

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude du glissement de terrain au niveau de la pénétrante
autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira du PK17+100 au PK17+450

Présenté par :

ALOUCHE Meriem El Akri
HEROUAS Lamia

Encadré par :

Mr TAKI Mohamed

Promotion 2023/2024

Remerciements

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.

Tout d'abord, nous sommes reconnaissantes envers notre encadreur M. TAKI pour son suivi tout au long de l'élaboration de notre mémoire, ainsi que Mme CHABOUR et Mme BOULKARIA pour leur collaboration et le partage de leur savoir-faire. Nous remercions également les ingénieurs du bureau d'étude « BET TECHNO CONSULT » pour leurs précieux conseils et aide, ainsi que Mme OUALI, M. ABBIDI et M. ZOURGUI pour leur aide.

Nos remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements à nos familles, à nos amis et à nos professeurs.

Dédicace

Ce mémoire est également dédié :

À ma chère mère Fatma Johra et mon chère père Mohamed, pour leur amour incommensurable, leur soutien indéfectible et leurs innombrables sacrifices qui ont rendu possible la réalisation de ce mémoire.

À mes deux frères, Chemsou et Zakou, pour leur encouragement constant et leur présence rassurante tout au long de ce parcours.

À toute ma famille, mes tantes, mes oncles et surtout mes cousines Sarah, Meriem, Alaa, Lyna, Perine, Bissane, Amina pour leur soutien et leurs encouragements.

À mes amis, Lamia, Anfel, Sabrina, Warda, Maroua et Lama, pour leur amitié sincère, leur patience et leur soutien moral, qui ont été des sources inestimables de motivation et de réconfort.

Ce mémoire vous est dédié, en témoignage de ma reconnaissance et de mon affection profonde.

ALOUCHE Meriem El Akri

Dédicace

Avec toute ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux pour qui, malgré tous les mots que je pourrais utiliser, je n'arriverai jamais à exprimer pleinement mon amour sincère.

À l'homme, mon précieux cadeau de Dieu, à qui je dois ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père, HEROUAS Abd Et Hader. Merci pour les sacrifices, pour les leçons que tu m'as apprises et pour l'exemple extraordinaire que tu es. Tu m'inspires chaque jour à être meilleure et à donner le meilleur de moi-même. Je suis tellement chanceuse de t'avoir comme père.

À la femme qui a souffert sans jamais me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse: mon adorable mère, ZEROUAL Fatma. Merci pour les innombrables sacrifices que tu as faits pour moi, pour les conseils avisés et pour ton dévouement sans faille. Tu es mon modèle et mon inspiration, et je suis tellement reconnaissante de t'avoir comme mère.

À mes chères sœurs, Yasmine, Houda, Hayet et Amel, qui m'ont toujours soutenue et encouragée durant ces années d'étude. Merci pour les rires partagés, les conseils avisés et les innombrables souvenirs que nous avons créés ensemble. Vous êtes mes confidentes, mes alliées et mes meilleures amies. Votre soutien indéfectible et votre amour inconditionnel m'ont aidée à traverser bien des épreuves et à célébrer de nombreuses réussites. Vous êtes une source d'inspiration pour moi, et je suis tellement chanceuse de vous avoir comme sœurs.

À mes neveux et nièces, Ichaib, Basma, Falsabil, Adem, Norhene et Mosaab, je suis tellement chanceuse de pouvoir vous voir grandir et évoluer. Sans oublier mon binôme, ALOUACHE Meriem Et Akri, pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.
À tous ceux que j'aime, ce mémoire vous est dédié.

HEROUAS Lamia

Résumé

Le mémoire porte sur l'étude d'un glissement de terrain très profond survenu entre PK17+100 et PK17+ 450 au niveau de la pénétrante autoroutière de Tizi Ouzou/Bouira. L'objectif principal de l'étude est d'assurer la stabilité et de protéger la pénétrante.

Le mémoire est divisé en deux parties :

La première partie est consacrée aux généralités et aux aspects théoriques de l'étude des glissements de terrain.

La deuxième partie est sur l'étude d'un cas de glissement de terrain en utilisant le logiciel Géo5 pour l'analyse de la stabilité.

Mots clés : analyse de la stabilité, reprofilage, glissement de terrain, tirants d'ancrage, rangée de pieux.

المخلص

يتناول هذا التقرير دراسة انهيار أرضي عميق جداً الذي حدث على الطريق السريع بين تيزي وزو والبويرة. الهدف الرئيسي من الدراسة هو ضمان استقرار الطريق السريع وحمايته .
تنقسم الأطروحة إلى جزأين :

الجزء الأول مخصص للعموميات والجوانب النظرية لدراسة الانهيارات الأرضية .
الجزء الثاني يتناول دراسة الانهيار الأرضي باستخدام برنامج Geo5 لتحليل الثبات .
الكلمات المفتاحية: تحليل الاستقرار، إعادة التثبيت، الانهيار الأرضي، مسامير التثبيت.

Abstract

This report deals with the study of a very deep landslide that occurred between PK17+100 and PK17+450 on the Tizi Ouzou/Bouira motorway. The main aim of the study is to ensure the stability and protection of the motorway.

The dissertation is divided into two parts:

The first part is devoted to generalities and theoretical aspects of landslide studies.

The second part deals with a landslide case study using Geo5 software for stability analysis.

Key words: stability analysis, reprofiling, landslide, tie rods, pile row.

Abréviations :

C Cohésion

γ_h Poids volumique humide

φ Angle de frottement interne

GSI Geological Strength Index

RQD Rock Quality Designation

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

Liste des figures :

Figure 1-1: Les types de chutes de blocs : a) éboulisation, b) éboulement,c) écroulement, d) basculement, e) glissement.	3
Figure 1-2 : Représentation des deux phénomènes : Coulée de boue et Glissement de terrain	4
Figure 1-3 : Phénomène de fluage	4
Figure 1-4: Phénomène de Solifluxion	5
Figure 1-5 : Phénomène du glissement de terrain.....	6
Figure 1-6: Résistance de cisaillement selon Mohr-Coulomb.....	7
Figure 1-7: Représentation graphique de la Boîte de Casagrande	12
Figure 1-8 : Différents types de rupture circulaire.....	13
Figure 1-9 : Rupture circulaire sous un soutènement	13
Figure 1-10: Glissement plan	14
Figure 1-11: Glissement rotationnel simple.....	14
Figure 1-12: Glissement rotationnel complexe	15
Figure 1-13:Glissement quelconque	15
Figure 1-14: Notations des paramètres de la méthode de Taylor	16
Figure 1-15: Mise en œuvre de la méthode des perturbations	17
Figure 1-16: Schéma de bloc plan discrétisé en des tranches infinitésimale	17
Figure 1-17: Exemple de remblais de chargement de pied.....	20
Figure 1-18: Exemple de butée de pied	20
Figure 1-19: Dimensionnement d'un allègement en tête	21
Figure 1-20: Schéma de la purge	21
Figure 1-21: Schéma du Reprofilage	22
Figure 1-22 : Réseau de drainage de surface, glissement de la RD 12 (d'après Livet, 1980) .	22
Figure 1-23: Schéma d'une tranchée drainante	23
Figure 1-24: Schéma de principe d'un clouage rigide	24
Figure 1-25: Schéma de principe de l'action d'un tirant	24
Figure 2-1: La vue en plan de la zone du projet étudié.....	27
Figure 2-2:Wilayas limitrophes de la wilaya de Tizi Ouzou	28
Figure 2-3: Carte lithologique de la wilaya de Tizi-Ouzou. (Source : PAW T.-O. 2012).....	30
Figure 2-4:Carte de zonage sismique du nord d'Algérie	30
Figure 2-5: Le profil en travers des différentes phases du projet	32
Figure 2-6: Limitation de la zone de glissement.....	32
Figure 2-7:Vue de la zone du glissement du terrain avant les terrassements	32
Figure 2-8:Vue de la zone du glissement du terrain au début des travaux du terrassement	33
Figure 2-9:Vue de la zone du glissement du terrain actuellement (après glissement).....	33
Figure 2-10: Présence des affaissements au milieu du talus.....	34
Figure 2-11: Présence des escarpements en tête et des ruptures dans la partie supérieure du sol	35
Figure 2-12: Présence des ruptures du sol /Figure 2-13: Zone d'habitation endommagée	36
Figure 2-14: Les éléments structurels endommagés.....	36
Figure 2-15: Les fissures au niveau des murs des bâtisses	36
Figure 3-1: Le profil sismique PS 17.3(2) près du sondage SC-FG-13 (compagne 2016).....	40

Figure 3-2: Le sondage carotté SC 79 est positionné au-dessous du talus	41
Figure 3-3 : Le sondage carotté SC-FG-13 est positionné au-dessous du talus.....	42
Figure 3-4: La position des cibles topographiques sur la vue en plan	46
Figure 3-5:La position des profils sismiques	47
Figure 3-6: Représentation du profil sismique PS17-01	47
Figure 3-7: Représentation des inclinomètres INC-PK17-04 et INC-PK17-10 sur le profil sismique PS-17-03	48
Figure 3-8: Le sondage carotté INC-PK 17-10 est positionné au-milieu du talus.....	49
Figure 3-9: Le sondage carotté INC-PK 17-05 est positionné au-dessus du talus.....	50
Figure 3-10 : Le sondage carotté INC-PK17-06 est positionné au-milieu du talus.....	51
Figure 3-11: Le sondage carotté SCP-PK17 est positionné au-milieu du talus.....	52
Figure 3-12: L'emplacement des inclinomètres sur la vue en plan	56
Figure 3-13: L'orientation des inclinomètres sur la vue en plan	56
Figure 3-14: Surface de rupture évalué à travers les donnes des inclinomètres	58
Figure 3-15:L'axe du profil en long étudié.....	58
Figure 3-16: La coupe lithologique du profil étudié.....	60
Figure 3-17: Modélisation du cercle de glissement standard.....	61
Figure 3-18:Modélisation du cercle de glissement optimisé	62
Figure 3-19: Les valeurs du coefficient de sécurité optimisé	62
Figure 3-20:Modélisation du cercle de glissement standard.....	63
Figure 3-21: Modélisation du cercle de glissement optimal.....	63
Figure 3-22: Les valeurs de coefficient de sécurité optimisé	64
Figure 3-23: Illustration du découpage du cercle de glissement.....	65
Figure 4-1:Analyse du Cercle de glissement avant le confortement dans le cas statique, le coefficient de sécurité égal à 1,05	68
Figure 4-2:Analyse du Cercle de glissement avant le confortement dans le cas dynamique, le coefficient de sécurité égal à 0,76.....	69
Figure 4-3: Analyse du cercle de glissement avec un confortement par un rideau de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1,23 une augmentation de 18% (cas statique).....	70
Figure 4-4:Analyse du cercle de glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité égal à 0,98 (cas statique).....	70
Figure 4-5:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1,27 une augmentation de 29% dans le cas d'un calcul optimal (cas statique).	71
Figure 4-6:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal à 0,98(cas dynamique)	71
Figure 4-7:Analyse du cercle de glissement avec un confortement par deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité est égal 1,11 une augmentation de 13% par rapport au cercle de glissement obtenue précédemment (cas dynamique).....	72
Figure 4-8:Analyse du cercle du glissement en crête du talus, le coefficient de sécurité est égal à 1,61.....	72
Figure 4-9:Analyse du cercle du glissement entre les deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité est égal à 1,74.	73

Figure 4-10:Analyse du cercle du glissement en aval des rideaux de pieux, le coefficient de sécurité est égal à 2,02	73
Figure 4-11:Analyse du cercle du glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité est égal à 1,10 pour le cas sismique.....	74
Figure 4-12:Analyse du Cercle de glissement après le reprofilage, le coefficient de sécurité égal 1,60 une augmentation de 55%	75
Figure 4-13:Analyse du Cercle de glissement après le reprofilage, le coefficient de sécurité égal 1,04 une augmentation de 28%	75
Figure 4-14:Analyse du Cercle de glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité égal 1,57.....	76
Figure 4-15:Analyse du Cercle de glissement optimal en haut du talus, le coefficient de sécurité égal 1,68.....	76
Figure 4-16:Analyse du Cercle de glissement de la partie terrassée, le coefficient de sécurité égal 2,05.....	77
Figure 4-17: Analyse du cercle du glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité est égal à 1,02 pour le cas sismique.....	77
Figure 4-18:Analyse du Cercle de glissement après l'allègement en tête, le coefficient de sécurité égal à 1,27 une augmentation de 22%	78
Figure 4-19:Analyse du Cercle de glissement après un confortement par allègement en tête, le coefficient de sécurité égal à 0,88 augmentation de 12%	78
Figure 4-20:Analyse du Cercle de glissement après un confortement par des tirants d'ancrage, le coefficient de sécurité égal à 1,06 une augmentation de 30%	79
Figure 4-21:Analyse du Cercle de glissement le plus défavorable après le confortement, le coefficient de sécurité égal à 1,52.....	79
Figure 4-22:Analyse du Cercle de glissement en crête du talus, le coefficient de sécurité égal à 1,31.....	80
Figure 4-23:Analyse du Cercle de glissement de la partie terrassée, le coefficient de sécurité égal à 1,56	80
Figure 4-24:Analyse du Cercle de glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité égal à 1,04.....	80
Figure 4-25:Les étapes détaillées de la réalisation des pieux jointifs	84
Figure 4-26: Vue en plan du processus d'exécution d'une rangée de pieux jointifs	84
Figure 4-27:Modélisation de pieux avec robot	85
Figure 4-28: Schéma de ferrailage longitudinal d'une rangée de pieux	86
Figure 4-29: Schéma de ferrailage longitudinal de deux rangées de pieux	86
Figure 4-30:Schéma de ferrailage transversal d'une rangée de pieux	87
Figure 4-31:Schéma de ferrailage transversal de deux rangées de pieux	87

Liste des tableaux :

Tableau 1-1:Échelle cinématique des mouvements de terrain	2
Tableau1-2 : Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements	6
Tableau 1-3: Normes des essais in-situ	11
Tableau 1-4: Normes des essais d'identification au laboratoire (Classification géotechnique des sols)	11
Tableau 2-1:Fiche technique du projet	27
Tableau 2-2:Coefficient d'accélération de zone A	31
Tableau 3-1: Synthèse du sondage carotté SC 79	41
Tableau 3-2 : Résultats d'essai de pénétration au carottier	42
Tableau 3-3: Synthèse du sondage carotté SC-FG-13	43
Tableau 3-4:Résultats des essais physiques du sondage carotté SC79	44
Tableau 3-5:Résultats des essais physiques du sondage carotté SC-FG-13	44
Tableau 3-6 : Synthèse des essais en compression simple	45
Tableau 3-7: synthèse du sondage carotté INC-PK 17-10.....	49
Tableau 3-8: Synthèse du sondage carotté INC-PK 17-05	50
Tableau 3-9:Synthèse du sondage carotté INC-PK 17-06	51
Tableau 3-10: Synthèse du sondage carotté SCP-PK17	52
Tableau 3-11:Résultats d'essais pressiométrique INC-PK17-05	54
Tableau 3-12:Résultats d'essais pressiométrique INC-PK17-06	54
Tableau 3-13:Résultats d'essais pressiométrique SCP-PK17	55
Tableau 3-14 : Résultats des lectures des mesures aux inclinomètres.....	57
Tableau 3-15:Données géotechniques du profil	60
Tableau 3-16:Résultats de coefficient de sécurité	61
Tableau 3-17:Résultats de coefficient de sécurité	63
Tableau 3-18: Les caractéristiques du sol.....	64
Tableau 3-19: Résultats de la méthode des tranches	65
Tableau 4-1 : devis quantitatif estimatif des principales taches de la 1 ère solution confortement par pieux.....	81
Tableau 4-2:Devis quantitatif estimatif des principales taches de la 2 -ème solution terrassement par reprofilage.....	81
Tableau 4-3:Devis quantitatif estimatif des principales taches de la 3 -ème solution terrassement (allègement en tête) et confortement par des tirants d'ancrage passif.....	82

Table des matières

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Table des matières

Introduction générale

Chapitre 1: Recherche bibliographique	1
1.1 Introduction	2
1.2 Généralités sur les mouvements de terrain.....	2
1.2.1 Définition du mouvement de terrain	2
1.2.2 Échelle cinématique des mouvements de terrain	2
1.2.3 Typologie des mouvements de terrain	2
1.2.4 Synthèse	6
1.3 Notions importantes sur les glissements de terrain	6
1.3.1 Principales causes d'un glissement de terrain.....	6
1.3.2 Diagnostic des glissements	9
1.3.3 Processus d'étude d'un glissement	9
1.4 Analyse du glissement de terrain	12
1.4.1 Types de rupture	12
1.4.2 Méthodes de calcul analytique.....	15
1.4.3 Définition du coefficient de sécurité.....	18
1.5 Principales techniques de confortement.....	19
1.5.1 Confortement par terrassement	19
1.5.2 Dispositifs de drainage.....	22
1.5.3 Eléments résistants.....	23
1.6 Conclusion.....	25
Chapitre 2 :Présentation du glissement de terrain.....	26
2.1 Introduction	27
2.2 Présentation du projet.....	27
2.3 Fiche technique du projet	27
2.4 Situation géographique.....	28
2.5 Hydrologie.....	28
2.6 Géologie et Lithologie.....	29

2.7	Sismicité de la zone.....	30
2.8	Diagnostic du glissement	31
2.8.1	Historique du glissement.....	31
2.8.2	Description du glissement.....	31
2.8.3	Vues satellitaires du changement du site	32
2.8.4	Constat visuel des dégradations sur le site.....	33
2.8.5	Illustration par des photos du glissement.....	34
2.9	Conclusion.....	37
Chapitre 3 : Investigations géotechniques et analyse du glissement.....		38
3.1	Synthèse de la reconnaissance géotechnique	39
3.1.1	Introduction.....	39
3.1.2	La première phase : Avant les travaux d’excavation de la pénétrante.....	40
3.1.3	La deuxième phase : Une campagne d’investigation complémentaire après le glissement	46
3.1.4	Conclusion	58
3.2	Analyse du glissement de terrain	59
3.2.1	Présentation de logiciel GEO5	59
3.2.2	Analyse du glissement par logiciel	59
3.2.3	Analyse du glissement par un calcul manuel.....	64
3.2.4	Conclusion	66
Chapitre 4 : Propositions et étude de confortement		67
4.1	Introduction	68
4.2	Le modele avant confortement	68
4.3	Solution 1 : Confortement par deux rideaux de pieux	69
4.3.1	Description de la solution	69
4.3.2	Vérification de stabilité du talus après achèvement total des travaux	72
4.3.3	Interprétation des résultats	74
4.4	Solution 2 : Terrassement (Reprofilage).....	74
4.4.1	Description de la variante	74
4.4.2	Vérification de stabilité du talus après achèvement total des travaux	75
4.4.3	Interprétation des résultats	78
4.5	Solution 3 : Terrassement (allègement en tête) et confortement par des tirants d’ancrage passif	78
4.5.1	Vérification de stabilité du talus après achèvement total des travaux	79

4.5.2	Interprétation des résultats	81
4.6	Devis quantitatif estimatifs.....	81
4.6.1	Devis quantitatif estimatif de la 1 ère solution confortement avec deux rideaux de pieux	81
4.6.2	Devis quantitatif estimatif de la 2 -ème solution terrassement par reprofilage .	81
4.6.3	Devis quantitatif estimatif de la 3 -ème solution terrassement (allègement en tête) et confortement par des tirants d’ancrage passif.....	82
4.7	Analyse multicritère	82
4.8	Synthèse	83
4.9	Etude d’Avant-projet détaillée (Modélisation et ferrailage des rideaux pieux).....	83
4.9.1	Les pieux jointifs (tangents)	83
4.9.2	Modélisation et ferrailage des deux rideaux de pieux	85
4.9.3	Ferrailage des pieux	85
4.10	Synthèse	88
4.11	Conclusion.....	88

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexes

Introduction générale

Annuellement, les mouvements de terrain causent en moyenne le décès de 800 à 1000 personnes à travers le monde, et entraînent des préjudices économiques ainsi que des dommages considérables [11]. Parmi ces phénomènes, les glissements de terrain se distinguent comme l'une des manifestations les plus redoutables des mouvements du sol, capables d'avoir des répercussions dévastatrices sur les populations et les infrastructures.

Ce travail de mémoire se donne pour objectif d'étudier le glissement de terrain survenu du PK17+100 au PK 17+450 au niveau de la pénétrante de Tizi-Ouzou. Il est articulé autour de quatre chapitres distincts :

Le premier chapitre se consacre à une étude bibliographique approfondie, où sont exposées les notions théoriques essentielles relatives aux mouvements de terrains. En se basant sur le phénomène du glissement de terrain : les causes, le diagnostic, le processus de l'étude, l'analyse du phénomène et les techniques de confortement.

Le deuxième chapitre propose une présentation de la zone du projet étudié et un diagnostic détaillé du glissement de terrain.

Le troisième chapitre présente l'interprétation des résultats de la campagne géotechnique, et l'analyse du glissement avec la modélisation à l'aide du logiciel spécialisé GEO5.

Le quatrième chapitre propose des solutions de confortement pour le glissement de terrain, accompagnées d'une analyse multicritère afin de choisir la solution techniquement et économiquement favorable et finir par un avant-projet détaillé de la solution choisie.

Enfin, le mémoire se clôture par une conclusion récapitulative, mettant l'accent sur les principales connaissances tirées de cette étude.

Chapitre

1

Recherche bibliographique

1.1 Introduction

Ce chapitre offre une exploration détaillée des divers phénomènes de rupture géologiques qui peuvent avoir un impact significatif sur les paysages et les infrastructures. En commençant par une vue d'ensemble des mouvements des terrains, ensuite une description spécifique des glissements des terrains. Enfin, les techniques de stabilisation disponibles pour atténuer les risques associés à ces événements naturels.

1.2 Généralités sur les mouvements de terrain

1.2.1 Définition du mouvement de terrain

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origine très divers, ils regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, leurs occurrences étant influencées par divers facteurs tels que la composition du sol, la topographie du site et les conditions météorologiques. Ces mouvements peuvent être divisés en deux catégories principales :

- Les mouvements lents, caractérisés par une déformation progressive du sol, entraînent éventuellement **des dommages aux structures construites au fil du temps.**
- Les mouvements rapides, soudains et violents, susceptibles de mettre en péril la sécurité des individus et de causer **des dommages matériels significatifs.** [1]

1.2.2 Échelle cinématique des mouvements de terrain

Les échelles cinématiques des phénomènes sont très étendues :

Vitesses très lentes (quelques millimètres par an) à très rapides (plusieurs dizaines de mètres par seconde pour les éboulements).

Tableau 1-1: Échelle cinématique des mouvements de terrain [5]

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 10 000 mm/s

1.2.3 Typologie des mouvements de terrain

De nombreuses classifications ont été proposées pour les mouvements de terrain, elles s'appuient sur des notions de cinématique, de nature de sol, de stratigraphie, etc...

On retiendra la classification agréée par le Comité International de Géologie de l'Ingénieur, qui distingue quatre catégories :

- Les phénomènes rocheux (les éboulements et les chutes de blocs) ;
- Les coulées boueuses et les laves torrentielles ;
- Les mouvements sans surface de rupture (fluage et solifluxion) ;
- Les glissements de terrain.

1.2.3.1 Les éboulements et les chutes de blocs

1.2.3.1.1 Définition

Les éboulements et les chutes de blocs sont des déplacements brusques et rapides de matériaux, généralement causés par l'action de la pesanteur. Ils affectent des matériaux rigides et fracturés tels que les calcaires, les grès et les roches cristallines.

Ils se subdivisent en plusieurs catégories selon leur volume :

Les volumes suivants sont retenus par la norme NF P 95-307

- Les chutes de pierres (volume inférieur à 1 dm^3) ;
- Les chutes de blocs (volume supérieur à 1 dm^3) ;
- Les éboulements (volume supérieur à 100 m^3) ;
- Les écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m^3).

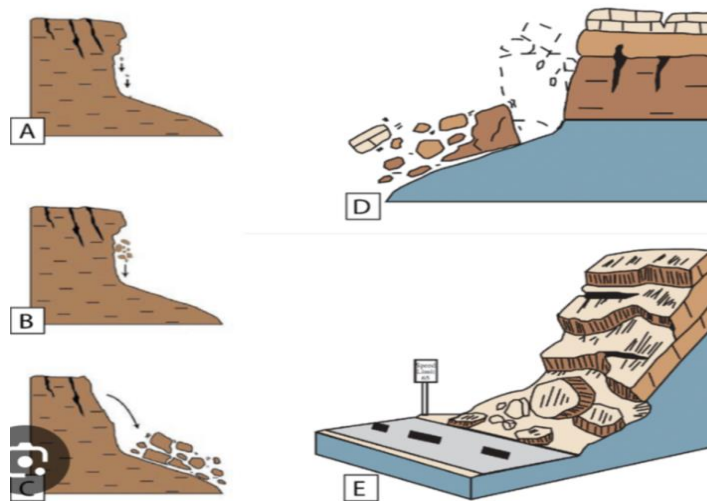


Figure 1-1: Les types de chutes de blocs : a) éboulement, b) éboulement, c) écroulement, d) basculement, e) glissement.

1.2.3.1.2 Les principaux déclencheurs de ces phénomènes

- Les pressions hydrostatiques liées aux précipitations et à la fonte des neiges ;
- Les cycles de gel et dégel ;
- La croissance de la végétation ;
- Les tremblements de terre ;
- L'activité humaine (modifications de l'écoulement des eaux, travaux d'aménagement rendant les pentes plus instables, utilisation d'explosifs dans des zones fragiles) ;
- La densité, l'orientation des discontinuités, fracturation et stratification, la structure du massif rocheux et la présence de cavités constituent des facteurs de prédisposition à l'instabilité. [2]

1.2.3.2 Les coulées de boue et les laves torrentielles

1.2.3.2.1 Définition

Ces phénomènes sont des mouvements des sols dans lesquels des matières glissées se comportent comme un liquide (atteint une teneur en eau très élevée), elles se produisent surtout en montagne.



Figure 1-2 : Représentation des deux phénomènes : Coulée de boue et Glissement de terrain

1.2.3.2.2 Les principaux déclencheurs de ces phénomènes

- Lorsque des quantités d'eau importantes sont disponibles, lors de fortes précipitations ;
- Ruptures de digues ou de barrages.

1.2.3.3 Les mouvements sans surface de rupture (Fluage et Solifluxion)

1.2.3.3.1 Définition

Fluage :

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations qui atteignent le domaine plastique donc proches de la rupture du sol. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture.

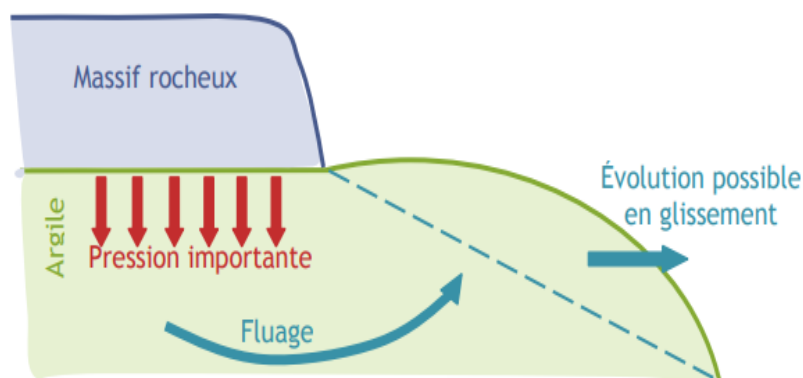


Figure 1-3 : Phénomène de fluage [5]

Solifluxion

La solifluxion est un phénomène de fluage superficiel causé par les variations volumiques saisonnières du sol. Sur les pentes, ces mouvements alternés entraînent le déplacement du sol vers l'aval, identifiable par des ondulations et l'inclinaison des arbres.

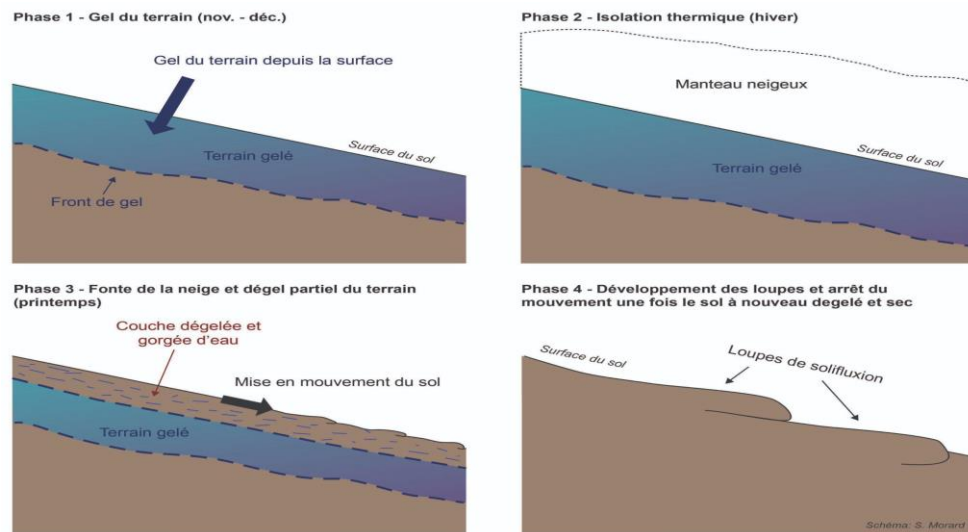


Figure 1-4: Phénomène de Solifluxion [5]

1.2.3.3.2 Les principaux déclencheurs de ces phénomènes

- Le chargement (dans le cas de matériaux naturels) ;
- La saturation progressive (dans le cas de certains remblais argileux) ;
- L'évolution des caractéristiques mécaniques du matériau.

1.2.3.4 Les glissements de terrain

1.2.3.4.1 Définition

Les glissements de terrain se caractérisent par le déplacement d'une masse de matériau le long d'une surface de rupture, influencés par la structure géologique du site. Les surfaces de rupture sont déterminées en partie par la complexité des formations géologiques et peuvent suivre les contacts entre couches ou se former dans des zones de faible résistance. Ces mouvements se produisent principalement dans des matériaux meubles tels que les sols, ainsi que dans des massifs rocheux fracturés ou altérés, où ils se développent le long de plans privilégiés.

1.2.3.4.2 Les principaux déclencheurs de ces phénomènes

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation des pressions interstitielles, etc...) ;
- Les terrassements ;
- L'érosion naturelle (ruissellements, érosions de berges) ;
- Les accélérations produites par des séismes.

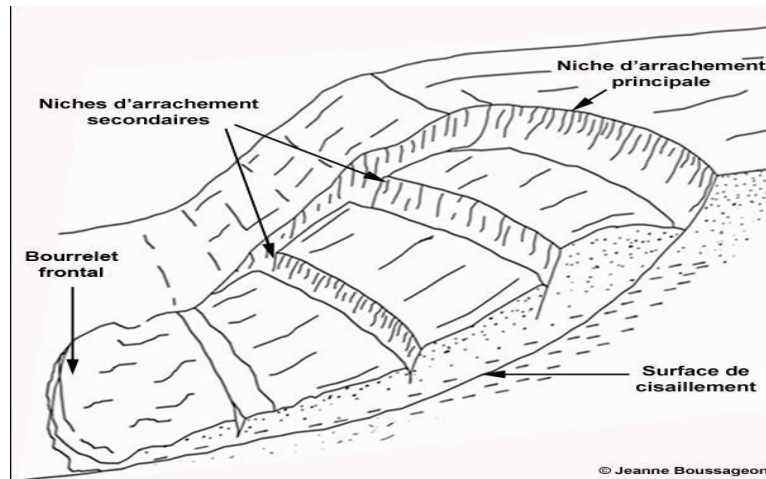


Figure 1-5 : Phénomène du glissement de terrain

1.2.4 Synthèse

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

Tableau 1-2 : Éléments caractérisant les différentes familles de mouvements [5]

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

1.3 Notions importantes sur les glissements de terrain

1.3.1 Principales causes d'un glissement de terrain

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de différents facteurs :

- La nature du terrain ;
- Les conditions hydrauliques ;
- Les facteurs extérieurs ;
- Les facteurs anthropiques.

1.3.1.1 Nature du terrain

1.3.1.1.1 La géométrie du terrain

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

1.3.1.1.2 Résistance au cisaillement des sols ou des roches

La résistance au cisaillement joue un rôle essentiel dans la stabilité des pentes. Elle dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est en fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.).

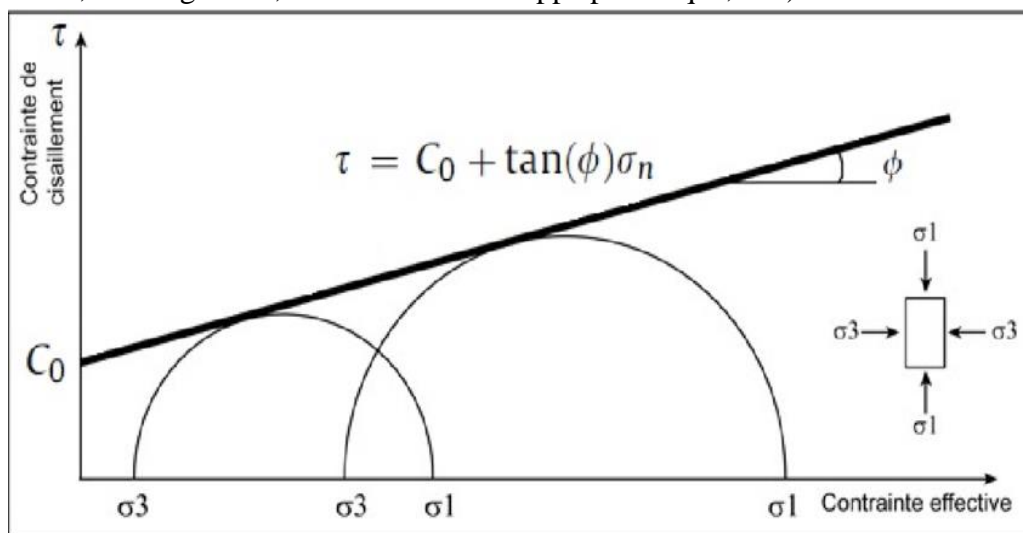


Figure 1-6: Résistance de cisaillement selon Mohr-Coulomb

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

- La résistance au cisaillement à court ou à long terme ;
- La résistance au cisaillement résiduelle.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic, dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduel, dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés c' et ϕ' (valeur de pic) et C_r' et ϕ_r' (valeurs résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

Finalement, un sol qui présente une résistance au cisaillement importante (définie par son angle de frottement interne effectif ϕ et sa cohésion effective c) permet une plus grande stabilité.

1.3.1.2 Les conditions hydrauliques

La détermination des conditions hydrauliques les plus défavorables nécessitent des observations de terrain sur une longue durée.

En raison de contraintes pratiques, telles que la rareté des données sur les régimes hydrauliques mesurés sur une année, des extrapolations sont souvent utilisées pour estimer les conditions les plus défavorables.

1.3.1.3 Les facteurs extérieurs

1.3.1.3.1 Les conditions climatiques

Les précipitations, la neige, la variation de température et l'évapotranspiration sont aussi des facteurs prépondérants qui agissent sur l'état d'équilibre des versants. Ils conduisent à des changements de la géométrie des talus et aussi sur la teneur en eau.

1.3.1.3.2 Les séismes et les sollicitations sismiques

Ils peuvent être l'une des causes de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptibles de provoquer le glissement des formations sus-jacentes ;
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

1.3.1.4 Les facteurs anthropiques

Toutefois, les activités humaines au pied ou sur la crête d'un talus peuvent en compromettre la stabilité.

1.3.1.4.1 Les constructions sur pente

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai. Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite ou qu'elle a connu des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants.

1.3.1.4.2 Déblai sur pente

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur. Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied de faibles volumes de déblai pouvant provoquer des glissements d'ensemble.

1.3.1.4.3 Modification de l'utilisation des sols

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols :

- Déforestation ;
- Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles) ;
- Une vibration de machine, une explosion. [5]

1.3.2 Diagnostic des glissements

- Dans le processus de diagnostic des glissements de terrain, une enquête minutieuse est entreprise pour recueillir des informations sur l'historique du terrain. C'est une étape cruciale pour comprendre les causes de ce phénomène. Cette enquête suit un protocole méthodologique rigoureux, commençant par une phase de recherche bibliographique.
- Puis se poursuit par deux ou trois phases de travaux de terrain. Ces travaux incluent des visites sur le site pour recueillir des témoignages locaux et recenser les particularités géologiques et hydrogéologiques.
- Un programme de reconnaissance in situ est ensuite mis en place, comprenant des essais de terrain et de laboratoire pour évaluer les caractéristiques des sols.
- Enfin, un rapport détaillé est rédigé, analysant les causes des glissements de terrain et proposant des solutions.

1.3.3 Processus d'étude d'un glissement

1.3.3.1 Reconnaissance du site

Les éléments de la reconnaissance d'un site dans le cadre d'une étude de stabilité comportent :

1.3.3.1.1 Repérage topographique de la zone instable

Établissement d'un plan topographique à grande échelle

Les cartes topographiques à petite échelle disponibles sont généralement insuffisantes pour repérer un accident localisé. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grande échelle (1/1000e ou 1/500e) du secteur dans lequel se situe la zone glissée, d'en tirer un plan en courbe de niveau et des profils jalonnés.

Repérage sur le terrain des traits caractéristiques d'un glissement

Lors du levé de terrain, il est important de prêter attention à plusieurs traits caractéristiques, tels que :

- Les arbres, les poteaux électriques et téléphoniques, qui peuvent fournir des repères chronologiques du phénomène, en observant leur verticalité ou inclinaison.
- Les murs de construction ou de soutènement, utiles pour détecter des déformations telles que les fissures, en plaçant des témoins sur les principales fissures.
- Les routes et les chemins, susceptibles de présenter des fissures dans le revêtement ou des déformations vers l'aval.

1.3.3.1.2 Géologie et géomorphologie

L'analyse géologique vise à déterminer la structure du site, la nature du substratum et l'épaisseur des formations superficielles, ainsi que la détection de failles potentielles. Cette étude doit englober une zone plus large que la zone instable spécifique. Les méthodes d'investigation principales incluent la géophysique pour déterminer la profondeur du substratum (sismique-réfraction) ainsi que les sondages destructifs ou carottés.

1.3.3.1.3 Hydrogéologie

L'analyse de l'hydrogéologie du terrain a pour objectif d'étudier entre autres les pressions de l'eau interstitielle, la présence des nappes et leur alimentation.

Les techniques utilisées sont :

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

1.3.3.1.4 Etude géophysique

Les méthodes géophysiques sont essentielles à différents stades de l'étude géotechnique :

Méthodes sismiques

La méthode de reconnaissance appelée sismique réfraction implique la mesure du temps de propagation des ondes longitudinales à travers le sol entre une source et des récepteurs. Elle est souvent employée pour déterminer l'épaisseur d'une couche de sol meuble.

Cette méthode implique une distinction entre deux principaux types d'ondes sismiques :

- Les ondes de volume, comprenant les ondes P (compression ou longitudinales) qui sont les plus rapides, et les ondes S (cisaillement ou transversales) qui sont plus lentes et ne se propagent pas à travers les milieux liquides.
- Les ondes de surface (ondes de Love et ondes de Rayleigh), guidées par la surface du globe et ne se propageant qu'à proximité des interfaces entre des matériaux ayant des propriétés élastiques différentes. [6]

1.3.3.1.5 L'étude cinématique

L'étude cinématique utilise des instruments comme les inclinomètres pour délimiter le volume en mouvement en plan et en profondeur, tandis que les mesures inclinométriques, effectuées avec une sonde dans un tube scellé dans un forage, donnent l'inclinaison sur la verticale du tube et permettent d'estimer la profondeur de la surface de rupture. Cette étude évalue également la vitesse de mouvement, analyse la sensibilité aux facteurs externes et contrôle l'efficacité des mesures de stabilisation. [9]

1.3.3.2 Reconnaissance géotechnique

L'objectif de la reconnaissance géotechnique est d'expérimenter en laboratoire afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols.

1.3.3.2.1 Les essais in situ

Tableau 1-3: Normes des essais in-situ [6]

Désignation	Objectif
Sondage carotté et forage	Une méthode précieuse pour prélever des échantillons afin d'obtenir des informations détaillées sur la composition et les caractéristiques du sous-sol.
Essai de pénétration au carottier (SPT)	L'essai consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé, il permet d'établir une relation entre la résistance à la pénétration et d'autre part les caractéristiques et la variabilité des sols.
Essai au pressiomètre Ménard	L'essai permet d'obtenir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane et de déterminer les trois paramètres usuels suivants : le module pressiométrique EM, la pression limite Pl, la pression du fluage Pf.
Essai Piézométrique	L'essai permet de mesurer le niveau d'une nappe d'eau souterraine ou phréatique

1.3.3.2.2 Les essais en laboratoire

Tableau 1-4: Normes des essais d'identification au laboratoire (Classification géotechnique des sols) [6]

Désignation	Objectif
Teneur en eau naturelle	L'essai permet de quantifier la proportion d'eau qu'il renferme et ainsi de connaître son état d'humidité.
Masse volumique des particules solides	L'essai représente le rapport de la masse des grains constituant la part solide et sèche du sol sur le volume occupé par cette partie solide.
Analyse granulométrique	L'essai a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue par : <ul style="list-style-type: none"> • Tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 µm ; • Sédimentation pour les grains les plus fins.
Limites d'Atterberg	Les limites d'Atterberg ont pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre les trois états (solide, plastique et liquide).

- **Essais mécaniques**

Essai de cisaillement direct à la Boîte de Casagrande

L'essai de cisaillement à la Boîte de Casagrande permet de déterminer les caractéristiques de résistance au cisaillement d'un sol (l'angle de frottement interne φ et la cohésion C).

