République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de base

Thème

Étude du glissement de terrain au niveau de la pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira au niveau de la section en déblai du PK35

Présenté par :
-YEFSAH Kahina

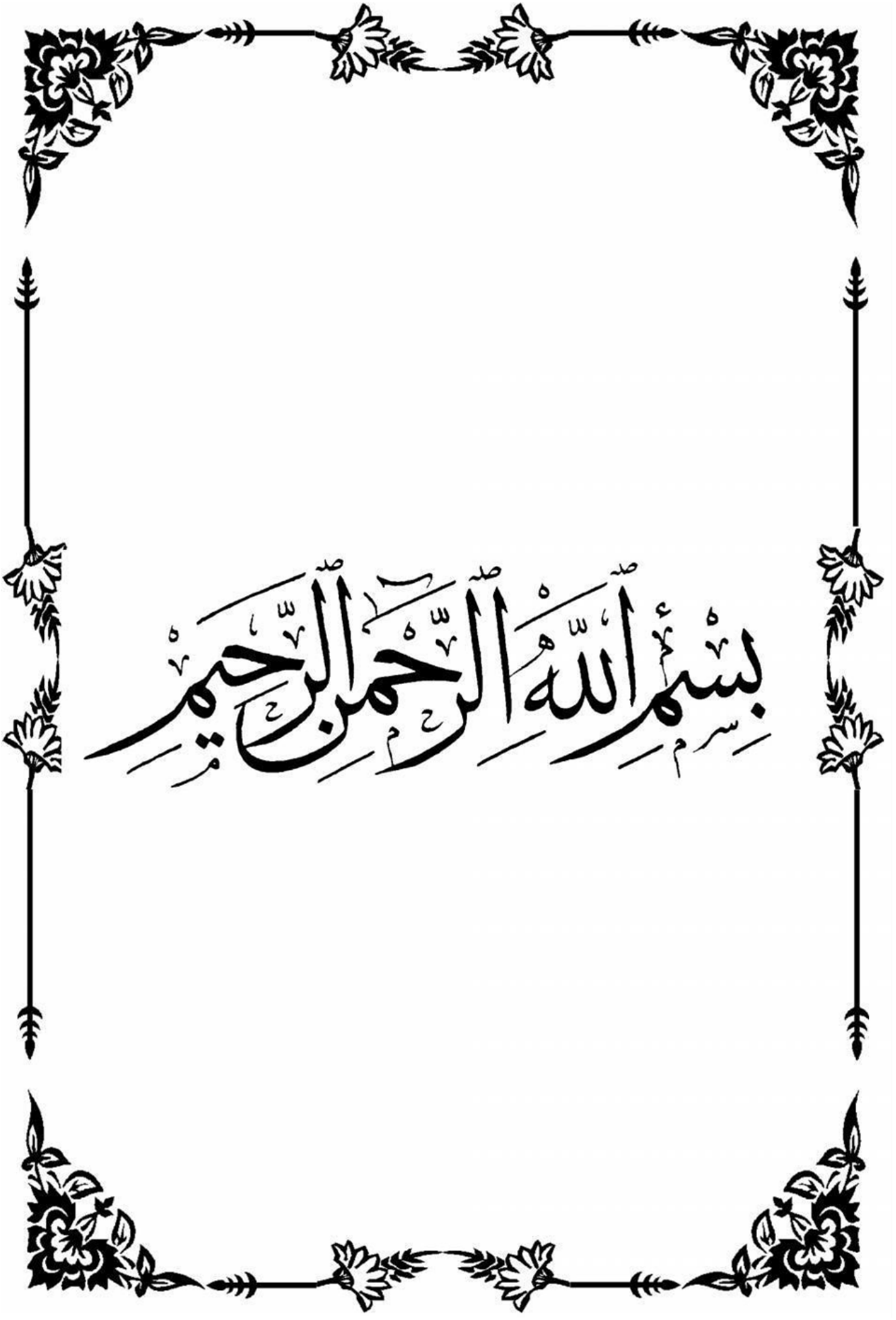
-BOUAOUD Assia

Encadré par :
-M. HAMADI Kamel

Co encadré par :
-M. AYAD.Rabah

Promotion 2024/2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail …

A la mémoire de mon père

Mon modèle, mon pilier, mon repère

Il est difficile de trouver les mots juste pour exprimer tout ce que tu me représentes pour moi, et à quel point ton absence m'a marqué. Depuis ton départ, chaque jour est un défi, mais c'est ton image, ton courage, ta sagesse et ton amour qui me donnent la force d'avancer. Je te dédie ce projet avec une immense émotion. Tu n'es plus là physiquement mais ton esprit m'accompagne dans chaque étape de ma vie.

Ton souvenir est une lumière qui éclaire mes pas. Tu vis en moi, dans mes choix dans mes efforts, dans mes réussites.

J'espère de tout cœur que, là où tu es, tu peux voir ce que je suis devenue, et que tu es fier de moi.

Repose en paix baba azizen, tu me manques chaque jour.

YEFSAH Kahina

Dédicace

Remerciements à Allah

Avant tout, je rends grâce à Allah, le Tout-Puissant, pour Sa guidance, Sa miséricorde et Sa force infinie.Sans sa volonté, rien n'aurait été possible. Chaque étape franchie, chaque difficulté surmontée, Lui revient en mérite.Alhamdulillah pour tout.

À l'âme de mon père,

Ton absence me laisse un vide profond, mais ton amour reste ma force silencieuse. Tu restes la lumière qui guide mes pas. Je te dédie ce travail avec amour et gratitude, en priant Allah de faire de ta tombe un jardin de paix et de nous réunir un jour au Paradis.

À ma chère mère,

Merci pour ton amour immense, ta patience inépuisable et ta force tranquille. Tu as toujours été là, veillant dans l'ombre, priant en silence, portant mes peines et mes espoirs avec tant de douceur et de courage. Tu es mon pilier dans les moments difficiles, mon refuge moral, et ma plus grande source de paix. Ce travail est aussi le fruit de tes prières, de ton soutien indéfectible et de ton amour sans limite.

À mes frères, Houcine , Said et Fowaz,

Votre présence a toujours été une source de réconfort et de soutien tout au long de ma vie.Merci d'être là pour moi, d'être mes frères, et de ne jamais me laisser seule face aux épreuves.

À mes chères sœurs Yousra, Warda et Sihem,

Merci pour votre présence constante, votre soutien sans faille, vos encouragements et vos prières pour moi tout au long de ces années d'études . Merci pour les rires partagés, les conseils sincères et tous les souvenirs précieux que nous avons construits ensemble.

À mon binôme Kahina,

Travailler à tes cotés a été un réel plaisir. Merci pour ta collaboration sincère, ton sérieux et ton soutien tout le long de ce travail.Je te souhaite plein de succès pour la suite de ton parcours.

BOUAOUD Assia

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. On exprime 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, ***Mr.K.HAMADI*** *et notre Co encadreur* ***Mr.R.AYAD*** *pour leurs accompagnement, leurs conseils, soutien tout au long de cette recherche ; ainsi que* ***Mme B.CHABOUR*** *et* ***Mr A.MESSAI*** *pour leur collaboration et le partage de leur savoir-faire ; Nous remercions également le chef de projet* ***Mr.KHELOUFI*** *et les ingénieurs du groupement ONE Tizi-Ouzou pour leurs précieux conseils et aide, Nous exprimons notre profonde gratitude à* ***Mme BOURBIA****,* ***Mme MAKOUDI*** *et* ***Mme Sabrina*** *pour leur soutien précieux et leur aide tout au long de ce travail.*

Nous adressons également nos sincères remerciements aux 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 du projet de fin d'étude.

ملخص:

تتناول هذا المذكرة تحليل انهيار أرضي عميق وقع عند النقطة الكيلومترية 35 (PK35) خلال الفترة الممتدة من يونيو 2024 إلى فبراير 2025، وذلك على مستوى الطريق الاجتنابي الرابط بين ولايتي تيزي وزو والبُويرة. تم تقسيم العمل إلى جزأين رئيسيين:

الجزء الأول خُصص للمفاهيم العامة والأسس النظرية المتعلقة بالانهيارات الأرضية. ويتناول هذا الجزء مختلف أنواع عدم استقرار المنحدرات، العوامل المسببة للانهيارات، بالإضافة إلى الطرق الكلاسيكية للتحليل والوقاية، **الجزء الثاني** خُصص لدراسة حالة واقعية لانزلاق أرضي، من خلال تحليل الاستقرار الذي تم إنجازه باستخدام برنامج **GEO5**

الكلمات المفتاحية: تحليل الاستقرار، انهيار أرضي، عدم استقرار المنحدر، قضبان التثبيت صف، أعمدة داعمة، طرق التثبيت.

Résumé

Ce mémoire porte sur l'analyse d'un glissement de terrain profond survenu au PK35 entre la période juin 2024 jusqu'à février 2025 au niveau de la pénétrante autoroutière de Tizi Ouzou/Bouira. Le travail est structuré en deux grandes parties : La première partie est consacrée aux généralités et aux fondements théoriques relatifs aux glissements de terrain. Elle aborde les différents types d'instabilités de pente, les facteurs déclencheurs, ainsi que les méthodes classiques d'analyse et de prévention.

La deuxième partie est consacrée à l'étude d'un cas concret de glissement de terrain, à travers une analyse de stabilité réalisée à l'aide du logiciel Géo5.

Mots clés : analyse de la stabilité, glissement de terrain, Instabilité de pente, tirants d'ancrage, rangée de pieux, méthodes de stabilisation.

Abstract:

This thesis focuses on the analysis of a deep-seated landslide that occurred at PK35 between June 2024 and February 2025, along the Tizi Ouzou/Bouira highway bypass. The work is structured into two main parts: the first part is dedicated to general concepts and theoretical foundations related to landslides. It discusses the various types of slope instabilities, triggering factors, as well as conventional methods of analysis and prevention.

The second part presents a case study of a real landslide, analyzed through a stability assessment carried out using the GEO5 software.

Keywords: stability analysis, landslide, slope instability, ground anchors, row of piles, stabilization methods.

Abréviations :

C : Cohésion
γh : Poids volumique humide
φ : Angle de frottement interne
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
INC : Inclinomètre
PS : Profil sismique
SC : Sondage carotté

Sommaire

Introduction générale 1

CHAPITRE I : Généralités sur les mouvements de terrain 2
I.1 Typologie des mouvements de terrain 2
I.2 Coulées et les laves torrentielles 3
I.2.1 Définition 3
I.2.2 Les facteurs déclenchants 3
I.3 Les écroulements et les chutes de blocs 4
I.3.1 Définition 4
I.3.2 Les facteurs déclenchants 4
I.4 Les glissements 4
I.4.1 Définition 4
I.4.2 Les facteurs déclenchants 5
I.5 Les mouvements de fluage 6
I.5.1 Définition 6
I.5.2 Les facteurs déclenchants 6
I.6 Échelle cinématique des mouvements de terrain 6
I.7 Les différentes phases de glissements 7
Conclusion 8
CHAPITRE II : Méthodes d'investigation et d'analyse géotechnique des sols 10
Introduction 10
II.1 Reconnaissance préliminaire 10
II.1.1 Observation visuelle du site 10
II.1.2 Analyse documentaire 10
II.2 Reconnaissance détaillée 10
II.2.1 Reconnaissance géologique 10
II.2.2 Reconnaissance géophysique 10
II.2.3 Reconnaissances hydrogéologiques 12
II.2.4 Reconnaissances géotechniques 12
II.3 Analyse chimique 16
Conclusion 16
CHAPITRE III : Critères de rupture et calcul de stabilité de pente 18

Introduction 18
III.1 Principe de la rupture du sol 18
III.2 Critères de ruptures 19
III.3 Notion de courbe intrinsèque 19
III.4 Critère de Mohr-Coulomb 20
III.5 Méthode d'analyse de la stabilité 21
III.5.1 Notion de coefficient de sécurité 21
III.5.2 Les méthodes d'analyse de la stabilité des versants 22
III.5.3 Calcul à la rupture 22
III.6 Les Méthodes globales 24
III.6.1 Les méthodes numériques 24
Conclusion 24
CHAPITRE IV : Stabilisation des talus : principes, méthodes et mise en œuvre 26
Introduction 26
IV.1 Techniques de stabilisation 26
IV.2 Stabilisation par terrassement 26
IV.2.1 Butée en pied 26
IV.2.2 Allégement en tête 27
IV.2.3 Purge 27
IV.2.4 Reprofilage 28
IV.2.5 La substitution totale et partielle 28
IV.3 Dispositifs de drainage 29
IV.3.1 Drainage de surface 29
IV.3.2 Drainage profond 29
IV.4 Introduction des éléments résistants 30
IV.4.1 Le renforcement 30
IV.4.2 Les soutènements 33
IV.4.3 Le Durcissement 35
Conclusion 35
CHAPITRE V :Présentation générale de la zone d'étude 37
Introduction 37
V.1 Présentation du projet de la pénétrante 37
V.2 Fiche technique du projet 38

V.3 Situation géographique 38
V.4 Le cadre géologique et stratigraphique 38
V.4.1 La géologie 38
V.4.2 La stratigraphie 40
V.5 Hydrologie et hydrogéologie 40
V.5.1 Hydrologie 40
V.5.2 Hydrogéologie 40
V.6 Climat 41
V.6.1 Précipitation 41
V.6.2 Température 42
V.7 Tectonique et sismicité 42
V.8 Importance de projet 43
Conclusion 43
CHAPITRE VI :Diagnostic et expertise du glissement 45
Introduction 45
VI.1 Historique du site 45
VI.2 État actuel du site 46
VI.2.1 Localisation du glissement 46
VI.2.2 Description du glissement 47
VI.3 Instabilités et dégradation observées 47
VI.3.1 Types d'instabilités 47
VI.3.2 Description des instabilités 47
VI.3.3 Illustration par des photos de glissement 49
VI.3.4 Les causes possibles du glissement 51
Conclusion 51
CHAPITRE VII :Campagne d'investigation géotechnique 53
Introduction 53
VII.1 Programme de reconnaissance 53
VII.1.1 Campagne géotechnique 53
VII.2 Synthèse des résultats 55
VII.2.1 Lithologie de forage 55
VII.3 Monitoring 68
VII.3.1 Mesures inclinométriques: 68

VII.3.2 Lectures topographiques 77
Conclusion 80
CHAPITRE VIII : Etude de confortement 83
Introduction 83
VIII.1 Présentation de logiciel « GEO5 » 83
VIII.2 Analyse à rebours 83
VIII.3 Profil représentatif 83
VIII.4 Les paramètres de calculs 84
VIII.5 Les résultats de calcul 85
VIII.6 Etude d'avant-projet sommaire(APS) 85
VIII.6.1 Solutions de confortement 86
VIII.7 Profil avant confortement 86
VIII.7.1 Solution 1 : Confortement par trois rideaux de pieux 86
VIII.7.2 Solution 2 : Confortement par des tirants d'ancrage et un rideau de pieux en amont du talus 89
VIII.8 Devis quantitatif et estimatif : 91
VIII.8.1 Devis quantitatif et estimatif de la 1ére solution : trois rideaux de pieux 91
VIII.8.2 Devis quantitatif et estimatif de la 2éme solution : confortement par des tirants d'ancrages et un rideau de pieux. 92
VIII.9 Analyses multiclitaire 92
- Réduction des déformations. 93
- Sensibilité à la corrosion (acier non protégé). 93
VIII.10 Etude d'avant-projet sommaire -APD- 93
VIII.10.1 Choix de la solution 93
VIII.10.2 Dimensionnement des trois rideaux de pieux 94
VIII.11 Modélisation et ferraillage des trois rideaux de pieux 94
VIII.12 Ferraillage des pieux 95
VIII.12.1 Diagrammes des moments et vérification de ferraillage 95
VIII.13 Synthèse 100
Conclusion 100
CONCLUSION GENERALE 105

Liste des figures :

Figure I-1:Schématisation des 4 types de mouvements de terrain 2
Figure I-2: Coulée boueuse d'Illilten à Tizi-Ouzou. 3
Figure I-3: Coulée boueuse dans la commune de Tréminis 3
Figure I-4:Écroulement et chutes de blocs à Sof Boujdar au Maroc. 4
Figure I-5:Les types des glissements. 5
Figure I-6:Les causes des glissements de terrain. 5
Figure I-7:Phénomène du fluage. 6
Figure II-1:Exemple synthétique de technique de prospection sismique. 11
Figure II-2:Technique de prospection électrique. 11
Figure II-3:Schéma de principe de l'essai pressiométrique. 12
Figure II-4:Pénétromètre dynamique type A et type B. 13
Figure II-5:Schéma de l'Essai de Pénétration Standard SPT (Site SINERGEO). 14
Figure II-6:W_L réalisation de la rainure et W_P réalisation du rouleau de sol 15
Figure II-7:La variation de l'indice de plasticité 15
Figure II-8:Essai de cisaillement 15
Figure II-9:Dispositif typique de l'essai compression triaxial 16
Figure III-1:Courbe contrainte déformation. 18
Figure III-2:Détermination de la courbe intrinsèque. 19
Figure III-3:Enveloppes intrinsèques des sols pulvérulents et cohérents. 21
Figure III-4Méthode des tranches 23
Figure IV-1exemple de butée en pied de la pente du talus – Source : [Guide LCPC 2010] 27
Figure IV-2:Allégement en tête - Source : [Guide LCPC 1998] 27
Figure IV-3Technique de la purge - Source : [Guide LCPC 1998] 28
Figure IV-4:Reprofilage - Source : [J.M.Duncan] 28
Figure IV-5:Domaine d'utilisation des drains subhorizontaux 29
Figure IV-6:Puit drainant associé à un drain subhorizontal – source [Guide LCPC 2010] 30
Figure IV-7:Renforcement par géotextile (AFITEXINOV GEOTER NOTEX) 31
Figure IV-8:Schéma d'un tirant (M. DESURMONT et Al., 1978). 31
Figure IV-9:Stabilisation par la méthode des pieux 32
Figure IV-10:Exemple de la méthode des pneus sol 32
Figure IV-11:Phases d'exécution d'un mur en sol cloué. (G.Sève & P.Pouget, 1998) 33
Figure IV-12:Un versant stabilisé par clouage (Maccaferri France). 33
Figure IV-13:Schéma d'un mur de soutènement (Youcef tani, 2021). 34
Figure IV-14:Mur en béton armé préfabriqué Figure IV-15:Mur en cantilever 34
Figure IV-16:Réalisation un mur en gabions Figure IV-17:Des rideaux de palplanches 35
Figure V-1:Carte d'emplacement du site de projet (Google Earth) 37
Figure V-2: Wilayas limitrophes de la wilaya de Tizi Ouzou 38
Figure V-3: carte géologique de la wilaya de Tizi-Ouzou (Geological map of Tizi -Ouzou, 1/500 000 edition 1951/1952 M.G. Bétier) 39
Figure V-4:La carte géologique à l'échelle de 1: 50.000 du site du projet et de son environnement (Chmiguirilov et autres 1986) Le cercle jaune indique le site du projet. 39
Figure V-5Carte de zonage sismique du nord de l'Algérie 43

Figure VI-1: Zone de glissement au village Ouled Aïssa, Draa El Mizan en 2013. 45
Figure VI-2:Zone de glissement au village Ouled Aïssa, Draa El Mizan en 2025. 46
Figure VI-3: Photo prise par drone de la zone de la pente d'excavation et de la zone de glissement de terrain PK-35. 46
Figure VI-4:vue en plan du glissement de terrain, zone de glissement de terrain d'environ 730 m de large et 500 m de long (projet pénétrante Tizi-Ouzou) 47
Figure VI-5: Localisation des fissures en date de 2 juillet sur Google Earth..... 48
Figure VI-6:Localisation des fissures en date de 2 juillet (projet pénétrante Tizi-Ouzou)..... 48
Figure VI-7:Vue des fissures de contrainte développés dans la zone de glissement de terrain PK-35 (les lignes rouges indiquant les fissures de contrainte et la ligne bleue représente l'emplacement de la conduite d'eau) (projet pénétrante Tizi-Ouzou) 49
Figure VI-8:Exemple de nouvelles fissures formées sur le terrain en direction du Chemin Communal. 2 juillet 2024..... 50
Figure VI-9:Nouvelles fissures apparues sur le chemin existant. 2 juillet 2024..... 50
Figure VI-10:Aperçue de la nouvelle fissure en direction de la cour arrière de la Maison 6. juillet 2024..... 51
Figure VII-1:Plan d'implantation des sondages inclinométriques et pressiométriques réalisé pendant la période juin - octobre 2024..... 54
Figure VII-2:Implantation des inclinomètres (Google Earth)..... 54
Figure VII-3 : Graphe de variation des valeurs SPT-N60(Rectifié) en fonction de la profondeur 58
Figure VII-4:Graphe de variation Pression Limite Nette en fonction de profondeur 61
Figure VII-5 : Graphe du Module de Déformation en fonction de Niveau (profondeur) 62
Figure VII-6:Graphe de la pression de pré consolidation du sol en fonction de la profondeur68
Figure VII-6 : Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-01 (en directions A et B) 69
Figure VII-9:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-03 (en directions A et B) 71
Figure VII-10:Orientation d'INC-05 72
Figure VII-11:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-05 (en directions A et B) 72
Figure VII-12: Orientation d'INC-06 73
Figure VII-13:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-06 (en directions A et B) 73
Figure VII-14:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-07 (en directions A et B) 74
Figure VII-15:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-08 (en directions A et B) 75
Figure VII-16:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-09 (en directions A et B) 76
Figure VII-16:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-10 (en directions A et B) 77
Figure VII-17: Vue en plan des fissures de contrainte développées dans le glissement de terrain et points et lignes de lecture topographique. 78
Figure VII-18:Localisation des cibles et suivi des déformations dans les maisons de (juin à

novembre 2024 78
Figure VII-19:Localisation des cibles et suivi des déformations dans le terrain de juin à novembre 2024 79
Figure VII-20:Graphe des mouvements des cibles dans terrain naturel 79
Figure VII-21:Graphe des mouvements des cibles dans les maisons 80
Figure VIII-1:Profil représentatif 84
Figure VIII-2:Corrélation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne (Gibson, 1953) 84
Figure VIII-3:Analyse du Cercle de glissement avant le confortement dans le cas statique, le coefficient de sécurité égal à 1.01 86
Figure VIII-4:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par un rideau de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1.34 (non stable dans le cas statique). 87
Figure VIII-5:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal 1.44 dans le cas statique ; non stable. 87
Figure VIII-6:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par trois rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal 1.78 dans le cas statique, stable. 88
Figure VIII-7:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par trois rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal 1.05dans le cas sismique, stable. 88
Figure VIII-8:Analyse du Cercle de glissement après un confortement par des tirants d'ancrage, le coefficient de sécurité égal à 1.47 dans le cas statique, non stable. 89
Figure VIII-9:Analyse du Cercle de glissement après un confortement par des tirants d'ancrage et un rideau de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1.74 dans le cas statique ; stable 90
Figure VIII-10:Analyse du Cercle de glissement après un confortement par des tirants d'ancrage et un rideau de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1.05 dans le cas sismique ; stable 91
Figure VIII-11:les étapes de la réalisation des pieux jointifs 94
Figure VIII-12:Diagramme de moment et la force de cisaillement du premier rideau de pieux 96
Figure VIII-13: vérification du ferraillage du premier rideau de pieux : 96
Figure VIII-14:Diagramme de moment et la force de cisaillement du deuxième rideau de pieux 97
Figure VIII-15:Vérification du ferraillage du deuxième rideau de pieux 97
Figure VIII-16:Diagramme de moment et la force de cisaillement du troisième rideau de pieux 98
Figure VIII-17:Vérification du ferraillage du troisième rideau de pieux : 98
Figure VIII-18:Coupe longitudinale et transversale des trois pieux 100

Liste des tableaux:

Tableau I-1:Échelle cinématique des mouvements de terrain. 6
Tableau I-2 :Les éléments caractérisant les différents mouvements de terrains. 7
Tableau III-1: Les valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage. 21
Tableau V-1:Informations sur les niveaux de l'eau souterraine dans les sondages ouverts pendant la période juin-octobre 2024 41
Tableau V-2: Précipitations moyennes mensuelles de la wilaya de Tizi Ouzou (source : NOAA) 41
Tableau V-3:Températures moyennes mensuelles de la wilaya de Tizi Ouzou (source : NOAA) 42
Tableau V-4:Coefficient d'accélération de zone A 43
Tableau VII-1:Tableau récapitulatif des sondages ouverts dans la période juin-octobre 2024 53
Tableau VII-2: Tableau récapitulatif des valeurs SPT-N 56
Tableau VII-3 : Tableau récapitulatif des tests pressiométriques 59
Tableau VII-4: résultats des essais physiques au laboratoire. 63
Tableau VII-5:Interprétation des valeurs de densité Υ_d. 64
Tableau VII-6:Résultats des essais chimiques au laboratoire 65
Tableau VII-7:Qualité de massif rocheux 65
Tableau VII-8:Résultats des essais œdométrique et essai compression axiales 67
Tableau VII-9:Les données inclinométriques 68
Tableau VIII-1: Les paramètres géotechniques de chaque couche 85
Tableau VIII-2:Devis quantitatif et estimatif de la 1ére solution 91
Tableau VIII-3:Devis quantitatif et estimatif de la 2éme solution 92
Tableau VIII-4:Analyse multicritère des deux solutions 92

Introduction générale

Les glissements de terrain représentent un phénomène naturel majeur, caractérisé par le déplacement d'une masse de sol ou de roche le long d'une pente, sous l'effet de la gravité. Ces mouvements peuvent être déclenchés par divers facteurs, tels que les précipitations abondantes, les séismes, l'érosion ou encore les activités humaines, notamment les excavations, les déforestations et les aménagements mal contrôlés. Les conséquences de ces glissements sont souvent graves : pertes humaines, destructions d'infrastructures, perturbations économiques, et impacts environnementaux.

Dans un contexte marqué par l'intensification des événements extrêmes liés aux changements climatiques et la pression croissante sur les zones montagneuses, la compréhension et la maîtrise des phénomènes de glissement de terrain deviennent une priorité pour les ingénieurs géotechniciens et les décideurs publics.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons entrepris une analyse approfondie du glissement de terrain survenu dans le village d'Ouled Aïssa, situé dans la commune de Draâ El Mizan, wilaya de Tizi Ouzou, entre juin 2024 et février 2025. L'objectif principal de ce travail est d'évaluer la stabilité du site, d'identifier les mécanismes de rupture en jeu et de proposer des solutions de confortement adaptées. À cet effet, nous avons utilisé le logiciel **GEO5**, reconnu pour ses performances en modélisation géotechnique et en analyse de stabilité des pentes.

Le mémoire s'articule autour de deux parties complémentaires :

- **La première partie** constitue une revue bibliographique détaillée. Elle présente les concepts fondamentaux relatifs aux mouvements de terrain, notamment la typologie des glissements, les essais de reconnaissance des sols, la résistance au cisaillement, ainsi que les différentes approches théoriques et numériques d'analyse de stabilité. Cette section permet de poser les bases nécessaires à l'interprétation des résultats obtenus par la suite.
- **La seconde partie** est consacrée à l'étude de cas du glissement d' Ouled Aïssa. Nous y avons développé un modèle géologique et géotechnique représentatif du site, basé sur les observations de terrain, les levés topographiques, les résultats des sondages et des essais in situ. L'analyse comprend un diagnostic géotechnique, une modélisation numérique permettant de localiser la surface de rupture, et la simulation de différentes solutions de stabilisation, telles que les tirants d'ancrage, les rangées de pieux. Ces solutions sont évaluées techniquement et économiquement afin de sélectionner celle qui répond le mieux aux contraintes du site, tout en respectant les normes en vigueur.

Enfin, une conclusion générale synthétise les principaux résultats obtenus, les enseignements tirés de l'étude et ouvre des perspectives pour d'éventuelles investigations futures ou pour des projets similaires dans des contextes géotechniques comparables.

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

CHAPITRE I : Généralités sur les mouvements de terrain

Introduction

Ce chapitre présente les généralités sur les mouvements de terrain, en mettant l'accent sur les glissements de terrain, leurs différents types ainsi que les causes qui en sont à l'origine.

I.1 Typologie des mouvements de terrain

Il existe plusieurs classifications des glissements de terrain, définies en fonction de critères spécifiques propres à chaque spécialité, qu'ils soient géologiques, mécaniques ou autres. Toutefois, une classification n'a pas pour but ultime d'exister en soi, mais plutôt de recenser les principaux types de mouvements afin d'en identifier certaines caractéristiques essentielles et de mieux les comprendre.

La classification adoptée par le Comité International de Géologie de l'Ingénieur distingue quatre grandes catégories :

- Les coulées et les laves torrentielles.
- Les écroulements et les chutes de blocs.
- Les glissements.
- Les mouvements de fluage.

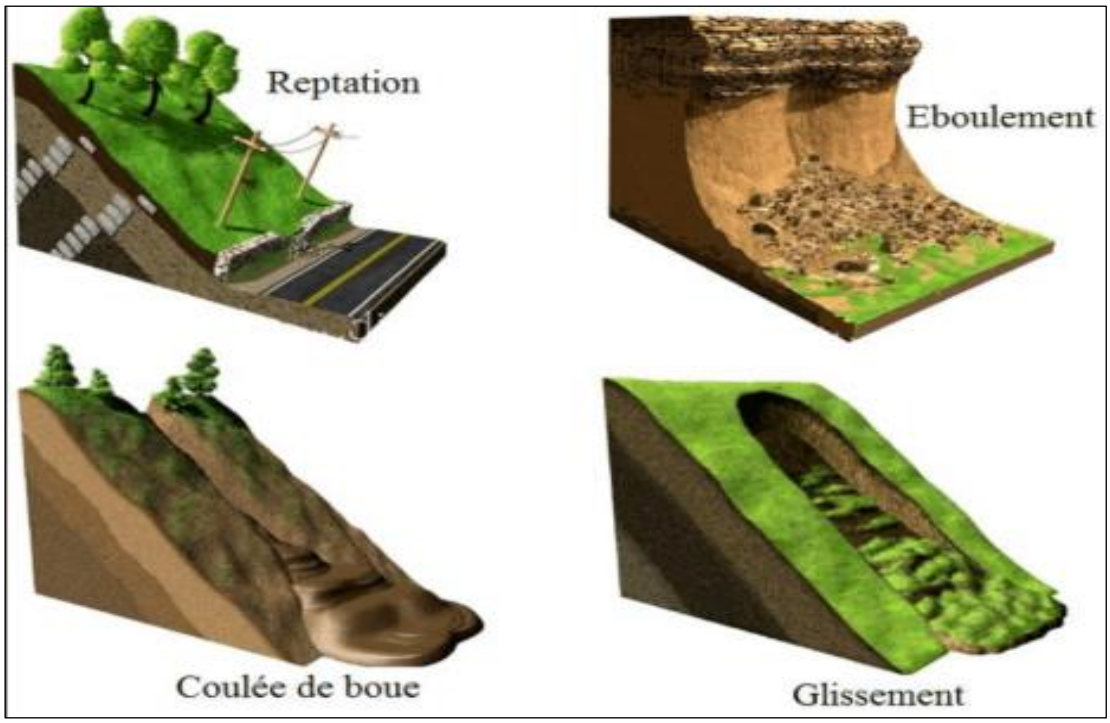


Figure I-1:Schématisation des 4 types de mouvements de terrain

I.2 Coulées et les laves torrentielles

I.2.1 Définition

Les coulées : sont des écoulements rapides de matériaux tels que des débris, de la boue, des roches et de l'eau le long d'une pente.

Une lave torrentielle : est un phénomène à mi-chemin entre une crue charriant des matériaux solides et un glissement de terrain superficiel.



Figure I-2: Coulée boueuse d'Illilten à Tizi-Ouzou.



Figure I-3: Coulée boueuse dans la commune de Tréminis

I.2.2 Les facteurs déclenchants

- Les fortes pluies et la fonte des neiges.
- Nature des sols.
- Les séismes.
- Activité Volcanique.

I.3 Les écroulements et les chutes de blocs

I.3.1 Définition

Ce sont des phénomènes de mouvement de terrain caractérisés par la rupture soudaine et rapide d'une masse rocheuse ou de sols instables. Il se produit généralement sur des pentes raides, où des blocs de roche ou des fragments de terrain se détachent brutalement sous l'effet de la gravité.

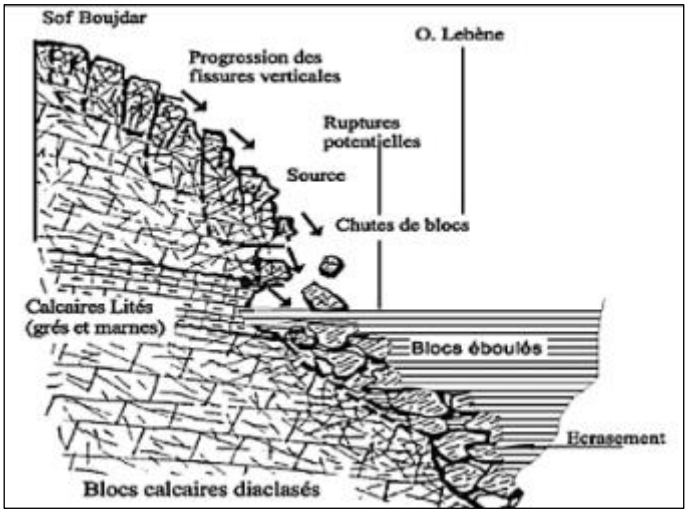


Figure I-4:Écroulement et chutes de blocs à Sof Boujdar au Maroc.

I.3.2 Les facteurs déclenchants

- Les cycles gel-dégel
- L'érosion
- Les séismes
- L'altération des roches

I.4 Les glissements

I.4.1 Définition

Un glissement de terrain correspond au détachement d'une partie instable d'un versant ou d'une colline, qui se déplace dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend de la superficie et de la profondeur de la zone de rupture.

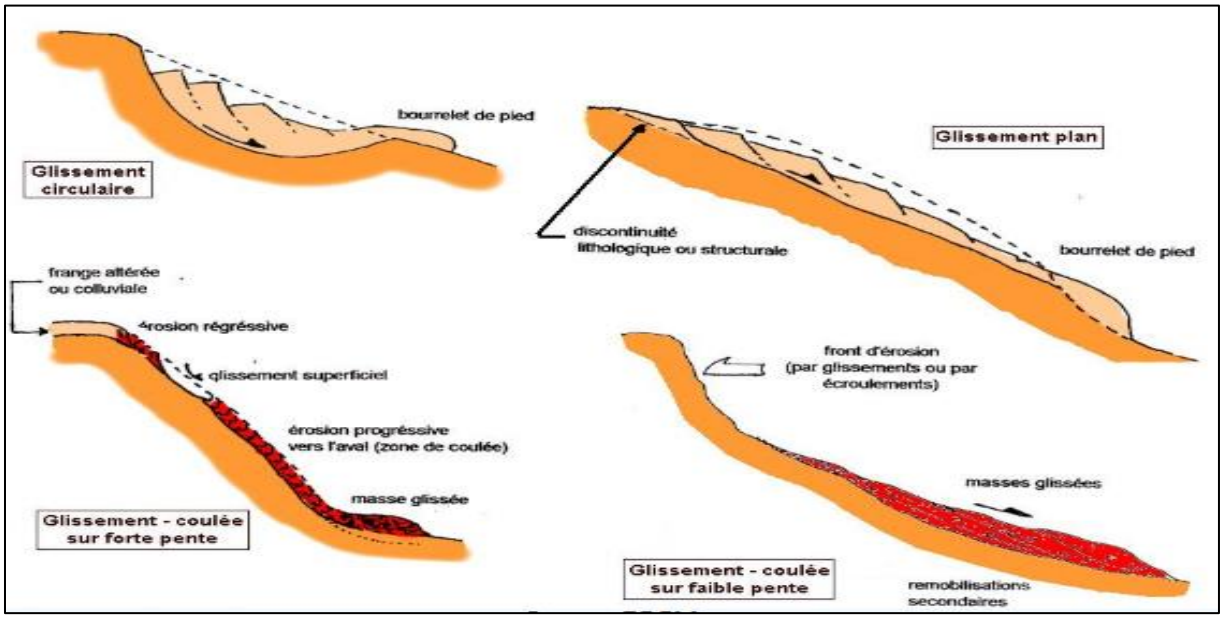


Figure I-5:Les types des glissements.

I.4.2 Les facteurs déclenchants

- L'activité humaine.
- L'érosion.
- Les fortes précipitations.
- Nature des sols .
- Les séismes.
- Pente du terrain.

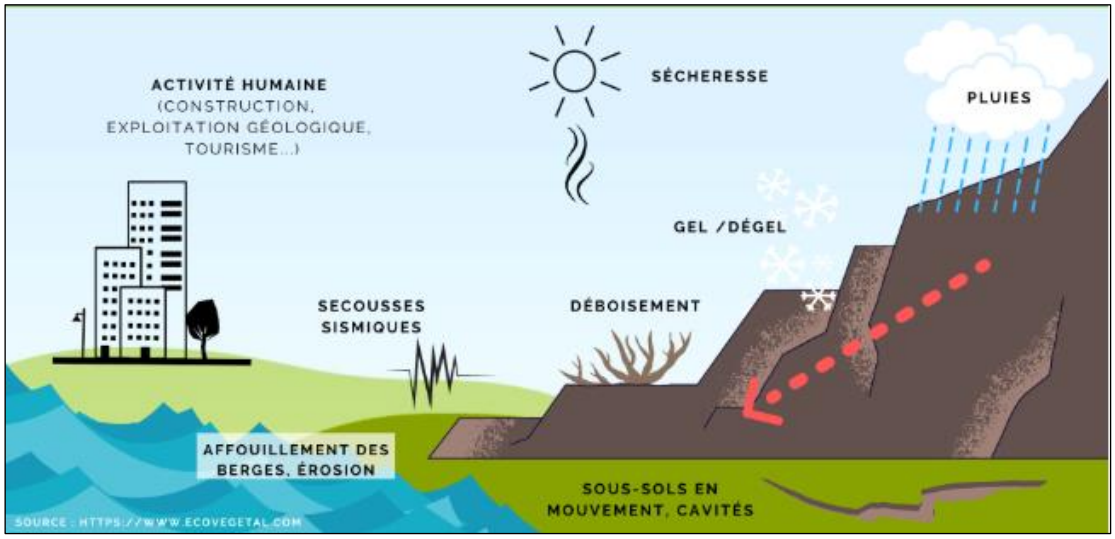


Figure I-6:Les causes des glissements de terrain.

I.5 Les mouvements de fluage

I.5.1 Définition

Le fluage est un mouvement de terrain lent et progressif qui se produit sous l'effet de la gravité. Il concerne généralement des sols ou des roches meubles saturés en eau et soumis à des contraintes faibles mais continues. Ce phénomène peut durer plusieurs années sans signes visibles immédiats, mais il entraîne progressivement une déformation du terrain.

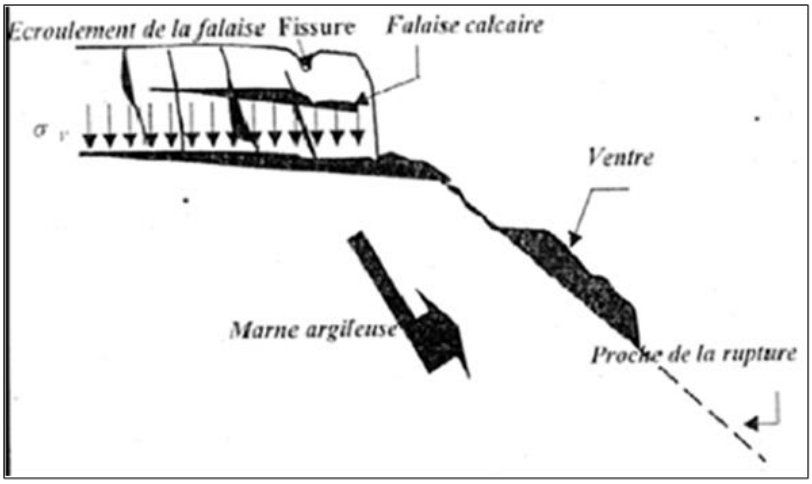


Figure I-7:Phénomène du fluage.

I.5.2 Les facteurs déclenchants

- Contraintes appliquées et leurs durées.
- L'évolution des caractéristiques mécaniques des matériaux
- La saturation progressive

I.6 Échelle cinématique des mouvements de terrain

L'échelle cinématique des mouvements de terrain classe les différents types de mouvements en fonction de leur vitesse de déplacement. Elle est essentielle pour évaluer la dangerosité d'un phénomène et adapter les mesures de prévention ou d'intervention.

Tableau I-1:Échelle cinématique des mouvements de terrain.

Très lent	Lent	Moyen	Rapide	Très rapide
1 mm/an à 12 mm/an	**1 mm/mois à 50 mm/mois**	**1,5 mm/j à 100 mm/j**	**4 mm/h à 10 000 mm/h**	**2 500 mm/s à 10000 mm/s**

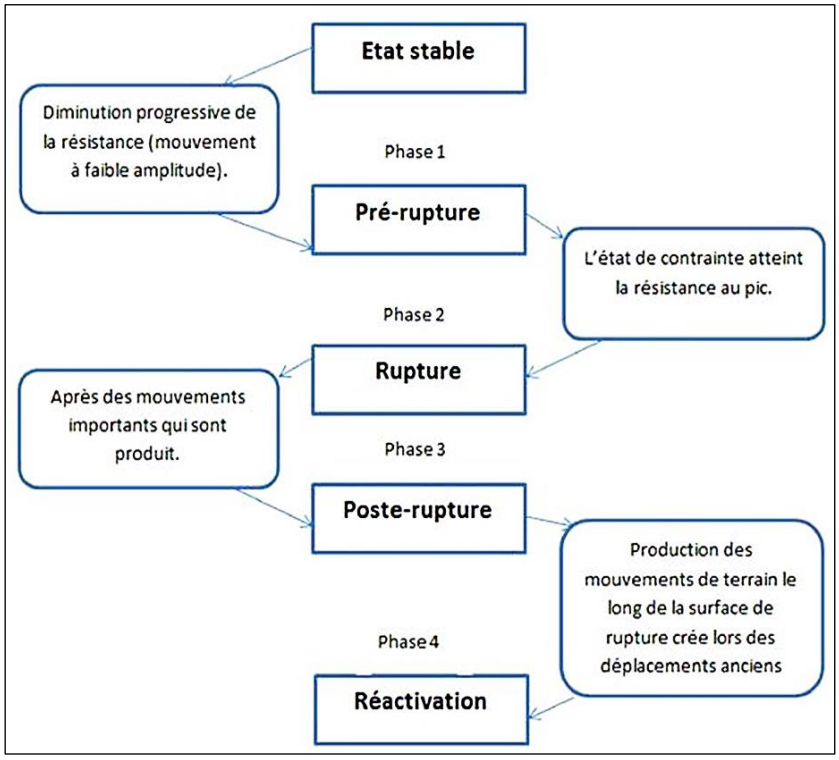
Les caractéristiques des différentes familles de mouvements de terrain sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I-2 :Les éléments caractérisant les différents mouvements de terrains.

Terrains		Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchants
Glissement	Sols massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m^3 à plus de dix millions de m^3	Eau, terrassements
Fluage	Formations meubles	Très lente	De quelques m^3 à plus de dix millions de m^3	Chargement, évolution du matériau
Écroulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m^3 à plus de dix mille m^3	Eau, gel-dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m^3	Très fortes pluies, Ruptures de digues

I.7 Les différentes phases de glissements

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



Conclusion

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

CHAPITRE II : METHODES D'INVESTIGATION ET D'ANALYSE GEOTECHNIQUE DES SOLS

CHAPITRE II : Méthodes d'investigation et d'analyse géotechnique des sols

Introduction

Ce chapitre présente les différents essais réalisés dans un programme de reconnaissance d'un projet géotechnique.

Dans le cadre d'un problème de glissement de terrain, la reconnaissance du sol a pour objectif de déterminer les caractéristiques géotechniques des terrains concernés. Cette reconnaissance se déroule en deux étapes complémentaires :

- Une reconnaissance préliminaire.
- Une reconnaissance détaillée.

II.1 Reconnaissance préliminaire

La reconnaissance préliminaire du sol est une étape initiale dans les études géotechniques d'un projet de construction. Elle consiste à collecter les informations générales sur les caractéristiques du terrain. Cette étape est basée sur :

II.1.1 Observation visuelle du site

- Relevés topographiques simples (pentes, zones humides, végétation).

II.1.2 Analyse documentaire

- Cartes géologiques : pour comprendre les couches de sol typiques de la région.
- Photographies aériennes / satellite : pour voir les changements dans le paysage (érosion, ancienne rivière).
- Archives locales : anciens projets de construction, rapports d'incidents (glissements de terrain, effondrements).

II.2 Reconnaissance détaillée

II.2.1 Reconnaissance géologique

L'analyse de la géologie débute par une reconnaissance terrain et se poursuit par l'analyse de documents existants (cartes géologiques, sondages, photos aériennes, ...).

Elle permet ainsi de définir

- Les couches du sol : classification du sol en fonction de son origine et de son âge.
- La lithologie : description en fonction de la nature du terrain.
- La tectonique : présence de plissements, failles, érosions.

II.2.2 Reconnaissance géophysique

Cette phase permet de repérer les différentes couches du sol en fournissant essentiellement leurs formes et leurs épaisseurs et quelques indications sur la consistance des matériaux en place.

II.2.2.1 Essais sismiques

L'objectif principale de ces essais c'est de déterminer la vitesse de propagation des ondes sismiques (ondes P et ondes S), ce qui permet de connaître :

- La nature et compacité des couches de sol,
- La profondeur du substratum rocheux,
- Le modèle de propagation des vibrations (utile pour les constructions parasismiques).

