—	29.20	14.40	27.10	2.00	37.1	18.4	18.7	SM
	3.00–3.45	12.7	—	33.10	15.80	30.00	3.10	30.0	14.0	14.0	SM
	4.50–4.95	6.6	—	30.50	15.50	28.90	1.70	25.8	10.4	15.2	SM
	7.50–7.95	17.8	—	62.70	2.90	49.30	13.40	45.0	19.0	26.0	CL
BH-725	1.50–1.95	16.1	—	34.90	1.20	32.50	2.30	27.1	14.8	12.3	SM
	3.00–3.25	12.7	—	39.80	0.90	36.50	36.50	36.0	18.4	17.6	SM
	4.50–4.80	9.3	—	24.80	3.10	24.00	24.00	30.3	17.1	13.2	SM
INK-87+500_N 01	4.00–4.35	6.0	1.876	9.70	3.10	9.50	0.10	51.9	25.7	26.2	SW-SC
	5.10–5.55	11.2	1.845	55.90	0.00	38.70	17.20	50.1	29.1	21.0	MH
	10.15–10.50	16.8	1.700	42.60	4.30	38.30	4.30	43.4	28.6	14.7	SC
	13.50–13.95	12.4	—	25.20	24.70	23.50	1.70	39.3	18.7	20.6	SM
INK-87+500_N 02	0.75–1.00	19.8	1.649	91.60	2.60	54.13	37.44	51.9	25.7	26.2	CH
	5.45–5.80	16.1	1.739	93.00	1.60	51.40	41.60	51.9	29.1	22.8	MH
	6.60–7.00	15.7	1.787	96.90	0.20	46.40	50.50	58.3	28.6	29.7	CH
	8.30–8.70	19.1	1.643	96.30	0.20	52.40	43.90	55.7	27.9	27.8	CH
	9.70–10.05	18.8	1.722	96.80	0.00	71.90	24.90	52.0	30.1	21.8	MH
	11.40–11.80	20.0	1.645	94.80	0.10	45.30	49.50	54.5	30.5	24.0	MH
INK-87+500_N 03	3.00–3.45	11.8	—	11.10	32.30	10.60	0.50	39.7	23.3	16.3	SP-SC
	5.60–5.80	3.9	2.010	28.20	0.30	27.00	1.20	47.1	22.3	24.7	SM
INK-87+500_N 04	1.50–1.95	25.8	—	87.80	0.00	23.30	64.50	61.6	25.4	36.2	CH
	3.00–3.45	23.1	—	93.30	0.00	57.30	36.00	58.8	26.4	32.4	CH
	4.30–4.50	18.3	1.787	71.20	1.60	49.70	21.50	54.0	26.2	27.8	CH
	4.50–4.95	23.7	—	95.80	0.00	52.50	43.40	63.1	25.9	37.3	CH
	6.80–7.20	25.4	1.528	72.20	21.60	51.60	20.60	40.3	25.0	35.3	CH
	7.50–7.70	29.6	—	60.40	21.10	36.10	24.20	60.2	25.0	35.2	CH
	7.90–8.10	15.0	1.814	63.60	14.60	51.00	12.50	41.2	22.1	19.1	CL
	8.15–8.35	14.0	1.883	49.40	1.50	31.20	18.20	54.5	25.9	28.6	SC

2. Essais De Résistance

Tableau IV-7 : Essai Œdomètre – Compression à Expansion Latérale Libre (ELL)

Sondage	Prof. (m)	Pc (kg/cm ²)	Cc (%)	Cg (%)	ELL (qu) (kg/cm ²)
BH-102	1.80–2.00	—	—	—	1.33
	5.50–5.70	—	—	—	3.78
BH-569	3.00–3.25	1.50	11.98	1.73	2.22
	6.75–7.00	1.82	12.29	2.25	—
BH-717	3.50–3.75	2.07	0.1	0.03	0.77
BH-719	9.75–10.10	0.07	0.11	0.02	—
INK-87+500_N01	4.00–4.35	1.44	0.07	0.03	—
	10.15–10.50	1.56	0.14	0.05	—
INK-87+500_N02	5.45–5.80	2.06	0.1	0.04	1.63
	6.60–7.00	—	—	—	1.33
	8.30–8.70	1.87	0.12	0.03	2.50
	9.70–10.05	—	—	—	4.66
	11.40–11.80	1.6	0.1	0.03	2.58
INK-87+500_N04	4.30–4.50	1.81	0.12	0.04	4.84
	6.80–7.20	1.89	0.16	0.03	2.10
	7.90–8.10	1.56	0.11	0.04	2.83
	8.15–8.35	1.36	0.11	0.05	4.88

Les pressions de consolidation mesurées varient sensiblement selon les sondages. Une valeur très faible de $P_c = 0,07 \text{ kg/cm}^2$ est relevée en BH-719, indiquant un état **sous-consolidé** compatible avec un glissement actif. Les autres valeurs ($P_c = 1,5\text{--}2,1 \text{ kg/cm}^2$) correspondent à un état normalement à légèrement sur-consolidé ($OCR \approx 1\text{--}2$).

Les résistances à l'expansion latérale libre ($qu = 0,77\text{--}4,9 \text{ kg/cm}^2$) donnent des cohésions non drainées C_u de l'ordre de 40 à 250 kPa.

Tableau IV-8 : Essai de Résistance à la Compression Uniaxiale

Sondage	Prof. (m)	Densité apparente (g/cm ³)	Charge de rupture (kN)	qu – Résistance uniaxiale (kg/cm ²)
BH-98	12.80–13.00	2.540	139.7	239.6
	21.00–21.20	2.539	109.5	187.8
	23.80–24.00	2.566	201.7	346.0
BH-99	25.00–25.90	2.556	124.9	214.2
	37.60–37.90	2.624	165.4	283.7
BH-100	4.50–5.00	2.643	—	421.3
	28.50–28.90	2.607	—	437.4
	40.50–40.70	2.628	—	421.3
	44.00–44.50	2.670	—	399.7

Les essais uniaxiaux sur carottes rocheuses profondes (BH-98, BH-99, BH-100) donnent des résistances $qu = 188\text{--}437 \text{ kg/cm}^2$ (18–43 MPa) → substratum de résistance modérée à élever roche tendre à semi-dure (ISRM).

IV.3. Conclusion

- La reconnaissance géotechnique a identifié trois unités lithologiques principales : argilites altérées, zone de cisaillement et substratum rocheux.
- Les essais SPT ont mis en évidence une faible compacité des couches superficielles avec une amélioration progressive en profondeur jusqu'au refus.
- Le site est classé en catégorie sismique **S3** selon le RPOA 2024.
- Les essais pressiométriques ont révélé une faible résistance mécanique dans les horizons superficiels et une zone de faiblesse marquée entre 18 et 21 m correspondant à la zone de cisaillement.
- Les formations profondes présentent de très bonnes caractéristiques géomécaniques, correspondant au substratum sain.
- Les mesures inclinométriques ont confirmé l'activité du glissement et localisé la surface de rupture entre **9 m et 29 m** de profondeur.
- Les déplacements maximaux enregistrés atteignent **83 mm**, confirmant l'instabilité du versant.
- L'ensemble de ces résultats constitue la base des analyses de stabilité présentées dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V : ETUDE DE CONFORTMENT

V.1. Introduction

À la suite du travail réalisé jusqu'à présent, ce chapitre est consacré à la définition et au dimensionnement des solutions de confortement. Ces mesures visent à stabiliser durablement le massif instable afin de garantir la pérennité de la plateforme autoroutière, de la RN77.

L'étude s'appuie sur une analyse à rebours (rétro-analyse) permettant de calibrer les paramètres mécaniques du sol au niveau de la surface de rupture. Pour mener à bien cette analyse, le logiciel **GEO5** est utilisé comme outil de modélisation géotechnique, permettant de simuler les différentes phases de confortement et de vérifier l'efficacité des dispositifs proposés.

V.2. Présentation de logiciel « GEO5 »

GEO5 est un logiciel dédié à l'ingénierie géotechnique. Il permet de modéliser une grande variété de problèmes géotechniques grâce à une suite de modules spécialisés couvrant la stabilité des pentes, le dimensionnement des fondations, la vérification des murs de soutènement, le calcul des pieux et l'analyse des tunnels.

V.3. Analyse à rebours

L'analyse de stabilité à rebours, également connue sous les termes de calcul inverse ou rétro analyse, a pour objectif de reconstituer l'état actuel d'un versant et de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement qui sont mobilisés. Le principe de cette méthode repose sur le fait de fixer un facteur de sécurité proche de 1 (équilibre limite) sur un profil de calcul critique, en le comparant à la surface de rupture déduite à partir des relevés géologiques et des résultats des investigations géotechnique.

V.4. Profile représentatif

V.4.1. Localisation de la coupe critique

Afin de définir le profil de calcul le plus représentatif du mécanisme de glissement, une coupe transversale A–A' a été tracée dans la zone centrale du glissement, là où les déplacements inclinométriques sont les plus importants. Cette coupe traverse l'ensemble du versant instable, depuis la tête du glissement jusqu'au pied du versant au niveau de la RN77, en passant par les quatre puits inclinométriques INK-_N1, N2, N3 et N4.

La localisation de cette coupe dans la zone de glissement est présentée dans la figure ci-dessous.

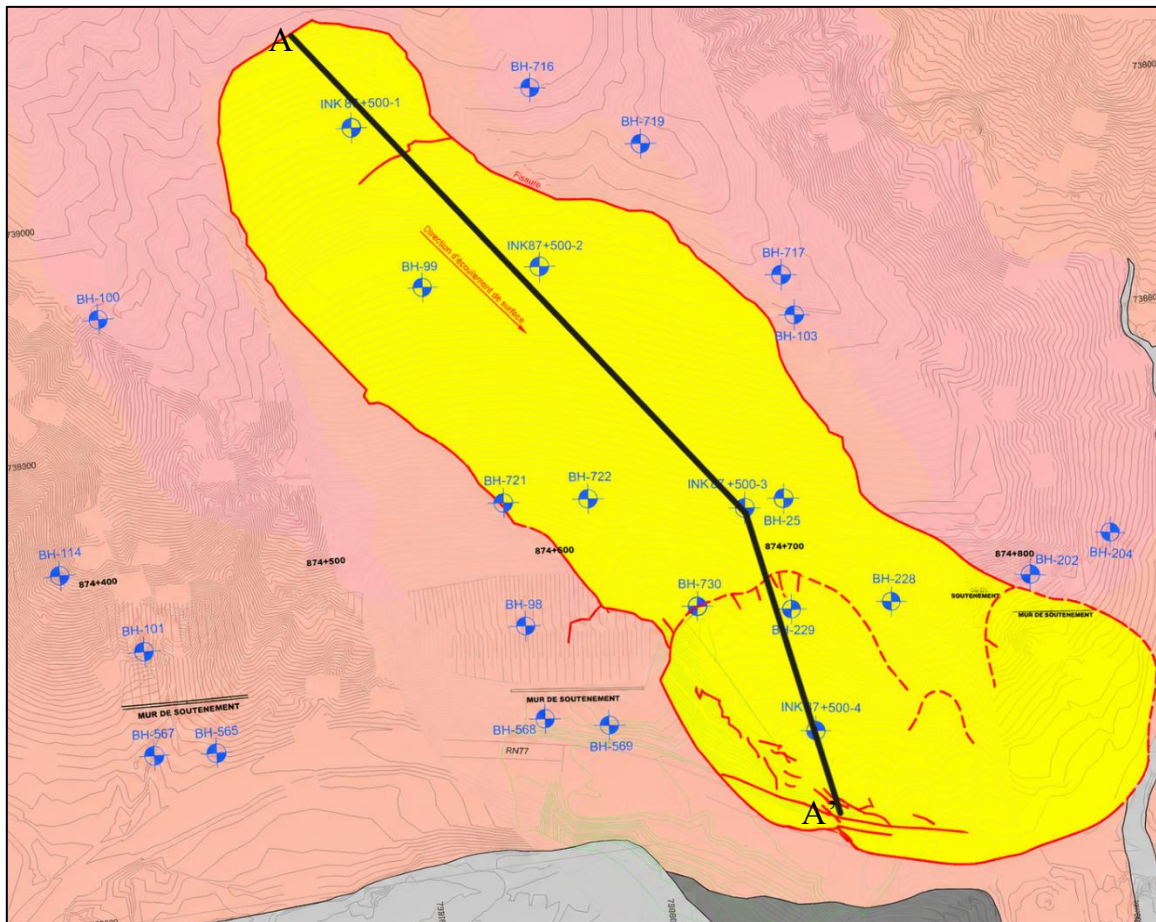


Figure V-1 : Localisation de la coupe critique A-A' dans la zone de glissement (PK 87+500)

V.4.2. Coupe lithologique du profil critique

La coupe lithologique A-A' est établie à partir de la corrélation des logs de sondages carottés et des profils inclinométriques interceptés par la coupe. Elle met en évidence une succession de quatre unités géotechniques, cohérentes avec le modèle lithologique défini au chapitre IV

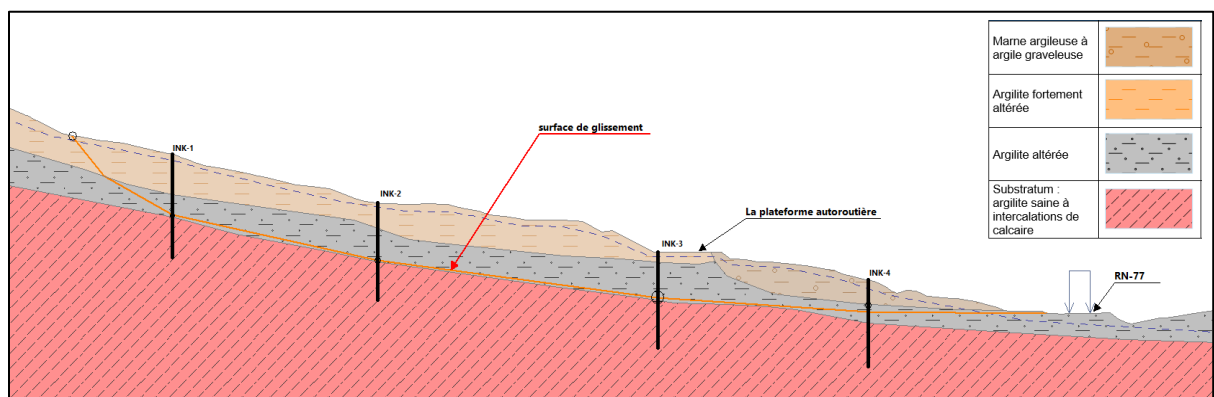
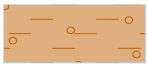
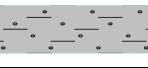


Figure V-2 : Coupe lithologique du profil critique A-A' avec localisation de la surface de rupture et des inclinomètres

V.5. Les paramètres de calculs

- Niveau de la nappe phréatique est à 2m
- Surcharges d'exploitation de la route RN 77 : estimée à 10 KPa par mètre linéaire.
- Les caractéristiques de la formation impliquée dans le glissement sont déterminées à partir des corrélations avec le pressiomètre (PMT) de Louis Ménard (1963) et l'analyse à rebours.