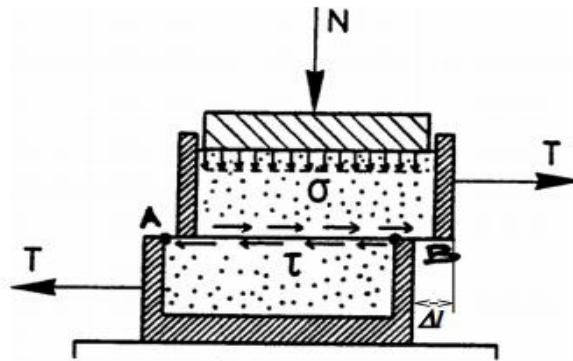


Figure 1-7: Représentation graphique de la Boîte de Casagrande [3]

1.4 Analyse du glissement de terrain

1.4.1 Types de rupture

Lors de leur construction et de leur utilisation, les talus sont soumis à diverses conditions de charge. Les types de rupture liés aux mouvements de terrain peuvent être classés en deux catégories :

Associés aux pentes naturelles ou aux talus artificiels.

1.4.1.1 Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles

Les ruptures ont d'une façon générale, l'allure de glissement rotationnel circulaire. On distingue:

- Les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- Les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrage) ;
- Les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

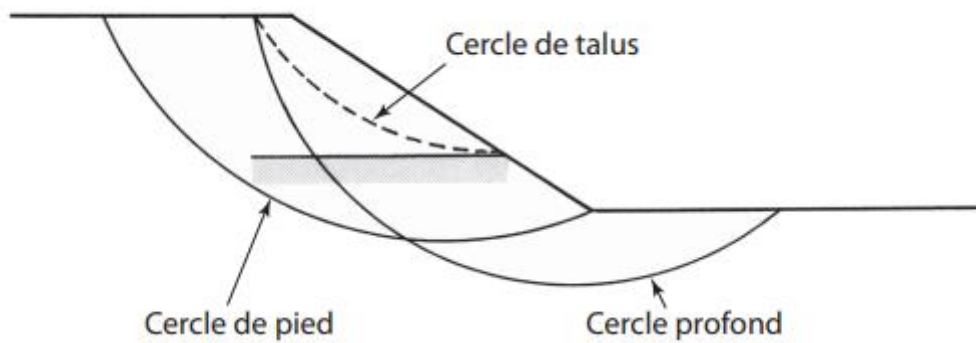


Figure 1-8 : Différents types de rupture circulaire

1.4.1.2 Stabilité sous les murs de soutènements

Pour ce type d'ouvrage, il faut s'assurer de l'absence de risque de rupture circulaire profonde englobant l'ensemble des constructions.

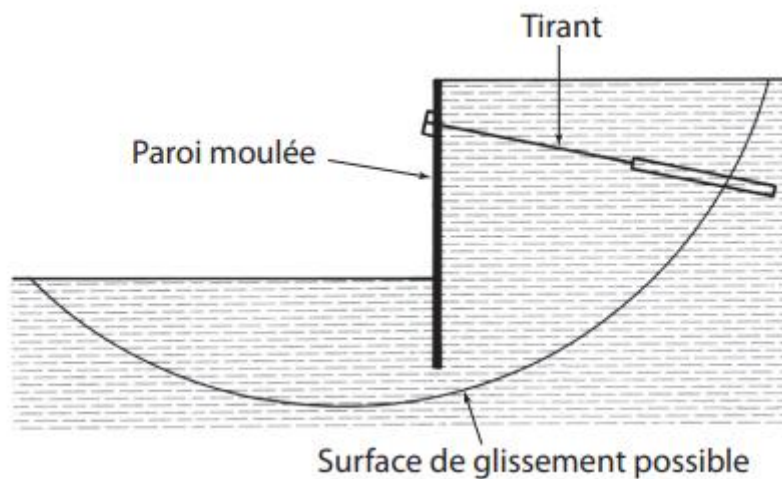


Figure 1-9 : Rupture circulaire sous un soutènement

1.4.1.3 Ruptures planes (glissement plan)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes. La surface de rupture est droite et la masse de sol en mouvement glisse le long de celle-ci.

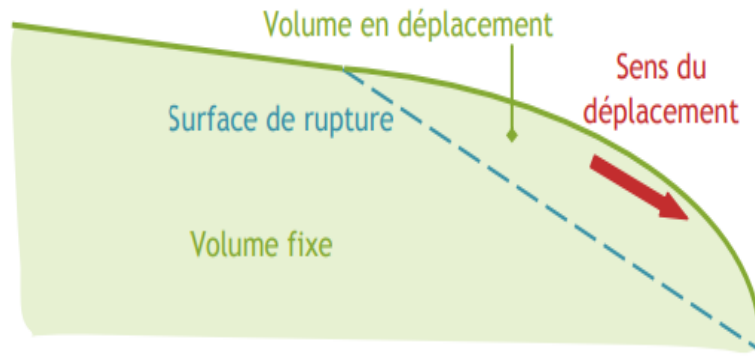


Figure 1-10: Glissement plan [7]

1.4.1.4 Ruptures circulaires (glissement circulaire)

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Il y a un mouvement de rotation autour d'un axe central à la surface de rupture. Ces mouvements peuvent être simples ou complexes. On distingue deux classes de glissement rotationnel :

1.4.1.4.1 Glissement rotationnel simple

Les mouvements simples qui sont les plus courants ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle et leur étude fait appel aux méthodes d'analyses classiques de la mécanique des sols.

Ils peuvent être superficiels ou profonds :

- Les glissements superficiels sont les glissements de crête et le glissement de pied ;
- Les glissements profonds intéressent surtout les remblais sur sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier est trop profond.

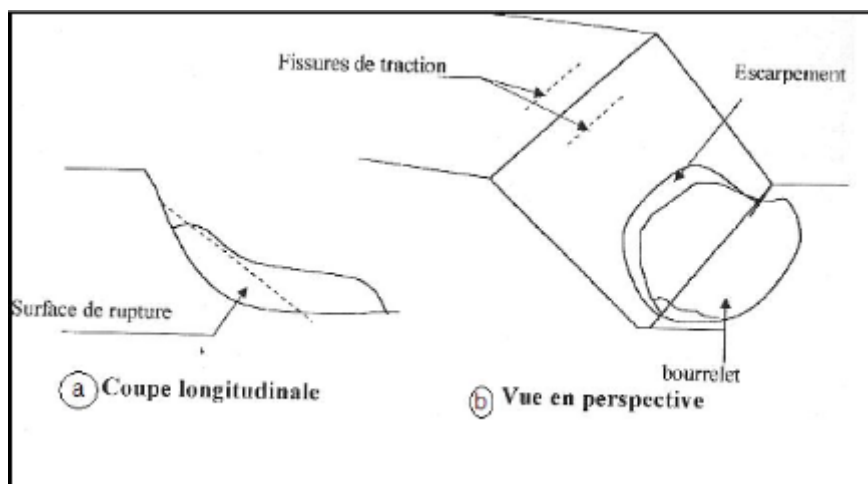


Figure 1-11: Glissement rotationnel simple

1.4.1.4.2 Glissement rotationnel complexe

Les glissements complexes ont souvent une surface de rupture non circulaire.

On distingue :

- Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain.
- Les glissements composés peuvent être une composition des différents glissements précédemment décrits. La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une composition d'éléments plans et d'éléments courbes.

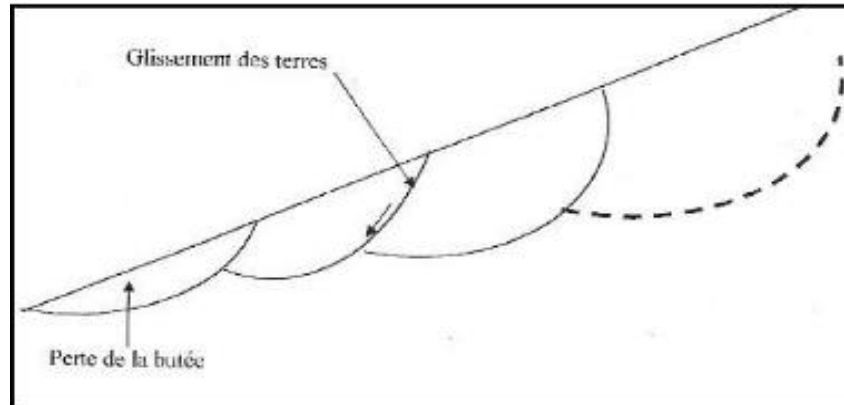


Figure 1-12: Glissement rotationnel complexe [5]

1.4.1.5 Cas des ruptures quelconque

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes (glissement ni circulaires ni plan).

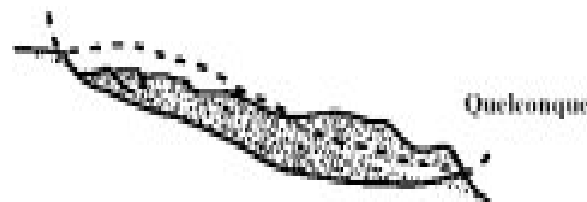


Figure 1-13: Glissement quelconque

1.4.2 Méthodes de calcul analytique

Il existe deux méthodes :

- Méthode globale ;
- Méthode des tranches.

1.4.2.1 Méthodes globales

Les méthodes globales (Caquot 1954, Biarez 1960) offrent une résolution graphique, leur utilisation s'est renouvelée grâce à l'informatique. L'intégration de valeurs le long de courbes arbitraires est simplifiée par la discrétisation. Les hypothèses comprennent :

- La masse en mouvement est délimitée par la courbe de rupture ;
- Une fonction de répartition des contraintes normales est définie le long de cette courbe;
- La résolution s'effectue avec les trois équations de la statique appliquées à la masse en mouvement.

1.4.2.2 Méthodes graphiques

Les méthodes graphiques, initiées par Taylor (1948) puis perfectionnées par Caquot (1954), ont donné naissance à une méthode d'analyse des ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, connue sous le nom de méthode du cercle de frottement. Biarez (1955) a évalué les limitations de cette approche, montrant une erreur inférieure à 15 % sur le coefficient de sécurité.

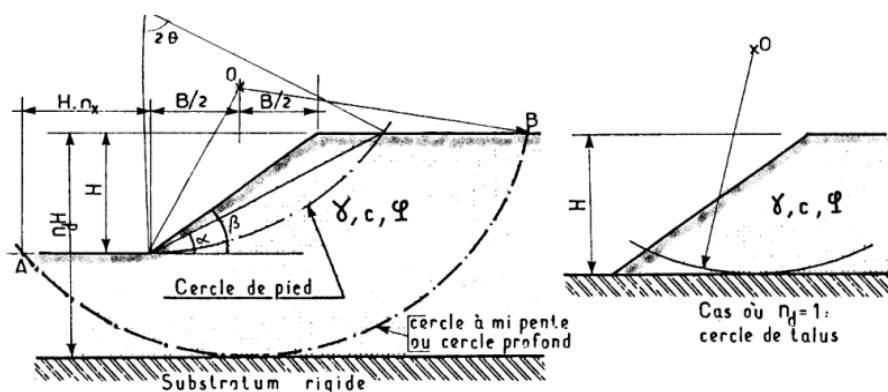


Figure 1-14: Notations des paramètres de la méthode de Taylor [8]

- **Méthode de Bell (1969)**

Bell propose de prendre une fonction de répartition de la contrainte normale le long de la courbe de rupture définie par deux paramètres λ et μ :

$$\sigma_n = \lambda \gamma h + \mu \sin(\Pi(x - x_0)/(x_1 - x_0))$$

Où x , x_0 , x_1 sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture. Cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants.

- **Méthode des perturbations**

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et développée par Faure (1985). Elle peut s'énoncer de la façon suivante :

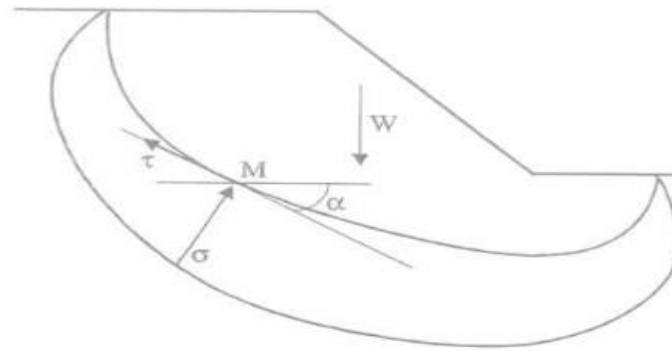


Figure 1-15: Mise en œuvre de la méthode des perturbations [8]

1.4.2.3 Méthodes des tranches

La méthode des tranches est une technique de calcul bidimensionnelle utilisée pour évaluer la stabilité des talus, son principe est de déterminer la surface de rupture probable $y(x)$. Elle découpe la partie supérieure du talus en tranches d'épaisseur constante et étudie la stabilité de chaque tranche en utilisant les équations de la statique. Les forces agissant sur chaque tranche comprennent le poids de la tranche, les forces normales et tangentielles du massif sous-jacent vérifiant du critère Mohr Coulomb, ainsi que les forces inter-tranches.

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode suédoise de Fellenius (1927).

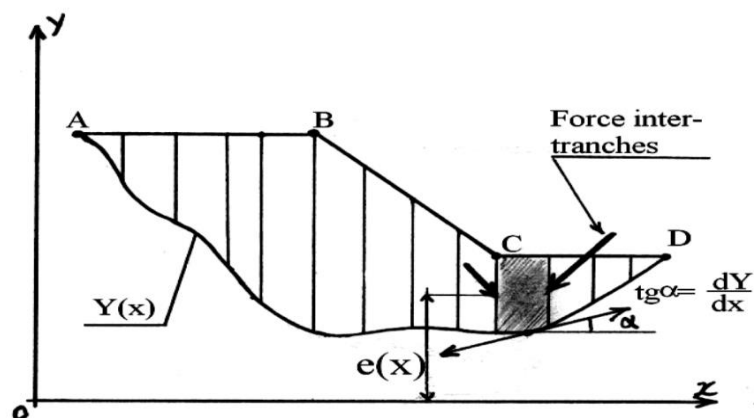


Figure 1-16: Schéma de bloc plan discrétisé en des tranches infinitésimale [8]

- **Méthode de Fellenius (1927)**

Cette méthode est utilisée pour évaluer la résistance au glissement des sols cohérents. Elle se concentre sur les forces de cisaillement le long d'une courbe de rupture circulaire. Cette méthode suppose que les efforts entre les tranches sont constants. En utilisant un moment moteur, calculé en décomposant la masse en mouvement en tranches verticales, elle permet d'estimer la résistance au glissement. Cependant, elle est limitée aux ruptures circulaires.

- **Méthode de Bishop (1955)**

Il s'agit d'une méthode de calcul des glissements circulaires sans négliger les forces horizontales inter-tranches. Bishop a supposé que le facteur de sécurité soit constant le long de la surface de glissement.

- **Méthode de Morgenstern et Price (1965)**

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant une inclinaison des efforts inter-tranches. La programmation est assez délicate et Fredlund et Krahn (1977) proposent un algorithme de résolution plus stable. Cette méthode est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence. [8]

1.4.3 Définition du coefficient de sécurité

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface.

Le coefficient de sécurité F est défini par l'expression suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Moment résistant} \quad \tau_{max}}{\sum_{i=1}^n \text{Moment moteur} \quad \tau}$$

Dans laquelle τ_{max} désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement et τ la contrainte de cisaillement effectivement mobilisée le long de la courbe de rupture :

À l'état statique :

- Si $F > 1.5$, il n'y a pas rupture ;
- Si $F < 1.5$, il y a rupture ;
- Si $F = 1.5$, il y a équilibre.

À l'état dynamique :

- Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ;
- Si $F < 1$, il y a rupture ;
- Si $F = 1$, il y a équilibre limite.

Pour les sols, la majorité des méthodes de calcul s'appuie sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb qui s'exprime de la manière suivante :

$$\tau_{max} = c + \sigma \tan \phi$$

τ_{max} : la résistance au cisaillement maximale mobilisable du sol

C : cohésion

ϕ : et l'angle de frottement

Pour les sables et graviers alluvionnaires, la précédente formulation se réduit pratiquement à :

$$\tau_{max} = \sigma \tan \phi$$

Puisque la cohésion des sables et graviers plus ou moins propres peut être considérée comme nulle dans les calculs de stabilité à long terme.

1.4.3.1 Cas des ruptures planes

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F = \frac{c'L + (W \cos \alpha - U) \tan \phi}{W \sin \alpha}$$

Dans laquelle L désigne la longueur du talus, α sa pente, W le poids des terres en mouvement, U la résultante des pressions interstitielles éventuelles, c la cohésion effective et ϕ l'angle de frottement interne effectif.

1.4.3.2 Cas des ruptures circulaires

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène. Deux méthodes de calcul permettent de traiter ce problème :

- La méthode de Fellenius, dans laquelle on admet que les forces externes inter-tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{Fellenius} = \frac{\sum [cl + (W \cos^2 \alpha - ul) \operatorname{tg} \phi] / \cos \alpha}{\sum W \sin \alpha}$$

- La méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_{Bishop} = \frac{\sum [cl + (W - ul) \operatorname{tg} \phi] / (\cos \alpha + \sin \alpha \operatorname{tg} \phi / F_{Fellenius})}{\sum W \sin \alpha}$$

1.4.3.3 Cas des ruptures quelconque

Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes.

Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture. [7]

1.5 Principales techniques de confortement

1.5.1 Confortement par terrassement

Cette partie traite des différentes techniques de stabilisation des glissements de terrain, visant à déplacer des volumes de sol pour décharger la partie supérieure du glissement et renforcer sa base.

On peut distinguer les méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses remblai en pied, allègement en tête ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.

1.5.1.1 Chargement de pied et butée de pied

Un remblai ajouté au pied d'un glissement peut avoir deux effets sur la stabilité de la masse en mouvement :

- Si la surface de rupture passe sous le remblai, ce dernier va augmenter les contraintes normales sur la surface de rupture et la résistance au cisaillement. On parle alors de remblai de chargement de pied (Voir : Figure 17) ;
- Si le remblai est construit devant la surface de rupture, il va constituer une sorte de soutènement de la masse qui glisse. Il se mettra en butée sur le massif résistant. On parle alors de remblai de butée de pied (Voir : Figure 18).

Le principe :

Le remblai de chargement de pied agit par son poids.

Le remblai de butée de pied agit par sa résistance au cisaillement.

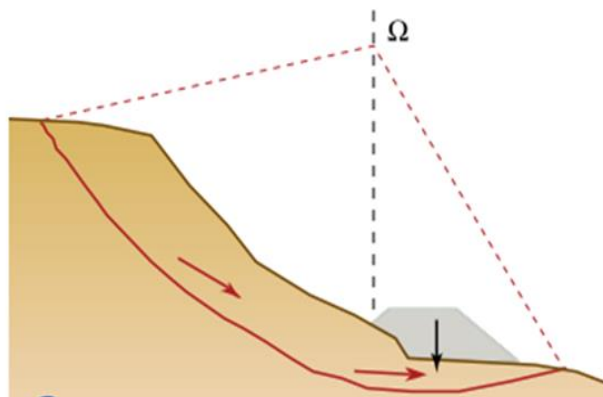


Figure 1-17: Exemple de remblais de chargement de pied

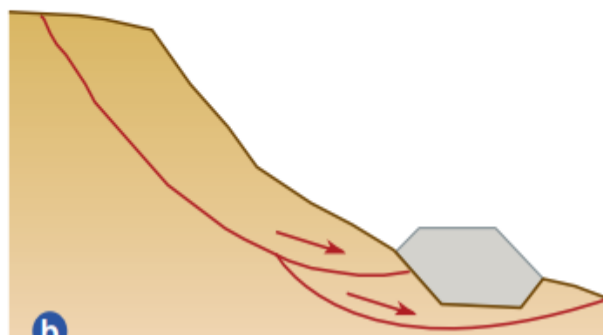


Figure 1-18: Exemple de butée de pied [9]

1.5.1.2 Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à terrasser le matériau dans la partie supérieure pour réduire le poids moteur et augmenter le coefficient de sécurité.

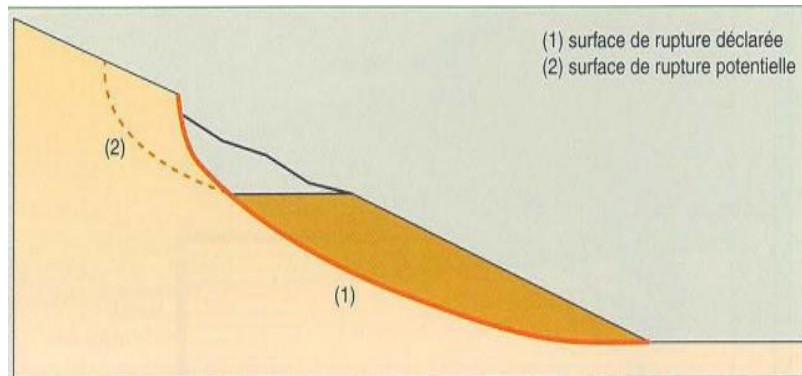


Figure 1-19: Dimensionnement d'un allègement en tête [5]

1.5.1.3 Purge et reprofilage

Purge

Souvent associées aux techniques de terrassement, les purges du matériau glissé sont couramment utilisées pour les glissements de taille modeste.

Dans certains cas, il est possible de purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface ainsi exposée reste stable, avec un coefficient de sécurité de 1,5.

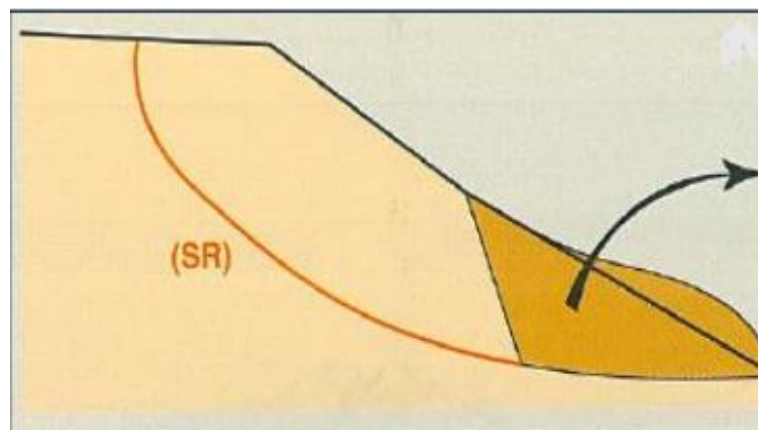


Figure 1-20: Schéma de la purge [5]

Reprofilage

L'ajustement de la pente d'un talus par le retalutage du terrain naturel vise à améliorer sa stabilité et sa sécurité en adoucissant sa pente moyenne, surtout pour les talus de déblais. L'objectif est d'atteindre une augmentation de la sécurité de 20%. Le processus implique principalement un rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement, ainsi que le renforcement des talus intermédiaires par la création de risbermes, ce qui peut localement réduire la stabilité mais contribue à une stabilité globale accrue.

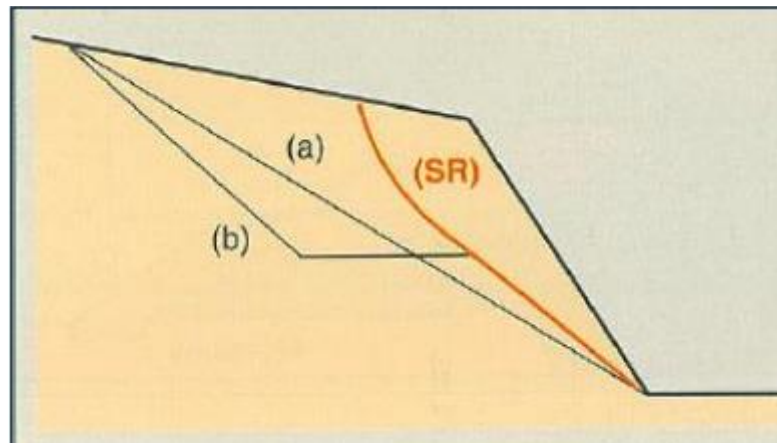


Figure 1-21: Schéma du Reprofilage [5]

1.5.2 Dispositifs de drainage

Deux types d'action sont distingués :

- Pour les sols non saturés, le drainage vise à éviter la saturation et à réduire les infiltrations alimentant les nappes ;
- Pour les sols saturés, il vise à diminuer les pressions interstitielles.

Les principales techniques de drainage sont :

- Collecte et canalisation des eaux de surface ;
- Tranchées drainantes.

1.5.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface)

Une gamme variée de stratégies est mise en œuvre pour contrôler les infiltrations dans les massifs en mouvement, qu'elles proviennent des nappes phréatiques, des défauts d'étanchéité sur les infrastructures ou des ruissellements.

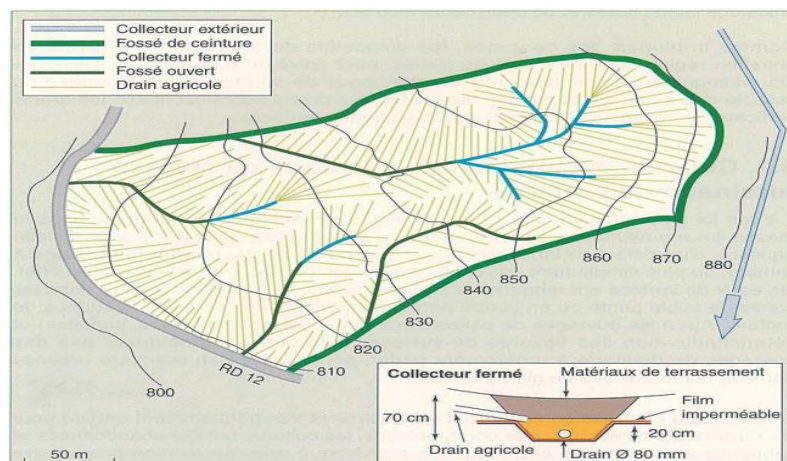


Figure 1-22 : Réseau de drainage de surface, glissement de la RD 12 (d'après Livet, 1980) [5]

1.5.2.2 Tranchées drainantes

La tranchée drainante, remplie de matériau drainant, agit comme une barrière efficace dans la nappe phréatique en réduisant le niveau d'eau grâce à sa perméabilité élevée.

Son efficacité dépend de l'alimentation en eau de la nappe : plus efficace avec des venues d'eau transversales, moins avec une alimentation verticale ou un sol imperméable.

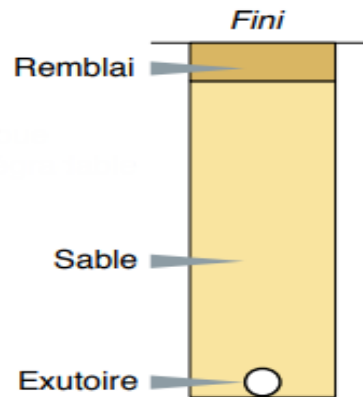


Figure 1-23: Schéma d'une tranchée drainante [5]

1.5.3 Eléments résistants

Les renforcements sont des dispositifs mécaniques qui agissent soit en permanence, soit lors de mouvements, pour renforcer les efforts résistants naturels du sol. Ces techniques cherchent à réduire ou arrêter les déformations.

Les éléments résistants comprennent une variété de structures telles que :

- Le clouage rigide (pieux) ;
- Les tirants d'ancrage.

1.5.3.1 Clouage rigide

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

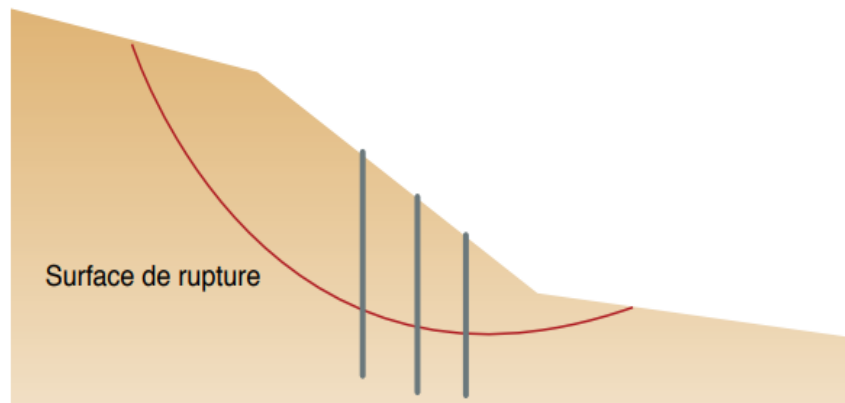


Figure 1-24: Schéma de principe d'un clouage rigide [6]

Le principe :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage rigide repose sur le principe où le mouvement de la partie supérieure du massif génère des efforts transmis par les clous au substratum, qui résiste au mouvement.

Les pieux ou barrettes, avec leur inertie élevée, travaillent principalement en flexion/cisaillement, tandis que les clous de faible inertie, comme dans le clouage souple, agissent plutôt en traction/flexion. Les efforts de stabilisation ne sont mobilisés qu'après un déplacement du sol.

1.5.3.2 Tirants d'ancrage

Les tirants d'ancrage, sont une technique de stabilisation qui consiste à tendre des éléments métalliques ancrés dans un substratum solide.

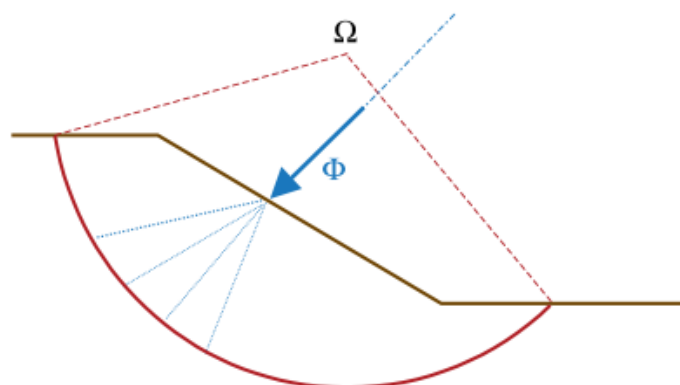


Figure 1-25: Schéma de principe de l'action d'un tirant [6]

Le principe :

Le principe sous-jacent implique de renforcer les efforts de résistance en ajoutant des forces stabilisatrices externes et en augmentant la résistance au cisaillement grâce à l'augmentation des contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

1.6 Conclusion

En conclusion, cette recherche bibliographique a permis de connaître des généralités sur les mouvements de terrain et comment mener une étude d'un glissement de terrain en suivant ces étapes :

- Diagnostic d'un glissement de terrain ;
- Processus de l'étude d'un glissement de terrain ;
- Analyse d'un glissement ;
- Méthodes de confortement d'un glissement.

Chapitre

2

Présentation du glissement de terrain

2.1 Introduction

Ce chapitre fait l'objet d'une présentation de la zone du projet et comprend le diagnostic du glissement de terrain survenu du PK 17+100 au PK 17+450 au niveau de la pénétrante de Tizi-Ouzou.

2.2 Présentation du projet

Ce projet concerne la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest au niveau de Djebahia sur 48 km. L'autoroute est prévue entre Draâ Ben Khedda (Tizi Ouzou) et Djebahia (Bouira). La section en construction dans la wilaya de Tizi Ouzou est la plus significative, avec une longueur de 36 km, près de 25 km de routes secondaires, 7 échangeurs et plusieurs ouvrages d'art, dont 21 viaducs. Cette section comprend également deux tunnels totalisant 1.620 mètres, situés à Draâ El Mizan et Aït Yahia Moussa.

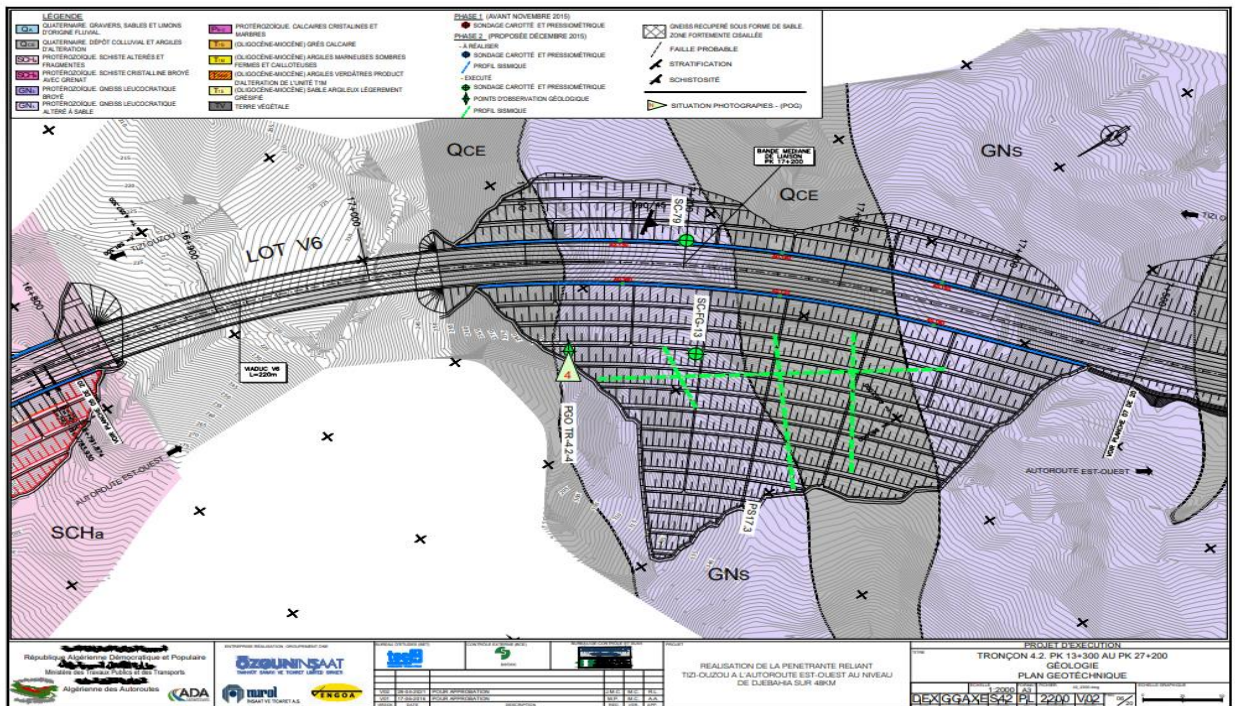


Figure 2-1: La vue en plan de la zone du projet étudié

2.3 Fiche technique du projet

Tableau 2-1: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

2.4 Situation géographique

La wilaya de Tizi- Ouzou se situe à 100 kilomètres de la capitale et à 80 kilomètres de l'aéroport international d'Alger. 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.

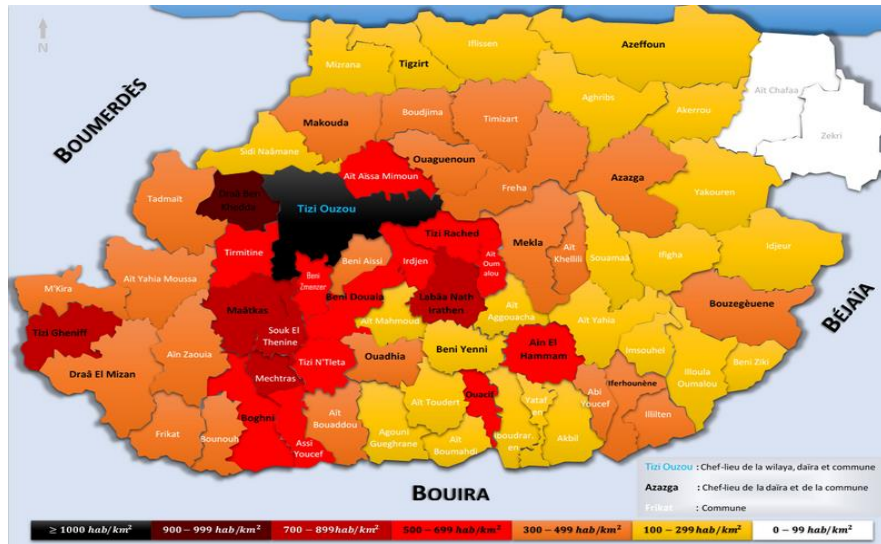


Figure 2-2: Wilayas limitrophes de la wilaya de Tizi Ouzou

2.5 Hydrologie

La wilaya est traversée par un dense réseau hydrographique dominé par l'Oued Sebaou, qui draine la majeure partie des eaux du Djurdjura aux nombreux affluents. Les cours d'eau, souvent encaissés, suivent un régime hydrique irrégulier et connaissent fréquemment des crues. En plus de l'Oued Sebaou, d'autres cours d'eau moins importants parcourent la région, tels que l'Assif n'Boubehir, l'Oued Djemaa, l'Oued Bougdoura, et plusieurs autres.

Sur le plan administratif, la wilaya se situe entre deux grands bassins versants (BV) selon la classification de l'ANRH. Le premier, le BV côtier Algérois (code : 02), est le plus étendu 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 deuxième, le BV d'Isser (code : 09), est notablement plus petit et ne couvre qu'une petite partie du territoire de la wilaya. Ce bassin versant est uniquement représenté par le sous-BV d'Isser maritime, code 09 05.

2.6 Géologie et Lithologie

La wilaya de Tizi-Ouzou, située dans la partie nord de la chaîne atlasique, présente une structure géologique complexe due aux déformations tectoniques liées aux mouvements orogéniques alpins à la fin des périodes tertiaire et quaternaire. Cette région est caractérisée par la présence de failles significatives dans sa partie sud, marquant la fin occidentale de la chaîne du Djurdjura. Sur le plan géologique, la wilaya présente trois principales catégories de reliefs. Elle est principalement constituée d'argiles et de marnes, couvrant plus de la moitié de sa superficie, tandis que les grès et les schistes représentent environ 30%. Le reste du territoire est composé d'alluvions quaternaires le long des vallées, d'éboulis, de calcaires et de micaschistes. Les argiles sahéliennes, situées dans le bassin miocène de l'oued Sebaou et la dépression de Tizi-Ouzou, reposent directement sur des marnes carténiennes, formant une composante significative de la géologie régionale, subdivisée en sept sous-groupes de formations argileuses :

- Les argiles et les grès du numidien inférieur, composés d'argiles verdâtres intercalés avec de petits lits de grès, ils forment un terrain argileux propice aux glissements de terrain et aux coulées de boue. Ces formations occupent les dépressions de Draâ El Mizan, de Boghni et de l'oued Boubhir.
- Les marnes du cartennien sont principalement présentes dans la dépression du Sebaou et la région des Béni Djennad El Gharb. Elles forment des sols ravinés et dénudés et passent progressivement à des grès tendres. Dans le Sud-est de la wilaya, les dépôts marneux de l'oligocène dominant, caractérisés par des marnes très tendres, expliquant les nombreux glissements de terrain.
- Les alluvions récentes : Ces dépôts limoneux, résultant des crues des oueds Sebaou et Aïssi, créent des sols épais et fertiles.
- Les alluvions anciennes sont représentées par des terrasses caillouteuses et limoneuses le long de l'ouest d'Azzefoune et de la vallée Sebaou. Ces dépôts constituent une plaine fertile.
- Les éboulis : Généralement gréseux, ces dépôts proviennent des reliefs constitués de grès numidien.
- Les calcaires : Situés dans le Sud de la wilaya, ces dépôts comprennent du calcaire compact et certains bancs dolomitiques. Ils constituent l'un des principaux dépôts de la chaîne de Djurdjura.
- Les grès du numidien : Ces dépôts, présents surtout dans les régions forestières, s'étendent sur de vastes surfaces aux pieds des masses rocheuses.

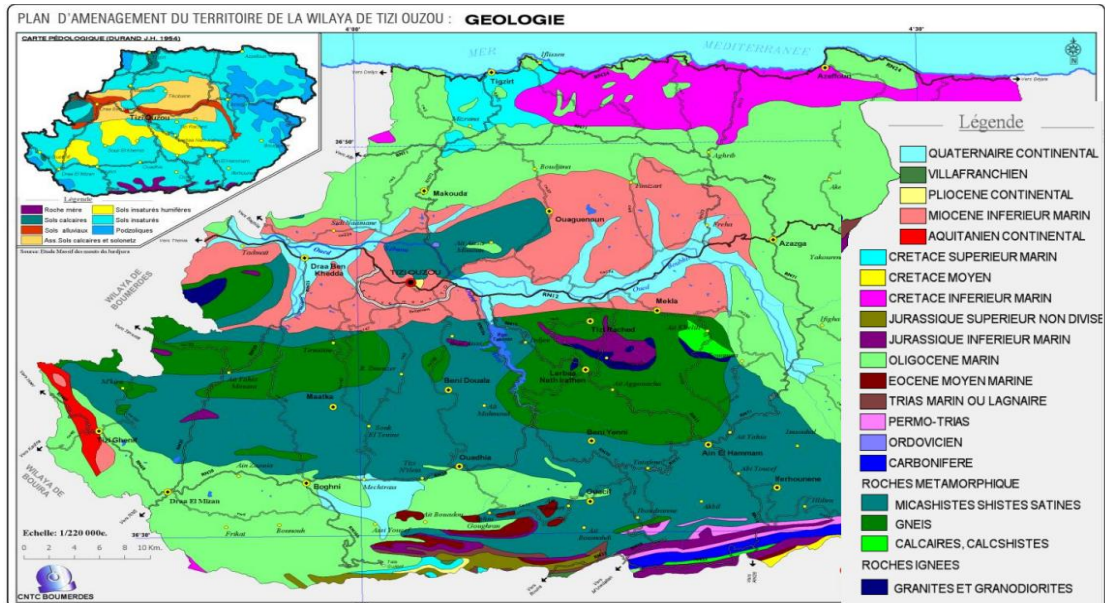


Figure 2-3: Carte lithologique de la wilaya de Tizi-Ouzou. (Source : PAW T.-O. 2012)

2.7 Sismicité de la zone

La carte de zonage sismique ci-dessous, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone IIa et selon RPOA 2008 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 les "Règles Parasismiques Applicables aux Ouvrages d'Art" (RPOA 2008) les valeurs des accélérations horizontales et verticales sont calculées comme suit :

$$k_h = 0.5 A = 0.1 \text{ m/s}^2$$

$$k_v = \pm 0,3 k_h = 0.03 \text{ m/s}^2$$

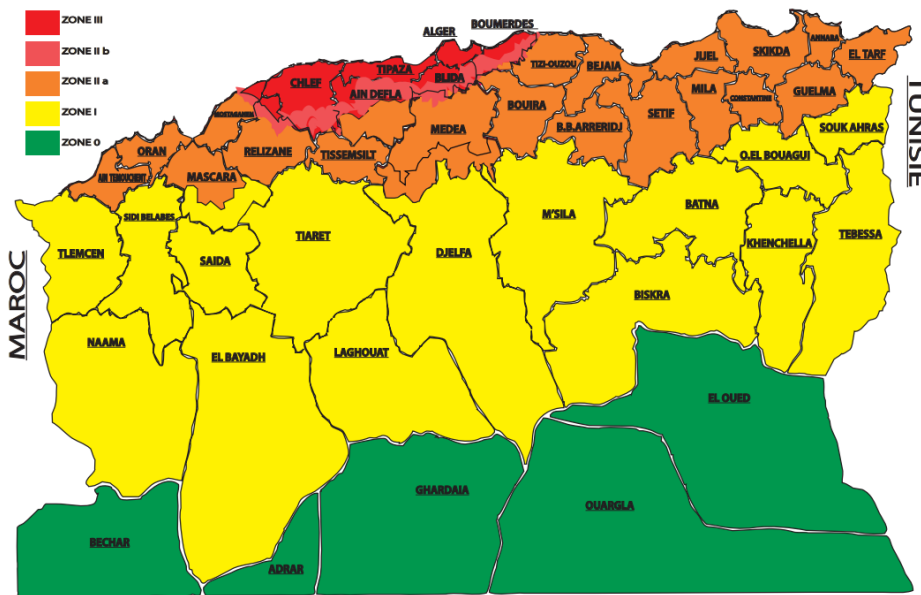


Figure 2-4: Carte de zonage sismique du nord d'Algérie

Tableau 2-2: Coefficient d'accélération de zone A

Groupe de pont	Zone sismique			
	<i>I</i>	<i>IIa</i>	<i>IIb</i>	<i>III</i>
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

2.8 Diagnostic du glissement

2.8.1 Historique du glissement

Les travaux de terrassement pour le déblai de la pénétrante Tizi-Ouzou/Bouira, du côté droit, du PK 17+100 au PK 17+450, ont débuté en août 2016. En février 2017, un premier décrochement a été observé en crête du talus, sur un linéaire d'environ 20 mètres, attribué probablement aux accumulations d'eau au niveau de cette crête et aux travaux de terrassement. Après une période de stabilité prolongée, des signes d'instabilité plus marqués ont été détectés dès le début de l'année 2019, tant sur le versant en crête (avec l'apparition de fissures) que sur certaines constructions situées à plus de 150 mètres en haut de la crête du déblai.