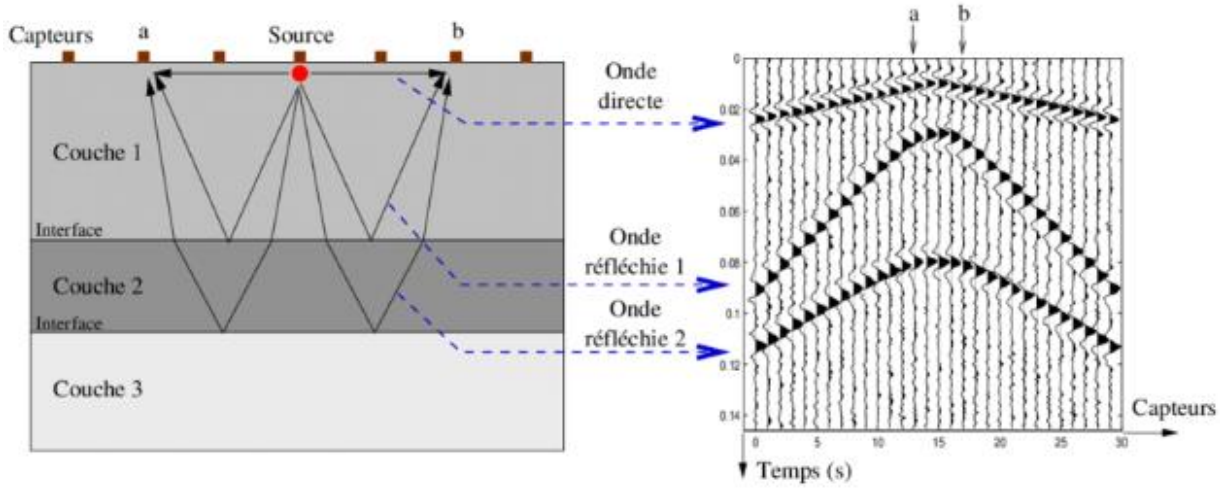


Figure II-1:Exemple synthétique de technique de prospection sismique.

II.2.2.2 Essais électriques

Les essais électriques du sol, aussi appelés méthodes géo électriques ce sont des techniques géophysiques non-invasives utilisées pour explorer le sol en profondeur. En envoyant dans le sol un courant électrique continu et mesurer l'intensité et la tension entre plusieurs points de mesure. On peut alors calculer la résistivité électrique.

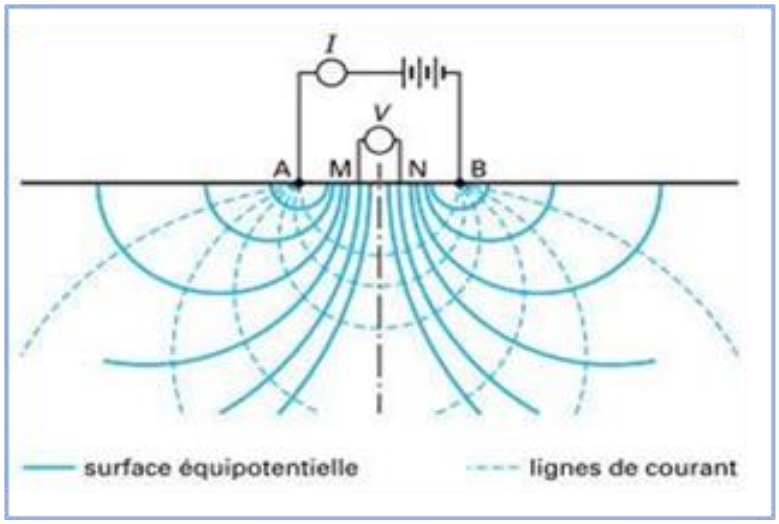


Figure II-2:Technique de prospection électrique.

II.2.3 Reconnaissances hydrogéologiques

L'étude hydrologique permet connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol et leur évolution dans le temps qui permet de prévoir la réalisation de drainage approprié

- Étude des précipitations **(**Données pluviométriques historiques et locales).
- Le repérage des niveaux d'eau dans les puits.
- La mesure piézométrique.
- Les mesures de débits de sources.

II.2.4 Reconnaissances géotechniques

II.2.4.1 Les essais in-situ

Les essais in-situ sont des mesures physiques directement sur le terrain dans les conditions réelles du site ; pour évaluer les caractéristiques mécaniques, physiques ou chimiques d'un sol. Parmi ces essais on trouve :

- **Essai pressiométrique**

L'objectif de l'essai est de Définir précisément les caractéristiques mécaniques d'un sol. Le procédé consiste à insérer une sonde cylindrique dilatable dans le sol et à y injecter de l'eau sous pression à l'aide d'un Contrôleur Pression Volume (CPV). Cela permet de mesurer la relation contrainte-déformation du sol jusqu'à sa rupture en enregistrant la pression appliquée et le volume d'eau injecté.

L'exploitation des résultats permettra de connaître deux caractéristiques pressiométriques importantes du sol que l'on utilise pour le dimensionnement des fondations :

pl : pression limite du sol (caractéristique de rupture du sol) ; EM : module pressiométrique Ménard (caractéristique de déformabilité du sol).

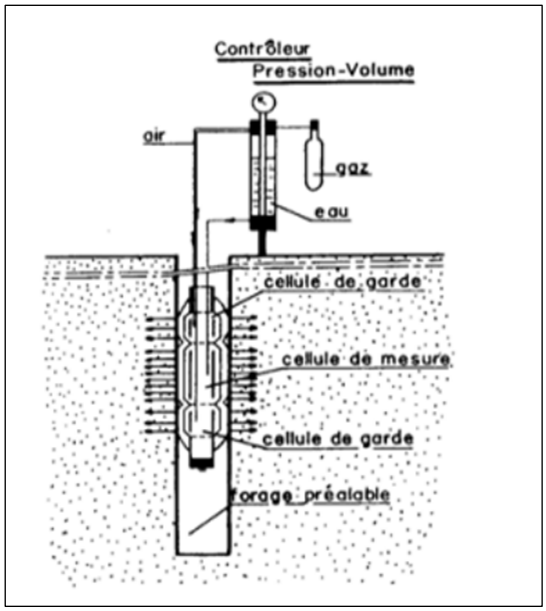


Figure II-3:Schéma de principe de l'essai pressiométrique.

- **L'essai de pénétromètre dynamique**

Le pénétromètre dynamique, est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ. Il permet de définir lors d'une compagne de reconnaissance :

- L'homogénéité du site.
- La cote du substratum.

- Une valeur approchée de la force portante en vue de pré-dimensionner des fondations.

On distingue deux types d'appareils à savoir :

- Essai de pénétration dynamique de type A : qui peut être réalisé dans tous les sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm. Cet essai est limité à une profondeur de 30 m.

• Essai de pénétration dynamique de type B : qui peut être réalisé dans tous les sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 60 mm. L'essai est limité à une profondeur de 15 m.

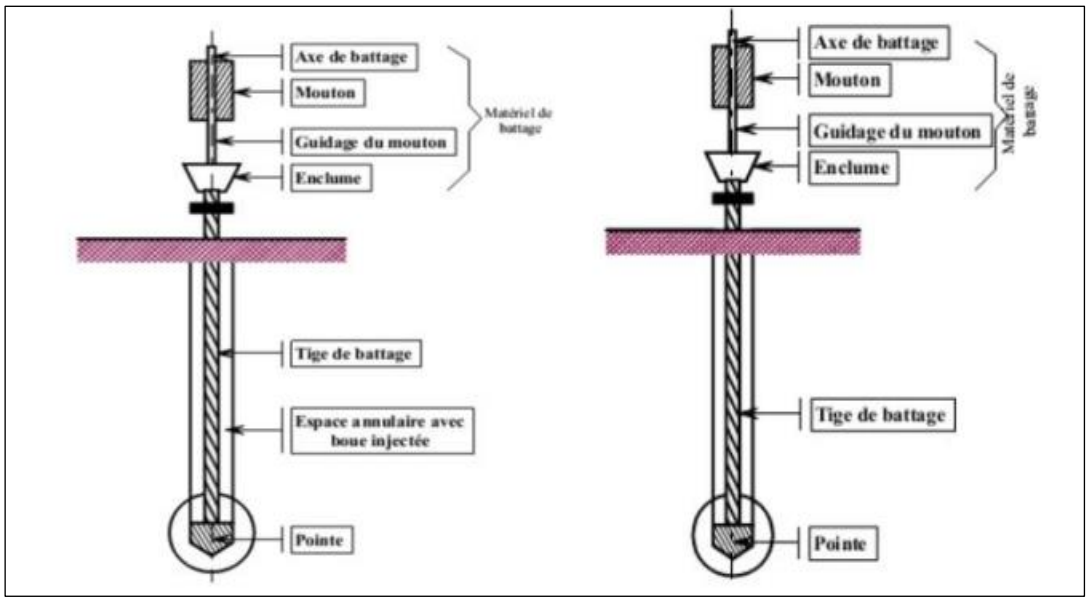


Figure II-4:Pénétromètre dynamique type A et type B.

- **L'essai de pénétromètre statique**

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

- **Essai de pénétration standard SPT**

L'essai SPT permet de mesurer les caractéristiques d'un sol ; il consiste à faire pénétrer dans le sol un échantillonneur standard sous les coups d'un marteau-pilon d'un poids de 63,5 kg et d'une hauteur de 76 cm, et de mesurer le nombre de coups nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 30 cm.

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

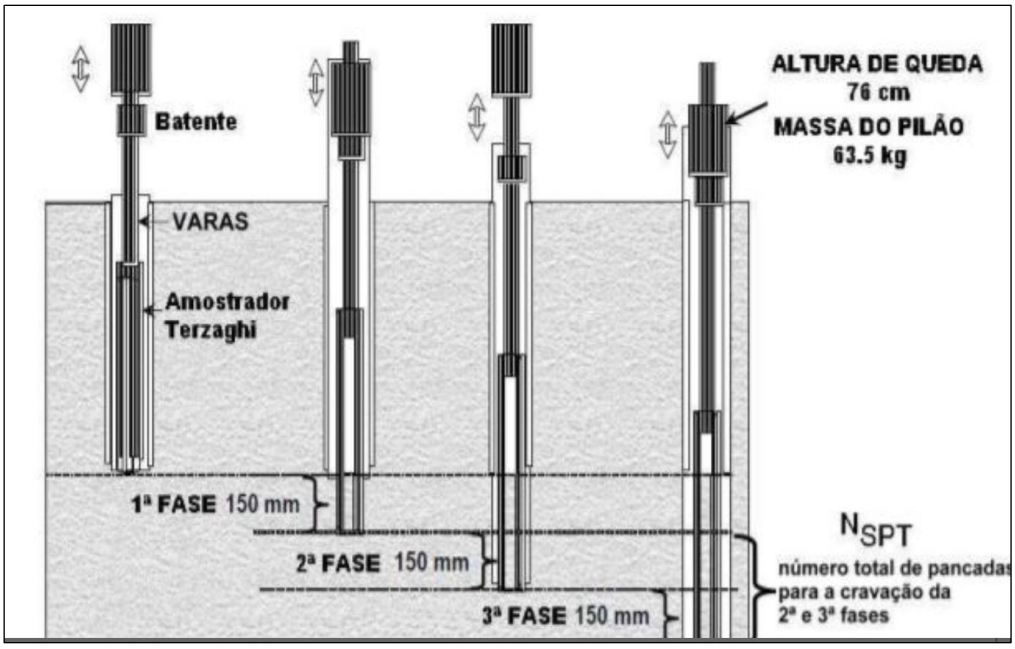


Figure II-5:Schéma de l'Essai de Pénétration Standard SPT (Site SINERGEO).

II.2.4.2 Les essais au laboratoire

- **Les essais d'identification**

-Analyse granulométrique

C'est un essai qui permet d'évaluer la répartition dimensionnelle en poids des constituants d'un matériau, en combinant deux méthodes :

- Le tamisage pour les particules de taille supérieure ou égale à 80 µm.
- La sédimentométrie pour les particules de taille inférieure à 80 µm.

-Limites d'Atterberg

Cet essai s'applique généralement sur les sols comportant un pourcentage de fines (80 µm) supérieur à 35% ; dans le but de déterminer l'argilosité d'un sol. L'essai s'effectue sur la fraction 0/40 µm en 2 phases:

- Détermination de la teneur en eau W_L pour laquelle une rainure pratiquée dans une coupelle se ferme, suite des chocs répétés pour un nombre de coups donnés (cette limite de liquidité correspond à une résistance à un cisaillement conventionnel).

- Détermination de la teneur en eau W_P pour laquelle un rouleau de sol se fissure (cette limite de plasticité correspond à une résistance à la traction conventionnelle).



Figure II-6:W_L réalisation de la rainure et W_P réalisation du rouleau de sol

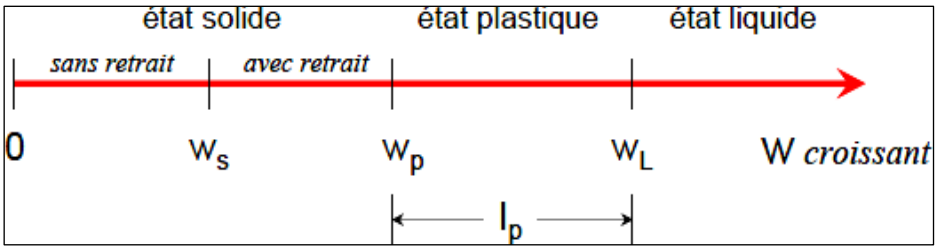


Figure II-7:La variation de l'indice de plasticité

- **Les essais mécaniques**

- L'essai de cisaillement à la boite

L'échantillon de sol est placé dans un appareil composé de deux demi-boîtes. Après avoir été compacté, il subit une sollicitation horizontale exercée sur l'une des demi-boîtes, entraînant un cisaillement du sol. L'objectif de l'essai est de déterminer les propriétés mécaniques de cisaillement du sol, notamment l'angle de frottement interne effectif (φ') et la cohésion effective (C').

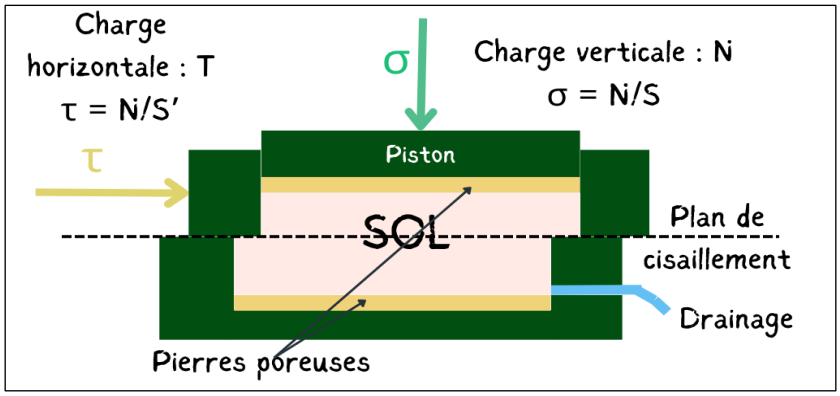


Figure II-8:Essai de cisaillement

- Essai de compression triaxiale

L'objectif de cet essai c'est d'évaluer la résistance au cisaillement et le comportement contrainte-déformation des sols sous différentes conditions de drainage et de contrainte.

Types d'essais triaxiaux :

- **Essai non consolidé non drainé (UU)** : Rapide, utilisé pour les analyses à court terme.
- **Essai consolidé non drainé (CU)** : Permet la consolidation avant le cisaillement, mesure la pression interstitielle.

- **Essai consolidé drainé (CD)** : Simule les conditions à long terme, permet le drainage complet.

Procédure générale:

- L'échantillon cylindrique est placé dans une cellule triaxiale remplie d'eau.
- Une pression de confinement est appliquée.
- Une charge axiale est appliquée jusqu'à la rupture.

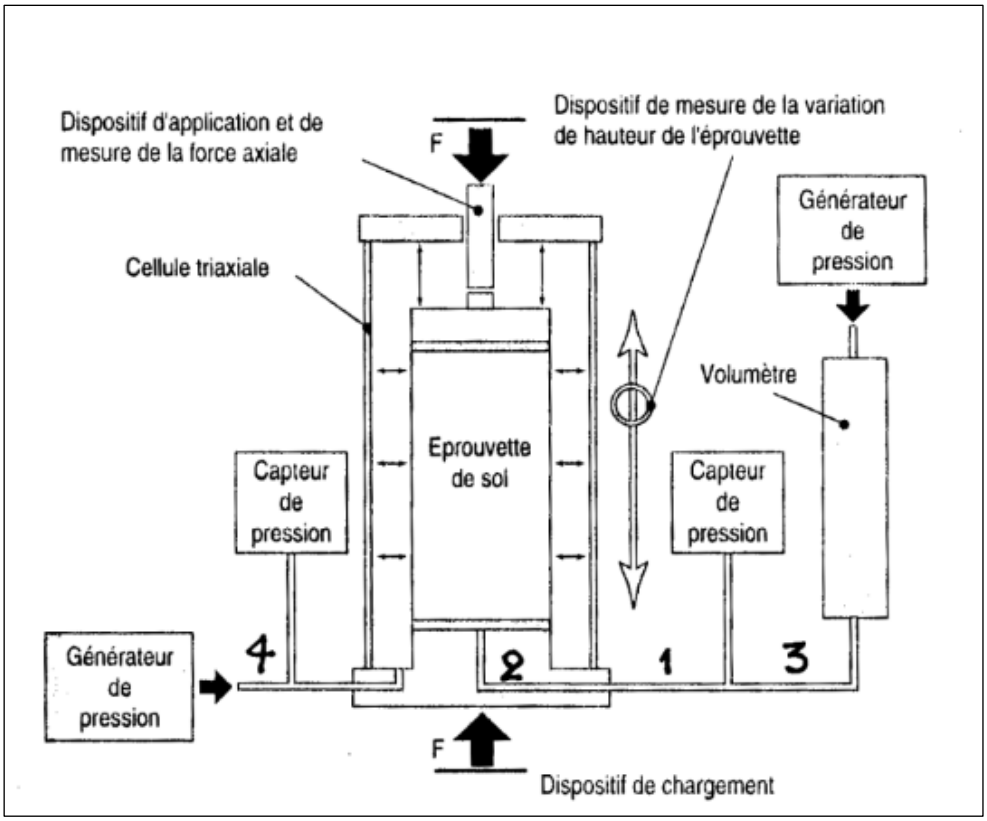


Figure II-9:Dispositif typique de l'essai compression triaxial

II.3 Analyse chimique

Parmi les analyses permettant de déterminer les caractéristiques chimiques d'un sol, on peut citer :

- L'analyse chimique de l'eau (pH, teneurs en calcium, magnésium, carbonates, bicarbonates, sulfates, chlorures…).
- l'agressivité de l'eau et du sol vis à vis du béton (teneur en sulfates).
- l'agressivité de l'eau et du sol vis à vis des armatures (teneur en chlorure).
- la teneur en matière organique.
- conductivité hydraulique.

Conclusion

Lors de la détection d'un glissement, il est impératif d'effectuer l'ensemble des essais recommandés dans le présent chapitre. L'analyse des résultats permettra d'identifier la solution de confortement la plus appropriée pour assurer la stabilité du talus

CHAPITRE III : CRITERES DE RUPTURE ET CALCUL DE STABILITE DES PENTES

CHAPITRE III : Critères de rupture et calcul de stabilité de pente

Introduction

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

III.1 Principe de la rupture du sol

Le concept de rupture des sols est fondamental en géotechnique. Il désigne l'état où les contraintes appliquées sur le sol dépassent sa capacité de résistance, ce qui entraîne un glissement ou un affaissement. Ce phénomène peut être provoqué par divers facteurs comme les variations de charge, les changements de la pression interstitielle, ou encore des modifications environnementales. L'analyse de ces mécanismes est essentielle pour assurer la stabilité des pentes, des fondations et des ouvrages en terre. Pour cela, des essais de laboratoire et des calculs mécaniques sont utilisés afin de simuler les conditions réelles de sollicitation du sol.

En pratique, la rupture est déterminée à partir des déformations enregistrées durant les essais. On établit des courbes représentant l'évolution de la déformation du sol en fonction de la sollicitation appliquée (comme la contrainte de cisaillement ou la pression). Ces courbes prennent généralement deux formes principales, selon la nature ET l'état du sol :

- Courbe I: caractérisée par un pic de résistance τ_{max}, considéré comme l'état de rupture. La déformation continue après ce point, tandis que la contrainte diminue ou reste stable. Ce comportement est typique des sables denses et des argiles sur consolidées à structure intacte.
- Courbe II : elle présente une allure asymptotique, sans pic clair. La rupture est définie de manière conventionnelle à un seuil de déformation (ε_{II}), correspondant à une contrainte limite τ_{lim} . Ce type de comportement est observé dans les sables lâches et les argiles remaniées, où le dépassement de cette limite rend le sol inadapté à sa fonction structurelle

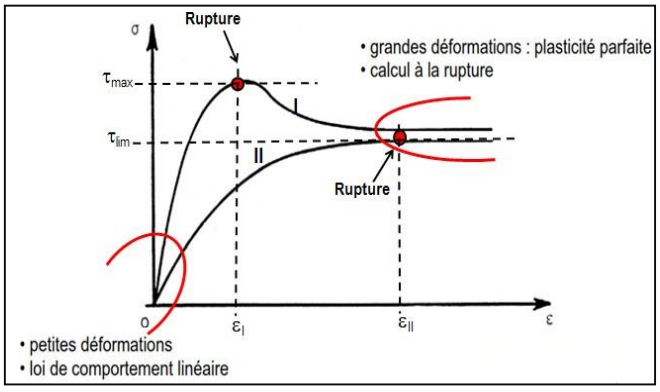


Figure III-1:Courbe contrainte déformation.

III.2 Critères de ruptures

Un critère de rupture est une relation mathématique qui définit les conditions sous lesquelles un sol atteint sa résistance maximale et entre en rupture. Il met en lien l'état de contrainte normale (σ) et la contrainte de cisaillement (τ) pour les sols saturés, ou bien la contrainte normale nette ($\sigma - U_a$) et la succion matricielle ($U_a - U_w$) dans le cas des sols non saturés, où U_a est la pression de l'air et U_w celle de l'eau. Ces critères permettent d'anticiper les conditions mécaniques menant à la rupture d'un massif de sol, en fonction de la nature du matériau ET de son état hydrique. ILS sont couramment utilisés pour analyser divers problèmes de stabilité (talus, fondations, murs de soutènement, etc.) et pour déterminer les charges critiques au-delà desquelles le sol perd sa cohésion structurelle. Parmi les modèles existants, le critère de Mohr-Coulomb est le plus largement employé en géotechnique. IL postule que la rupture survient lorsque la contrainte de cisaillement atteint une valeur critique fonction de la contrainte normale, de la cohésion (c) du sol et de son angle de frottement interne (φ). Ce critère, simple mais efficace, constitue la base de nombreuses méthodes de dimensionnement en ingénierie des sols.

III.3 Notion de courbe intrinsèque

La courbe intrinsèque d'un matériau est l'enveloppe des cercles de Mohr correspondant aux états de contrainte critiques à partir desquels débute l'écoulement plastique ou la rupture du matériau. Lorsqu'un cercle de Mohr est tangent à cette courbe, cela signifie que l'écoulement commence, se produisant alors par glissement selon la direction de la facette représentée par le point de contact entre le cercle et la courbe.

- La courbe intrinsèque délimite la zone dans laquelle la stabilité du milieu est assurée.
- La courbe intrinsèque peut être assimilée à une droite.
- Cette droite est appelée droite de coulomb, on peut donc la caractérisé par uniquement deux paramètres.
- L'ordonnée à l'origine qui s'appelle la cohésion, caractérisée par « c ». L'angle de frottement interne «φ ».

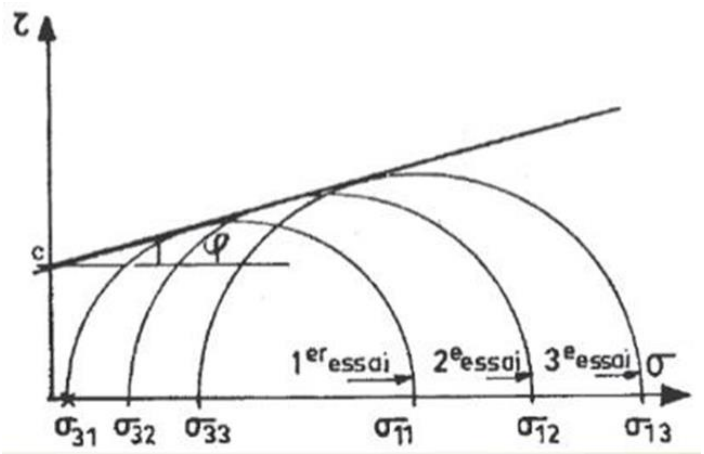


Figure III-2:Détermination de la courbe intrinsèque.

III.4 Critère de Mohr-Coulomb

Critère de rupture de Mohr – Coulomb : La théorie de Mohr-Coulomb sur la résistance au cisaillement d'un sol est proposée pour la première fois par **Charles-Augustin de Coulomb** (1776) et généralisée ensuite par Christian Otto Mohr, c'est le concept le plus couramment utilisé. La relation fonctionnelle entre la contrainte normale et la résistance au cisaillement disponible sur un plan quelconque a été supposée linéaire par Coulomb ; c'est-il dire que la résistance au cisaillement à la rupture est directement proportionnelle à la contrainte normale ; plus cette dernière augmente plus la résistance devient grande. IL formula la relation suivante connue sous le nom d'équation de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi$$

Où :

τ : la résistance au cisaillement par unité de surface.

c: la cohésion du sol.

σ : la contrainte normale sur le plan de cisaillement.

φ: l'angle de frottement du sol.

Les paramètres utilisés pour calculer la résistance au cisaillement d'un sol à la rupture sont la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (φ). Sa valeur varie selon la nature du sol :

La cohésion (c) représente une force de liaison qui fixe les molécules d'eau aux particules de sol.

- ✓ Pour les sables et les limons inorganiques, la valeur de la cohésion est généralement nulle (c = 0).
- ✓ Pour les argiles normalement consolidées, la cohésion peut également être proche de zéro.
- ✓ Les argiles sur consolidées présentent des valeurs de cohésion supérieures à zéro.

L'angle de frottement interne (φ) correspond à l'angle que forme naturellement un tas de matériau par rapport à l'horizontale. Cet angle dépend de :

- ✓ Du type de sol,
- ✓ La forme de ses grains : plus les grains sont anguleux, plus l'angle de frottement interne est élevé.
- ➢ **Cas des sols pulvérulents :** Un sol est pulvérulent lorsque sa cohésion est nulle sa courbe intrinsèque passe par l'origine. L'équilibre limite est atteint en un point du massif de sol si le cercle de MOHR correspond est tangent à la courbe intrinsèque.
- ➢ **Cas des sols cohérents :** Un sol est cohérent lorsque sa cohésion n'est pas nulle. Le rôle de la cohésion est primordial sous faible contraintes moyenne, en effet elle permet de tolérer l'inclinaison élevée des contraintes avant que le critère de rupture soit atteint.

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

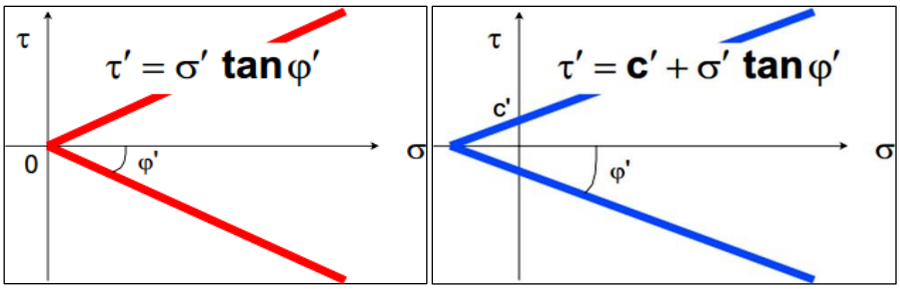


Figure III-3:Enveloppes intrinsèques des sols pulvérulents et cohérents.

III.5 Méthode d'analyse de la stabilité

III.5.1 Notion de coefficient de sécurité

Le calcul de la stabilité des pentes est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité F_S qui est un indicateur du niveau de stabilité. IL représente le rapport entre la résistance disponible d'un sol et la sollicitation réelle exercée. Selon l'approche adoptée, il peut s'exprimer de différentes façons :

- Comme un rapport de contraintes (résistance au cisaillement disponible / contrainte appliquée),
- Un rapport de forces (forces résistantes / forces déstabilisatrices),
- Un rapport de moments (moment résistant / moment déstabilisant),
- Ou plus généralement, un rapport entre une grandeur disponible et sa valeur limite.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau III-1: Les valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage.

FS	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

Le coefficient de sécurité est lié à :

- L'approche adoptée pour calculer ce coefficient.
- L'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée).
- Aux propriétés du milieu.
- L'hypothèse de la forme de la surface de rupture.

III.5.2 Les méthodes d'analyse de la stabilité des versants

Plusieurs chercheurs ont proposé des méthodes de calcul de la stabilité des terrains plus ou moins efficaces. Un mouvement de terrain présente différentes phases, différents mécanismes de rupture et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être connus pour pouvoir être décrits par le programme de calcul (il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique du site). L'étude d'un glissement nécessite donc de savoir si le problème est celui d'un instant donné ou si l'évolution est la clé de l'étude. Les données du problème vont dépendre de ce choix ; si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps de leur acquisition vont être très importants. Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres : les moyens disponibles, le comportement global de la pente et aussi de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

III.5.3 Calcul à la rupture

III.5.3.1 Méthodes des blocs

Les méthodes de calcul à la rupture se concentrent sur l'analyse locale, limitée à une ligne ou surface de rupture réelle ou potentielle, contrairement aux méthodes volumiques. Cette approche implique des hypothèses fortes mais nécessite peu de paramètres, généralement faciles à déterminer. Elle repose sur la modélisation du massif en blocs rigides frottant les uns contre les autres, avec un comportement d'interface souvent décrit par la loi de Coulomb. Ces méthodes sont adaptées lorsque la forme de la rupture est bien connue. Elles différencient une zone mobile d'un massif fixe, séparés par une surface de rupture. Plusieurs cas sont étudiés, tels que la rupture plane d'un talus, d'une pente infinie, ou encore des ruptures complexes comme celles des barrages en terre ou des tranchées.

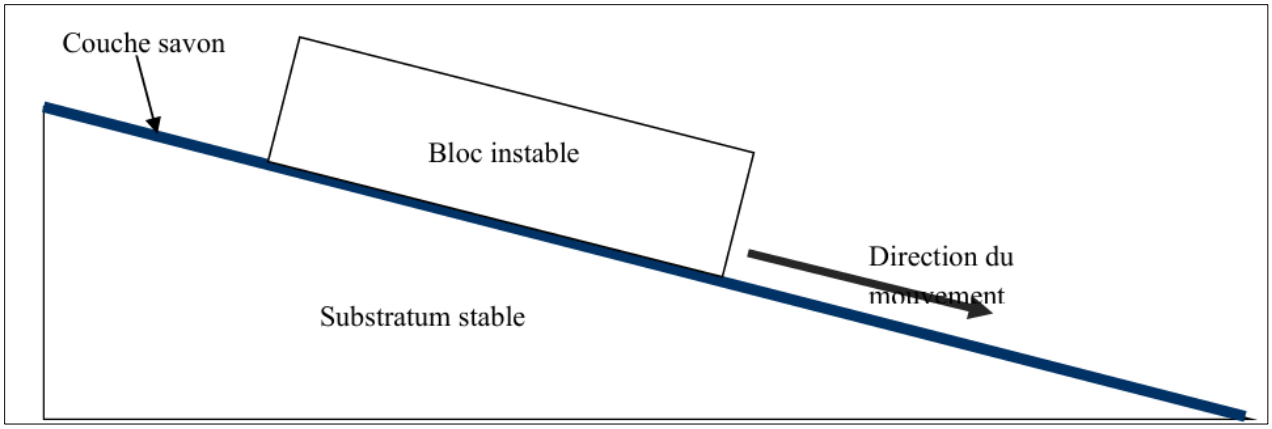


Figure III-4 : Illustration de l'équilibre d'un bloc sur un terrain en pente.

III.5.3.2 Méthodes des tranches

La méthode des tranches consiste à découper la masse instable en tranches verticales. Le bilan de l'équilibre de chaque tranche est réalisé puis sommé sur l'ensemble des tranches. Un bilan des équations disponible et des inconnues permet ensuite de définir le nombre d'équations à ajouter au système pour qu'il puisse être à l'équilibre (force et moment).

Cette méthode repose sur trois hypothèses supplémentaires par rapport à la méthode des blocs :

Les bords des blocs deviennent verticaux,

La force à la base passe par le centre de chaque tranche,
Et un coefficient de sécurité unique s'applique uniquement à la base.

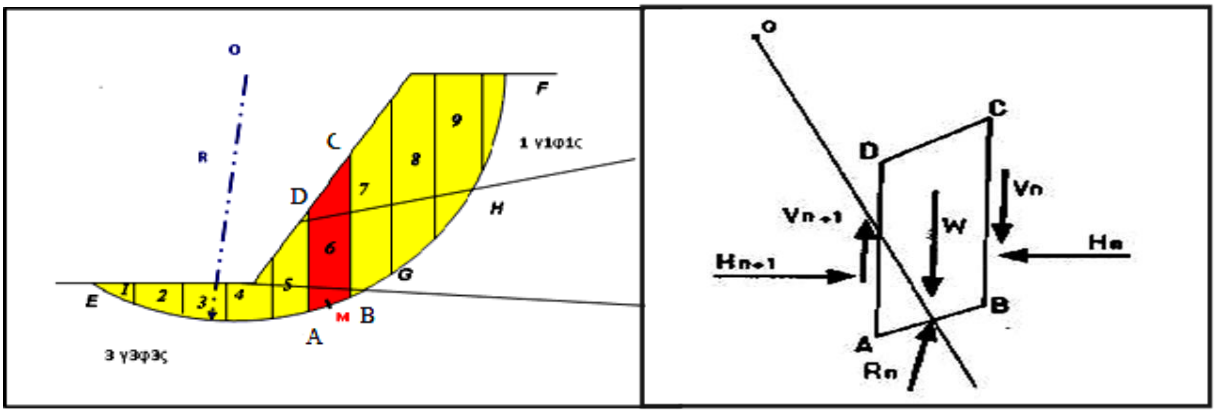


Figure III-4Méthode des tranches

a) Méthode de Fellenius (1927)

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent elle est basée sur les hypothèses suivantes :

- ✓ La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- ✓ Elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticaux et horizontaux).

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre-tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment avec un bras de levier égal au rayon R, constant. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

b) Méthode de Bishop (1955)

Bishop ne néglige pas les forces horizontales inter-tranches et obtient une formule implicite

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

dont la programmation pose quelques problèmes. Cette méthode se base sur les hypothèses suivantes :

- ✓ La méthode suppose une surface de glissement circulaire,
- ✓ Elle néglige les forces verticales entre les tranches.

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. La formule du coefficient de sécurité donnée par Bishop est la suivante :

$$F = \frac{\sum[c'L\cos\alpha + (W - uL\cos\alpha)\tan\varphi']/m_\alpha}{\sum W\sin}$$

Avec :

$$m_\alpha = \cos\alpha\ (1 + \tan\alpha\ \frac{\tan\varphi'}{F})$$

c) Méthode des perturbations (1972)

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

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

III.6 Les Méthodes globales

Les méthodes globales (Taylor, Caquot, 1954 ; Biarez 1960) permettant une résolution graphique sont de plus en plus moins utilisées. Cependant, l'informatique leur apporte un renouveau intéressant. L'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes :

- La masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;
- Une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture ;
- La résolution se fait avec trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

III.6.1 Les méthodes numériques

Deux principales approches numériques peuvent être distinguées :

III.6.1.1 Méthode des éléments finis

Cette méthode consiste à discrétiser un objet (ou une partie de celui-ci) en sous-ensembles appelés éléments, afin d'analyser certaines de ses propriétés. Elle permet de déterminer les efforts internes au sein d'un massif, d'identifier les zones proches de la rupture, et de calculer un coefficient de sécurité moyen le long d'une surface donnée en procédant par sommation.

III.6.1.2 Méthode des différences finies

Cette approche repose sur la résolution numérique des équations d'équilibre et de comportement appliquées à l'ensemble d'un ouvrage en sol renforcé. Son principal avantage réside dans le fait qu'elle nécessite une connaissance relativement limitée de la loi de comportement réelle du sol ainsi que de l'état initial des contraintes.

Conclusion

D'après l'analyse développée dans ce chapitre, il ressort que le glissement de terrain correspond essentiellement à un cisaillement du sol soumis à des contraintes normales variables. La rupture intervient lorsque la résistance au cisaillement, propriété propre au sol, est dépassée. C'est pourquoi les formules du coefficient de sécurité reposent généralement sur le rapport entre la contrainte tangentielle mobilisée et celle disponible.

CHAPITRE IV : STABILISATION DES TALUS : PRINCIPES, METHODES ET MISE EN ŒUVRE

CHAPITRE IV : Stabilisation des talus : principes, méthodes et mise en œuvre

Introduction

L'étude d'un glissement de terrain vise à identifier une solution de confortement suivie de la mise en œuvre de travaux de stabilisation. Cette solution doit prendre en compte la faisabilité des travaux, en fonction notamment de l'investissement disponible, de l'accessibilité du site, de la période de réalisation, de la dynamique du glissement, de la durée d'intervention, et d'autres facteurs.

Le choix de la technique de stabilisation résulte d'un équilibre entre :

- L'évaluation des caractéristiques techniques du site,
- La maîtrise des différentes méthodes de stabilisation disponibles,
- Les contraintes technico-économiques.

IV.1 Techniques de stabilisation

Les techniques de stabilisation peuvent être classées en quatre grandes catégories :

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

IV.2 Stabilisation par terrassement

Les conditions de stabilités dépendent directement de la pente, et le terrassement constitue l'un des moyens d'intervention les plus naturels. On distingue généralement trois grands types de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les interventions agissant sur l'équilibre des masses, telles que l'allègement en tête ou butées en pied.
- les modifications apportées à la géométrie de la pente, notamment par des purges ou des reprofilages.
- les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques)

IV.2.1 Butée en pied

La butée en pied est une technique de stabilisation par terrassement qui consiste à placer un ouvrage au bas d'un versant instable pour renforcer sa stabilité. Elle agit selon deux mécanismes principaux :

1. **Contrebalancement des forces motrices** : en ajoutant du poids en pied de pente, la butée s'oppose aux forces qui tendent à faire glisser la masse instable, améliorant ainsi le facteur de sécurité du talus.
2. **Confinement de la masse instable** : elle limite les déplacements et déformations de la zone affectée en agissant comme un obstacle physique, empêchant le pied du glissement

de se déformer.

La butée doit être conçue pour assurer un drainage efficace du massif. Cela implique :

- L'utilisation de matériaux drainants et auto-stables (comme des graves ou enrochements) ;
- La mise en place d'un drain en fond de fouille pour capter les eaux infiltrées ;
- L'ajout d'un collecteur pour évacuer ces eaux hors du talus.

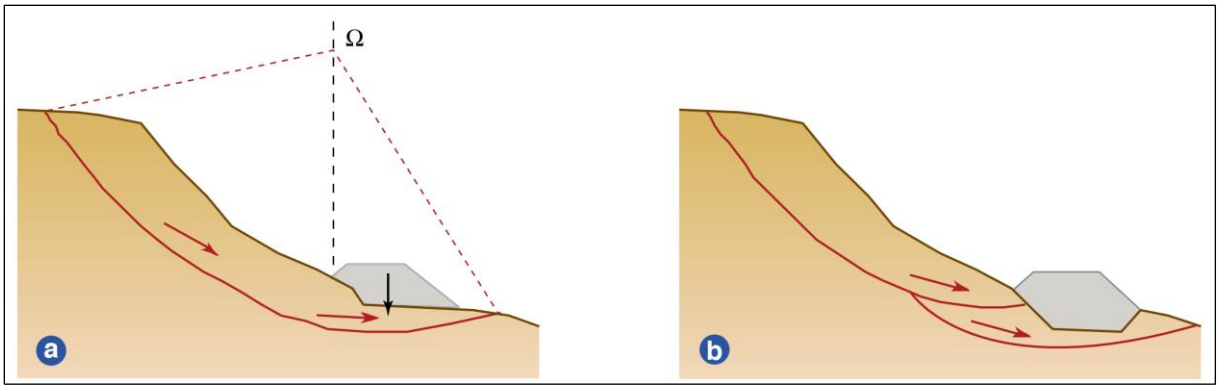


Figure IV-1exemple de butée en pied de la pente du talus – Source : [Guide LCPC 2010]

IV.2.2 Allégement en tête

L'allègement en tête est une méthode de stabilisation des glissements de terrain qui consiste à réduire la charge exercée sur la partie supérieure du versant, en procédant à un arasement ou à un décaissement du sommet de la masse instable Cette opération diminue les forces motrices responsables du glissement, ce qui contribue à améliorer le facteur de sécurité du talus. Cependant, cette technique peut provoquer une régression des désordres vers l'amon**t,** c'est-à-dire que de nouvelles instabilités peuvent apparaître plus haut sur le versant, à court ou long terme. Pour prévenir ce risque, il peut être nécessaire de mettre en place un ouvrage de soutènement en amont, afin de contenir le terrain résiduel et garantir la pérennité de la stabilisation

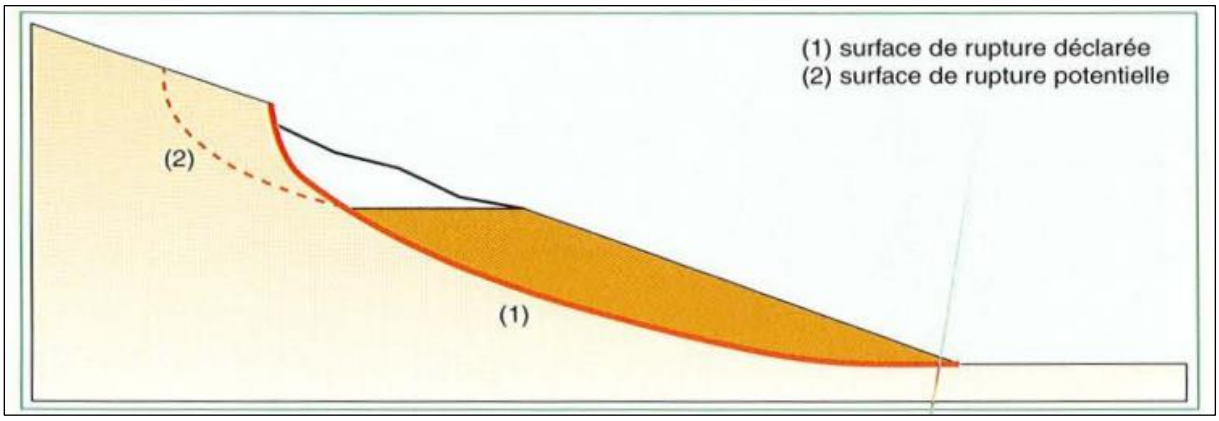


Figure IV-2:Allégement en tête - Source : [Guide LCPC 1998]

IV.2.3 Purge

Les techniques de terrassement incluent souvent l'évacuation, ou « purge », des matériaux déplacés par un glissement de terrain. Cette méthode est généralement limitée aux glissements de

taille modeste. Dans certains cas, il est possible de retirer l'intégralité des matériaux instables, à condition que la surface dégagée soit suffisamment stable pour ne pas compromettre la sécurité ou entraîner de nouveaux mouvements.

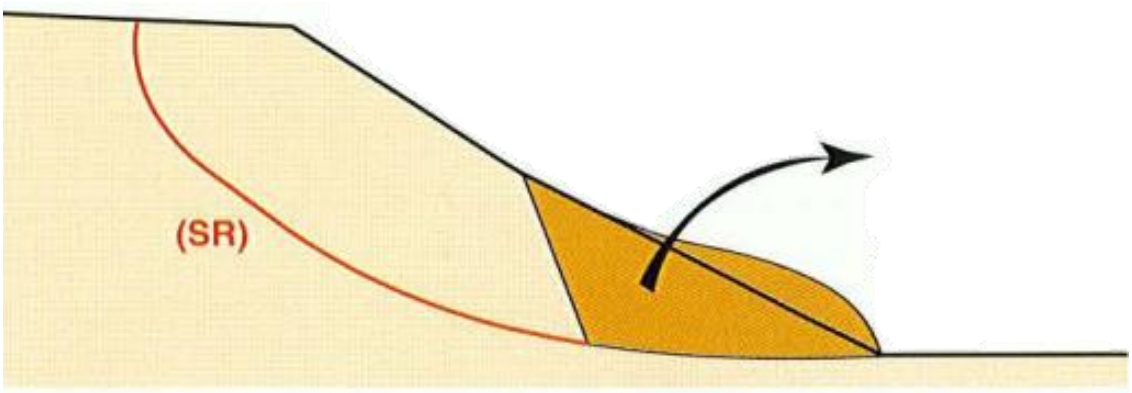


Figure IV-3Technique de la purge - Source : [Guide LCPC 1998]

IV.2.4 Reprofilage

Le reprofilage d'un talus est une technique de stabilisation qui consiste à modifier la géométrie d'un versant ou d'un talus en réduisant son inclinaison. Cela signifie qu'on adoucit la pente pour améliorer sa stabilité. La stabilité d'un talus dépend fortement de l'angle de sa pente ; plus la pente est raide, plus le risque de glissement est élevé. Le reprofilage agit donc directement sur ce facteur en réduisant la pente moyenne, ce qui diminue les contraintes gravitaires sur les matériaux du versant.

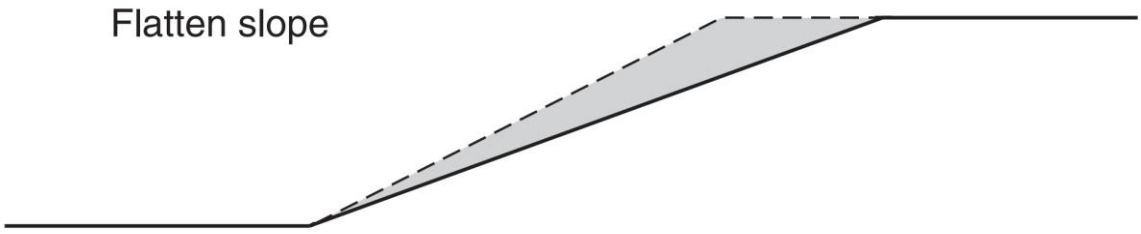


Figure IV-4:Reprofilage - Source : [J.M.Duncan]

IV.2.5 La substitution totale et partielle

La substitution totale ou partielle consiste à retirer tout ou partie des matériaux ayant glissé, puis à les remplacer par des matériaux plus stables et de meilleure qualité, dans le but de reconstituer le profil initial du talus. En pratique, cette méthode est souvent limitée par les contraintes techniques liées à la purge, telles que la profondeur des matériaux à extraire, la présence d'eau, ou la faible cohésion des sols en place.

Pour réduire l'ampleur du terrassement, il est également possible de mettre en œuvre des structures complémentaires comme des bèches, contreforts, masques ou éperons. Lorsqu'ils sont correctement dimensionnés, ces ouvrages peuvent suffire à assurer la stabilisation du talus.

IV.3 Dispositifs de drainage

IV.3.1 Drainage de surface

Il s'agit de mettre en place des dispositifs visant à limiter l'infiltration des eaux en mouvement, en assurant la collecte et l'évacuation des eaux de surface (cunettes, caniveaux ou fossés).