Tableau V-1 : Les paramètres géotechniques de chaque couche

Couche de sol	Pattern	γ	$C_u (\phi=0)$	ϕ_{ef}	C_{ef}
		[kN/m ³]	(kPa)	[°]	[kPa]
Marne argileuse à argile graveleuse		18	90	25	5
Argilite fortement altérée		19	90	26	5
Argilite altérée		20	100	17	5
Substratum : argilite saine à intercalations de calcaire		23	-	30	130

d) Calcul les coefficients sismiques

Pour déterminer les coefficients sismiques appliqués à notre projet, il est nécessaire de définir au préalable les trois paramètres d'entrée de la norme RPOA 2024 : le coefficient d'accélération de zone, le coefficient d'importance et la classe de site.

- Zone sismique V : $A = 0,25$ (Sétif)
- Groupe d'importance 1B : $I = 1,20$ (autoroute)
- Site S3 : $S = 1,30$ pour Type 1 (essai Spt)
- Type de spectre : Type 1 (Zone V)

$$K_h = \frac{1}{3} \times A \times I \times S = \frac{1}{3} \times 0,25 \times 1,2 \times 1,3 = \mathbf{0,13}$$

$$K_v = \pm \frac{1}{2} \times K_h = \mathbf{0,065}$$

V.6. Les résultats de calcul avec GEO5

Les résultats de l'analyse dans l'état initial effectuée à l'aide du logiciel « GEO5 » selon la méthode de Morgenstern-Price sont les suivants :

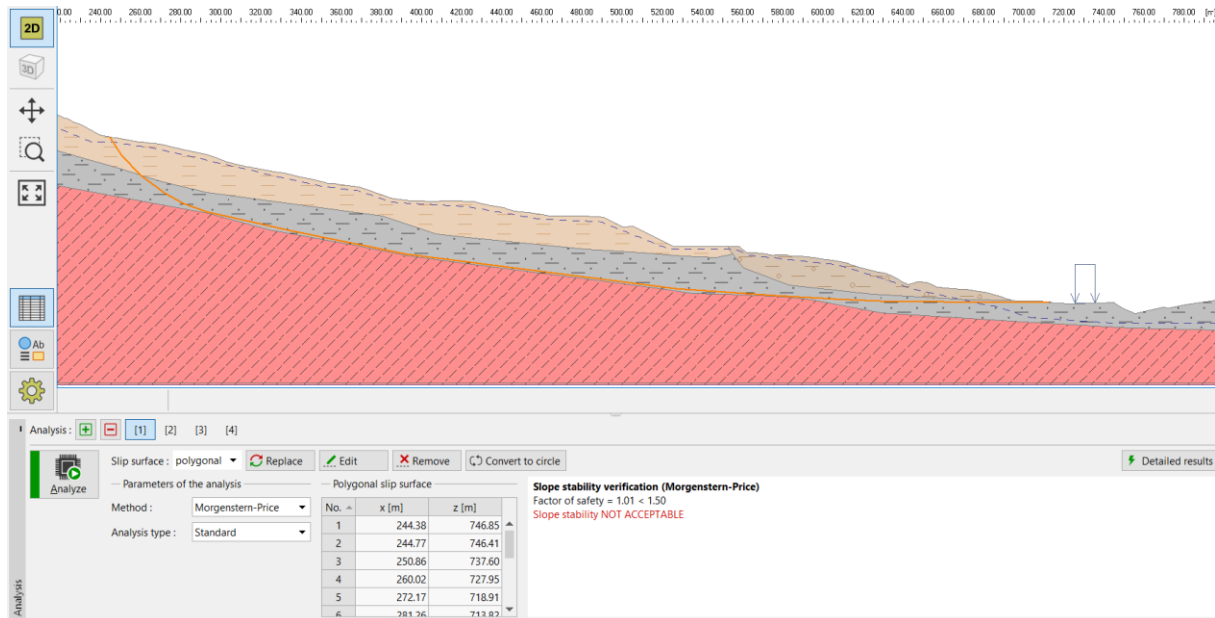


Figure V-3 : Résultat de l'analyse à partir de GEO5 – dans le cas statique, (FS= 1.01)

V.7. Etude d'avant-projet sommaire (APS)

Afin de stabiliser le glissement de terrain, nous avons proposé deux solutions différentes :

- **Solution 1** : Reprofilage et confortement par système de soutènement sur pieux
- **Solution 2** : Reprofilage et drainage avec des drains subhorizontaux

V.7.1. Solution 1 : Reprofilage et confortement par système de soutènement sur pieux

a) Description de la solution

La solution 1 repose sur une approche en deux phases complémentaires et séquentielles :

Phase 1 : Réduction de la masse glissante par reprofilage : L'objectif est de diminuer les forces motrices en allégeant la tête du glissement par excavation. La réduction de l'épaisseur de la masse en mouvement permet simultanément de diminuer la charge appliquée sur le système de soutènement et de réduire la longueur des pieux.

Phase 2 : Installation d'un système de soutènement sur pieux : En raison de la profondeur importante de la surface de rupture, le terrassement seul s'avère insuffisant. Un système de soutènement sur pieux est donc installé pour bloquer les surfaces de glissement profondes et locales.

b) Résultats de stabilité après reprofilage

La première phase de la solution consiste à réduire la masse glissante par terrassement général du versant, afin de réduire la masse glissante et d'alléger la tête du glissement. L'opération consiste en un reprofilage de la surface du terrain naturel débutant depuis la plateforme autoroutière, en progressant vers l'amont du versant sur une longueur de 80 m. Ce reprofilage suit une pente longitudinale de 5 %, après en faire un reprofilage du talus avec des pentes 1:4 (V:H) avec des banquettes de 5 mètres de largeur

Les analyses de stabilité réalisées après l'excavation proposée donnent les résultats suivants :

- **État statique (long terme) : FS = 1,27** (voir le Figure V-4)

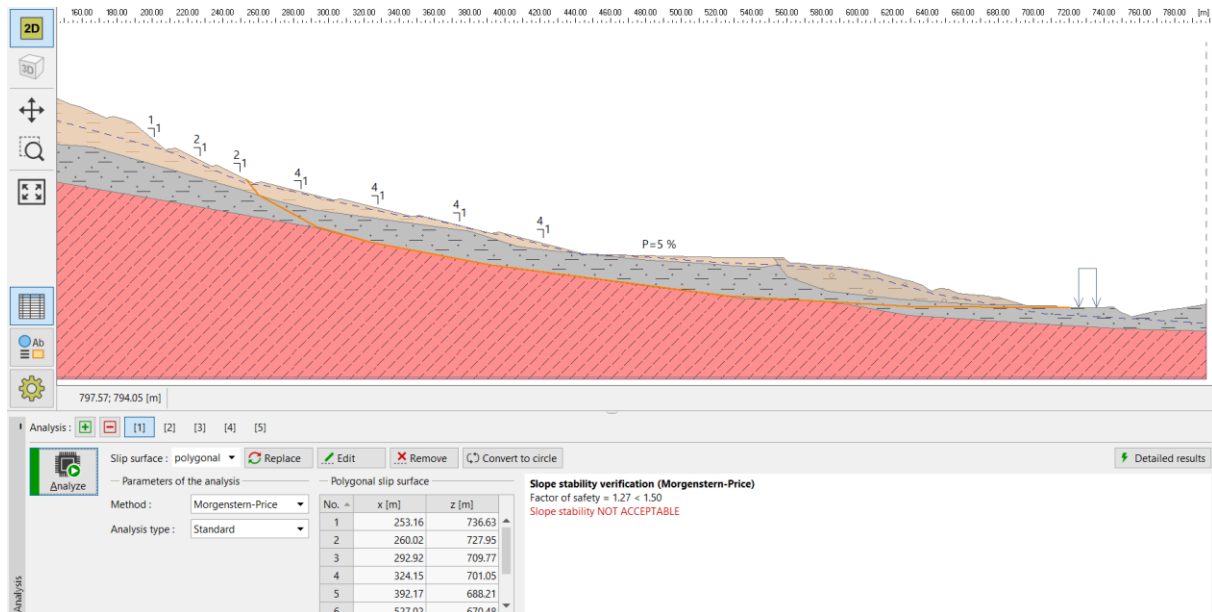


Figure V-4 : Résultats de stabilité des pentes à l'état statique après l'excavation (FS=1.27)

Selon l'analyse de stabilité des pentes, le coefficient de sécurité statique est 1.27, il reste inférieur à la valeur réglementaire de 1,50 exigée à l'état statique.

Ces résultats confirment que le terrassement seul est insuffisant pour assurer la stabilité requise du versant, et qu'un renforcement complémentaire s'avère indispensable.

c) Confortement par des rideaux de pieux.

1) Rideau de pieux n°1 — Blocage du glissement principal (amont) :

Le premier rideau est implanté en amont, au droit de l'inclinomètre INK-87+500_N2, là où la surface de glissement atteint sa profondeur maximale de **29 m** sous le terrain naturel. Ce positionnement est dicté par la nécessité de bloquer la grande quantité de masse en mouvement avant qu'elle n'atteigne la plateforme autoroutière. Compte tenu de l'importance des efforts à reprendre à ce niveau, une **double rangée de pieux** est retenue. Les caractéristiques sont les suivantes :

- Diamètre des pieux : **1,2 m**
- Longueur des pieux : **25 m**
- Disposition : double rangée

Les analyses de stabilité après installation de ce rideau donnent les résultats suivants :

- Surface de glissement principale : **FS = 1,43** (Figure V-5)

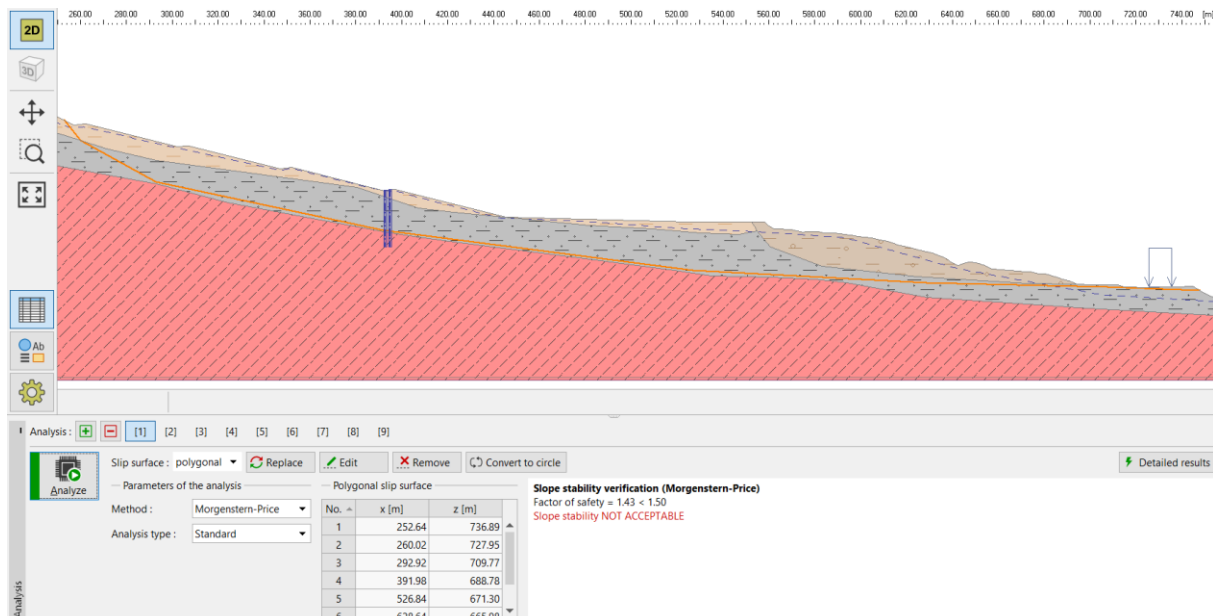


Figure V-5 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°1 amont — surface de glissement principale (FS = 1.43)

L'installation du rideau de pieux amont en double rangée permet d'atteindre un coefficient de sécurité de 1,43 pour la surface de glissement principale, se rapprochant de la valeur réglementaire de 1,50.