2.8.2 Description du glissement

Notre étude se concentre sur le glissement de terrain survenu au PK 17+400, situé près du Village IAAMAREN de la commune d'Ait Yahia-Moussa. Le site au PK 17 +400 se présente en terrain naturel comme une colline. Lors du terrassement à cet endroit, pour la réalisation de la plateforme et des talus (qui atteignent 64 mètres de hauteur, sont configurés avec une pente de 3H/2V et des hauteurs de 8 mètres, et intègrent des bermes intermédiaires de 4 mètres de largeur), un glissement est provoqué au sommet du versant au-delà des terrassements.

Des signes de rupture de sol sont visibles au milieu de talus terrassé (considéré comme le pied de glissement), le haut de glissement se situe à environ 150 mètres en crête du talus où se trouvent plusieurs habitations du village d'IAAMAREN, appartenant à la commune d'Ait Yahia Moussa dans la Daïra de Draa El Mizan avec un linéaire d'environ 100 m.

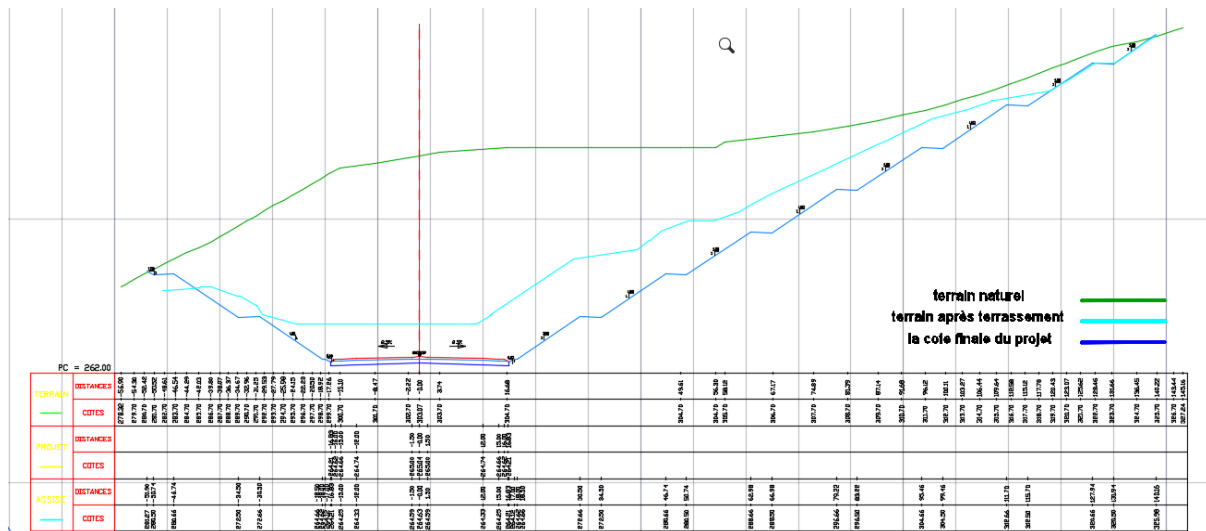


Figure 2-5: Le profil en travers des différentes phases du projet

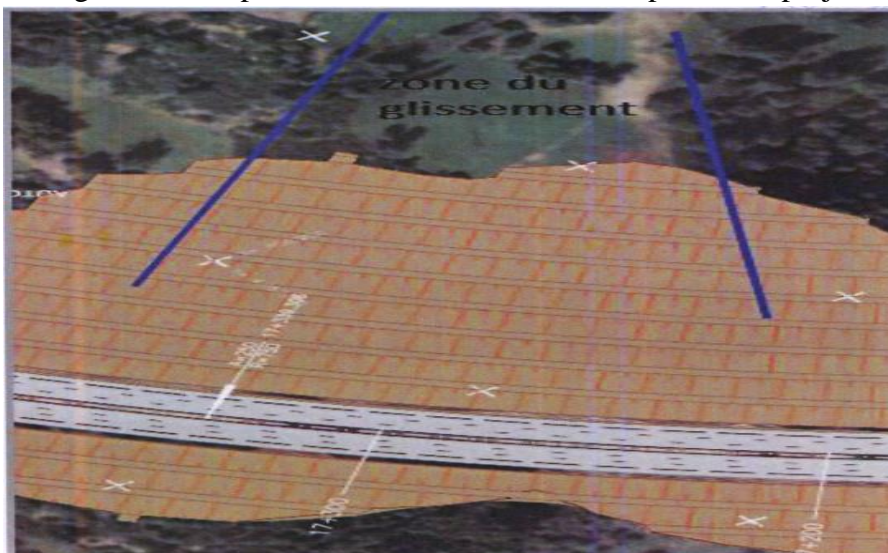


Figure 2-6: Limitation de la zone de glissement

2.8.3 Vues satellitaires du changement du site

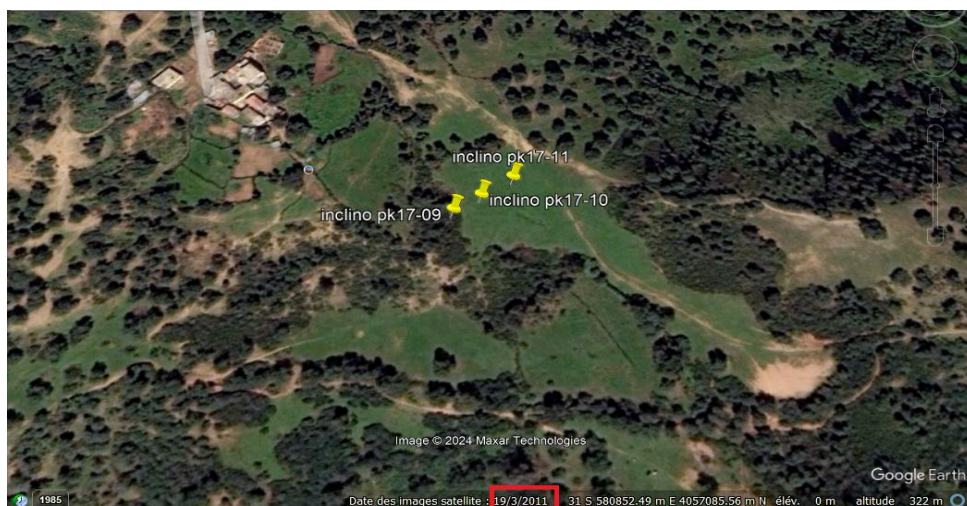


Figure 2-7: Vue de la zone du glissement du terrain avant les terrassements (avant glissement)



Figure 2-8: Vue de la zone du glissement du terrain au début des travaux du terrassement (avant glissement)



Figure 2-9: Vue de la zone du glissement du terrain actuellement (après glissement)

2.8.4 Constat visuel des dégradations sur le site

Lors des diverses visites de chantier effectuées dans le cadre de ce projet, plusieurs dégradations ont été observées. Elle englobe les éléments suivants :

- Un sol très hétérogène (présence des zones rocheuses et argileuses) ;
- La présence de fissures au niveau de la 4ème berme ;
- La présence des affaissements au niveau de la crête du talus ;
- La présence de plusieurs fissures en surface (une fissure traverse le jardin d'une bâtisse) ;
- La présence des déformations des éléments structurels et murs des habitations affectées qui ont donné lieu à des fissures et des ouvertures importantes ;
- Déplacement des bâtisses présentes dans la limite du glissement ;
- Inclinaison des arbres dans la direction des mouvements de terrain.

2.8.5 Illustration par des photos du glissement



Figure 2-10: Présence des affaissements au milieu du talus



Figure 2-11: Présence des escarpements en tête et des ruptures dans la partie supérieure du sol



Figure 2-12: Présence des ruptures du sol



Figure 2-13: Zone d'habitation endommagée



Figure 2-14: Les éléments structurels endommagés



Figure 2-15: Les fissures au niveau des murs des bâtisses

2.8.5.1 Les causes éventuelles du glissement

Il est à noter que d'après nos informations, cette zone a déjà subi un mouvement dans le temps qui s'est stabilisé par la suite. De ce fait, les causes éventuelles de la réactivation de ce glissement sont les suivantes :

- La suppression de la butée par la réalisation des déblais (cause principale) ;
- La présence d'une couche importante d'argile et écoulement des eaux superficielles ;
- La topographie du site (présence d'une pente raide).

2.9 Conclusion

En guise de conclusion, les observations des anomalies menées dans le cadre de ce projet ont mis en évidence les points suivants :

- D'après les informations recueillies, le site actuel a déjà fait l'objet d'une instabilité.
- La limite supérieure du glissement est située au sommet de la crête et se termine au milieu du talus objet des terrassements ;
- Le glissement de terrain s'étend sur une hauteur de 150 m et un linéaire de 100 m ;
- Les travaux de terrassement qui se sont traduits par la suppression de la butée du pied du talus naturel sont la cause principale de ce mouvement de terrain ;
- D'après les signes de glissement constatés sur site (escarpement net en tête), et la nature argileuse du sol, la surface de la rupture peut se définir comme proche d'une surface circulaire.

Ce constat souligne la nécessité cruciale d'une étude globale de la stabilité de la zone afin de mener convenablement cette étude qui doit se terminer par une proposition d'une solution de confortement. A cet effet, il y a lieu de compléter ces observations par des investigations géotechniques approfondies du sol, un levé topographique et un suivi du mouvement par installation des inclinomètres.

L'étude géotechnique comprend :

- Des profils sismiques ;
- Des essais SPT ;
- Des sondages carottés ;
- Des essais au laboratoire : des essais d'identification physique et mécanique.

Chapitre

3

Investigations géotechniques et analyse du glissement

3.1 Synthèse de la reconnaissance géotechnique

3.1.1 Introduction

Une campagne d'investigation géotechnique du site a été déjà réalisée avant les travaux d'excavation de la pénétrante, cette campagne est complétée par une deuxième série d'investigation après le déclenchement du glissement.

Programme géotechnique

Les essais réalisés dans le cadre de la campagne géotechnique sont les suivants :

1. **La première phase** : Avant les travaux d'excavation de la pénétrante :
 - Les essais In situ :
 - Des sondages : Deux sondages carottés ont été réalisés en bas du talus : “SC-79” avec une profondeur de 44,4 m et “SC-FG-13” avec une profondeur de 38m.
 - Un profil sismique : Un profil de prospection géophysique par sismique réfraction a été fait avant le glissement (PS 17.3(2)).
 - Les essais au laboratoire :
 - Des essais mécaniques.
 - Des essais d'identification physique du sol.
2. **La deuxième phase** : Une campagne d'investigation complémentaire après le glissement :
 - Les essais In situ :
 - Des cibles topographiques.
 - Des profils sismiques : Deux profils de prospection géophysique par sismique réfraction ont été faits après le glissement (PS17-01 et PS-17-03).
 - Des sondages : Quatre sondages carottés confortés par des essais pressiométriques ont été réalisés en haut du talus :
 - ✓ Un sondage carotté “INC-PK 17-10” avec une profondeur de 36.5m.
 - ✓ Trois sondages carottés + pressiométriques “INC-PK 17-05” avec une profondeur de 30 m, “INC-PK 17-06” avec une profondeur de 25,3m et ”SCP-PK17” descendu à 18.5m.
 - Des inclinomètres ont été implantés.

3.1.2 La première phase : Avant les travaux d'excavation de la pénétrante

3.1.2.1 Les essais in situ

3.1.2.1.1 Profil sismique PS 17.3(2)

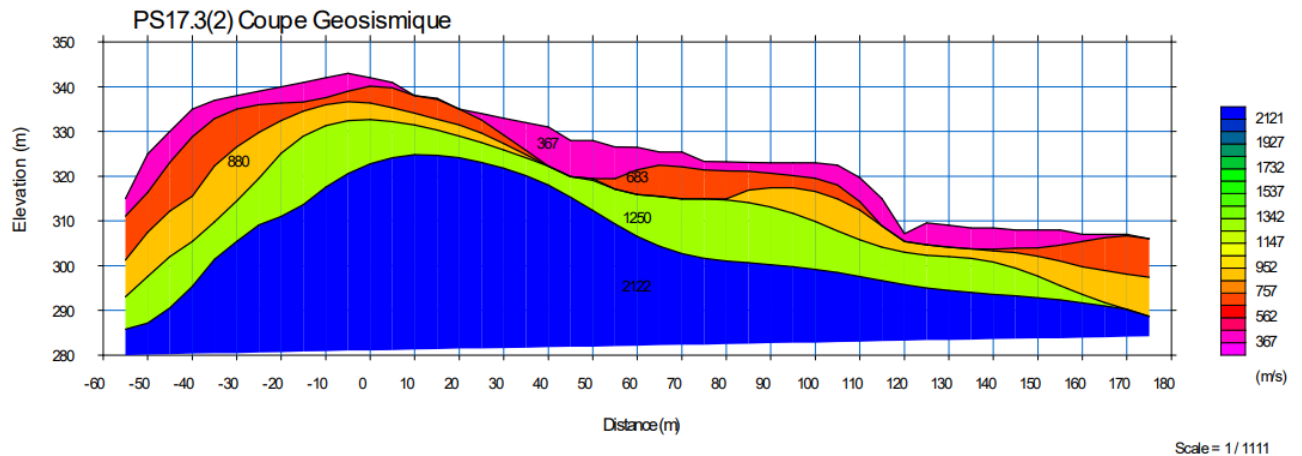


Figure 3-1: Le profil sismique PS 17.3(2) près du sondage SC-FG-13 (compagne 2016)
Ce profil est composé de quatre couches :

- Les vitesses enregistrées de la 1 ère couche varient autour de 360 m/s représentant les schistes gneissiques marron altérés avec une épaisseur maximale de 8.00 m ;
- La 2-ème couche avec une vitesse 680 à 880 m/s représentant des schistes gneissiques altérés, l'épaisseur maximale de ce terrain est d'environ 15.00 m ;
- La 3-ème couche représentant des gneiss altérés avec une vitesse de 1250 m/s et une épaisseur maximale de 11.00 m ;
- Enfin la 4-ème couche, présente le substratum gneissique avec une vitesse supérieures à 2000 m/s.

3.1.2.1.2 Sondages carottés

Lithologie des sondages :

- SC 79

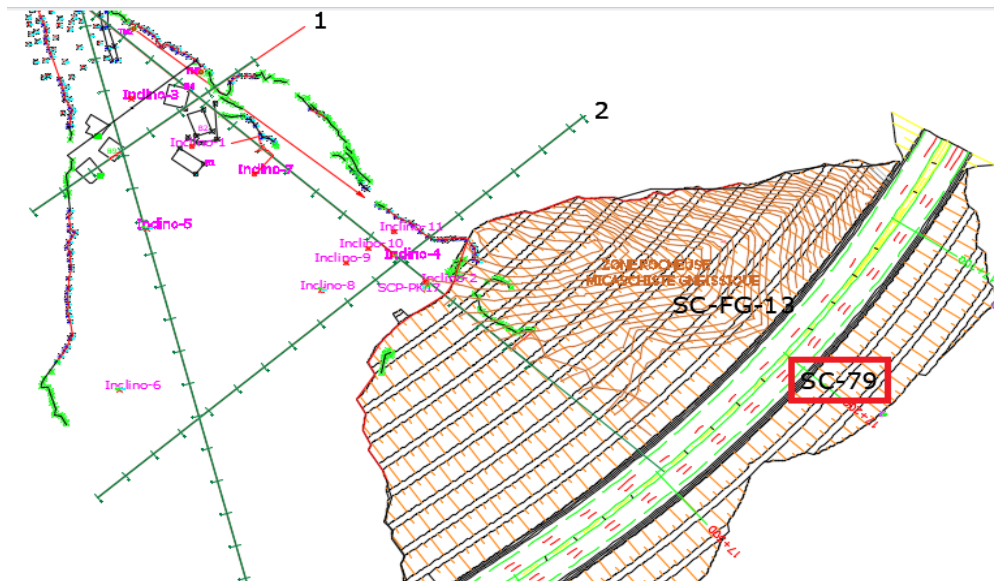


Figure 3-2: Le sondage carotté SC 79 est positionné au-dessous du talus

Tableau 3-1: Synthèse du sondage carotté SC 79

N° de la couche	Profondeur (m)	Description de la couche
1	0-8	Argile schisteuse brunâtre à jaunâtre compacte et friable.
2	8-15,1	Mica-schiste gréseux grisâtre récupéré sous forme de sable et fragments.
3	15,1-44,4	Mica-schiste gréseux dur grisâtre récupéré sous forme de fragments et carottes.

- D'après le sondage, la 3ème couche est une couche rocheuse et la valeur RQD = 35% implique que la qualité de la masse rocheuse est mauvaise (La classification est selon le tableau de classification Rock Quality Designation Voir Annexe).

- **Résultats d'essai de pénétration au carottier SPT du sondage carotté SC 79 :**

Tableau 3-2 : Résultats d'essai de pénétration au carottier

Profondeur	N1+N2
2,8-3,25	39
6-6,45	56
9-9,45	43
12-12,06	R

- **Interprétation des résultats :**

Pour la 1ère et la 3ème couche, N est compris entre 30 et 50 donc le sol est moyennement compact, pour la 2ème couche, N est sup à 50 donc le sol est très compact (l'interprétation est selon le tableau Corrélation entre le nombre de coups SPT et l'état du sol Voir Annexe)

- **SC-FG-13**

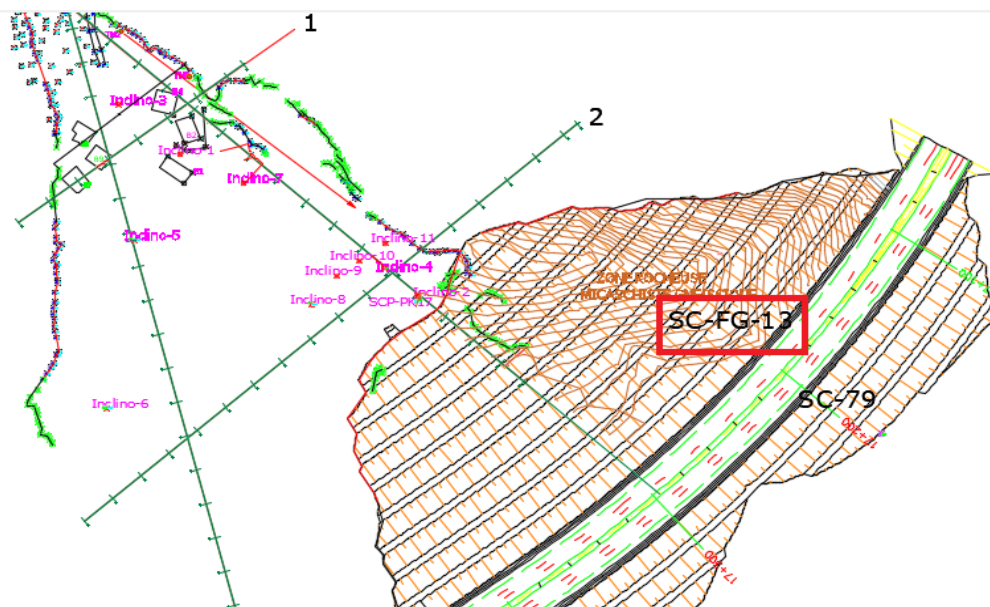


Figure 3-3 : Le sondage carotté SC-FG-13 est positionné au-dessous du talus

Tableau 3-3: Synthèse du sondage carotté SC-FG-13

N° de la couche	Profondeur (m)	Description de la couche
1	0-3	Schiste gneissique marron brunâtre micacé altéré.
2	3-10,7	Schiste gneissique plus ou moins altéré micacé marron.
3	10,7-38	Gneiss gris blanchâtre dur.

- D'après le sondage, la 2ème couche est une couche rocheuse et la valeur RQD = 20% implique que la qualité de la masse rocheuse est très mauvaise.
- D'après le sondage, la 3ème couche est une couche rocheuse et la valeur RQD = 30% implique que la qualité de la masse rocheuse est mauvaise.

(La classification est selon le tableau de classification Rock Quality Designation Voir Annexe)

Interprétation de la lithologie du sol :

- D'après le sondage SC 79, le sol est constitué, en surface par des passages d'argile schisteuse qui repose sur des schistes récupérés sous forme de sable et fragment et puis une dernière couche de Mica-schiste gréseux dur, globalement la nature du sol est schisteuse et elle est plus compacte en profondeur.
- D'après le sondage SC-FG-13, le sol est constitué, en surface par des passages Schiste gneissique qui reposent sur des Gneiss gris blanchâtre dur, globalement la nature du sol est rocheuse.

3.1.2.2 Les essais au laboratoire

3.1.2.2.1 Les essais au laboratoire

Essais d'identification physique

- SC79 :

Tableau 3-4: Résultats des essais physiques du sondage carotté SC79

Profondeur	γ_h (t/m ³)
21,90-22,4	2,72
25,6-25,8	2,76
28,40-28,6	2,64
31,6-31	2,73
37-37,30	2,84
38,50-38,90	2,72

Interprétation des résultats des essais physiques

Le γ_h poids volumique humide du sol est moyennement égale à 27 KN/m³, cette densité indique que le sol est plutôt rocheux.

- SC-FG-13

Tableau 3-5: Résultats des essais physiques du sondage carotté SC-FG-13

Profondeur	γ_h (t/m ³)
5-8,6	2
12,65-12,8	2,68
17,5-17,8	2,58

Interprétation des résultats des essais physiques

Le γ_h poids volumique humide jusqu'à 8 m de profondeur est égale à 20 KN/m³ c'est une couche d'alluvions, au-delà de 12m le sol devient rocheux avec un poids volumique d'environ 25 KN/m³.

3.1.2.2.2 Essais mécaniques de laboratoire

Essai de compression simple

Les résultats des essais en compression simple sur des échantillons carottier (schiste micaschiste) ont donné les caractéristiques suivantes :

Tableau 3-6 : Synthèse des essais en compression simple

Sondage	Profondeur	RC sol (MPa)	Classes
Sc-79	21.9-22.4	91.3	R2b
Sc-79	25.6-25.8	60.7	R2b
Sc-79	28.4-28.6	276.2	R1
Sc-79	31.6-32	92.5	R2b
Sc-79	38.5-38.9	97.8	R2b
SC-FG-13	5.8-6	233.2	R1
SC-FG-13	12.65-12.8	166.5	R2a

(Classification de la résistance des roches sont selon L’AFTES Voir Annexe)

Interprétation des résultats :

Les résultats de compression simple des deux sondages ont permis d’obtenir les désignations suivantes :

- Pour le sondage sc-79 :

La roche est de résistance élevée dans les profondeurs suivantes : de 21.9 m à 25.8m et de 31.6m à 38.9m.

La roche est de résistance très élevée de 28.4 m à 28.6 m de profondeur.

- Pour le sondage SC-FG-13 :

La roche est de résistance très élevée de 5.8 m à 6 m de profondeur.

La roche est de résistance élevée de 12.65 m à 12.8 m de profondeur.

3.1.2.3 Synthèse de la première phase

Les essais réalisés avant le glissement en dehors de la zone endommagée ont donné la présence d’un affleurement de la roche à 10 m de profondeur.

3.1.3 La deuxième phase : Une campagne d'investigation complémentaire après le glissement

3.1.3.1 Les essais in situ

3.1.3.1.1 Les cibles topographiques

- V « TN1 à TN6 » : cibles localisées de part et d'autre de la fissure latérale (limite latérale du glissement) ;
- V « B1 à B10 » : cibles localisées sur les bâtisses ;
- « CB17-1 à CB17-11 » : cibles localisées sur le TN en crête du déblai (plateforme arrière de la crête) ;
- « CB17-12 à CB17-27 » : cibles localisées sur le TN en crête du déblai mais en zone décalée côté gauche (zone PK17+400 à PK 17+500).

Interprétation des résultats :

Le suivis des cibles topographiques a permis de déterminer :

- Les deux orientations du glissement une vers le déblai et l'autre vers le talweg à partir des cibles topographiques localisées en crête du talus et sur les bâtisses ;
- Pas de déplacement au niveau des cibles topographiques localisées sur la zone PK17+100 à PK 17+250.

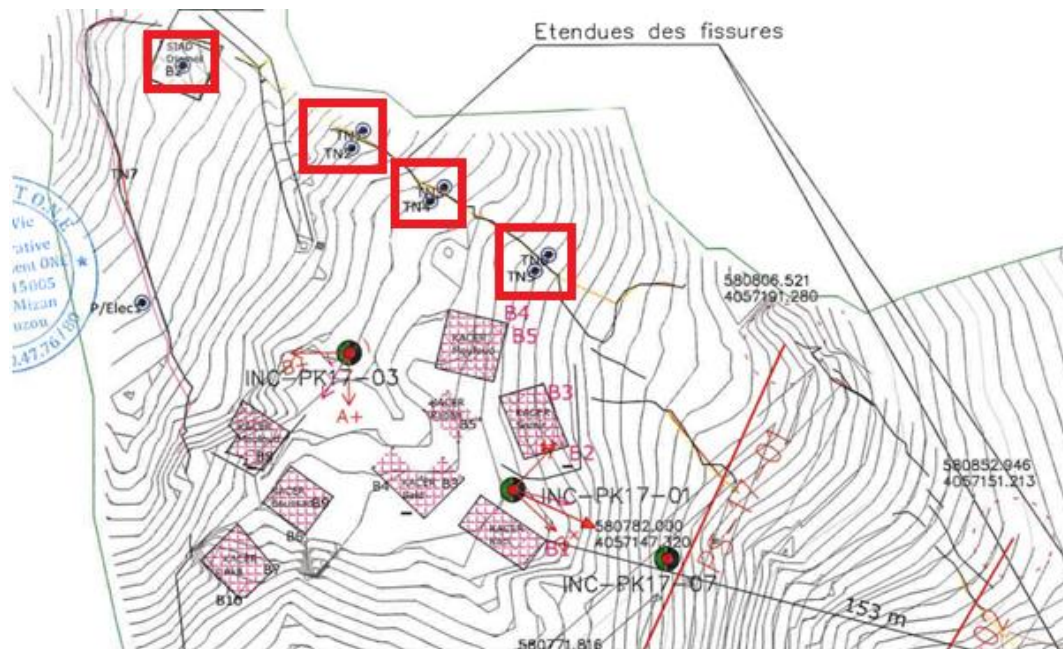


Figure 3-4: La position des cibles topographiques sur la vue en plan

3.1.3.1.2 Les profils sismiques

Une campagne de reconnaissance par sismique réfraction a été proposée dans le but d'explorer de manière tridimensionnelle les déblais importants.

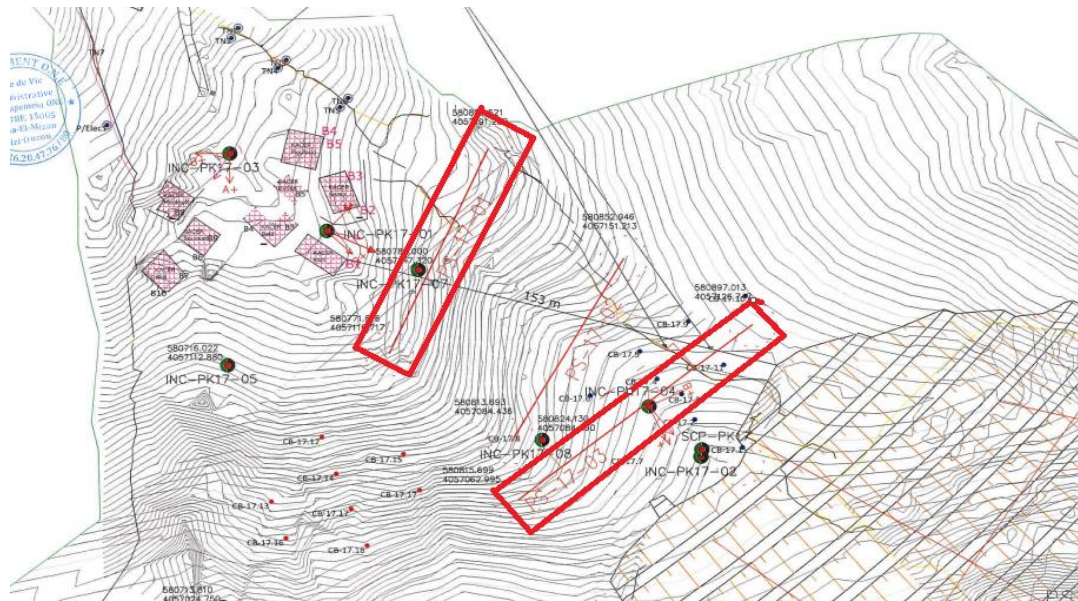


Figure 3-5: La position des profils sismiques

● Profil sismique PS-17 -01

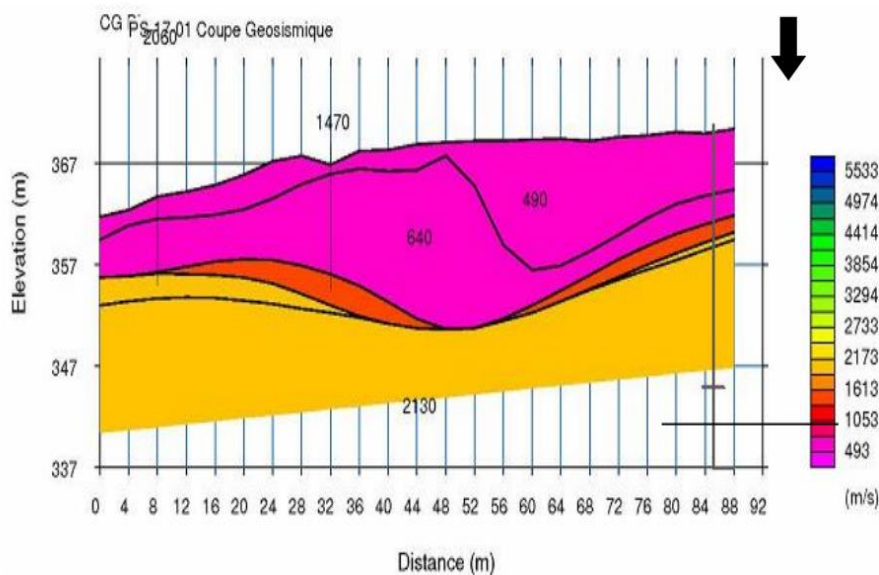


Figure 3-6: Représentation du profil sismique PS17-01

Interprétation :

Ce profil sismique a donné 3 couches :

- Une couche d'argile (la vitesse comprise entre 490 et 640 m/s) avec une épaisseur de 10 m ;
- Une couche de schiste altéré (la vitesse est 1470 m/s) ;
- Une couche de substratum gneissique (la vitesse comprise entre 2060 et 2130 m/s) plus de 10m.

● **Profil sismique PS 17-03**

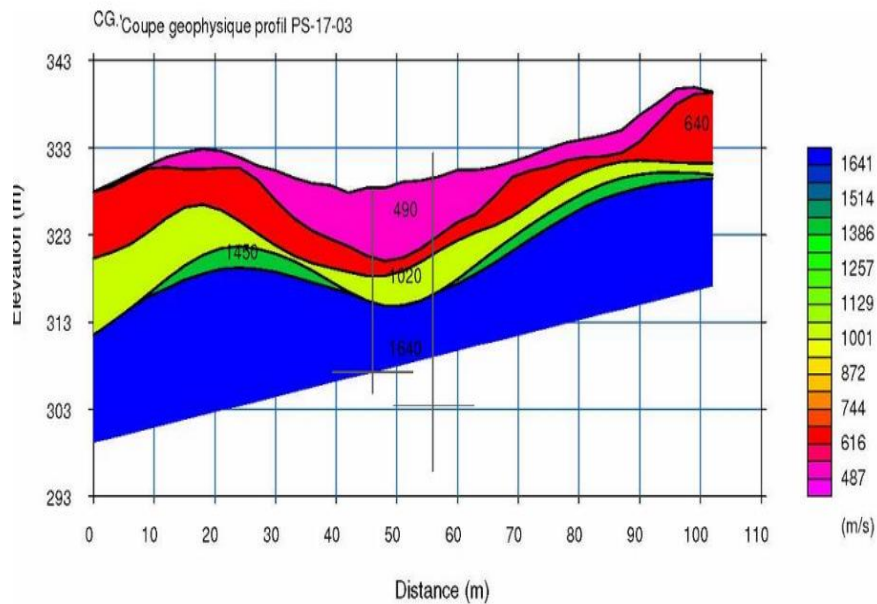


Figure 3-7: Représentation des inclinomètres INC-PK17-04 et INC-PK17-10 sur le profil sismique PS-17-03

Interprétation :

Ce profil sismique est divisé en quatre couches :

- Une couche d'argile (la vitesse comprise entre 490 et 640 m/s) avec une épaisseur de 10 m ;
- Une couche de mica-shiste altéré (la vitesse est 1020 m/s) avec une épaisseur de moins de 10 m ;
- Une couche de schiste altéré (la vitesse est 1450 m/s) ;
- Une couche de schiste gneissique (la vitesse est 1640 m/s) avec une épaisseur de plus de 10 m.

3.1.3.1.3 Les sondages carottés :

Lithologie des sondages :

● **INC-PK 17-10**

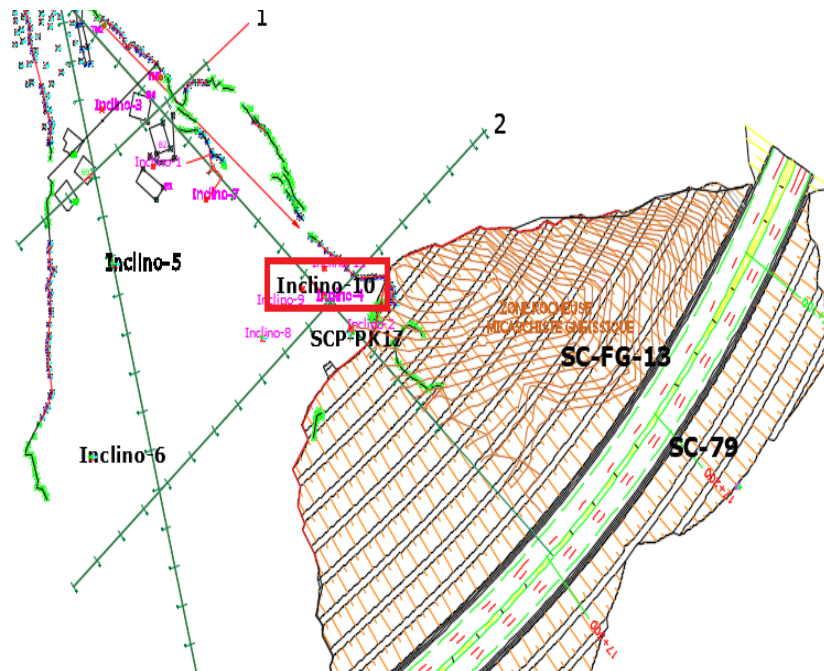


Figure 3-8: Le sondage carotté INC-PK 17-10 est positionné au-milieu du talus

Tableau 3-7: synthèse du sondage carotté INC-PK 17-10

N° de la couche	Profondeur (m)	Description de la couche
1	0-5,1	Argile schisteuse micacé brunâtre ferme
2	5,1-28,9	Schiste et mica-schiste altéré brunâtre et parfois grisâtre. Un passage de sable moyen de 0,5 m d'épaisseur
3	28,9-36,5	Schiste gneissique grisâtre dure à très dure

D'après le sondage la 3ème couche est une couche rocheuse et la valeur RQD = 40% implique que la qualité de la masse rocheuse est mauvaise. (La classification est selon le tableau de classification Rock Quality Designation Voir Annexe).

● **INC-PK17-05**

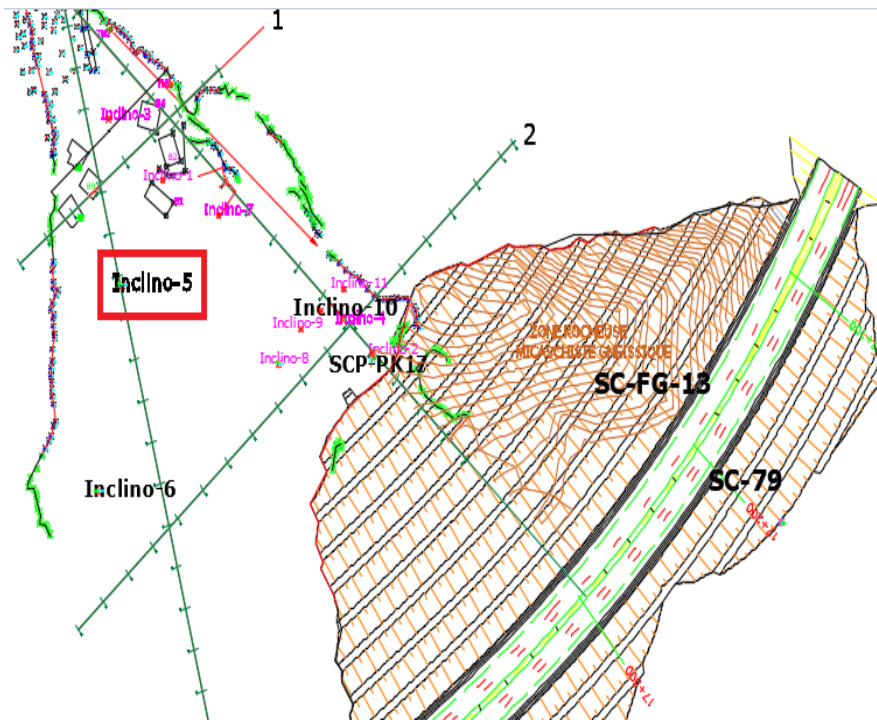


Figure 3-9: Le sondage carotté INC-PK 17-05 est positionné au-dessus du talus

Tableau 3-8: Synthèse du sondage carotté INC-PK 17-05

N° de la couche	Profondeur (m)	Description de la couche
1	0-0,5	Terre végétale constituée d'argile limoneuse à sableuse
2	0,5-7	Schiste grisâtre très friable.
3	7-21,5	Schiste très friable de couleur grisâtre.
4	21,5-25	Micaschiste broyé.

● **INC-PK17-06**

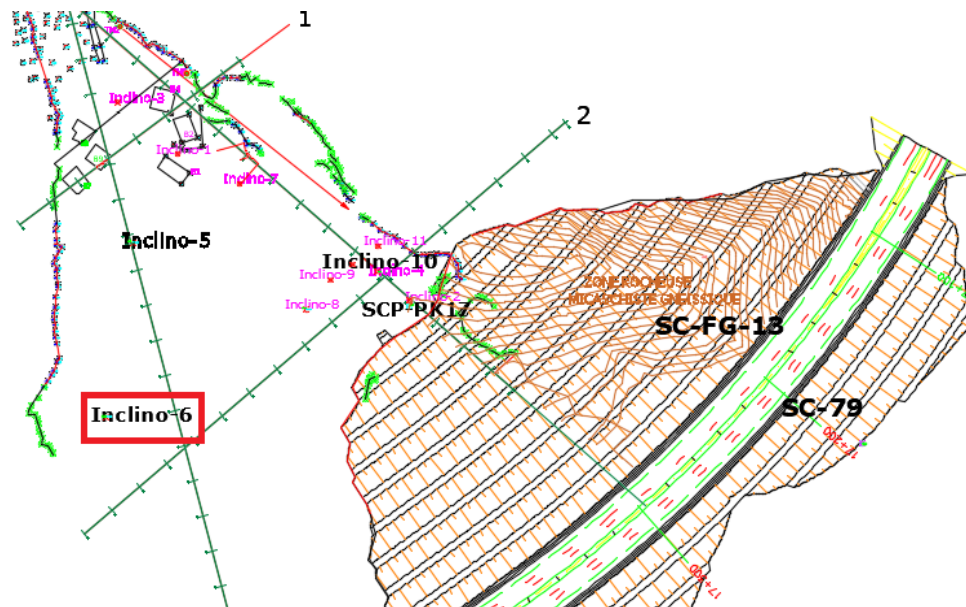


Figure 3-10 : Le sondage carotté INC-PK17-06 est positionné au-milieu du talus

Tableau 3-9: Synthèse du sondage carotté INC-PK 17-06

N° de la couche	Profondeur (m)	Description de la couche
1	0-0,8	Argile sablo-limono-graveleuse brunâtre ferme
2	0,8-8,5	Colluvions
3	8,5-20,3	Mica-schiste altéré moyennement dure.
8	20,3-25,3	Sable moyen à grossier.