IV.3.2 Drainage profond

Il s'agit de collecter et d'évacuer les eaux présentes à l'intérieur du massif rocheux ainsi que dans les zones instables. Cette technique vise à réduire les pressions d'eau internes, à prévenir les mises en charge soudaines au niveau des discontinuités, et à abaisser le niveau de la nappe phréatique. Plusieurs dispositifs peuvent être utilisés à cette fin, notamment :

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

IV.3.2.1 Drains subhorizontaux

La technique consiste à réaliser de nombreux forages légèrement inclinés (généralement entre 2° et 5° par rapport à l'horizontale) dans un massif rocheux ou une zone instable. Dans chacun de ces forages, on insère un tube perforé), qui permet la captation des eaux souterraines. Les drains subhorizontaux peuvent être disposés selon différentes configurations :

- En lignes simples, suivant un seul plan.
- En faisceaux (groupes de drains convergents ou parallèles).
- Sur plusieurs plans subhorizontaux, pour une efficacité accrue dans les milieux complexes ou fortement hétérogènes.

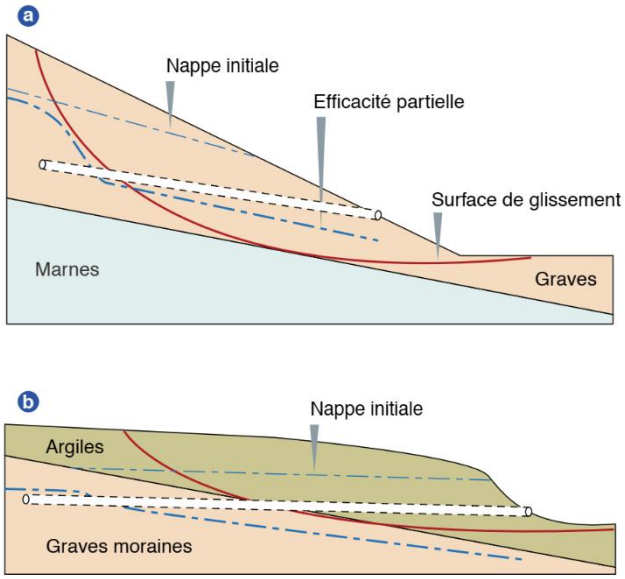




Figure IV-5:Domaine d'utilisation des drains subhorizontaux

IV.3.2.2 Drains verticaux et galeries drainantes

Cette méthode consiste à forer des trous verticaux dans le sol à une profondeur déterminée et à y placer des tubes perforés ou des drains en plastique enveloppés de géotextile. Les drains sont installés en suivant une disposition régulière pour couvrir efficacement la zone à traiter.

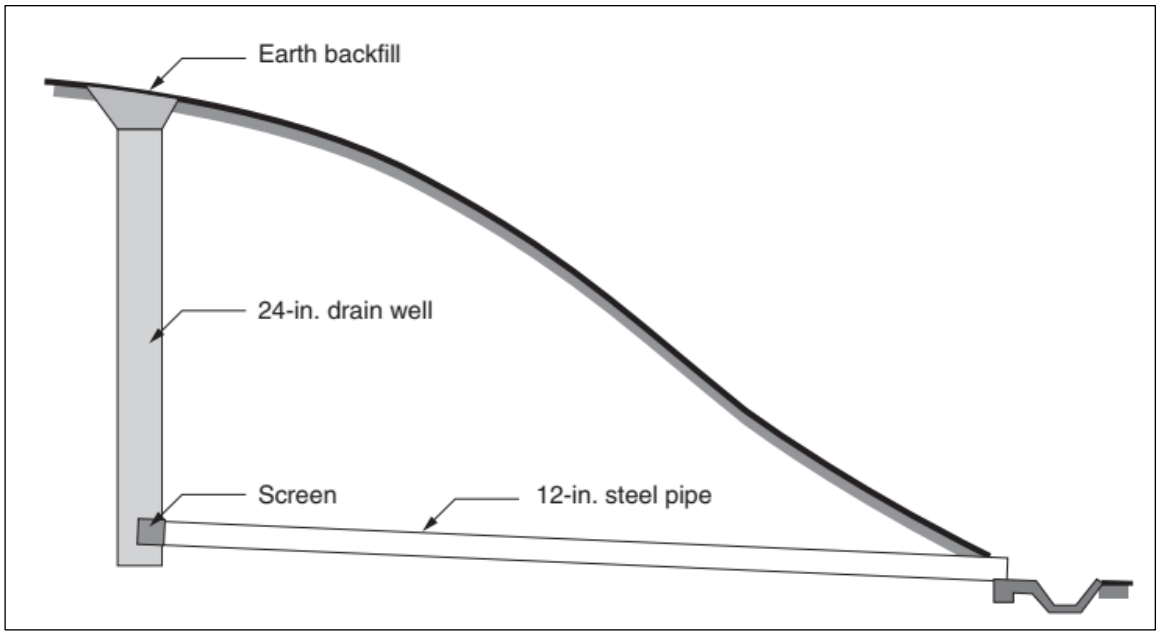


Figure IV-6:Puit drainant associé à un drain subhorizontal – source [Guide LCPC 2010]

IV.4 Introduction des éléments résistants

Cette approche vise à modifier directement les propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol pour résoudre le problème de stabilité des talus. Parmi les méthodes de confortement utilisées on peut citer :

- Le renforcement.
- Le soutènement.
- Le durcissement.

IV.4.1 Le renforcement

IV.4.1.1 Les géo synthétiques

Les géo synthétiques de renforcement, tels que les géotextiles et les géogrilles, permettent de convertir les contraintes verticales du remblai en efforts horizontaux qui sont repris par leurs ancrages sur le sol de fondation. Ils sont utilisés dans de nombreux domaines, tels que la géotechnique routière, les aménagements hydrauliques, le renforcement des fondations, les centres de stockage des déchets et la stabilisation des sols. Ils permettent d'augmenter la résistance et la stabilité des sols, ce qui peut prolonger la durée de vie des structures et réduire les coûts de construction.





Figure IV-7:Renforcement par géotextile (AFITEXINOV GEOTER NOTEX)

IV.4.1.2 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 ancrés dans le sol ou la roche et reliés à la structure à stabiliser.

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.

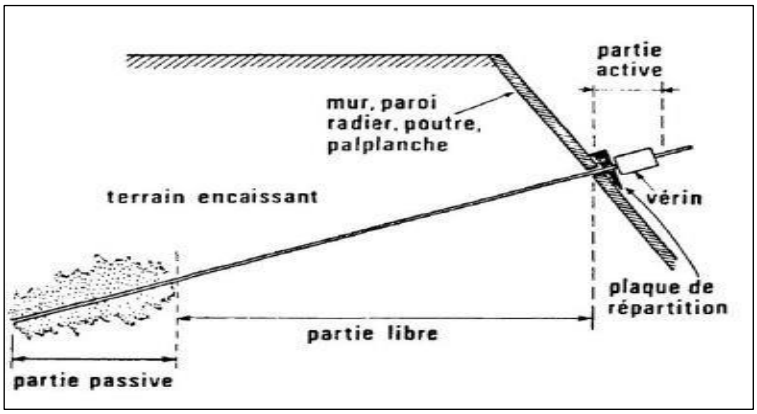


Figure IV-8:Schéma d'un tirant (M. DESURMONT et Al., 1978).

IV.4.1.3 Les pieux

Les pieux appartiennent à la catégorie des protections actives et fonctionnent principalement en flexion et en cisaillement. Le dimensionnement d'un système de renforcement par pieux consiste à analyser la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, afin d'en déduire les caractéristiques géométriques des pieux (espacement, longueur, diamètre).

L'objectif est que leur résistance en flexion contribue à augmenter le coefficient de sécurité global du massif.

Deux critères liés à l'interaction sol-pieu peuvent être pris en compte :

- la capacité du pieu à résister à la flexion et au cisaillement,
- la pression latérale maximale que le pieu peut exercer sur le sol.

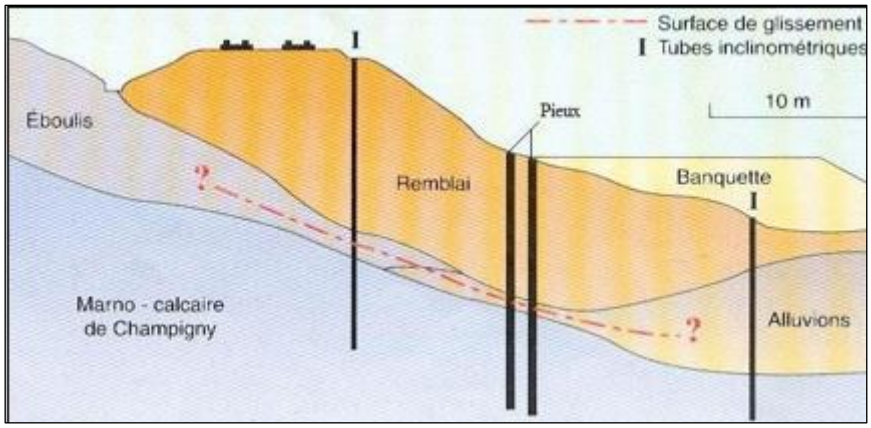


Figure IV-9:Stabilisation par la méthode des pieux

IV.4.1.4 Les pneus sol

Le pneu sol est un matériau géo synthétique qui consiste en des pneus usagés en caoutchouc recyclé. Ce matériau est utilisé pour renforcer et stabiliser les sols, les talus et les murs de soutènement.

Le pneu sol est une alternative écologique aux méthodes traditionnelles de stabilisation des sols, car il permet de réutiliser des matériaux qui autrement finiraient dans des décharges. De plus, sa mise en œuvre est relativement simple et rapide.



Figure IV-10:Exemple de la méthode des pneus sol

IV.4.1.5 Le clouage

La technique du clouage du sol consiste à insérer des inclusions métalliques rigides dans le sol, par forage avec injection de coulis ou par battage, afin d'en renforcer la stabilité. Ces barres

peuvent résister à des efforts en traction, flexion ou cisaillement, selon les besoins de l'ouvrage. Le clouage est particulièrement adapté aux ouvrages en déblai, notamment pour stabiliser les talus et prévenir les glissements de terrain. La conception doit prendre en compte les caractéristiques du sol, les charges appliquées et les exigences techniques du projet.

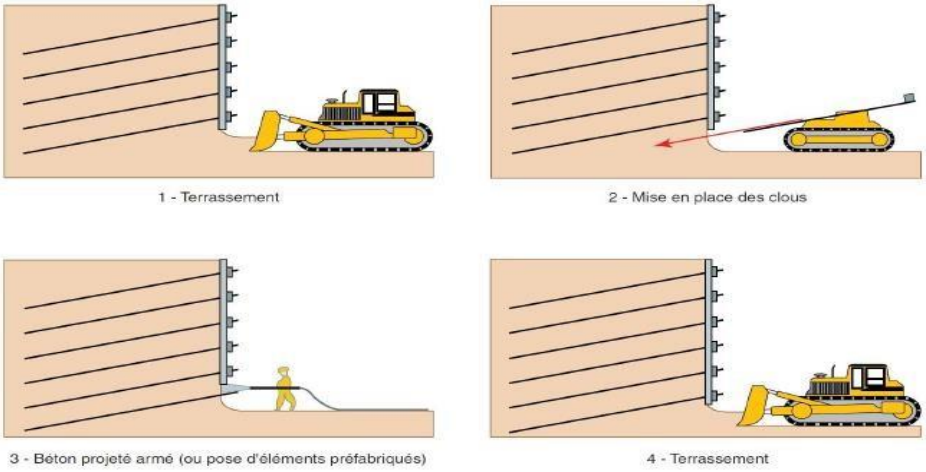


Figure IV-11:Phases d'exécution d'un mur en sol cloué. (G.Sève & P.Pouget, 1998)



Figure IV-12:Un versant stabilisé par clouage (Maccaferri France).

IV.4.2 Les soutènements

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer une dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval. Il existe des murs de soutènements souples ou rigides.

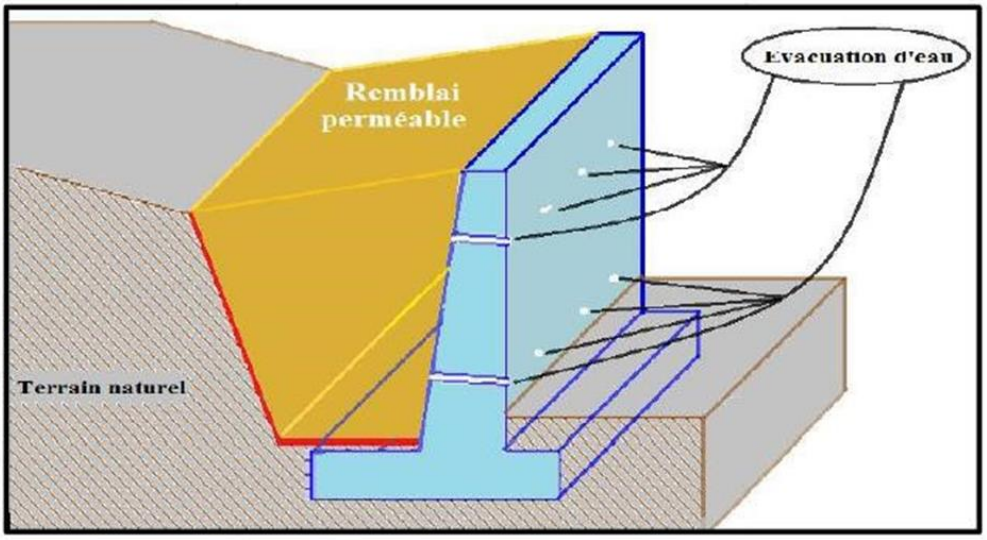


Figure IV-13:Schéma d'un mur de soutènement (Youcef tani, 2021).

IV.4.2.1 Les murs de soutènements

Les murs de soutènement rigides, comme les murs en porte-à-faux ou à contreforts, sont conçus pour rester indéformables après chargement. Construits principalement en béton armé ou en acier, ils sont utilisés pour stabiliser des terrains en pente ou créer des niveaux sur des terrains irréguliers. Leur conception exige une analyse approfondie du sol et des charges, et leur construction est coûteuse en raison des matériaux et de la main-d'œuvre requis. Un entretien régulier est essentiel pour garantir leur durabilité et leur performance.



Figure IV-14:Mur en béton armé préfabriqué



Figure IV-15:Mur en cantilever

b) Les murs de soutènements souples

Les murs de soutènement souples, tels que les parois moulées, palplanches ou gabions, sont déformables et utilisent des matériaux comme les géotextiles, grillages ou paniers en gabion pour retenir le sol. Ils sont adaptés aux sols instables, aux espaces restreints et présentent l'avantage d'être plus économiques et faciles à construire que les murs rigides. Utilisés pour la stabilisation des pentes, le contrôle de l'érosion ou sur terrains inclinés, ils conviennent à des projets de toute envergure.



Figure IV-16:Réalisation un mur en gabions



Figure IV-17:Des rideaux de palplanches

IV.4.3 Le Durcissement

Le durcissement des sols est une technique visant à améliorer la résistance et la stabilité d'un sol ou d'un talus, particulièrement utile dans les situations où d'autres solutions sont inapplicables ou en tant que mesure temporaire. Parmi les méthodes utilisées, l'application de chaux est courante, notamment pour traiter les argiles. Elle agit en modifiant rapidement les propriétés physico-chimiques du sol, réduisant sa plasticité, augmentant sa résistance, et accélérant le séchage des sols humides.

Conclusion

Pour ce chapitre, nous avons recensé différentes méthodes de confortement des glissements de terrain ainsi que leurs domaines d'application, dans le but d'identifier les solutions de stabilisation les plus adaptées à notre projet.

Le choix d'une méthode de stabilisation repose sur le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien, mais doit également suivre une démarche méthodologique rigoureuse. Il est essentiel d'examiner l'ensemble des techniques disponibles avant de retenir une solution définitive. Lorsque plusieurs options sont possibles, il peut être pertinent de combiner différentes méthodes pour une efficacité optimale.

CHAPITRE V : PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE

CHAPITRE V :Présentation générale de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre présente le projet glissement de terrain survenu à Ouled Aïssa, dans la commune de Draa El Mizan, wilaya de Tizi Ouzou. Il y sera exposé les caractéristiques physiques de la région ainsi que celles de la zone d'étude.

V.1 Présentation du projet de la pénétrante

Le projet porte sur la construction de la pénétrante autoroutière reliant Tizi Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia, sur un tracé de 48 km. L'autoroute s'étend de Draâ Ben Khedda (Tizi Ouzou) à Djebahia (Bouira). La section en cours de réalisation dans la wilaya de Tizi Ouzou est la plus importante, avec une longueur de 36 km, incluant près de 25 km de routes secondaires. Elle comprend également 7 échangeurs et plusieurs ouvrages d'art, notamment 21 viaducs. De plus, deux tunnels, d'une longueur totale de 1.620 mètres, situés à Aït Yahia Moussa.

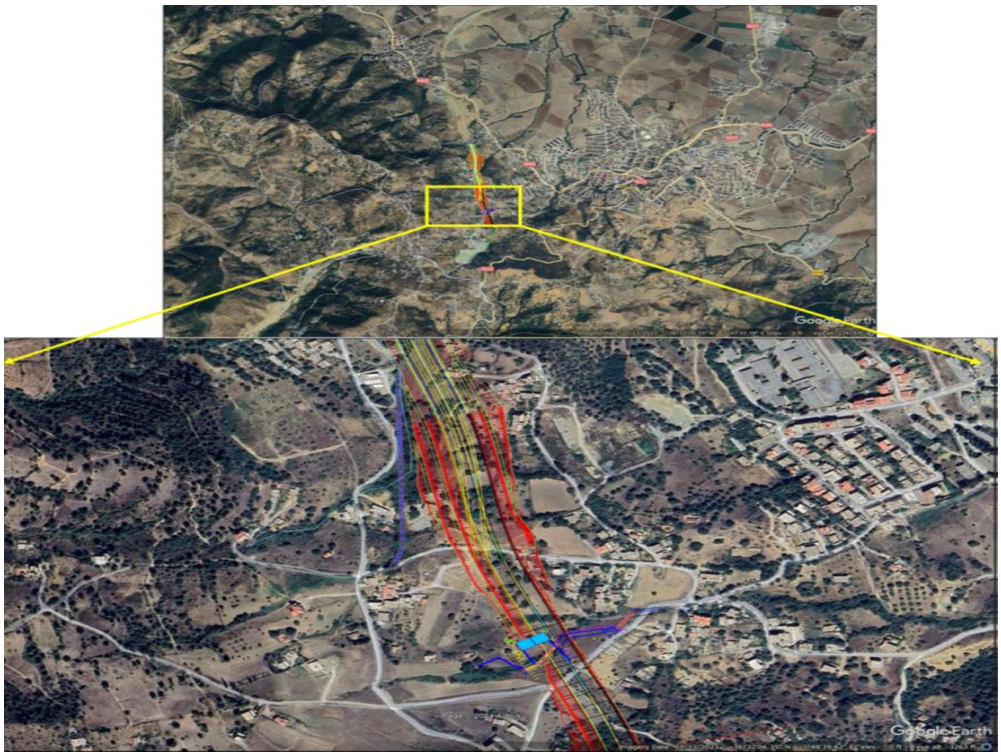


Figure V-1:Carte d'emplacement du site de projet (Google Earth)

V.2 Fiche technique du projet

Maitre de l'ouvrage	**Algérienne des Autoroutes (ADA)**
Entreprise de réalisation	**Özgün İnşaat & Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art (ENGOA)**
Bureau de contrôle et suivi	**Groupement : Contrôle Technique des Travaux Publics & Ital Consult Engineering**

V.3 Situation géographique

La wilaya de Tizi Ouzou est située dans le nord de l'Algérie à 100 kilomètres de la capitale. Elle est limitée par les wilayas suivantes:

- Au Sud, la wilaya de Bouira.
- À l'Est, la wilaya de Béjaïa.
- À l'Ouest, la wilaya de Boumerdès.
- Au Nord, la mer méditerranée.

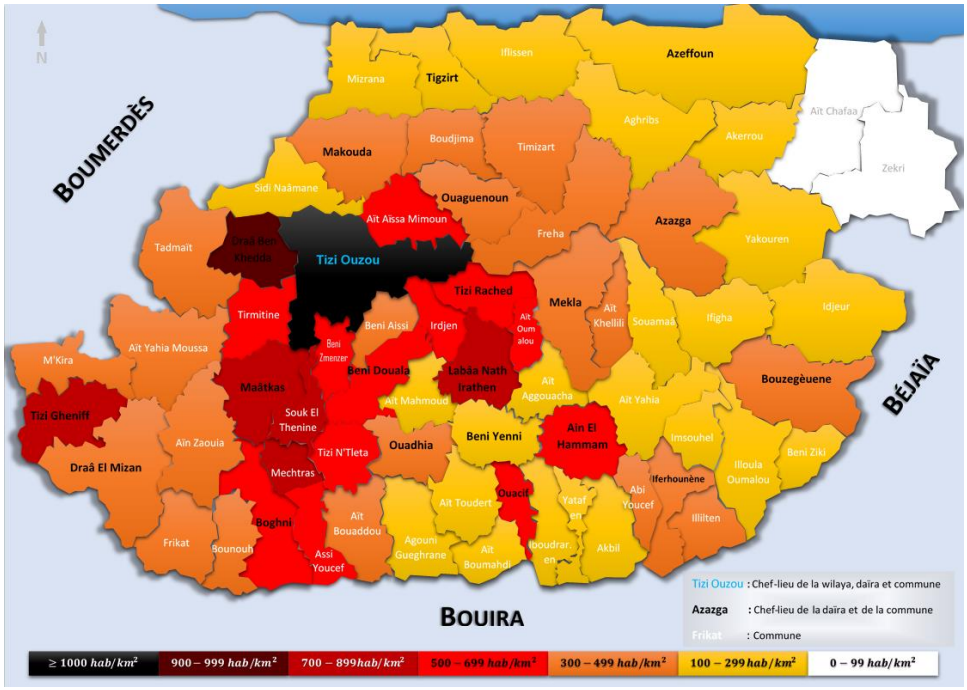


Figure V-2: Wilayas limitrophes de la wilaya de Tizi Ouzou

V.4 Le cadre géologique et stratigraphique

V.4.1 La géologie

La wilaya de Tizi-Ouzou, qui se trouve au nord de la montagne atlasique, elle a une géologie compliquée due aux forces tectoniques des mouvements alpins pendant la fin du temps tertiaire et quaternaire. Cette zone est spécialement connue dans sa partie sud pour ses grandes failles qui marquent le bout occidental de la chaîne du Djurdjura.

Sur le plan géologique, la wilaya est remarquable avec trois types de reliefs. Elle est surtout faite d'argiles et de marnes qui prendent plus de la moitié de sa zone. Avec les grès et les schistes, on compte 30 %; le reste est constitué d'éléments récents dans les vallées, d'éboulis, de calcaires et de micaschistes.

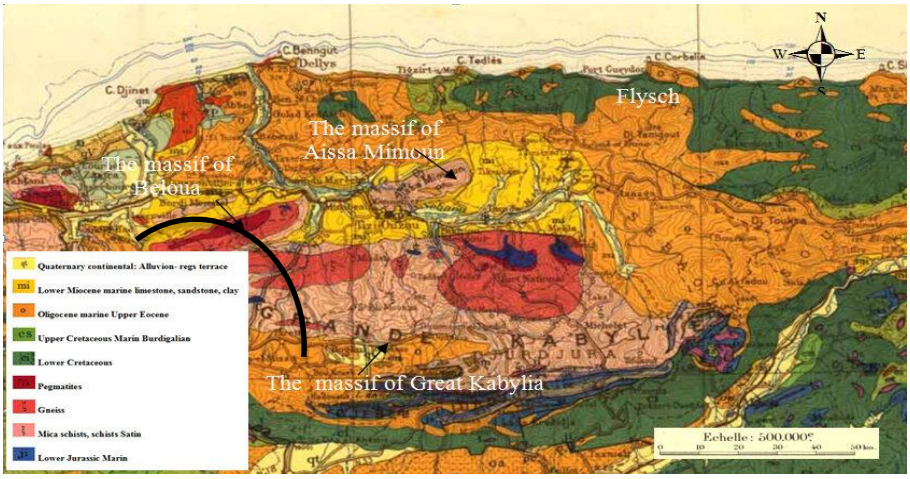


Figure V-3: Carte géologique de la wilaya de Tizi-Ouzou (Geological map of Tizi -Ouzou, 1/500 000 edition 1951/1952 M.G. Bétier)

La géologie générale du site du projet et de ses environs a été établie à l'échelle 1:50 000 par Chmiguirilov et al. (1986). Selon cette carte, la zone d'étude PK-35 se situe dans des formations constituées de grès, graviers, aleurolites, calcaires et conglomérats datant de l'Oligocène au Haut-Miocène, identifiés par le symbole g-m_{1a}. On y trouve également des conglomérats argilo-calcaires et des marnes calcaires d'âge Aquitanien-Burdigalien, représentés par le symbole 1_{a-b}

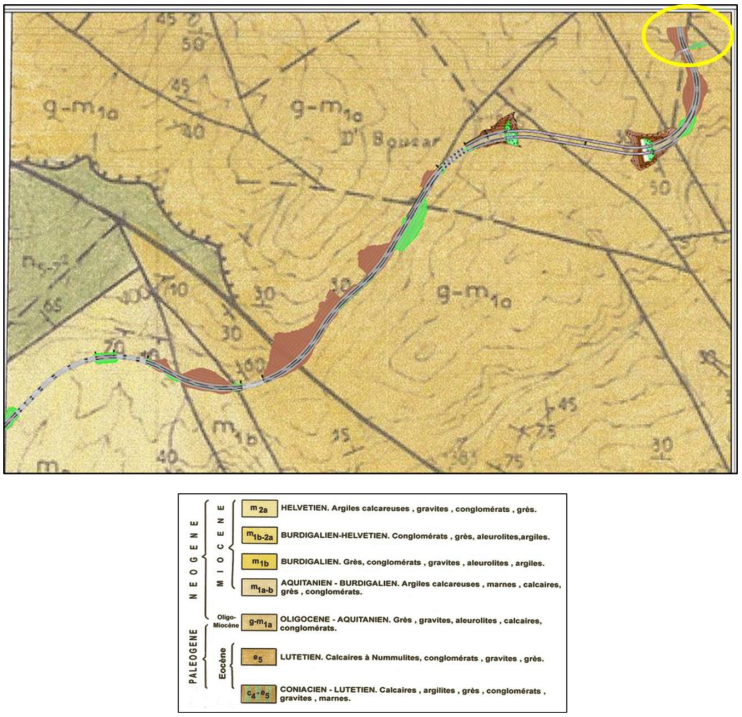


Figure V-4:La carte géologique à l'échelle de 1: 50.000 du site du projet et de son environnement (Chmiguirilov et autres 1986) Le cercle jaune indique le site du projet.

V.4.2 La stratigraphie

La zone du projet et ses environs se situent dans la période Paléogène-Néogène (T1). Il s'agit de l'unité plus ancienne du substrat tertiaire du tronçon (oligocène-miocène) représentée par des grès, marnes, calcaires et conglomérats avec une épaisseur estimée de la formation d'environ 860 mètres.

V.5 Hydrologie et hydrogéologie

V.5.1 Hydrologie

La wilaya de Tizi Ouzou, située en Kabylie, dispose d'un réseau hydrographique riche et diversifié, principalement structuré autour des oueds Sebaou et Bougdoura,

Ressources en eau de surface :

- **Barrages :** La wilaya compte cinq barrages principaux
    - Barrage de Taksebt : Avec une capacité de stockage de 181 millions de mètres cubes, il est situé à l'est de la ville de Tizi Ouzou sur l'oued Aïssi.
    - Quatre petits barrages : Djebla, Draa El Mizan, Zaouia et Tizi Ghennif, totalisant une capacité de 6,43 millions de mètres cubes.
- **Retenues collinaires :** La région dispose de 75 retenues collinaires, réalisées principalement durant les années 1980, avec une capacité totale de 5,09 millions de mètres cubes.

Sur le plan administratif, la wilaya se trouve entre deux grands bassins versants (BV) selon la classification de l'ANRH. Le premier, le bassin versant du côtier algérois (code : 02), est le plus vaste et se divise en huit sous-bassins versants, à savoir :

- Côtier Tigzirt, code 02 08
- Côtier Cap Sigli, code 02 09
- Oued Sebaou amont, code 02 15
- Oued Sebaou rebta, code 02 16
- Sebaou sebt, code 02 18
- Sebaou maritime, code 02 20
- Oued Aissi, code 02 17
- Oued Bougdoura, code 02 19

Le second, le bassin versant d'Isser (code : 09), est significativement plus petit et ne couvre qu'une portion réduite du territoire de la wilaya, étant uniquement représenté par le sous-bassin versant d'Isser maritime (code 09 05).

V.5.2 Hydrogéologie

Le site du projet et son environnement sont caractérisés avec des unités formées par une alternance de sédiments clastiques. Les niveaux de grès et de caillou situés entre ces unités étant perméables, les niveaux de marne sont imperméables. Les niveaux de l'eau souterraine(YASS) obtenus selon les mesures prises des sondages ouverts dans la période de 2024 dans la section PK-35 ont récapitulés dans le tableau suivant:

YASS : niveau de l'eau souterrain

Tableau V-1:Informations sur les niveaux de l'eau souterraine dans les sondages ouverts pendant la période juin-octobre 2024

No du Sondage	Coordonnées X	Coordonnées Y	Sondage Profondeur (m)	YASS
SC-G35-06 (INC-G35-06)	572822	4043246	50,0	21–24 m
SC-G35-09 (INC-G35-09)	572665	403344	41,0	30–36 m
SC-G35-10 (INC-G35-10)	572952	4043309		36–42 m

V.6 Climat

Tizi-Ouzou possède un climat méditerranéen, avec des hivers parfois neigeux en altitude et des étés chauds accentués par le relief montagneux qui bloque l'air marin. Sur l'année, la température moyenne à Tizi-Ouzou est de 18.5°C et les précipitations sont en moyenne de 720.1mm.

V.6.1 Précipitation

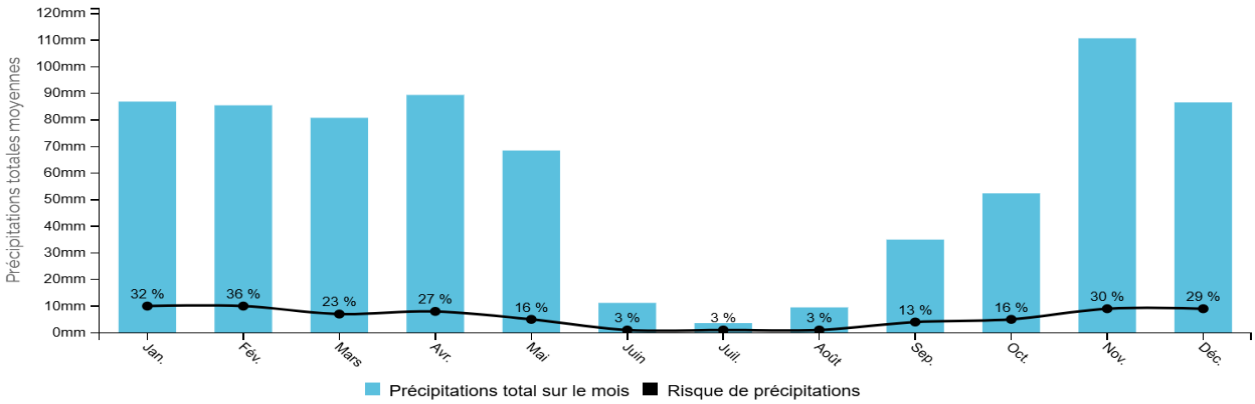


Tableau V-2: Précipitations moyennes mensuelles de la wilaya de Tizi Ouzou (source : NOAA)

Des précipitations moyennes de 3.6mm font du mois de juillet le mois le plus sec. En novembre, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 110.7mm.

V.6.2 Température

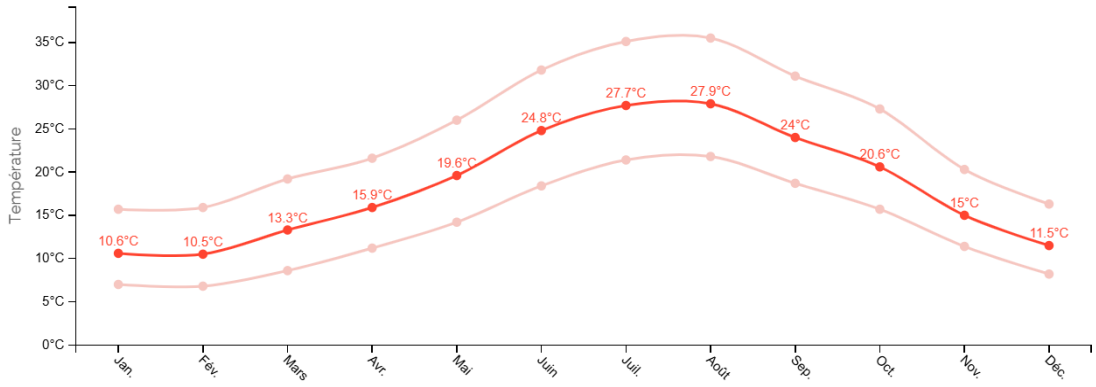


Tableau V-3:Températures moyennes mensuelles de la wilaya de Tizi Ouzou (source : NOAA)

Au mois d'août, la température moyenne est de 27.9°C ; août est de ce fait le mois le plus chaud de l'année. Février est le mois le plus froid de l'année. La température moyenne est de 10.5°C à cette période.

V.7 Tectonique et sismicité

La wilaya de Tizi-Ouzou, située au nord de l'Algérie, dans la région de la Kabylie, se caractérise par une activité sismique notable (L'activité sismique notable de Tizi-Ouzou provient essentiellement de sa position dans une zone de convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasienne, provoquant des failles actives, des plis et des mouvements tectoniques brusques responsables des séismes) ;

Source :Le CRAAG (Centre de Recherche en Astronomie, Astrophysique et Géophysique d'Algérie).

D'après la carte de zonage sismique d'Algérie établi selon RPOA 2008 révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone lla ; le projet est classé groupe 2 (Autoroutes, routes express et voies à grande circulation), le coefficient d'accélération à prendre compte est A = 0.20.

Selon l'Eurocode 8 les valeurs des accélérations horizontales et verticales sont calculées comme suit :

$kh = 0.5\ A = 0.1\ \text{m/s}^2$ =Forces horizontales

$kv = \pm 0{,}3\ kh = 0.033\ \text{m/s}^2$ = Forces verticales

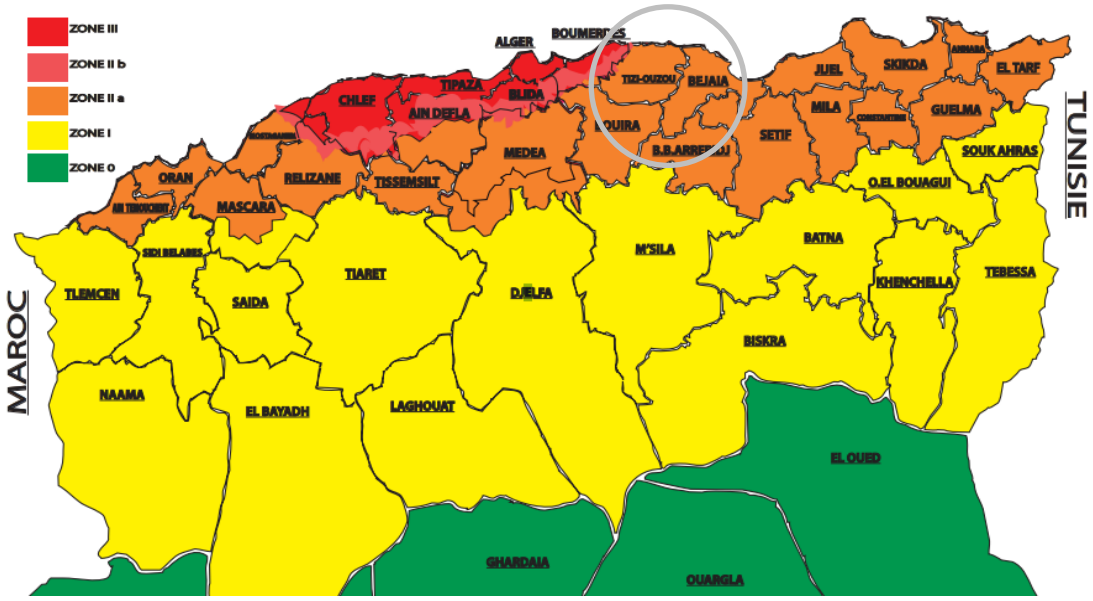


Figure V-5Carte de zonage sismique du nord de l'Algérie

Groupe	Zone sismique			
	I	*IIa*	*IIb*	*III*
1	0.15	0.25	0.30	**0.4**
2	0.12	0.20	0.25	**0.3**
3	**0.10**	**0.15**	**0.20**	**0.25**

Tableau V-4:Coefficient d'accélération de zone A

V.8 Importance de projet

La pénétrante autoroutière reliant Bouira à Tizi-Ouzou représente un projet stratégique d'envergure, dont les retombées économiques et sociales sont multiples. Cette infrastructure stimulera les échanges commerciaux entre les deux wilayas tout en allégeant significativement la pression sur les axes routiers existants, contribuant ainsi à la réduction des accidents de la circulation. Traversant les communes de Draâ El Mizan et Aït Yahia Moussa sur près de 49 km, elle vise principalement à désenclaver les localités enclavées et à offrir une connexion rapide et sécurisée à l'autoroute Est-Ouest. Cette liaison bénéficiera tant aux voyageurs qu'aux transporteurs et aux entreprises, en facilitant le commerce et en détournant une part importante du trafic lourd des routes secondaires, notamment la RN12. Au-delà de son utilité fonctionnelle, ce projet s'inscrit dans une dynamique plus large de modernisation du réseau routier de la wilaya de Tizi-Ouzou, où environ 55 % des routes sont actuellement en mauvais état. Depuis 2021, un programme de réhabilitation a été engagé pour remettre à niveau les routes nationales, les chemins de wilaya et communaux, mobilisant des investissements importants en vue de relancer le développement régional et d'améliorer le quotidien des citoyens.

Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les différents contextes de la région de Tizi Ouzou, en particulier ceux relatifs au site du projet. L'analyse des conditions géographiques, géologiques et hydrogéologiques fournit ainsi un cadre de compréhension essentiel des facteurs généraux à l'origine des mouvements de terrain observés sur le site, notamment les glissements.

CHAPITREVI :DIAGNOSTIC ET EXPERTISE DU GLISSEMENT

CHAPITRE VI :Diagnostic et expertise du glissement

Introduction

Ce chapitre présente une analyse détaillée des signes d'instabilité observés sur le site du glissement de terrain au point kilométrique 35 (PK35) du village Ouled Aissa dans la période de juin 2024 jusqu'au février 2025.

VI.1 Historique du site

Le glissement de terrain au PK 35 est un mouvement profond affectant la couche d'argile qui glisse sur la marne. Ce glissement est considéré comme ancien mais resté stable jusqu'au début des travaux d'excavation de l'autoroute (l'excavation des deux talus). Cette interprétation repose sur la morphologie caractéristique des glissements de terrain observés dans la région. Des problèmes de stabilisation sont apparus dans la zone dite « dormante » au cours des travaux d'excavation dans la section PK 35.

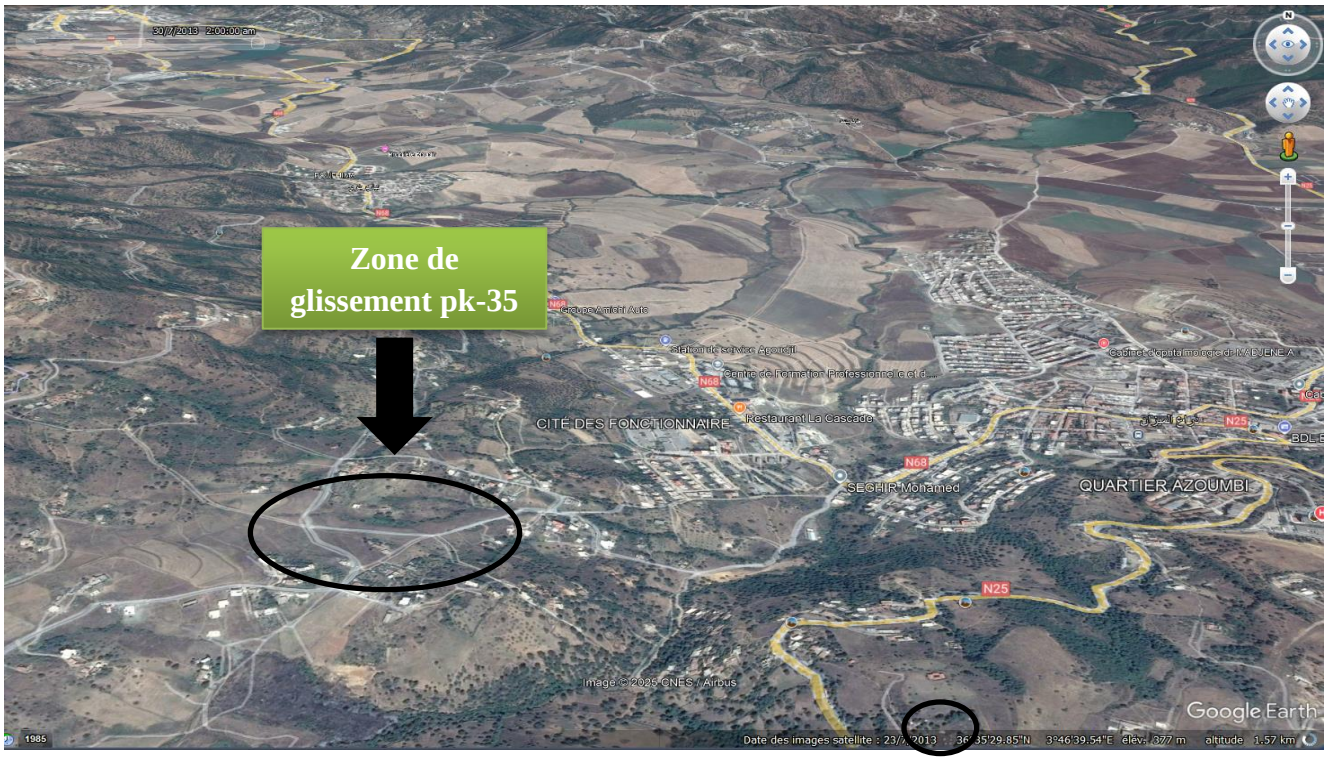


Figure VI-1: Zone de glissement au village Ouled Aïssa, Draa El Mizan en 2013.



Figure VI-2:Zone de glissement au village Ouled Aïssa, Draa El Mizan en 2025.

VI.2 État actuel du site

VI.2.1 Localisation du glissement

Notre étude se concentre sur le glissement de terrain survenu au PK 35 près du village Ouled Aïssa dans la commune de Draa el Mizan dans la wilaya de Tizi-Ouzou



Figure VI-3: Photo prise par drone de la zone de la pente d'excavation et de la zone de glissement de terrain PK-35.

VI.2.2 Description du glissement

Le glissement de terrain situé au PK-35 est un glissement profond, il présente une largeur maximale de 500 mètres selon un axe nord-sud, et une longueur maximale de 730 mètres selon un axe est-ouest. La profondeur maximale, déterminée à partir des données inclinométriques, atteint 43 mètres.

Ce glissement peut être considéré comme un mouvement ancien, déjà présent mais en état de stabilité relative avant le lancement des travaux d'excavation de l'autoroute. Cette interprétation est corroborée par la morphologie typique des glissements de terrain de la région.

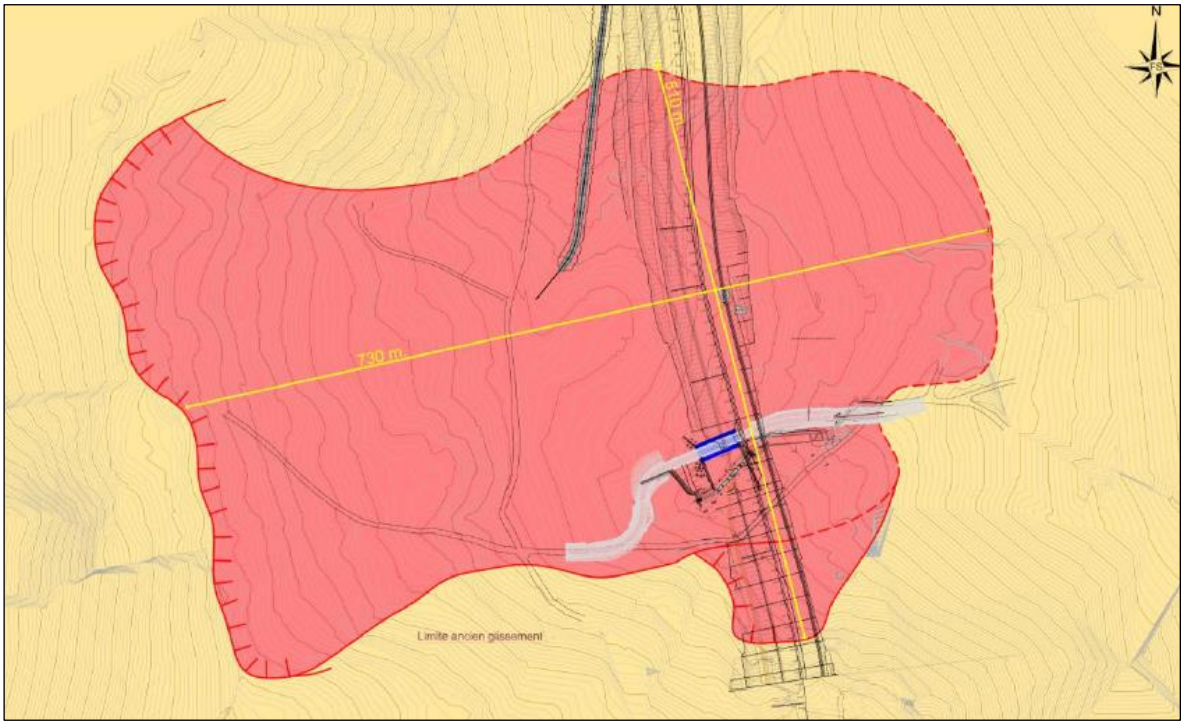


Figure VI-4:vue en plan du glissement de terrain, zone de glissement de terrain d'environ 730 m de large et 500 m de long (projet pénétrante Tizi-Ouzou)

VI.3 Instabilités et dégradation observées

VI.3.1 Types d'instabilités

D'après les constats effectués lors des visites sur site au village Ouled Aïssa, dans la commune de Drâa El Mizan, ainsi que l'analyse des différentes photos prises, plusieurs formes d'instabilités structurelles ont pu être diagnostiquées comme :

- Des fissures de longueurs différentes, présentant des ouvertures variables selon les endroits, telles que : les fissures de traction, les fissures de retrait, et d'autres fissures dues à la régression.
- L'apparition d'un glissement d'une grande ampleur
- La ligne de conduction d'eau sous pression de 400 mm qui passe a environ de 200 m des travaux étant endommagé ; l'eau s'est écoulé pendant environ une semaine

VI.3.2 Description des instabilités

❖ Les fissurations

Notre étude se concentre sur le glissement de terrain survenu au PK 35 près du village Ouled Aïssa ; lors du terrassement à cet endroit, pour la réalisation de la plateforme et des talus ; des

signes d'instabilités de terrain sont visibles sur cet endroit.
Suite à l'excavation du second talus, des fissures ont été observées. Des inspections de terrain ont été menées le 9, 11 et 12 juin. Lors de ces visites, les constats suivants ont été établis :

- Les fissures sont apparues au-delà du Chemin Communal, à environ 190m à l'ouest de l'emprise du projet autoroutier.
- Elles présentent des ouvertures variables, allant de quelques centimètres jusqu'à environ 25 cm, et s'étendent sur une longueur curviligne totale d'environ 280m.