2) Rideau de pieux n°2 — Protection de la plateforme autoroutière (côté droit) :

Le second rideau est positionné sur le côté droit du tracé autoroutier, il a pour objectif de protéger directement la plateforme autoroutière contre les surfaces de glissement secondaires subsistant après terrassement. Les caractéristiques retenues sont les suivantes :

- Diamètre des pieux : **1.2 m**
- Longueur des pieux : **30 m**
- Disposition : une rangée simple

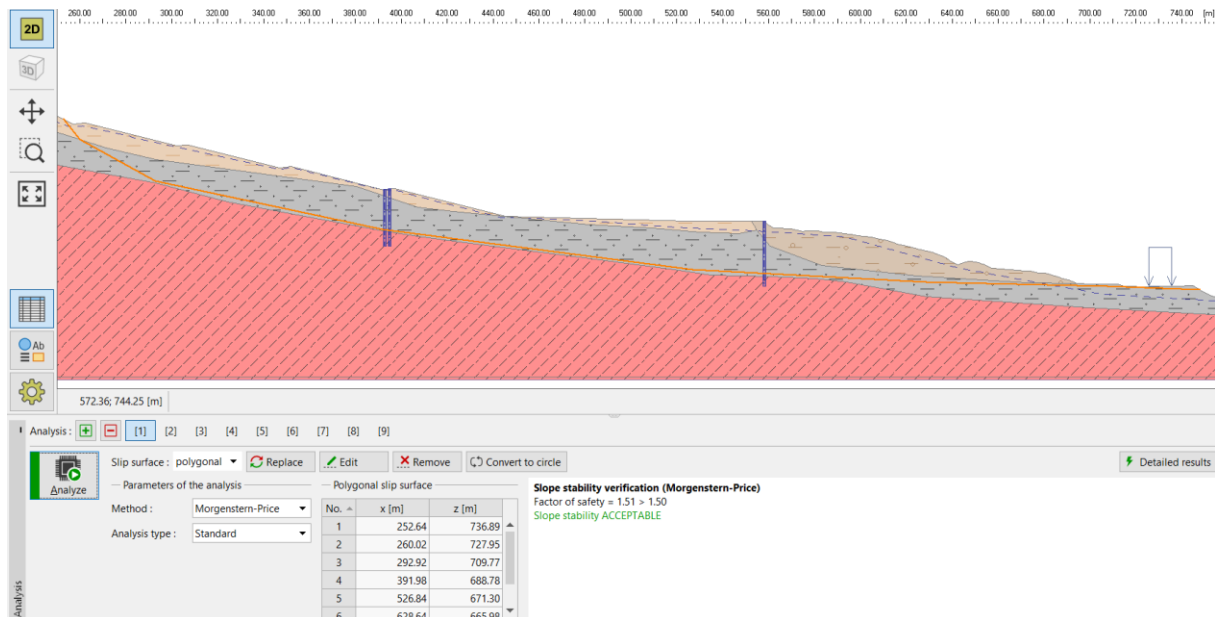


Figure V-6 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°2 — surface de glissement principale (FS = 1.51)

Le rideau n°2 permet d'atteindre un coefficient de sécurité de **1,51** pour la surface de glissement principale, satisfaisant ainsi à l'exigence réglementaire. Toutefois, les analyses révèlent un problème persistant au niveau de la route nationale RN77, avec un **FS = 1,27 < 1.50** (Figure V-7), Pour cette raison, un troisième rideau de pieux est nécessaire afin d'assurer la protection de la route nationale RN77.

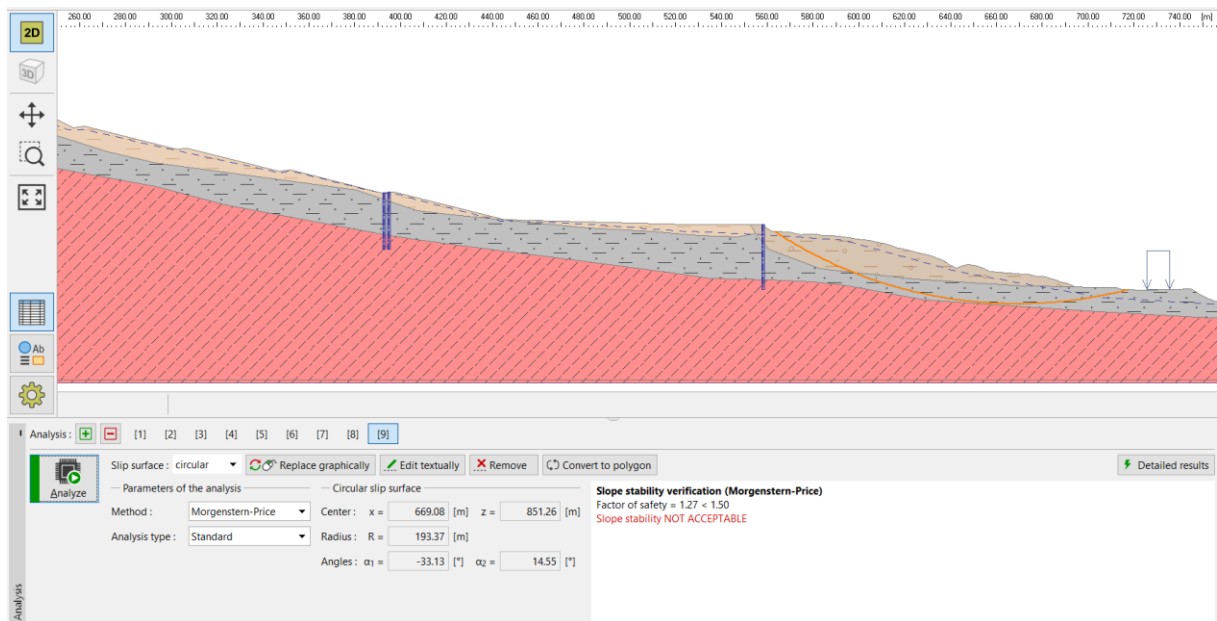


Figure V-7 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°2 — surface de glissement localise au niveau de la RN77 (FS = 1.27)

3) Rideau de pieux n°3 — protection de la route nationale RN77 :

Les caractéristiques retenues sont les suivantes:

- Diamètre des pieux : 1.2 m
- Longueur des pieux : 20 m
- Disposition : une rangée simple

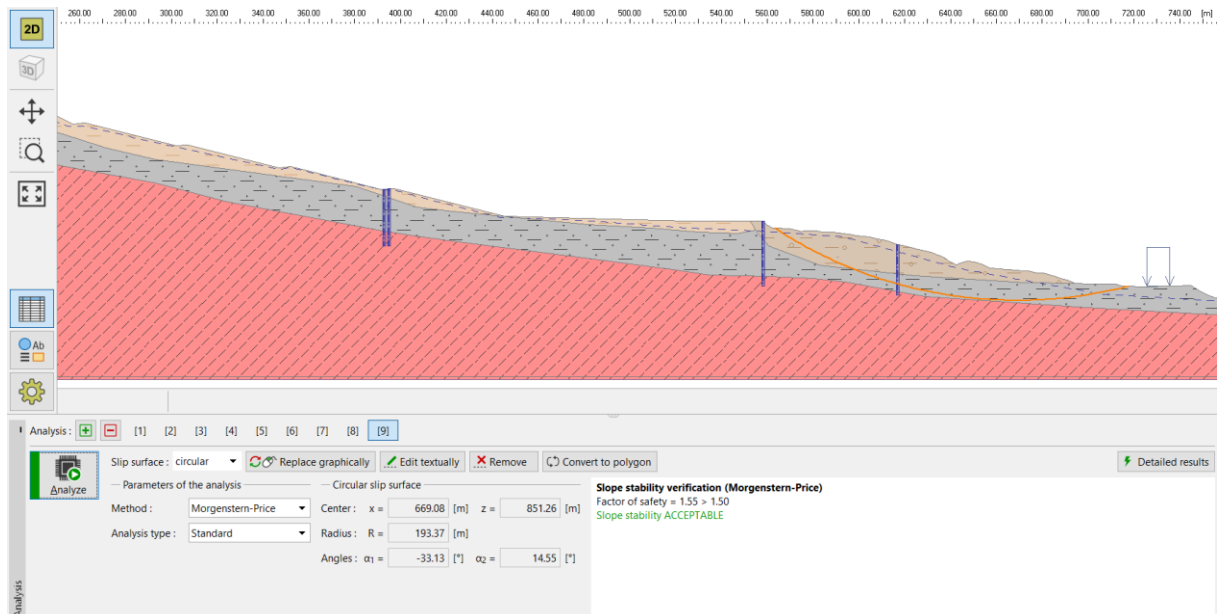


Figure V-8 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°3 — protection de la RN77 (FS=1.55)

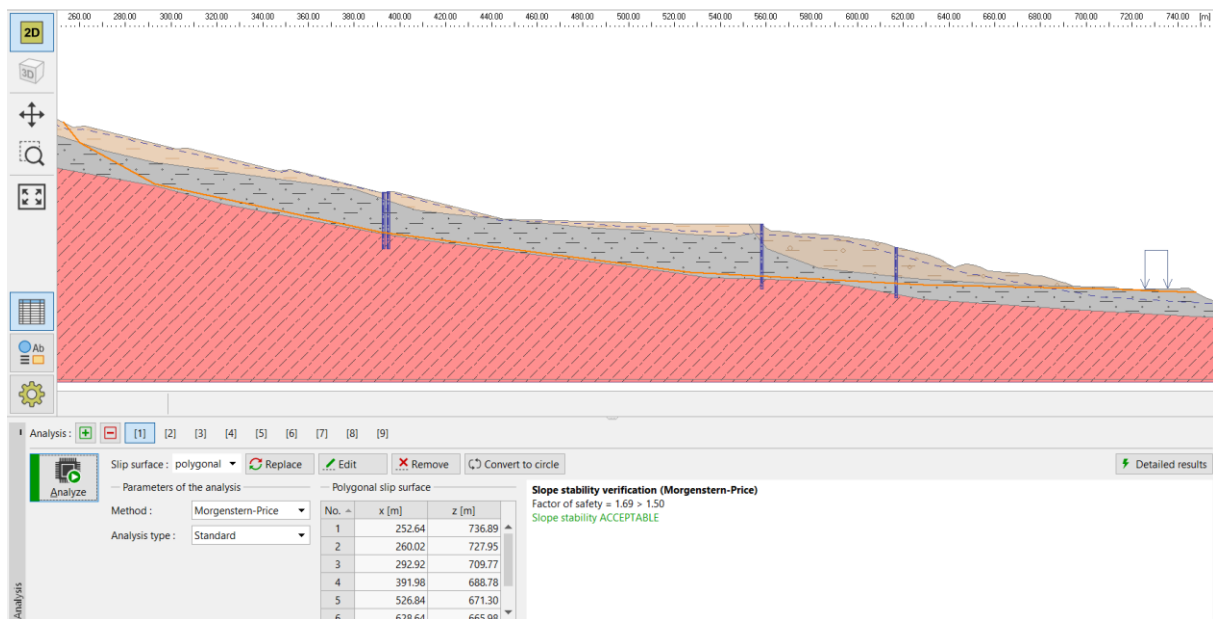


Figure V-9 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°3 — surface de glissement principale (FS = 1.69)

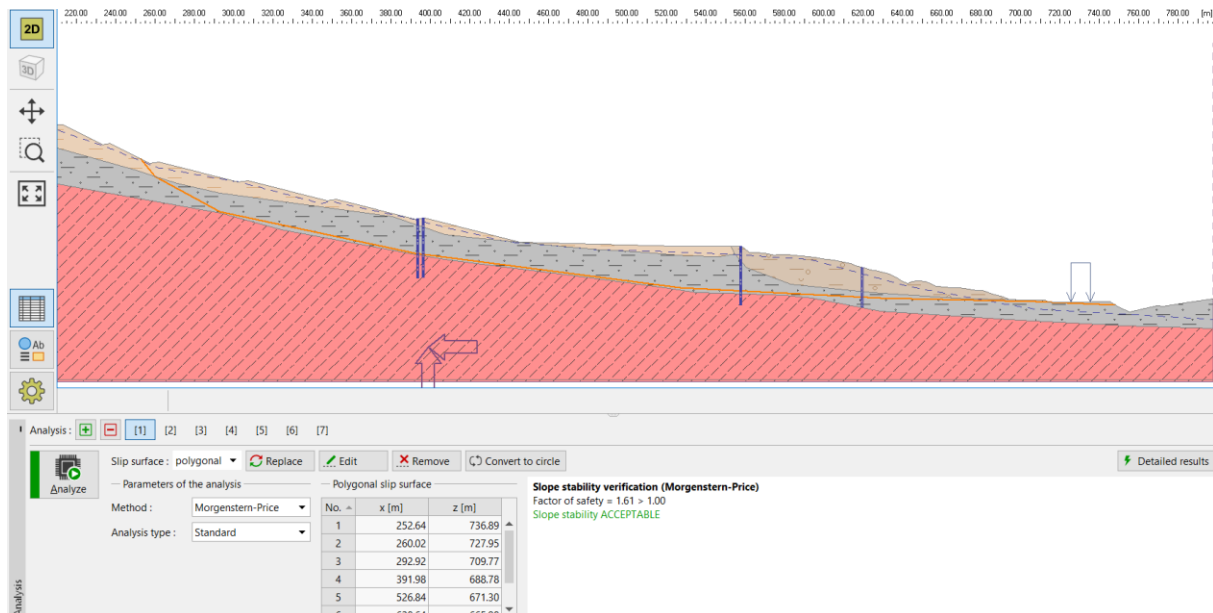


Figure V-10 : Analyse de stabilité après installation du rideau n°3 — surface de glissement principale (FS = 1.61), dans le cas sismique

• Résulta des pieux

Tableau V-2 : Bilan des pieux

Rideau	Rangée	Longueur (m)	Espacement (m)	Le lineaire des pieux (m)	Nombre de pieux
Rideau n°1 (amont)	Double rangée	25 m	1.4	200	286
Rideau n°2 (cote droit autoroute)	Rangée simple	30 m	1.4	200	143
Rideau n°3 (RN-77)	Rangée simple	20 m	1.4	87	62
Total					491

4) Mesures complémentaires

Compte tenu du niveau élevé des eaux souterraines sur les pentes nouvellement préparées, la mise en place d'un système de drainage **composé de tranchées drainantes et d'épis drainants** est fortement recommandée. Ce système permettra d'abaisser le niveau de la nappe, d'améliorer les conditions de drainage du versant et de renforcer la stabilité des surfaces de pente.