● SCP-PK17

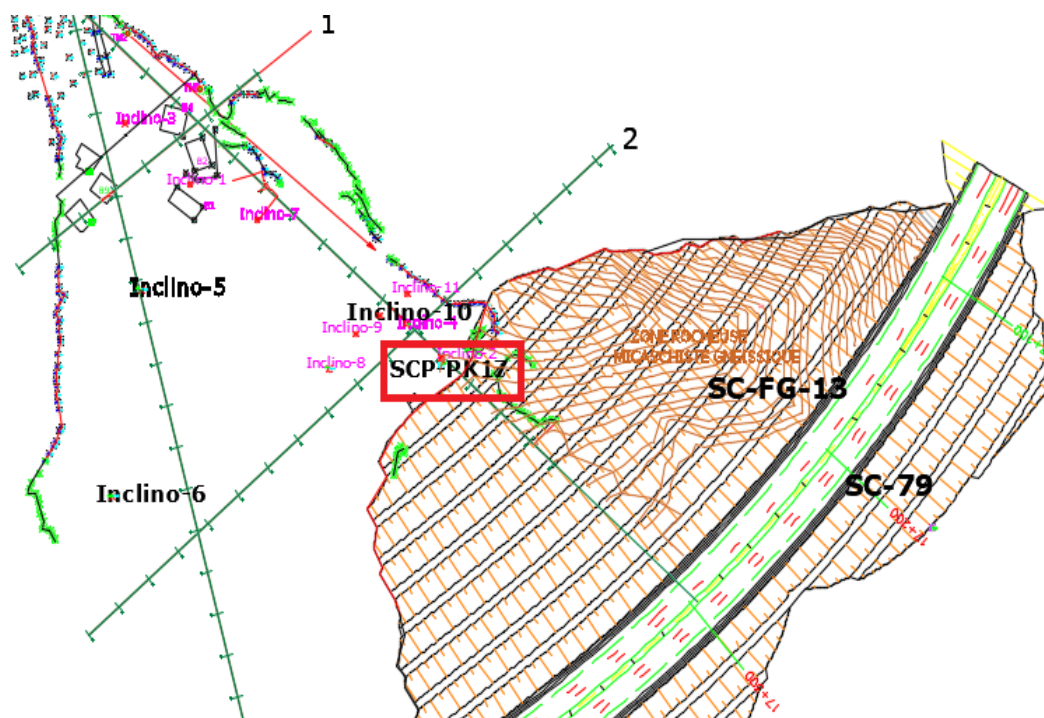


Figure 3-11: Le sondage carotté SCP-PK17 est positionné au-milieu du talus

Tableau 3-10: Synthèse du sondage carotté SCP-PK17

N° de la couche	Profondeur (m)	Description de la couche
1	0-6.1	Argile limoneuse, plus au moins sableuse, noirâtre à brunâtre.
2	6.1-10.9	Argile graveleuse (débris de gneiss); brunâtre.
3	10.9-18.5	Gneiss et passages schistes altérés et désagrégés

Interprétation de la coupe lithologique des sondages

- D'après le sondage INC-PK 17-10 le sol est constitué en surface par des passages d'argile schisteuse avec 5 m de profondeur qui repose sur des schistes et des

micaschistes altérés, globalement la nature du sol est schisteuse et elle est plus compacte en profondeur.

- D'après le sondage INC-PK17-05 le sol est constitué en surface d'une couche fine de terre végétale avec des passages de schiste très friable avec une profondeur de 21 m qui repose sur des micaschistes broyés. Globalement la nature du sol est schisteuse et elle est plus compacte en profondeur.
- D'après le sondage INC-PK17-06 le sol est constitué en surface d'argile sablo-limono-graveleuse et des Colluvions avec une profondeur de 9 m qui repose sur des Micaschistes altérés 3 m de profondeur qui se suit par une couche de sable moyen à grossier.
- D'après le sondage SCP-PK17 le sol est constitué en surface argile limoneuse, plus ou moins sableuse avec une profondeur de 6 m qui repose sur une couche d'Argile graveleuse de 5 m de profondeur qui se suit par une couche de Gneiss et passages des schistes altérés.

Synthèse de la coupe lithologique des sondages

D'après les sondages carottés, la masse des schistes plus ou moins altérés repose à une profondeur d'environ 30 m sur un substratum schisteux plus dur.

3.1.3.2 Essai Pressiométrique Ménard

Les courbes obtenus par l'essai pressiométrique Ménard sont dans l'Annexe.

Interprétation des résultats :

Afin de classer le site, nous avons pris en compte les résultats de la pression limite obtenus par le sondage pressiométrique effectué :

- Pl^* est la pression limite moyenne à travers la couche i d'épaisseur hi calculée par la formule suivante :

$$Pl^* = \frac{\sum_{i=1}^n hi}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{hi}{Pl_i}\right)}$$

- Ep^* module pressiométrique à travers la couche i d'épaisseur hi calculée par la formule suivante :

$$Ep^* = \frac{\sum_{i=1}^n hi}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{hi}{Ep_i}\right)}$$

Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau 3-11: Résultats d'essais pressiométrique INC-PK17-05

Nature de sol	Profondeur (m)	Ep min (MPa)	Ep max (MPa)	Pl min (MPa)	Pl max (MPa)	Ep* (MPa)	Pl* (MPa)	Ep*/pl*
Schiste très friable de couleur grisâtre	0.5-21.5	135.6	934.26	9.88	47.82	250.3	17.35	14.43
Micaschiste broyé	21.5-25	716.81	716.81	39.83	39.83	716.81	39.83	18
Destructif	25-30	465.54	465.54	41.1	41.05	465.5	41.05	11.34

Tableau 3-12: Résultats d'essais pressiométrique INC-PK17-06

Nature de sol	Profondeur (m)	Ep min (MPa)	Ep max (MPa)	Pl min (MPa)	Pl max (MPa)	Ep* (MPa)	Pl* (MPa)	Ep*/pl*
Colluvions sable cailloux et gravas	0.8-3.6	278.78	278.78	28.34	28.34	278.78	28.34	9.84
Colluvions argile schisteuse brunâtre ferme	3.6-5.1	160.43	160.43	26.3	26.3	160.43	26.3	6.1
Colluvions argile sableuse avec des fragments de schiste et de gravas	5.1-8.5	211.26	688.52	25.42	46.92	323.32	32.98	9.80
Micaschiste altéré moyennement dure	8.5-16	1058.7	1402.13	42.32	45.85	1233.04	44.55	27.68
Grès quartzitique dure	16-17.8	1449.9	1449.93	46.17	46.17	1449.93	46.17	31.40
Micaschiste altéré moyennement	17.8-20.3	1085.7	1085.68	56.96	56.96	1085.68	56.96	19.06

dure avec des traces d'oxydation								
Sable moyen	20.3-21.4	700	700	50	50	700	50	14
Grès quartzitique dure	21.4-22.5	400	400	38	38	400	38	10.53
Sable moyen à grossier	22.5-25.3	240.7	240.7	29.94	29.94	240.7	29.94	8.04

Remarque : Les valeurs du module pressiométrique et de la pression limite pour le sable moyen et le grès quartzitique dur sont obtenues à partir de la lecture du graphe en raison d'un manque de données.

Tableau 3-13: Résultats d'essais pressiométrique SCP-PK17

Nature de sol	Profondeur (m)	Ep min (MPa)	Ep max (MPa)	Pl min (MPa)	Pl max (MPa)	Ep* (MPa)	Pl* (MPa)	Ep*/pl*
Argile limoneuse, plus au moins sableuse, noirâtre à brunâtre.	0-6.1	77.33	94.77	13.40	13.51	87.34	13.47	6.48
Argile graveleuse (débris de gneiss) brunâtre.	6.1-10.9	154.00	678.47	28.15	42.50	251.02	34.92	7.19
Gneiss et passages schistes altérés et désagrégés.	10.9-18.5	229.28	499.68	28.15	49.42	323.11	33.26	9.71

Synthèse des résultats

Selon le tableau de la classification du site du RPOA 2008 (Règles Parasismiques Applicables aux Ouvrages d'Art dans l'annexe) les résultats des essais pressiométriques des sondages carottés INC-PK17-05, INC-PK17-06 et SCP-PK17 montrent que le sol en place est classé dans la catégorie S1, caractérisé par une nature rocheuse.

3.1.3.3 Les inclinomètres

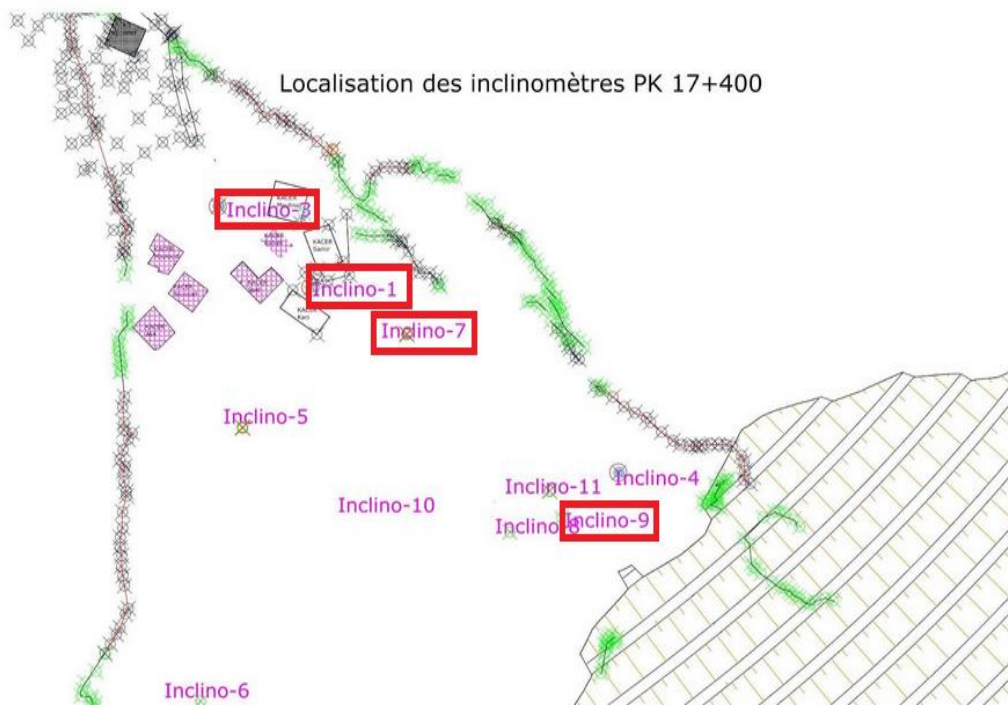


Figure 3-12: L'emplacement des inclinomètres sur la vue en plan

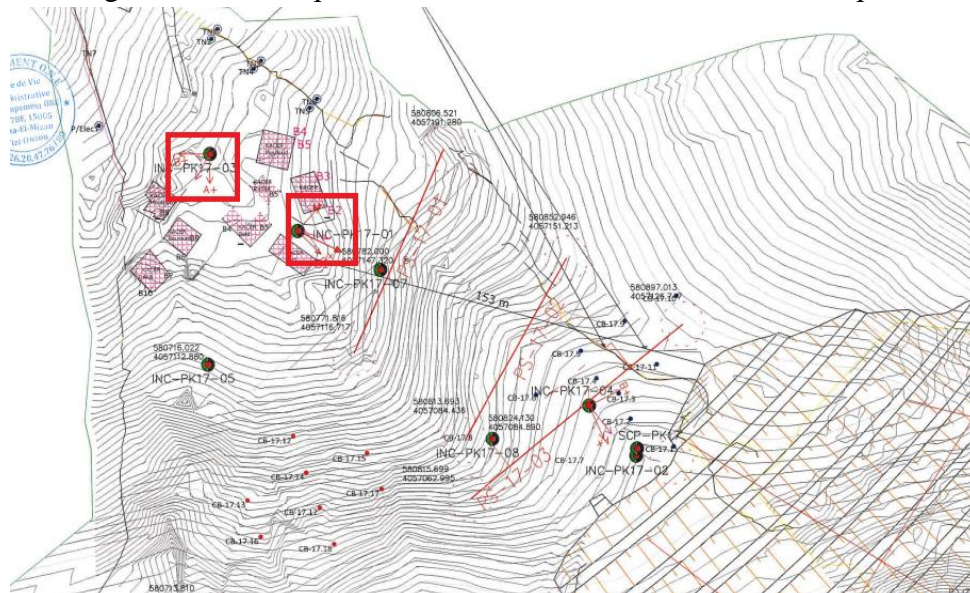


Figure 3-13: L'orientation des inclinomètres sur la vue en plan

Les résultats des mesures aux inclinomètres sont dans l'annexe.

Tableau 3-14 : Résultats des lectures des mesures aux inclinomètres

Numéro de l'inclinomètre	Profondeur de cisaillement	Position	Déplacement max(mm)	La profondeur du déplacement max(m)	Le sens de déplacement
Inc 1	14	Au-milieu du talus	5	0.5	Positif
Inc 3	21	Au-dessus du talus	20	0.5	Positif
Inc 7	25	Au-milieu du talus	70	12	Positif
Inc 9	31	Au-dessous du talus	10	12	Positif

Interprétation des résultats des mesures aux inclinomètres

- **L'inclinomètre INC01-PK17** : D'après l'inclinomètre les déformations sont visibles à une profondeur de 14m dans le sens positif.
- **L'inclinomètre INC03-PK17**:D'après l'inclinomètre les déformations sont visibles à une profondeur de 21m dans le sens positif.
- **L'inclinomètre INC 07-PK17**:D'après l'inclinomètre les déformations sont visibles à une profondeur de 25m dans le sens positif.
- **L'inclinomètre INC 09-PK17**:D'après l'inclinomètre les déformations sont visibles à une profondeur de 31 m dans le sens positif.

Synthèse des résultats :

L'interprétation des résultats des inclinomètres a révélé une surface de rupture plutôt circulaire profonde, traversant la couche de schiste très friable à une profondeur de 14 mètres, pour atteindre une profondeur maximale de 31 mètres dans la couche de Schiste et mica-schiste altéré, jusqu'au quatrième berme du talus qui se trouve à mi-distance entre la crête et la plateforme de la route.

La coupe du cercle de glissement

Le cercle de glissement suivant est obtenu d'après l'exploitation des inclinomètres qui sont sur l'axe transversal du talus.

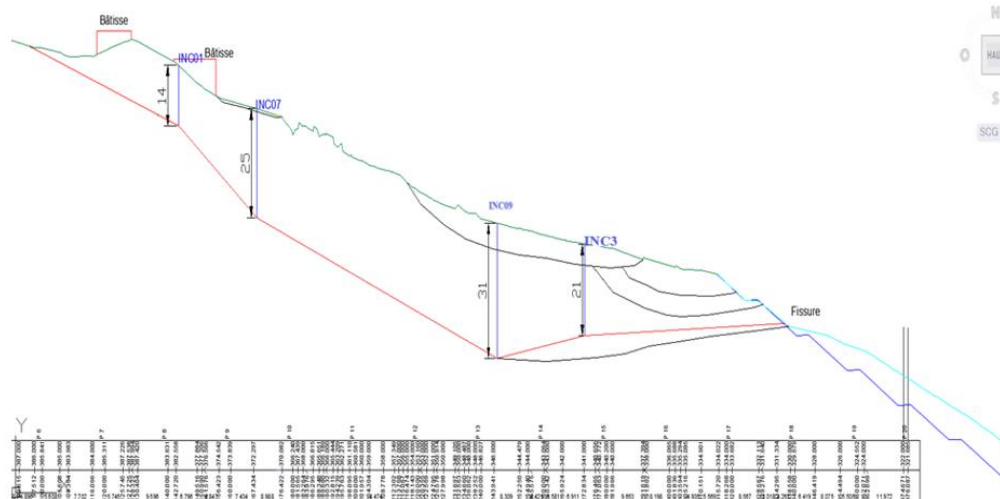


Figure 3-14: Surface de rupture évalué à travers les données des inclinomètres

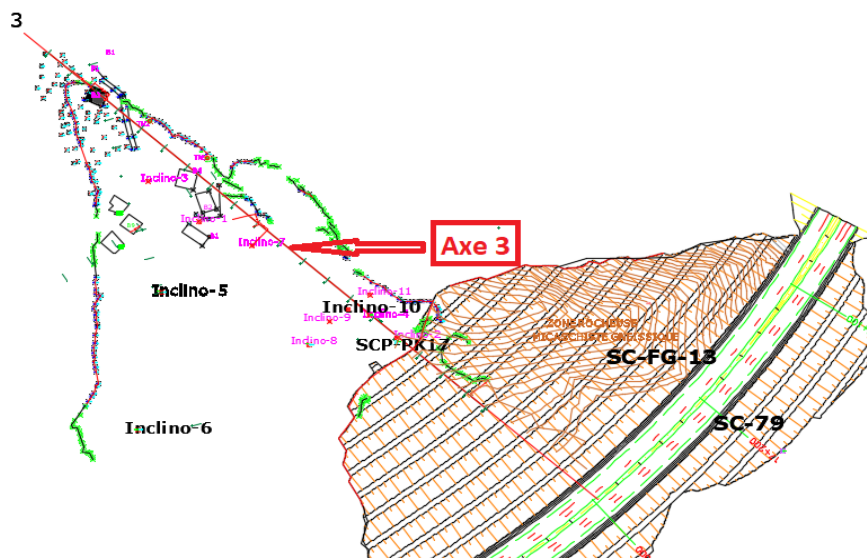


Figure 3-15: L'axe du profil en long étudié

3.1.4 Conclusion

Les résultats des essais géotechniques ont révélé :

- Les sondages carottés ont donné un sol de nature rocheux globalement altérée (schiste et micaschiste) ;
- Les inclinomètres ont donné des déformations à une profondeur maximale de 31m, cette profondeur correspond à l'horizon de sol dur, au niveau de la crête l'inclinomètre a donné une déformation à 14 m de profondeur et d'après le sondage associé le sol est de nature schisteuse très friable ;
- Ces résultats renseignent sur une surface de rupture très profonde qui se situe à une profondeur maximale de 31 m localisée dans la couche des schistes et mica-schistes altérés.

Ces investigations géotechniques vont être complétées par une modélisation théorique pour déterminer avec plus de précision la surface de rupture et proposer un confortement du talus.

3.2 Analyse du glissement de terrain

3.2.1 Présentation du logiciel GEO5

- ✓ GEO5 est un logiciel géotechnique.
- ✓ Le programme permet de modéliser un large éventail de problèmes géotechniques sous hypothèses de déformations planes ou axisymétrie.
- ✓ Les méthodes de calcul analytiques permettent à l'utilisateur de concevoir et de vérifier des structures rapidement et efficacement. Cependant, dans certains cas, la vérification et la modélisation doivent être réalisées par le MEF.
- ✓ L'utilisateur de la suite GEO5 bénéficie un même environnement de travail ainsi que de la possibilité de transférer des données entre les programmes analytiques et MEF, permettant d'en tirer tous les avantages.

Application au glissement étudié :

Le logiciel GEO5 requiert des paramètres d'entrée spécifiques afin de réaliser des calculs ou une étude complète et adéquate. Ceci permet d'obtenir des résultats plus précis et réalistes, facilitant ainsi l'interprétation des données obtenues.

Les paramètres d'entrée sont :

Les paramètres géotechniques de chaque couche :

- ✓ Le poids volumique γ (KN/m³) ;
- ✓ La cohésion du sol C (KN/m²) ;
- ✓ L'angle de frottement φ (°).

Les coordonnées de chaque interface X et Z en mètre.

3.2.2 Analyse du glissement par logiciel

3.2.2.1 Les caractéristiques du profil étudié

3.2.2.1.1 La coupe lithologique du profil étudié

La coupe géologique est la suivante :

- Argile schisteuse micacée ;
- Argile limoneuse ;
- Argile graveleuse.
- Schiste et micaschiste altéré ;
- Schiste gneissique.

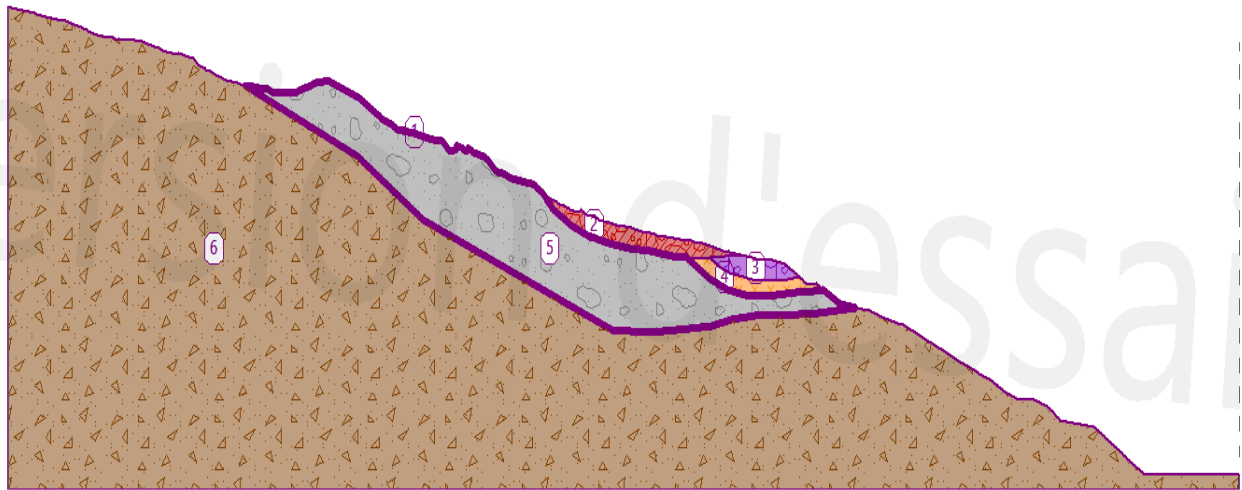


Figure 3-16: La coupe lithologique du profil étudié

3.2.2.1.2 Les paramètres géotechniques fournis sont les suivants

- Absence de nappe phréatique.
- Absence de surcharge.
- Cas statique.

Tableau 3-15:Données géotechniques du profil

N° de la couche	Name	Pattern	$\varphi_{ef} [^\circ]$	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]
5	Schiste et micaschiste altéré		12,00	20,00	18,50	22,00
6	Schiste gneissique		28,00	100,00	20,50	23,00
2	Argile schisteuse micacée		12,00	30,00	18,00	20,00
1 et 3	Argile limoneuse		13,00	28,00	17,50	19,50
4	Argile graveleuse		23,00	26,00	19,00	20,60

3.2.2.2 Modélisation du cercle de glissement avec GEO5

3.2.2.3 Etat actuel du site

- **Cercle de glissement standard**

Le cercle de glissement est tracé à partir des deux points qui sont repérés sur le site comme limite du glissement :

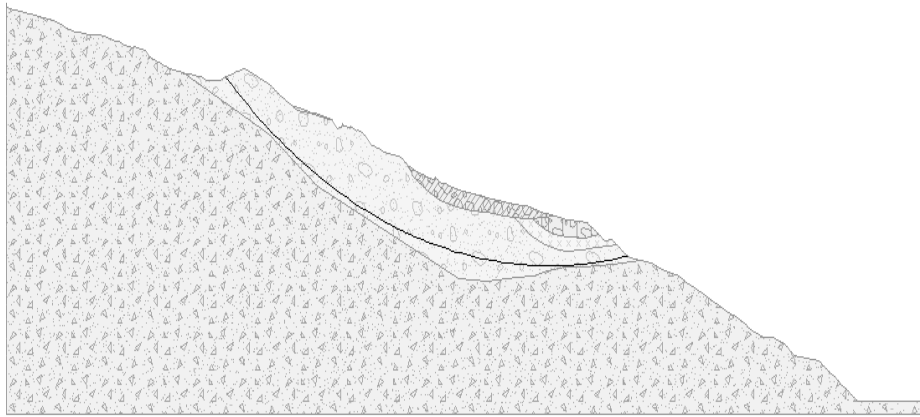


Figure 3-17: Modélisation du cercle de glissement standard

Le coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est calculé par 5 méthodes qui sont basés sur la méthode des tranches dont ci-dessous le tableau de résultats :

Tableau 3-16: Résultats de coefficient de sécurité

La méthode	La valeur du coefficient de sécurité F_s	La condition $F_s > 1,50$
Bishop	1.05	Équilibre instable
Fellenius	1.01	Équilibre instable
Spencer	1.05	Équilibre instable
Janbu	1.05	Équilibre instable
Morgenstern-Price	1.05	Équilibre instable

- **Cercle de glissement automatique :**

Dans ce cas, c'est le logiciel lui-même qui trace de manière automatique le cercle de glissement.

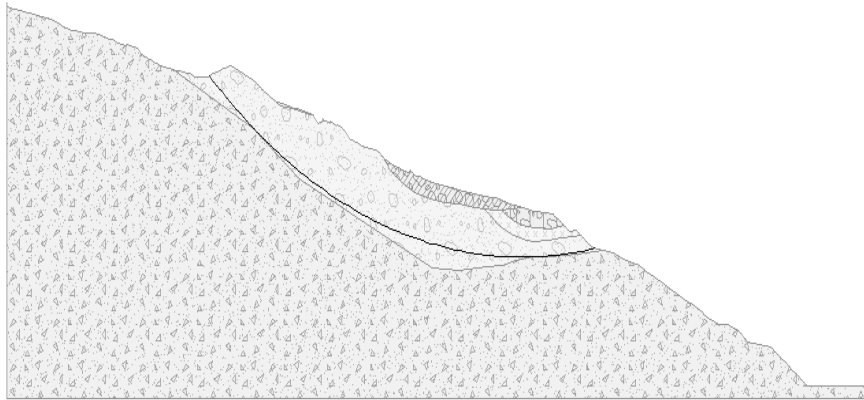


Figure 3-18: Modélisation du cercle de glissement optimisé

Le coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est calculé par 2 méthodes qui sont basées sur la méthode des tranches dont ci- dessous les figures de résultats :

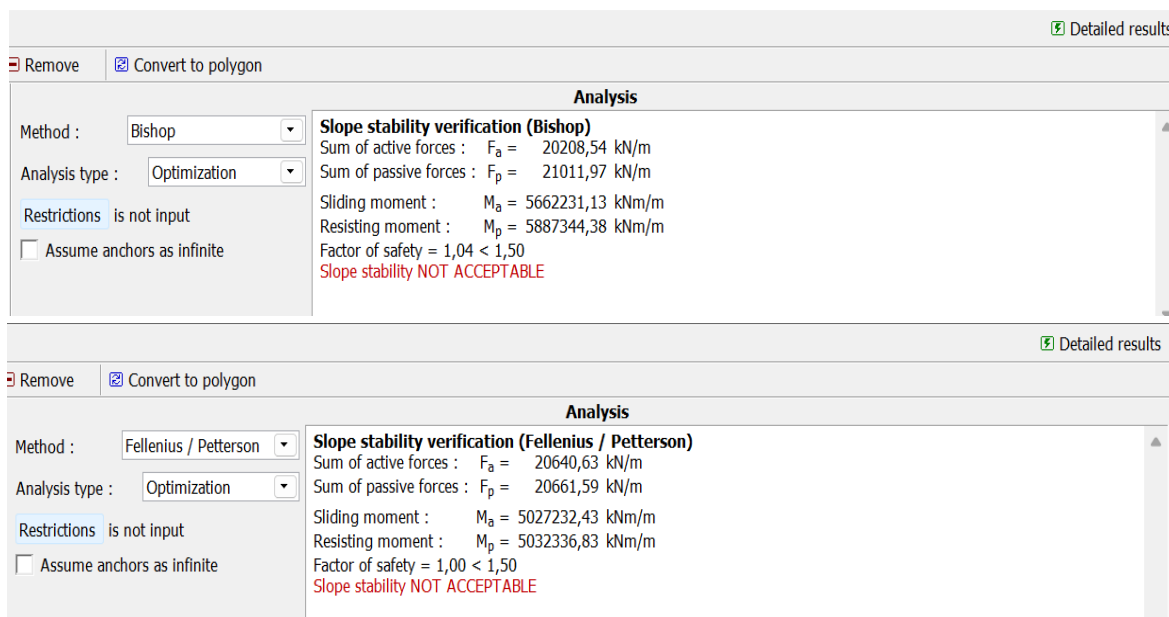


Figure 3-19: Les valeurs du coefficient de sécurité optimisé

- **Analyse des résultats :**

La modélisation avec le logiciel GEO5 a permis d'obtenir un cercle de glissement très proche du cercle de glissement déterminé par les inclinomètres en place.

3.2.2.4 Après achèvement total des travaux de terrassement

La surface de rupture déterminée ci-dessus correspond à l'état actuel du site (terrassement non achevé). A titre de prévision nous avons essayé de localiser la surface de rupture une fois la cote du projet atteinte.

- **Cercle du glissement standard**

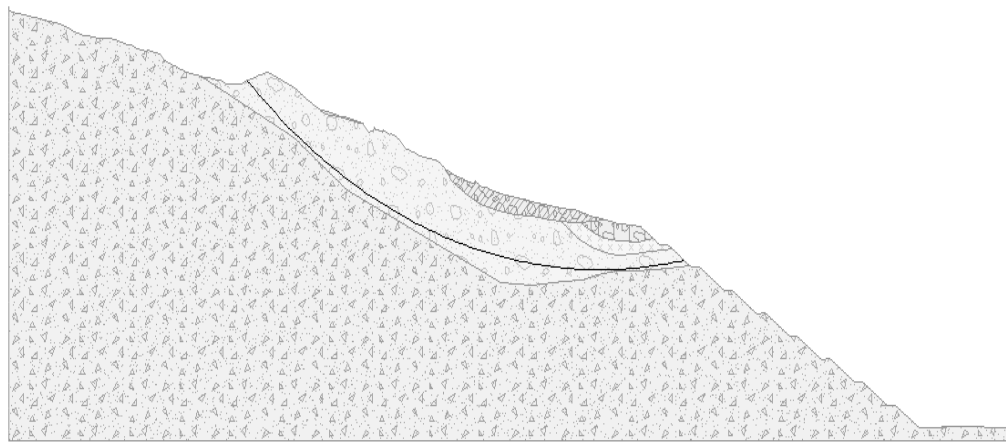


Figure 3-20: Modélisation du cercle de glissement standard

- **Le coefficient de sécurité**

Le coefficient de sécurité est calculé par 5 méthodes qui sont basées sur la méthode des tranches dont ci- dessous le tableau de résultats :

Tableau 3-17: Résultats du coefficient de sécurité

La méthode	La valeur du coefficient de sécurité Fs	La condition FS > 1,50
Bishop	1.05	Équilibre instable
Fellenius	1.01	Équilibre instable
Spencer	1.05	Équilibre instable
Janbu	1.05	Équilibre instable
Morgenstern-Price	1.05	Équilibre instable

- **Cercle de glissement automatique**

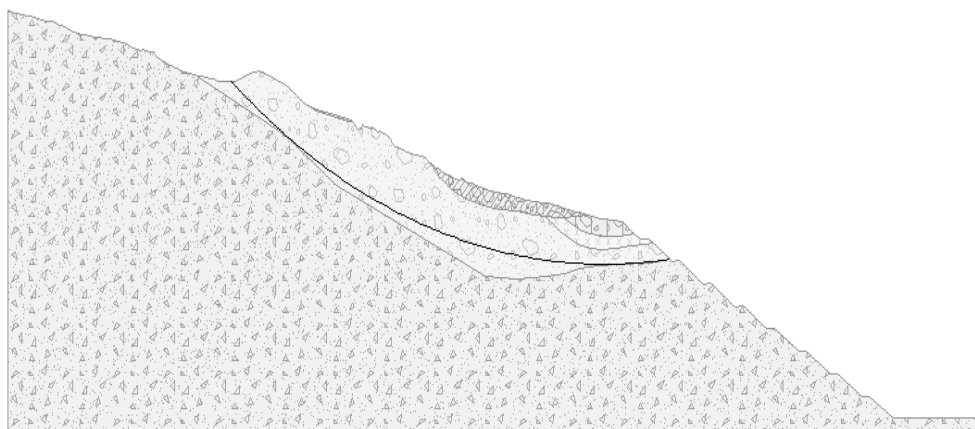


Figure 3-21: Modélisation du cercle de glissement optimal

Le coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est calculé par 2 méthodes qui sont basées sur la méthode des tranches dont ci- dessous les figures de résultats :

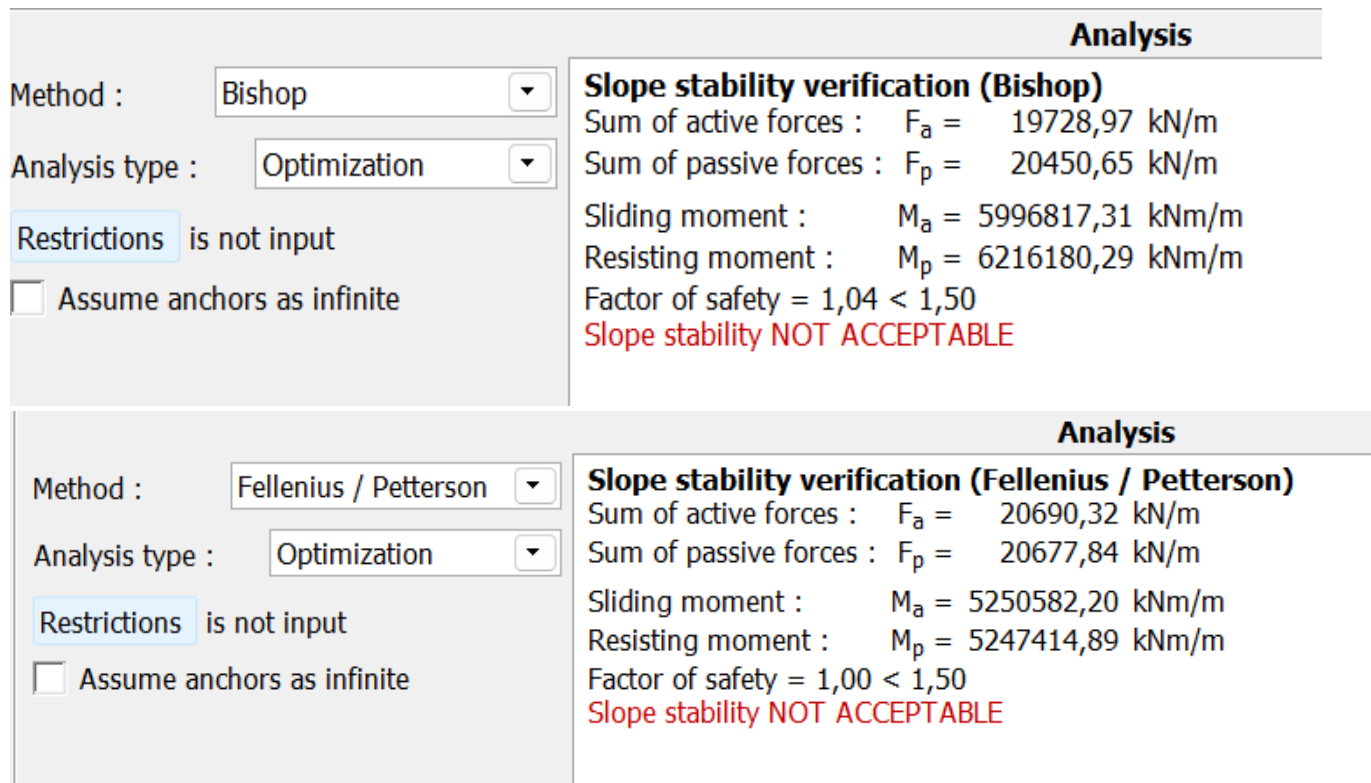


Figure 3-22: Les valeurs de coefficient de sécurité optimisé

Synthèse :

On remarque que les deux surfaces de rupture pour les deux cas analysés (état actuel et état final) n'ont pas subi une grande variation, la profondeur maximale reste toujours autour de 30 m et la limite inférieure est toujours localise à la 4 -ème berme. Ces résultats sont en adéquation avec l'avancement des travaux actuels.

3.2.3 Analyse du glissement par un calcul manuel

Exemple de calcul

- Les caractéristiques du sol

Tableau 3-18: Les caractéristiques du sol

Les couches du sol	φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kPa]
Schiste et micaschiste altéré	12,00	20,00	18,50
Schiste gneissique	28,00	100,00	20,50
Argile schisteuse menacée	12,00	30,00	18,00
Argile limoneuse	13,00	28,00	17,50
Argile graveleuse	23,00	26,00	19,00

• **Caractéristique de la ligne de rupture**

Le rayon :

R=266.95 m

Le coefficient de sécurité est donné par l'expression suivante :

$$F_S = \frac{\sum_{i=0}^n C_i L_i + W_i \cos \alpha \tan \varphi}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha}$$

On divise le cercle de glissement en six tranches :

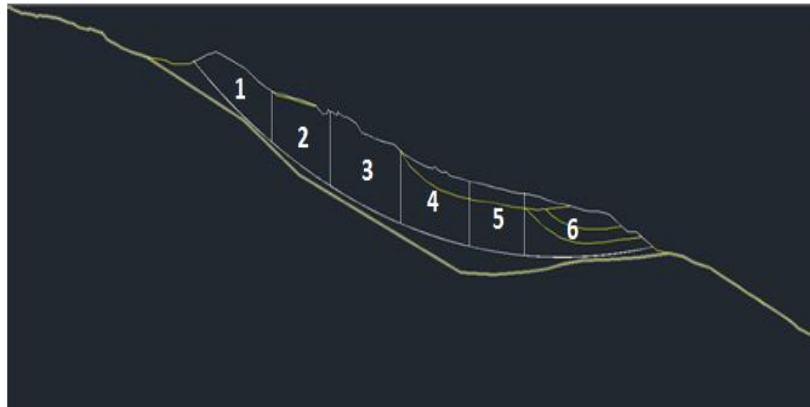


Figure 3-23: Illustration du découpage du cercle de glissement

Tableau 3-19: Résultats de la méthode des tranches

N	1	2	3	4	5	6
α	36	29	21	14	7	-1
CL	3352,89	2700,94	1955,85	1303,90	651,95	93,13
W	8701,29	10753,45	15455,98	13396,22	10132,55	15290,3
$W \cos \alpha \tan \varphi$	1241,25	1658,39	2544,29	2291,95	1773,32	2695,68
$W \sin \alpha$	5114,48	5213,37	5538,92	3240,83	1234,84	-266,85
$Cl + W \cos \alpha \tan \varphi$	4594,14	4359,33	4500,15	3595,85	2425,28	2788,82

$$F_S = \frac{\sum_{i=0}^n C_i L_i + W_i \cos \alpha \tan \varphi}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha} = 1.11$$

• **Interprétation des résultats :**

Le calcul du coefficient de sécurité a été effectué par la méthode des tranches, adaptée aux talus hétérogènes. Le calcul manuel selon la méthode de Fellenius a donné un coefficient de sécurité égal à 1,11, tandis que le calcul numérique réalisé avec le logiciel Géo 5 a produit une valeur

de 1,00. On remarque un écart entre ces deux valeurs, attribuable à la précision du logiciel et au nombre de tranches considérées dans le calcul.

3.2.4 Conclusion

- Cette analyse a globalement confirmé la position de la surface de rupture évaluée par les inclinomètres. Cette surface de rupture atteint une profondeur d'environ 30 mètres, elle se situe à l'interface des schistes et des micaschistes.
- Elle prend naissance (escarpement) en haut au niveau de la crête et se termine à la 4ème berme au milieu du talus.

Ces résultats vont permettre de proposer un système de confortement pour la stabilisation générale du talus et par conséquent la protection de la pénétrante.

Chapitre

4

Propositions et étude de confortement

4.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de trouver la solution techniquement et économiquement favorable pour stabiliser le glissement afin de protéger et terminer les travaux de terrassements de la pénétrante, après avoir fait une analyse multicritère entre les différentes variantes proposées.

Choix de la méthode de confortement :

- Solution 1 : Confortement par deux rideaux de pieux ;
- Solution 2 : Terrassement (reprofilage) ;
- Solution 3 : Terrassement (allègement en tête) et confortement par des tirants d'ancrage passif.

Remarque :

Les trois solutions sont accompagnées par un drainage superficiel du site.