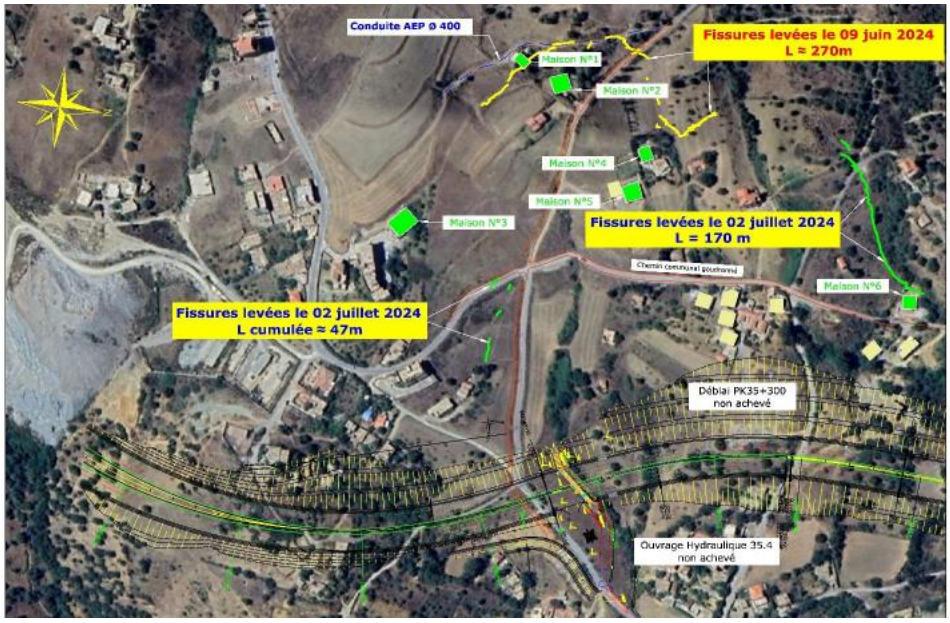


Figure VI-5: Localisation des fissures en date de 2 juillet sur Google Earth

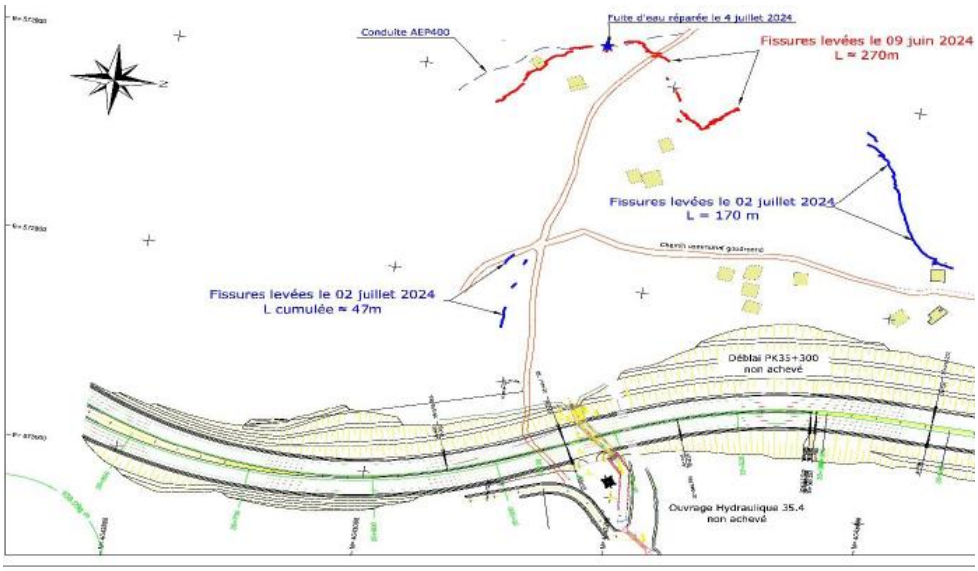


Figure VI-6:Localisation des fissures en date de 2 juillet (projet pénétrante Tizi-Ouzou)



Figure VI-7:Vue des fissures de contrainte développés dans la zone de glissement de terrain PK-35 (les lignes rouges indiquant les fissures de contrainte et la ligne bleue représente l'emplacement de la conduite d'eau) (projet pénétrante Tizi-Ouzou)

Les différents indices de mouvements observés dans le glissement de terrain sont les suivants :

- Cisaillement des conduites d'assainissements ;
- Des fuites de quelques conduites de drainage au niveau de la zone de glissement.
- Des fissures traversent les murs de certaines maisons.

VI.3.3 Illustration par des photos de glissement







Figure VI-8:Exemple de nouvelles fissures formées sur le terrain en direction du Chemin Communal. 2 juillet 2024



Figure VI-9:Nouvelles fissures apparues sur le chemin existant. 2 juillet 2024

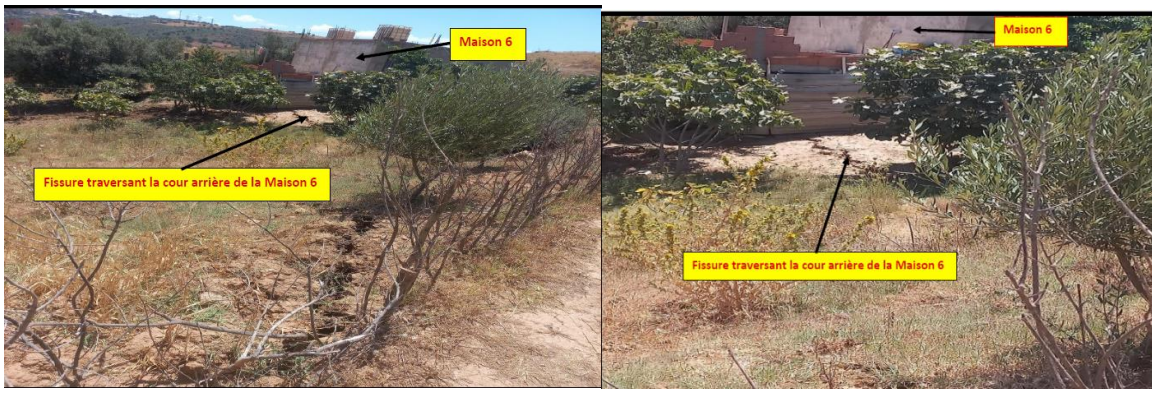


Figure VI-10:Aperçue de la nouvelle fissure en direction de la cour arrière de la Maison 6. juillet 2024

VI.3.4 Les causes possibles du glissement

Selon les informations dont nous disposons, cette zone a déjà été affectée par un mouvement par le passé, lequel s'est par la suite stabilisé. Ainsi, les causes possibles de la réactivation de ce glissement sont les suivantes :

-Travaux d'excavation de l'autoroute (cause principale).

-La présence d'une couche d'argile importante et l'écoulement des eaux superficielles.

-La topographie du site, caractérisée par une pente raide.

Conclusion

L'analyse approfondie menée dans le cadre de ce diagnostic a permis de caractériser le glissement observé, d'en retracer l'historique et d'identifier les principaux facteurs déclenchants et aggravants. Ce constat met en évidence la nécessité impérative de réaliser une étude globale de la stabilité de la zone, en vue de mener à bien cette analyse qui devra aboutir à la proposition d'une solution de confortement adaptée. À cet effet, il est essentiel de compléter les observations actuelles par des investigations géotechniques approfondies, un levé topographique détaillé, ainsi qu'un suivi du mouvement par l'installation d'inclinomètres.

CHAPITRES VII :
CAMPAGNE D'INVESTIGATION GEOTECHNIQUE

CHAPITRE VII :Campagne d'investigation géotechnique

Introduction

Ce chapitre a pour objectif de présenter le contenu de la campagne d'investigation menée dans le cadre de cette étude, en mettant en évidence les résultats obtenus ainsi que les interprétations des différents essais réalisés sur le site concerné.

VII.1 Programme de reconnaissance

Dans le cadre de ce projet, le programme d'investigation établi par le bureau d'études comprend :

VII.1.1 Campagne géotechnique

La campagne de reconnaissance géotechnique réalisée par la société INZAMAC ALGERIE a comporté des sondages avec essais in situ (pressiomètre, pénétromètre) et des prélèvements d'échantillons destinés à des essais de caractérisation en laboratoire (granulométrie, limites d'Atterberg, essais de compression, etc.).

12 sondages ont été réalisés au cours de la période juin-octobre 2024 ; dans ces 12 sondages on trouve :

- 11 inclinomètres placés dans les trous de forage SC01 , SC02, SC03 ,SC04, SC05, SC06 SC07, SCO8, SC09, SC10, SC11.
-6 SPT (Standard Pénétration Test) placés dans les sondages SC-G35-04, SC-G35-05, SC-G35-06, SC-G35-07, SC-G35-08, SC-G35-09.
-2 Pressiomètres nommé SP01 , SP02 selon la norme NF P 94-110-1.
- 6 Sondages carottés nommés SC01, SC02, SC04, SC05, SC07, SC08.

Tableau VII-1:Tableau récapitulatif des sondages ouverts dans la période juin-octobre 2024

No du Sondage	Coordonnées X	Coordonnées Y	Sondage Profondeur (m)
SC-G35-01 (INC-G35-01)	572816	4043301	40,40
SC-G35-02 (INC-G35-02)	572680	4043218	44,0
SC-G35-03 (INC-G35-03)	572586	4043179	40,0
SC-G35-04 (INC-G35-04)	572840	4043196	32,40
SC-G35-05 (INC-G35-05)	572712	4043270	50,0
SC-G35-06 (INC-G35-06)	572822	4043246	50,0
SC-G35-07 (INC-G35-07)	572661	4043124	50,0
SC-G35-08 (INC-G35-08)	572754	4043418	40,0

SC-G35-09 (INC-G35-09)	572665	4043344	41,0
SC-G35-10 (INC-G35-10)	572952	4043309	59,0
INC-G35-11	572949	4043271	50,0
SP-G35-01	572853	4043294	60,0

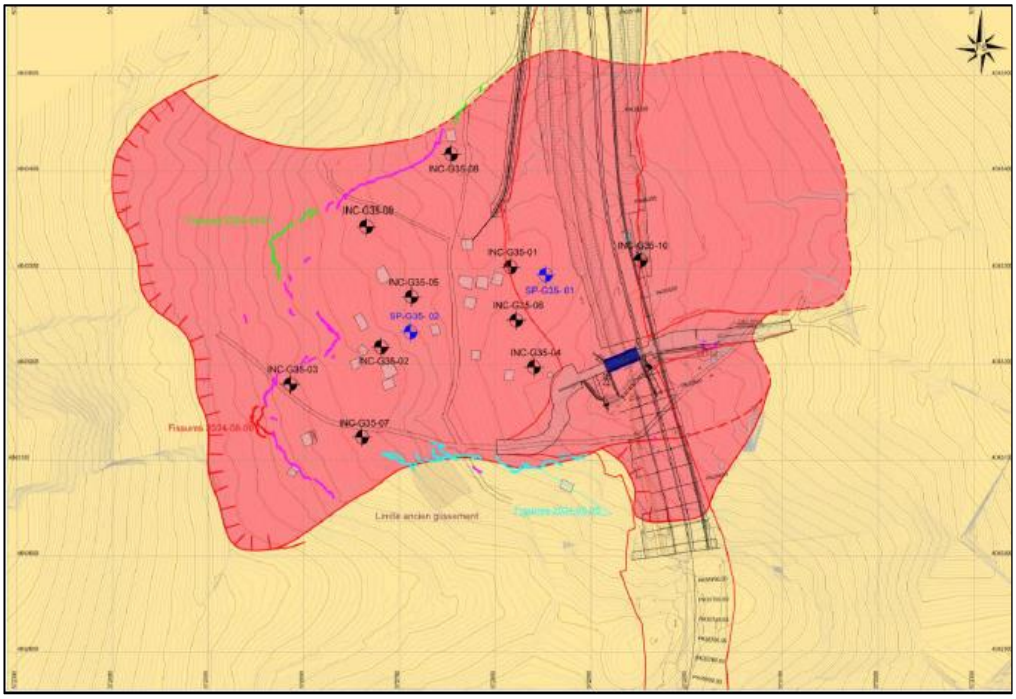


Figure VII-1:Plan d'implantation des sondages inclinométriques et pressiométriques réalisé pendant la période juin - octobre 2024



Figure VII-2:Implantation des inclinomètres (Google Earth)

VII.2 Synthèse des résultats

VII.2.1 Lithologie de forage

VII.2.1.1 Les sondages carottés

Le sondage SC-G35-01 : implanté à une profondeur de 40.40 m ; type de forage : forage carotté à diamètre 101mm, il a permis de mettre en évidence les formations suivantes :

- Alternance de couches d'argile (brunâtre, jaunâtre, noirâtre), parfois sableuses ou graveleuses, de compacité variable.
- Présence de conglomérats durs à plusieurs niveaux (notamment autour de 6 m, 12,30 m et 19,80 m).
- Argilite compacte entre 20,20 m et 24 m, puis à nouveau à partir de 33 m avec passage de grès dur.
- Inclusions de concrétions carbonatées, quartz, cailloux et calcaire.
- Apparition de grès ferme entre 31,20 m et 32,20 m.

Le sondage SC-G35-02 : le sondage a été réalisé à une profondeur de 44m ; il a permis de mettre en évidence la succession des formations suivantes :

- En surface, une terre végétale d'environ 0,30 m d'épaisseur a été observée.
- Elle repose sur une argile brunâtre ferme s'étendant jusqu'à 7,50 m de profondeur.
- Cette argile est surmontée par une couche d'argile brunâtre et grisâtre, contenant des blocs durs et des éléments graveleux, atteignant 14,50 m de profondeur.
- De 14,50 m à 44,00 m, présence d'une argile grisâtre moyennement compacte, parfois friable ou très compacte.

Le sondage SC-G35-04 : implanté à une profondeur de 32.40 m ; type de forage : forage carotté à diamètre 101mm, il a permis de mettre en évidence les formations suivantes :

- 0–4,50 m : Argile carbonatée molle brunâtre.
- 4,50–13,50 m : Argile graveleuse compacte noirâtre à brunâtre.
- 13,50–16,90 m : Argile limoneuse jaunâtre à brunâtre.
- 16,90–20,10 m : Argile graveleuse carbonatée brunâtre à grisâtre avec débris gréseux (19,90–20,10 m).
- 20,10–25,53 m : Couche grisâtre avec débris gréseux centimétriques

Le sondage SC-G35-05 **:** implanté à une profondeur de 50 m ; type de forage : forage carotté à diamètre 101mm, il a permis de mettre en évidence les formations suivantes :

- 1m de terre végétale en surface.
- Jusqu'à 18m : argile sableuse à graveleuse avec des blocs.
- De 18 à 42m : argilite grisâtre compacte, parfois friable, contenant des blocs de brèche ou de grès.

Le sondage SC-G35-07 : Le sondage réalisé jusqu'à une profondeur de 50m a permis de mettre en évidence la succession des formations suivantes :

- Une couche de terre végétale d'environ 0,6 mètre est présente en surface.
- De 0,6 m à 3m : argile jaunâtre, légèrement limoneuse et carbonatée.
- De 3 m à 15,60 m : argile graveleuse, jaunâtre à brunâtre, carbonatée, ferme, contenant parfois des blocs d'argilite dure.
- De 15,60 m à 30 m : argilite grisâtre et ferme.
- De 30 m à 50 m : argilite compacte, contenant des fragments durs.

Le sondage SC-G35-08 : implanté à une profondeur de 40m, il a permis de mettre en évidence les formations suivantes :

- De 0 à 3.75m une couche de sable argileux à argile sableuse jaunâtre.
- De 3.75m à 4.10m couche de banc de grès fragmenté.
- De 4.10 à 7.30m une couche d'argile sableuse légèrement graveleuse jaunâtre.
- De 7.30 à 23m une couche d'argilite grisâtre moyennement ferme.
- De 23 à 33.5m une couche d'argilite compacte à très compacte fragmenté avec des blocs de grès dures.
- De 33.5m à 40m une couche de grès calcaireux fragmenté à veines de calcite.

Les sondages carottés ont montré que le terrain est très hétérogène.

Remarque : Les caisses des sondages carottés sont dans l'annexe

VII.2.1.2 Les essais In situ

Test de pénétration standard

Des essais de pénétration standard (SPT) ont été réalisés en 2024 dans six sondages situés dans la section PK-35. Les résultats de ces tests sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau VII-2: Tableau récapitulatif des valeurs SPT-N

Sondage	Profondeur (m)	Valeur SPT-N	SPT-N60 (rectifié)
SC-G35-04	3.00	29	22
	9.00	24	23
	12.00	27	27
	15.00	34	34
	18.00	100	100
	21.00	100	100
	30.00	100	100
SC-G35-05	2.50	18	14
	5.00	18	15
	7.50	37	35
	10.00	100	100
	12.50	40	40
	15.00	20	20
	18.50	20	20
	21.00	43	43
	27.50	47	47
	33.00	100	100
	4.00	29	25

SC-G35-06	10.00	24	24
	12.00	27	27
	16.00	34	34
	18.00	100	100
	21.00	100	100
SC-G35-07	3.00	28	21
	6.00	25	24
	12.00	27	27
	15.00	35	35
	21.00	32	32
	24.00	44	44
	27.00	45	45
	30.00	100	100
SC-G35-08	3.00	29	22
	6.50	18	17
	9.00	20	19
	12.00	25	25
	15.50	31	31
	18.00	28	28
	21.00	32	32
SC-G35-09	3.00	75	56
	6.25	33	31
	9.55	35	33
	12.80	48	48
	16.05	77	77
	18.55	R	R
	21.80	R	R
	25.00	R	R
	28.75	66	66
	32.00	R	R
	35.65	R	R
	38.75	R	R

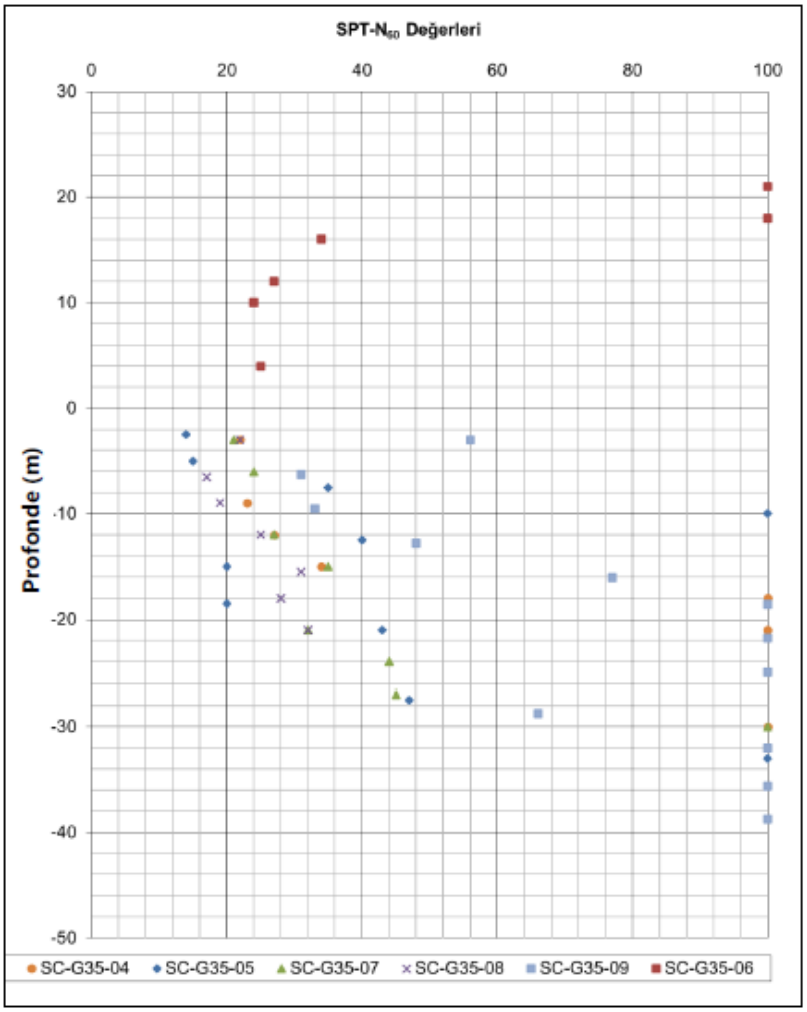


Figure VII-3 : Graphe de variation des valeurs SPT-N60(Rectifié) en fonction de la profondeur

Interprétation : Le graphe montre la variation des valeurs SPT-N_{60} (Standard Pénétration Test corrigées) en fonction de la profondeur (en m) pour les sondages (SC-G35-04 à SC-G35-09)

- Les valeurs $N_{60} < 15$ indiquent un peu compact.
- Les valeurs entre 15 et 50 indiquent un sol moyennement compact.
- Les valeurs supérieures à 50 indiquent un sol très compact.

Remarque : Tableau Corrélation entre le nombre de coups SPT et l'état du sol est dans l'annexe.

Les essais pressiométriques

Des essais pressiométriques ont été menés en 2024 dans deux forages (SP-GC35-01 et SP-GC35-02), atteignant une profondeur de 60 m, situés dans la section PK-35. Les résultats obtenus à partir de ces essais incluent le module de déformation (Ep), ainsi que les valeurs de pression limite (PL) et de pression limite nette (PL_{Net}), présentés dans le Tableau suivant :

Tableau VII-3 : Tableau récapitulatif des tests pressiométriques

No	Profondeur (m)	E (kPa)	PL (kPa)	PL_{Net} (kPa)	Em/PL_{Net}	α	Unité
SP-G35-01	3.0	158100	1598	1568	100.8	1.0	Argile
	4.5	23300	1309	1264	18.4	1.0	Argile
	6.0	24600	3625	3565	6.9	0.5	Argile
	7.5	43400	1968	1893	22.9	1.0	Argile
	10.5	19500	2896	2791	7.0	0.5	Argile
	12.0	29700	3428	3308	9.0	0.5	Argile
	15.0	23300	3541	3391	6.9	0.5	Argile
	16.5	15500	1953	1788	8.7	0.5	Argile
	18.0	19500	2640	2460	7.9	0.5	Argile
	19.5	46800	3651	3456	13.5	0.7	Argile
	21.0	21100	3883	3673	5.7	0.5	Argile
	22.5	14600	2989	2764	5.3	0.5	Argile
	24.0	66100	4225	3985	16.6	1.0	Marne
	25.5	186800	5152	4912	38.0	1.0	Marne
	27.0	108500	5144	4904	22.1	1.0	Marne
	28.5	160900	5167	4927	32.7	1.0	Marne
	30.0	387200	5200	4960	78.1	1.0	Marne
	32.0	217800	5232	4992	43.6	1.0	Marne
	34.0	364700	5249	5009	72.8	1.0	Marne
	36.0	541100	5285	5045	107.3	1.0	Marne
	38.0	408300	5289	5049	80.9	1.0	Marne
	40.0	867900	5331	5091	170.5	1.0	Marne
	42.0	495800	5325	5085	97.5	1.0	Marne
	44.0	543900	5341	5101	106.6	1.0	Marne
	48.0	329000	5381	5141	64.2	1.0	Marne
	50.0	343000	5392	5152	66.6	1.0	Marne
	52.0	463800	5463	5203	89.2	1.0	Marne
	54.0	387000	5447	5197	74.5	1.0	Marne
	56.0	714000	5513	5273	135.4	1.0	Marne
	58.0	764000	5513	5273	144.9	1.0	Marne
	60	592100	5518	5278	112.2	1.0	Marne
SP-G35-02	1.5	25500	714	690	8.3	0.5	Argile
	3.0	21900	721	681	8.1	0.5	Argile
	4.5	9100	625	581	15.7	0.7	Argile
	6.0	9500	627	587	15.4	0.7	Argile
	7.5	9700	637	601	16.1	0.7	Argile
	9.0	10600	684	648	16.4	0.7	Argile
	10.5	11900	1071	1028	11.6	0.7	Argile
	12.0	13400	1067	988	13.6	0.7	Argile
	13.5	86400	3524	3262	22.9	1.0	Argile
	15.0	111000	3932	3689	30.1	1.0	Argile
	16.5	80300	3458	3231	24.9	1.0	Argile

	18.0	107100	3523	3288	32.6	1.0	Argile
	19.5	64800	2635	2403	27.0	1.0	Argile
	21.0	109800	4025	3790	29.0	1.0	Marne
	22.5	101700	4132	3900	26.1	1.0	Marne
	24.0	179900	4528	4789	37.5	1.0	Marne
	25.5	171000	4216	4016	42.6	1.0	Marne
	27.0	182000	4349	4149	43.9	1.0	Marne
	28.5	186000	3958	3741	49.7	1.0	Marne
	30.0	166900	5151	4871	34.3	1.0	Marne
	32.0	140000	5057	4787	29.3	1.0	Marne
	34.0	166000	5153	4873	34.1	1.0	Marne
	36.0	197500	5056	4786	41.3	1.0	Marne
	38.0	176000	5175	4905	35.9	1.0	Marne
	40.0	152900	5100	4830	31.6	1.0	Marne
	42.0	142800	5142	4872	29.3	1.0	Marne
	44.0	140000	5174	4904	28.6	1.0	Marne
	46.0	183900	5556	5296	34.7	1.0	Marne
	48.0	262000	5521	5261	49.8	1.0	Marne
	50.0	232800	5447	5187	44.9	1.0	Marne
	52.0	208000	5441	5181	40.2	1.0	Marne
	54.0	232300	5471	5261	44.2	1.0	Marne
	56.0	606300	5506	5296	114.5	1.0	Marne
	58.0	527000	5522	5312	99.2	1.0	Marne
	60.0	339800	5549	5339	63.6	1.0	Marne

Interprétation des résultats:

L'étude du profil de sol met en évidence l'existence de deux couches principales :

1. Argile : identifiée entre 1,5 m et 19.5 m de profondeur.
   - La pression limite nette PL_{NET} varie entre 581 kPa et 3985 kPa.
   - Le module de déformation Ep varie entre 5800 kPa et 158 100 kPa.
2. Marne : identifiée de 21 m à 60 m de profondeur.
   - La pression limite nette PL_{NET} entre 4318 kPa et 5422 kPa.
   - Le module de déformation Ep est compris entre 77 900 kPa et 1 956 500 kPa.
   - Ces valeurs élevées témoignent d'un sol très rigide, cohérent et peu compressible. La marne peut donc être considérée comme un sol compact à très compact, voire assimilée à une roche tendre ; S_1 (Rocheux / Très ferme), selon la classification du RPOA 2008 (Algérie).

Remarque : le tableau de classification selon RPOA 2008 est dans l'annexe.

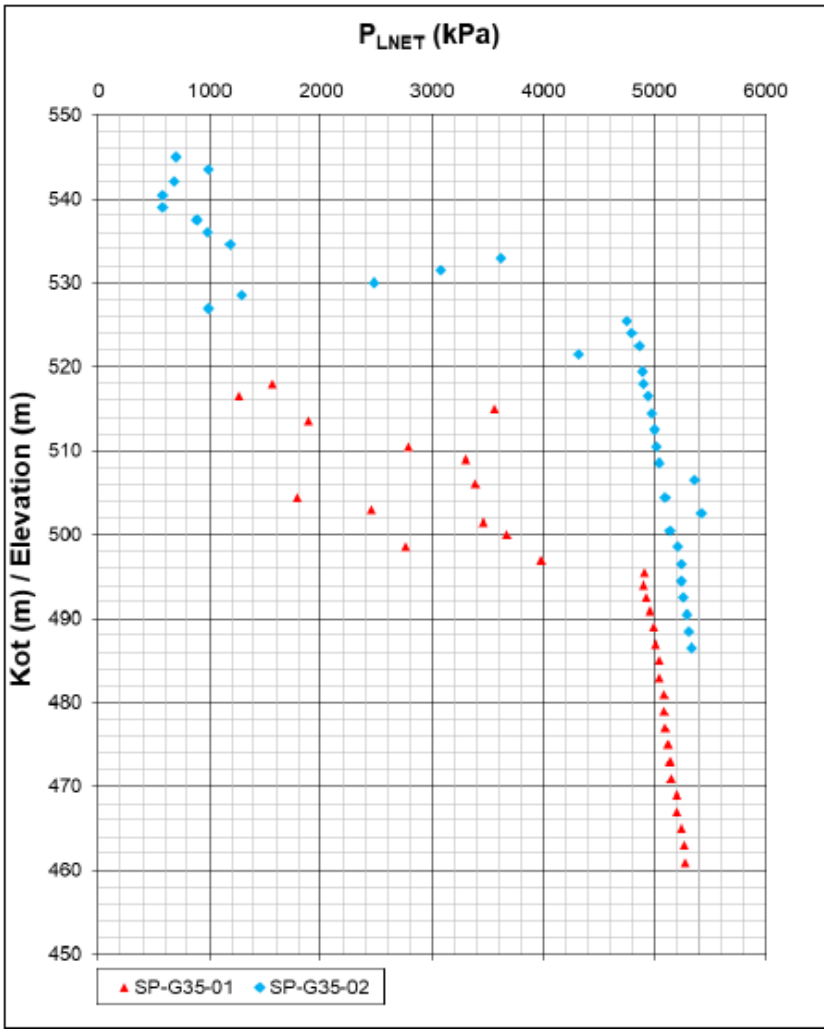


Figure VII-4:Graphe de variation Pression Limite Nette en fonction de profondeur

Interprétation du graphe : Le graphe représente la variation de la pression limite nette (PL_{NET}) en fonction de la profondeur) pour deux sondages :

- SP-G35-01 (triangles rouges) :
  - Entre 520 m et 500 m de profondeur : PL_{NET} reste modérée, souvent entre 1000 et 3800 kPa, ce qui indique un sol moyennement ferme.
  - Sous 500 m jusqu'à environ 465 m : forte augmentation de PL_{NET} (jusqu'à plus de 5000 kPa), ce qui correspond à une couche très compacte ou dense, suggérant une meilleure portance.
- SP-G35-02 (losanges bleus) :
  - De 545 m à 530 m : PL_{NET} commence bas (≈ 500-1000 kPa), donc couche superficielle meuble.
  - Vers 520 m à 500 m : PL_{NET} s'élève fortement jusqu'à ≈ 4000 kPa → sols plus résistants.
  - De 500 m à 470 m : PL_{NET} continue à augmenter (jusqu'à ≈ 5000-5500 kPa) → sol très compact.

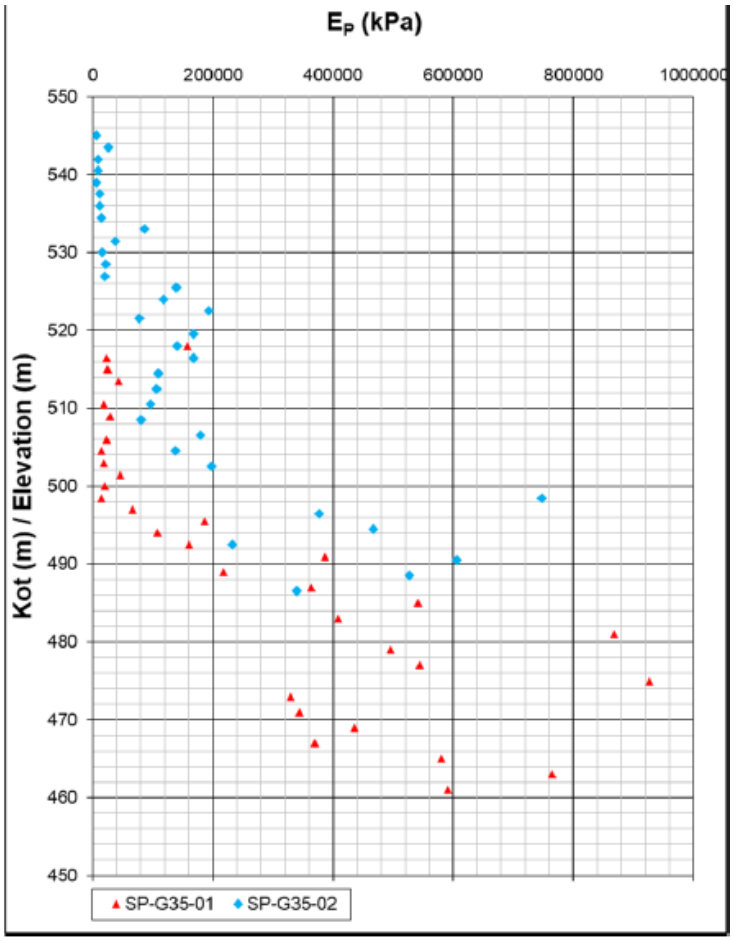


Figure VII-5 : Graphe du Module de Déformation en fonction de Niveau (profondeur)

VII.2.1.3 Les essais au laboratoire :

En complément des essais in situ réalisés dans les sondages ouverts au cours de l'année 2024 dans la section PK-35 , des essais en laboratoire ont été menés par la société INZAMAC Algérie sur des échantillons de carottes sélectionnés. Ces analyses ont permis de déterminer de manière détaillée les caractéristiques et les propriétés géo mécaniques des échantillons choisis. Ainsi, des essais ont été effectués sur ces derniers.

Les essais de laboratoire réalisés se résument à :

- La teneur en eau et la densité sèche, selon la norme NF P 94-050.
- L'analyse granulométrique, selon la norme NF P 94-056 et NF P 94-057.
- Les limites d'Atterberg, selon la norme NF P 94-051.
- L'essai œdométrique, selon la norme XP P 94-090-1.
- Les essais chimiques, selon la norme NF P 18-011.
- L'essai de cisaillement à la boite, selon la norme NF P 94-071-1.
- L'essai de compression axial, selon la norme NF P 94-077.

Les résultats des essais physiques et chimiques sont récapitulés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII-4: résultats des essais physiques au laboratoire.

		Identifications physiques								
Référence Sondage	Profondeur (m)	W (%)	γ_d (t/m^3)	γ_h (t/m^3)	Sr(%)	WL (%)	IP (%)	(%) <2mm	(%) <80µm	Classification GTR
SC-G35-01	4.50-4.90	19.41	1.71	2.04	93.57	51	33	86.02	68.40	A_{3h}
	8.50-9.00	19.50	1.73	2.07	97.17	47	26	85.51	70.49	A_{2m}
	15-15.40	19.50	1.77	2.11	100.00	49	33	93.56	73.05	A_{3h}
	23.40-24	17.13	1.83	2.14	100.00	38	24	94.40	73.33	A_{2h}
	28.2-28.7	13.20	1.95	2.21	97.44	/	/	/	/	/
	35-35.40	13.19	2.01	2.27	100.00	35	19	90.60	74.44	A_{2m}
SC-G35-02	2.40-2.80			2.09		52	36			/
	3.90-4.30	21.25	1.72	2.09	100.00	53	37	92.62	80.36	A_{3h}
	8.80-9.10	19.93	1.73	2.08	99.31	46	30			/
	21.45-21.75	13.77	1.90	2.16	92.44	35	19	88.55	62.50	A_{2m}
	22.6-22.9	17.04	1.81	2.12	97.30	31	16	95.96	57.28	A_{2th}
	32.5-32.7	14.13	1.89	2.16	93.12	35	20	74.69	54.88	A_{2m}
SC-G35-04	4.55-5.00	15.82	1.78	2.06	85.77	49	32	99.13	83.36	A_{3m}
	11.3-11.7	21.25	1.67	2.02	95.96	34	19	99.06	79.41	A_{2th}
	19.5-19.85	11.93	1.97	2.21	91.59	23	9	82.46	65.58	A_1
	24.5-24.99	12.08	2.01	2.25	100.54	25	11	90.87	75.66	A_1
	30.6-30.75	12.62	2.00	2.25	100.00	42	26	89.76	67.66	A_{3m}
SC-G35-05	7.3-7.65	23.34	1.73	2.13	100.00	54	36	84.71	74.33	A_{3h}
	13.5-13.9	15.07	1.89	2.17	99.31	34	22	94.17	56.76	A_{2th}
	4.00-4.60	19.45	1.76	2.10	100.00	48	35	87.48	71	A_{3h}

SC-G35-07	9.60-10	20.10	1.75	2.10	100.00	49	31	91.85	73.40	A_{3h}
	14.2-14.8	20.99	1.73	2.09	100.00	57	42	95	84	A_4
	18.95-19.4	16.90	1.77	2.07	90.08	54	38	96.20	86.23	A_{3h}
	35.3-35.50	2.50	2.20	2.26	32.39	33	17	87.41	61.35	A_{2ts}
	49.50-50	1.40	2.56	2.60	100.00					/
SC-G35-08	5.40-5.60	9.03	1.90	2.07	60.62	28	12	80.78	57.28	A_{2ts}
	8.20-8.45	12.75	1.96	2.21	95.98	38	21	94.07	75.28	A_{2s}
	14.5-14.85	20.51	1.74	2.10	100.00	51	32	96.98	94.85	A_{3h}
	18.2-18.5	20.69	1.71	2.06	99.74	48	29	77.10	60.1	A_{3h}

Interprétation des résultats

D'après le tableau, ces sols sont presque saturés ; avec une limite de liquidité qui varie entre 34 à 58 % et un indice de plasticité qui varie entre 19 à 32 % ce qui montre que ce sont des sols peu plastiques.

Tableau VII-5:Interprétation des valeurs de densité Υ_d.

Lithologie de sol	Nom de sol	$\Upsilon_{d\ Moy}(t/m^3)$	Ecart type Υd	Qualitatif des sols
A_1	Limons peu plastiques	1.99	0.2	Très dense
A_{2m}	Argiles et marnes peu plastiques à L'état hydrique moyen	1.88	0.1	Très dense
A_{2h}	Argiles et marnes peu plastiques à L'état hydrique moyen	1.83	0	Très dense
A_{2ts}	Argiles et marnes peu plastiques à L'état hydrique très sec	2.05	0.15	Très dense
A_{2s}	Argiles et marnes peu plastiques à L'état hydrique sec	1.96	0	Très dense
A_{3h}	Argiles marneuses à L'état hydrique humide	1.74	0.02	Dense
A_{3m}	Argiles marneuses à L'état hydrique moyen	1.89	0.11	Très dense
A_4	Argiles marneuses Très plastiques	1.73	0	Dense

Tableau VII-6:Résultats des essais chimiques au laboratoire

Référence sondage	Profondeur	Sulfate SO_4^{2-} (mg/kg)	Chlorure Cl- (%)	Carbonate $CaCO_3$ (%)
SC-G35-01	15.00-15.40	2224.80	0.25	8.79

- Interprétation:

Le sol analysé contient de :
% Ca Co_3=8.79 % selon la norme XP P 94-011 le type de sol est : argile ou limons
Sulfates (SO_4^{2-}) =2224.8 mg /kg ; ce qui le classe en XA1 selon la norme NA 16002 cela signifie que le sol présente une agressivité chimique faible.
Qualité global du massif rocheux selon AFTES

Tableau VII-7:Qualité de massif rocheux

Sondage	Profondeur(m)	Type du sol	RQD(%)	Qualité du massif rocheux
SC 35 01	6-6.3	Conglomérat	100	Excellente
	12.30-12.80	Conglomérat dure	88	Bonne
	19.80-20.20	Conglomérat dure	34	Mauvaise
	29-32.20	Grés fin à moyen ferme	49	Mauvaise
SC 35 01	33.6-33.90	Grés dure	91	Exellente
SC 35 04	25.53-29.60	Grés grossier	48	Mauvaise
SC 35 08	23-33.5	Argile compacte à trés compacte fragmentée avec des blocs de grés dur	5	Trés mauvaise
	35.5-40	Grés calcaireux fragmenté à veines de calcite	4	Trés mauvaise

Remarque : le tableau de RQD est dans l'annexe.
Les résultats des analyses mécaniques réalisées dans le cadre d'étude d'investigation sont présentés dans les tableaux ci- dessus:

	Essai	CU		CD		UU	
	Profondeur (m)	**CU (bars)**	**ΦU(°)**	**C' (bars)**	**Φ'(°)**	**CU (bars)**	**ΦU(°)**
SC-G35-01	**4.50-4.90**	**0.19**	**21.17**	**0.10**	**23.54**	/	/
	15-15.40	**0.39**	**24.45**	**0.14**	**24.72**	/	/
	23.40-24	**0.58**	**14.33**	**0.10**	**26.94**	/	/
	28.2-28.7	**0.25**	**26.86**	**0.17**	**32.64**	/	/
	35-35.40	**0.23**	**32.17**	**0.11**	**27.96**	/	/
SC-G35-02	**2.40-2.80**	/	/	/	/	/	/
	3.90-4.30	**0.31**	**11.14**	**0.10**	**18.90**	/	/
	8.80-9.10	**0.22**	**19.11**	**0.11**	**21.77**	/	/
	21.45-21.75	**0.49**	**19.65**	**0.21**	**26.01**	/	/
	32.5-32.7	**0.19**	**29.62**	**0.15**	**34.72**	/	/
SC-G35-04	**4.55-5.00**	/	/	**0.19**	**18.72**	**0.50**	**15.90**
	11.3-11.7	/	/	**0.15**	**15.77**	**0.17**	**10.09**
SC-G35-05	**7.3-7.65**	**0.58**	**17.51**	**0.11**	**18.39**	/	/
	13.5-13.9	**0.70**	**18.70**	**0.20**	**21.55**	/	/
SC-G35-07	**4.00-4.60**	/	/	**0.12**	**18.61**	/	/
	9.60-10	/	/	**0.32**	**16.70**	/	/
	14.2-14.8	/	/	**0.36**	**16.04**	/	/
	18.95-19.4	/	/	**0.33**	**11.75**	/	/
SC-G35-08	**5.40-5.60**	/	/			/	/
	8.20-8.45	/	/	**0.17**	**22.06**	/	/
	14.50-1.85	/	/	**0.32**	**19.19**	/	/
	18.20-18.50	/	/	**0.14**	**24.8**	/	/

Interprétation :

Cas 1 : CU : consolidé non drainé pour l'argile $C_U$moy= 41.5 KPA $\Phi_U$moy= 18.67°

Pour la marne $C_U$moy= 34.66 KPA $\Phi_U$moy= 24.54°

Cas 2 : CD : consolidé drainé pour l'argile C'moy= 17.69 =18 KPA Φ'moy(°)= 19.9= 20°

pour la marne C'moy= 19.41=20 KPA Φ'moy(°)= 29.77 = 30°

Tableau VII-8:Résultats des essais œdométrique et essai compression axiales

Essai	**Œdométrique**				**compression axiale**
Références sondages	Profondeur (m)	CC(%)	PC(bars)	Cg(%)	RC(MPA)
SC-G35-01	4.50-4.90	15.95	0.90	2.66	/
	8.50-9.00	/	/	/	/
	15-15.40	15.61	1.49	3.88	/
	23.40-24	13.29	1.33	2.21	/
	28.20-28.70	11.29	2.31	2.24	/
	35-35.40	10.63	0.69	3.76	/
SC-G35-02	2.40-2.80	/	/	/	/
	3.90-4.30	18.27	1.47	5.43	/
	8.80-9.10	16.94	1.45	3.65	/
	21.45-21.75	13.95	1.26	2.55	/
	22.60-22.90	/	/	/	/
	32.50-32.70	16.94	1.55	3.88	/
SC-G35-08	26.00-26.50	/	/	/	17.88

Interprétation

R_c=17.88 MPA une roche de faible résistance (R_4)

On trace la variation de la pression de pré consolidation en fonction de la profondeur (m) pour avoir une vision de l'état de sur consolidation du sol $P_{C\ moy} \approx 1.5$bars

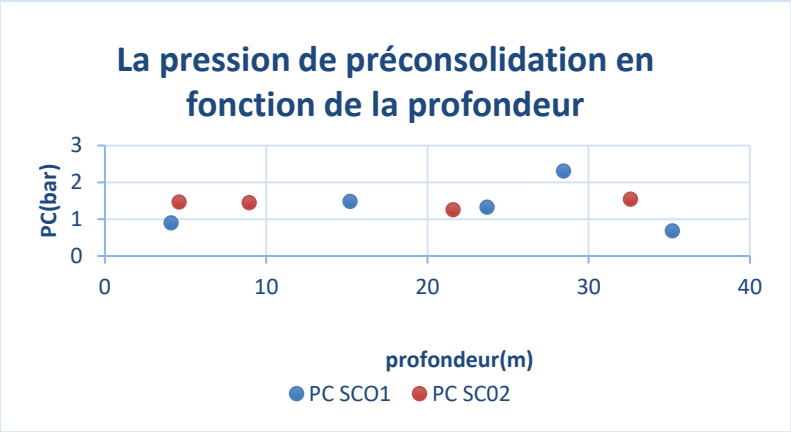


Figure VII-6:Graphe de la pression de pré consolidation du sol en fonction de la profondeur

A l'aide des résultats de l'essai pressiomètre Ménard on a déduit :
Argile : Dans les deux sondages, la pression limite nette (PLNet) varie entre 1.2 et 3.8 MPA, ce qui indique un sol allant d'un état normalement consolidé à sur consolidé.
Marne : Pour les mêmes sondages, la pression limite nette (PLNet) varie entre 3.7 et 5.4 MPA, traduisant un sol clairement sur consolidé.

VII.3 Monitoring

VII.3.1 Mesures inclinométriques:

11 tubes inclinométriques ont été installés nommé comme suit INC-01,INC-02, INC-03, INC-04, INC-05,INC-06, INC-07, INC-08, INC-09, INC-10 et INC-11 dans la zone du glissement de terrain PK-35 afin de déterminer la profondeur, la direction et la vitesse du déplacement massif.