V.7.1.1. Solution 2 : Reprofilage et drainage avec des drains subhorizontaux

a) Description de la solution

Phase 1 : La première phase consiste en un reprofilage identique au celui de la 1ere solution avec des petits modifications, des **talus à pente 5:1 (H:V)** sont également réalisés au-dessus de la plateforme autoroutière, afin d'assurer une bonne implantations et distributions des drains.

Phase 2 : Mise en place d'un réseau de drains subhorizontaux : En complément du terrassement, un réseau de drains subhorizontaux est foré au sein de la masse glissante afin d'intercepter et d'évacuer les eaux souterraines. Elle vise à abaisser durablement le niveau piézométrique de la nappe phréatique, actuellement affleurante (sol saturé — nappe à 0 m sous le terrain naturel), afin de réduire les pressions interstitielles et d'améliorer le facteur de sécurité.

Les drains subhorizontaux sont des tubes crépinés en PVC, forés depuis le pied du talus avec une légère inclinaison ascendante $+5^\circ$ pour assurer l'écoulement gravitaire des eaux souterraines sans recours au pompage. Le collecteur principal achemine les eaux drainées vers un exutoire adapté en pied de versant.

b) Résultats de stabilité après reprofilage

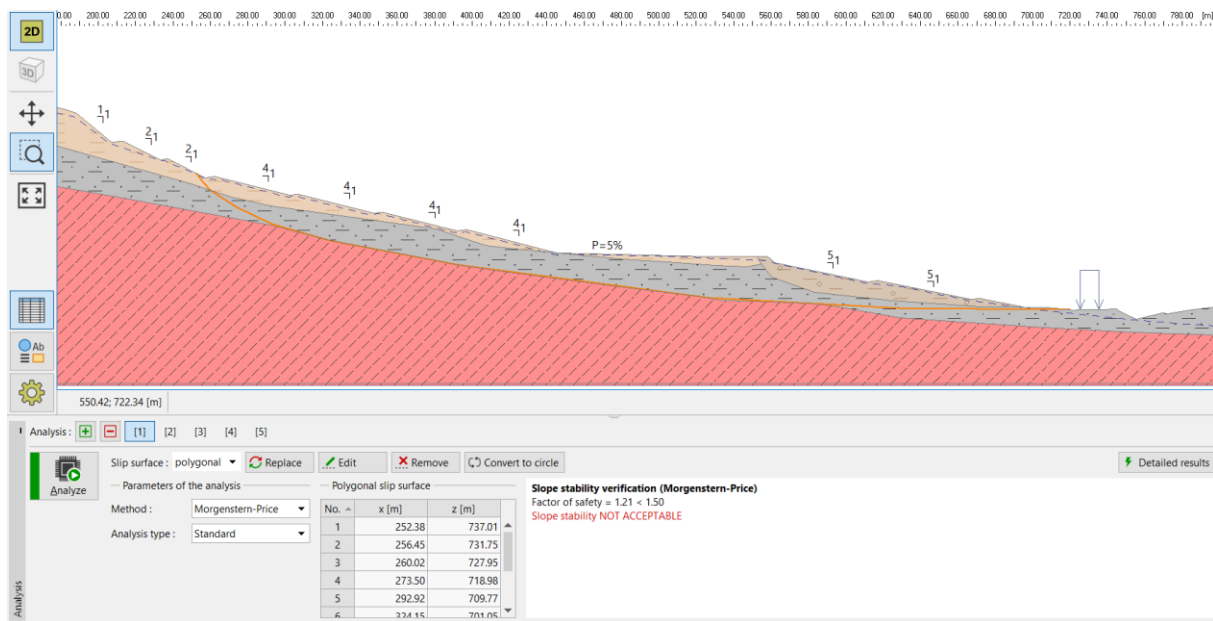


Figure V-11 : Résultats de stabilité des pentes à l'état statique après l'excavation (FS=1.21)

- État statique (long terme) : FS = 1,21

Ces résultats confirment que le reprofilage seul est insuffisant pour atteindre le seuil réglementaire de $FS \geq 1,50$ à l'état statique, et que la mise en œuvre d'un système de drainage complémentaire est nécessaire.

c) Résultats de stabilité après drainage (drains subhorizontaux)

L'effet des drains subhorizontaux a été simulé par un abaissement de la ligne piézométrique de 10 m dans la zone concernée par le glissement. Cette hypothèse de rabattement, cohérente avec les performances attendues d'un réseau de drains subhorizontaux.

La nouvelle position de la ligne piézométrique a été introduite dans le modèle de calcul GEO5

Le résultat obtenu est le suivant :

- État statique (long terme) — surface de glissement principale : FS = 1,58 (Figure V-12)
- État sismique : FS = 1.20 (Figure V-13)

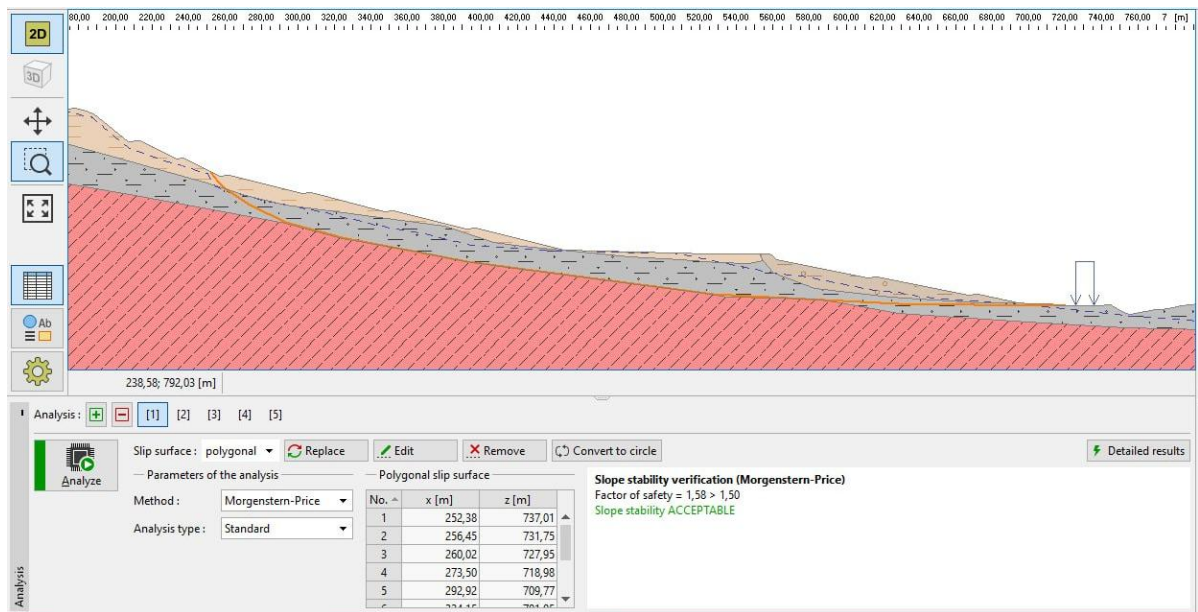


Figure V-12 : Résultats de stabilité des pentes à l'état statique après drainage (drains subhorizontaux) (FS=1.58)



Figure V-13 : Résultats de stabilité des pentes à l'état statique après drainage (drains subhorizontaux) (FS=1.2) dans le cas sismique

Ce coefficient de sécurité satisfait pleinement à l'exigence réglementaire de $FS \geq 1,50$ à l'état statique. Il représente une amélioration significative par rapport à l'état initial ($FS = 1,01$) et à la phase post-terrassement seul ($FS = 1,27$), confirmant l'efficacité hydraulique des drains subhorizontaux.

Nombre de drains requis

Ces valeurs sont déterminées à partir des dimensions de la zone instable et de l'espacement entre drains retenu. La zone à drainer couvre une longueur de 200 m (direction transversale) et une hauteur de versant traitée de 280 m (distance mesurée le long du talus). Avec un espacement longitudinal de 6 m entre rangées, le nombre de rangées est : $280 / 6 \approx 47$ rangées. Chaque rangée accueille un drain tous les 6 m sur la largeur de 200 m, soit $200 / 6 \approx 34$ drains par rangée, le nombre total de drains sera $34 \times 47 = 1598$ drains. L'espacement de 6 m est cohérent avec la perméabilité représentative du site.

V.8. Devis quantitatif et estimatif**V.8.1. Devis quantitatif et estimatif de la 1ère solution (rideaux en pieux)**

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire DZD	Prix total DZD
Déblai (Reprofilage)	M³	600000	800.00	480000000
Forage et bétonnage pieux D=120 cm — Rideau n°1 amont (double rangée, L=25 m) — 286 pieux (y compris forage, ferrailage et bétonnage)	Ml	5650	80 000,00	452000000
Forage et bétonnage pieux D=120 cm — Rideau n°2 côté autoroute (simple rangée, L=30 m) — 143 pieux (y compris forage, ferrailage et bétonnage)	Ml	4290	80 000,00	343200000
Forage et bétonnage pieux D=120 cm — Rideau n°3 RN77 (simple rangée, L=20 m) — 62 pieux (y compris forage, ferrailage et bétonnage)	Ml	1240	80 000,00	99200000
Poutre de couronnement (y compris ferrailage, coffrage)	M³	1052	60 000,00	63120000
			Total HT	1437520000
			TVA (19%)	273128800
			Total TTC	1710648800

V.8.2. Devis quantitatif et estimatif de la 2ème solution (drainage)

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire DZD	Prix total DZD
Déblai (Reprofilage)	M³	680000	800,00	544000000
Forage des drains subhorizontaux 1 598 drains + Tube crépiné PVC Ø 80 mm + géotextile	Ml	76500	5500,00	420750000
Caniveaux bétonnés ep=10cm légèrement armés en treillis soudé (B=0,60m, b=0,40m, h=0,40m) — Caniveaux de banquette + descentes d'eau + caniveau principal	Ml	11550	8500,00	98175000
Plantation eucalyptus	Arbre	1833	3000,00	5499000
			Total HT	1068424000
			TVA (19%)	202920560
			Total TTC	1271344560

V.8.3. Analyse multicritère et choix de la solution

Tableau V-3 : Analyse multicritère des deux solutions

Critère d'évaluation	Solution 1 (Pieux)	Solution 2 (Drainage)
Facteur de sécurité obtenu (FS)	FS = 1,69	FS = 1,58
Coût global TTC	1 710 648 800 DA TTC	1 271 344 560 DA TTC (-26%)
Durabilité & entretien long terme	Inspection périodique des pieux et poutres de couronnement	Les drains exigent un nettoyage régulier (risque de colmatage par fines ou racinement)
Accessibilité & faisabilité locale	Travaux complexes nécessitant des équipements lourds	Mise en œuvre simple avec des équipements légers.
Temp de réalisation	Relativement long	Rapide
Impact environnemental	Consommation importante de béton et d'acier	Végétation + PVC léger (favorable)

Les deux solutions permettent d'améliorer significativement la stabilité du talus, avec des facteurs de sécurité supérieurs à la valeur minimale généralement recommandée de **1,50**. La solution par **écrans de pieux** offre le niveau de sécurité le plus élevé (**FS = 1,69**), mais elle présente un coût important, un délai d'exécution plus long et un impact environnemental plus marqué.

La solution de **drainage subhorizontal** permet d'atteindre un facteur de sécurité satisfaisant (**FS = 1,58**) tout en réduisant considérablement le coût des travaux, les délais de réalisation et l'impact environnemental. Compte tenu du rapport efficacité/coût obtenu, cette solution est plus avantageuse pour le traitement du glissement, sous réserve de la mise en place d'un programme de maintenance garantissant la pérennité du système de drainage.

V.9. Etude d'avant-projet détaillé -APD-

V.9.1. Dimensionnement les drains subhorizontaux

Après terrassement du versant, les drains subhorizontaux sont mis en place. Elle vise à abaisser durablement le niveau piézométrique de la nappe phréatique, actuellement affleurante (sol saturé — nappe à 0 m sous le terrain naturel), afin de réduire les pressions interstitielles et d'améliorer le facteur de sécurité.