4.2 Le profil avant confortement

- Cas statique :

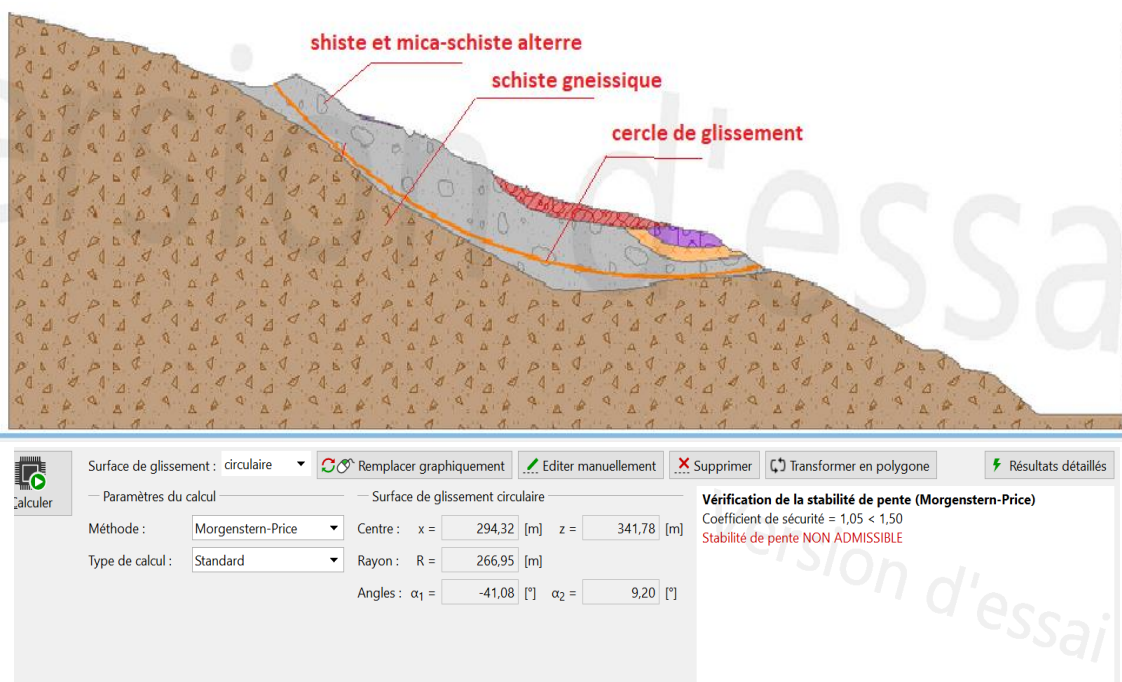


Figure 4-1: Analyse du Cercle de glissement avant le confortement dans le cas statique, le coefficient de sécurité égal à 1,05

• **Cas dynamique :**

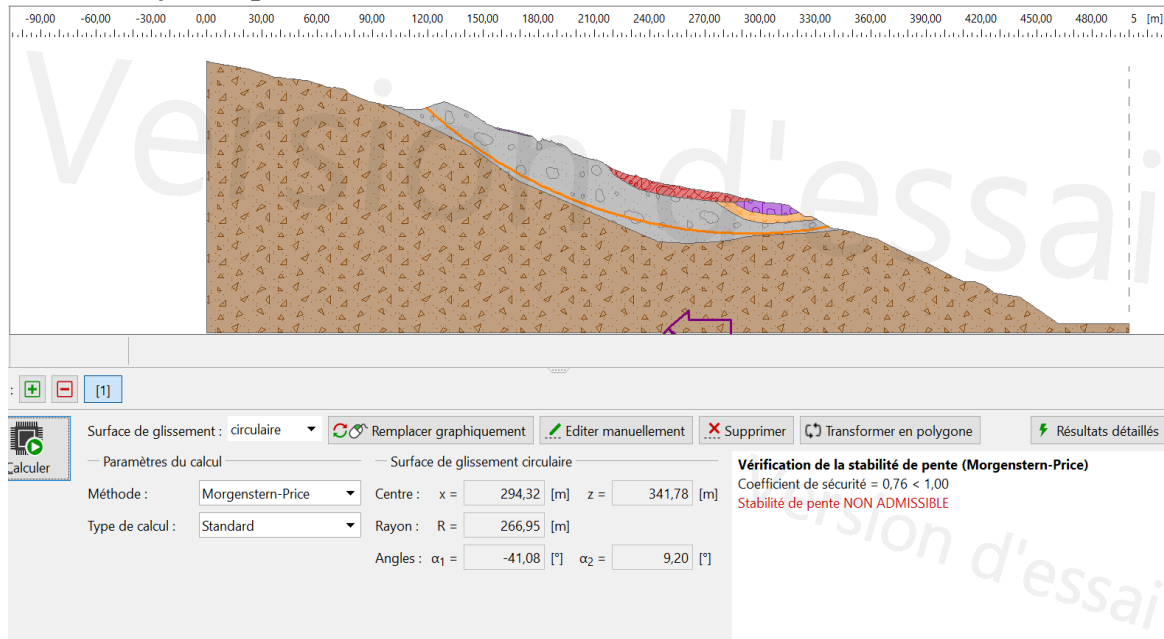


Figure 4-2: Analyse du Cercle de glissement avant le confortement dans le cas dynamique, le coefficient de sécurité égal à 0,76

4.3 Solution 1 : Confortement par deux rideaux de pieux

4.3.1 Description de la solution

Le confortement sera réalisé comme suit :

- Au milieu du talus, un rideau de pieu constitué de deux rangées de pieux jointifs de 1,2 mètre de diamètre, à une profondeur de 39 mètres et une fiche de 13 mètres, les deux rangées sont espacées de 0,6m ;
- En pied du talus, un rideau de pieux jointifs à une profondeur de 24 mètres et une fiche de 8 mètres.

Le linéaire des deux rideaux est de 100 mètres. Le nombre total de pieux prévu dans cette configuration est de 252 pieux.

Les pieux seront surmontés d'une longrine en béton armé, qui servira de poutre de couronnement d'une épaisseur de 1 mètre pour les deux cas.

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée par étape (un rideau, deux rideaux) sont les suivants :

- **Confortement avec un rideau de pieux au pied du talus :**

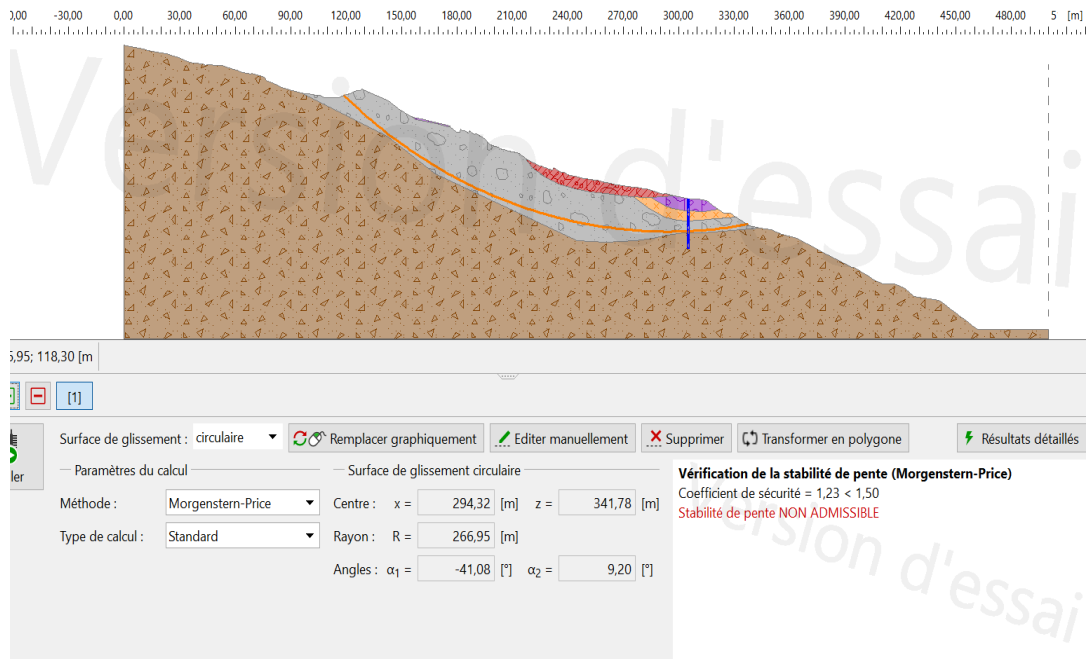


Figure 4-3: Analyse du cercle de glissement avec un confortement par un rideau de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1,23 une augmentation de 18% (cas statique)

Interprétation :

Ce dispositif a donné une augmentation du coefficient de sécurité de 18 % vis-à-vis de la surface de rupture existante, néanmoins l’analyse a révélé l’apparition d’un risque de mouvement de terrain en amont du rideau, dont ci-dessous la position.

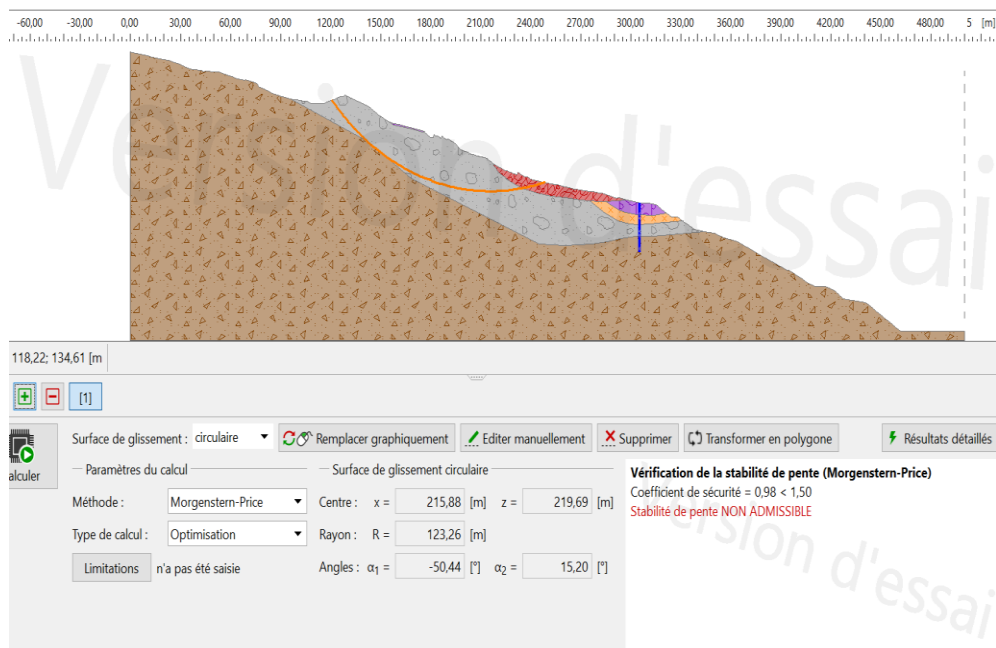


Figure 4-4: Analyse du cercle de glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité égal à 0,98 (cas statique)

Interprétation :

Afin de s'assurer de la stabilité de l'ensemble du talus on a jugé utile de réaliser une autre rangée de pieux qui sera implantée au milieu du talus pour palier à ce mouvement de sol en tête.

- **Confortement avec un deuxième rideau de pieux :**

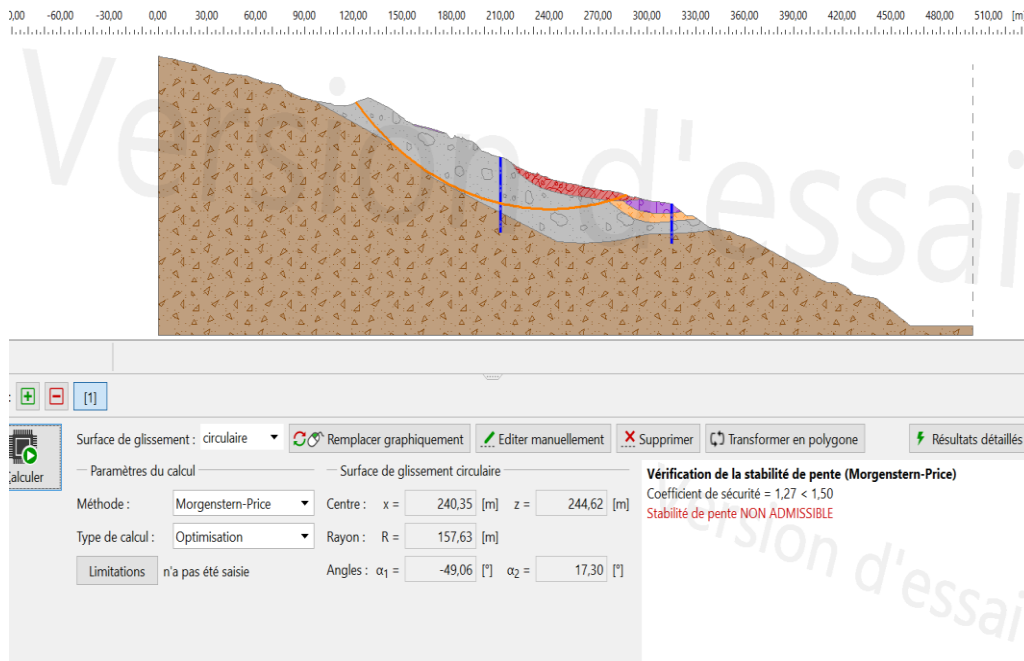


Figure 4-5: Analyse du cercle de glissement avec un confortement par deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal à 1,27 une augmentation de 29% dans le cas d'un calcul optimal (cas statique).

- **Vérification de la solution dans le cas dynamique :**

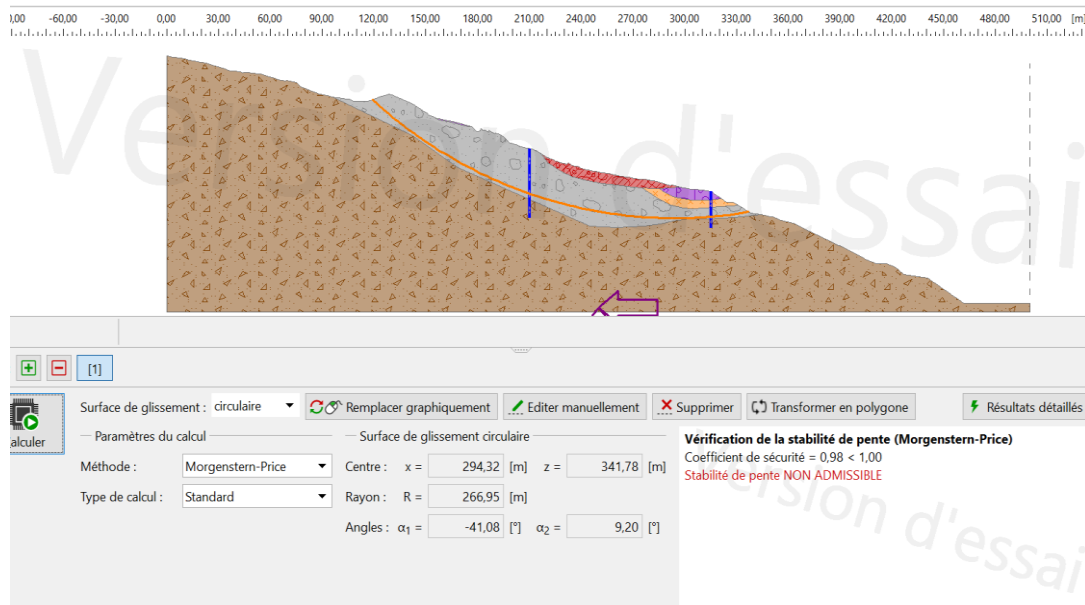


Figure 4-6: Analyse du cercle de glissement avec un confortement par deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité égal à 0,98 (cas dynamique)

Interprétation :

La vérification en prenant en considération le séisme donne une instabilité avec un coefficient de sécurité de 0.98.

Afin d'augmenter la stabilité du talus on a procédé à un renforcement du rideau du milieu par une autre rangées de pieux tout en gardant le premier rideau de pieux en bas du talus.

- **Confortement avec deux rideaux de pieux :**

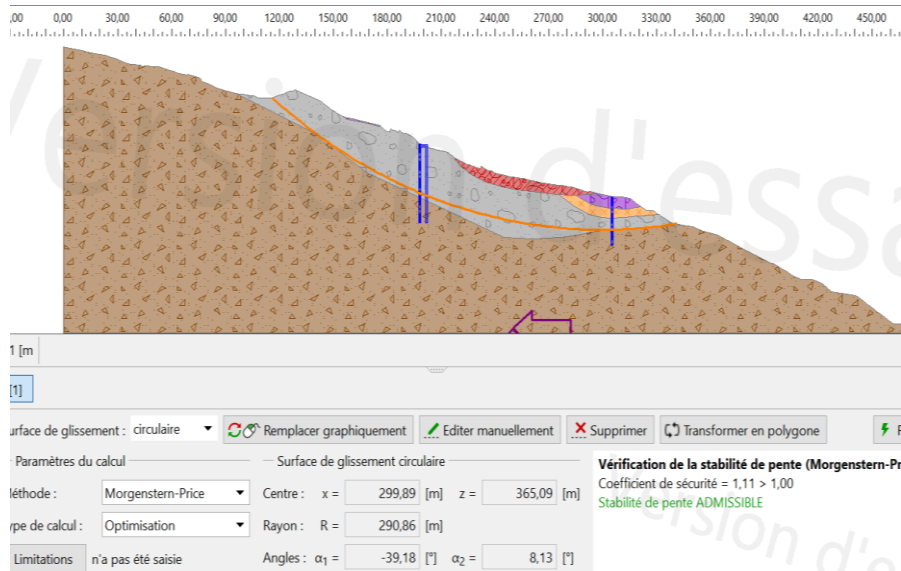


Figure 4-7: Analyse du cercle de glissement avec un confortement par deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité est égal 1,11 une augmentation de 13% par rapport au cercle de glissement obtenue précédemment (cas dynamique).

4.3.2 Vérification de stabilité du talus après achèvement total des travaux :

- **Cas statique :**

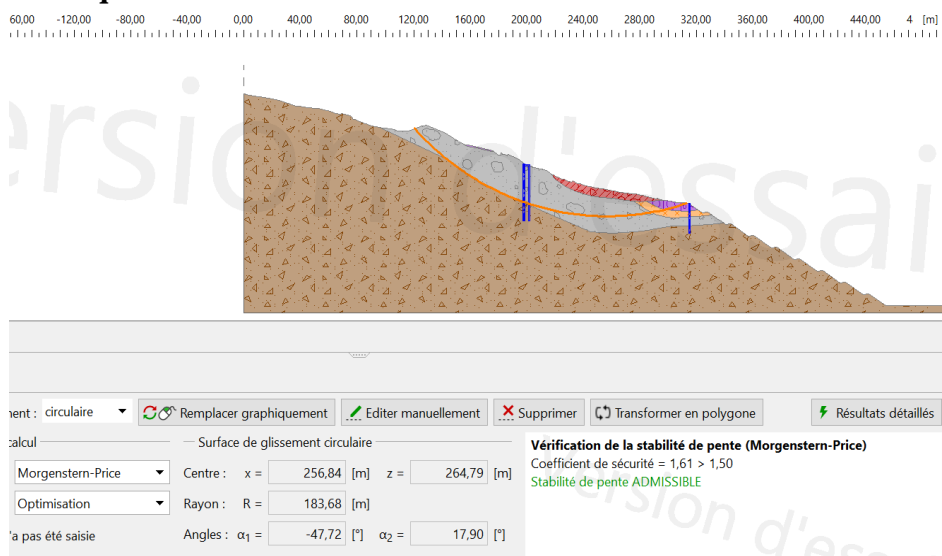


Figure 4-8: Analyse du cercle du glissement en crête du talus, le coefficient de sécurité est égal à 1,61

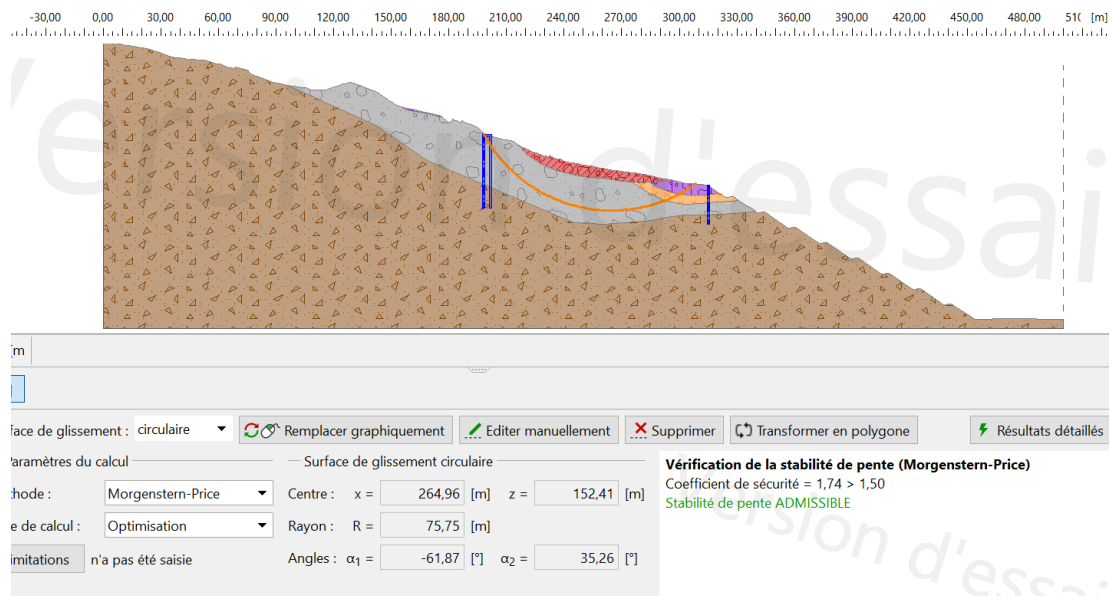


Figure 4-9: Analyse du cercle du glissement entre les deux rideaux de pieux, le coefficient de sécurité est égal à 1,74.

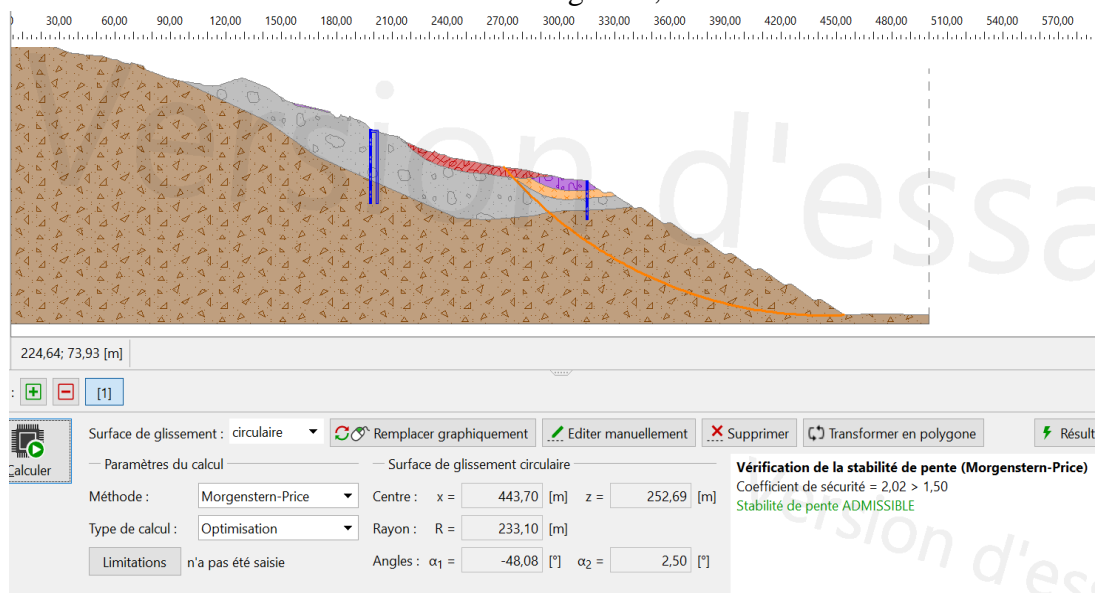


Figure 4-10: Analyse du cercle du glissement en aval des rideaux de pieux, le coefficient de sécurité est égal à 2,02

- **Cas dynamique :**

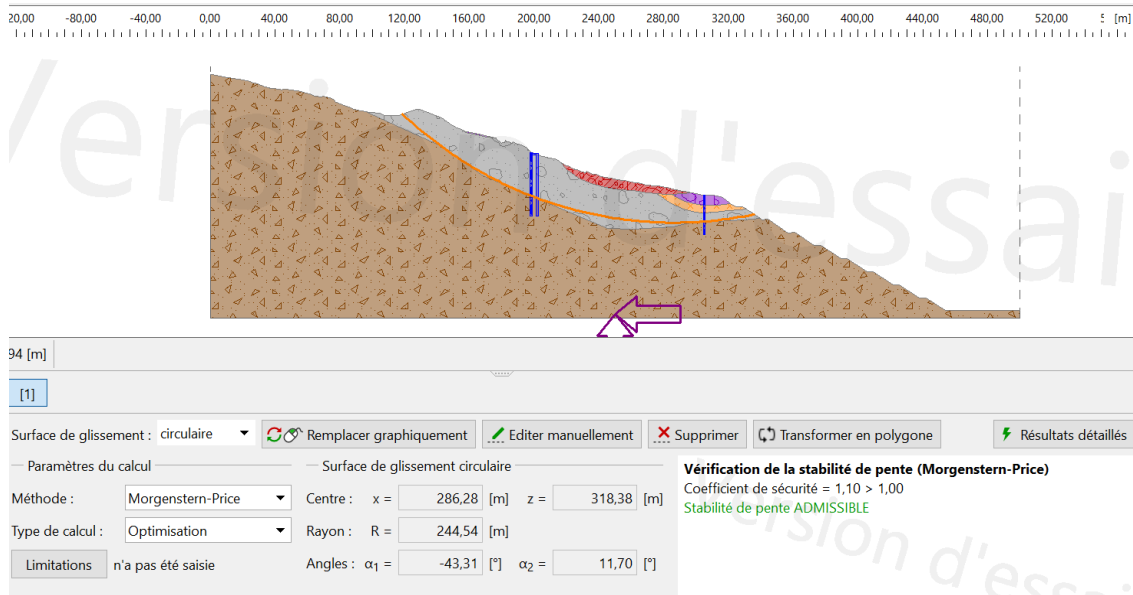


Figure 4-11: Analyse du cercle du glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité est égal à 1,10 pour le cas sismique

4.3.3 Interprétation des résultats

Après avoir modélisé le profil et conforté le talus avec un confortement par deux rideaux de pieux avec 1,2 m de diamètres, on a constaté que le profil est stable dans les deux cas, statique et dynamique.

4.4 Solution 2 : Terrassement (Reprofilage)

4.4.1 Description de la variante

Cette solution consiste à un reprofilage total du talus avec des pentes 2/1 (64°) et des banquettes de 5 à 15 mètres de largeur.

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée sont les suivants :

- **Cas statique :**

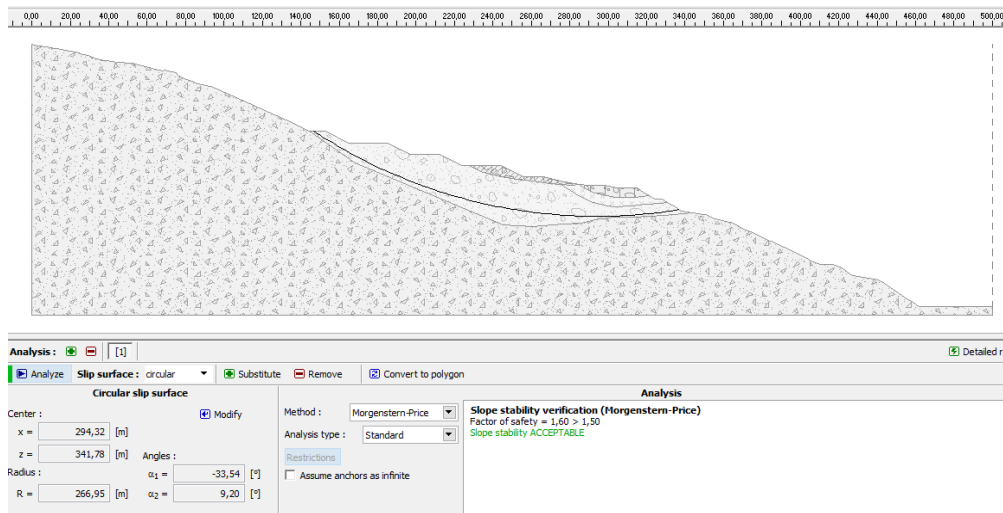


Figure 4-12: Analyse du Cercle de glissement après le reprofilage, le coefficient de sécurité égal 1,60 une augmentation de 55%

- **Cas dynamique :**

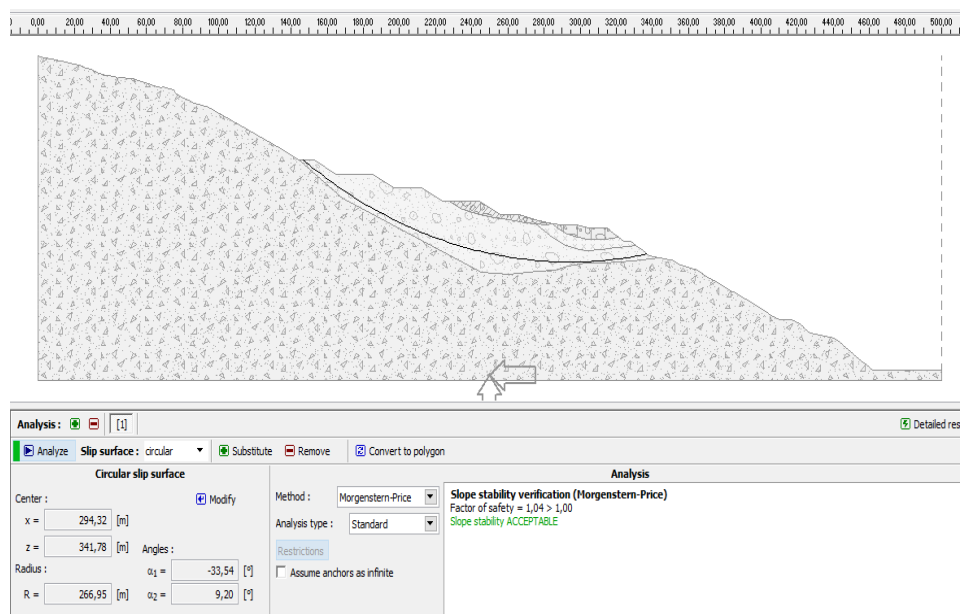


Figure 4-13: Analyse du Cercle de glissement après le reprofilage, le coefficient de sécurité égal 1,04 une augmentation de 28%

4.4.2 Vérification de stabilité du talus après achèvement total des travaux

- **Cas statique**

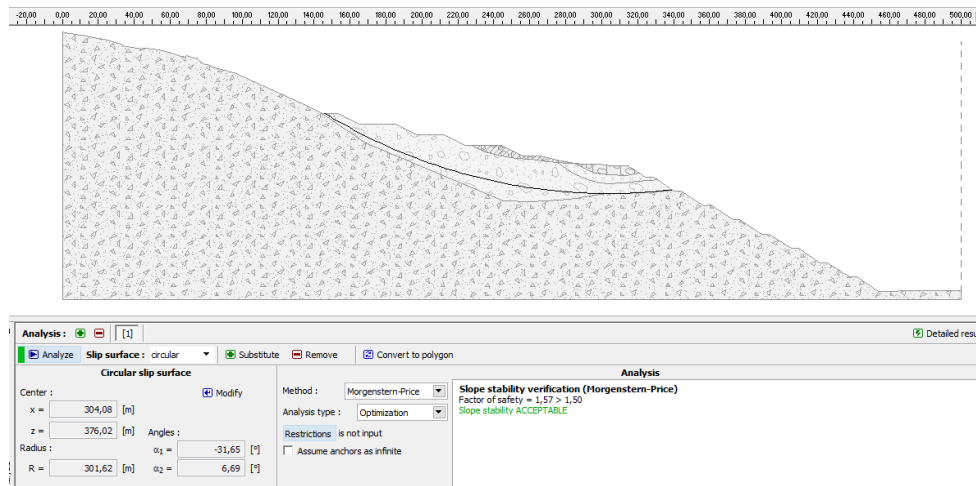


Figure 4-14:Analyse du Cercle de glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité égal 1,57

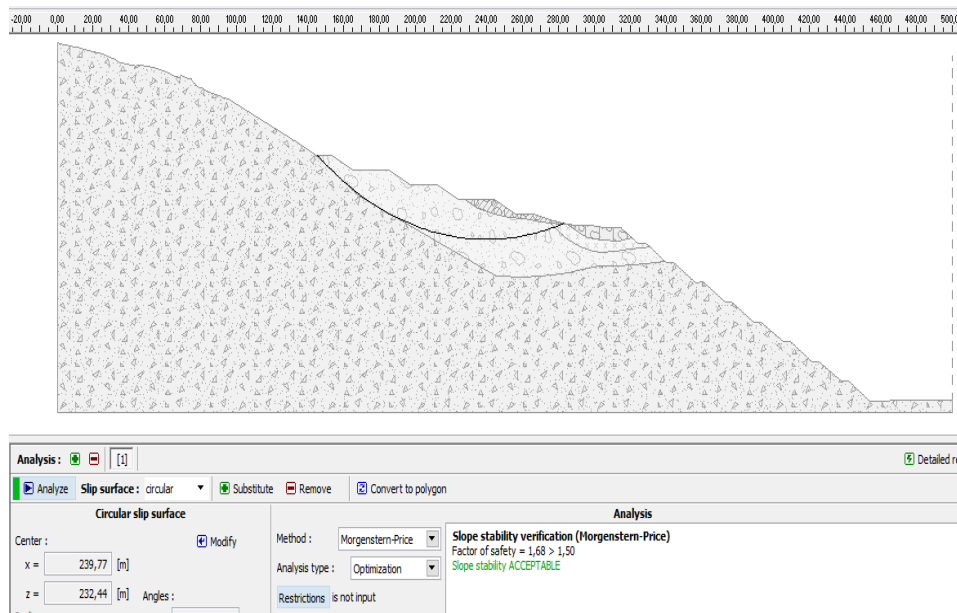


Figure 4-15:Analyse du Cercle de glissement optimal en haut du talus, le coefficient de sécurité égal 1,68

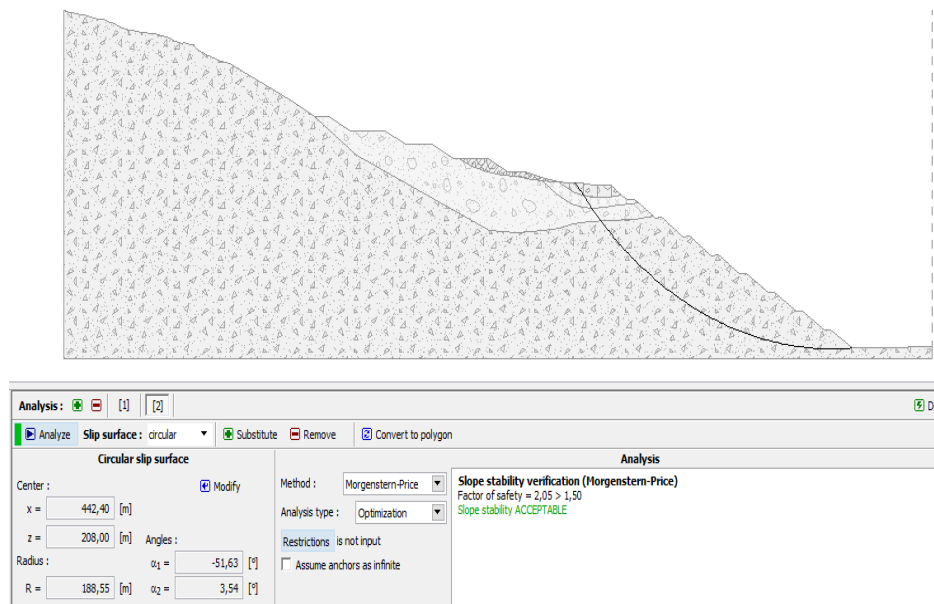


Figure 4-16: Analyse du Cercle de glissement de la partie terrassée, le coefficient de sécurité égal 2,05

- **Cas dynamique :**

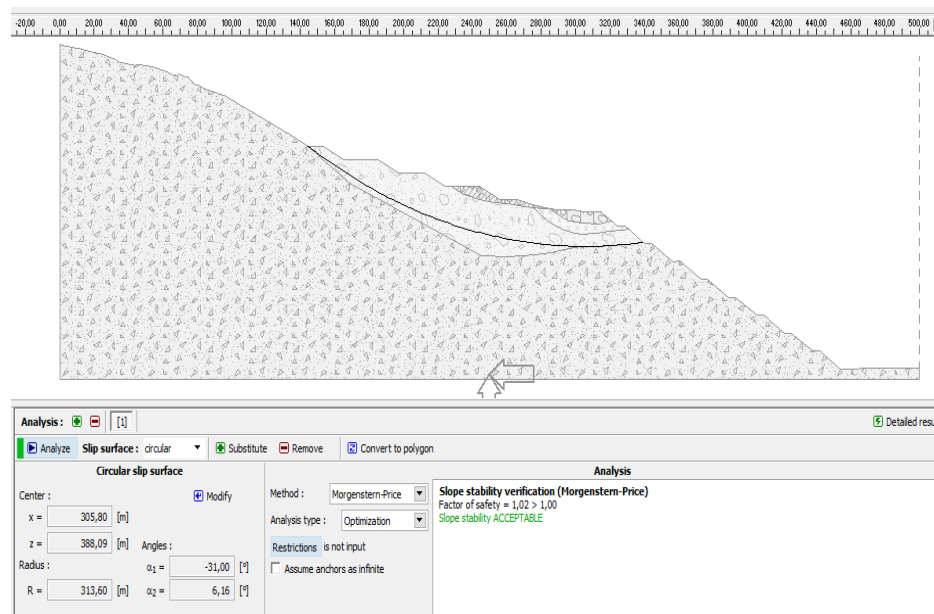


Figure 4-17: Analyse du cercle du glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité est égal à 1,02 pour le cas sismique

4.4.3 Interprétation des résultats

Après avoir modélisé le profil et terrassé avec reprofilage une augmentation du coefficient de sécurité de plus de 50% a été constatée. Avec l'implantation d'arbres, le coefficient de sécurité augmente davantage, assurant ainsi plus de stabilité dans les deux cas, statique et dynamique.

4.5 Solution 3 : Terrassement (allègement en tête) et confortement par des tirants d'ancrage passif

Procéder à terrassement par allègement en tête et un système de confortement comprend un des tirants d'ancrage passif de diamètre $\phi 32$.

- Terrassement avec un allègement en tête
- Cas statique :

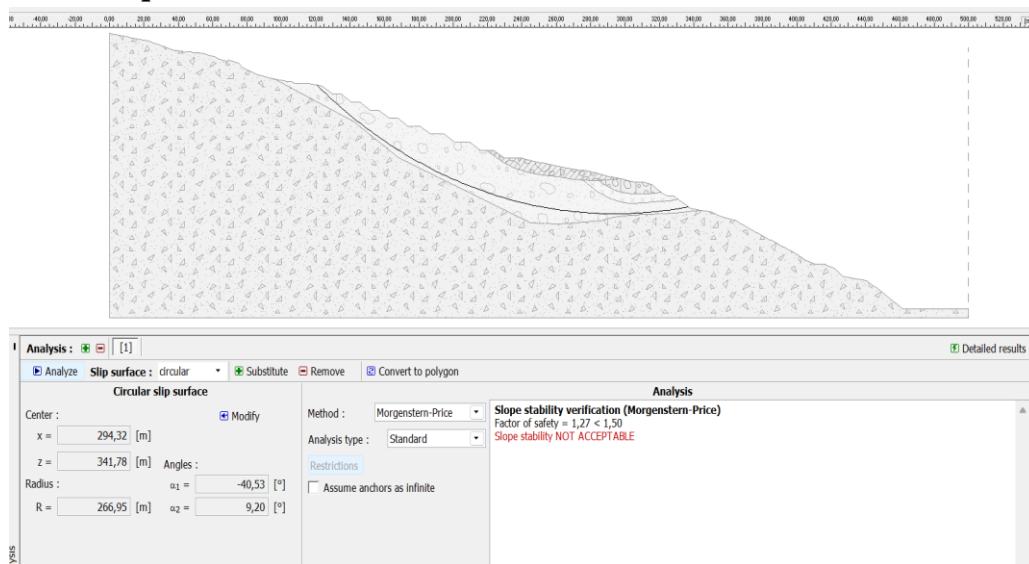


Figure 4-18: Analyse du Cercle de glissement après l'allègement en tête, le coefficient de sécurité égal à 1,27 une augmentation de 22%

- Cas dynamique :



Figure 4-19: Analyse du Cercle de glissement après un confortement par allègement en tête, le coefficient de sécurité égal à 0,88 augmentation de 12%

Interprétation :

La vérification en prenant en considération le séisme donne une instabilité avec un coefficient de sécurité de 0.88.

Afin d'augmenter la stabilité du talus on a procédé à un confortement par des tirants d'ancrage passif.