Tableau VII-9:Les données inclinométriques

Nom du Sondage	Profondeur du Sondage (m)	Date de la Première Lecture Inclinométrique	Date de la Dernière Lecture Inclinométrique	Nombre Total des Lectures Inclinométrique	Profondeur (m) du Glissement de Terrain	Déplacement Total en Surface (en Direction A mm)
INC-01	40	04/07/2024	03/10/2024	12	-	14
INC-02	50	01/08/2024	06/11/2024	14	16	160
INC-03	39	11/07/2024	01/08/2024	5	8	60
INC-04	32	06/08/2024	17/10/2024	9	-	<10
INC-05	49	13/08/2024	07/11/2024	10	21	95
INC-	50	09/09/2024	06/11/2024	9	43	42

06						
INC-07	50	09/09/2024	07/11/2024	8	20	32
INC-08	40	09/09/2024	07/11/2024	7	13	20
INC-09	40	19/09/2024	07/11/2024	7	17	38
INC-10	59	10/10/2024	07/11/2024	5	-	12

L'inclinomètre INC-01 : la longueur du puits inclinométrique INC-01 est de 40 m ; le graphique inclinométrique indiquant le nombre total de mouvement du puits est présenté dans la figure suivante.Cependant il est estimé qu'il est défectueux du fait que l'injection du puits inclinométrique n'a pas été fait correctement. Par conséquent le graphique ne peut être commenté. On peut cependant dire qu'il réagit en se penchant sous l'effet d'un glissement.

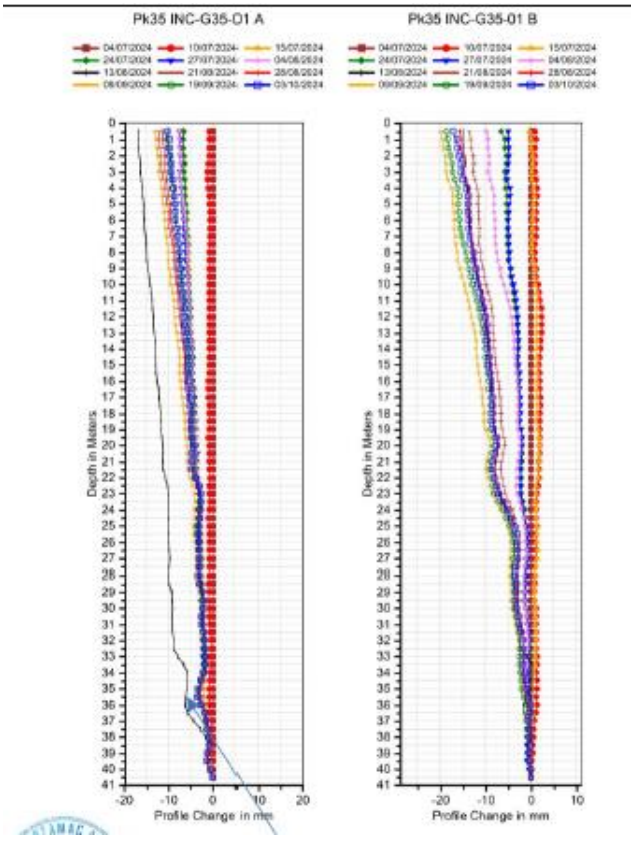


Figure VII-7 : Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-01 (en directions A et B)

- L'inclinomètre INC-02 a été implanté en amont du talus à environ 220 mètres de l'axe du tracé. Il a une longueur de 50 mètres.

Le graphique de mesure inclinométrique indique :

- Le mouvement total en surface est de 160 mm en direction A+ ;
- Le mouvement total en surface est de 130 mm en direction B+ ;

L'inclinomètre INC-02 présente un cisaillement à 16 mètres de profondeur, ce qui indique que la surface de glissement se situe à cette profondeur.

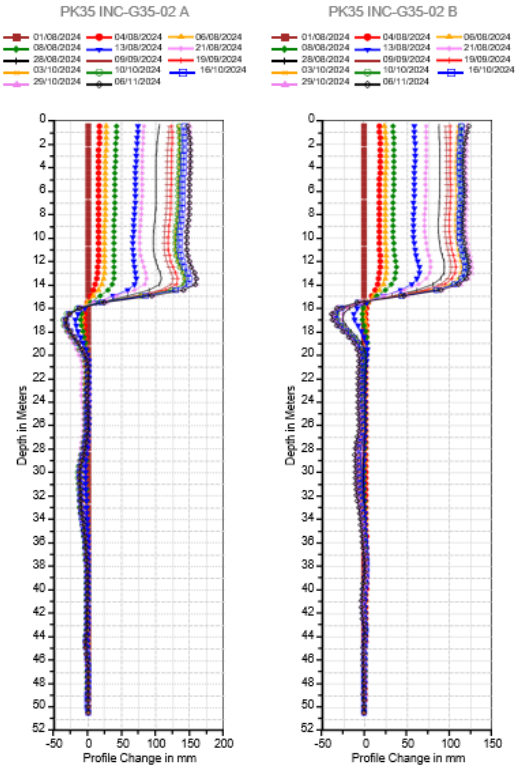


Figure VII-07 : Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-02 (en directions A et B)

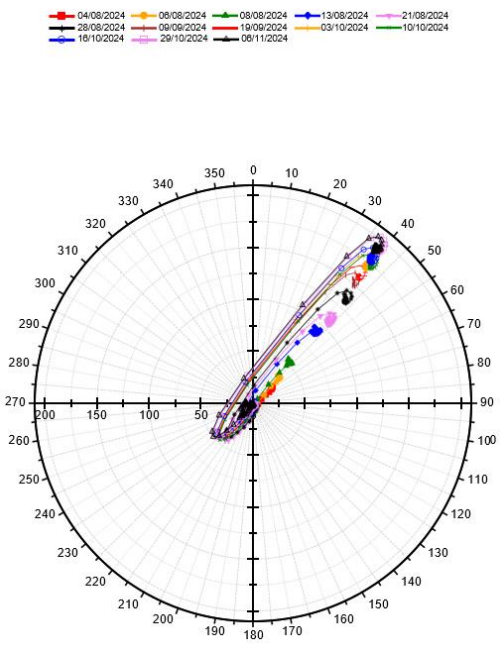


Figure VII-08:Orientation d'INC-02

- L'inclinomètre INC-03 a été implanté en amont du talus, soit à environ 320m de l'axe du tracé .IL à une longueur de 39m.

Le graphique de mesure inclinométrique indique :

- Le mouvement total en surface est de 60 mm en direction A+ ;
- Le mouvement total en surface est de 15 mm en direction B+ ;

L'inclinomètre INC-03 présente un cisaillement à 8 mètres de profondeur, ce qui indique que la surface de glissement se situe à cette profondeur.

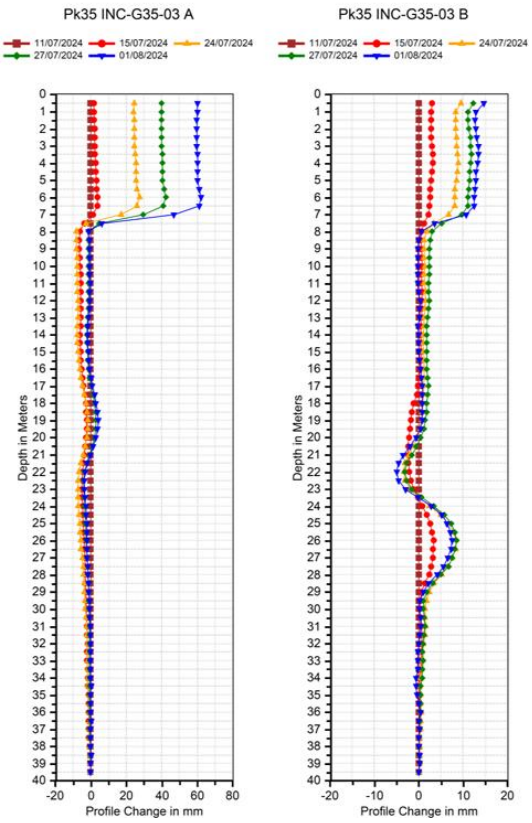


Figure VII-8:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-03 (en directions A et B)

- L'inclinomètre INC-05 a été implanté au côté sud de site. Il a une longueur de 49 mètres.

Le graphique de mesure inclinométrique indique :

- Le mouvement total en surface est de 128 mm en direction A+ ;
- Le mouvement total en surface est de 35 mm en direction B+ ;

L'inclinomètre INC-05 présente un cisaillement à 21 mètres de profondeur, ce qui indique que la surface de glissement se situe à cette profondeur.

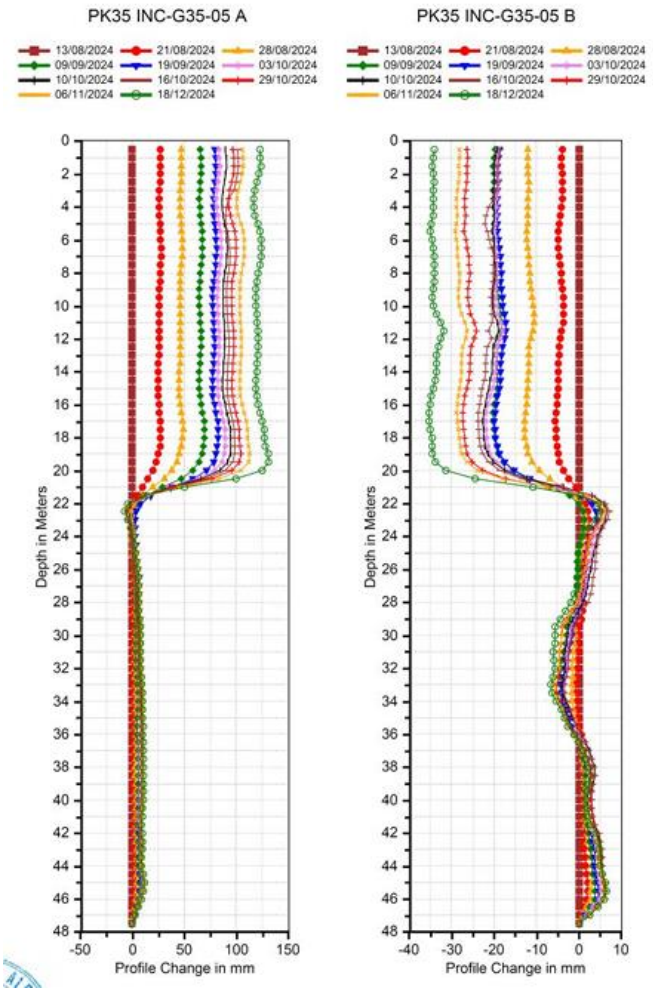


Figure VII-10:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-05 (en directions A et B)

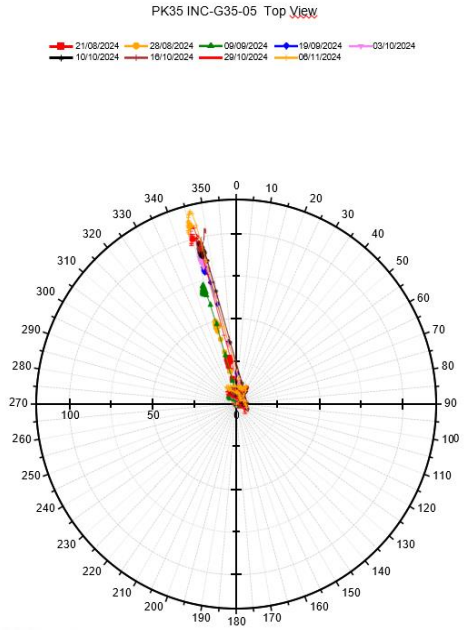
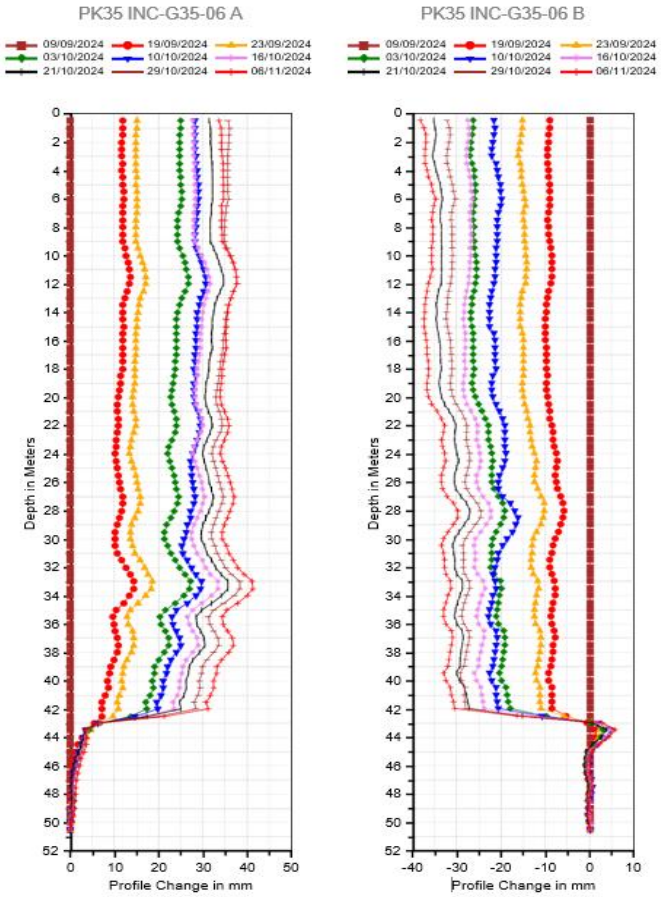


Figure VII-9:Orientation d'INC-05

- L'inclinomètre INC-06 a une longueur de 50 mètres.
  Le graphique de mesure inclinométrique indique :
  -Le mouvement total en surface est de 42 mm en direction A+.
  -Le mouvement total en surface est de 38 mm en direction B-.
  L'inclinomètre INC-06 présente un cisaillement à 43 mètres de profondeur, ce qui indique que la surface de glissement se situe à cette profondeur.



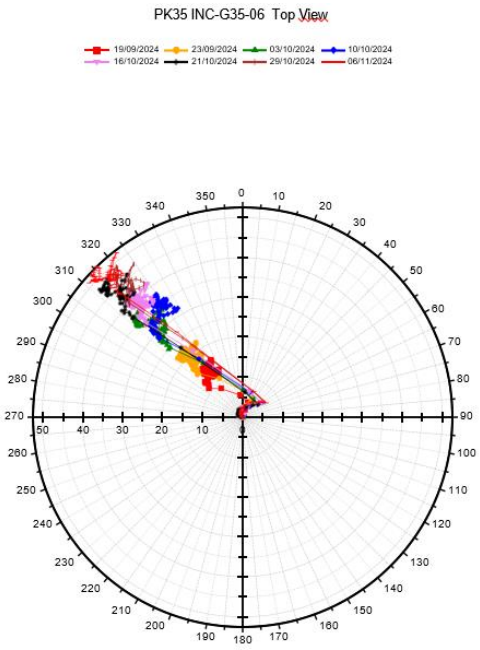


Figure VII-11: Orientation d'INC-06

Figure VII-12:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-06 (en directions A et B)

La variation d'inclinaison est de 116 degré dans le sens de A^+

- L'inclinomètre INC-07 a une longueur de 50 mètres.

Le graphique de mesure inclinométrique indique :

- Le mouvement total en surface est de 32 mm en direction A+ ;
- Le mouvement total en surface est $<$ 10 mm en direction B+ ;

L'inclinomètre INC-07 présente un cisaillement à 21 mètres de profondeur, ce qui indique que la surface de glissement se situe à cette profondeur.

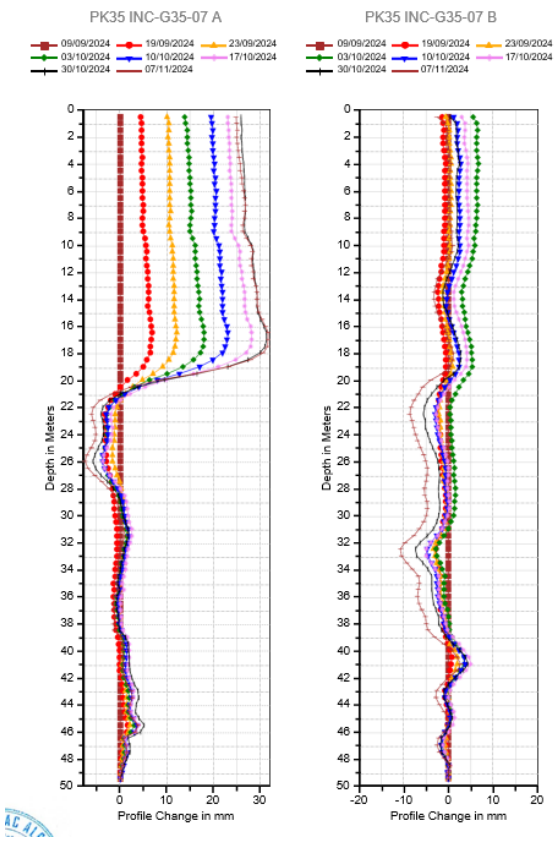


Figure VII-13:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-07 (en directions A et B)

- L'inclinomètre INC-08 a une longueur de 40 mètres.

Le graphique de mesure inclinométrique indique:

- Le mouvement total en surface est de 20 mm en direction A^+ ;
- Le mouvement total en surface est 15 mm en direction B^- ;

L'inclinomètre INC-08 présente un cisaillement à 14 mètres de profondeur, ce qui indique que la surface de glissement se situe à cette profondeur.

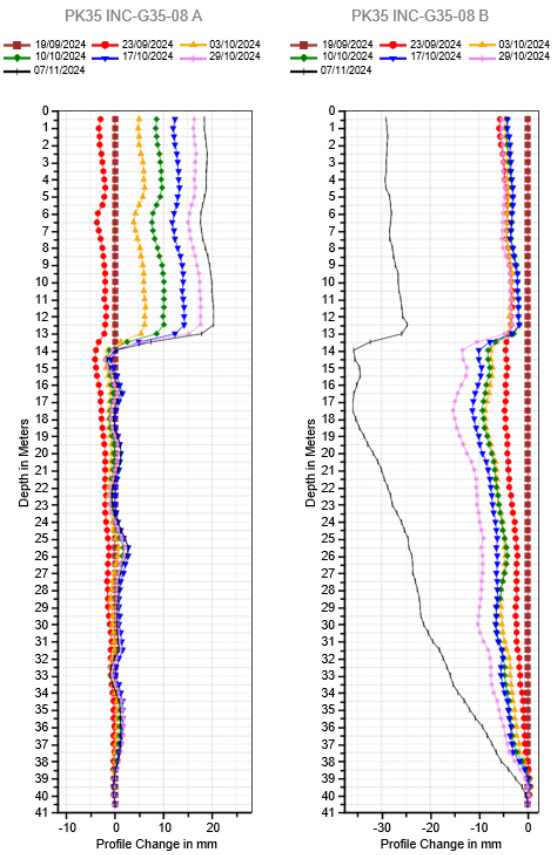


Figure VII-14:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-08 (en directions A et B)

- L'inclinomètre INC-09 a une longueur de 40m.

Le graphique de mesure inclinométrique indique:

- Le mouvement total en surface est de 38 mm en direction A^+ ;
- Le mouvement total en surface est 10 mm en direction B^- ;

L'inclinomètre INC-09 présente un cisaillement à 17 mètres de profondeur, ce qui indique que la surface de glissement se situe à cette profondeur.

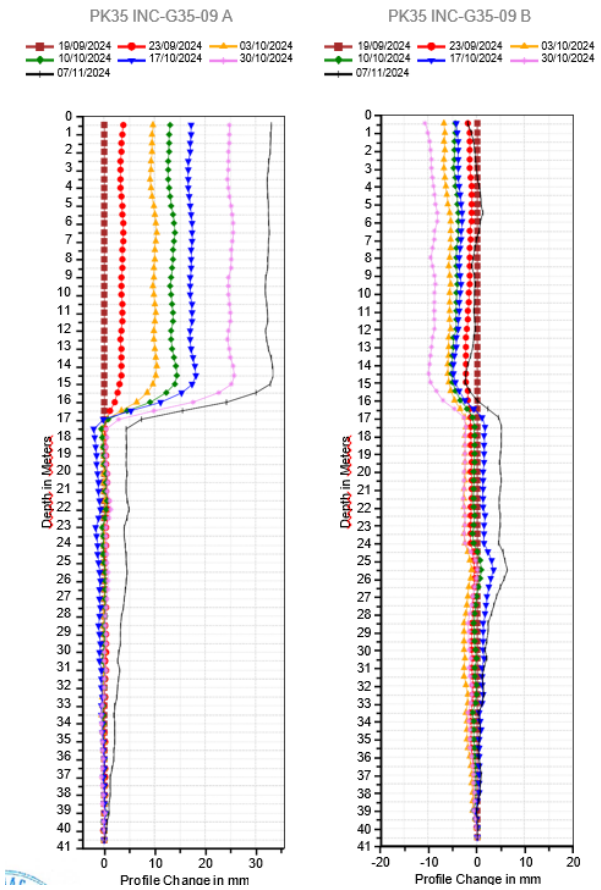


Figure VII-15:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-09 (en directions A et B)

La longueur du **puits inclinométrique INC-10** est de 59 m. Le graphique inclinométrique indiquant le nombre total de mouvement du puits est présenté dans la figure suivante

-L'injection de l'inclinomètre INC-10 n'ayant pas été réalisée correctement, le puits est considéré comme erroné, ce qui le rend discutable. Par conséquent, le graphique ne peut pas être interprété. Cependant, il peut être dit qu'il réagit en se penchant sous l'effet d'un glissement.

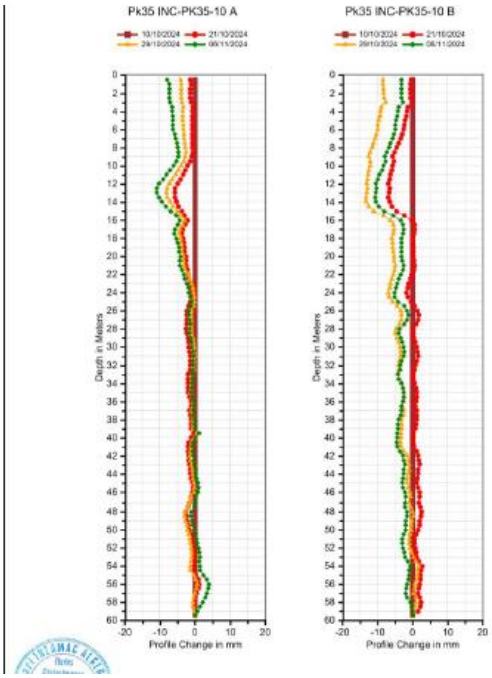


Figure VII-16:Graphiques de mesure inclinométrique du puits INC-10 (en directions A et B)

L'inclinomètre INC-11 : on a pas le graphique de mesure inclinométrique du puits INC-11 parmi nos données ; l'injection de l'inclinomètre INC-11 n'ayant pas été réalisée correctement, le puits est considéré comme erroné.

Remarque:

- L'inclinomètre 1, 10 et 11 n'ayant pas été correctement injectés, leurs résultats ainsi que les graphiques associés ne peuvent pas être interprétés.
- Le graphique de mesure inclinométrique de l'INC 04 indique que l'inclinomètre n'a pas encore fourni d'indication interprétable concernant la profondeur du cisaillement.

En résume : les mesures inclinométriques effectuées sur les sondages INC-G35-01 à INC-G35-09 montrent des mouvements considérés comme importants atteignant jusqu'à 20,6 cm. Ces déplacements ont conduit à l'obturation de certains inclinomètres, notamment l'INC-G35-03, à des profondeurs variantes entre 8 et 43 mètres.

VII.3.2 Lectures topographiques

Dans le cadre du suivi des mouvements au niveau du terrain situé du côté amont du Chemin Communal existant à l'Ouest du tracé autoroutier dans la zone instable du PK35 (Village Ouled Aissa) ; des relevés topographiques ont été réalisés entre le 19 juin 2024 et novembre 2024. Ils ont été effectués sur 43 points répartis sur 6 lignes. De plus, des relevés supplémentaires ont été effectués sur 10 points localisés au niveau des ouvrages situés dans la zone du glissement de terrain. Les taux de déplacement ainsi que les directions ont été déterminés par la mesure des déplacements selon les axes x et y à chacun des points.

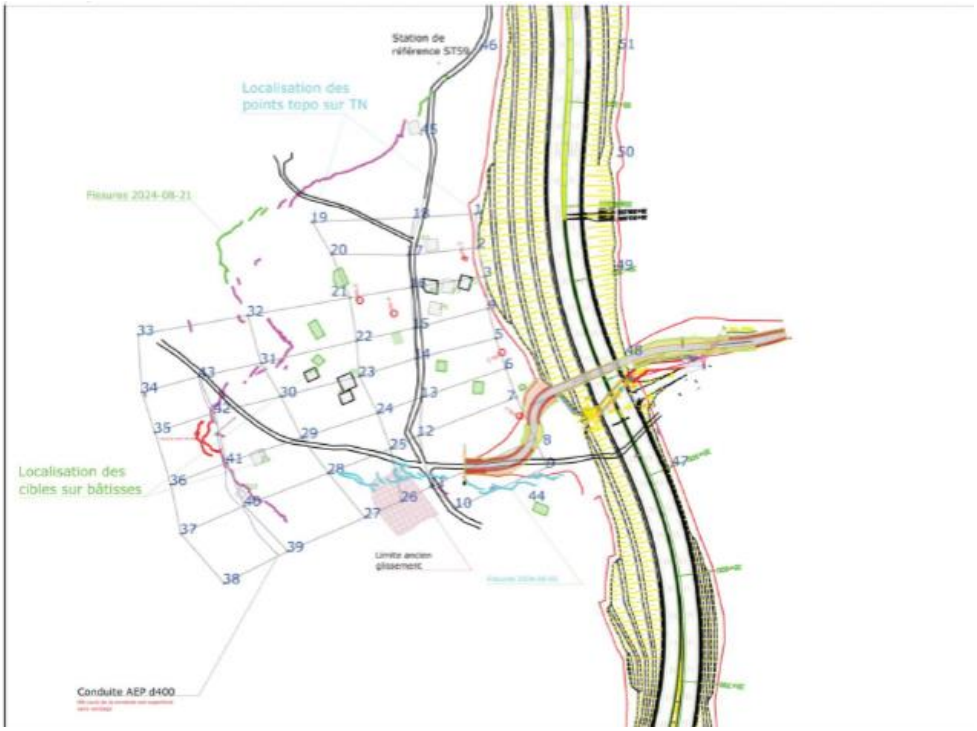


Figure VII-17: Vue en plan des fissures de contrainte développées dans le glissement de terrain et points et lignes de lecture topographique.

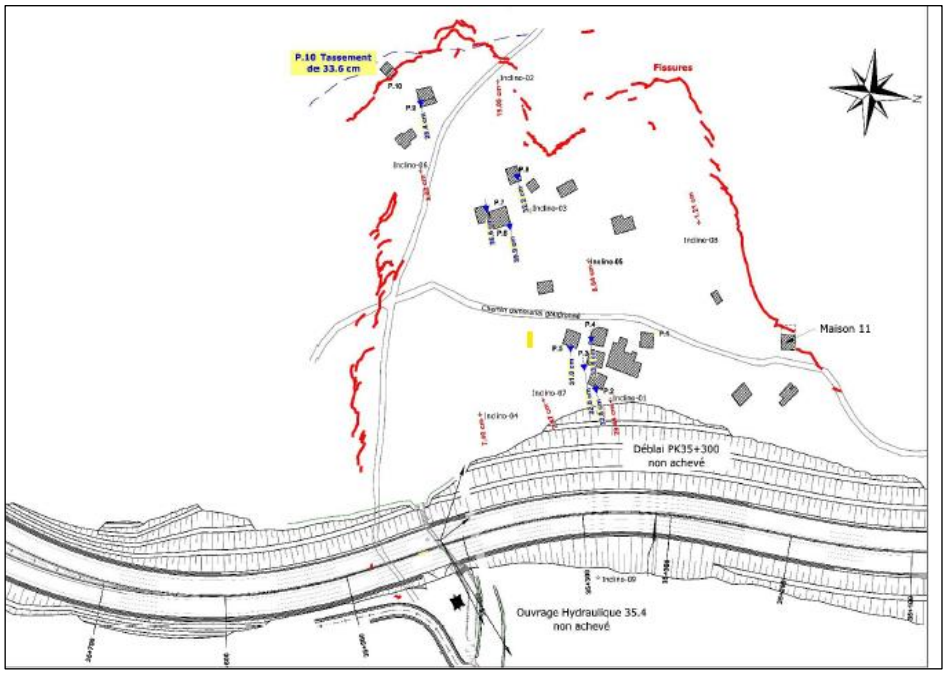


Figure VII-18:Localisation des cibles et suivi des déformations dans les maisons de (juin à novembre 2024

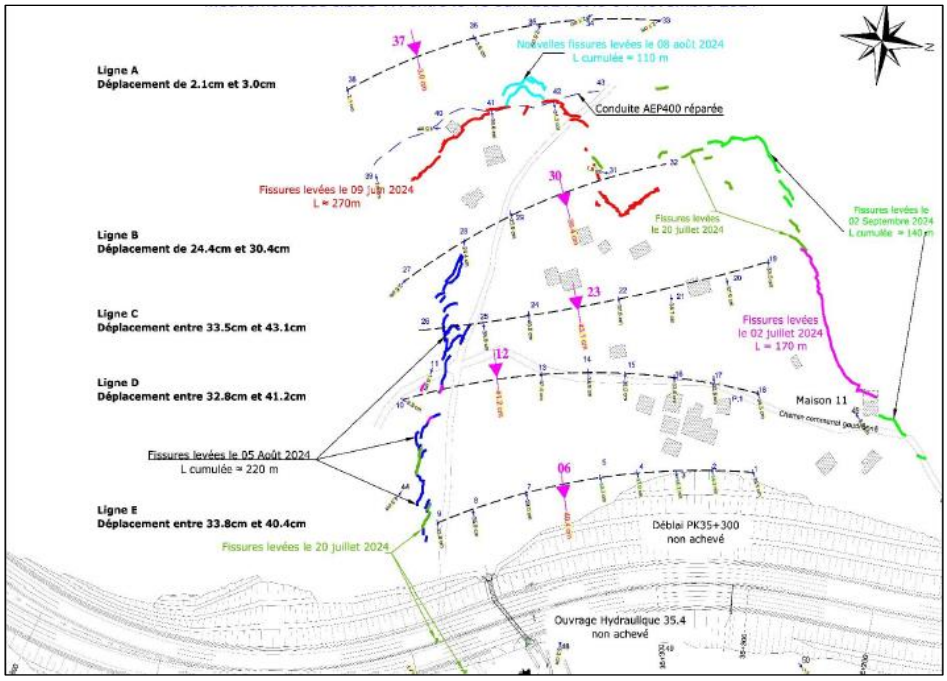


Figure VII-19:Localisation des cibles et suivi des déformations dans le terrain de juin à novembre 2024

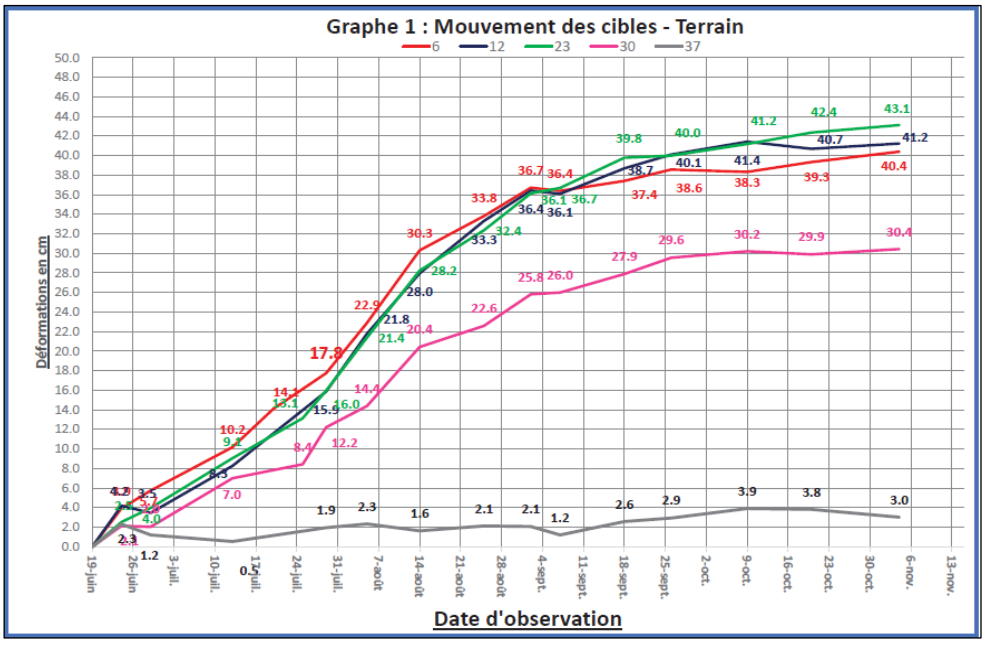


Figure VII-20:Graphe des mouvements des cibles dans terrain naturel

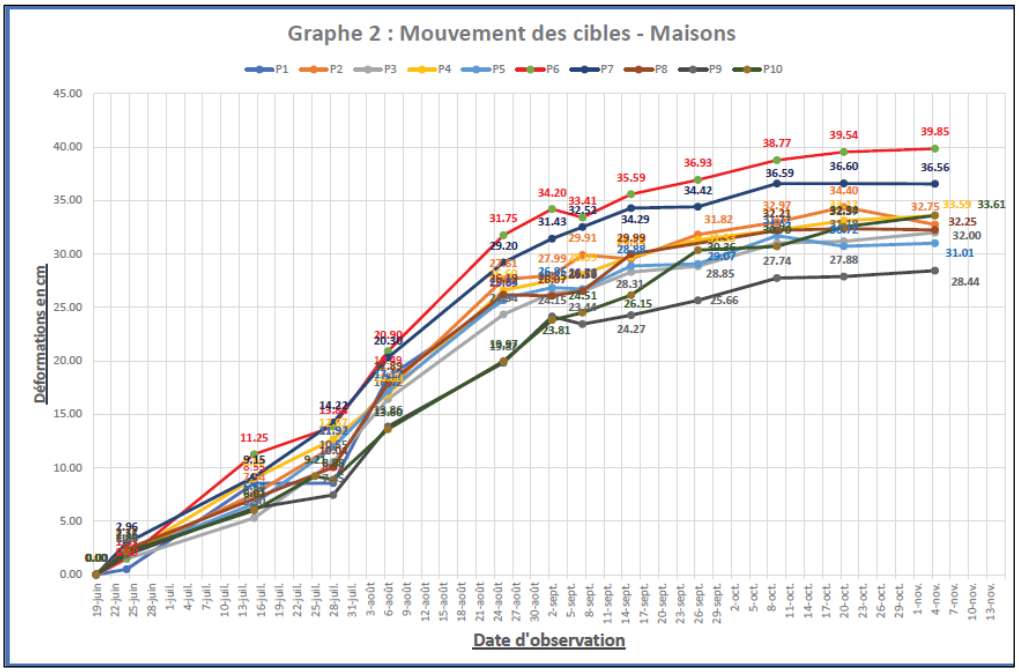


Figure VII-21:Graphe des mouvements des cibles dans les maisons

Interprétation:

Au niveau du terrain : Le graphe 1 : Mouvement des cibles - Terrain montre l'évolution des déformations (en cm) observées sur plusieurs points de mesure (cibles 6, 12, 23, 30, 37) placés sur le terrain entre le 19 juin et le 13 novembre.

Les cibles 6, 12, 23, et 30 montrent des déformations importantes, ce qui indique une instabilité du sol.

La cible 37 est une exception notable avec des mouvements très faibles (< 4 cm), ce qui suggère une zone relativement stable du terrain.

Au niveau des maisons : le graphe 2 intitulé "Mouvement des cibles - Maisons" illustre l'évolution des déformations (en cm) de plusieurs cibles (P1 à P10) observées sur les maisons entre le 19 juin et le 13 novembre 2024 ;

Toutes les cibles montrent une augmentation progressive de la déformation au fil du temps.

- **P6** est de loin la plus touchée, atteignant près de **40 cm** de déformation début novembre.
- **P1** et **P7** suivent également une déformation, atteignant **36,56 cm**.
- **P4** affiche une progression plus modérée, avec une déformation maximale de **28,44 cm**.
- **P9** et **P10** restent également en dessous de **33,61 cm.**

Conclusion

Les résultats des investigations présentés dans ce chapitre ont mis en évidence la présence de deux principales unités de sol dans la zone concernée par le glissement : une couche d'argile reposant sur une couche de marne, toutes les deux sont observées dans l'ensemble des forages réalisés.

La couche d'argile a été observée dans tous les forages réalisés dans la zone du projet. Cette couche se poursuit jusqu'à l'unité de marne, contient des graviers, des conglomérats ainsi que des intercalations de schiste argileux.

La couche de marne rencontrée immédiatement sous l'argile et présente jusqu'au fond des forages, se caractérise par une consistance dure. Elle renferme également des intercalations de conglomérat, de schiste argileux et de grès. Cette unité a été classée comme une argile dure ou une roche faible pour rester du côté sécuritaire. Nous avons observé la présence de plusieurs intercalations entre les couches de marne et d'argile, ce qui témoigne de l'hétérogénéité du sol sur le site. Malgré cette variabilité lithologique, le profil géologique généralisé adopté dans le cadre de la modélisation considère une succession simplifiée, où la marne est représentée sous une couche d'argile.

De plus, le suivi inclinométrique a montré que la profondeur maximale atteinte est de 43 m.

Selon les évaluations des cibles topographiques, on observe des déplacements variants généralement entre 20 et 43,1 cm dans la zone du glissement de terrain. Comme prévu, les directions des mouvements mesurés dans cet intervalle sont orientées vers l'excavation du déblai au niveau de la section PK-35.

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

CHAPITRE VIII : ETUDE DE CONFORTEMENT

CHAPITRE VIII : Etude de confortement

Introduction

À la suite du travail réalisé jusqu'à présent, ce chapitre est consacré à une analyse à rebours visant à calibrer les paramètres géotechniques des sols et à proposer des solutions de confortement, dans le but de sélectionner et de dimensionner celle qui répond le mieux à notre problématique.
L'analyse de la stabilité d'un glissement de terrain nécessite l'usage d'outils numériques spécialisés. Il existe plusieurs logiciels qui se distinguent par leurs méthodes de résolution, leurs capacités de modélisation ainsi que leurs approches analytiques. Toutefois leur objectif commun reste la détermination de la surface de rupture potentielle en évaluant le facteur de sécurité.

Dans le cadre de ce projet l'analyse de stabilité a été réalisée à l'aide du logiciel GEO5 reconnu pour sa fiabilité dans le domaine de la mécanique des sols et du calcul de stabilité des pentes.

VIII.1 Présentation de logiciel « GEO5 »

GEO5 est un logiciel dédié à l'ingénierie géotechnique. Il permet de modéliser une grande variété de problèmes géotechniques en considérant des hypothèses de déformations planes ou d'axisymétrie.

Grâce aux méthodes de calcul analytiques intégrées, l'utilisateur peut concevoir et vérifier des structures de manière rapide et efficace. Toutefois, certains cas particuliers nécessitent une modélisation et une vérification plus approfondies, à l'aide de la méthode des éléments finis (MEF).

L'ensemble des modules GEO5 fonctionne dans un environnement de travail unifié. Cela permet une transition fluide des données entre les programmes analytiques et ceux basés sur la MEF, offrant ainsi une flexibilité optimale et une exploitation complète des fonctionnalités du logiciel.

VIII.2 Analyse à rebours

L'analyse de stabilité à rebours, connue également sous le nom 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.

VIII.3 Profil représentatif

Le profil critique de glissement de terrain passe par le talus excavé près de la pénétrante ; il est à une profondeur de 43 m indiqué par l'inclinomètre 6 ; le profil critique est présenté dans la figure suivante :

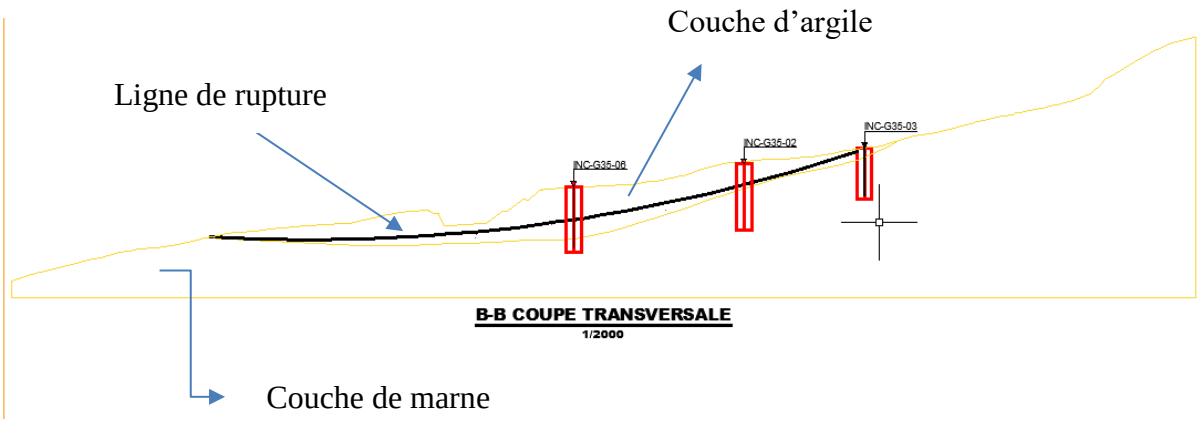


Figure VIII-1:Profil représentatif

VIII.4 Les paramètres de calculs

- Niveau de la nappe phréatique est à 32 m (on a fait la moyenne des niveaux de l'eau souterrain obtenus selon les mesures prises des sondages ouverts dans la période de juin 2024 dans la section PK-35).
- Absence de surcharge.
- Cas sismique et statique.
- Les caractéristiques de la formation impliquée dans le glissement (la couche d'argile) sont déterminées à partir de l'analyse à rebours.
- D'après l'analyse des essais au laboratoire, les essais pressiométriques et les corrélations de Gibson (1953) basées sur l'indice de plasticité (Ip) et l'angle de frottement (φ').

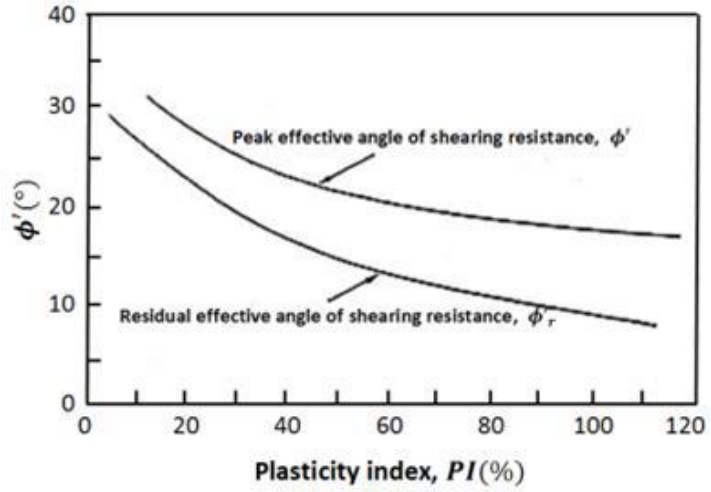


Figure VIII-2:Corrélation entre l'indice de plasticité et l'angle de frottement interne (Gibson, 1953).

Et en utilisant les coefficients α recommandés par Lunne et al (1997) pour le calcul de la valeur de la cohésion $c' = \alpha * \tan(\phi')$

Sur la base des éléments précédents, les caractéristiques géo-mécaniques des formations sont synthétisées dans le tableau ci-après

Tableau VIII-1: Les paramètres géotechniques de chaque couche

Couche de sol	C_U (KPa)	C'(Kpa)	ϕ′(Kpa)	ɣ(kN)	C_r'(Kpa)	Φ_r'(Kpa)
Argile	100	7	26	21	0	11
Marne	450	20	30	22	/	/

VIII.5 Les résultats de calcul

Les résultats de l'analyse effectuée à l'aide du logiciel « GEO5 » selon la méthode de Bichop sont les suivants **:**

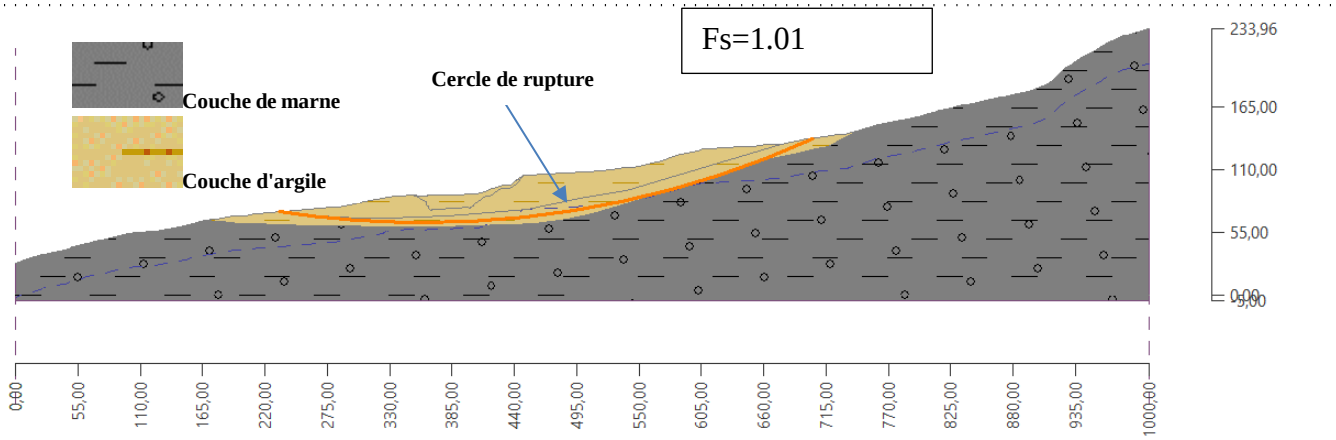


Figure VIII-2 : Résultat de l'analyse à partir de GEO5 –avant confortement-

À l'issue de cette analyse, il apparaît que la surface de rupture concerne la couche d'argile qui glisse sur la marne à une profondeur de 43m ; ce résultat est en accord avec les observations issues des données géotechniques et géologique.