Les drains subhorizontaux sont des tubes crépinés en PVC, forés depuis le pied du talus avec une légère inclinaison ascendante de $+5^\circ$ pour assurer l'écoulement gravitaire des eaux souterraines sans recours au pompage. Le collecteur principal achemine les eaux drainées vers un exutoire adapté en pied de versant.

1. Perméabilité des sols (estimation)

En l'absence d'essais de perméabilité in situ spécifiques, la perméabilité est estimée par corrélation granulométrique selon la classification USCS.

Tableau V-4 : Estimations de la perméabilité par corrélation granulométrique selon la classification USCS

Forage	Profondeur (m)	Classe USCS	k estimé (m/s)
INK-87+500_N01	4,00 – 10,50	SC / SM	5×10^{-6} à 1×10^{-5}
INK-87+500_N02	0,75 – 11,80	CH / MH	5×10^{-10} à 5×10^{-7}
INK-87+500_N03	3,00 – 7,70	SP-SC / SM	3×10^{-6} à 1×10^{-5}
INK-87+500_N04	1,50 – 8,35	CH / CL	5×10^{-10} à 1×10^{-8}

Perméabilité moyenne retenue

Le profil géotechnique révèle une alternance de couches drainantes (SM, SC) et de couches peu perméables à imperméables (CH, CL, MH).

La perméabilité hydraulique $K = 1 \times 10^{-7}$ m/s est retenue comme valeur représentative pour le dimensionnement. L'espacement de 6 m tient compte de cette faible perméabilité.

2. Espacement des drains

L'espacement entre drains est fixé directement à $S = 6$ m, sur la base des caractéristiques géotechniques du site et des recommandations normatives pour les drains subhorizontaux en sols à faible perméabilité. La valeur représentative de la perméabilité retenue pour le dimensionnement est $K = 1 \times 10^{-7}$ m/s, valeur conservative correspondant aux couches à dominante argileuse qui contrôlent le comportement global de la nappe. Pour ce type de sol, les guides techniques de drainage (FAO, 1980 ; AFNOR NF P16-351) préconisent un espacement de 5 à 8 m. L'espacement de $S = 6$ m est retenu au centre de cette plage.

3. Paramètres hydrauliques de calcul

Le dimensionnement repose sur la formule analytique de Dupuit-Forchheimer, applicable aux drains subhorizontaux en régime permanent dans un milieu supposé homogène et isotrope. Les paramètres retenus sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau V-5 : Paramètres hydrauliques de dimensionnement

Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Perméabilité hydraulique	K	1×10^{-7}	m/s
Perméabilité convertie	K	$8,64 \times 10^{-3}$	m/j
Hauteur piézométrique initiale	H ₀	20	m
Hauteur piézométrique cible	H _f	10	m
Espacement entre drains	S	6	m
Longueur unitaire du drain	L	50	m
Rayon du tube crépine	r	0,04	m

4. Débit unitaire par drain — Formule de Dupuit-Forchheimer

Pour un drain subhorizontal gravitaire, le débit unitaire q est calculé selon l'expression analytique de Dupuit (1863), généralisée par Forchheimer (1930) pour un aquifère à nappe libre :

$$q = \pi \cdot K \cdot (H_0^2 - H_f^2) / [2 \cdot \ln(S / r)]$$

Où :

q = débit unitaire par drain (m³/j)

K = perméabilité hydraulique du sol (m/j)

H₀ = hauteur piézométrique initiale au-dessus du plan du drain (m) — sol saturé : H₀ = 20 m

H_f = hauteur piézométrique cible au-dessus du plan du drain (m)

S = espacement entre drains adjacents (m)

r = rayon du tube crépine (m)

Application numérique avec K = 0.00864 m/j, H₀ = 20 m (sol saturé), H_f = 10 m, S = 6 m, r = 0.04 m :

$$K = 1 \times 10^{-7} \times 86400 = 0.00864 \text{ m/j}$$

$$H_0^2 - H_f^2 = 20^2 - 10^2 = 300 \text{ m}^2$$

$$\ln(S/r) = \ln(6/0.04) = \ln(150) = 5.0106$$

$$q = (\pi \times 0.00864 \times 300) / (2 \times 5.0106) = 0.8126 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$q = 812.6 \text{ L/j} = 0.0094 \text{ L/s}$$

Tableau V-6 : Débit total du réseau de drainage

Paramètre	Valeur	Calcul
Débit unitaire par drain	0.8126 m³/j	Dupuit-Forchheimer
Débit total du réseau	1298.53 m³/j	1598 × 0.8126 m³/j
Débit total (L/s)	15.03 L/s	1464.31 ÷ 86.4

5. Vérification de la capacité hydraulique du tube drainant

La capacité d'écoulement du tube crépine PVC Ø 80 mm est vérifiée par la formule de Manning-Strickler, pour un écoulement gravitaire à pente de pose +5° :

$$Q_{\text{tube}} = (1/n) \cdot A \cdot R_h^{(2/3)} \cdot i^{(1/2)}$$

Avec :

- Q : débit (m³/s)
- n : coefficient de Manning
- A : section transversale du tube (m²)
- R_h : rayon hydraulique (m)
- i : pente hydraulique

Pour un tube PVC de diamètre $D = 80 \text{ mm} = 0,08 \text{ m}$:

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

$$A = \frac{\pi (0,08)^2}{4} = 5,03 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Pour une conduite circulaire pleine :

$$R_h = \frac{D}{4}$$

$$R_h = \frac{0,08}{4} = 0,020 \text{ m}$$

Pour une inclinaison de 5°:

$$i = \tan (5^\circ)$$

$$i = 0,087$$

Débit du tube

$$Q = \frac{1}{0,009} \times 5,03 \times 10^{-3} \times (0,020)^{2/3} \times (0,087)^{1/2}$$
$$Q = 0,01088 \text{ m}^3/\text{s}$$
$$Q = 10,88 \text{ L/s}$$
$$Q = 940 \text{ m}^3/\text{j}$$

Vérification de capacité

$$\frac{Q_{tube}}{q} = \frac{940}{0,8126}$$
$$\frac{Q_{tube}}{q} \approx 1157$$

6. Interprétation des résultats

Le réseau de drainage dimensionné est constitué de 1 598 drains subhorizontaux. 47 rangées de 34 drains, espacement $S = 6$ m, 42 drains de longueur $L = 50$ m et 5 drains dont la longueur varie entre 20 à 40 m, avec un diamètre $\varnothing 80$ mm, doté d'un débit unitaire de $0,8126 \text{ m}^3/\text{j}$ par drain et d'un débit total de $1\,298,53 \text{ m}^3/\text{j}$. Ce débit, nettement inférieur à la capacité hydraulique du tube PVC $\varnothing 80$ mm vérifiée par Manning-Strickler ($940 \text{ m}^3/\text{j}$), garantit un écoulement gravitaire confortable et sans risque de mise en charge. L'abaissement du niveau piézométrique de $H_2 = 20$ m à $H_f = 10$ m sous le terrain naturel — sol initialement saturé — sera atteint en un délai estimé à 135 jours, calculé sur la base d'un volume drainable de $231\,000 \text{ m}^3$ (zone 330×200 m), porosité efficace $n_e = 35 \%$). Ce résultat confirme la faisabilité technique et opérationnelle de la solution : l'abaissement piézométrique obtenu réduit significativement les pressions interstitielles, portant le facteur de sécurité de $FS = 1,21$ (après terrassement) à $FS = 1,58$ après drainage complet, conforme à l'objectif réglementaire $FS \geq 1,50$.

En conclusion, le système de drainage par drains subhorizontaux gravitaires constitue une solution efficace, techniquement validée et adaptée aux caractéristiques géotechniques du site, assurant la stabilisation durable du versant dans un délai opérationnellement acceptable.

V.9.2. Traitement de surface des talus et assainissement des banquettes

1. Caniveaux bétonnés pour le drainage de surface

Le drainage de surface est assuré par des **caniveaux bétonnés trapézoïdaux** (épaisseur $\text{esp} = 10$ cm, légèrement armés en treillis soudé) disposés sur chaque banquette, le long des talus et en pied de versant. Ces caniveaux collectent et évacuent l'ensemble des eaux de ruissellement provenant des talus.

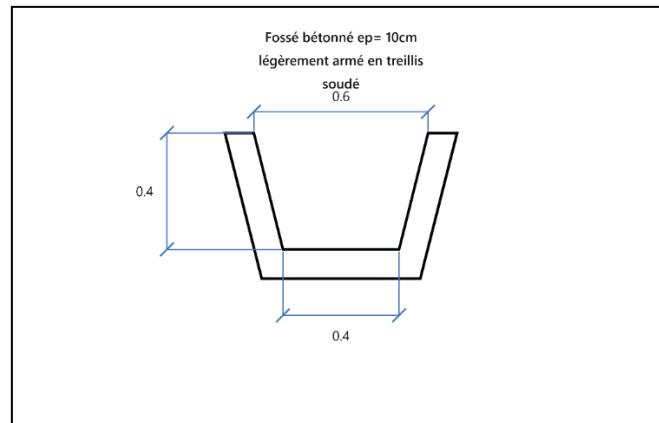


Figure V-14 : Caractéristiques géométriques du caniveau (section trapézoïdale)

2. Caniveaux de collecte des eaux des drains subhorizontaux

Afin d'assurer une évacuation efficace des eaux drainées, des caniveaux bétonnés ont été aménagés le long du talus, depuis la partie supérieure jusqu'au pied du versant. Ces caniveaux collectent les eaux issues des drains subhorizontaux et les acheminent vers les caniveaux implantés sur les banquettes, permettant ainsi leur évacuation contrôlée hors de la zone instable. Ce dispositif d'assainissement de surface complète le drainage profond par les drains subhorizontaux, assurant une gestion intégrée des eaux en surface et en profondeur, et garantissant la pérennité et la stabilité du versant.

V.9.3. Boisement de la zone glissante par des arbres d'eucalyptus

1. Limites des drains subhorizontaux : surveillance et maintenance

Si le réseau de drains subhorizontaux constitue une solution hydrauliquement efficace à court terme, il présente des contraintes importantes liées à sa durabilité et à son exploitation sur le long terme. En milieu argileux à faible perméabilité ($K = 10^{-7}$ m/s, sols CH / MH), plusieurs phénomènes réduisent progressivement l'efficacité des drains : le colmatage des tubes crépinés par les fines argileuses en suspension, l'obturation racinaire, la corrosion des géotextiles. Chaque drain doit faire l'objet d'une inspection périodique, d'un curage mécanique tous les 3 à 5 ans et d'une surveillance piézométrique permanente du niveau de nappe. Pour un réseau de 1 598 drains en zone accès difficile, ces opérations représentent une charge technique et financière considérable pour le gestionnaire de l'autoroute, et constituent une vulnérabilité structurelle si la maintenance n'est pas assurée de manière continue.

2. Principe et justification — Le boisement comme solution durable

Face aux limites de maintenance des drains mécaniques, le boisement de la zone instable par des arbres d'eucalyptus constitue une mesure de génie végétal complémentaire et structurellement plus pérenne. Contrairement aux drains qui requièrent une intervention humaine régulière pour maintenir leur efficacité, le système racinaire de l'eucalyptus est un drainage biologique **auto-entretenu, actif toute l'année et à coût d'exploitation quasi nul** après la phase d'établissement (3 à 5 ans). Cette approche exploite la capacité exceptionnelle de l'eucalyptus à extraire de grandes quantités d'eau souterraine par transpiration foliaire et absorption racinaire profonde, agissant comme une pompe biologique naturelle permanente dont l'action se renforce avec le temps plutôt que de se dégrader.

Le boisement en eucalyptus agit en synergie avec le drainage artificiel pour accélérer et pérenniser l'abaissement de la nappe phréatique, offrant une garantie de stabilité à long terme.

3. Avantages de l'eucalyptus pour le drainage des eaux souterraines

Les principaux avantages de l'eucalyptus dans le contexte du drainage de la zone glissante sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-7 : Avantages de l'eucalyptus pour le drainage des eaux souterraines

Avantage	Description technique
Absorption racinaire intense	Consommation de 100 à 300 L/arbre/jour en climat semi-aride
Réseau racinaire profond	Racines pivotantes pénétrant à 10–20m
Transpiration foliaire élevée	Évapotranspiration forte (800–2 000 mm/an selon les espèces)
Interception des précipitations	Canopée dense interceptant 15–25 % des pluies
Consolidation mécanique du sol	Enchevêtrement racinaire dans les 2–5 premiers mètres
Espèce sempervirente	Feuillage persistant : activité hydrique toute l'année
Croissance rapide	2 à 5 m/an selon espèce et conditions — adapté au climat de Sétif

4. Mécanisme de drainage biologique :

L'eucalyptus agit par phytoextraction : ses racines pivotantes pénètrent activement les horizons profonds du sol. Dans les sols limoneux argileux comme ceux du site, la profondeur racinaire de l'Eucalyptus camaldulensis atteint couramment 10 à 20 m, avec des cas documentés jusqu'à 25 m en conditions semi-arides. Les drains subhorizontaux étant posés à une profondeur de 10 à 15 m sous le terrain naturel, les racines de l'eucalyptus atteignent exactement la même zone d'action hydraulique, agissant comme un réseau de pompage biologique parallèle et complémentaire aux drains mécaniques. En période estivale, un arbre adulte consomme entre 100 et 300 litres d'eau par jour. Sur la zone instable, en retenant un espacement de plantation de 6×6 m, l'espacement de 6 m entre chaque espace de boisement est cohérent avec l'espacement retenu pour les drains $S = 6$ m, garantissant une couverture uniforme de l'ensemble du versant.