- **Confortement avec des tirants d'ancrage :**
- **Cas dynamique :**



Figure 4-20: Analyse du Cercle de glissement après un confortement par des tirants d'ancrage, le coefficient de sécurité égal à 1,06 une augmentation de 30%

4.5.1 Vérification de stabilité du talus après achèvement total des travaux :

- **Cas statique :**

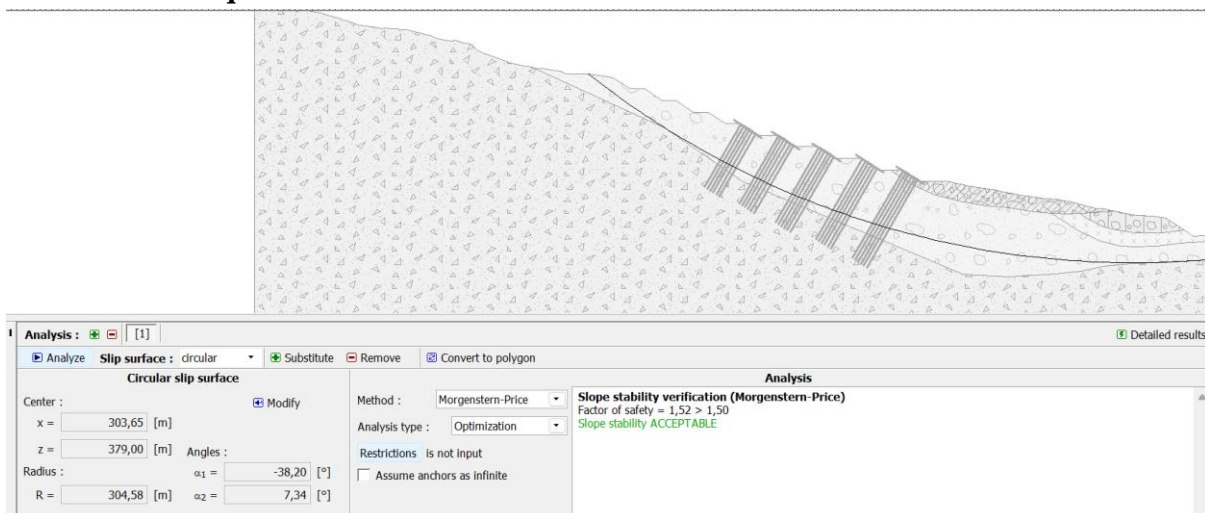


Figure 4-21: Analyse du Cercle de glissement le plus défavorable après le confortement, le coefficient de sécurité égal à 1,52

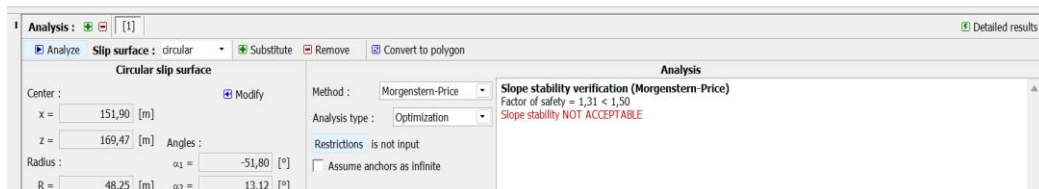
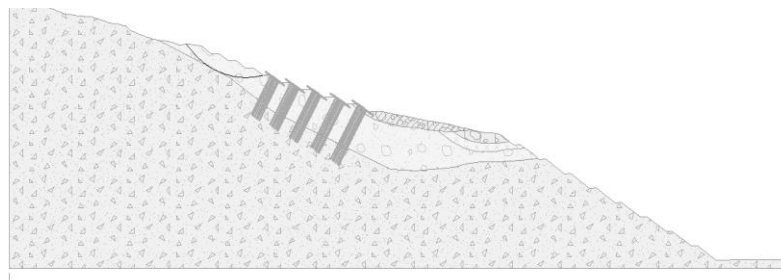


Figure 4-22: Analyse du Cercle de glissement en crête du talus, le coefficient de sécurité égal à 1,31

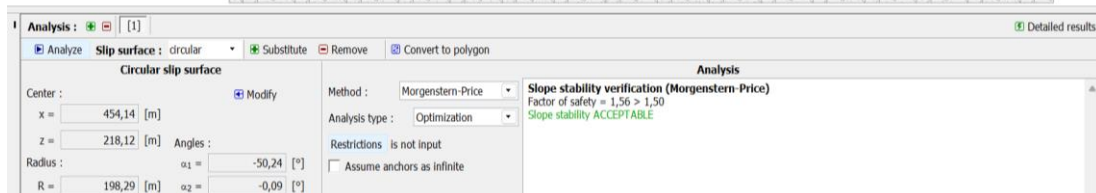
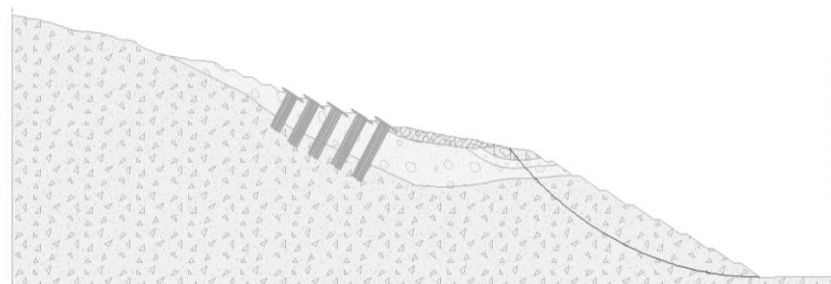


Figure 4-23: Analyse du Cercle de glissement de la partie terrassée, le coefficient de sécurité égal à 1,56

- Cas dynamique :

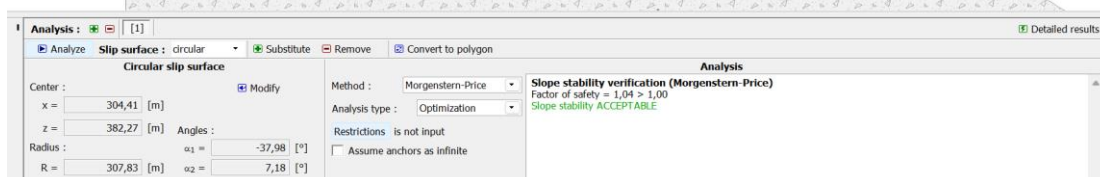
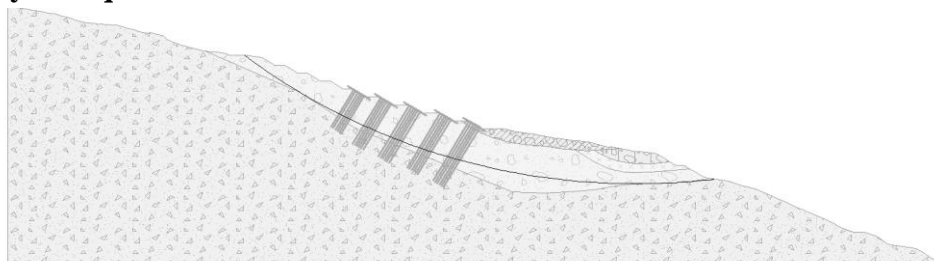


Figure 4-24: Analyse du Cercle de glissement le plus défavorable, le coefficient de sécurité égal à 1,04

4.5.2 Interprétation des résultats

Après avoir modélisé le profil, terrassé avec un allègement en tête et renforcé avec des tirants d'ancrage (passif), une augmentation du coefficient de sécurité de plus de 30% a été constatée. Avec la réalisation d'un parement en béton projeté et l'implantation d'arbres, le coefficient de sécurité augmente davantage, assurant ainsi plus de stabilité dans les deux cas, statique et dynamique.

4.6 Devis quantitatif estimatifs

4.6.1 Devis quantitatif estimatif de la 1 ère solution confortement avec deux rideaux de pieux

Tableau 4-1 : Devis quantitatif estimatif des principales taches de la 1 ère solution confortement par deux rideaux de pieux

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire en DA	Montant en DA
Etude	F	1	4 498 200,00	4 498 200,00
Exécution des pieux de 1,2 mètre deux rangée de 39m et une rangée de 24 m (y compris forage, ferrailage et bétonnage)	Ml	8383	50 000,00	419 150 000,00
Poutre de couronnement (y compris ferrailage, coffrage)	M ³	580	40 000,00	23 200 000 ,00
Recépage	Pieu	249	30 000,00	7 470 000,00
Montant hors taxe				454 318 200,00
TVA 19%				86 320 458,00
Montant en TTC				540 638 658,00

4.6.2 Devis quantitatif estimatif de la 2 -ème solution terrassement par reprofilage

Tableau 4-2:Devis quantitatif estimatif des principales taches de la 2 -ème solution terrassement par reprofilage

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire en DA	Montant en DA
Etude	F	1	8 728 890,00	4 620 000,00
Déblai (Reprofilage)	M ³	154 000	3 000,00	462 000 000,00
Montant hors taxe				466 620 000,00
TVA 19%				88 657 800,00
Montant en TTC				555 277 800,00

4.6.3 Devis quantitatif estimatif de la 3 -ème solution terrassement (allègement en tête) et confortement par des tirants d’ancrage passif

Tableau 4-3:Devis quantitatif estimatif des principales taches de la 3 -ème solution terrassement (allègement en tête) et confortement par des tirants d’ancrage passif

Article	Unité	Quantité	Prix unitaire en DA	Montant en DA
Etude	F	1	8 728 890,00	8 728 890,00
Déblai	M ³	60 277	3 000,00	180 831 000,00
Réalisation d’un parement en béton projeté d’épaisseur ep=20 cm y compris le ferrailage	M ²	3 000	20 000,00	60 000 000,00
Ancrage y compris le forage, le scellement et les accessoires.	Ml	90 294	7 000,00	632 058 000,00
Montant hors taxe				881 617 890,00
TVA 19%				167 507 399,00
Montant en TTC				1 049 125 289,00

4.7 Analyse multicritère

Afin de déterminer le meilleur choix et la meilleure solution, on doit passer par une analyse multicritère des 3 solutions :

	Avantages	Inconvénients
Solution 1	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Une courte durée de la réalisation. ▪ Elle préserve la topographie naturelle du site. ▪ Elle ne comporte pas de grands travaux de terrassement. ▪ Cette méthode peut être mise en œuvre par des entreprises locales. ▪ Moins d’encombrement pendant la réalisation. ▪ Possibilité d’atteindre le substratum. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Risque de remaniement du sol autour du pieu. ▪ Difficulté de réalisation dans le cas du sol très dur.

<p>Solution 2</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Les risbermes améliorent la stabilité des talus. ▪ Diminution des risques d'érosion. ▪ Les talus profilés améliorent l'esthétique des paysages. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ La perturbation de l'écosystème local. ▪ Volume des sols excavés très élevé. ▪ Difficulté d'accès des engins aux zones traitées. ▪ Le délai de l'exécution des travaux est très élevé.
<p>Solution 3</p>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Un équipement de construction minimal est adopté. Cela comprend l'utilisation d'engins de terrassement, de forage, d'une centrale d'injection et d'une machine à projeter le béton. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Les tirants d'ancrages peuvent nécessiter une maintenance régulière pour assurer leur efficacité à long terme. ▪ Les tirants d'ancrage peuvent se détériorer avec le temps, ce qui compromet leur capacité de soutien. ▪ Le coût est très élevé.

4.8 Synthèse

Suite à la présentation des trois solutions de confortement, il apparaît que les deux premières solutions sont les plus favorables, néanmoins de notre point de vue nous estimons que la 1 ère solution (confortement par deux rideaux de pieux) est la plus adapté au site.

Les raisons qui nous ont orientées vers la 1 ère solution :

- Meilleur coefficient de sécurité ;
- Moins couteuse ;
- Présente des avantages en termes de délai d'exécution ;
- La plus écologique.

4.9 Etude d'Avant-projet détaillée (Modélisation et ferrailage des rideaux pieux)

4.9.1 Les pieux jointifs (tangents)

Les pieux jointifs (ou tangents) sont réalisés par la méthode du forage. Cette technique permet la construction efficace d'un soutènement à 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 préalable est effectué dans le sol à l'aide d'outils adaptés (Lorsqu'un forage rencontre un obstacle infranchissable avant d'atteindre le niveau d'assise spécifié par la conception, le concepteur doit être informé des actions complémentaires nécessaires pour poursuivre les travaux. L'utilisation d'explosifs pour enlever des obstacles ou encastrent des pieux dans un substratum rocheux ne doit être autorisée que si aucun dommage n'en résulte pour les pieux ou les ouvrages voisins) ;
- Installation de la cage d'armature : Une cage d'armature est éventuellement mise en place dans chaque trou foré.
- 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.

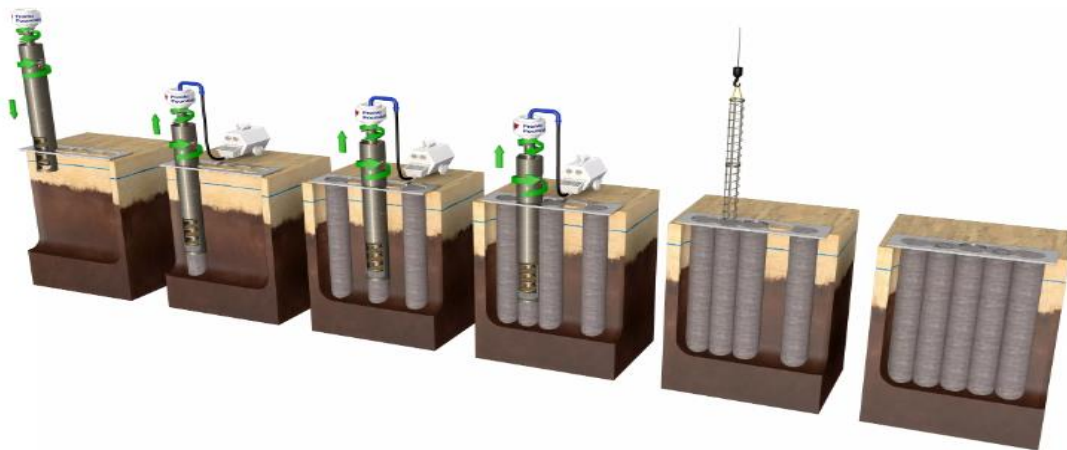


Figure 4-25: Les étapes détaillées de la réalisation des pieux jointifs

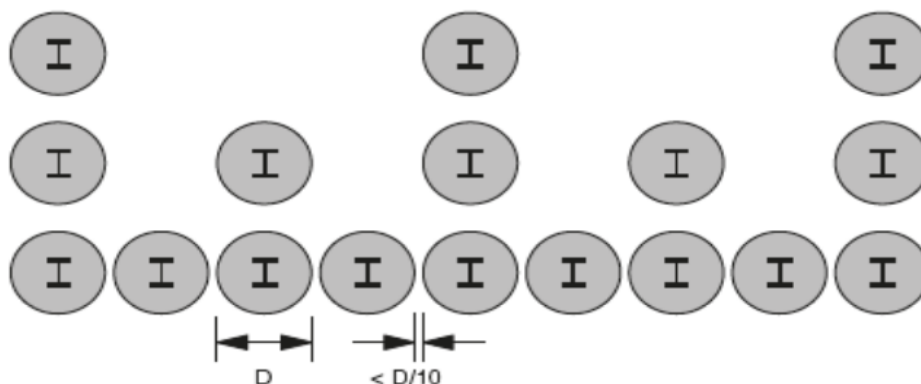


Figure 4-26: Vue en plan du processus d'exécution d'une rangée de pieux jointifs

4.9.2 Modélisation et ferrailage des deux rideaux de pieux

Pour étudier les efforts et leur répartition sur les pieux de soutènement afin de les ferrailer, nous avons opté pour la méthode numérique en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2014, en suivant les règles du BAEL.

Le modèle de calcul adopté est le suivant :

- En tête de pieux, rotation empêchée déplacement autorisé ;
- En pied encastré.

Les résultats sont exposés en annexe de ce mémoire.

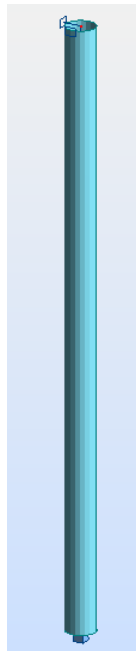


Figure 4-27:Modélisation de pieux avec robot

4.9.3 Ferrailage des pieux

4.9.3.1 Ferrailage longitudinal

Les armatures longitudinales sont conçues pour résister aux charges de traction qui peuvent survenir en raison de la flexion ou des forces de cisaillement.

Le diamètre des armatures longitudinales, qui doit être au moins égal à 12 mm, peut atteindre 32 mm et exceptionnellement 40 mm .

Les armatures longitudinales sont réparties le plus souvent uniformément sur la périphérie du pieux. Leur nombre doit être au moins égal à six (6).

- **Cas d'une seule rangée de pieux :**

$A_s = 114.2 \text{ cm}^2$ on prend $A_s = 122.72 \text{ cm}^2$

25T25 Avec un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$

- **Cas de deux rangées de pieux :**

$A_s = 252 \text{ cm}^2$ on prend $A_s = 257.36 \text{ cm}^2$

32T32 Avec un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$

4.9.3.2 Schéma de ferrailage longitudinal

$D = 120 \text{ cm}$

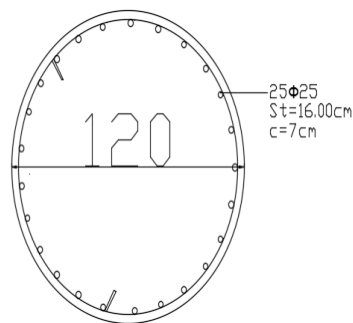


Figure 4-28: Schéma de ferrailage longitudinal d'une rangée de pieux

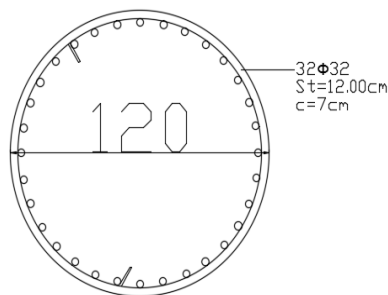


Figure 4-29: Schéma de ferrailage longitudinal de deux rangées de pieux

4.9.3.3 Ferrailage transversal

Le rôle des armatures transversales est de maintenir les armatures longitudinales en s'opposant au flambement du béton armé, de résister à l'effort tranchant et de s'opposer à l'ouverture des fissures longitudinales qui pourraient apparaître dans le béton. En fait, les armatures transversales constituent une couture de compression dont l'action éventuelle augmente la sécurité.

On opte pour :

- Des cerces de T16 $St = 8 \text{ cm}$ en zone de renforcement
- Des cerces de T14 $St = 15 \text{ cm}$ en zone courante

4.9.3.4 Schéma de ferrailage transversal (coupe en élévation

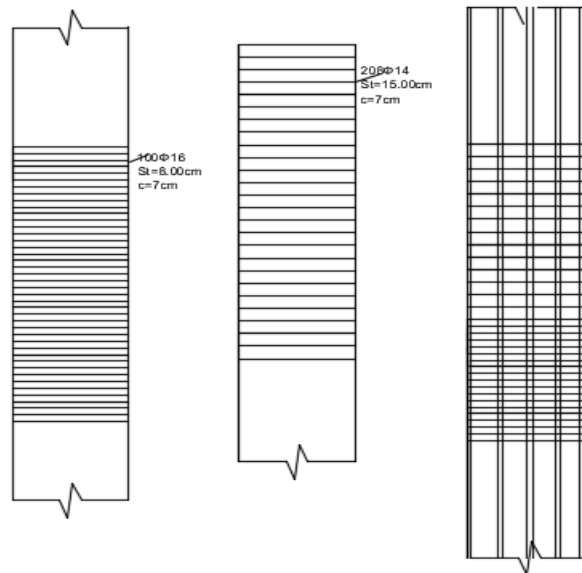


Figure 4-30:Schéma de ferrailage transversal d'une rangée de pieux

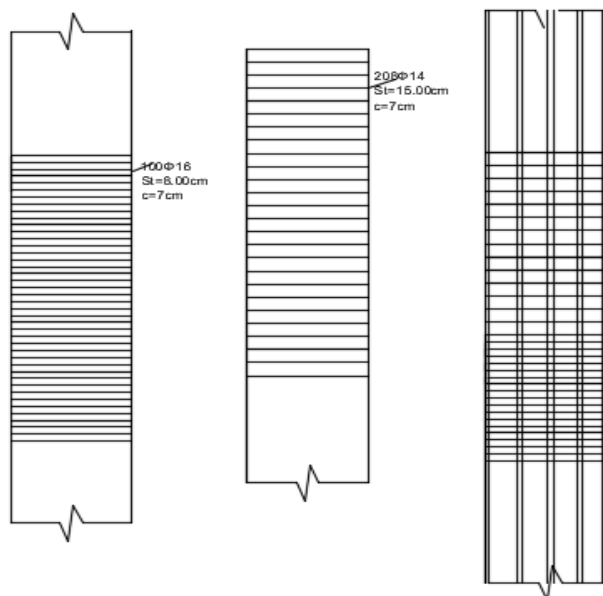


Figure 4-31:Schéma de ferrailage transversal de deux rangées de pieux

4.10 Synthèse

Pour l'estimation du ferrailage nous avons calculé le moment et l'effort tranchant au niveau d'un pieux par le logiciel Robot en considérant qu'il est encastré en pied (déplacement et rotation nulle), par contre en tête on a considéré la rotation nulle et le déplacement horizontal est autorisé (les pieux sont liés par une poutre de couronnement), ce qui est recommandé dans le cas d'un pieux soumis à une charge horizontale.

L'étude et la conception des pieux de soutènement nécessitent l'utilisation de logiciels de calcul spécialisés pour garantir leur efficacité et leur sécurité. Ces logiciels permettent de modéliser les pieux en tenant compte des forces appliquées, des conditions géotechniques du sol, et des interactions sol-structure.

4.11 Conclusion

Dans le cadre de la surveillance du glissement il est recommandé de surveiller la stabilité du confortement par des témoins topographiques ou autres. Dans le cas où on remarque des mouvements, un renforcement des murs par des tirants d'ancrage sera indispensable.

Conclusion générale

L'objectif de ce mémoire était de mieux comprendre l'étude du phénomène du glissement de terrain.

Dans la première partie intitulée : « Recherche bibliographique », nous avons exposé les notions théoriques essentielles relatives aux mouvements de terrains en se basant sur le processus d'une étude d'un glissement de terrain et les différentes techniques de confortement.

Dans la deuxième partie intitulée : « Présentation du glissement de terrain », nous avons présenté un diagnostic du glissement survenu du PK17+100 au PK 17+450 au niveau de la pénétrante de Tizi-Ouzou y compris le constat visuel du phénomène qui a souligné la nécessité cruciale d'une étude globale de la stabilité de la zone.

Dans la troisième partie intitulée : « Investigation géotechnique et analyse du glissement de terrain », nous avons constaté à partir de l'interprétation des résultats des essais géotechnique, la présence d'une surface de rupture circulaire profonde qui se situe à une profondeur maximale de 31 m localisée dans la couche des Schistes et mica-schistes altérés. Une coupe du cercle de glissement a été dessinée d'après l'exploitation des inclinomètres qui sont sur l'axe transversal du talus. Pour compléter les investigations géotechniques, une modélisation du profil plus défavorable a été faite à l'aide du logiciel GEO5. Cette analyse a globalement confirmé la position de la surface de rupture évaluée par les inclinomètres. Nous avons comparé les résultats obtenus par le calcul numérique et le calcul manuel du coefficient de sécurité. Ce qui a conduit à un écart entre ces deux valeurs attribuables à la précision du logiciel et au nombre de tranches considérées dans le calcul. Ces résultats vont permettre de proposer un système de confortement pour la stabilisation générale du talus et par conséquent la protection de la pénétrante.

La quatrième et dernière partie intitulée : « Propositions et étude de confortement », nous avons fait une étude comparative entre les trois solutions proposées pour conforter le talus et nous avons choisi la solution la plus favorable, à partir du coefficient de sécurité, l'estimation du coût et l'analyse multicritère. Pour clôturer cette partie nous avons mené une vérification de la solution choisie.

En conclusion, ce mémoire nous a permis d'approfondir et de compléter nos connaissances relatives au domaine géotechnique et particulièrement à la stabilité des terrains.

Références bibliographiques

- **Site :**

1. <https://www.georisques.gouv.fr/consulter-les-dossiers-thematiques/mouvements-de-terrain#:~:text=Ils%20regroupent%20principalement%20les%20affaissements,%C3%A9boulements%20et%20les%20coul%C3%A9es%20boueuses>
2. <https://www.normandie.developpement-durable.gouv.fr/les-eboulements-et-chutes-de-blocs-a4660.html>
3. <https://hal.science/ce1-01795697>
4. <https://num.univ-msila.dz/DWE/public/attachements/2020/09/24/mem-assilapdf-62gf7xuw1600947390.pdf>
11. <https://www.ecologie.gouv.fr/mouvements-terrain>

- **Livre et guide :**

5. GILLES Sève et PIERRE Pouget « Stabilisation des glissements de terrain (guide technique) LCPC (Février 1998) »
6. FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE Manuel professionnel de géotechnique du BTP Bertrand HuBert, Bruno PHILIPPONNAT, olivier Payant & Moulay ZerHouni
7. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG' 2006 Lyon (France) ; METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE ET TECHNIQUES DE STABILISATION DES PENTES; Mohamed KHEMISSA
8. R.M. FAURE, L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes, Centre d'Etude des Tunnels, 69500 BRON, France
9. Stabilité des pentes; glissements en terrain meuble; rédigé par Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE.
10. Prévention et stabilisation des glissements de terrain Conception, mise en œuvre et maintenance des dispositifs Guide technique LCPC décembre 2010.
12. Règles Parasismiques Applicables aux Ouvrages d'Art dans 2008.

Annexes

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

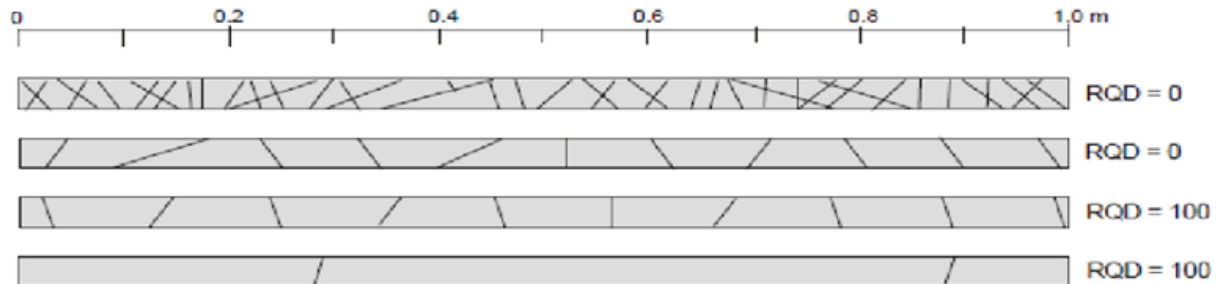


Figure 2: RQD values for various joint densities along drill cores (Deere, 1989).

Figure 1: classification Rock Quality Designation

Catégorie	Désignation	Exemples	σ_c (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 dolitès, 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 marnes, poudingues, craie	20 à 6
R5a	Roche de très faible résistance et sols cohérents consolidés	Marnes sableuses ou argileuses, sables marnes, 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)

Figure 2 : Classification des résistances des roches selon l'AFTES

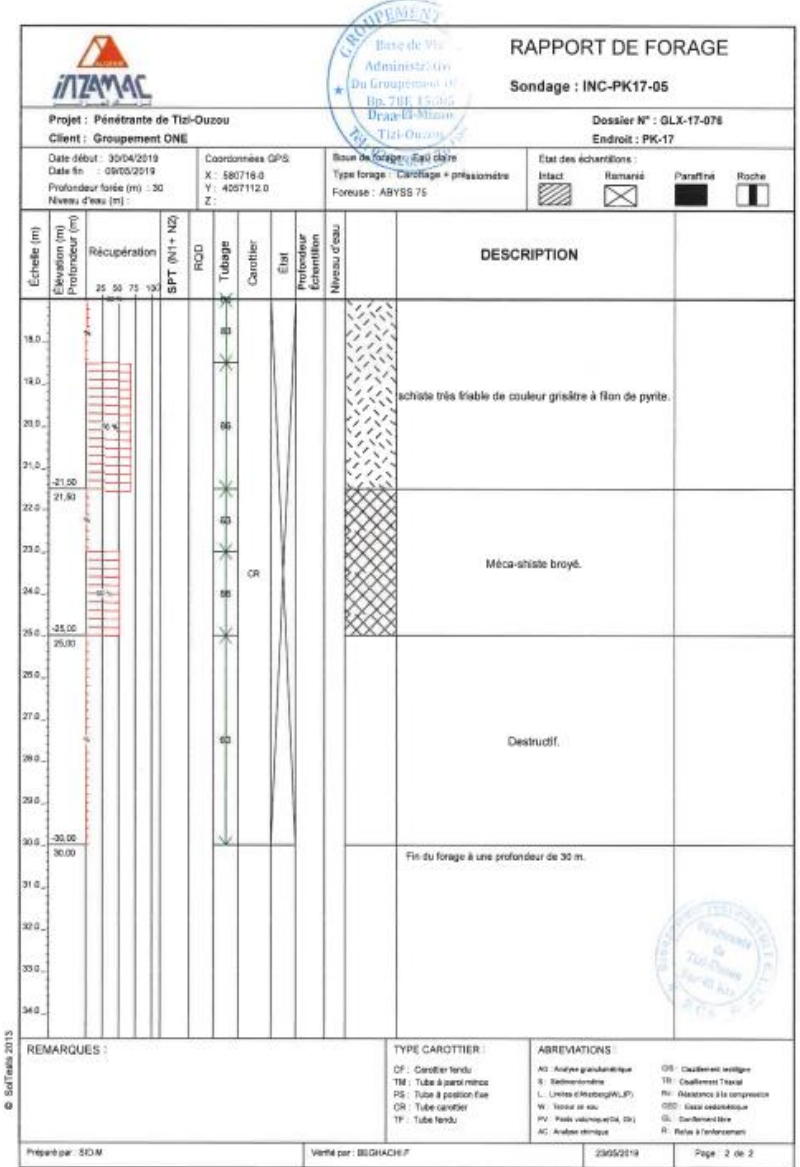
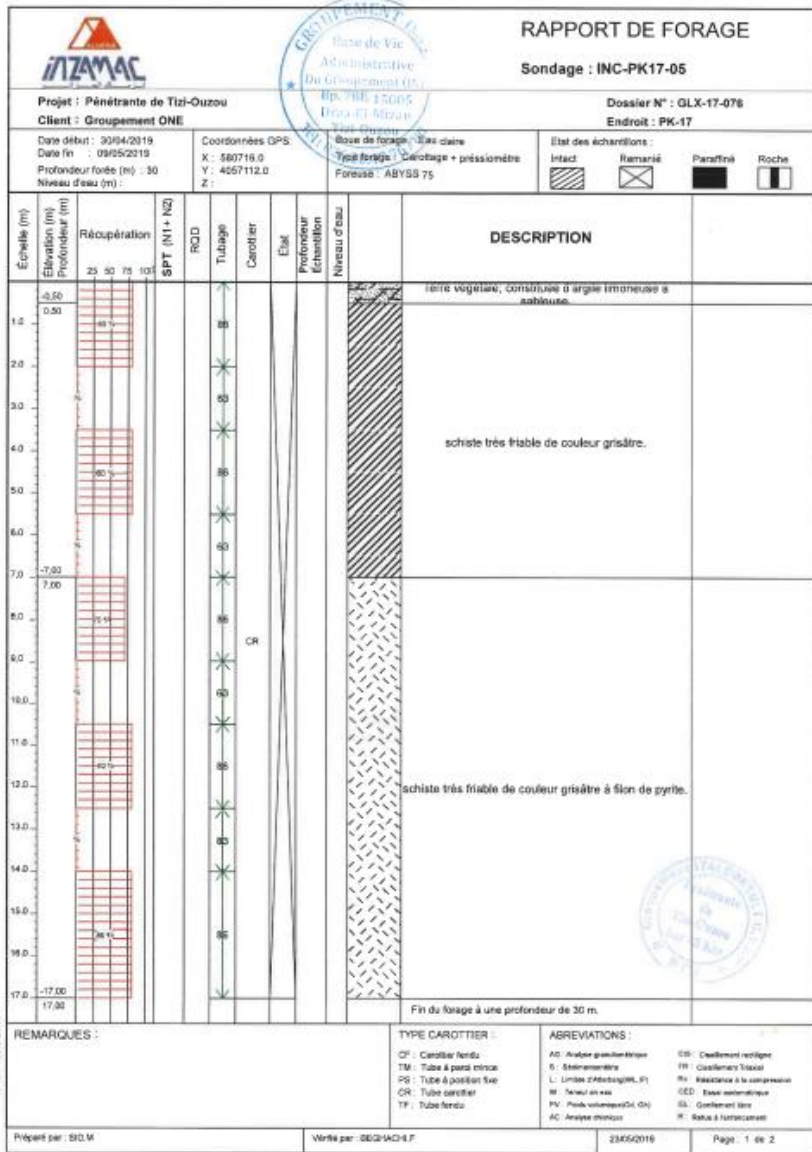
Caté- gorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥200 - < 400
S₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

Figure 3 : Classification du site par RPOA 2008 selon les résultats des essais in situ.

Tableau 1 : Corrélation entre le nombre de coups SPT et l'état du sol

N	Etat du sol
10 à 30	Peu compact
30 à 50	Moyennement compact
>50	très compact

Sondage : INC PK17-05





Sondage INC PK17-05 d'une profondeur
0m a 8m



Sondage INC PK17-05 d'une profondeur
8m a 16m



Sondage INC PK17-05 d'une profondeur
16m a 25m



RAPPORT DE SONDAGE

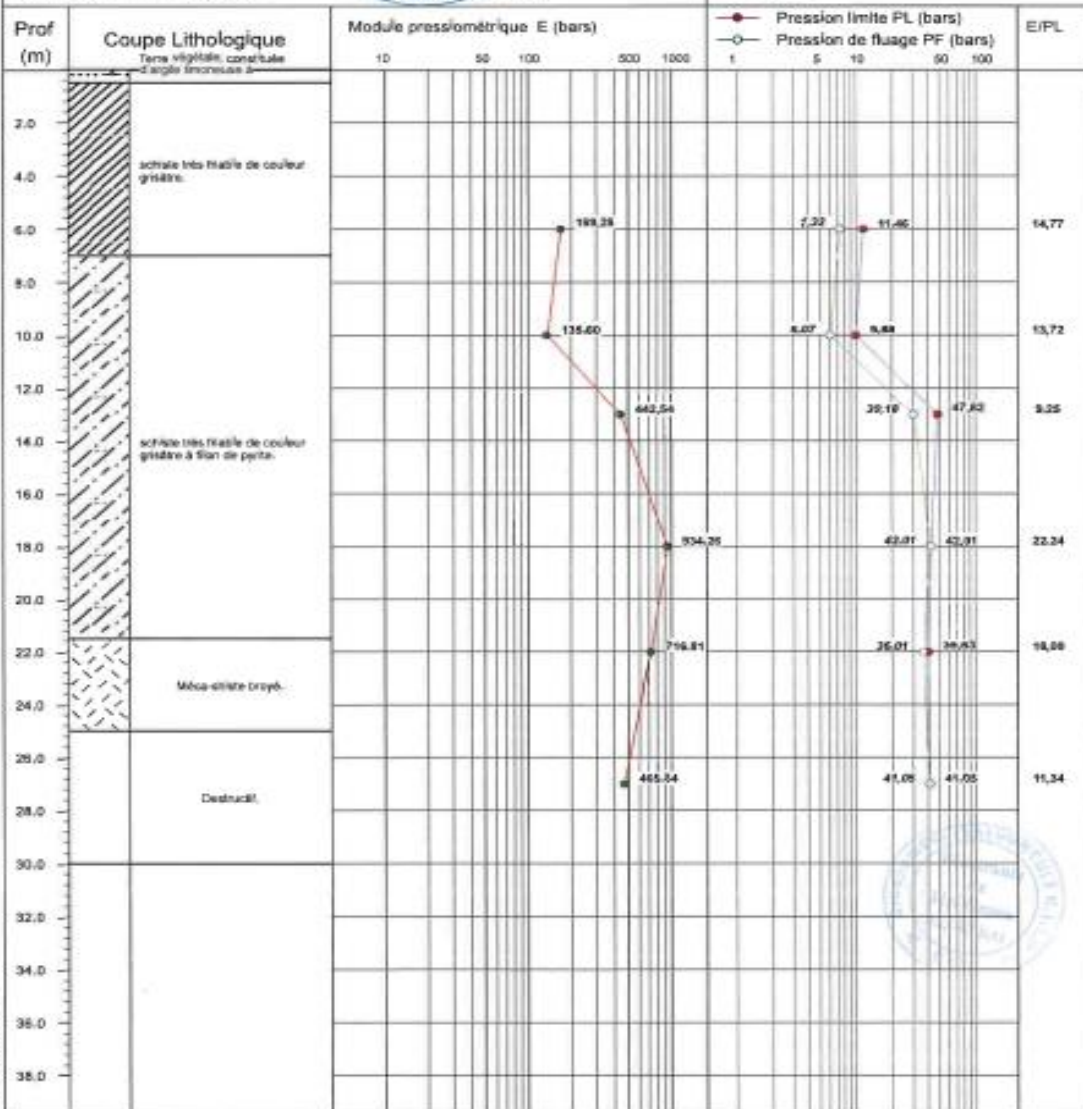
Essai Pressiométrique Menard

NF P 94-110-1

Projet : Pénitente de Tizi-Ouzou
N° Dossier : GLX-17-078
Lieu : PK-17+900
Client : Groupement ONE
Sondage N° : INC-PK17-05

Date essai : 13/02/2019
Profondeur nappe / TN (m) :
Coordonnées GPS :
X : 580716 Z :
Y : 4057112

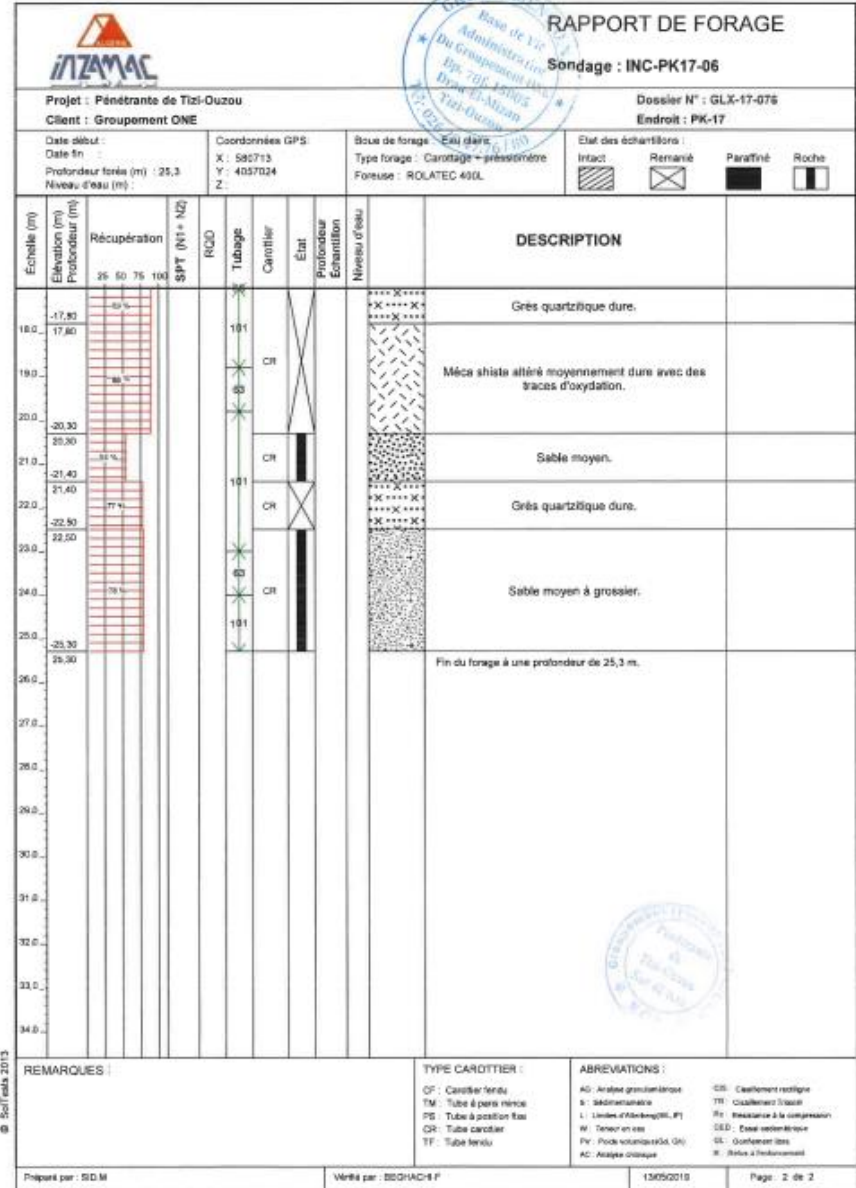
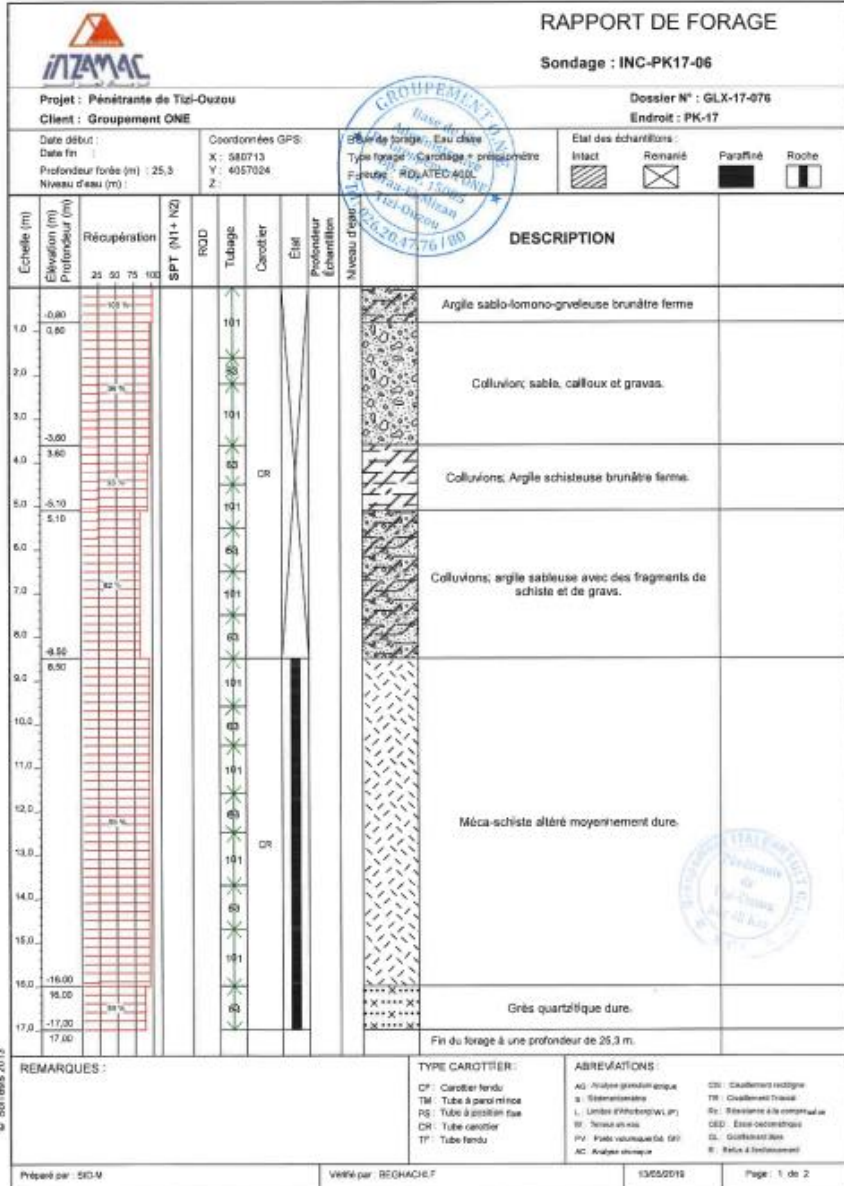
station