VIII.6 Etude d'avant-projet sommaire(APS)

L'étude d'un glissement de terrain mène à la définition d'une méthode de confortement. Cette étape constitue l'élément central de notre projet, car notre objectif est d'identifier les solutions les plus appropriée, tant sur le plan technique qu'économique, pour stabiliser le glissement.

Le choix de la technique de confortement repose sur trois critères principaux :

- Critères économiques : rapport efficacité/coût, coût d'entretien, niveau de compétence des entreprises ;
- Contraintes spécifiques : accessibilité au site, faisabilité de la méthode envisagée ;
- Aspects techniques : risque d'évolution du phénomène, niveau de stabilisation souhaité.

VIII.6.1 Solutions de confortement

Notre étude tiens compte de l'excavation totale du déblai PK 35 jusqu'à la plateforme d'autoroute (but recherché).

Pour stabiliser le glissement de terrain, nous avons proposés deux solutions :

- Solution1 : Confortement par trois rideaux de pieux.
- Solution 2 : Confortement avec des tirants d'ancrage et un rideau de pieux en amont.

VIII.7 Profil avant confortement

- **Cas statique**

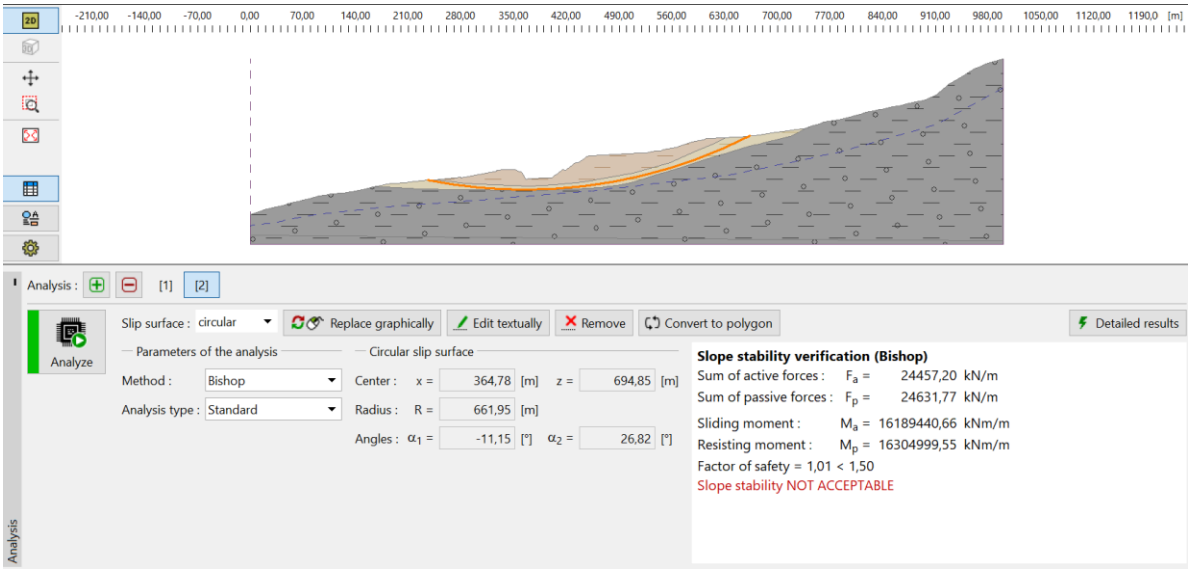


Figure VIII-3:Analyse du Cercle de glissement avant le confortement dans le cas statique, le coefficient de sécurité égal à 1.01

VIII.7.1 Solution 1 : Confortement par trois rideaux de pieux

VIII.7.1.1 Déscription de la solution

Deux rideaux de pieux, implantés en amont du talus, sont constitués de pieux de 1,20 m de diamètre, avec des profondeurs respectives de 47 m pour le premier rideau, et 50 m pour le second. Un troisième rideau, également composé de pieux de 1,20 m de diamètre, a été implanté en aval du talus sur une profondeur de 40 m. L'espacement entre les pieux est 1,40m. Le linéaire total concerné par ces dispositifs est de 500 m, ce qui porte le nombre total de pieux prévus à 312. L'ensemble des pieux sera surmonté d'une longrine en béton armé de 1m d'épaisseur,

servant de poutre de couronnement, assurant la répartition homogène des efforts entre les pieux et renforçant la cohésion structurelle du système. Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée par étape (un rideau, deux rideaux, trois rideaux) sont les suivants :

- **Confortement avec un rideau de pieux en amont du talus :**

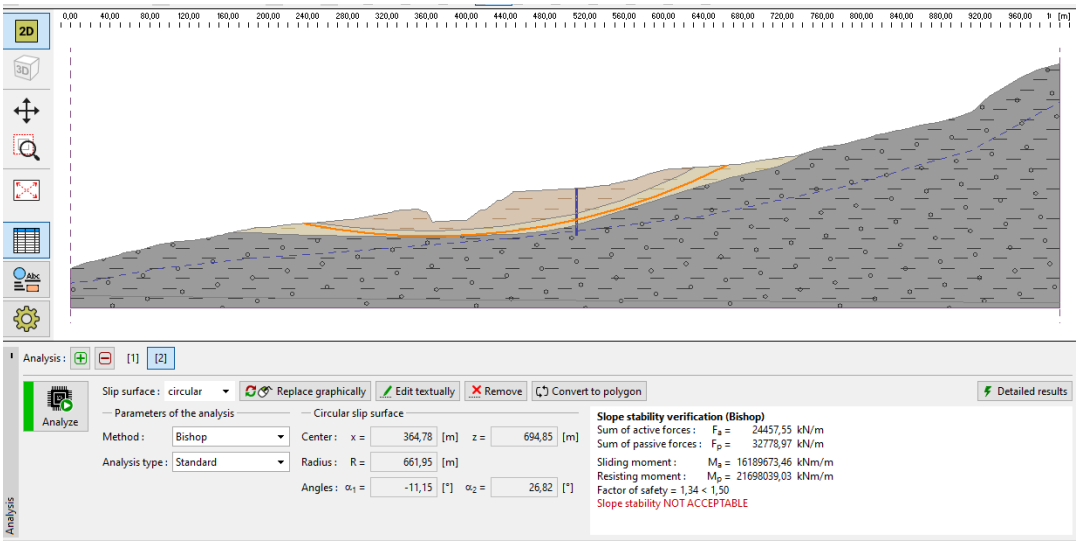


Figure VIII-4:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par un rideau de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1.34 (non stable dans le cas statique).

- **Confortement avec deux rideaux de pieux**
- **Cas statique**

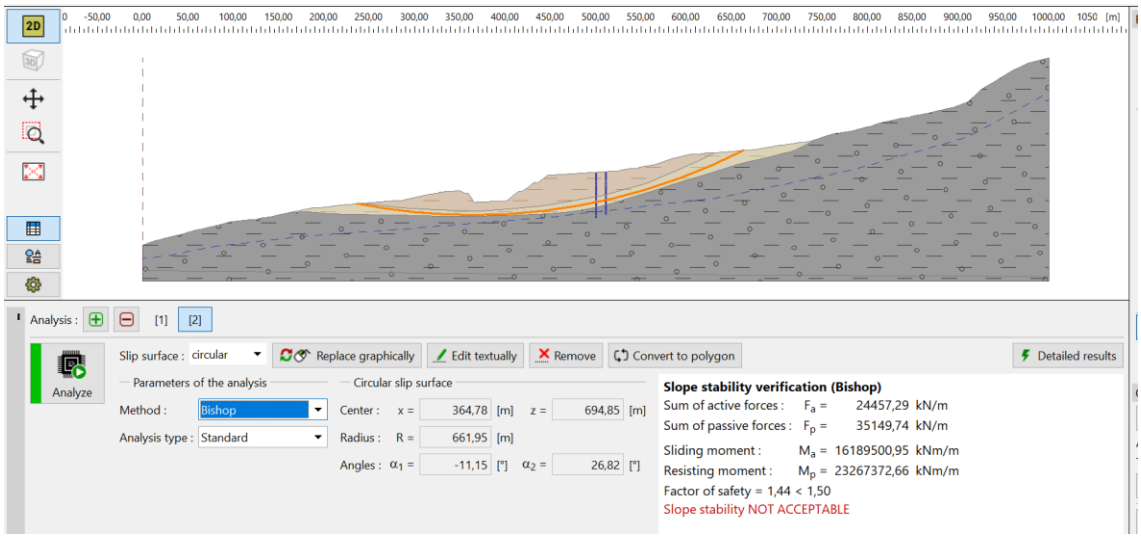


Figure VIII-5:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal 1.44 dans le cas statique ; non stable.

- **Confortement avec trois rideaux de pieux**
- **Cas statique**

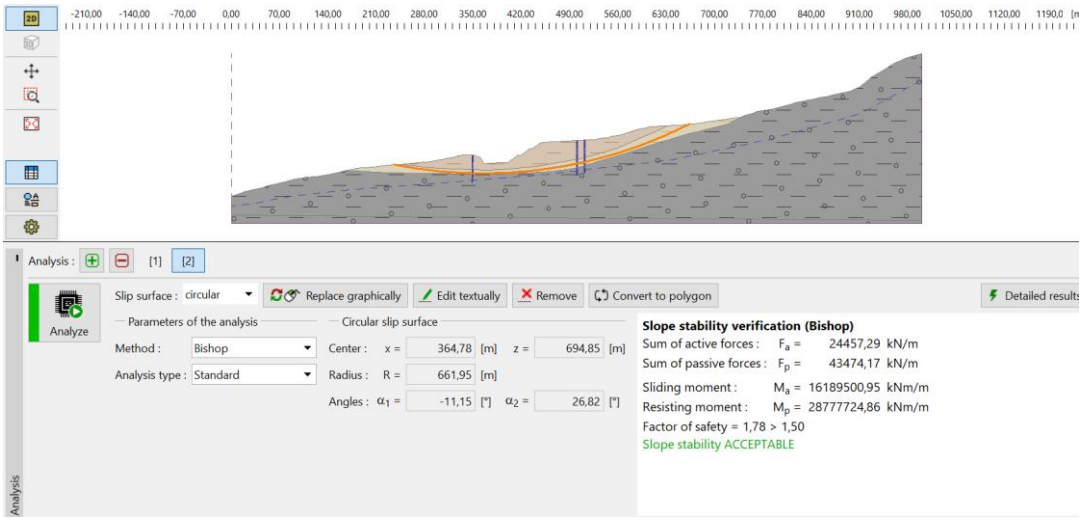


Figure VIII-6:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par trois rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal 1.78 dans le cas statique, stable.

- **Cas sismique**

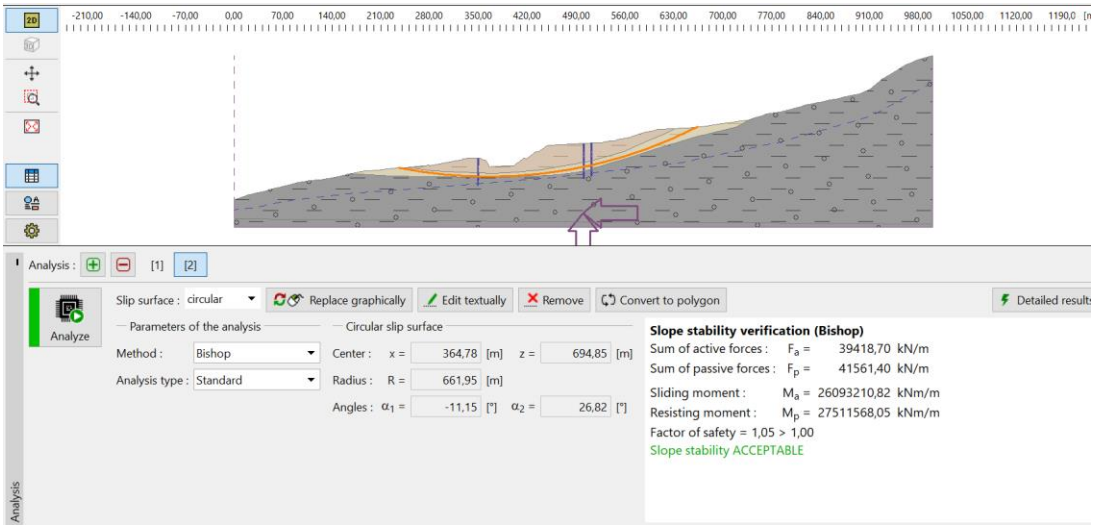


Figure VIII-7:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par trois rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal 1.05dans le cas sismique, stable.

Interprétation des résultats :

La stabilisation du glissement a été assurée par la mise en place de trois rangées de pieux, permettant d'atteindre un facteur de sécurité satisfaisant de 1,78.

VIII.7.2 Solution 2 : Confortement par des tirants d'ancrage et un rideau de pieux en amont du talus

VIII.7.2.1 Description de la solution

Un système de confortement comprend une paroi verticale en béton armé avec des liernes, qui relie les têtes des tirants entre eux le long de la paroi. Les tirants d'ancrage d'une force de 800KN et une longueur de 50m pour chacun, avec une inclinaison de 40°; longueur d'ancrage dans le sol stable > 3m ,la paroi tirantée est complétée par un rideau de pieux de 1.2m de diamètre et une profondeur de 50m implanté en amont du talus.

- **Confortement avec des tirants d'ancrage**
- **Cas statique**

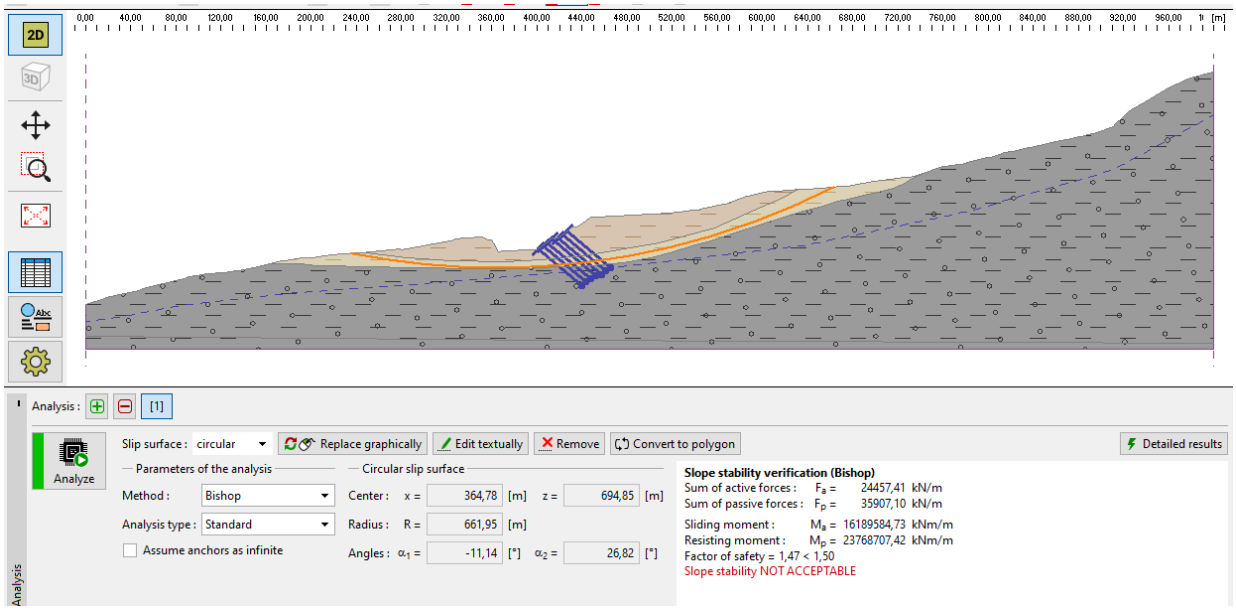


Figure VIII-8:Analyse du Cercle de glissement après un confortement par des tirants d'ancrage, le coefficient de sécurité égal à 1.47 dans le cas statique, non stable.

- **Confortement par les tirants d'ancrages et un rideau de pieux en amont du talus**
- **Cas statique**

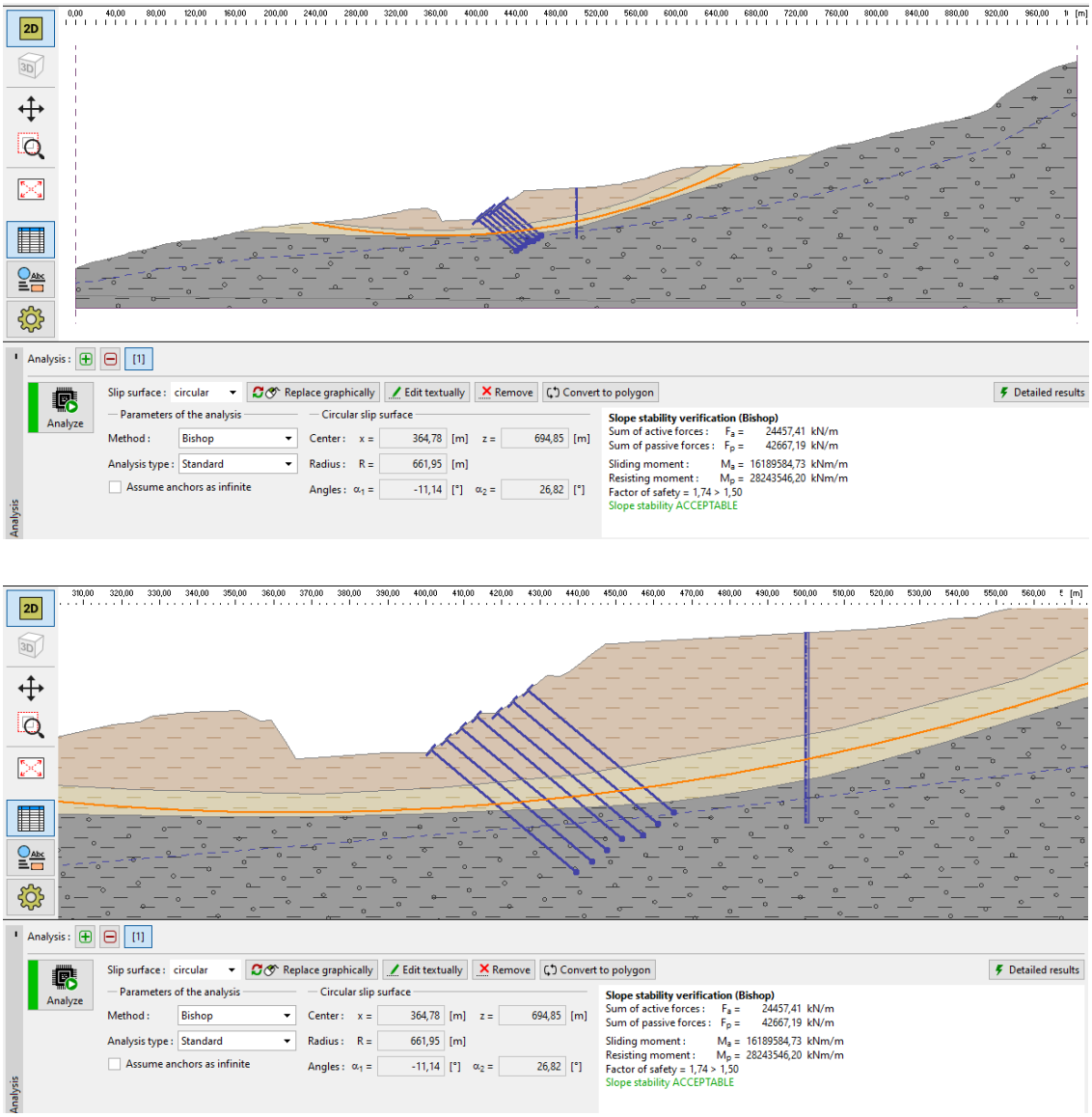


Figure VIII-9:Analyse du Cercle de glissement après un confortement par des tirants d'ancrage et un rideau de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1.74 dans le cas statique ; stable.

- **Cas sismique**

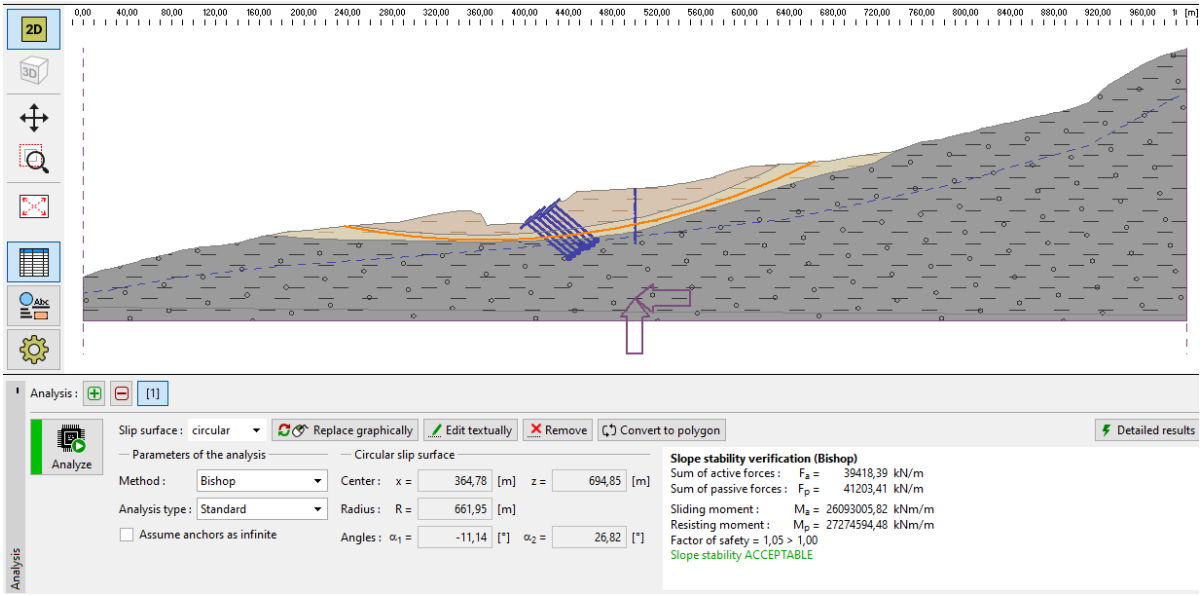


Figure VIII-10:Analyse du Cercle de glissement après un confortement par des tirants d'ancrage et un rideau de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1.05 dans le cas sismique ; stable

Interprétation des résultats :

Après avoir modélisé le profil, renforcé le talus de la plateforme avec des tirants d'ancrage et un rideau de pieux en amont, une augmentation de facteur de sécurité dans le cas sismique et statique ce qui indique que le terrain dans cette zone est stabilisée.

VIII.8 Devis quantitatif et estimatif :

VIII.8.1 Devis quantitatif et estimatif de la 1ére solution : trois rideaux de pieux

Tableau VIII-2:Devis quantitatif et estimatif de la 1ére solution

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire en DA	Montant en DA
Etude	F	1	4 498 200,00	4 498 200,00
Réalisation des pieux forés en béton armé de diamètre 1200mm de 40,47et 50m de profondeur y compris recépage, coulage par tube plongeur et toutes dispositions nécessaires pour le soutènement des parois de forage.	Ml	15385	90 000,00	1 384 660 000,00
Poutre de couronnement (y compris ferraillage, coffrage)	M^3	723	40 000,00	28 920 000,00
Montant hors taxe				1 418 078 200.00
TVA 19%				269 434 858,00
Montant en TTC				1 687 513 058,00

VIII.8.2 Devis quantitatif et estimatif de la 2éme solution : confortement par des tirants d'ancrages et un rideau de pieux.

Tableau VIII-3:Devis quantitatif et estimatif de la 2éme solution

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire an DA	Montant en DA
Etude	F	1	13 227 090,00	13 227 090,00
Réalisation d'un parement en béton projeté d'épaisseur Ep=20 cm y compris le ferraillage	M^2	7	20 000,00	140 000,00
Lierne en béton armé de 70*70 cm de dimension y compris ferraillage, coffrage réservations et toutes suggestion utile à la bonne exécution	M^3	34.3	45 000,00	1 543 500,00
Tirant d'ancrage en câble 7T15 en armature de précontrainte nuance 1770 N/mm^2 y compris forage D200mm injection sans pression	Ml	1750	25 000,00	43 750 000,00
Réalisation des pieux forés en béton armé de diamètre 1200mm de 50m de profondeur y compris recépage, coulage par tube plongeur et toutes dispositions nécessaires pour le soutènement des parois de forage.	Ml	15600	90 000,00	1 404 000 000,00
Montant hors taxe				1 462 660 590,00
TVA 19%				277 905 512,1
Montant en TTC				1 740 566 102,00

VIII.9 Analyses multiclitaire

Tableau VIII-4:Analyse multicritère des deux solutions

Solutions	Avantages	Inconvénients	FS	**Coût** (DA)
Confortement par trois rideaux de pieux	• Grande stabilité : en offrant une très bonne résistance aux poussées du terrain. • Réduction des déplacements :	• Complexité de mise en œuvre. • Temps d'exécution long • Espace de chantier	1.78	1 687 513 058,00

	ils permettent une meilleure répartition des efforts. • Solution efficace pour les terrains hétérogènes. • Adaptable à la présence d'eau (s'ils sont associés à des joints étanches, peuvent limiter les infiltrations d'eau.	important**.**		
Confortement par des tirants d'ancrage et un rideau de pieux.	• Efficacité structurelle élevée. • Stabilité progressive et auto adaptée (L'effort transmis s'adapte à l'évolution du glissement, ce qui peut éviter les surcharges inutiles). • Réduction des déformations**.**	• Moins efficaces pour des glissements très actifs. • Sensibilité à la corrosion (acier non protégé**).** • Coût élevé	1.74	1 740 566 102,00

VIII.10 Etude d'avant-projet sommaire -APD-

VIII.10.1 Choix de la solution

Après avoir analysé les deux solutions de confortement, il apparaît que le gain en termes de sécurité est plus grand dans la première solution **FS=1.78** .Elle présente des avantages notables en termes de délai d'exécution et de coût des travaux et elle est la plus adaptable dans notre cas de glissement par rapport à la deuxième solution (Les tirants d'ancrages + un rideau de pieux. Ainsi, notre choix de confortement se porte sur les trois rideaux de pieux.

VIII.10.2 Dimensionnement des trois rideaux de pieux

VIII.10.2.1 Les pieux jointifs

Les pieux jointifs (ou tangents) sont mis en œuvre par la technique du forage ce qui permet de réaliser un soutènement efficace en grande profondeur, la réalisation des pieux jointifs se fait en plusieurs séries avec des intervalles de temps spécifiques pour permettre le durcissement du béton et l'ajustement structurel. Voici les étapes détaillées de la réalisation :

- **Forage initial** : Un forage est d'abord réalisé dans le sol à l'aide d'équipements appropriés. Si un obstacle infranchissable est rencontré avant d'atteindre la profondeur d'assise prévue par le projet, le concepteur doit être informé afin de définir les mesures complémentaires à prendre pour poursuivre les travaux. L'utilisation d'explosifs pour enlever ces obstacles ou pour ancrer les pieux dans un substratum rocheux n'est autorisée que si elle ne cause aucun dommage aux pieux ni aux ouvrages avoisinants.
- **Mise en place de la cage d'armature** : Une cage d'armature est introduite dans chaque forage.
- **Bétonnage** : Les pieux sont ensuite bétonnés en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.
- Recépage de la tête du pieu.

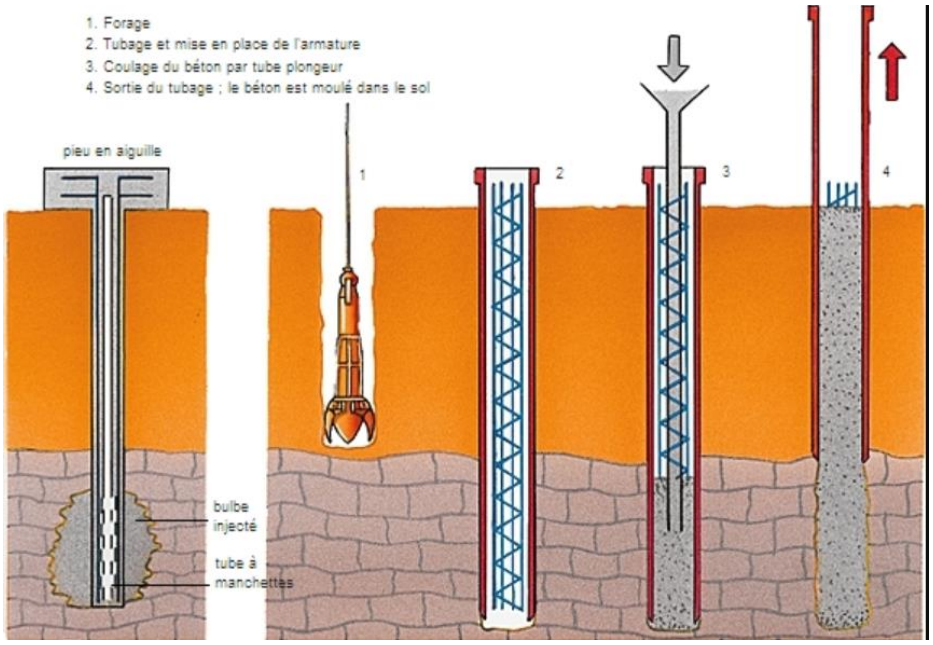


Figure VIII-11:les étapes de la réalisation des pieux jointifs

VIII.11 Modélisation et ferraillage des trois rideaux de pieux

Pour analyser les efforts et leur distribution sur les pieux en vue de leur ferraillage, nous avons choisi d'adopter cette approche avec logiciel GEO5, en suivant les règles du BAEL.

- **Note de calcul de la capacité portante des pieux**

$L_0=\left(\frac{4EI}{Es}\right)^{1/4}$

Pour le sol

On a
- α=0.67
- E_M=11600 Kpa

$\frac{Es}{EM}=(\frac{1}{2\backslash 9*2.65^{\alpha}+\alpha\backslash 6})$

Es =21481 KPa

- EM= module pressiométrique
- α=Coefficient rhéologique

Pour le béton

E=2*10^7 KPa

I=$\frac{\pi B^4}{64}$ ⟶ I= 0.1m^4

Donc L_0=4.39m
L* =min (L_0 , 1/3L)=4.39 m
L*<2L_0
M_{max}= 4.58KN.m

- TC1= Pl *B*L* /4 =2607.66 KN
- TC2=1047.29 KN

Min (Rc ; 1047.29 ; 2607.66) = 1047.29 KN
Rc : son calcul est dans l'annexe.

La capacité portante du pieu = 1047.29 KN

Les lois et le détail de calcul sont dans l'annexe

VIII.12 Ferraillage des pieux

VIII.12.1 Diagrammes des moments et vérification de ferraillage

- Diagramme de moment et la force de cisaillement du premier rideau de pieux

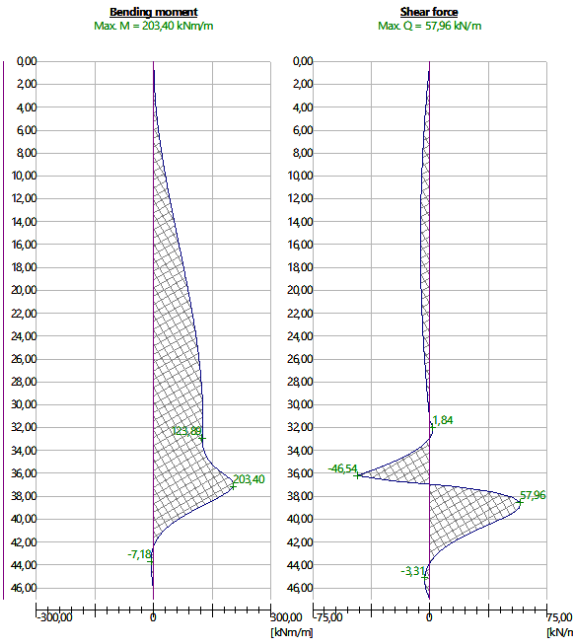


Figure VIII-12:Diagramme de moment et la force de cisaillement du premier rideau de pieux

- Vérification du ferraillage du premier rideau de pieux :

Dimensioning

Verification of RC cross section (Pile curtain d = 1,20 m; a = 1,40 m)
All construction stages are taken into the analysis.
Reduct. coefficient of bearing capacity = 1,00

Verification of cross section in bending:
Reinforcement - 20 pc bars 32,0 mm; cover 75,0 mm
Type of structure (reinforcement ratio) : beam
Reinforcement ratio ρ = 0,711 % > 0,151 % = ρ_{min}
Load : M_{Ed} = 284,76 kNm
Bearing capacity : M_{Rd} = 3126,85 kNm
Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:
Shear reinf. - 2 profile 16,0 mm; distance 200,0 mm
A_{sw} = 2010,6 mm^2
Ultimate shear force: V_{Rd} = 1888,23 kN > 81,15 kN = V_{Ed}
Cross-section is SATISFACTORY.
only minimal shear reinforcement

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

Figure VIII-13: vérification du ferraillage du premier rideau de pieux :

- Diagramme de moment et la force de cisaillement du deuxième rideau de pieux

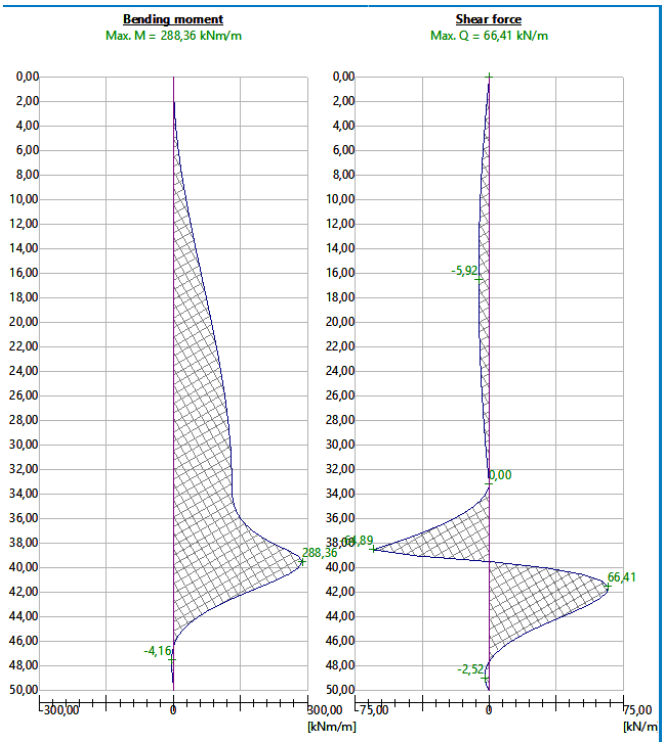


Figure VIII-14:Diagramme de moment et la force de cisaillement du deuxième rideau de pieux

- Vérification du ferraillage du deuxième rideau de pieux :

Dimensioning

Verification of RC cross section (Pile curtain d = 1,40 m; a = 1,20 m)
All construction stages are taken into the analysis.
Reduct. coefficient of bearing capacity = 1,00

Verification of cross section in bending:
Reinforcement - 20 pc bars 32,0 mm; cover 75,0 mm
Type of structure (reinforcement ratio) : beam
Reinforcement ratio ρ = 0,522 % > 0,151 % = ρ_{min}
Load : M_{Ed} = 346,03 kNm
Bearing capacity : M_{Rd} = 3807,12 kNm
Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:
Shear reinf. - 2 profile 16,0 mm; distance 200,0 mm
A_{sw} = 2010,6 mm^2
Ultimate shear force: V_{Rd} = 2202,94 kN > 79,69 kN = V_{Ed}
Cross-section is SATISFACTORY.
only minimal shear reinforcement

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

Figure VIII-15:Vérification du ferraillage du deuxième rideau de pieux

- Diagramme de moment et la force de cisaillement du troisième rideau de pieux

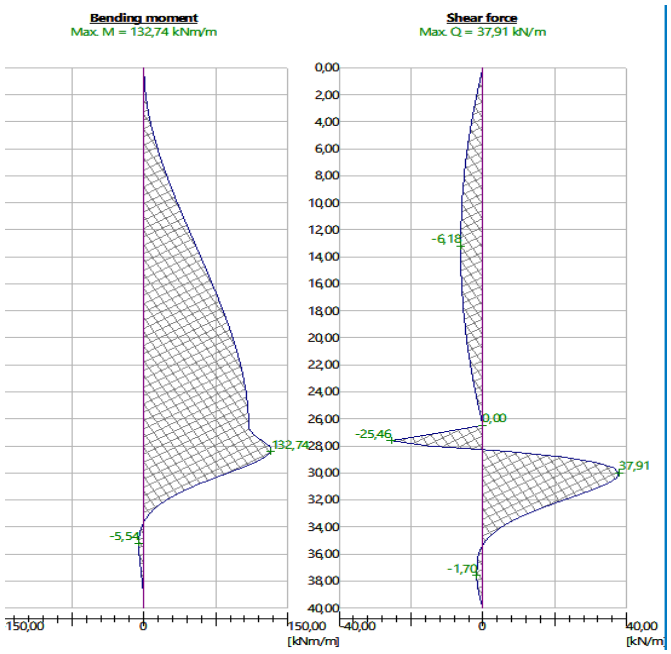


Figure VIII-16:Diagramme de moment et la force de cisaillement du troisième rideau de pieux

- Vérification du ferraillage du troisième rideau de pieux **:**

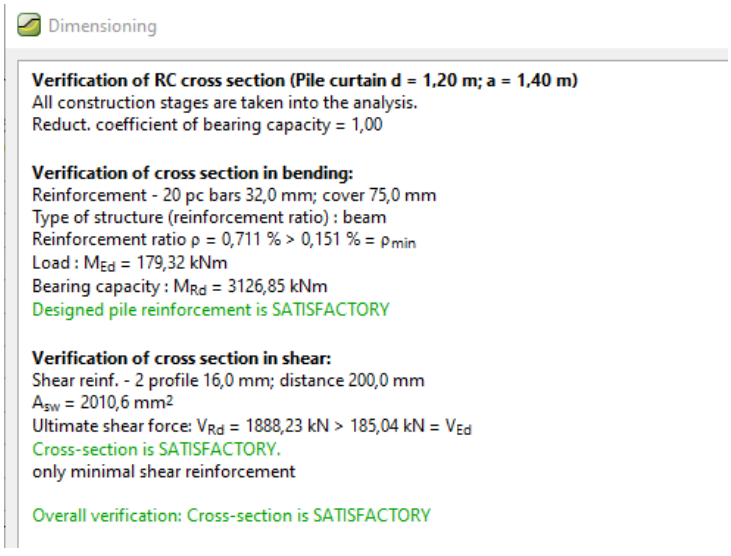


Figure VIII-17:Vérification du ferraillage du troisième rideau de pieux :

VIII.12.1.1 Ferraillage transversal

Ce sont les cadres circulaires, étriers, ou cerces qui enrobent les barres longitudinales tout au long des pieux. Le rôle des armatures transversales est :

- Maintenir les barres longitudinales en place.
- Résister au cisaillement.

- Assurer la cohésion du béton en phase du coulage.
- Contribuer à contenir le béton (confinement) sous forte contraintes.

Section de ferraillage transversale des pieux :

Pieux de 47m : dans la zone de renforcement : 75HA16 espacé de St =8cm et dans la zone courante : 170HA16 espacé de St=8cm.

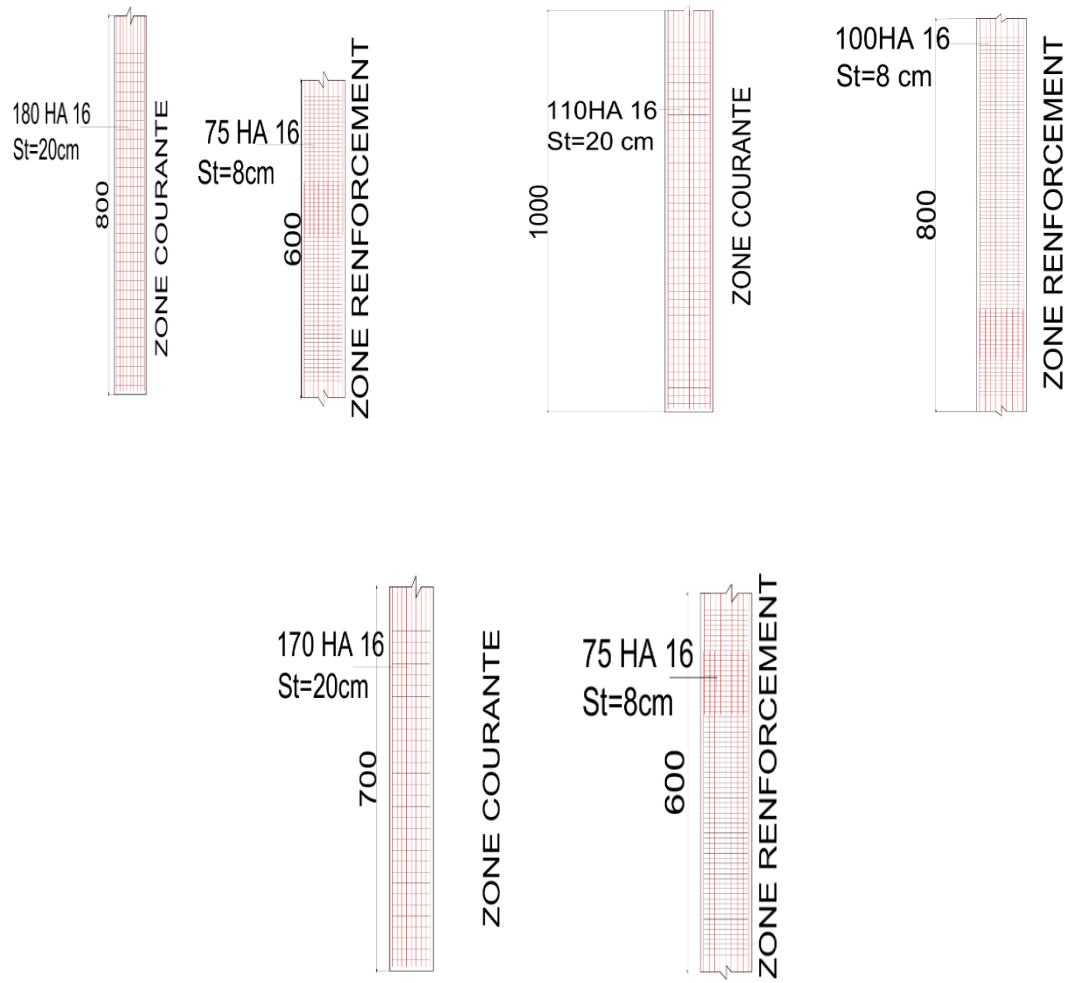
Pieux de 50m : dans la zone de renforcement : 75HA16 espacé de St =8cm et dans la zone courante: 180HA16 espacé de St=20 cm.

Pieux de 40m : dans la zone de renforcement :100HA16 espacé de St =8cm et dans la zone courante 110HA16 espacé de St=20cm.

VIII.12.1.2 Ferraillage longitudinal

Le ferraillage longitudinal correspond aux barres d'acier principales placées dans l'axe du pieu, parallèlement à sa longueur, ils sont conçus pour résister aux charges de traction qui peuvent survenir en raison de la flexion ou des forces de cisaillement.

Section de ferraillage longitudinal des pieux : 20HA32 espacé de St =13cm As= 160.8 cm^2.



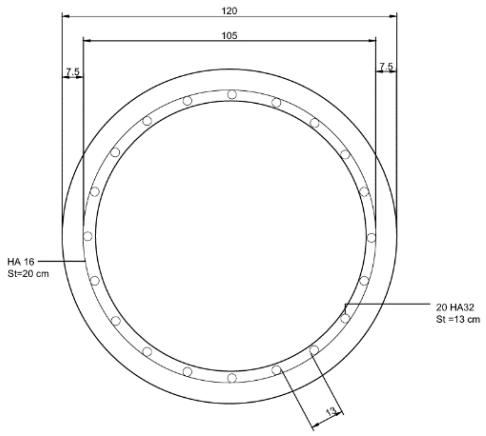


Figure VIII-18:Coupe longitudinale et transversale des trois pieux

VIII.13 Synthèse

L'étude et la conception des pieux de soutènement requièrent l'utilisation de logiciels de calcul spécialisés afin d'assurer leur efficacité et leur sécurité. Ces outils permettent de modéliser les pieux en prenant en compte les charges appliquées, les caractéristiques géotechniques du sol ainsi que les interactions entre le sol et la structure. Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel GEO5 pour déterminer le ferraillage des trois rideaux de pieux.

Conclusion

L'étude de confortement menée dans le cadre de ce projet a permis d'analyser en profondeur les causes du glissement de terrain et d'évaluer les solutions techniques adaptées pour assurer la stabilité de la zone concernée. À travers l'analyse géotechnique du site, la modélisation des contraintes, ainsi que la conception d'ouvrages de soutènement, des mesures de renforcement efficaces ont été proposées. Les résultats obtenus ont mis en évidence la nécessité de recourir à des structures adaptées, telles que les rideaux de pieux pour stabiliser le talus. L'utilisation de logiciels spécialisés comme GEO5 a permis d'optimiser la conception en tenant compte des caractéristiques mécaniques du sol, des charges appliquées, et de l'interaction sol-structure.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire a porté sur l'étude du traitement d'un glissement de terrain survenu au niveau de Draa El Mizan, dans la wilaya de Tizi-Ouzou. En nous appuyant sur les levés géologiques ainsi que sur les résultats issus de la campagne d'investigation géotechnique réalisée dans le cadre de cette étude, nous avons entrepris une analyse de stabilité à rebours. Celle-ci nous a permis de reconstituer les conditions réelles du glissement et d'identifier les paramètres de résistance au cisaillement mobilisés dans les formations en place.

En ce qui concerne les l'étude de traitement, Deux variantes sont proposée : confortement par trois rideaux de pieux et confortement par des tirants d'ancrage plus un rideaux de pieux en aval du talus.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, l'étendue des terrains à exploiter, le taux d'incertitude apporté par chaque solution). De ce fait, notre choix pour la solution de traitement s'est orienté vers : Confortement par trois rideaux de pieux deux rangées en amont du talus et la troisième rangée en aval du talus pour stabiliser le talus et protéger la pénétrante.

Ces ouvrages ont ensuite fait l'objet d'une étude d'Avant-Projet Détaillé (APD), visant à les dimensionner en prenant en compte les différents aspects de stabilité interne et externe, conformément aux normes en vigueur, et ce pour les diverses situations de calcul, qu'elles soient fondamentales ou sismique.

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.

Bibliographie

[1] Jean-Louis DURVILLE et Giles Seve. Stabilité des pentes glissements en terrain meuble.

[2] LCPC Préventions et stabilisation des glissements de terrain, conception, mise en œuvre et maintenance des dispositifs.

[3] A. BENAISSA, Glissements de terrain 'calcul de stabilité', 3éme Edition, ONU.