Figure V-15 : Arbre d'eucalyptus

On peut implémenter environ 2 222 arbres. L'extraction biologique représente alors 222 000 à 666 000 litres par jour (222 à 666 m³/j), soit 17 à 51 % du débit total du réseau de drains (1 298 m³/j), contribution appelée à augmenter avec la croissance et le développement racinaire des arbres.

V.10. Conclusion

L'étude de confortement menée dans ce chapitre a permis d'analyser les mécanismes du glissement et d'évaluer deux solutions techniques adaptées au contexte géotechnique du site. À travers la modélisation par la méthode de Morgenstern-Price sous GEO5, en tenant compte des caractéristiques mécaniques des couches en place, du niveau de la nappe phréatique et des charges sismiques, des solutions de renforcement efficaces ont été proposées et comparées. Les résultats ont mis en évidence l'insuffisance du reprofilage seul (FS = 1,21) et la nécessité d'un confortement complémentaire. L'analyse multicritère a conduit à retenir la Solution 2 (drainage par drains subhorizontaux) comme réponse optimale, permettant d'atteindre un facteur de sécurité de 1,58, supérieur au seuil réglementaire, tout en traitant directement la cause hydraulique du glissement à moindre coût.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Le présent mémoire a porté sur l'étude du glissement de terrain affectant la pénétrante autoroutière Jijel–El Eulma au niveau du PK 87+500, un phénomène d'instabilité majeur menaçant à la fois la plateforme autoroutière et la Route Nationale RN77 en contrebas. L'objectif principal était d'identifier les mécanismes de déstabilisation, d'évaluer quantitativement la stabilité du versant et de proposer des solutions de confortement adaptées au contexte géotechnique du site.

La reconnaissance géotechnique approfondie, fondée sur les sondages carottés, les essais in situ, les essais de laboratoire et le suivi inclinométrique, a permis d'établir une connaissance précise de la stratification du site. L'analyse des données a mis en évidence que le glissement se développe préférentiellement à l'interface des formations argilites à profondeur de la surface de rupture, comprise entre 9 m en pied de versant (INK-N4) et 29 m en partie centrale (INK-N2), avec des déformations maximales atteignant 83mm. Le facteur déclencheur principal identifié est la présence d'une nappe phréatique affleurante, générant des pressions interstitielles élevées qui réduisent drastiquement le facteur de sécurité du versant.

L'analyse de stabilité réalisée à l'aide du logiciel GEO5 par les méthodes d'équilibre limite a confirmé l'état critique du versant, sur le plan du confortement deux solutions ont été étudiées et comparées par analyse multicritères :

- **Solution 1** : Reprofilage combiné à trois rideaux de pieux.
- **Solution 2** : Reprofilage combiné à un réseau de drains subhorizontaux.

Le choix définitif de la solution de traitement a été effectué à l'issue d'une analyse multicritère, basée sur la confrontation de plusieurs facteurs influençant la décision, tels que le coût de réalisation, les délais d'exécution, La Solution 2 (drainage) a été retenue comme la plus adaptée.

La solution choisie a ensuite fait l'objet d'une étude d'Avant-Projet Détaillé (APD), visant à les dimensionner hydrauliquement et mécaniquement des drains, en prenant en compte les différents aspects liés à l'efficacité du rabattement de la nappe phréatique et à la capacité d'écoulement des drains.

Ce travail de fin d'études nous a offert une expérience précieuse dans l'approche méthodologique d'un projet géotechnique complexe. Il nous a permis d'acquérir des compétences solides en matière d'investigation, d'analyse de stabilité, de comparaison technique de solutions de confortement, ainsi que de dimensionnement des ouvrages de soutènement. Il constitue ainsi une base de référence pour nos futures interventions dans le domaine de la géotechnique appliquée aux mouvements de terrain.

Références bibliographiques :

Site :

[1] [2] Landslide - Definition and Facts | United Nations in Indonesia

<https://indonesia.un.org/en/306492-landslide-definition-and-facts>

[3] Dossier expert sur les mouvements de terrain | Géorisques

<https://www.georisques.gouv.fr/consulter-les-dossiers-thematiques/dossier-expert-sur-les-mouvements-de-terrain>

[4] Les mouvements de terrain | DREAL Normandie

<https://www.normandie.developpement-durable.gouv.fr/les-mouvements-de-terrain-a5964.html?lang=fr>

Livre et guide :

[5] Cours stabilité des talus barrage en terre, université Hassiba Ben Bouali – CHLEF

[6] F. BOUKHETAR, S. LIMAM, « Etude et stabilisation d'un talus routier au niveau du lot 1.1 de la 4e Rcade sur la région HANACHA (Médéa) du PK : 32+270 au PK 33+300 par une méthode mixte ; clouage et géotextile. », mémoire Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat, ENSTP.

[7] N,Haouas , S Loucif, 2016-2017 PFE Université Larbi Ben M'hidi Oum El Bouaghi « ETUDE DE STABILITE D'UN TALUS CAS REEL : CITE CILOC – CONSTANTINE

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

[9] CEREMA. (2017). Prévention et stabilisation des glissements de terrain : Conception, mise en œuvre et maintenance des dispositifs : Guide technique. Éditions du Cerema.

[10] Cruden, D.M., Varnes, D.J. (1996). Landslide types and processes. Chapter in Landslide investigation and mitigation, Transportation Research Board, Special Report 247, p.36–75.

[11] Hoek, E., Bray, J.W. (1981). Rock Slope Engineering. Institute of Mining and Metallurgy.

[12] Duncan, J.M., Wright, S.G. (2005). Soil Strength and Slope Stability. Wiley.

[13] Popescu, R. (2020). Slope Stability and Reinforcement Techniques. Journal of Engineering Geology, vol. XX, 2020.

[14] Eurocode 7 (2007). Geotechnical design – Part 1: General rules. European Committee for Standardization.

[15] ASTM D2487-17 (2017). Classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International.

[16] Guide technique de prévention et stabilisation des glissements de terrain LCPC (Décembre 2010)

[17] RPA, Règlement Parasismique Algérien, 2024.

ANNEXES

Investigations géotechniques et analyse du glissement

Tableau 01 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour Tr=475ans.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	–
I	Faible	0,07
II	Faible à moyenne	0,10
III	Moyenne	0,15
IV	Moyenne à élevée	0,20
V	Élevée	0,25
VI	Élevée	0,30

Tableau 02 : Classification des sites

Catégorie	Description	qc30 (MPa)	N30 (coups)	Cu30 (kPa)	Rc30 (MPa)	Pl30 (MPa)	Ep30 (MPa)	VS30 (m/s)
S1	Rocheux(a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S2	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S3	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle(b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
SS	Site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques	/	/	/	/	/	/	/

Tableau 03 : Valeurs des coefficients d'importance

Groupe d'importance	1A	1B	2	3
Coefficient I	1.40	1.20	1.00	0.80

Tableau 04 : Description of rock strength based on the point load index test and its equivalent UCS value adapted from ISRM (1981)

Grade	Description	Equivalent UCS (MPa)
R0	Extremely weak rock	0.25–1
R1	Very weak rock	1.0–5.0
R2	Weak rock	5.0–25
R3	Medium strong rock	25–50
R4	Strong rock	50–100
R5	Very strong rock	100–250
R6	Extremely strong rock	>250

Analyse gèotechnique

Tableau 05 : Caractéristiques drainées (ϕ' , C') en fonction de PI

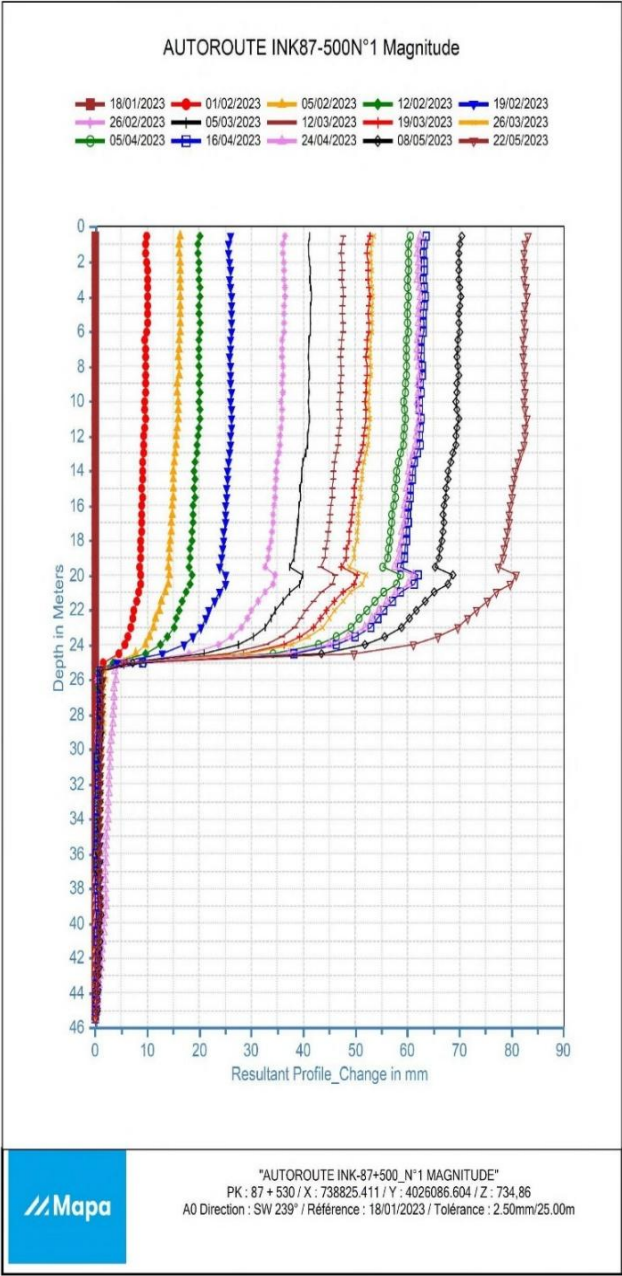
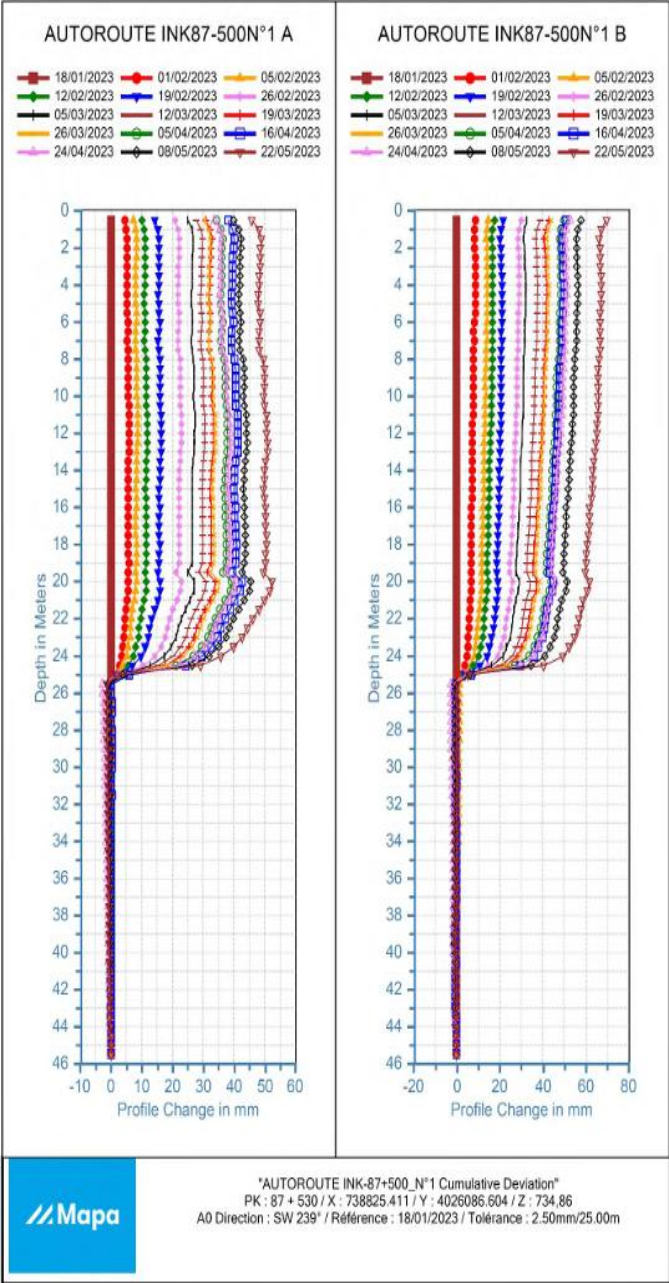
Type de sol	Caractéristiques mécaniques		
	PI (Mpa)	ϕ' (°)	C' (KPa)
Limon	$PI \leq 0,52$	$\phi' = 5,8.PI + 29$	$C' = 43,9 - 1,1.\phi'$
	$0,52 \leq PI$	$\phi' = 0,67.PI + 31,7$	
Argile	$PI \leq 0,3$	$\phi' = 5,8.PI + 22$	$C' = 33,8 - 0,6.\phi'$
	$0,3 \leq PI \leq 1$	$\phi' = 1.5PI + 28.5$	
Sable	$PI \leq 0,95$	$\phi' = 5,8.PI + 29,4$	$C' = 36,7 - 0,8.\phi'$
	$0,95 \leq PI$	$\phi' = 1,7.PI + 33,7$	