© Softecs 2013

Remarque :

Sondage : INC PK17-06





Client : Groupement ONE

Projet : EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage : INC-PK17-06

Caisse n° : 01/06
Profondeur : 0,00 à 3,60 m



Client : Groupement ONE

Projet : EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage : INC-PK17-06

Caisse n° : 02/06
Profondeur : 3,60 à 8,80 m



Client : Groupement ONE

Projet : EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage : INC-PK17-06

Caisse n° : 03/06
Profondeur : 8,80 à 12,50 m



Client : Groupement ONE

Projet : EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage : INC-PK17-06

Caisse n° : 04/06
Profondeur : 12,50 à 17,00 m



Client : Groupement ONE

Projet : EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage : INC-PK17-06

Caisse n° : 05/06
Profondeur : 17,00 à 20,60 m



Client : Groupement ONE

Projet : EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage : INC-PK17-06

Caisse n° : 06/06
Profondeur : 20,60 à 25,30 m



RAPPORT DE SONDAGE

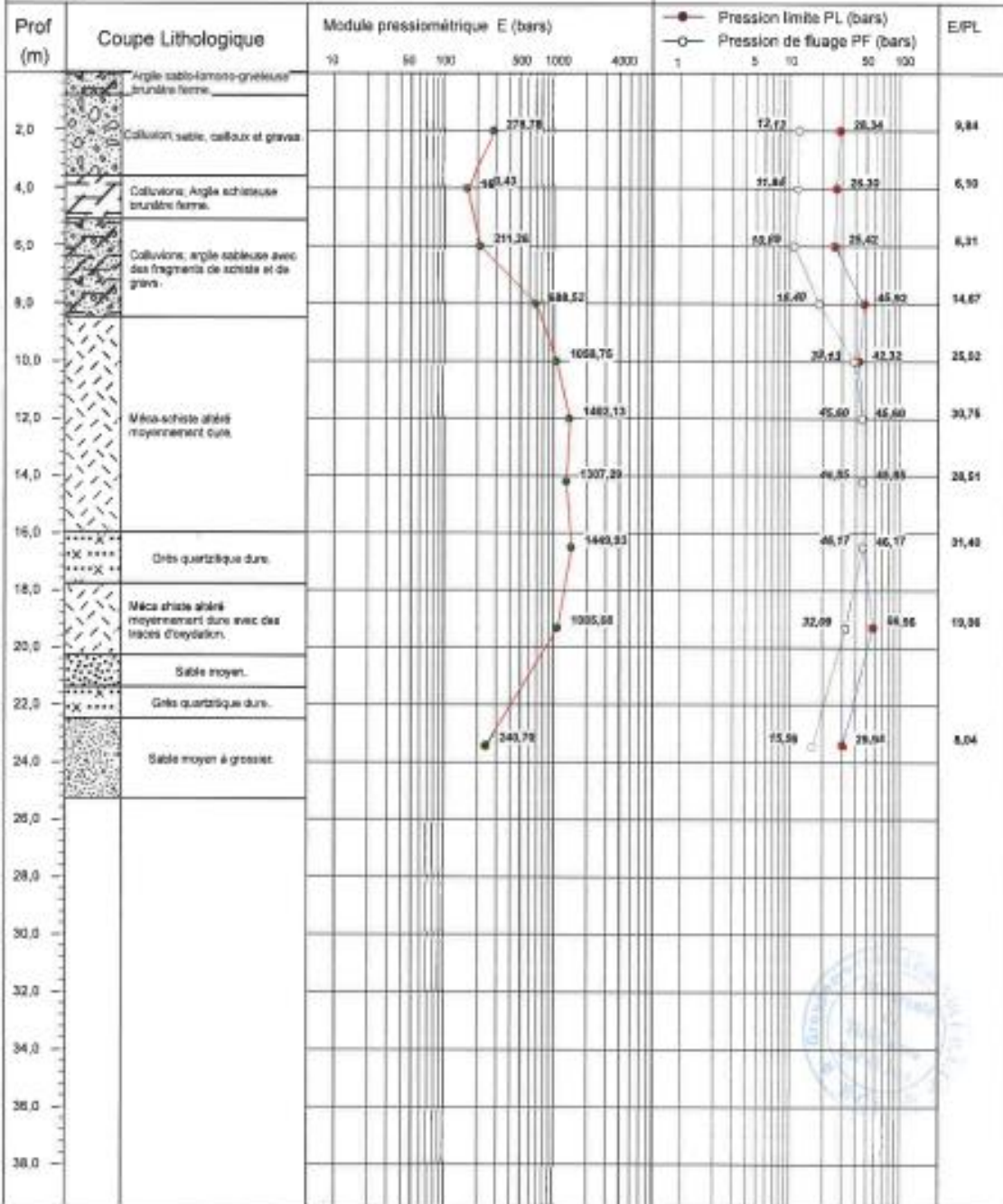
Essai Pressiométrique Menard

NF P 94-110-1

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
 N°Dossier : GLX-17-076
 Lieu : PK-17+000
 Client : Groupement DNE
 Sondage N°: INC 06- PK 17

Appareil: APPAGEO

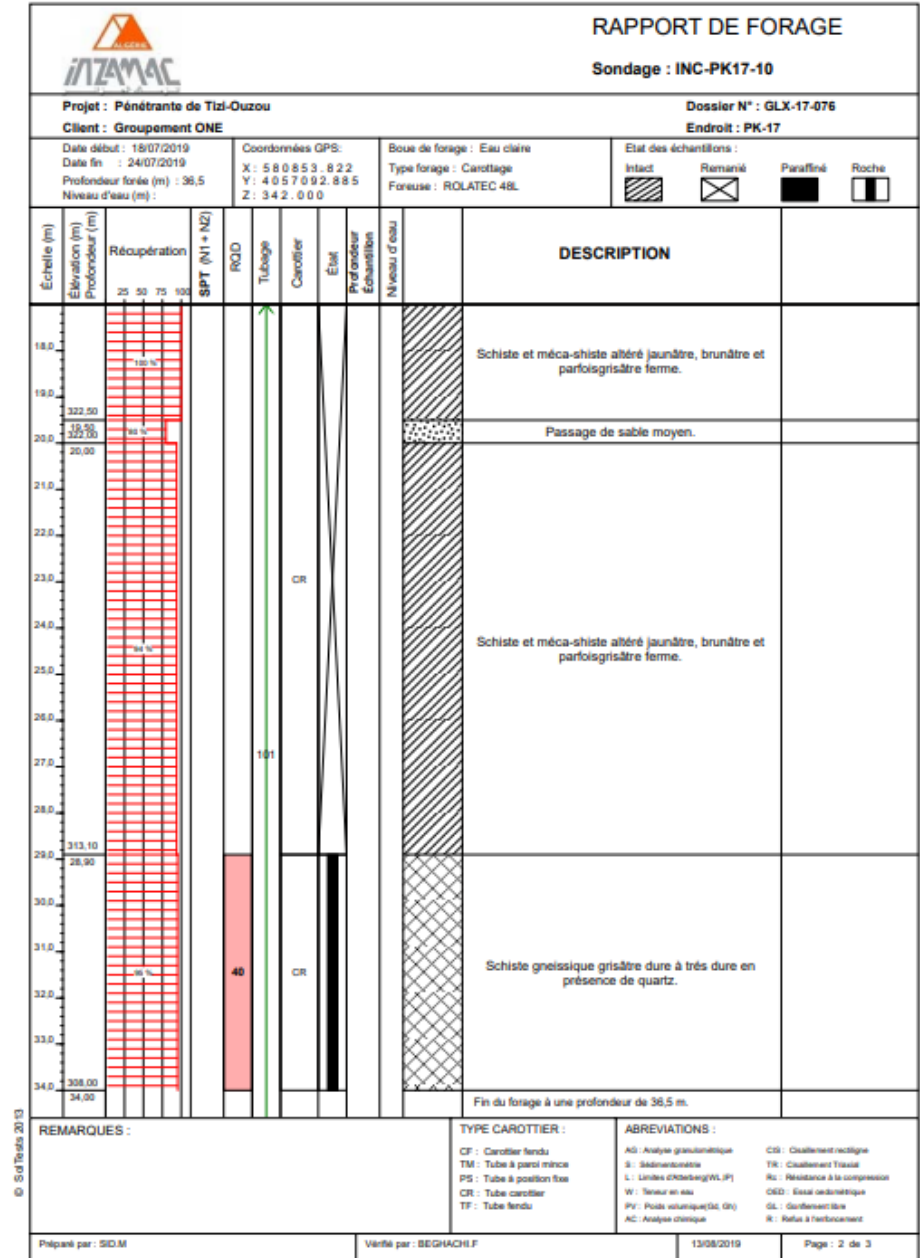
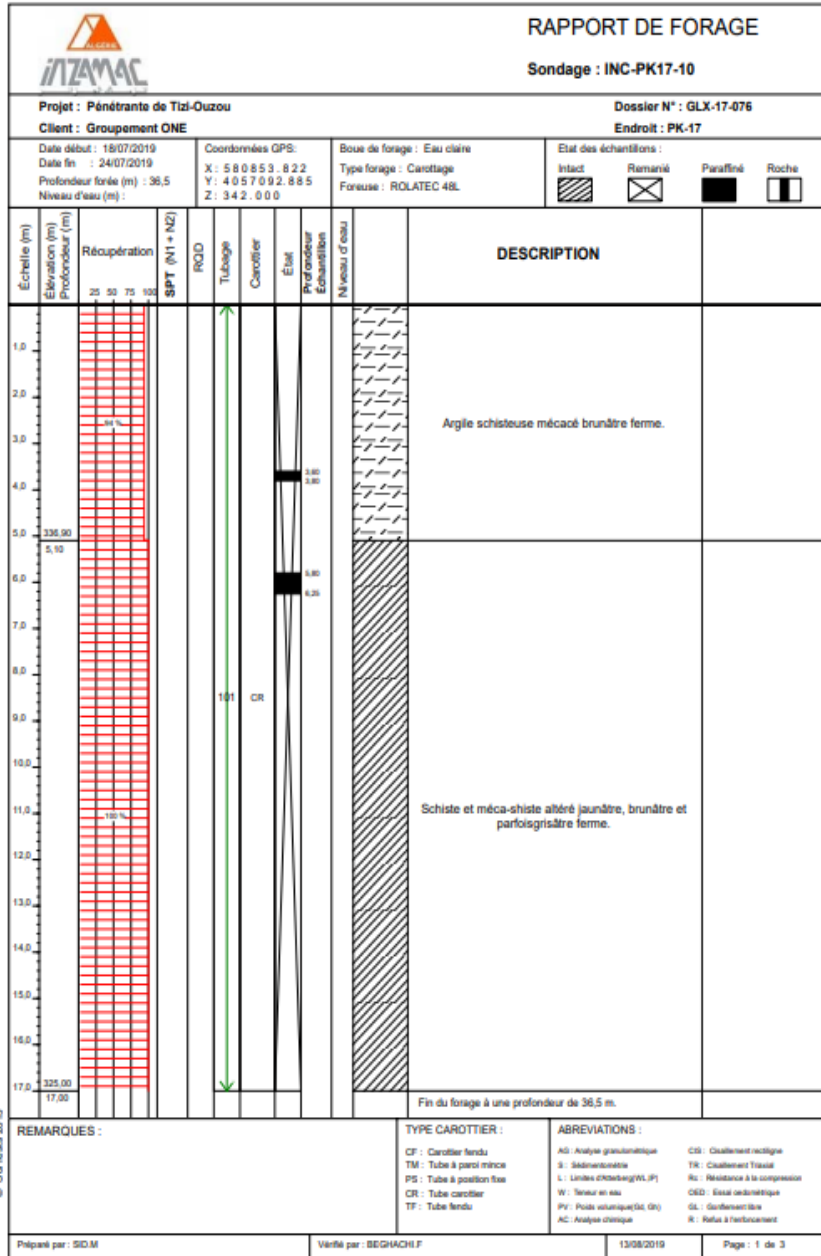
Date essai :
 Profondeur nappe / TN (m) :
 Coordonnées GPS :
 X : 580713 Z :
 Y : 4057024



© SofTTests 2013

Remarque:

Sondage : INC PK17-10





RAPPORT DE FORAGE

Sondage : INC-PK17-10

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Dossier N° : GLX-17-076

Cliant : Groupement ONE

Endroit : PK-17

Date début : 18/07/2019
Date fin : 24/07/2019
Profondeur forée (m) : 36,5
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 580853.822
Y : 4057092.885
Z : 342.000

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC 48L

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche

Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1+N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur	Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
35,0	305,50	36,50	100%		40		CR					Schiste gneissique grisâtre dure à très dure en présence de quartz.
37,0												Fin du forage à une profondeur de 36,5 m.
38,0												
39,0												
40,0												
41,0												
42,0												
43,0												
44,0												
45,0												
46,0												
47,0												
48,0												
49,0												
50,0												
51,0												

REMARQUES :

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 : Sédiments
L : Limites d'Atterberg (WL, PL)
W : Teneur en eau
PY : Poids volumique (Sk, G)
AC : Analyse chimique
CS : Cuisson rectiligne
TR : Cuisson Triaxial
R_c : Résistance à la compression
CED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : SIDM

Véifié par : BEGHACH F

13/08/2019

Page : 3 de 3









Projet : Pénétrante TIZI-OUZOU

Dossier : GLT-14-015

Sondage: SC-FG-13

Sondage : SC-FG-13

Projet : REALISATION DE LA PENETRANTE RELIANT TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DE DJEBAHIA SUR 48 KM
 Endroit : PK18 Client : GROUPEMENT ONE

Date début : 02/03/2017
 Date fin : 03/07/2017
 Profondeur forée (m) : 38
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X : 581016
 Y : 4057073
 Z : 222222

Boue de forage : Eau claire
 Type forage : sondage carotter
 Foreuse : TP50

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
2.5	309.00	100%									Schiste gneissique marron brunâtre micacé altéré pyritisé a noté la présence des traces d'oxydation	
5.0	3.00	100%		25							Schiste gneissique plus ou moins altéré micacé marron grisâtre ferrugineux riche en veinules de quartz blanc a noté la présence des traces d'oxydation	
10.0	301.30			25							Gneiss gris blanchâtre dur ferrugineux riche en veinules de quartz blanc a noté la présence des filons de quartz d'ordre décimétrique	
12.5	10.70											
15.0												
17.5												
20.0												
22.5												
25.0		98%										
27.5												
30.0												
32.5												
35.0												
37.5	274.00											
40.0	38.00										Fin du forage à une profondeur de 38 m.	
42.5												

REMARQUES : 6RQGDJH DUURWp jP VXLWH j XQ SUREOqPH GHIRUDJH

TYPE CAROTTIER :

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

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
 S : Sedimentométrie
 L : Limites d'Atterberg(WL, IP)
 W : Teneur en eau
 PV : Poids volumique(Gs, Gv)
 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 : ZEMMOUR.LT

Vérifié par :

04/07/2017

Page : 1 de 1



Caisse
1/7



Caisse
2/7



Caisse
3/7



Caisse
4/7



Caisse
5/7



Caisse
6/7



Caisse

7/7



Tableau des échantillons paraffinés:

Numéro de caisse à carotte	Numéro de l'échantillon	Côte des échantillons (m)	
		De	A
03	EP01	12.60	12.80
04	EP02	19.00	19.30



Sondage: SCP-PK17

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
 Client : Groupement ONE

Dossier N°:GLX-17-076
 Endroit : PK-17+000

Date début:13/02/2019
 Date fin:14/02/2019
 Profondeur forée(m):18,5
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
 X:580878,9
 Y:4057078,5
 Z:335,169

Boue de forage :Eau Clair
 Type forage :Carottage
 Foreuse :ROLATECRL-400

Etat des échantillons :



Échelle (m)	Élévation Profondeur(m)	Récupération	SPT(N1+N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
1,5		255075100			101					Argile limoneuse, plus au moins sableuse, noirâtre à brunâtre.
3,0		97%			63					
4,5					101					Argile graveleuse(débris de gneiss);brunâtre.
6,0	328,90 6,10				63					
7,5		96%			101					Gneiss et passage schistes altérés et désagrégés.
9,0					63					
10,5	324,10 10,90				101					Fin du forage à une profondeur de 18,5 m.
12,0		92%			63					
13,5					101					
15,0					63					
16,5					101					
18,0	316,50 18,50				63					
19,5										
21,0										
22,5										
24,0										
25,5										



REMARQUES:	TYPE CAROTTIER:	ABREVIATIONS:
	CF: Carottier fendu TM: Tube à paroi mince Tube à position fixe CR : Tube carottier TF: Tube fendu	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



Client: Groupement ONE

Projet : EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage: SCP-PK-17
Caisse n° : 01/06
Profondeur: 0,00m à 3,00m



Client : Groupement ONE

Projet: EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage: SCP-PK-17
Caisse n° : 02/06
Profondeur: 3,00m à 6,10m



Client : Groupement ONE

Projet: EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage: SCP-PK-17
Caisse n° : 03/06
Profondeur: 6,10m à 9,00m



Client : Groupement ONE

Projet: EXECUTION DES TRAVAUX DE LA PENETRANTE DE TIZI-OUZOU

Sondage: SCP-PK-17
Caisse n° : 04/06
Profondeur: 9,00m à 13,40m





Client: Groupement ONE

Projet : EXECUTION DES
TRAVAUX DELA PENETRANTE
DE TIZI-OUZOU

Sondage: SCP-PK-17
Caisse n° : 05/06
Profondeur: 13,40m à 16,60m



Client : Groupement ONE

Projet: EXECUTION DES
TRAVAUX DELA PENETRANTE DE
TIZI-OUZOU

Sondage : SCP-PK-17
Caisse n° : 06/06
Profondeur: 16,60m à 18,50m



Projet: Pénétrante de Tizi Ouzou

N°Dossier :GLX-17-076

Lieu :PK-17+000

Client: Groupement ONE

Sondage N°:SCP-PK 17

Appareil: APAGEO

Date essai:13/02/2019 au 14/02/2019

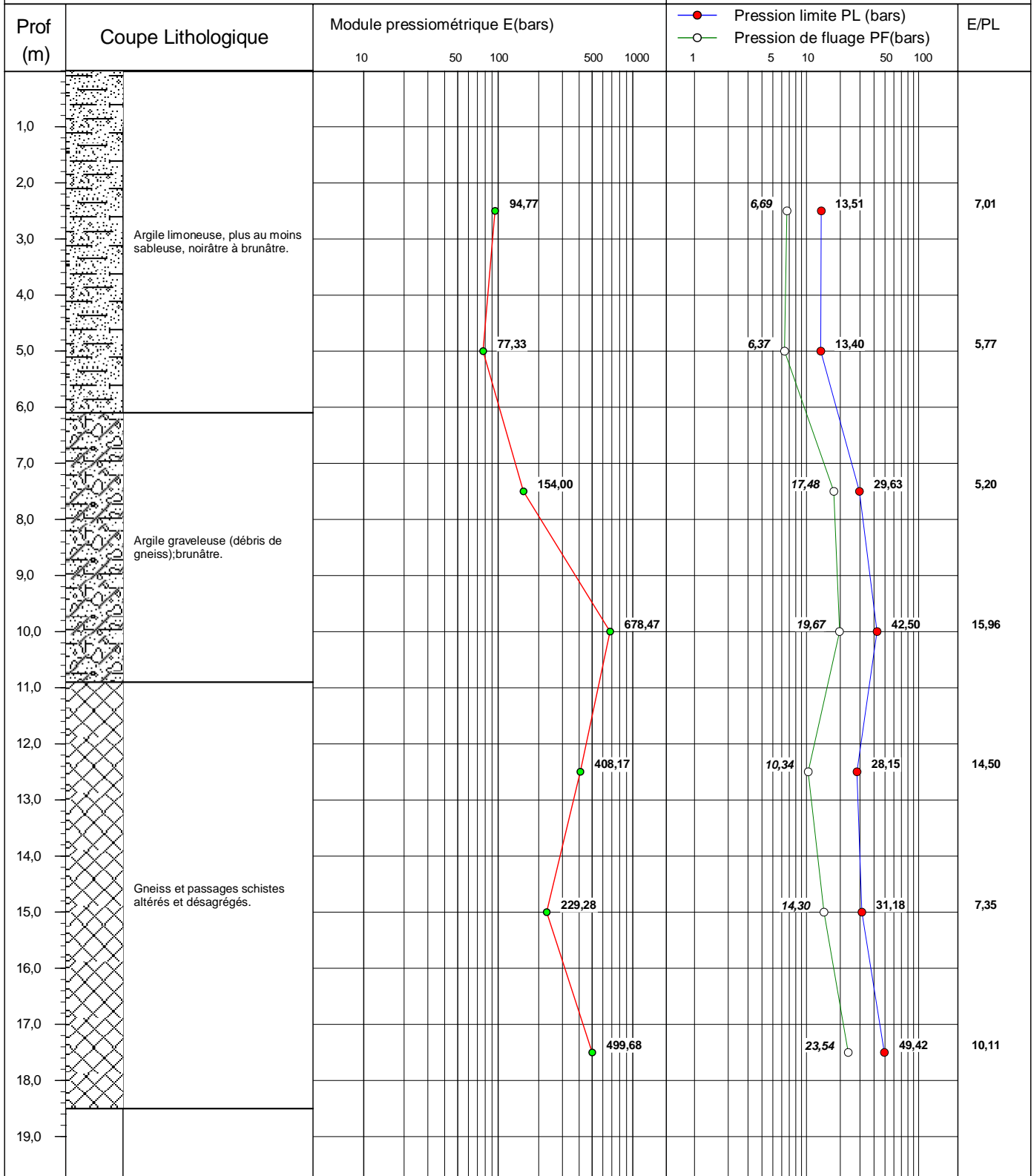
Profondeur nappe / TN(m) :

Coordonnées GPS :

X: 580878.9

Z: 335,169

Y:4057078.5



©SoilTests 2013

Remarque:

Client: Groupement ONE
Projet: Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit: PK-17+000

N°Projet: GLX-17-076
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-PK 17

Profondeur Essai : 2,5 m

Coordonnées GPS:

X : 580 878.9

Z : 335,169

:4 057 078.5

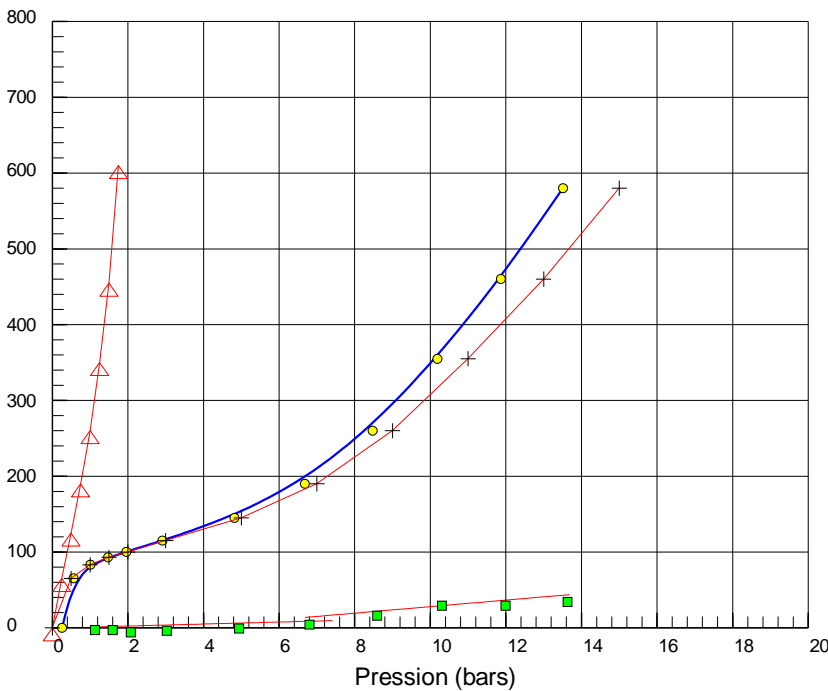
Date essai:13/02/2019

Volume de la sonde <Vs> (cm3):535

Hauteur CPV/ Terrain naturel(m):1,1

Profondeur nappe/TN(m): Y

Volume(cm3)



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E=94,77 bars

Pression limite: PL=13,51bars

Pression de fluage: Pf=6,69bars

- : Courbe d'étalonnage.
- : Courbe corrigée.
- : Courbe de fluage.
- : Courbe brute.

Pr.Brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. Corrigée (bars)
0,00	0	0	0,26
0,50	50	65	0,56
1,00	80	83	1,01
1,50	90	93	1,48
2,00	100	100	1,96
3,00	113	115	2,91
5,00	140	145	4,82
7,00	180	190	6,69
9,00	238	260	8,48
11,00	320	355	10,19
13,00	425	460	11,87
15,00	540	580	13,51

Remarque:

Préparé par:
R.RABIA

Date:

Approuvé par:
F.BEGHACHI

Date:

Client: Groupement ONE
 Projet: Pénétrante de Tizi-Ouzou
 Endroit: PK-17+000

N° Projet: GLX-17-076
 Réf. Client :
 N° rapport :

Sondage n° : SCP-PK 17

Profondeur Essai : 5 m

Coordonnées GPS:

X : 580 878.9

Z : 335,169

:4 057 078.5

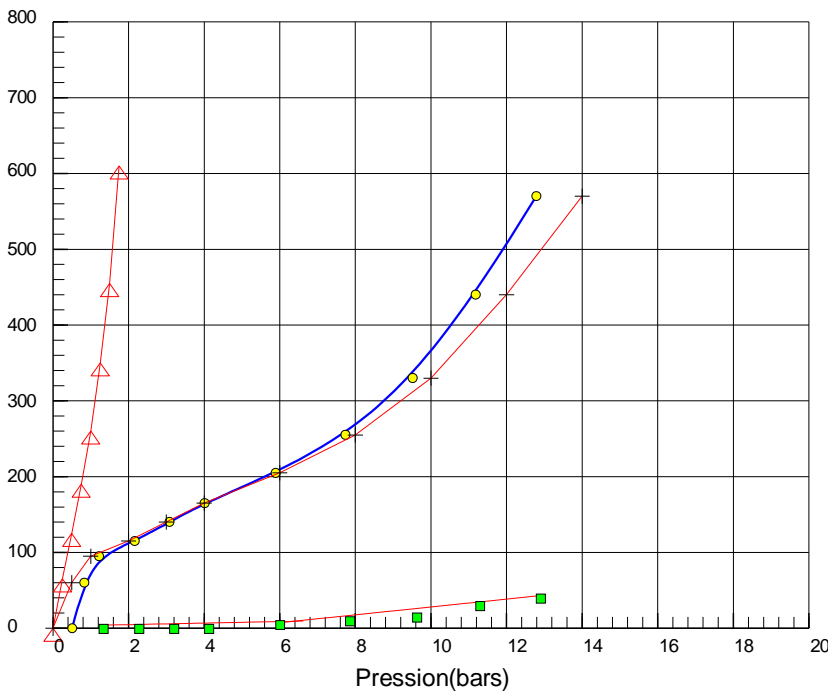
Date essai:13/02/2019

Volume de la sonde <Vs>(cm3):535

Hauteur CPV/Terrain naturel(m):1,1

Profondeur nappe/TN(m): Y

Volume(cm3)



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique: E=77,33 bars

Pression limite: PL=13,40bars

Pression de fluage: Pf=6,37bars

- △— : Courbe d'étalonnage.
- : Courbe corrigée.
- : Courbe de fluage.
- : Courbe brute.

Pr.brute (bars)	Volà30s (cm3)	Volà60s (cm3)	Pr.corrigée (bars)
0,00	0	0	0,51
0,50	50	60	0,83
1,00	90	95	1,22
2,00	110	115	2,16
3,00	135	140	3,09
4,00	160	165	4,01
6,00	195	205	5,89
8,00	240	255	7,74
10,00	310	330	9,51
12,00	405	440	11,18
14,00	525	570	12,79

Remarque:

Préparé par:
R.RABIA

Date:

Approuvé par:
F.BEGHACHI

Date:

Client: Groupement ONE
 Projet: Pénétrant de Tizi-Ouzou
 Endroit: PK-17+000

N° Projet: GLX-17-076
 Réf. Client :
 N° rapport :

Sondage n° : SCP-PK 17

Profondeur Essai : 7,5 m

Coordonnées GPS:

X : 580 878.9

Z : 335,169

: 4 057 078.5

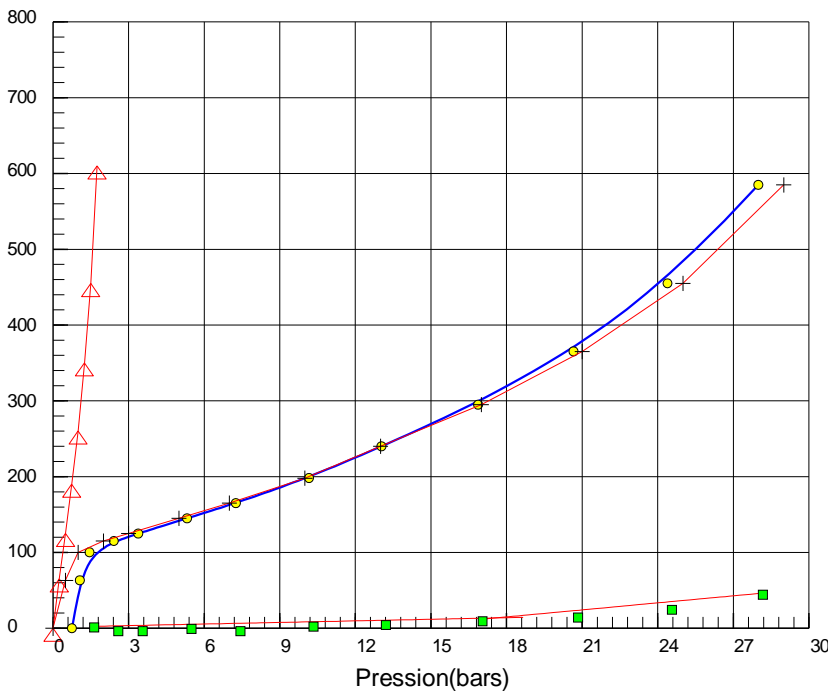
Date essai: 13/02/2019

Volume de la sonde <Vs> (cm³): 535

Hauteur CPV/Terrain naturel (m): 1,1

Profondeur nappe/TN (m): Y

Volume (cm³)



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : $E = 154,00$ bars

Pression limite: $PL = 29,63$ bars

Pression de fluage: $P_f = 17,48$ bars

- △— : Courbe d'étalonnage.
- : Courbe corrigée.
- : Courbe de fluage.
- : Courbe brute.

Pr. Brute (bars)	Vol à 30s (cm ³)	Vol à 60s (cm ³)	Pr. Corrigée (bars)
0,00	0	0	0,76
0,50	45	63	1,07
1,00	93	100	1,46
2,00	113	115	2,41
3,00	123	125	3,38
5,00	140	145	5,32
7,00	163	165	7,26
10,00	190	198	10,16
13,00	230	240	13,04
17,00	280	295	16,87
21,00	345	365	20,66
25,00	425	455	24,39
29,00	535	585	28,00

Remarque:

Préparé par:
R.RABIA

Date:

Approuvé par:
F.BEGHACHI

Date:

Client : Groupement ONE
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : PK-17+000

N°Projet: GLX-17-076
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-PK 17

Profondeur Essai : 10 m

Coordonnées GPS:

X : 580 878.9

Z : 335,169

:4 057 078.5

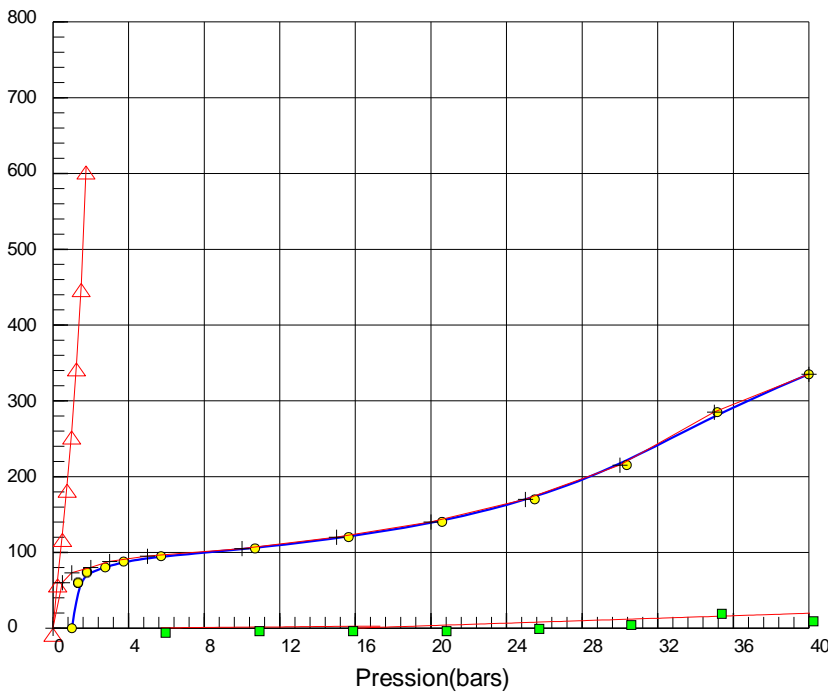
Date essai:13/02/2019

Volume de la sonde<Vs>(cm3):535

Hauteur CPV/Terrain naturel(m):1,1

Profondeur nappe/TN(m): Y

Volume(cm3)







Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique: E=678,47 bars

Pression limite: PL=42,50bars

Pression de fluage: Pf=19,67bars

-  : Courbe d'étalonnage.
-  : Courbe corrigée.
-  : Courbe de fluage.
-  : Courbe brute.

Pr.brute (bars)	Volà30s (cm3)	Volà60s (cm3)	Pr.corrigée (bars)
0,00	0	0	1,01
0,50	40	60	1,33
1,00	70	73	1,79
2,00	78	80	2,77
3,00	88	88	3,74
5,00	95	95	5,72
10,00	103	105	10,69
15,00	118	120	15,65
20,00	138	140	20,59
25,00	165	170	25,50
30,00	205	215	30,36
35,00	260	285	35,15
40,00	320	335	40,00

Remarque:

Préparé par:
R.RABIA

Date:

Approuvé par:
F.BEGHACHI

Date:

Client: Groupement ONE
Projet: Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit: PK-17+000

N°Projet: GLX-17-076
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-PK 17

Profondeur Essai:12,5m

Coordonnées GPS:

X : 580 878.9

Z : 335,169

:4 057 078.5

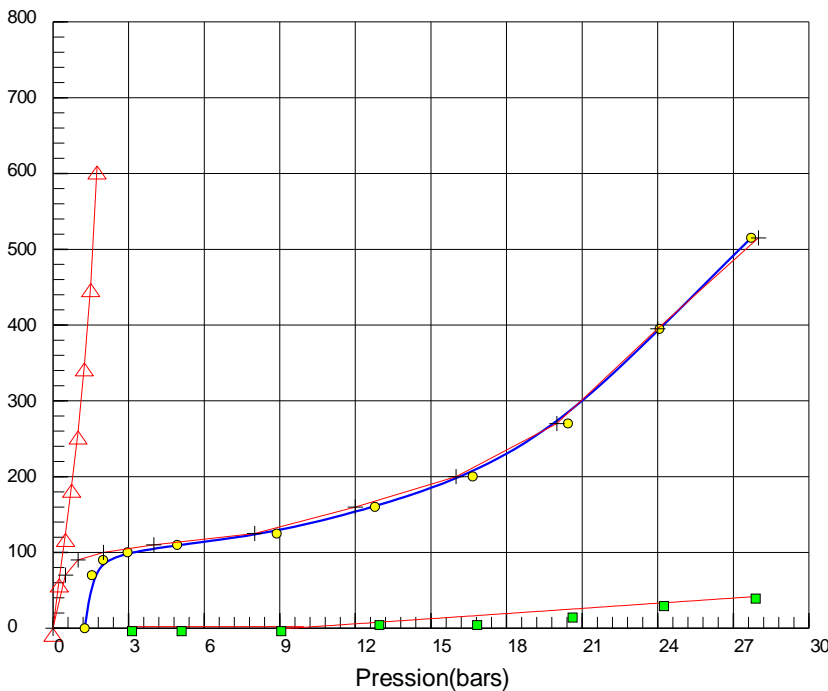
Date essai:14/02/2019

Volume de la sonde<Vs>(cm3):535

Hauteur CPV/Terrain naturel(m):1,1

Profondeur nappe/TN(m): Y

Volume(cm3)







Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E=408,17 bars

Pression limite: PL=28,15bars

Pression de fluage: Pf=10,34bars

-  : Courbe d'étalonnage.
-  : Courbe corrigée.
-  : Courbe de fluage.
-  : Courbe brute.

Pr.brute (bars)	Volà30s (cm3)	Volà60s (cm3)	Pr.corrigée (bars)
0,00	0	0	1,26
0,50	58	70	1,55
1,00	88	90	1,99
2,00	98	100	2,96
4,00	108	110	4,93
8,00	123	125	8,88
12,00	150	160	12,78
16,00	190	200	16,66
20,00	250	270	20,45
24,00	360	395	24,07
28,00	470	515	27,71

Remarque:

Préparé par:
R.RABIA

Date:

Approuvé par:
F.BEGHACHI

Date:

Client: Groupement ONE
Projet: Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit: PK-17+000

N°Projet : GLX-17-076
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SCP-PK 17

Profondeur Essai : 15 m

Coordonnées GPS:

X : 580 878.9

Z : 335,169

:4 057 078.5

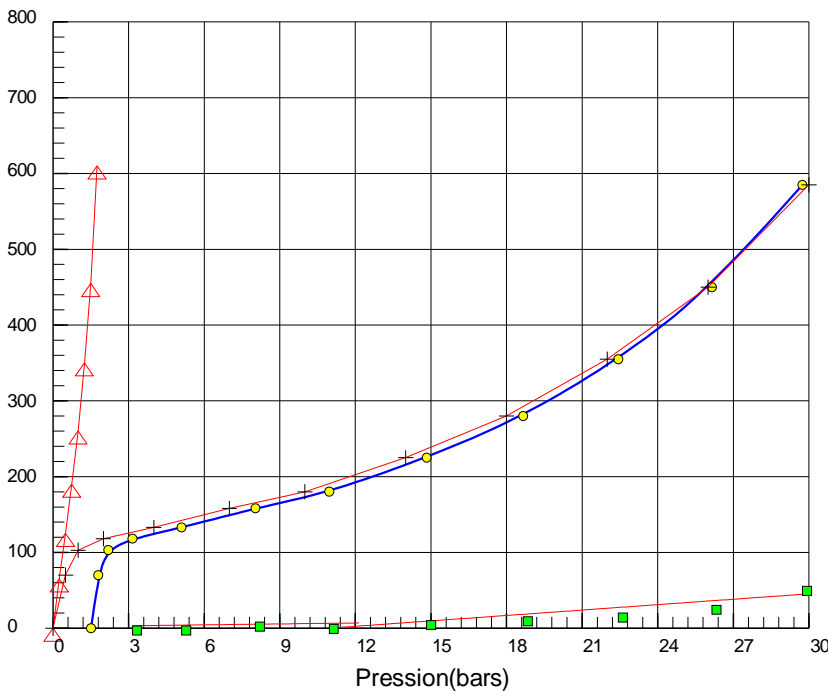
Date essai:14/02/2019

Volume de la sonde <Vs>(cm3):535

Hauteur CPV/Terrain naturel(m):1,1

Profondeur nappe /TN(m): Y

Volume (cm3)



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique: $E=229,28$ bars

Pression limite: $PL=31,18$ bars

Pression de fluage: $Pf=14,30$ bars

- △— : Courbe d'étalonnage.
- : Courbe corrigée.
- : Courbe de fluage.
- : Courbe brute.