[4] Guide technique stabilisation des glissements de terrain ; laboratoire centrale des ponts et chaussées.

[5] REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003.

[6] M*elle* .DEBBAH Darine. Etude de glissement de terrain de « BARDO » dans la wilaya de Constantine sous la direction de Mr. HAMADI Kamel, école nationale supérieure des travaux publics, 2017 /2018.

[7] M. ALLACHE Racim Raouf et M. MALEK Abdelhadi Etude de traitement des glissements de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa du pk 6+700 au pk 7+060 sous la direction de de Mr. HAMADI Kamel ,école nationale supérieure des travaux publics, 2022 /2023.

[8] MATASSI Feriel, étude de pieux de soutènement, sous la direction de M.S.LAKHAL, école national polytechnique d'Alger, promotion 2017.

[9] Bellatreche Youcef /Messrati Youcef ,l'étude de soutènement provisoire d'un sol, sous la direction de AMRI Salima , université Yahie Fares MEDEA, promotion 2022

[10] Bahloul Nasreddine / Azzedine Semer, analyse des méthodes de stabilisation des glissements de terrain sous la direction de Dr.BENYAGHLA Hacene, promotion 2022.

[11] M*elle*. Alouche Meriem el Akri Herouas lamia, Etude du glissement de terrain au niveau de la pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira du PK17+100 au PK17+450, sous la direction de M.TAKI.Mohammed promotion 2024.

[12] Bouafia Ali (Editeur) Manuel de géotechnique (2éme édition)

[13] RPA, *Règlement Parasismique Algérienne*, 2003

[14] GILLES Sève et PIERRE Pouget « Stabilisation des glissements de terrain (guide technique) LCPC (Février 1998) ».

[15] Guide : Talren V5 C.Notice Technique.

[16] Mécanique des sols, chapitre 4 résistance au cisaillement des sols.

[17] MAGNAN Jean-Pierre, Résistance au cisaillement. Technique de l'ingénieur. Traité construction, article C216 (1991).

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

Site web

[1] https://www.finesoftware.eu

[2] www .andi.com.co

[3] https://www.brgm.fr/fr/risques/risques-mouvement-terrain

[4] https://cgs.ca

[5] https://www.sciencedirect.com

Investigations géotechniques et analyse du glissement

Table 1: RQD classification index

RQD	Rock mass quality
<25%	very poor
25-50%	Poor
50-75%	Fair
75-90%	Good
90-100%	Excellent

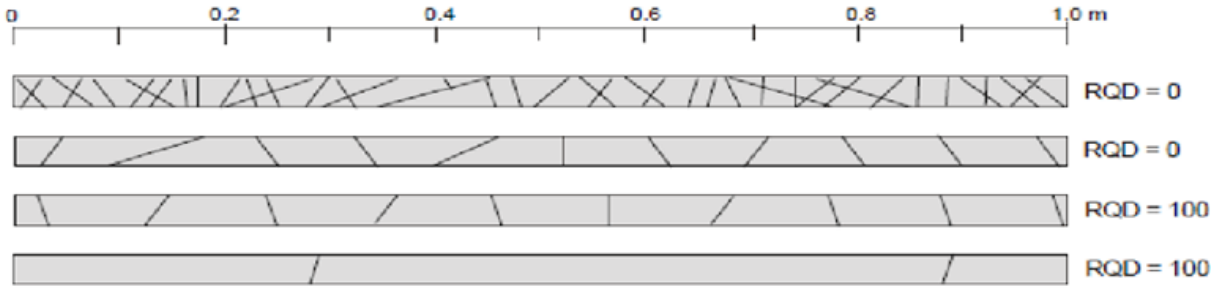


Figure 2: RQD values for various joint densities along drill cores (Deere, 1989).

Caté - gorie	Description	q_c(MPA) (c)	N (d)	pl(MPA) (e)	E_p(MPA) (e)	q_u (MPA) (f)	V_s (m/s) (g)
S_1	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S_2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S_3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - < 400
S_4	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

Classification du site par RPOA 2008 selon les résultats des essais in situ

Catégorie	Désignation	Exemples	σc (MPa)
R1	Roche de résistance très élevée	Quartzites et basaltes de résistance élevée	> 200
R2a	Roche de résistance élevée	Granit très résistance, porphyres, grès et calcaires de très haute résistance	200 à 120
R2b		Granit, grès et calcaires de très bonne tenue ou légèrement dolités, marbres, dolomies, conglomérats compacts	120 à 60
R3a	Roche de résistance moyenne	Grès ordinaires, schistes siliceux ou grès schisteux, gneiss	60 à 40
R3b		Schistes argileux, grès et calcaires de résistance moyenne, marnes compactes, conglomérats peu consistants	40 à 20
R4	Roche de faible résistance	Schistes ou calcaires tendres ou très fracturés, gypses, grès très fracturés ou marneux, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marneux, gypses ou craies altérées	6 à 0,5
R5b		Alluvions graveleuses, sables argileux normalement consolidés	< 0,5
R6a	Sols plastiques ou peu consolidés	Marnes altérées, argiles franches, sables argiles, limons fins	
R6b		Tourbes silts et vases peu consolidés, sables fins sans cohésion	

Classement en fonction de la résistance en compression uni axiale (AFTES, 1993)

Classification des résistances des roches selon l'AFTES

Tableau Rc

Résistance de l'inclusion à la flexion(M_{max})	Longueur minimale disponible de part et d'autre de la surface de rupture	
	Inclusion « longue » $L^* > 2.L_0$	Inclusion « courte » $L^* < 2.L_0$
FORTE	$M_{max} > 0{,}16.p_l.B.L_0^{\,2}$ $T_{cl1} = p_l.B.L_0/2$	$M_{max} > p_l.B.L^{*2}/27$ $T_{cl1} = p_l.B.L^*/4$
FAIBLE	$M_{max} < 0{,}16.p_l.B.L_0^{\,2}$ $T_{cl2} = 0{,}24.p_l.B.L_0 + 1{,}62.M_{max}/L_0$	$M_{max} < p_l.B.L^{*2}/27$ $T_{cl2} = 0{,}10.p_l.B.L^* + 4{,}05.M_{max}/L^*$

Tableau 1 : Cisaillement disponible dans une inclusion (Tcl1, Tcl2)

<u>Les sondages carottés</u> :

SC-G35-01

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SC-G35-01

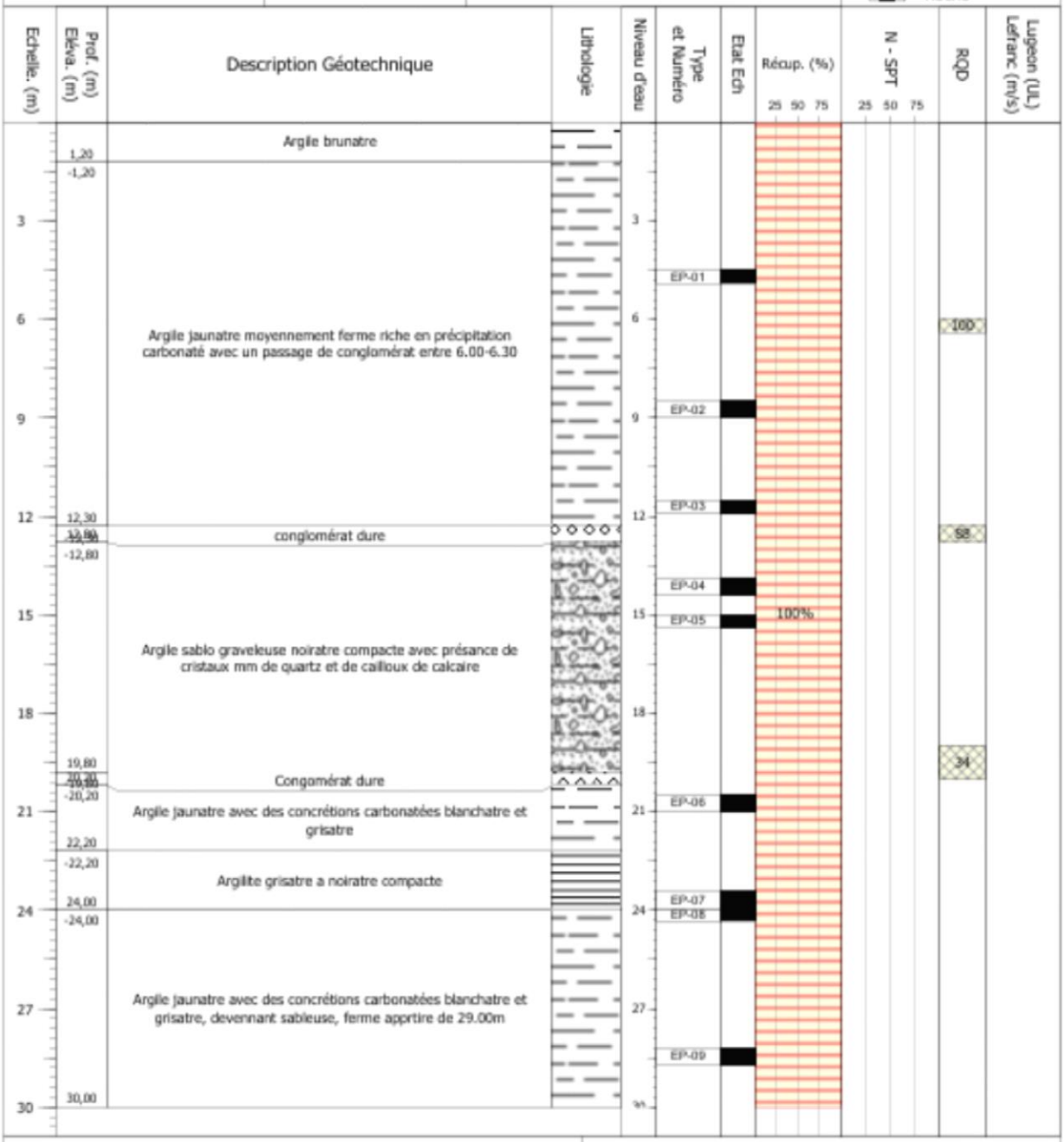
Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l`autoroute est-ouest au niveau de l`echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052

Lieu : PK 35

Client : Groupement ONE

Date Début : juin/2024 Date Fin : juin/2024 Profondeur forée : 40,40 m Niveau d'eau : m	Coordonnées : X = Y = Z = 0	Boue de forage : Eau claire Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm Foreuse : ROLATEC Diam. forage :101 Long. tubage :	Etat de l'Echantillon : Intact Paraffiné Remanié Roche



Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT — CD : Tube carottier à diamants

TS : Tube Shelby — EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par : M.SID	Verifié par : S.BRAHAM	Date : 03/07/2024

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SC-G35-01

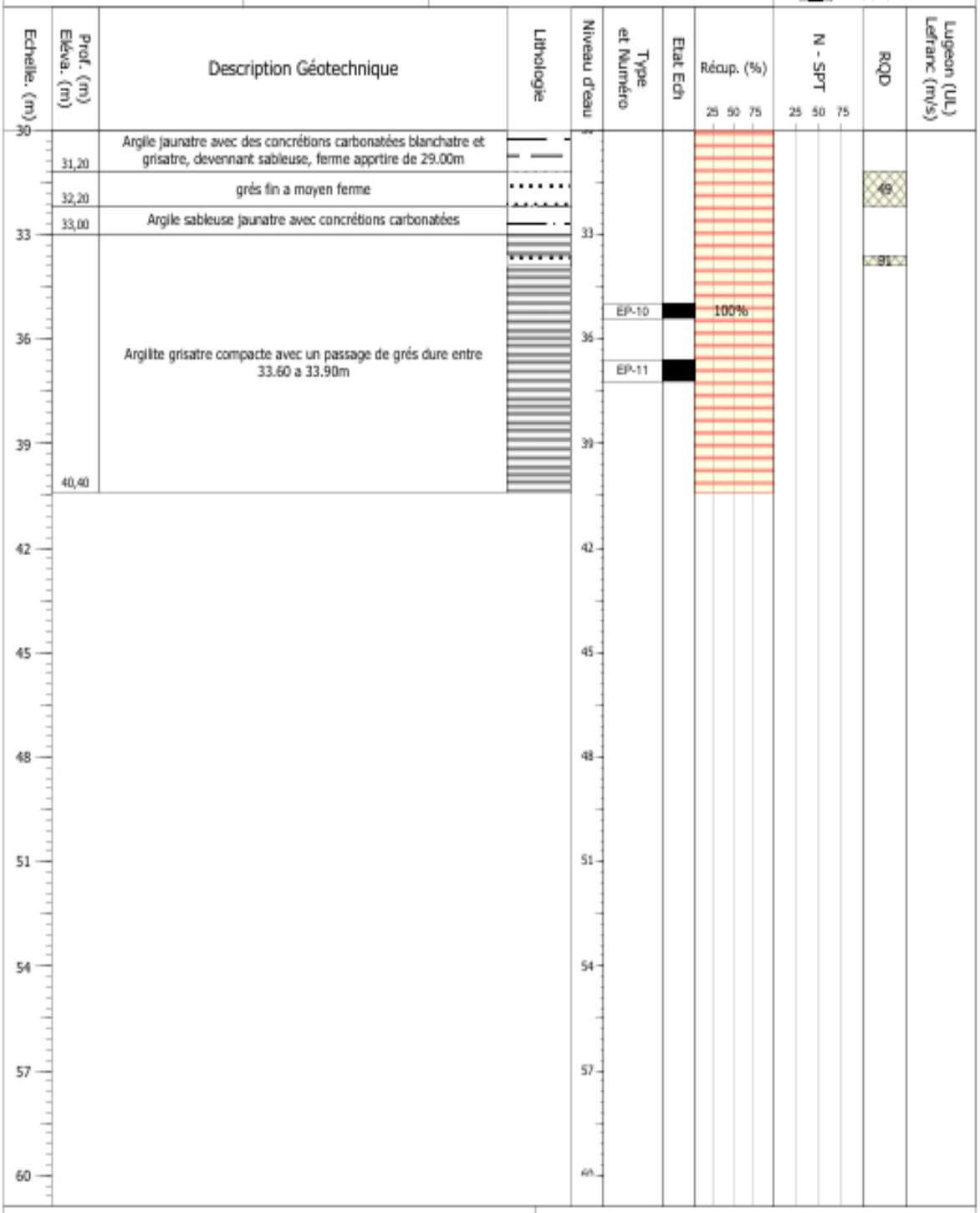
Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l`autoroute est-ouest au niveau de l`echangeur Djebahia sur 48 km

Nº Dossier : GLX-23-052

Lieu : PK 35

Client : Groupement ONE

Date Début : juin/2024 Date Fin : juin/2024 Profondeur forée : 40,40 m Niveau d'eau : m	Coordonnées : X = Y = Z = 0	Boue de forage : Eau claire Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm Foreuse : ROLATEC Diam. forage :101 Long. tubage :	Etat de l'Echantillon : Intact Paraffiné Remanié Roche



Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT — CD : Tube carottier à diamants

TS : Tube Shelby — EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par : M.SID | Verifié par : S.BRAHAM | Date : 03/07/2024



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 01
Profondeur : 0.00-3.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 02
Profondeur : 3.00-6.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 03
Profondeur : 6.00-9.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 04
Profondeur : 9.00-12.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 05
Profondeur : 12.00-15.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 06
Profondeur : 15.00-18.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 07
Profondeur : 18.00-21.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 08
Profondeur : 21.00-24.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 09
Profondeur : 24.00-27.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 10
Profondeur : 27.00-30.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 11
Profondeur : 30.00-33.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 12
Profondeur : 33.00-36.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 13
Profondeur : 36.00-39.00



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° : caisse 14
Profondeur : 39.00-40.40



Sondage : SC-G35-01
Caisse N° :
Profondeur :

SC-G35-02

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SC-G35-02

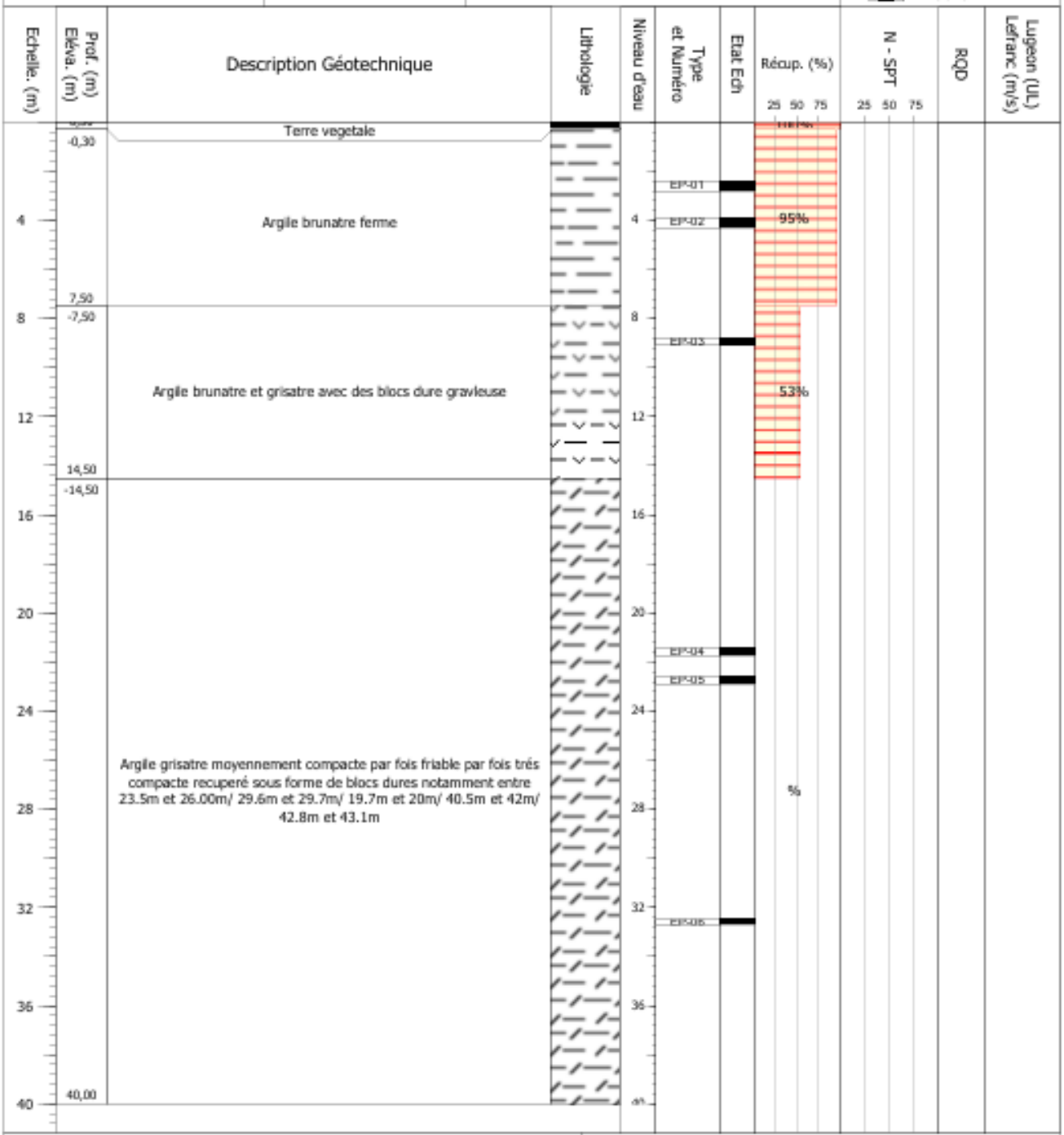
Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l`autoroute est-ouest au niveau de l`echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052

Lieu :

Client : Groupement ONE

Date Début : Date Fin : Profondeur forée : 44,00 m Niveau d'eau : m	Coordonnées : X = Y = Z = 0	Boue de forage : Eau claire Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm Foreuse : Rolatec Diam. forage :101 Long. tubage :	Etat de l'Echantillon : Intact Paraffiné Remanié Roche



Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT — CD : Tube carottier à diamants

TS : Tube Shelby — EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par : M.SID	Verifié par : S.BENTALBI	Date : 18/07/2024

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SC-G35-02

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l`autoroute est-ouest au niveau de l`echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052

Lieu :

Client : Groupement ONE

Date Début :

Date Fin :

Profondeur forée : 44,00 m

Niveau d'eau : m

Coordonnées :

X =

Y =

Z = 0

Boue de forage : Eau claire

Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm

Foreuse : Rolatec

Diam. forage :101 Long. tubage :

Etat de l'Echantillon :

- Intact
- Paraffiné
- Remanié
- Roche

Echelle. (m)	Prof. (m) Eléva. (m)	Description Géotechnique	Lithologie	Niveau d'eau	Type et Numéro	Etat Ech	Récup. (%) 25 50 75	N - SPT 25 50 75	RQD	Lugeon (UL) Lefranc (m/s)
40										
	44,00	Argile grisatre moyennement compacte par fois friable par fois trés compacte recuperé sous forme de blocs dures notamment entre 23.5m et 26.00m/ 29.6m et 29.7m/ 19.7m et 20m/ 40.5m et 42m/ 42.8m et 43.1m								
44										
48										
52										
56										
60										
64										
68										
72										
76										
80										

Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT

CD : Tube carottier à diamants

TS : Tube Shelby

EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par : M.SID

Verifié par : S.BENTALBI

Date : 18/07/2024



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 1
Profondeur : 0.00-3.00



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 2
Profondeur : 3.00-6.20



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 3
Profondeur : 6.20-10.00

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 4
Profondeur : 10.00-15.50



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 5
Profondeur : 15.50-18.50



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 6
Profondeur : 18.50-21.90

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 7
Profondeur : 21.90-26.00



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 8
Profondeur : 26.00-29.50



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 9
Profondeur : 29.50-33.00

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052



Sondage : SC-G35-02
Caisse N° : 10
Profondeur : 33.00-35.00

SC-G35-04

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SC-G35-04

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l`autoroute est-ouest au niveau de l`echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052

Lieu : PK 35

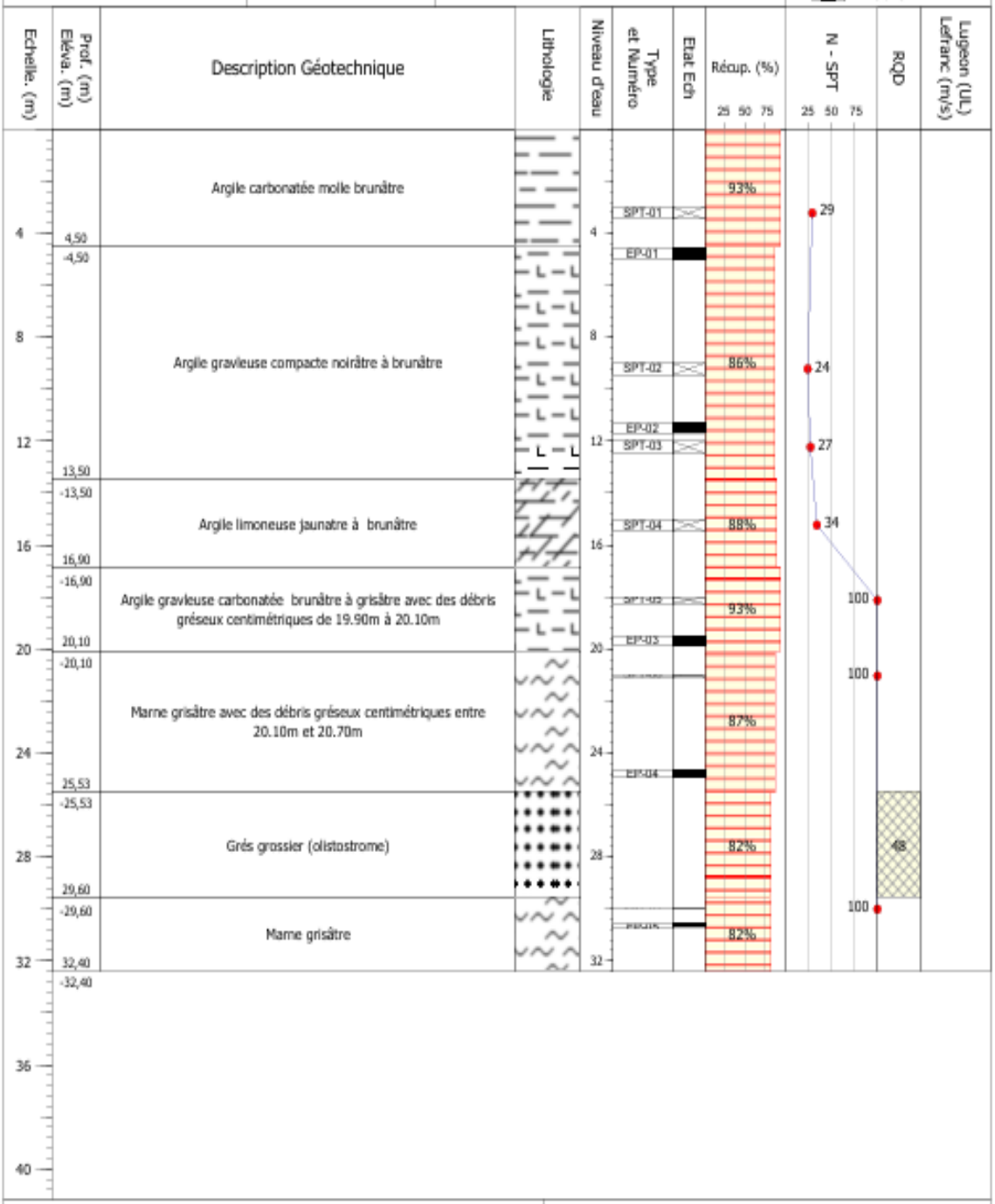
Client : Groupement ONE

Date Début : 27/07/2024
Date Fin : 31/07/2024
Profondeur forée : 32,40 m
Niveau d'eau : m

Coordonnées :
X =
Y =
Z = 0

Boue de forage : Eau claire
Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm
Foreuse : ROLATEC
Diam. forage :101 Long. tubage :

Etat de l'Echantillon :
Intact
Paraffiné
Remanié
Roche



Remarque :

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

Préparer par : S.BENTALBI
Verifié par : S.BRAHAM
Date : 01/08/2024



Sondage : SC-G35-04
Caisse N° : Caisse 1
Profondeur : 0.00-3.00



Sondage : SC-G35-04
Caisse N° : Caisse 2
Profondeur : 3.00-6.70



Sondage : SC-G35-04
Caisse N° : Caisse 3
Profondeur : 6.70-10.00



Sondage : SC-G35-04
Caisse N° : Caisse 4
Profondeur : 10.00-3.50



Sondage : SC-G35-04
Caisse N° : Caisse 5
Profondeur : 13.50-6.90



Sondage : SC-G35-04
Caisse N° : Caisse 6
Profondeur : 16.90-20.10



Sondage : SC-G35-04
Caisse N° : Caisse 7
Profondeur : 20.10-23.80



Sondage : SC-G35-04
Caisse N° : Caisse 8
Profondeur : 23.80-27.00



Sondage : SC-G35-04
Caisse N° : Caisse 9
Profondeur : 27.00-30.00

SC-G35-05

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SC-G35-05

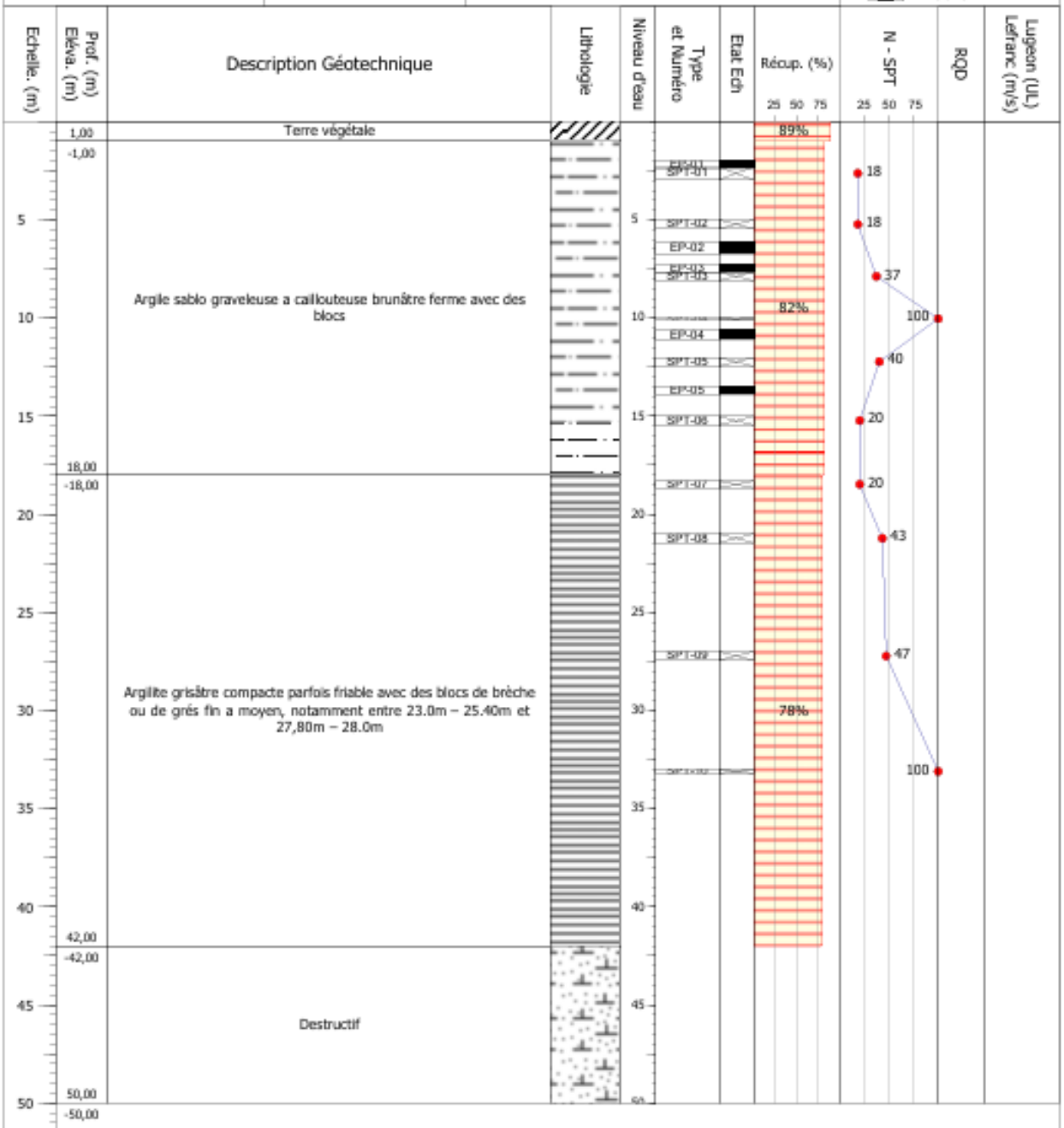
Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l`autoroute est-ouest au niveau de l`echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052

Lieu : PK 35

Client : Groupement ONE

Date Début : Date Fin : Profondeur forée : 50 m Niveau d'eau : m	Coordonnées : X = Y = Z = 0	Boue de forage : Eau claire Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm Foreuse : ROLATEC Diam. forage :101 Long. tubage :	Etat de l'Echantillon : Intact Paraffiné Remanié Roche



Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT — CD : Tube carottier à diamants

TS : Tube Shelby — EP : Echantillonneur à Piston



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 1
Profondeur : 0 - 3.3



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 2
Profondeur : 3.3 - 6.75



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 3
Profondeur : 6.75 - 10.07



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 4
Profondeur : 10.07 - 12.7



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 5
Profondeur : 12.7 - 16.9



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 9
Profondeur : 31 - 35



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 6
Profondeur : 16.9 - 20.1



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 7
Profondeur : 20.1 - 25.4



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 8
Profondeur : 25.4 - 31



Sondage : SC-G35-05
Caisse N° : 10
Profondeur : 35 - 42

SC-G35-07

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SC-G35-07

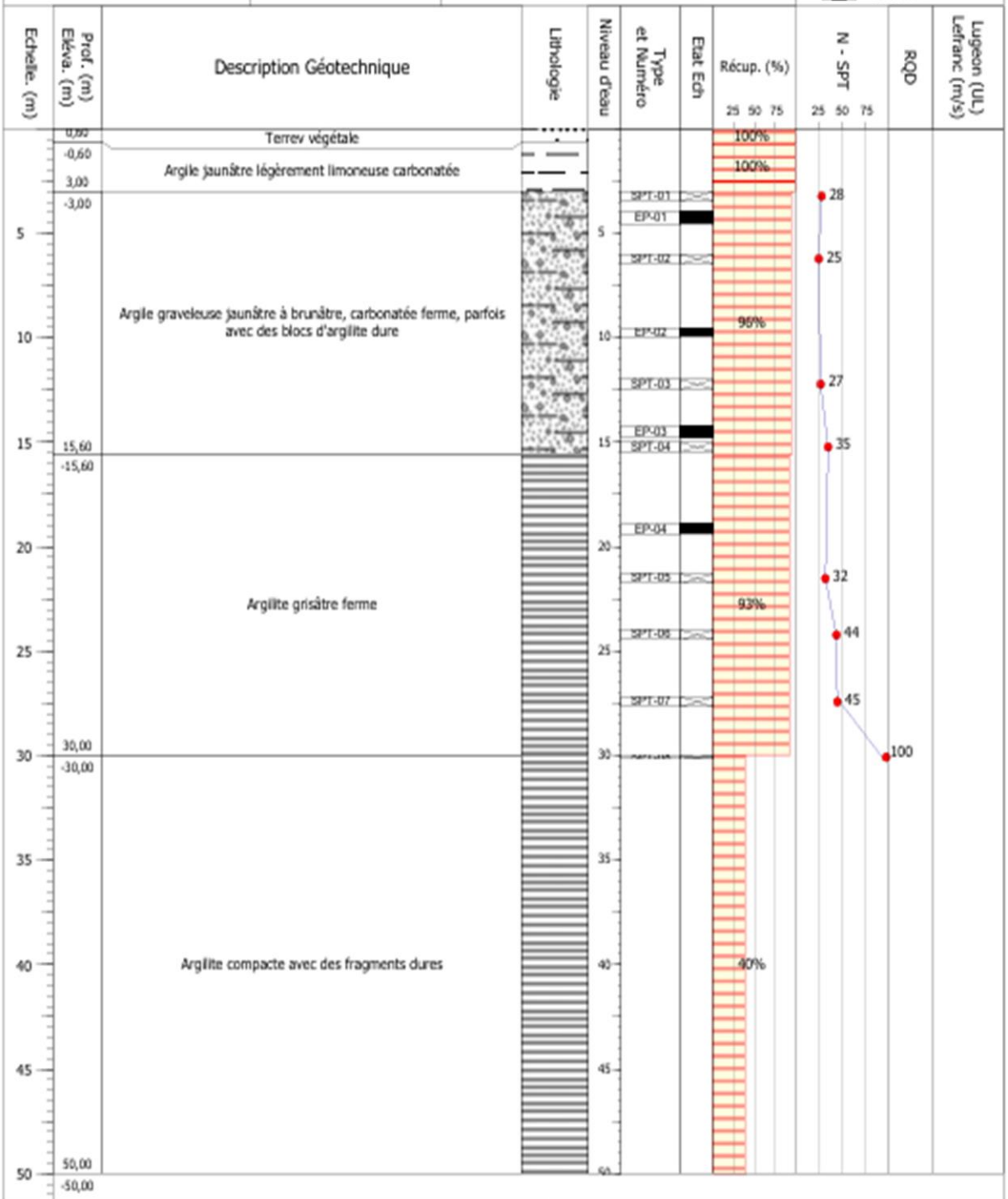
Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l`autoroute est-ouest au niveau de l`echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052

Lieu : PK-35

Client : Groupement ONE

Date Début :	Coordonnées :	Boue de forage : Eau claire	Etat de l'Echantillon :
Date Fin :	X = 572661	Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm	Intact
Profondeur forée : 50 m	Y = 4043124	Foreuse : ROLATEC 48L	Paraffiné
Niveau d'eau : m	Z = 0	Diam. forage :101 Long. tubage :	Remanié
			Roche



Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT CD : Tube carottier à diamants

TS : Tube Shelby EP : Echantillonneur à Piston



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 01
Profondeur : 0.00 -- 3.45



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 02
Profondeur : 3.45 -- 7.00



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 03
Profondeur : 7.00 -- 10.60



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 04
Profondeur : 10.60 -- 14.20



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 05
Profondeur : 14.20 -- 18.00



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 06
Profondeur : 18.00 - 21.30



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 07
Profondeur : 21.30 -- 23.00



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 08
Profondeur : 23.00 -- 27.20



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 09
Profondeur : 27.20 -- 34.00



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 10
Profondeur : 35.00 -- 42.00



Sondage : SC-G35-07
Caisse N° : 11
Profondeur : 42.00 -- 50.00

SC-G35-08

RAPPORT DE FORAGE

Réf. : SC-G35-08

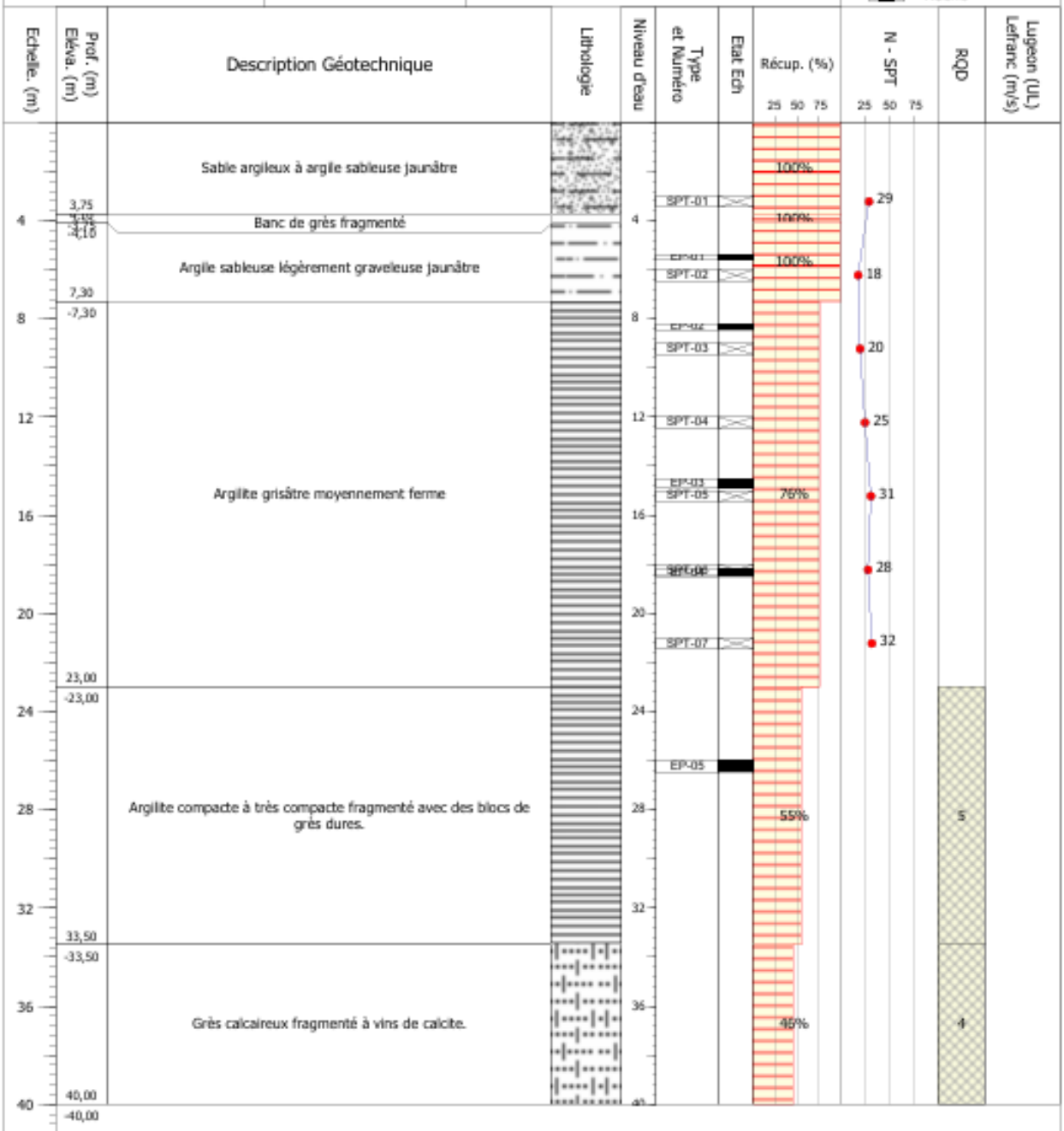
Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l`autoroute est-ouest au niveau de l`echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052

Lieu : PK35

Client : Groupement ONE

Date Début : Date Fin : Profondeur forée : 40 m Niveau d'eau : m	Coordonnées : X = 572754 Y = 4043418 Z = 0	Boue de forage : Eau claire Type de Forage : Forage carotté diam 101 mm Foreuse : ROLATEC 48L Diam. forage :101 Long. tubage :	Etat de l'Echantillon : Intact Paraffiné Remanié Roche



Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT — CD : Tube carottier à diamants

TS : Tube Shelby — EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par : SID M	Verifié par : BRAHAM S	Date :



Sondage : SC-G35-08
Caisse N° : 01
Profondeur : 0.00 -- 3.45



Sondage : SC-G35-08
Caisse N° : 02
Profondeur : 3.45 -- 7.20



Sondage : SC-G35-08
Caisse N° : 03
Profondeur : 7.20 -- 10.60

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU
a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
N° Dossier : GLX-23-052



Sondage : SC-G35-08
Caisse N° : 04
Profondeur : 10.60 -- 14.50



Sondage : SC-G35-08
Caisse N° : 05
Profondeur : 14.50 -- 18.00



Sondage : SC-G35-08
Caisse N° : 06
Profondeur : 18.00 -- 26.00

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU
a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
N° Dossier : GLX-23-052

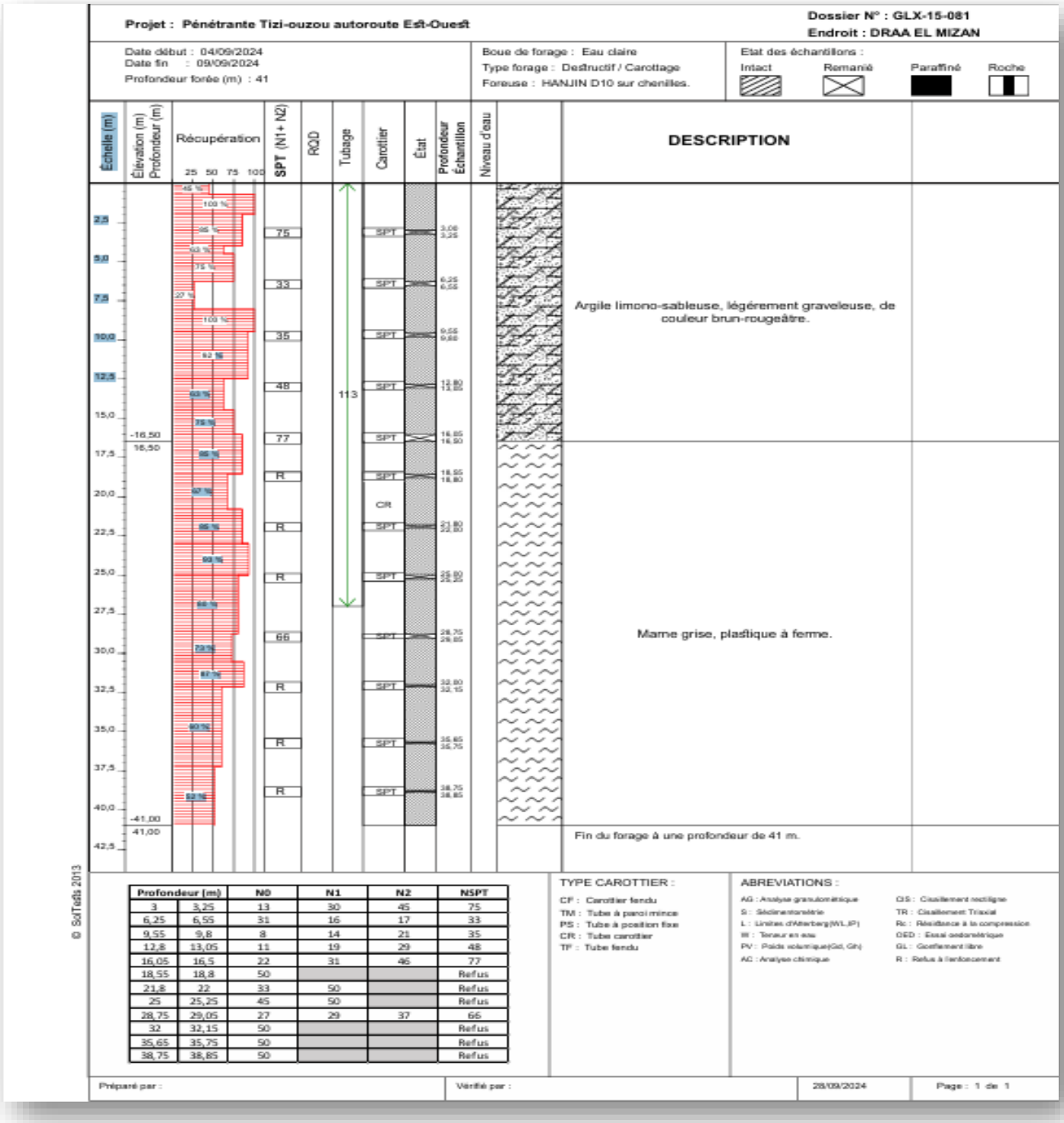


Sondage : SC-G35-08
Caisse N° : 07
Profondeur : 26.00 -- 33.50



Sondage : SC-G35-08
Caisse N° : 08
Profondeur : 33.50 -- 40.00

Essai SPT : SC-G35-06 et SC-G35-09



Profondeur (m)		N0	N1	N2	NSPT
3	3,25	13	30	45	75
6,25	6,55	31	16	17	33
9,55	9,8	8	14	21	35
12,8	13,05	11	19	29	48
16,05	16,5	22	31	46	77
18,55	18,8	50			Refus
21,8	22	33	50		Refus
25	25,25	45	50		Refus
28,75	29,05	27	29	37	66
32	32,15	50			Refus
35,65	35,75	50			Refus
38,75	38,85	50			Refus

SCDE ETUDES ET RECONNAISSANCES GEOTECHNIQUES

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-G35-06

Projet : Pénétrante Tizi-ouzou autoroute Est-Ouest

Dossier N° : GLX-15-081

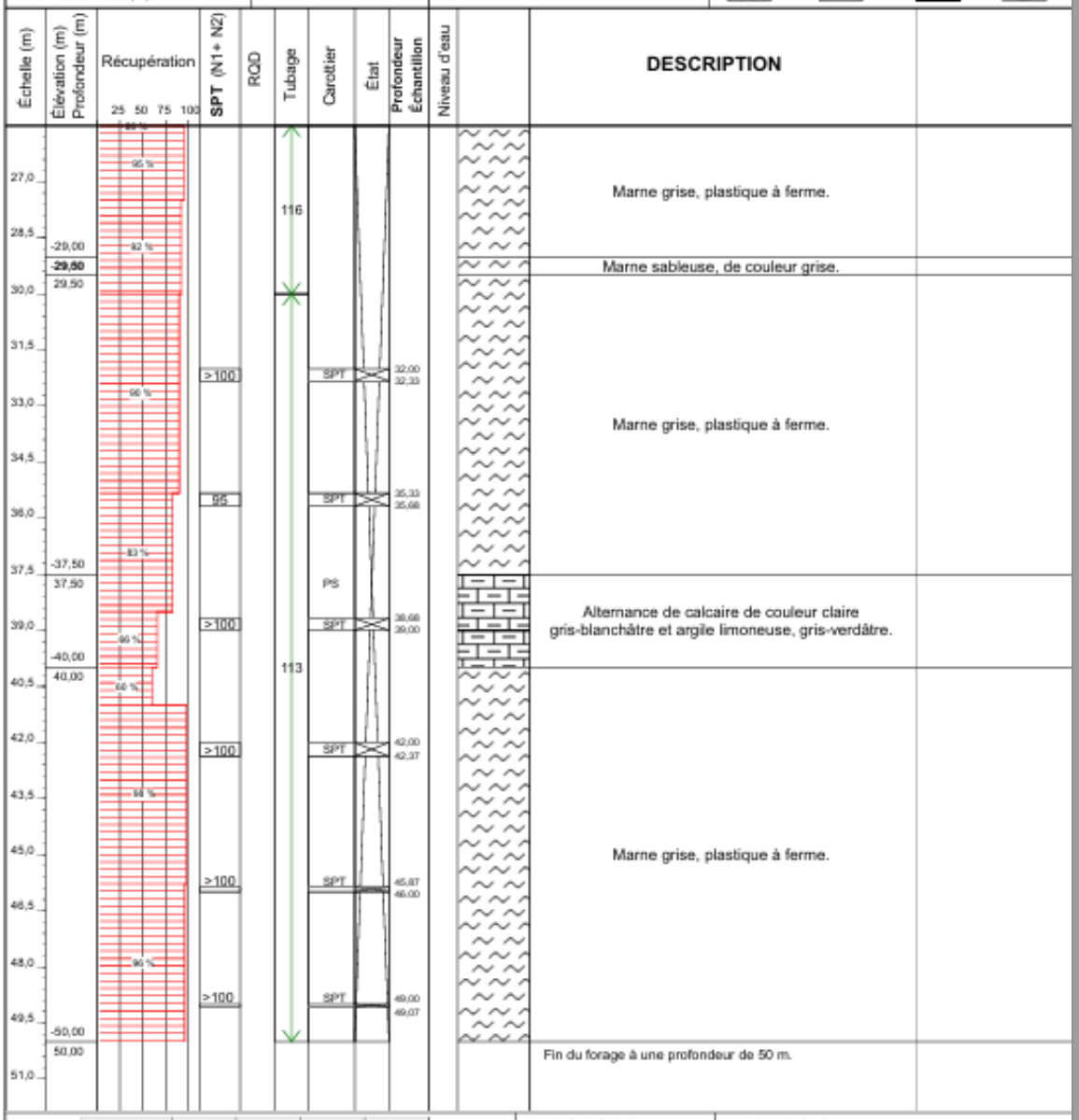
Endroit : DRAA EL MIZAN

Date début : 27/08/2024
Date fin : 03/09/2024
Profondeur forée (m) : 50
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Destructif / Carottage
Foreuse : HANJIN D10 sur chenilles.