Tableau 06 : Caractéristiques à court terme (C_u , ϕ_u) en fonction de PI

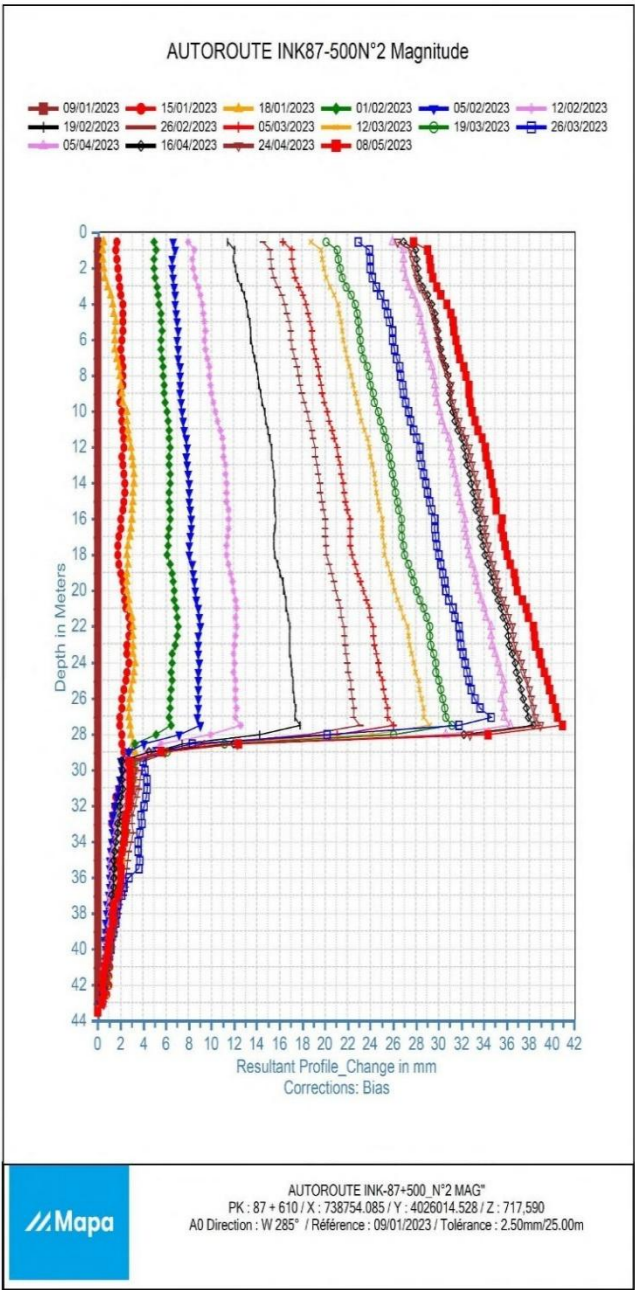
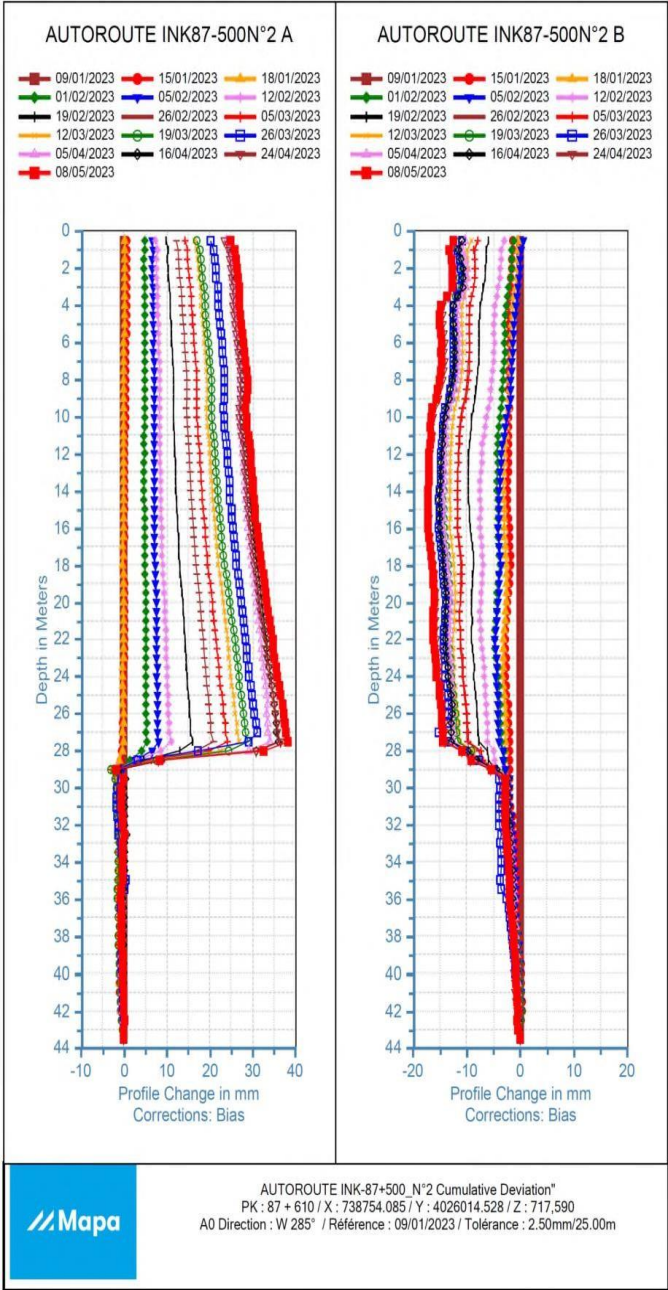
Type de sol	Caractéristiques mécaniques		
	PI (MPa)	C_u (MPa)	ϕ_u (°)
Limon	$PI \leq 0,3$	$C_u = PI/8$	$\phi_u = 20,2 - 0,2C_u$ (C_u en KPa)
	$0,3 \leq PI \leq 1$	$0,037.PI + 0,027$	
	$1 \leq PI$	$C_u = 0,035.PI + 0,060$	
Argile	$PI \leq 0,3$	$C_u = 0,15.PI$	$\phi_u = 14,3 - 0,1C_u$ (C_u en KPa)
	$0,3 \leq PI \leq 1$	$C_u = 0,067.PI + 0,024$	
	$1 \leq PI$	$C_u = 0,052.PI + 0,039$	

Mesures inclinométriques

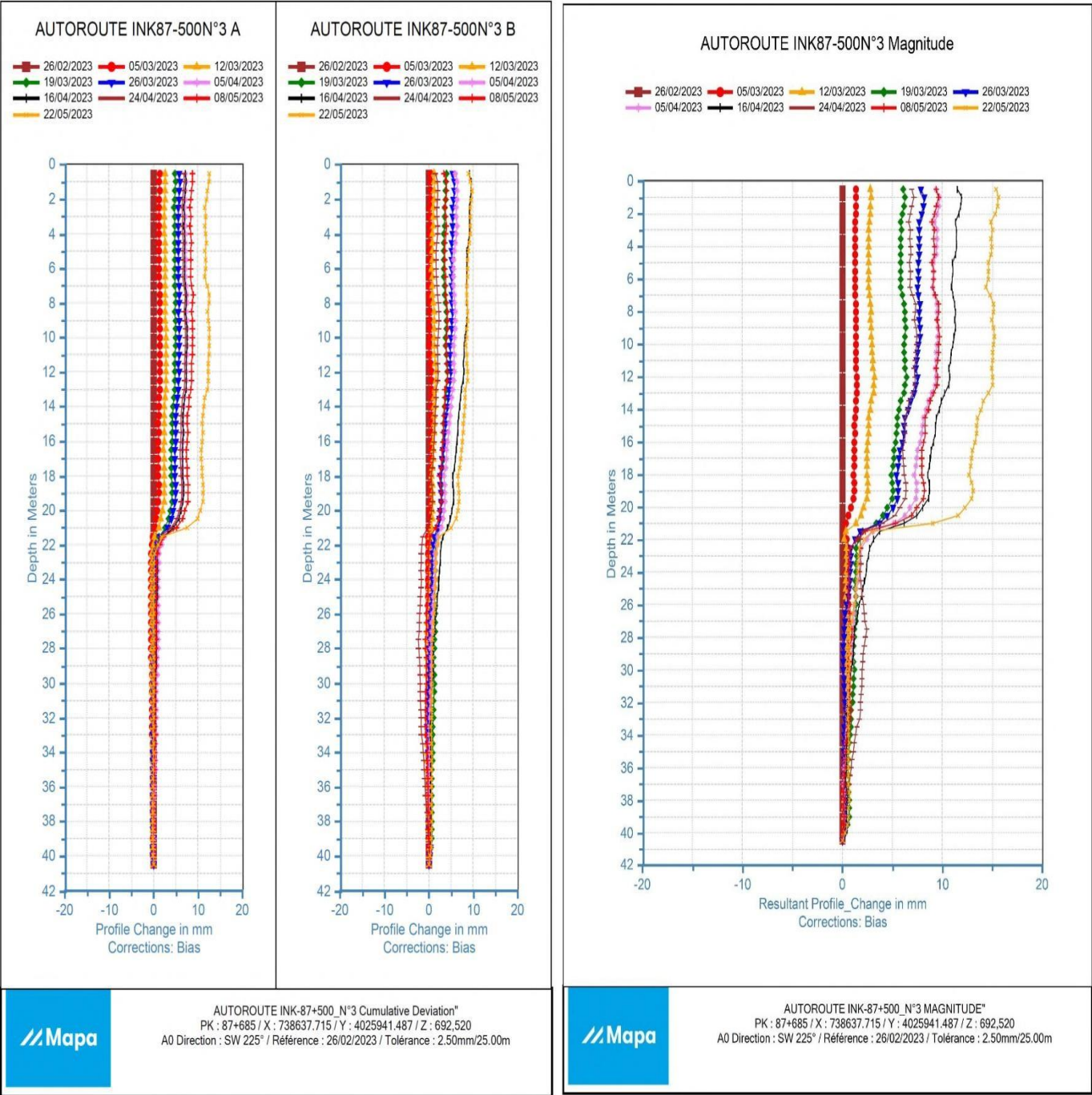
INK 01



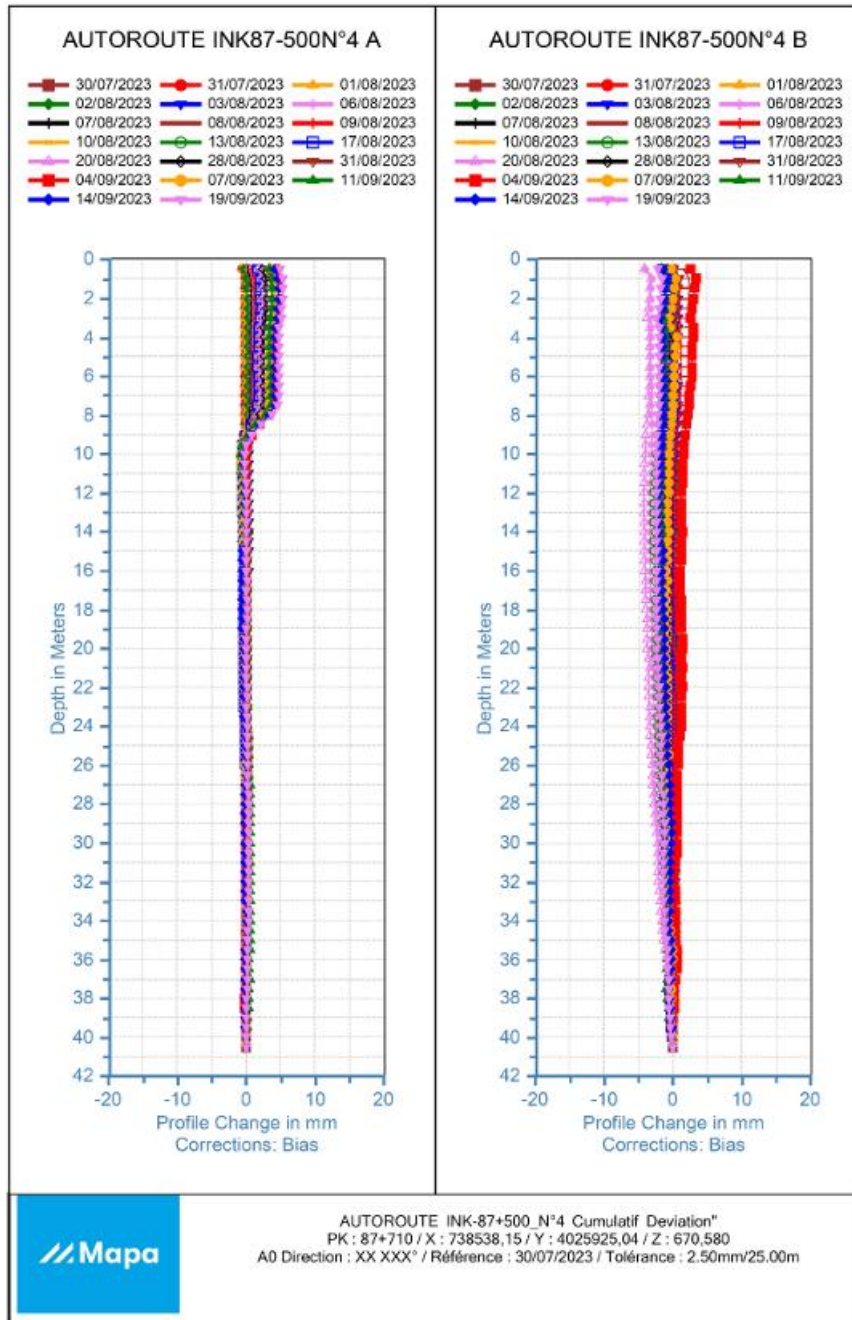
INK 02



INK 03



INK 04



LOGS DES FORAGES

COUPE DE SONDAGE

INGENIEUR : **MOKHTAR TACHI**

Km 87+530 INCLINOMETRE
X : 738825.411 Y : 4026086.604

DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES			
PROFONDEUR (m)	DATE	HEUR	REMARQUES
27,00	2.Oca.23		

Enveloppe Diamètre Extérieur (mm) = Diamètre Intérieur (mm) = Longueur (m) :

PROFONDEUR (m)	SINUYAU % RECUPERATION	R.O.D. %	ÉCHANTILLON NO	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	FORCE	ARROSAGE	FRACTURE ₂₀ cm.	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION															
												No. de coups				N ₃₀	GRAPH										
												0-15	15-30	30-45			10	20	30	40	50						
1	100%				00,00 - 16,50 m ; CLAYEY MARL Light brown-gray to dark gray colored, very stiff to hard, low plastic CLAYEY MARL																						
	100%																										
2	SPT	SPT - 01	1,50 - 1,95																7	11	14	25					
	100%																										
3	100%																										
	SPT	SPT - 02	3,00 - 3,45																9	13	17	30					
4	100%																										
	UD	UD - 1	4,00 - 4,35																								
5	100%																										
	SPT	SPT - 03	4,50 - 4,95																17	22	29	51					
6	UD	UD - 2	5,10 - 5,55																								
	100%																										
7	100%																										
	SPT	SPT - 04	6,00 - 6,45																21	24	33	57					
8	100%																										
	SPT	SPT - 05	7,00 - 7,95																25	28	37	65					
9	100%																										
	SPT	SPT - 06	9,00 - 9,45																26	29	38	67					
10	100%																										
	UD	UD - 3	10,15 - 10,50																								
11	100%																										
	SPT	SPT - 07	10,50 - 10,95									28	31	40	71												
12	100%																										
	SPT	SPT - 08	12,00 - 12,45									30	32	41	73												
13	100%																										
	100%																										
14	SPT	SPT - 09	13,50 - 13,95									25	31	48	79												
	100%																										
15	100%																										
	SPT	SPT - 10	15,00 - 15,50									29	41	50	91												

REGIDE		RESISTANCE		RQD	
N = 0 - 2 N = 3 - 4 N = 5 - 8 N = 9 - 15 N = 16 - 30 N > 30	V.MOU MOU M.REGIDE REGIDE T.REGIDE DURE	N = 0 - 4 N = 5 - 10 N = 11 - 30 N = 31 - 50 N > 50	Trés lâche Lâche Moyennement Dense Dense Trés Dense	0 - 10 % 10 - 20 % 20 - 35 % 35 - 50 %	Trace Petit Adjectif (ou une) et
RESISTANCE		INTEMPERIE		RQD	
I II III IV V	TRES FORE FORE MOYEN FAIBLE TRES FAIBLE	I II III IV V	Frais légèrement altérés Mod. résisté haute ment résisté Comp. résisté	0 - 25 % 25 - 50 % 50 - 75 % 75 - 90 % 90 - 100 %	Tres faible Faible Foir Bon Excellent
				UD : Echantillon passible D : Echantillon perturbé SPT : Norme Pen. essais VST : Essais de cisaillement P : Essai de pressiométrie K : Echantillon de noyau	

														SONDAGE N : INK_87+500_N°1							
														FICHE N : 2							
PROFONDEUR (m)	SINOYAU % RECUPERATION	R.Q.D. %	ÉCHANTILLON NO.	ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL	PROFIL DU SOL	RESISTANCE	ARROSAGE	FRACTURE/30 cm	ANGLE DE FRACTURE	EAU PERDUE%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION									
SPT					00,00 - 16,50 m ; CLAYEY MARL Light brown-gray to dark gray colored, very stiff to hard, low plastic CLAYEY MARL							Darbe Sayisi		No. de coups		N ₃₀	GWT / G _s / P _s / H _g / R _h / R _h				
																				0-15	15-30
16	100%				16,50 - 21,00 CLAYEY MARL / CLAYSTONE Gray-dark gray colored, moderately to highly weathered, very weak, CLAYSTONE							41		50/5		R					
17	100%	30%																			
18	100%	25%																			
19	100%	20%																			
20	65%	0%																			
21					21,00 - 45,00 m ; CLAYSTONE Gray-dark gray colored, slightly to moderately weathered, medium strong, CLAYSTONE *_ Note: Rich in calcite veins.																
22	100%	45%																			
23	100%	10%																			
24	100%	55%																			
25	100%	30%																			
26	100%	20%																			
27	100%	75%																			
28	100%	15%																			
29	100%	25%																			
30	100%	65%																			

[illegible]

COUPE DE SONDAGE

Nom du Project

INGENIEUR : MOKHTAR TACHI

Coordonner
Elevation (m)
Profondeur du Sondage (m)
Forage
Conducteur de travaux
Date de début
Date de la fin
Enveloppe

DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES			
PROFONDEUR (m)	DATE	HEUR	REMARQUES
21	2.Oca 23		

Diamètre Extérieur (mm) =

Diamètre Interieur (mm) =

Longueur (m) :

[illegible]

[illegible]

[illegible]

Mapa

[illegible]

		SONDAGE N° : INK-87+500_N°4 FICHE N° : 1	
COUPE DE SONDAGE REALISATION DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE DJEN DJEN A L'AUTOROUTE EST OUEST AU NIVEAU D'EL EULMA SUR 110 KM			
Nom du Project Coordonner Elevation (m) Profondeur du Sondage (m) Forage Conducteur de travaux Date de début Date de la fin		Km: 87+710 INCLINOMETRE X: 738538.15 Y: 4025925.04 670,580 42.00 Atalay 76-300 AMOR BENGUERRA 04.07.23 20.07.23	
		INGENIEUR : MOUKTAR TACHI	
DONNEES DES EAUX SOUTERRAINES			
PROFONDEUR (m) DATE HEUR REMARQUES		22,00 21/7/23 	
Enveloppe Diamètre Extérieur (mm) = 146 Diamètre Intérieur (mm) = Longueur (m) : 3			
PROFONDEUR (m) SINOVAU % RECUPE R.Q.D. % ÉCHANTILLON NO ÉCHANTILLON DE PROFONDEUR	DESCRIPTION DU SOL 00,00 - 08,50 m GRAVELLY CLAY Brown Grayish-brown colored, hard, low plastic GRAVELLY CLAY 08,50 - 22,50 m CLAYSTONE / SHALEY-MARL Light to dark gray colored, very weak, completely weathered, mixture of Claystone stratum and shaley-marl	PROFIL DU SOL FORCE ARROSAGE FRACTURE/30 cm ANGLE DE FRACTURE EAU PERDUE%	NORME DES ESSAIS DE PENETRATION No. de coups 0-15 15-30 30-45 N ₃₀ GRAPH 10 20 30 40 50
1 100% 100% SPT SPT 1 1,50 - 1,95 100% 100% SPT SPT 2 3,00 - 3,45 100% UD UD 1 4,30 - 4,50 SPT SPT 3 4,50 - 4,95 85% SPT SPT 4 6,00 - 6,45 100% UD UD 2 6,80 - 7,20 100% SPT SPT 5 7,50 - 7,70 UD UD 3 7,90 - 8,10 100% UD UD 4 8,15 - 8,35 100% SPT SPT 6 9,00 - 9,20 77% 35% 100% 10% 100% 10% 100% 15% 100% 0% 100% 0%	1 100% 100% SPT SPT 1 1,50 - 1,95 100% 100% SPT SPT 2 3,00 - 3,45 100% UD UD 1 4,30 - 4,50 SPT SPT 3 4,50 - 4,95 85% SPT SPT 4 6,00 - 6,45 100% UD UD 2 6,80 - 7,20 100% SPT SPT 5 7,50 - 7,70 UD UD 3 7,90 - 8,10 100% UD UD 4 8,15 - 8,35 100% SPT SPT 6 9,00 - 9,20 77% 35% 100% 10% 100% 10% 100% 15% 100% 0% 100% 0%	1 100% 100% SPT SPT 1 1,50 - 1,95 100% 100% SPT SPT 2 3,00 - 3,45 100% UD UD 1 4,30 - 4,50 SPT SPT 3 4,50 - 4,95 85% SPT SPT 4 6,00 - 6,45 100% UD UD 2 6,80 - 7,20 100% SPT SPT 5 7,50 - 7,70 UD UD 3 7,90 - 8,10 100% UD UD 4 8,15 - 8,35 100% SPT SPT 6 9,00 - 9,20 77% 35% 100% 10% 100% 10% 100% 15% 100% 0% 100% 0%	1 100% 100% SPT SPT 1 1,50 - 1,95 100% 100% SPT SPT 2 3,00 - 3,45 100% UD UD 1 4,30 - 4,50 SPT SPT 3 4,50 - 4,95 85% SPT SPT 4 6,00 - 6,45 100% UD UD 2 6,80 - 7,20 100% SPT SPT 5 7,50 - 7,70 UD UD 3 7,90 - 8,10 100% UD UD 4 8,15 - 8,35 100% SPT SPT 6 9,00 - 9,20 77% 35% 100% 10% 100% 10% 100% 15% 100% 0% 100% 0%
REGIDITE N = 0 - 2 V.MOU N = 3 - 4 MOU N = 5 - 8 M.REGIDE N = 9 - 15 REGIDE N = 16 - 30 V.REGIDE N > 30 DURE	DENSITE N = 0 - 4 Trés lâche N = 5 - 10 Lâche N = 11 - 30 Moyennement Dense N = 31 - 50 Dense N > 50 Très Dense	DOSAGE 0 - 10 % Traces 10 - 20 % Petit 20 - 35 % Adjectif (ou une) 35 - 50 % et	FRACTURES / 30 cm > 1 large (W) 1 - 2 Modéré (M) 2 - 10 fermé (Cl) 10 - 20 Intense (I) > 20 ecrasé (Cr)
RESISTANCE I TRES FORE II FORE III MOYEN IV FAIBLE V TRES FAIBLE	INTEMPERIE I Frais II légèrement altérés III Mod. résisté IV hautement résisté V Comp. résisté	R.Q.D. 0 - 25 % Très faible 25 - 50 % Faible 50 - 75 % For 75 - 90 % Bon 90 - 100 % Excellent	UD : Echantillon paisible D : Echantillon perturbé SPT : Norme Pen. essais VST : Essais de cisaillement P : Essai de pressiometrie K : Echantillon de noyau

[illegible]

Les sondages carottés

INK 01



Caisse 1/11



Caisse 2/11



Caisse 3/11



Caisse 4/11



Caisse 5/11



Caisse 6/11



Caisse 7/11



Caisse 8/11



Caisse 9/11



Caisse 10/11

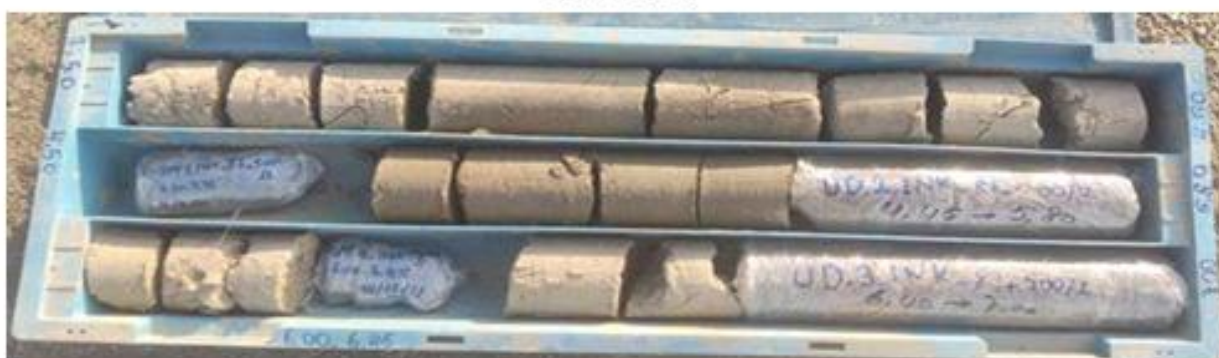


Caisse 11/11

INK 02



Caisse 1/11



Caisse 2/11



Caisse 3/11



Caisse 4/11



Caisse 5/11



Caisse 6/11



Caisse 7/11



Caisse 8/11



Caisse 9/11



Caisse 10/11



Caisse 11/11

INK 03



Caisse 1/12



Caisse 2/12



Caisse 3/12



Caisse 4/12



Caisse 5/12



Caisse 6/12



Caisse 7/12



Caisse 8/12



Caisse 9/12



Caisse 10/12



Caisse 11/12



Caisse 12/12

INK4



Caisse 1/14



Caisse 2/14



Caisse 3/14



Caisse 4/14



Caisse 5/14



Caisse 6/14



Caisse 7/14



Caisse 8/14



Caisse 9/14



Caisse 10/14



Caisse 11/14



Caisse 12/14



Caisse 13/14



Caisse 14/14