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche



Profondeur (m)		N0	N1	N2	NSPT
32	32,33	25	42	>50	Refus
35,33	35,68	41	46	49	95
38,68	39	45	>50		Refus
42	42,37	35	47	>50	Refus
45,87	46	47	>50		Refus
49	49,07	>50			Refus

TYPE CAROTTIER :

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

ABREVIATIONS :

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

Préparé par : NADIR.K | Vérifié par : TOUATIT.S | 24/09/2024 | Page : 2 de 2

Essai pressiométrique

FORAGE PRESSIOMETRIQUE

Réf. : SP-G35-01

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052

Lieu : PK-35

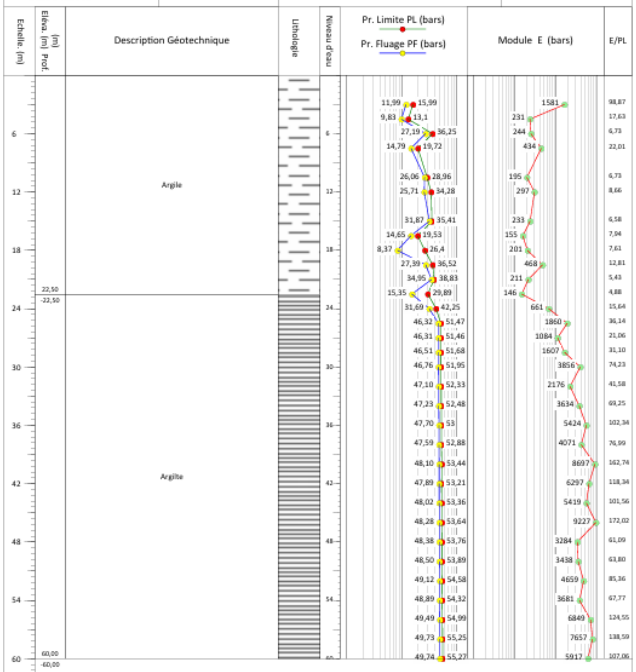
Client : Groupement ONE

Date Début : 25/09/2024
Date Fin : 30/09/2024
Profondeur forée : 60 m
Niveau d'eau : m

Coordonnées :
X =
Y =
Z = 0

Boue de forage :
Type de Forage : Forage carotté diam 63 mm
Diam. forage : Long. tubage :

Sonde Pressio :
Réf. : Sonde pressio N°01
Vol. Vs : 525 cm³
Coef. a : 0,45 cm³/bars



Remarque :

version :

Préparer par : BENTALBI | Verifié par : BRAHAM | Date :

Essai Préssiomètrique Menard NF P 94 - 110-1

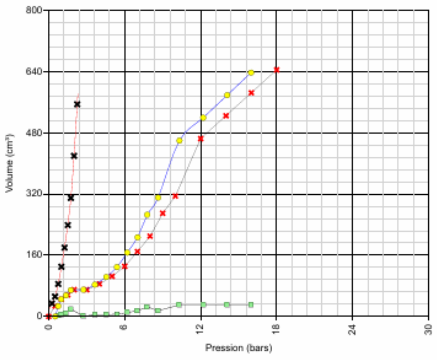
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SP-G35-01

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

Client : Groupement ONE

Date Essai : 25/09/2024 Coordonnées : X : Y : Z : 0



Prof. Essai = 3 m

Pression Limite PL = 15,98 bars
Pression de Fluage PF = 11,99 bars
Module pressiométrique E = 1581 bars

P1 = 1,74 bars P2 = 2,74 bars
V1 = 69 cm³ V2 = 70 cm³
Volume Vs = 525 cm³
H-CPV = 1 m
Coef a = 0,45 m³/bars

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
0	0	0	0
0,50	0,75	25	27
1,00	0,99	40	45
1,50	1,36	46	55
2,00	1,74	50	69
3,00	2,74	69	70
4,00	3,85	79	83
5,00	4,54	98	103
6,00	5,39	123	129
7,00	6,20	157	167
8,00	7,02	192	207
9,00	7,78	241	266
10,00	8,64	296	311

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
12,00	10,32	430	460
14,00	12,20	490	520
16,00	14,10	549	579
18,00	15,98	608	638

Essai réaliser par : BENTALBI | Verifié par : BRAHAM | version :

Essai Préssiomètrique Menard NF P 94 - 110-1

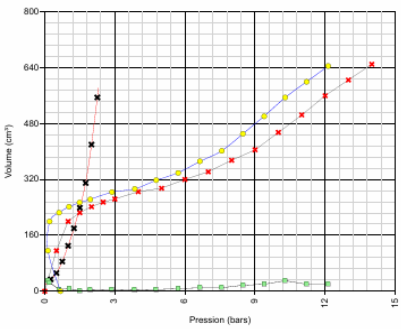
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SP-G35-01

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

Client : Groupement ONE

Date Essai : 25/09/2024 Coordonnées : X : Y : Z : 0



Prof. Essai = 4,5 m

Pression Limite PL = 13,09 bars
Pression de Fluage PF = 9,82 bars
Module pressiométrique E = 233 bars

P1 = 2,88 bars P2 = 3,85 bars
V1 = 284 cm³ V2 = 293 cm³
Volume Vs = 525 cm³
H-CPV = 1 m
Coef a = 0,45 m³/bars

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
0	0	0	0
0,50	0,13	86	116
1,00	0,21	175	200
1,50	0,61	220	225
2,00	1,04	235	242
2,50	1,49	253	254
3,00	1,95	260	263
4,00	2,88	279	284
5,00	3,85	290	293
6,00	4,77	313	318
7,00	5,71	332	339
8,00	6,64	362	372
9,00	7,58	392	402

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
10,00	8,48	434	451
11,00	9,39	481	501
12,00	10,29	525	555
13,00	11,21	580	600
14,00	12,13	625	645

Essai réaliser par : BENTALBI | Verifié par : BRAHAM | version :

Essai Préssiomètrique Menard NF P 94 - 110-1

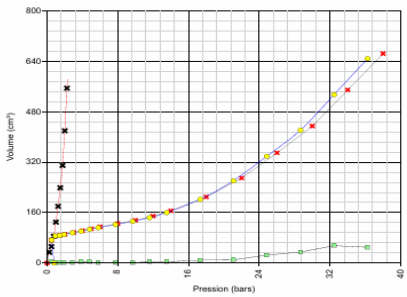
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SP-G35-01

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

Client : Groupement ONE

Date Essai : 25/09/2024 Coordonnées : X : Y : Z : 0



Prof. Essai = 6 m

Pression Limite PL = 36,25 bars
Pression de Fluage PF = 27,19 bars
Module pressiométrique E = 246 bars

P1 = 1,43 bars P2 = 17,32 bars
V1 = 87 cm³ V2 = 202 cm³
Volume Vs = 525 cm³
H-CPV = 1 m
Coef a = 0,45 m³/bars

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
0	0	0	0
0,50	0,52	70	73
1,00	0,94	85	86
1,50	1,43	86	87
2,00	1,92	89	90
3,00	2,88	94	96
4,00	3,85	98	101
5,00	4,82	104	107
6,00	5,78	111	112
8,00	7,73	120	122
10,00	9,67	131	132
12,00	11,60	140	144
14,00	13,52	156	160

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
18,00	17,32	193	202
22,00	21,08	251	261
26,00	24,84	314	339
30,00	28,67	387	422
34,00	32,46	480	535
38,00	36,25	599	649

Essai réaliser par : BENTALBI | Verifié par : BRAHAM | version :

Essai Préssiomètrique Menard
NF P 94 - 110-1

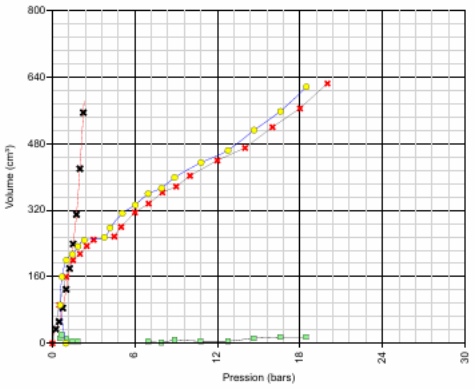
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SP-G35-01

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

Client : Groupement ONE

Date Essai : 25/09/2024 Coordonnées : X : Y : Z : 0



Prof. Essai = 7,5 m

Pression Limite PL = 19,68 bars
Pression de Fluage PF = 14,76 bars
Module pressiométrique E = 434 bars

P1 = 2,31 bars P2 = 3,78 bars
V1 = 248 cm³ V2 = 255 cm³
Volume Vs = 525 cm³
H-CPV = 1 m
Coef a = 0,45 m³/bars

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
0	0	0	0
0,50	0,56	80	92
1,00	0,70	140	160
1,50	1,01	190	200
2,00	1,45	211	214
2,50	1,87	229	233
3,00	2,31	343	248
4,50	3,78	353	255
5,00	4,20	354	278
6,00	5,09	355	313
7,00	6,03	356	333
8,00	6,96	357	360
9,00	7,93	371	373

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
10,00	8,88	391	399
12,00	10,81	430	435
14,00	12,76	459	464
16,00	14,66	501	513
18,00	16,58	543	558
20,00	18,47	602	617

Essai réaliser par : BENTALBI Verifié par : BRAHAM version :

Essai Préssiomètrique Menard
NF P 94 - 110-1

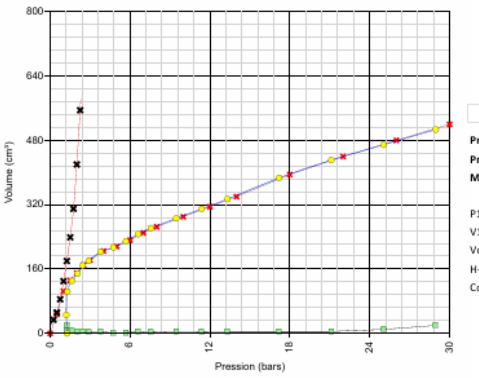
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SP-G35-01

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

Client : Groupement ONE

Date Essai : 26/09/2024 Coordonnées : X : Y : Z : 0



Prof. Essai = 10,5 m

Pression Limite PL = 28,96 bars
Pression de Fluage PF = 26,06 bars
Module pressiométrique E = 195 bars

P1 = 4,74 bars P2 = 28,96 bars
V1 = 214 cm³ V2 = 507 cm³
Volume Vs = 525 cm³
H-CPV = 1 m
Coef a = 0,45 m³/bars

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
0	0	0	0
0,50	1,21	39	46
1,00	1,29	84	104
1,50	1,64	124	131
2,00	2,05	144	149
2,50	2,45	163	169
3,00	2,89	177	181
4,00	3,79	198	203
5,00	4,74	213	214
6,00	5,68	227	229
7,00	6,61	242	247
8,00	7,55	259	262
10,00	9,46	281	286

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
12,00	11,39	306	310
14,00	13,32	329	334
18,00	17,20	382	387
22,00	21,11	426	431
26,00	25,04	459	469
30,00	28,96	487	507

Essai réaliser par : BENTALBI Verifié par : BRAHAM

Essai Préssiomètrique Menard
NF P 94 - 110-1

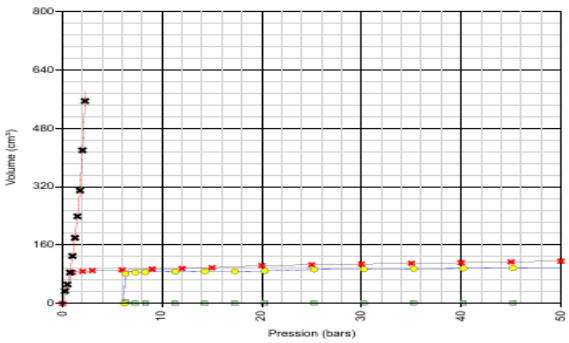
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SP-G35-01

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

Client : Groupement ONE

Date Essai : 30/09/2024 Coordonnées : X : Y : Z : 0



Prof. Essai = 60 m

Pression Limite PL = 55,18 bars
Pression de Fluage PF = 49,66 bars
Module pressiométrique E = 5921 bars

P1 = 8,32 bars P2 = 55,18 bars
V1 = 86 cm³ V2 = 99 cm³
Volume Vs = 525 cm³
H-CPV = 1 m
Coef a = 0,45 m³/bars

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
0	0	0	0
1,00	6,35	77	82
2,00	7,33	85	85
3,00	8,32	86	86
6,00	11,31	87	87
9,00	14,30	88	88
12,00	17,29	88	88
15,00	20,28	89	89
20,00	25,24	92	93
25,00	30,23	92	94
30,00	35,22	93	95
35,00	40,21	94	96
40,00	45,20	95	97

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
45,00	50,19	96	98
50,00	55,18	97	99

Essai réaliser par : BENTALBI Verifié par : BRAHAM version :

FORAGE PRESSIOMETRIQUE

Réf. : SP-G35-02

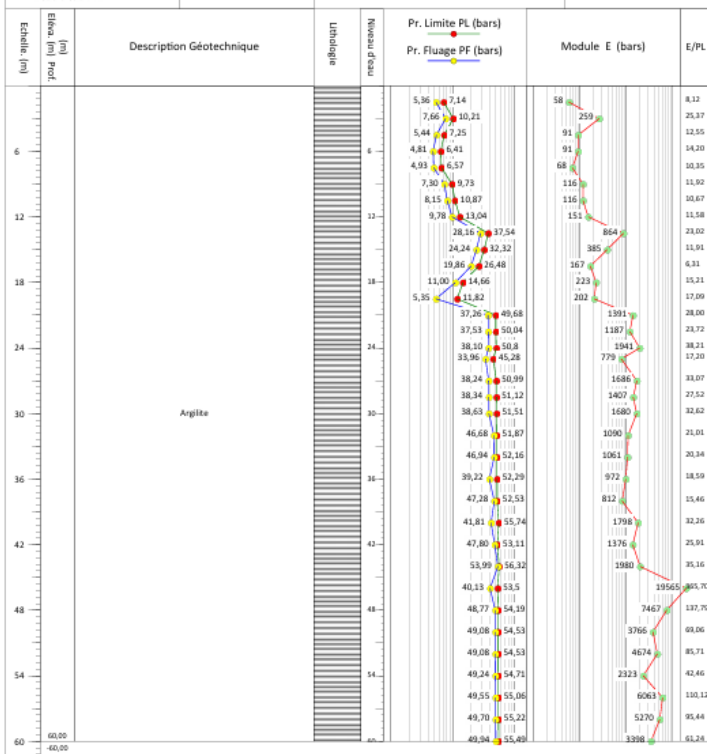
Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

N° Dossier : GLX-23-052

Lieu : PK35

Client : Groupement ONE

Date Début : 30/10/2024	Coordonnées :	Boue de forage :	Sonde Pressio :
Date Fin :	X =	Type de Forage : Forage destructif diam 63 mm	Réf. : Sonde pressio N°01
Profondeur forée : 60 m	Y =		Vol. Vs : 525 cm³
Niveau d'eau : m	Z = 0	Diam. forage : Long. tubage :	Coef. a : 0,45 cm³/bars



Remarque :

version :

Essai Préssiomètrique Menard

NF P 94 - 110-1

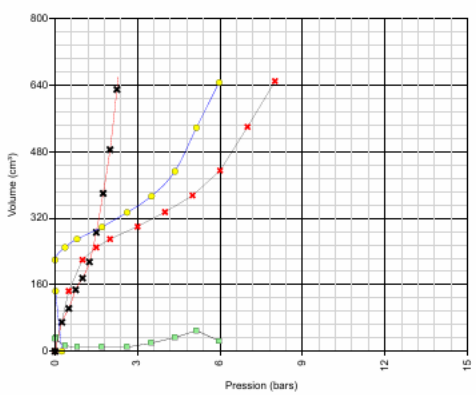
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SP-G35-02

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

Client : Groupement ONE

Date Essai : 30/09/2024 Coordonnées : X : Y : Z : 0



Prof. Essai = 1,5 m

Pression Limite PL = 7,14 bars

Pression de Fluage PF = 5,36 bars

Module pressiométrique E = 58 bars

P1 = 1,71 bars P2 = 2,62 bars

V1 = 299 cm³ V2 = 334 cm³

Volume Vs = 525 cm³

H-CPV = 1 m

Coef a = 0,45 m³/bars

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
0	0	0	0
0,50	0,02	110	145
1,00	0,00	190	220
1,50	0,36	237	250
2,00	0,80	260	270
3,00	1,71	289	299
4,00	2,62	324	334
5,00	3,51	353	373
6,00	4,36	400	433
7,00	5,14	488	538
8,00	5,97	622	647

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)

Essai réaliser par : BENTALBI

Verifié par : BRAHAM

Essai Préssiomètrique Menard

NF P 94 - 110-1

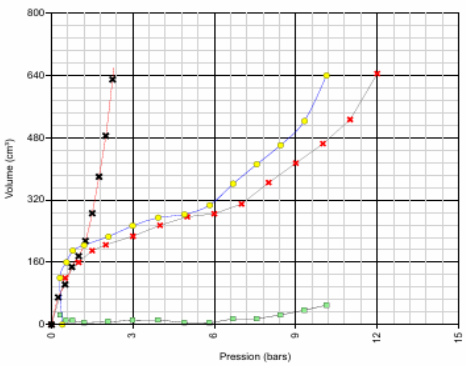
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SP-G35-02

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

Client : Groupement ONE

Date Essai : 30/09/2024 Coordonnées : X : Y : Z : 0



Prof. Essai = 3 m

Pression Limite PL = 10,21 bars

Pression de Fluage PF = 7,66 bars

Module pressiométrique E = 259 bars

P1 = 3,93 bars P2 = 4,9 bars

V1 = 275 cm³ V2 = 283 cm³

Volume Vs = 525 cm³

H-CPV = 1 m

Coef a = 0,45 m³/bars

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
0	0	0	0
0,50	0,31	95	120
1,00	0,55	150	160
1,50	0,79	180	190
2,00	1,20	199	204
3,00	2,10	219	226
4,00	2,99	243	254
5,00	3,93	263	275
6,00	4,90	278	283
7,00	5,83	303	307
8,00	6,69	347	362
9,00	7,56	397	412
10,00	8,44	436	461

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
11,00	9,32	486	523
12,00	10,13	590	640

Essai réaliser par : BENTALBI

Verifié par : BRAHAM

version :

Essai Préssiomètrique Menard

NF P 94 - 110-1

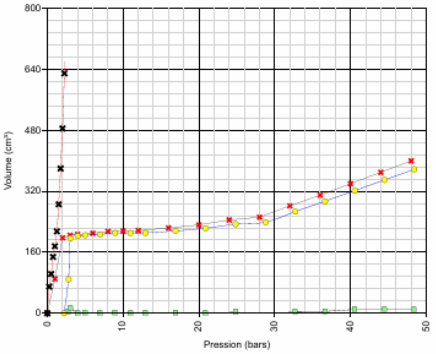
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SP-G35-02

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km

Client : Groupement ONE

Date Essai : 03/10/2024 Coordonnées : X : Y : Z : 0



Prof. Essai = 21 m

Pression Limite PL = 49,68 bars

Pression de Fluage PF = 37,26 bars

Module pressiométrique E = 1391 bars

P1 = 4,99 bars P2 = 28,8 bars

V1 = 205 cm³ V2 = 239 cm³

Volume Vs = 525 cm³

H-CPV = 1 m

Coef a = 0,45 m³/bars

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
0	0	0	0
1,00	2,80	84	89
2,00	3,04	184	197
3,00	4,00	203	203
4,00	4,99	204	205
6,00	6,97	207	207
8,00	8,95	209	211
10,00	10,95	211	211
12,00	12,94	211	211
16,00	16,91	215	216
20,00	20,88	223	223
24,00	24,83	231	234
28,00	28,80	242	239

Pr. brute (bars)	Pr. corrigée (bars)	Vc 30 sec (cm³)	Vc 60 sec (cm³)
32,00	32,71	263	267
36,00	36,63	289	294
40,00	40,55	312	322
44,00	44,48	340	350
48,00	48,40	368	378

Essai réaliser par : BENTALBI

Verifié par : BRAHAM

version :

Les essais au laboratoire

RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Project :Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SC-G35-01
Profondeur : 4,5-4,9 m
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1					
Poids total humide (g)	1671,5					
Poids total sec (g)	1486,2					
Poids de la tare (g)	531,4					
Poids d'eau (g)	185,30					
Poids du sol sec (g)	954,80					
Teneur en eau (%)	19,41					
W (%)	19,41					

Détermination de la Masse Volumique des sols fins
Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1					
Poids total sans paraffine (g)	449,5					
Poids total avec paraffine (g)	456					
Poids total dans l'eau (g)	228,2					
Volume brute (cm³)	227,80					
Volume de la paraffine (cm³)	7,39					
Volume net (cm³)	220,41					
Masse volumique (g/cm³)	2,04					
γ_h (g/cm³)	2,04					
γ_d (g/cm³)	1,71					
Sr (%)	93,57					

* Paraffin Density = 0.88 g/cm³
* Water Density = 1 g/cm³

Remarque :

BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Chargé de l'essai :
Responsable :

RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Project :Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SC-G35-02
Profondeur : 32,5-32,7 m
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1					
Poids total humide (g)	1674,4					
Poids total sec (g)	1532					
Poids de la tare (g)	524					
Poids d'eau (g)	142,40					
Poids du sol sec (g)	1008,00					
Teneur en eau (%)	14,13					
W (%)	14,13					

Détermination de la Masse Volumique des sols fins
Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1					
Poids total sans paraffine (g)	361,5					
Poids total avec paraffine (g)	366,8					
Poids total dans l'eau (g)	193,7					
Volume brute (cm³)	173,10					
Volume de la paraffine (cm³)	6,02					
Volume net (cm³)	167,08					
Masse volumique (g/cm³)	2,16					
γ_h (g/cm³)	2,16					
γ_d (g/cm³)	1,89					
Sr (%)	93,12					

* Paraffin Density = 0.88 g/cm³
* Water Density = 1 g/cm³

Remarque :

BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Chargé de l'essai :
Responsable :

RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Project :Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SC-G35-01
Profondeur : 8,5-9 m
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1					
Poids total humide (g)	1924,7					
Poids total sec (g)	1692,2					
Poids de la tare (g)	499,7					
Poids d'eau (g)	232,50					
Poids du sol sec (g)	1192,50					
Teneur en eau (%)	19,50					
W (%)	19,50					

Détermination de la Masse Volumique des sols fins
Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1					
Poids total sans paraffine (g)	505					
Poids total avec paraffine (g)	510,7					
Poids total dans l'eau (g)	260,4					
Volume brute (cm³)	250,30					
Volume de la paraffine (cm³)	6,48					
Volume net (cm³)	243,82					
Masse volumique (g/cm³)	2,07					
γ_h (g/cm³)	2,07					
γ_d (g/cm³)	1,73					
Sr (%)	97,17					

* Paraffin Density = 0.88 g/cm³
* Water Density = 1 g/cm³

BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire

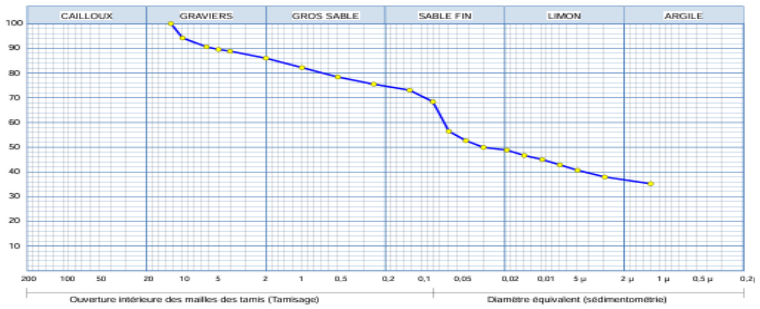
RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE

N° Projet : GLX-23-052
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC-G35-01
Profondeur : 4,5-4,9
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

Sondage: SC-G35-01 : 4,5-4,9



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
12,50	100,00	80,00 µm	68,40
10,00	94,20	58,80 µm	56,44
6,30	90,60	42,30 µm	52,64
5,00	89,54	30,10 µm	49,92
4,00	88,84	19,20 µm	48,83
2,00	86,02	13,70 µm	46,66
1,00	82,20	9,70 µm	45,02
0,50	78,40	6,90 µm	42,85
0,25	75,50	4,90 µm	40,67
0,13	73,06	2,90 µm	37,96
		1,20 µm	35,24

Remarque :

BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

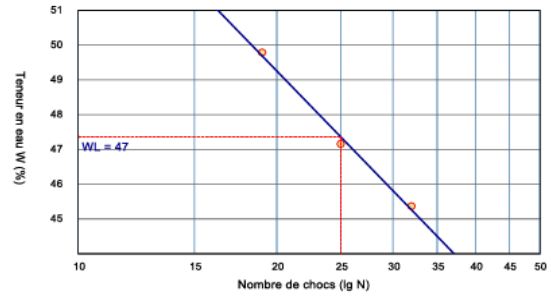
Préparé par :
Approuvé par :
Date :

RAPPORT D'ESSAI
Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SC-G35-01
Profondeur : 8,5-9 m
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la limite de Liquidité



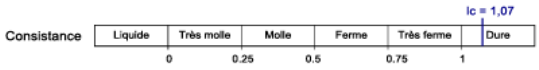
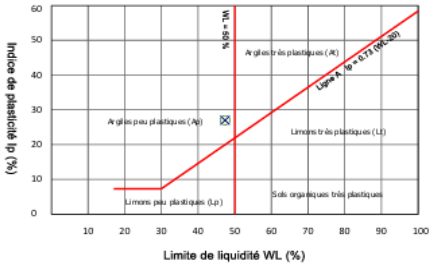


Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	47 %
Limite de plasticité Wp =	21 %
Indice de plasticité Ip =	26 %
Teneur en eau W =	19,5 %
Indice de consistance Ic =	1,07

Remarque :

Chargé de l'essai :

Responsable :

BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

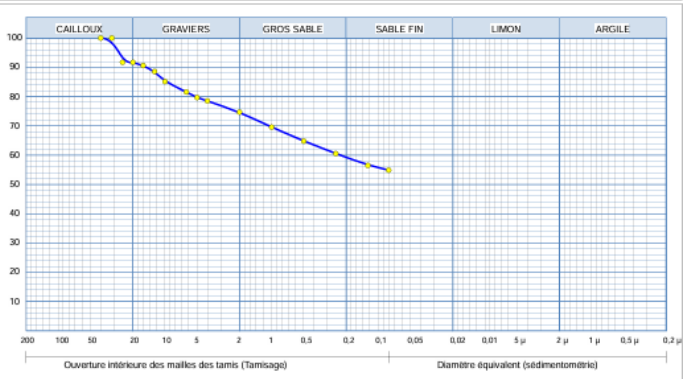
RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NF P 94-056 / NF P 94-057

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE

N° Projet : GLX-23-052
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC-G35-02
Profondeur : 32,5-32,7
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

Sondage: SC-G35-02 : 32,5-32,7



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
40,00	100,00	80,00 µm	54,88
31,50	100,00		
25,00	91,71		
20,00	91,71		
16,00	90,61		
12,50	88,55		
10,00	85,14		
6,30	81,56		
5,00	79,66		
4,00	78,53		
2,00	74,69		
1,00	69,58		
0,50	64,80		
0,25	60,55		
Remarqu	0,13	56,51	

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

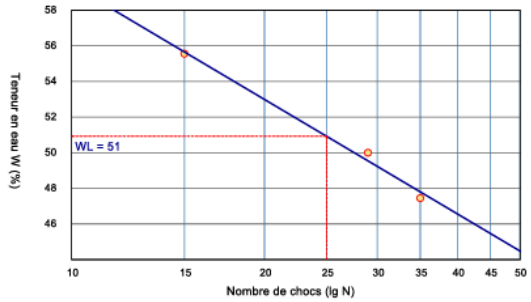
BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SC-G35-01
Profondeur : 4,5-4,9 m
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la limite de Liquidité



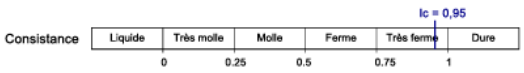
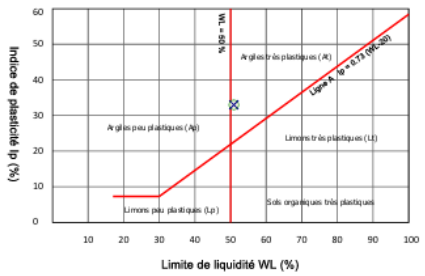


Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	51 %
Limite de plasticité Wp =	18 %
Indice de plasticité Ip =	33 %
Teneur en eau W =	19,41 %
Indice de consistance Ic =	0,95

Remarque :

Chargé de l'essai :

Responsable :

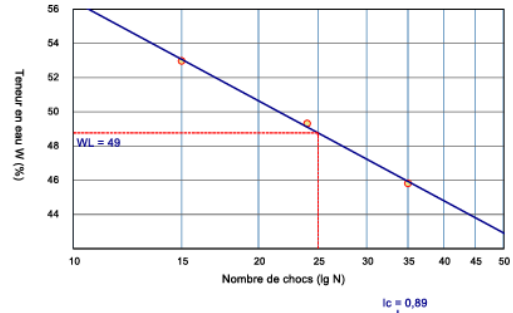
BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

RAPPORT D'ESSAI
Les Limites d'Atterberg: NF P94-051

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SC-G35-01
Profondeur : 15-15,4 m
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la limite de Liquidité



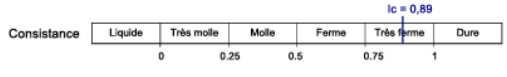
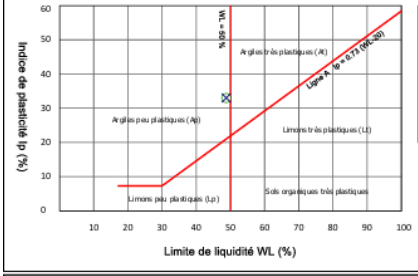


Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	49 %
Limite de plasticité Wp =	16 %
Indice de plasticité Ip =	33 %
Teneur en eau W =	19,5 %
Indice de consistance Ic =	0,89

Remarque :

BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Etude de confortement

Détail de calcul de la longueur de recouvrement dans les pieux (barre d'acier) :

lr=ls C<5φ C=75mm fc28=30Mpa

ls : longueur de scellement

$\tau s = 0.6 \Psi s . f_{t28} = 3.915$ Ψs=1.5 ft28=2.9 Mpa

$ls = \frac{\varphi}{4} = \frac{fe}{\tau s} = \frac{32*500}{3.915*4} * 10\text{^} - 3 = 1{,}0217$ m ls=lr=1m

Détail de calcul de capacité portante du pieu

	C	D	E	F	G
3	**Project name:**	**Pile ID:**			
4	**1. Input data: geometry and reinforcement**				
5	Pile diameter $\emptyset_{pile}$	1200	mm		
6	Number of bar rings	1			
7	ring 1, number of bars	20			144.256
8	ring 1,diameter of bars	20	mm		
9	ring 1, bar cover (to bar centroid)	75	mm		
10	ring 2, number of bars				
11	ring 2,diameter of bars				
12	ring 2, bar cover (to bar centroid)				
13	ring 3, number of bars				
14	ring 3,diameter of bars				
15	ring 3, bar cover (to bar centroid)				
17	Helicoidal reinforcement diameter	16	mm		
18	Spacing	1400	mm		
19	**2. Input data: materials**				
20	Concrete f_{ck}	27	MPa		
21	Partial factor for concrete g_c	1.50			
22	Coefficient for long term effects a_{cc}	0.85			
23	Concrete f_{cd}	18.00	MPa		
24	Steel f_{yk}	500	MPa		
25	Partial factor for steel g_s	1.15			
26	Steel f_{yd}	435.00	MPa		
27	**3a. Calculation: assessment of equivalent rectangular section**				
28	Effective depth d	934.23	mm		
29	Effective area A_w	944 723	mm^2		
30	Effective breath b_w	1 011.24	mm		
31	Internal lever arm z	840.80	mm		
32	**3b. Calculation: evaluation of shear resistance**				
33	Angle between compressed strut and bea	20.00	°		21
34	Cotg	2.50			
35	Shear reinforcement area A_{sw}	402.12	mm^2		
36	Shear resistance due to shear reinforceme	262.64	kN		
37	Reduced compression resistance of concre	9.63	MPa		
38	Shear resistance due to concrete $V_{Rd,c}$	2 824.47	kN		
39	**Shear resistance V_{Rd}**	2 824.47	kN		

INZAMAC ALGERIE

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT

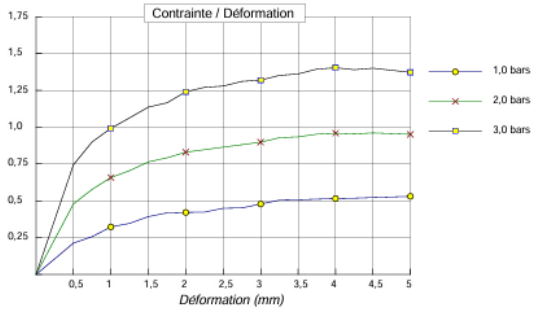
Mode opératoire MS.L3 - LCPC

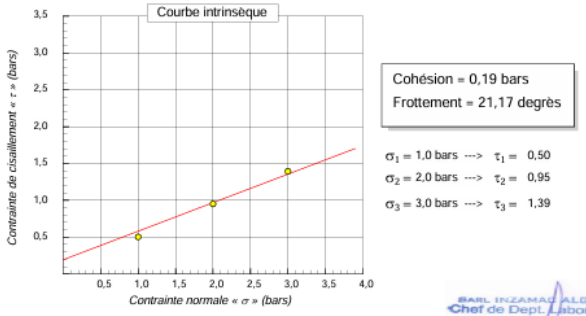
Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE

N° Projet : GLX-23-052

Sondage n° : SC-G35-01
Profondeur : 4,5-4,9
Nature :
Date essais :

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





Cohésion = 0,19 bars
Frottement = 21,17 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,50
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 0,95
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,39

BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Remarque :

Préparé par : | Approuvé par : | Date :

© SolTests 2013

INZAMAC ALGERIE

ESSAI DE CISAILLEMENT

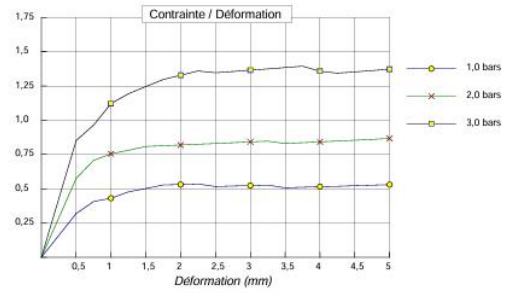
NF P94-071-1

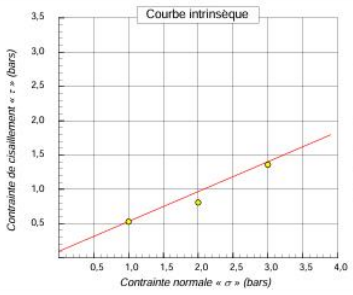
Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE

N° Projet : GLX-23-052

Sondage n° : SC-G35-01
Profondeur : 4,5-4,9
Nature :
Date essais :

Type d'essai : CD
Vitesse de cisaillement : 0,02 mm/mn





Cohésion = 0,1 bars
Frottement = 23,54 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,53
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 0,81
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,36

BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Remarque :

Préparé par : | Approuvé par : | Date :

© SolTests 2013

INZAMAC ALGERIE

RAPPORT D'ESSAI

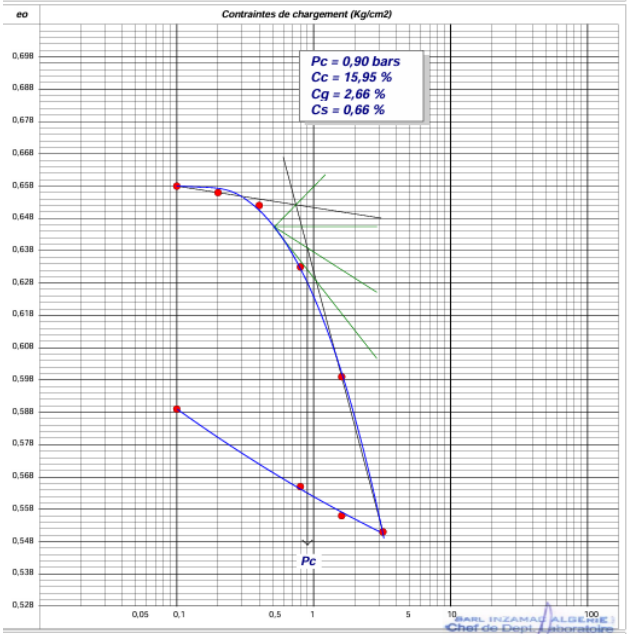
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

XP P 94-090-1

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE

N° Projet : GLX-23-052

Sondage n° : SC-G35-01
Profondeur : 4,5-4,9
Nature :
Date essais : 30/07/2024



BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Remarque :

Préparé par : | Approuvé par : | Date :

INZAMAC ALGERIE

RAPPORT D'ESSAI

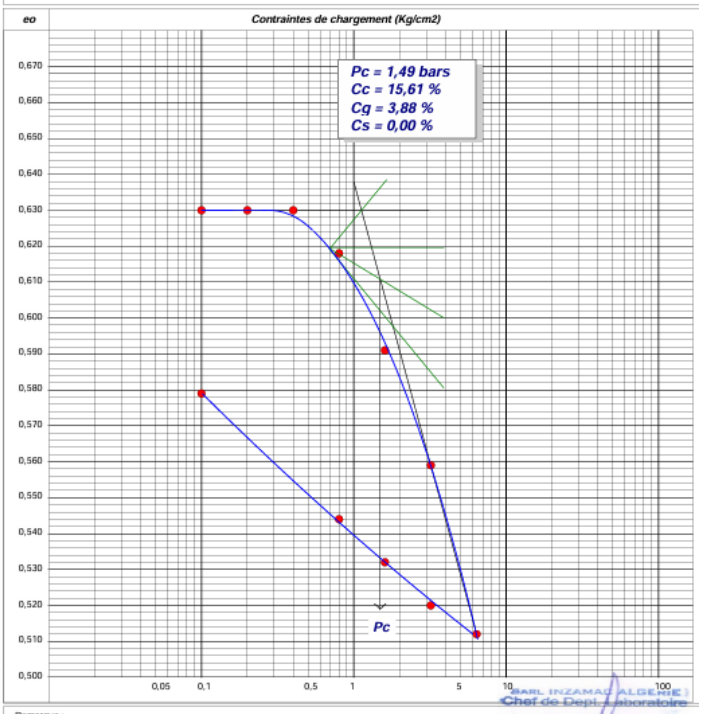
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

XP P 94-090-1

Projet : Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE

N° Projet : GLX-23-052

Sondage n° : SC-G35-01
Profondeur : 15-15,4
Nature :
Date essais : 30/07/2024



BARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Remarque :

© SolTests 2013

	Procès Verbale Analyses chimiques des sols	

Projet: Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km		Référence matériels:
Date de l'essai: 19/08/2024	Date du prélèvement : **	
Provenance: **	Profondeur: **	
Client: Groupement ONE	Prélevé par: **	

Echan N°	Profondeur (m)	Sondage	Sulfate (mg/kg)	Chlorure (%)	Carbonate (%)	MO (%)	Insolubles (%)	Sels solubles	Gypse	PH
MI/0733/01/2024	15,00 -- 15,40	SC-G35-01	2224,8	0,25	8,79	_	_	_	_	_

Réalisé par:	Signature:	Vérifié et approuvé par :	Signature et cachet:
Nom:		Nom: ZEGGAGH	
Prénom:		Prénom: SOFIANE	

Ce document est la propriété de INZAMAC. Il ne peut être reproduit ou communiqué sans autorisation

RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Project :Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SC-G35-04
Profondeur : 30,6-30,75 m
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1					
Poids total humide (g)	2357,2					
Poids total sec (g)	2160,7					
Poids de la tare (g)	603,7					
Poids d'eau (g)	196,50					
Poids du sol sec (g)	1557,00					
Teneur en eau (%)	12,62					
W (%)	12,62					

Détermination de la Masse Volumique des sols fins

Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1					
Poids total sans paraffine (g)	1005,3					
Poids total avec paraffine (g)	1015,7					
Poids total dans l'eau (g)	556,2					
Volume brute (cm³)	459,50					
Volume de la paraffine (cm³)	11,82					
Volume net (cm³)	447,68					
Masse volumique (g/cm³)	2,25					
γ_h (g/cm³)	2,25					
γ_d (g/cm³)	2,00					
Sr (%)	100					

* Paraffin Density = 0.88 g/cm³
* Water Density = 1 g/cm³

SARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Remarque :

Chargé de l'essai : Responsable :

RAPPORT D'ESSAI

Masse Volumique des sols fins
Teneur en eau pondérale

Project :Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km
Client : Groupement ONE
Lieu :
N° Dossier : GLX-23-052

Sondage : SC-G35-04
Profondeur : 4,55-5 m
Température étuve : °C
Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant	1					
Poids total humide (g)	2571,2					
Poids total sec (g)	2301,9					
Poids de la tare (g)	599,8					
Poids d'eau (g)	269,30					
Poids du sol sec (g)	1702,10					
Teneur en eau (%)	15,82					
W (%)	15,82					

Détermination de la Masse Volumique des sols fins

Méthode par immersion dans l'eau (NF P94-053)

N°Echant	1					
Poids total sans paraffine (g)	529,1					
Poids total avec paraffine (g)	535,8					
Poids total dans l'eau (g)	271,3					
Volume brute (cm³)	264,50					
Volume de la paraffine (cm³)	7,61					
Volume net (cm³)	256,89					
Masse volumique (g/cm³)	2,06					
γ_h (g/cm³)	2,06					
γ_d (g/cm³)	1,78					
Sr (%)	85,77					

* Paraffin Density = 0.88 g/cm³
* Water Density = 1 g/cm³

SARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Remarque :

ESSAI DE COMPRESSION AXIALE

Selon la norme NF P 94-077

Référence : #REF!

N° échantillon : /	N° de sondage : SC G-35 -07(06)	REFERENCE MATERIEL
Date de prélèvement : /	Profondeur : 49,5-50,0 m	Etuve : *ET03*
Client : *Groupement ONE*	Date de l'essai :	Balance *BAL03*
Projet : *Réalisation de la pénetrante autoroutiere reliant TIZI OUZOU a l'autoroute est-ouest au niveau de l'echangeur Djebahia sur 48 km*		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse mm/min	Diam. (mm)	Haut. (mm)	Poids (kg)	Charge KN	gh (t/m3)	RC (MPa)
1		1,6	-	-	-	-	-	-
2								

	Observations :
	Impossible Matériau de longueur Insuffisante

LE CHEF DE DEPARTEMENT
S.ZEGGAGH

SARL INZAMAC ALGERIE
Département Laboratoire
SOUALMIA Ismail
Ingénieur Senior