Pr.brute (bars)	Volà30s (cm3)	Volà60s (cm3)	Pr.corrigée (bars)
0,00	0	0	1,51
0,50	55	70	1,80
1,00	98	103	2,20
2,00	115	118	3,15
4,00	130	133	5,11
7,00	150	158	8,03
10,00	175	180	10,97
14,00	215	225	14,83
18,00	265	280	18,67
22,00	335	355	22,44
26,00	420	450	26,15
30,00	530	585	29,75

Remarque:

Préparé par:
R.RABIA

Date:

Approuvé par:
F.BEGHACHI

Date:

INC-02-PK17
SCP-PK 17



SONDAGE : SC-79

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Sondage : SC-79

Client : Groupement ONE

Profondeur : 21,90- 22,40 m

Lieu :

Date Essai : 21/01/2017

N° Dossier : GLT-14-015

Température étuve : °C

Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant						
Poids total humide (g)						
Poids total sec (g)						
Poids de la tare (g)						
Poids d'eau						
Poids du sol sec (g)						
Teneur en eau (%)						
Weau (%)						

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)	688.6				
Poids total avec paraffine (g)	699				
Poids total dans l'eau (g)	434.2				
Volume brute (cm ³)	264,80				
Volume de la paraffine (cm ³)	11,82				
Volume net (cm ³)	252,98				
Masse volumique (g/cm ³)	2,72				
γ_h (g/cm ³)	2,72				
γ_d (g/cm ³)					
Sr (%)					

* Densité Paraffine = 0.88 g/cm³

* Densité de l'eau = 1 g/cm³

SARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Remarque :

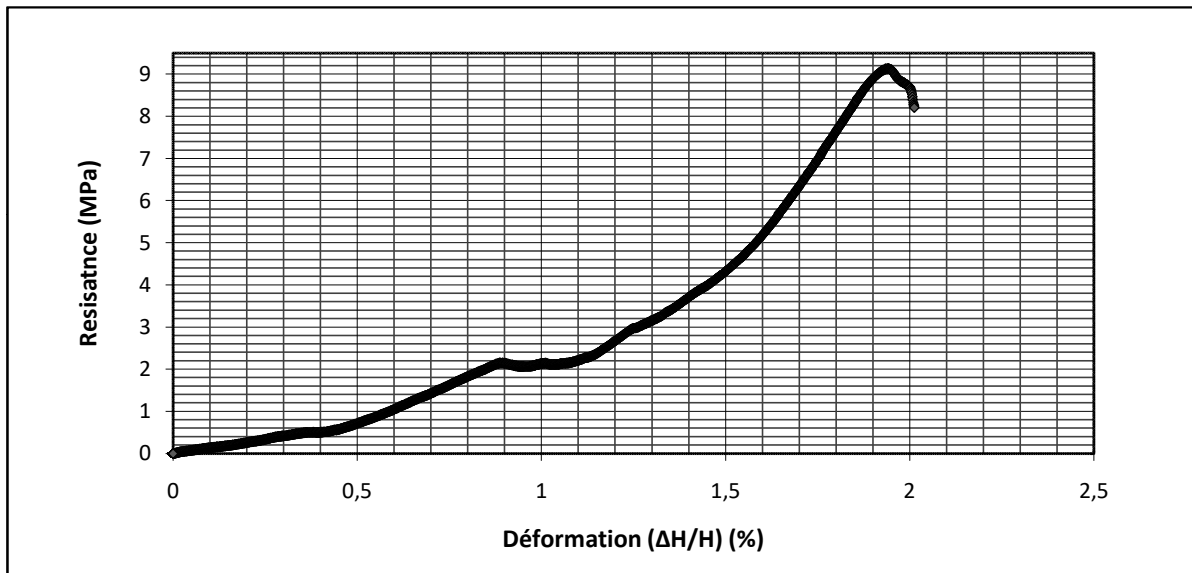
Chargé de l'essai : B.N

Responsable : ZEGGAGH SOFIANE

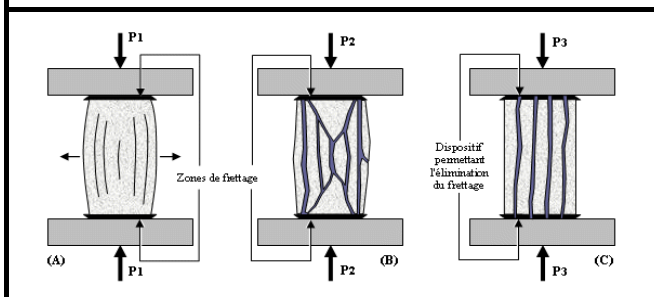
N° de sondage : SC-79	N° échantillon :	REFERENCE MATERIEL
Date de prélèvement : **	Profondeur : 21,90-22,40 m	Etuve : ET03
Client : Groupement ONE	Date de l'essai : 19/12/2016	Balance : BAL03
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	160,0	2,55	/	/	9,13
2								

COURBE D'ECRASEMENT DES EPROUVETTES



Types de ruptures



Observations :

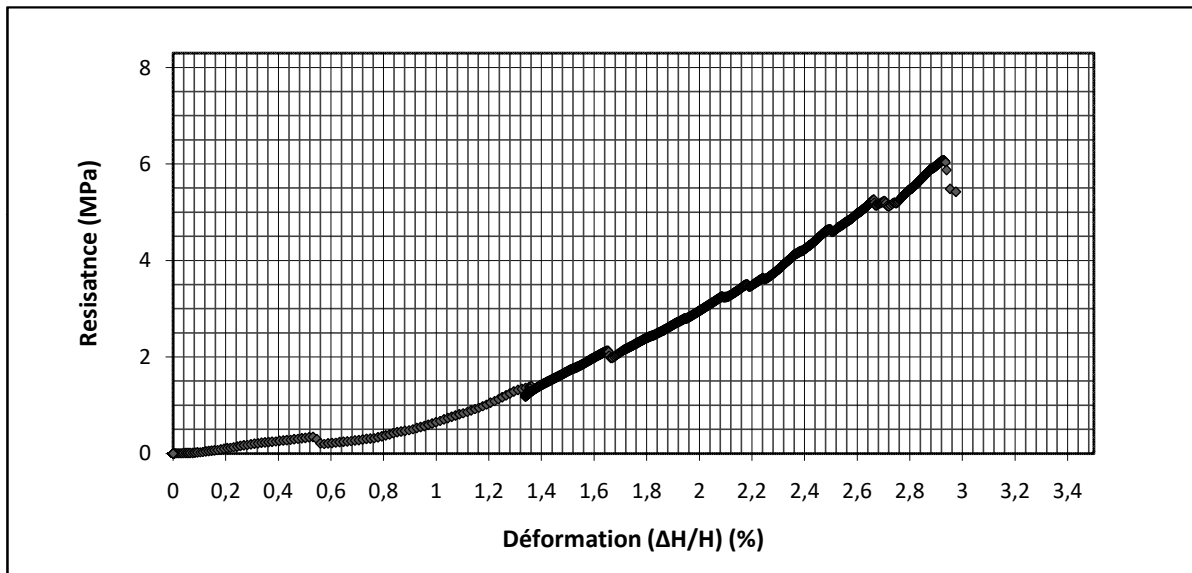
SARL INZAMAC ALGERIE
LE CHEF DE DEPARTEMENT
S.ZEGGAGH



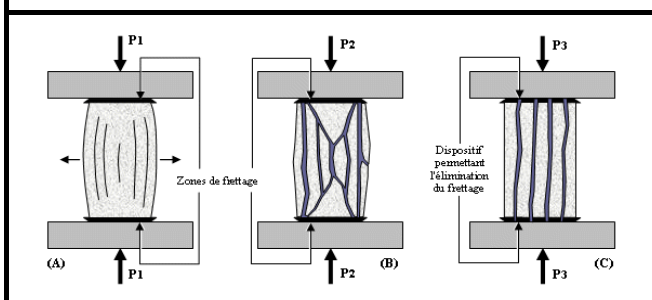
N° échantillon : SC-79	N° de sondage :	REFERENCE MATERIEL
Date de prélèvement : **	Profondeur : 25,60-25,80 m	Etuve : ET03
Client : Groupement ONE	Date de l'essai : 18/12/2016	Balance : BAL03
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	85,0	2,76	/	/	6,07
2								

COURBE D'ECRASEMENT DES EPROUVETTES



Types de ruptures



Observations :

LE CHEF DE DEPARTEMENT

S.ZEGGAGH



Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Sondage : SC-79

Client : Groupement ONE

Profondeur : 28,40- 28,60 m

Lieu :

Date Essai : 21/01/2017

N° Dossier : GLT-14-015

Température étuve : °C

Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant						
Poids total humide (g)						
Poids total sec (g)						
Poids de la tare (g)						
Poids d'eau						
Poids du sol sec (g)						
Teneur en eau (%)						
Weau (%)						

Détermination de la Masse Volumique des sols fins

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

N°Echant	1	2				
Poids total sans paraffine (g)	497	219.1				
Poids total avec paraffine (g)	508.5	223.8				
Poids total dans l'eau (g)	309.8	134.1				
Volume brute (cm ³)	198,70	89,70				
Volume de la paraffine (cm ³)	13,07	5,34				
Volume net (cm ³)	185,63	84,36				
Masse volumique (g/cm ³)	2,68	2,60				
γ_h (g/cm ³)	2,64					
γ_d (g/cm ³)						
Sr (%)						

* Densité Paraffine = 0.88 g/cm³

* Densité de l'eau = 1 g/cm³

SARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire

S. ZEGGAGH

Remarque :

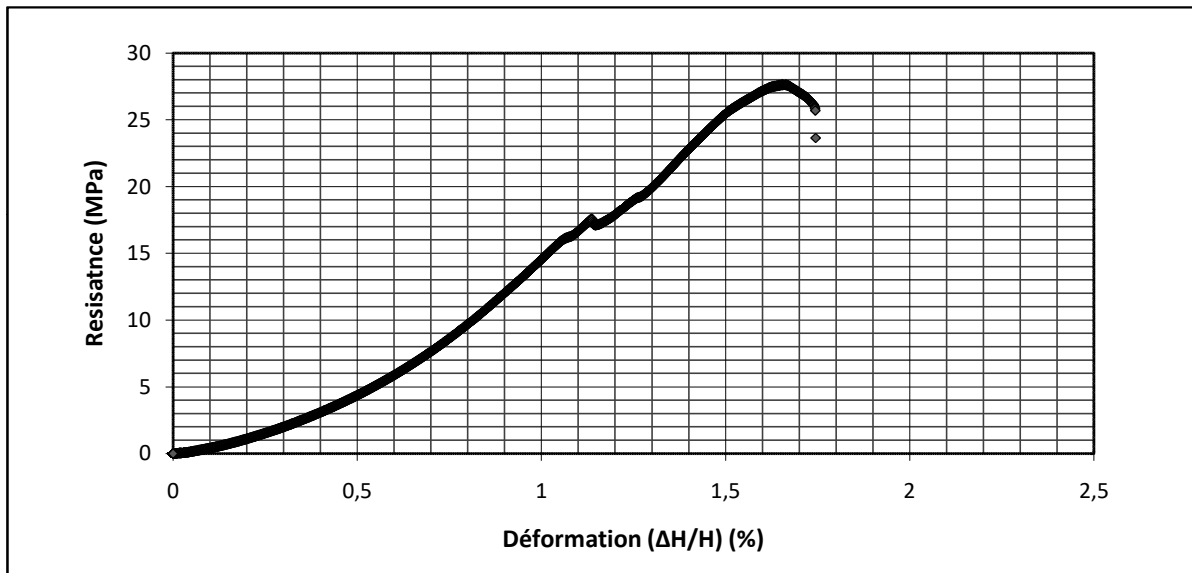
Chargé de l'essai : B.N

Responsable : ZEGGAGH SOFIANE

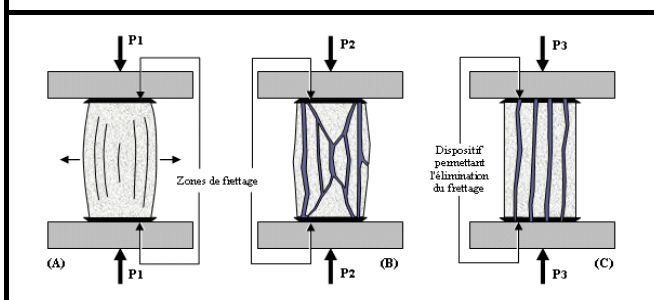
N° de sondage : SC-79	N° échantillon :	REFERENCE MATERIEL
Date de prélèvement : **	Profondeur : 28,40-28,60 m	Etuve : ET03
Client : Groupement ONE	Date de l'essai : 19/12/2016	Balance : BAL03
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	170,0	2,25	/	/	27,62
2								

COURBE D'ECRASEMENT DES EPROUVETTES



Types de ruptures



Observations :

SARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire

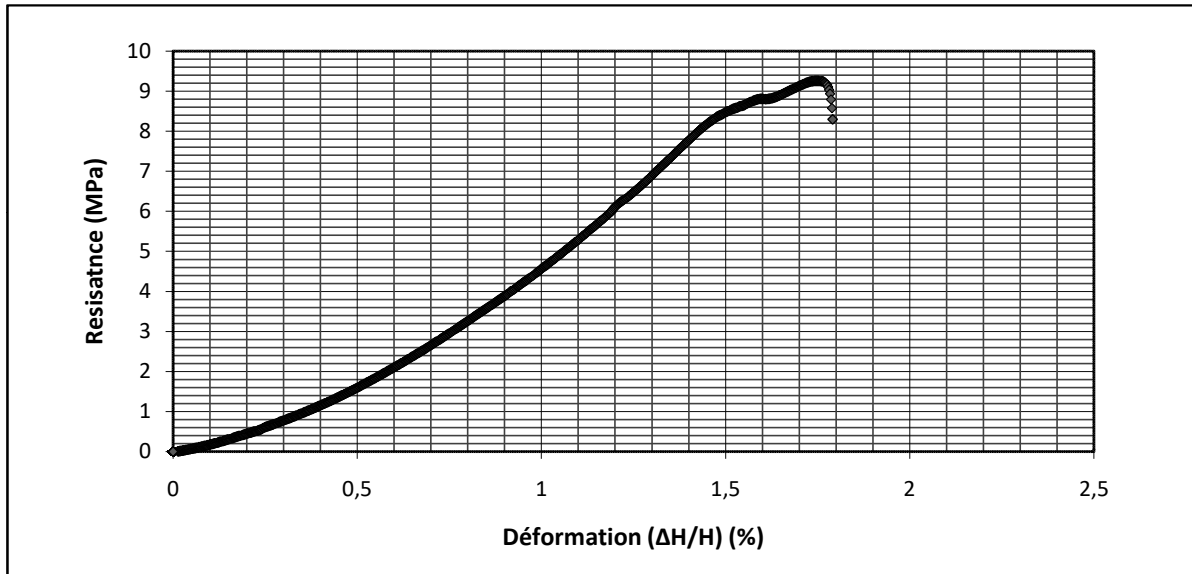
LE CHEF DE DEPARTEMENT

S.ZEGGAGH

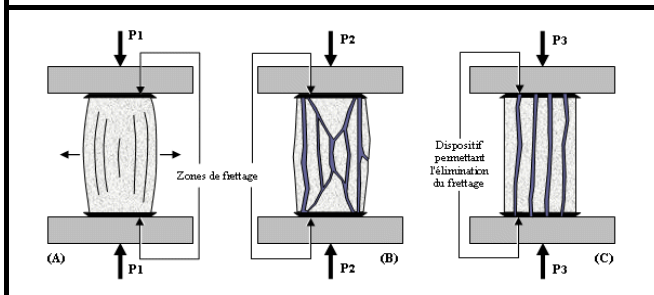
N° de sondage : SC-79	N° échantillon :	REFERENCE MATERIEL
Date de prélèvement : **	Profondeur : 31,60-32,00	Etuve : ET03
Client : Groupement ONE	Date de l'essai : 19/12/2016	Balance : BAL03
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	70,0	2,73	/	/	9,25
2								

COURBE D'ECRASEMENT DES EPROUVETTES



Types de ruptures



Observations :

SARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire

LE CHEF DE DEPARTEMENT
S.ZEGGAGH



Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Sondage : SC-79

Client : Groupement ONE

Profondeur : 37,00- 37,30 m

Lieu :

Date Essai : 21/01/2017

N° Dossier : GLT-14-015

Température étuve : °C

Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant						
Poids total humide (g)						
Poids total sec (g)						
Poids de la tare (g)						
Poids d'eau						
Poids du sol sec (g)						
Teneur en eau (%)						
Weau (%)						

Détermination de la Masse Volumique des sols fins

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

N°Echant	1	2				
Poids total sans paraffine (g)	1210.2	1512.2				
Poids total avec paraffine (g)	1299.5	1542.5				
Poids total dans l'eau (g)	790	947.3				
Volume brute (cm ³)	509,50	595,20				
Volume de la paraffine (cm ³)	101,48	34,43				
Volume net (cm ³)	408,02	560,77				
Masse volumique (g/cm ³)	2,97	2,70				
γ_h (g/cm ³)	2,84					
γ_d (g/cm ³)						
Sr (%)						

* Densité Paraffine = 0.88 g/cm³

* Densité de l'eau = 1 g/cm³

SARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH

Remarque :

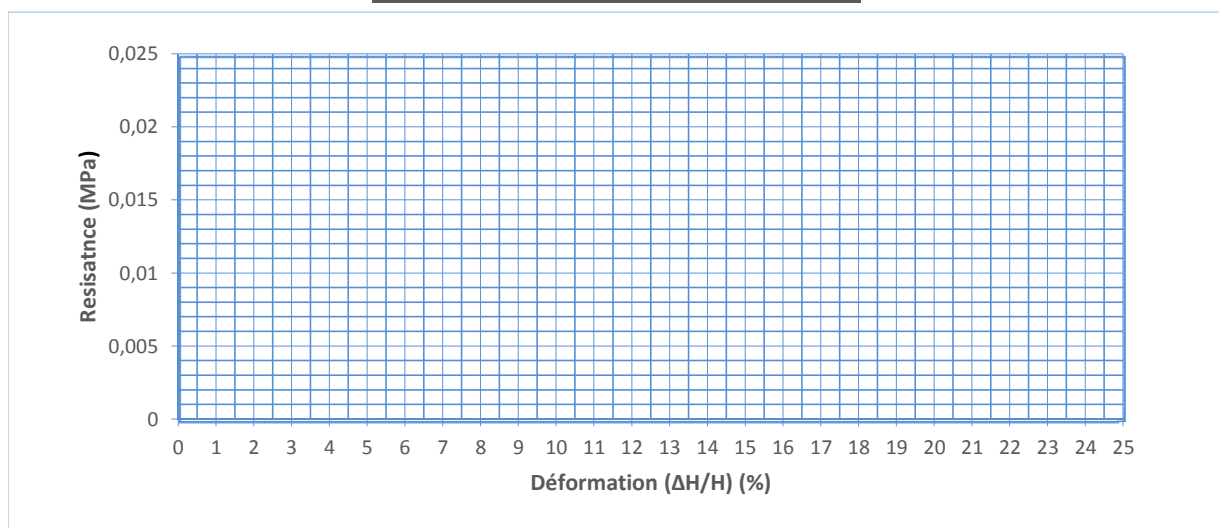
Chargé de l'essai : B.N

Responsable : ZEGGAGH SOFIANE

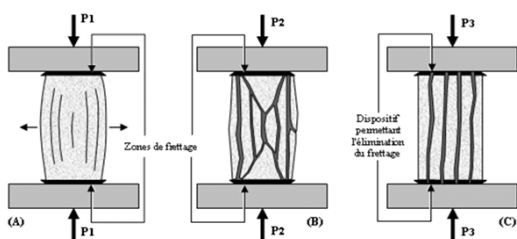
N° échantillon : **	N° de sondage : SC-79	REFERENCE MATERIEL
Date de prélèvement **	Profondeur : 37,00m-37,30 m	Etuve ET03
Client : Groupement ONE	Date de l'essai : 15/12/2016	Balance BAL03
Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou		

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse mm/min	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm³)	γ _d (g/cm³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	/	/	/	/	/	/
2								

COURBE D'ECRASEMENT DES EPROUVETTES



Types de ruptures



Observations :

Impossible

LE CHEF DE DEPARTEMENT
S.ZEGGAGH
S. ZEGGAGH

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou

Sondage : SC-79

Client : Groupement ONE

Profondeur : 38,50- 38,90 m

Lieu :

Date Essai : 15/01/2017

N° Dossier : GLT-14-015

Température étuve : °C

Nature Sol :

Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

Méthode par étuvage (NF P94-050)

N°Echant						
Poids total humide (g)						
Poids total sec (g)						
Poids de la tare (g)						
Poids d'eau						
Poids du sol sec (g)						
Teneur en eau (%)						
Weau (%)						

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)	989.1				
Poids total avec paraffine (g)	1018.7				
Poids total dans l'eau (g)	622				
Volume brute (cm ³)	396,70				
Volume de la paraffine (cm ³)	33,64				
Volume net (cm ³)	363,06				
Masse volumique (g/cm ³)	2,72				
γ_h (g/cm ³)	2,72				
γ_d (g/cm ³)					
Sr (%)					

* Densité Paraffine = 0.88 g/cm³

* Densité de l'eau = 1 g/cm³

Remarque :

SARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire

S. ZEGGAGH

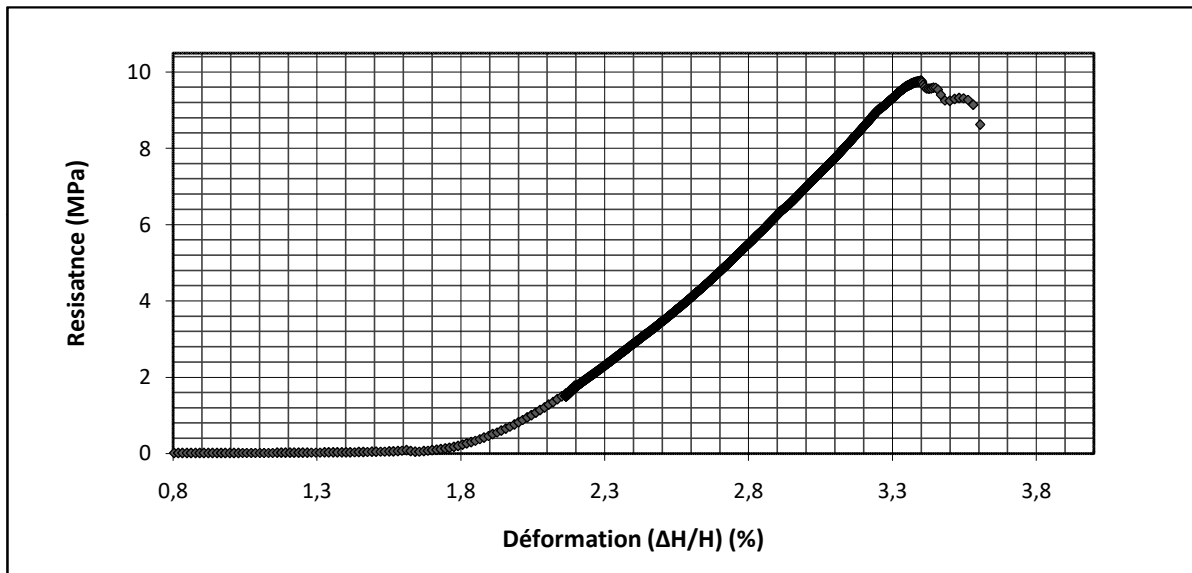
Chargé de l'essai : B.N

Responsable : ZEGGAGH SOFIANE

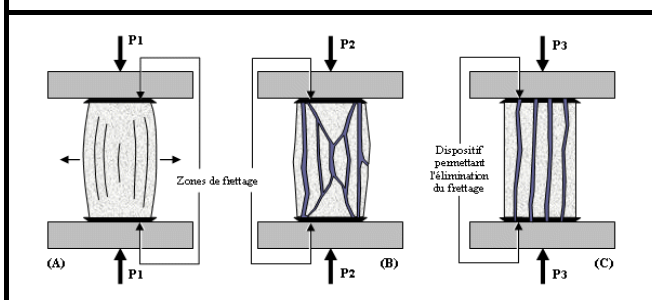
N° échantillon :	SC-79	N° de sondage :	REFERENCE MATERIEL
Date de prélèvement :	**	Profondeur :	38,50-38,90 m
Client :	Groupement ONE	Date de l'essai :	18/12/2016
Projet :		Pénétrante de Tizi-Ouzou	

N° Carotte	Type de rupture de la carotte	Vitesse KN/S	Diam. (mm)	Haut. (mm)	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	W (%)	RC (MPa)
1	B	1,6	78,0	84,0	2,74	/	/	9,78
2								

COURBE D'ECRASEMENT DES EPROUVETTES



Types de ruptures



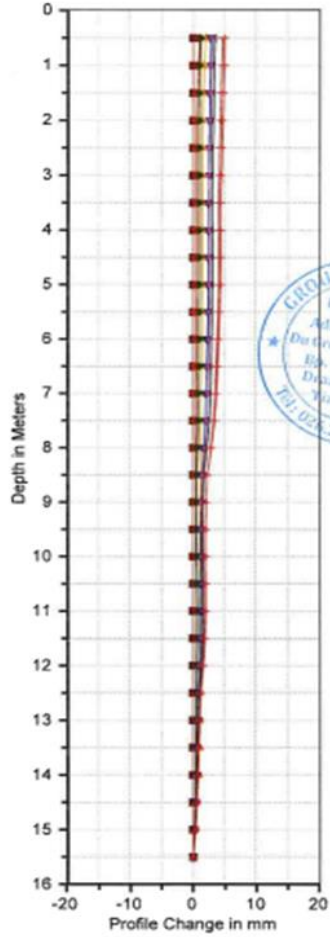
Observations :

SARL INZAMAC ALGERIE
Chef de Dept. Laboratoire
S. ZEGGAGH
LE CHEF DE DEPARTEMENT
S.ZEGGAGH

Les inclinomètres

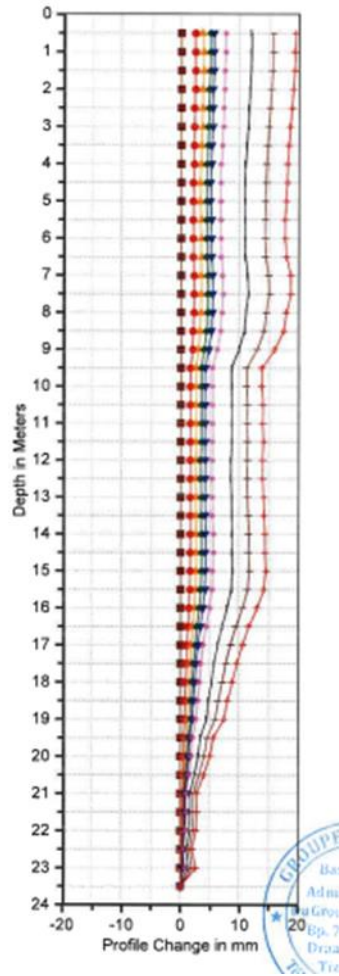
PK-17 INC-01-PK17 A

20/02/2019 25/02/2019 28/02/2019
 04/03/2019 11/03/2019 19/03/2019
 24/03/2019 27/03/2019 31/03/2019



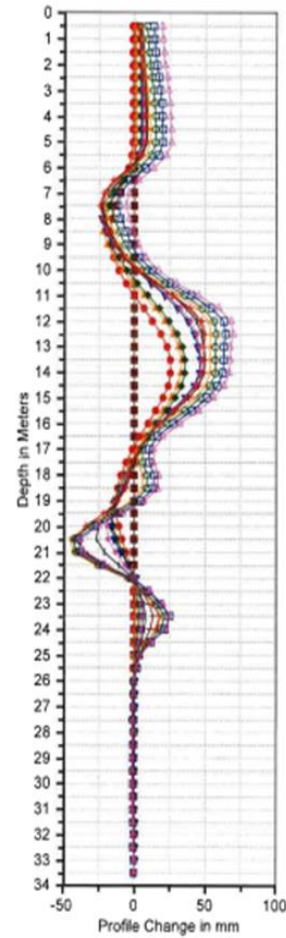
PK-17 INC-03-PK17 A

19/03/2019 24/03/2019 27/03/2019
 31/03/2019 04/04/2019 08/04/2019
 22/04/2019 07/05/2019 23/05/2019



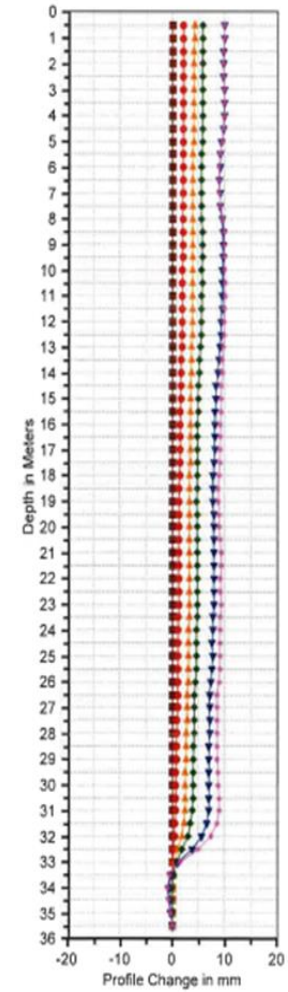
Pk17 INC-07-PK17 A

28/05/2019 03/06/2019 10/06/2019
 13/06/2019 20/06/2019 28/06/2019
 06/07/2019 23/07/2019 07/08/2019
 22/08/2019 27/08/2019 15/09/2019
 30/09/2019



Pk17 INC-PK17-09 A

04/08/2019 07/08/2019 14/08/2019
 22/08/2019 16/09/2019 30/09/2019



Proposition et étude de confortement

Note de calcul de la capacité portante des pieux

Project name:	Pile ID:	
1. Input data: geometry and reinforcement		
Pile diameter ϕ_{pile}	1200	mm
Number of bar rings	1	
ring 1, number of bars	25	
ring 1, diameter of bars	25	mm
ring 1, bar cover (to bar centroid)	70	mm
ring 2, number of bars		
ring 2, diameter of bars		
ring 2, bar cover (to bar centroid)		
ring 3, number of bars		
ring 3, diameter of bars		
ring 3, bar cover (to bar centroid)		
Helical reinforcement diameter	16	mm
Spacing	80	mm
2. Input data: materials		
Concrete f_{ck}	35	MPa
Partial factor for concrete γ_c	1.65	
Coefficient for long term effects α_{sl}	0.85	
Concrete f_{cd}	18.03	MPa
Steel f_{yk}	500	MPa
Partial factor for steel γ_s	1.15	
Steel f_{sd}	434.78	MPa
3a. Calculation: assessment of equivalent rectangular section		
Effective depth d	937.41	mm
Effective area A_w	947,889	mm ²
Effective breadth b_w	1,011.18	mm
Internal lever arm z	843.67	mm
3b. Calculation: evaluation of shear resistance		
Angle between compressed strut and beam axis θ	28.81	°
Cot θ	1.82	
Shear reinforcement area A_{sw}	402.12	mm ²
Shear resistance due to shear reinforcement $V_{Rd,s}$	3,351.79	kN
Reduced compression resistance of concrete f'_{cd}	9.30	MPa
Shear resistance due to concrete $V_{Rd,c}$	3,351.79	kN
Shear resistance V_{Rd}	3,351.79	kN

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

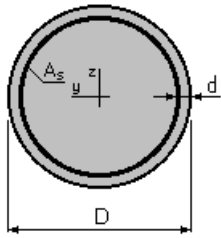
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	0,00	2303,91	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 114,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113,1$ (cm²)

théorique $\rho = 1,01$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 0,00 (kN)** **$M_y = 2303,91$ (kN*m)** **$M_z = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 25,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 100,4$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,96$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 424,9$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

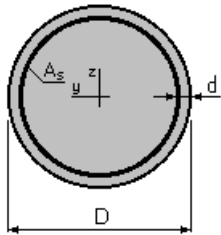
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	0,00	4667,50	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 252,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 113,1$ (cm²)

théorique $\rho = 2,23$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

Section maximum $A_{s\ max} = 565,5$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 0,00 (kN) $M_y = 4667,50$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 34,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 96,3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7,90$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

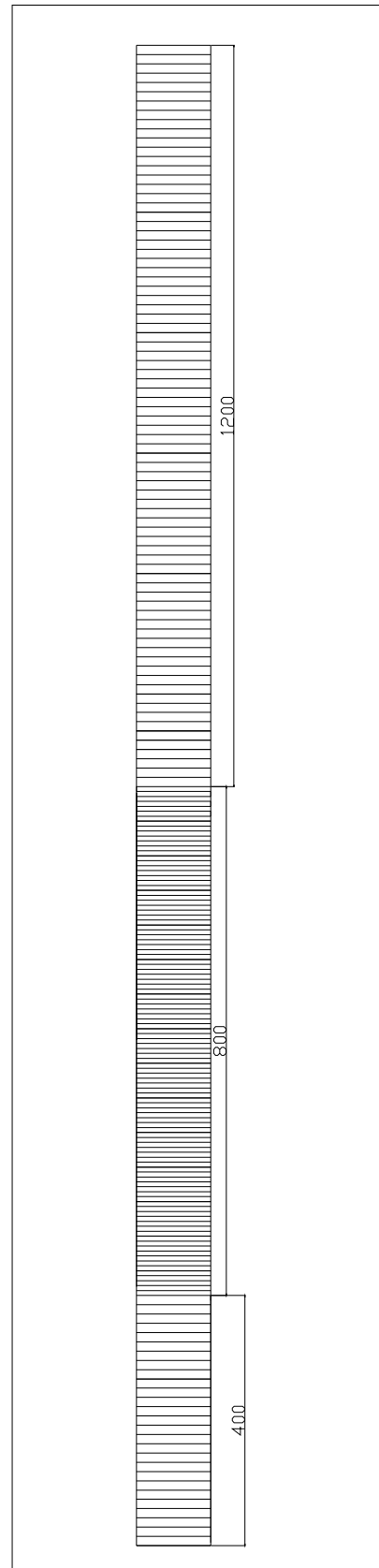
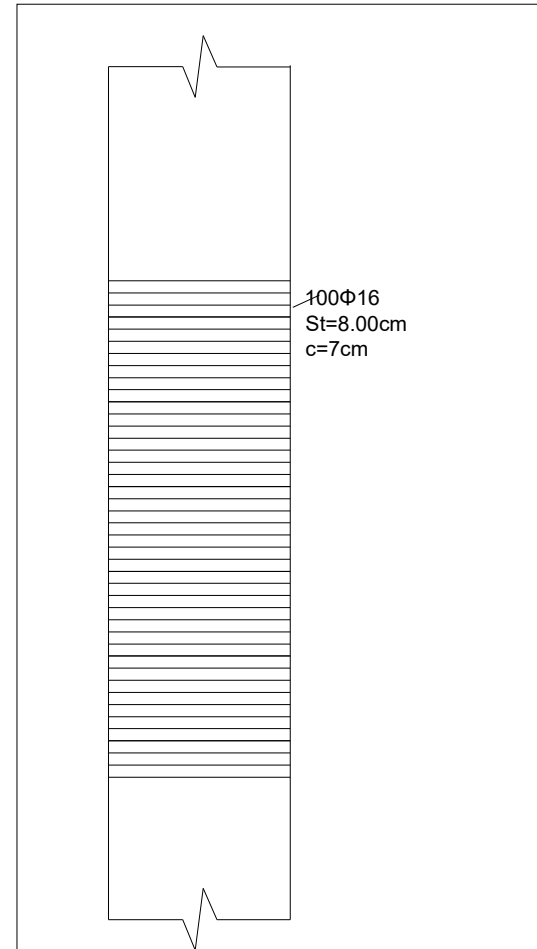
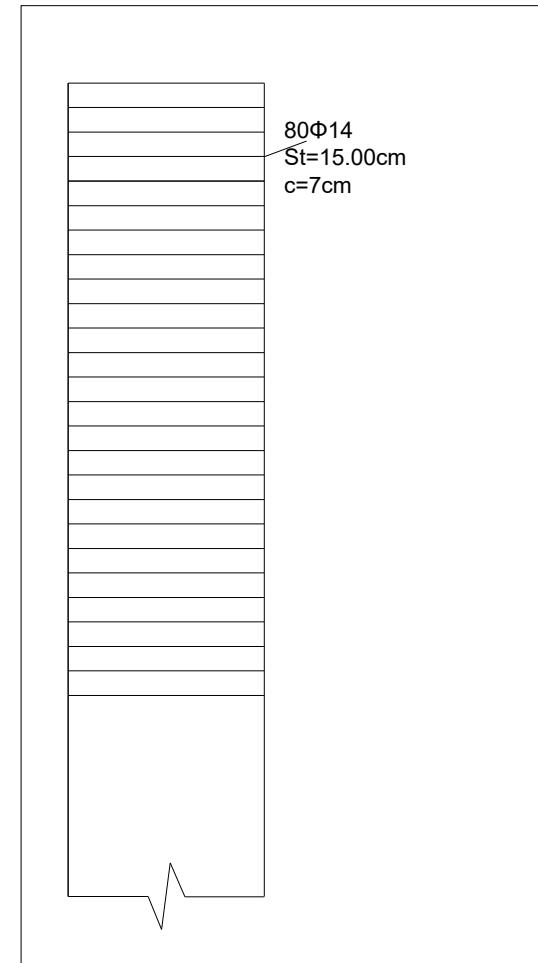


Schéma de ferrailage transversal



zone de renforcement



zone courante

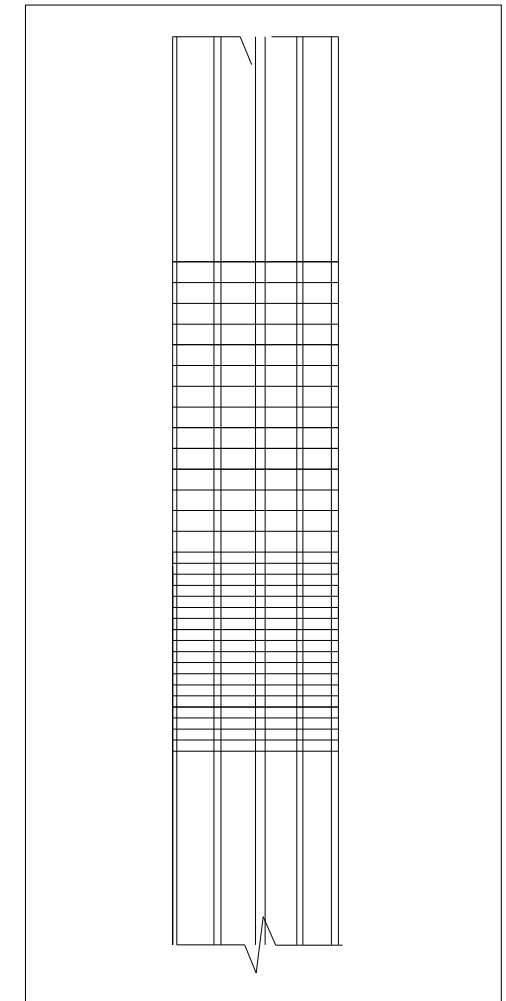


Schéma de ferrailage transversal

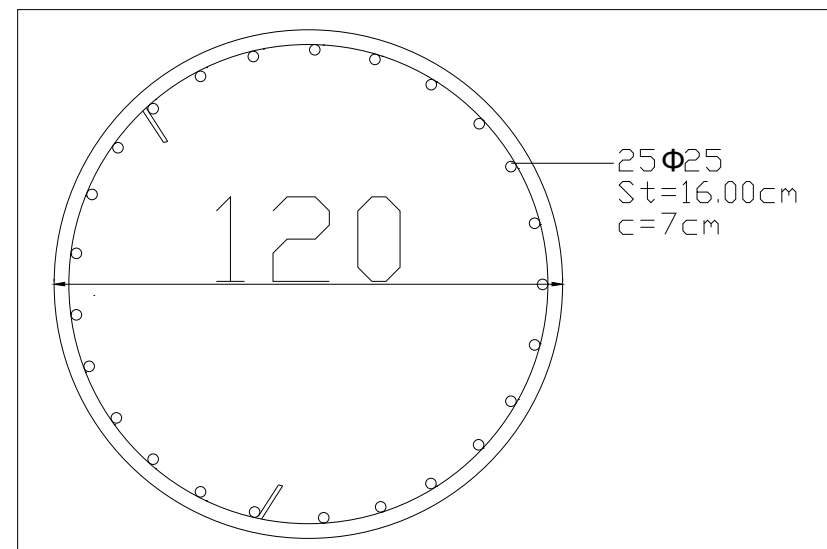
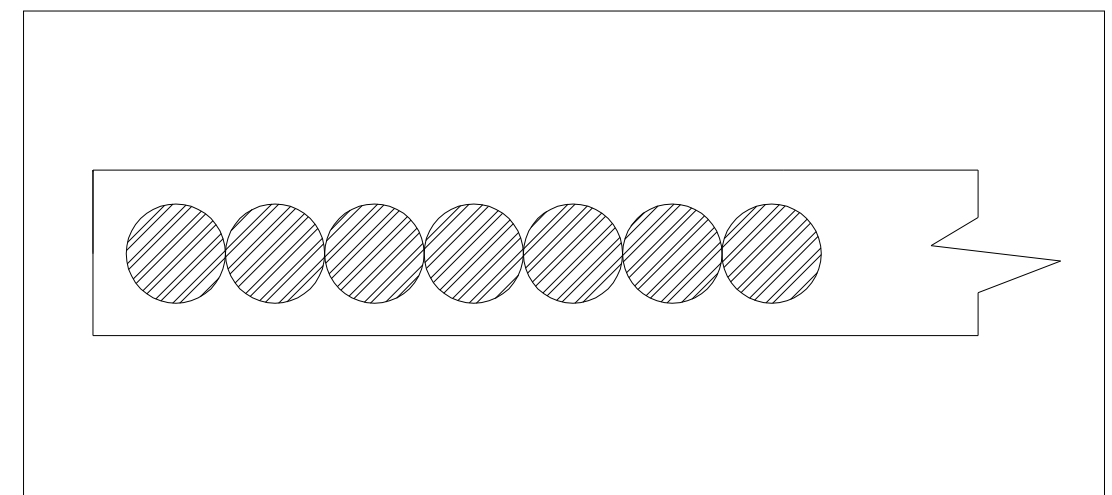


Schéma de ferrailage longitudinal



vue en plan

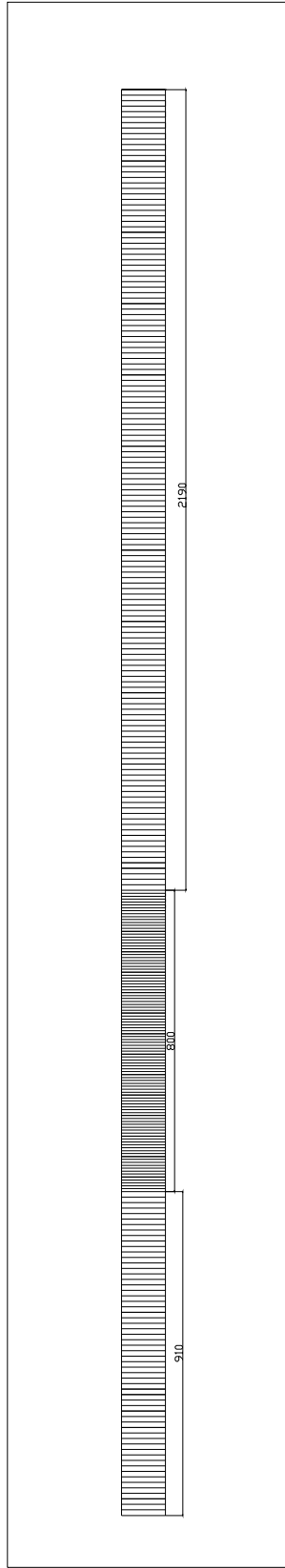
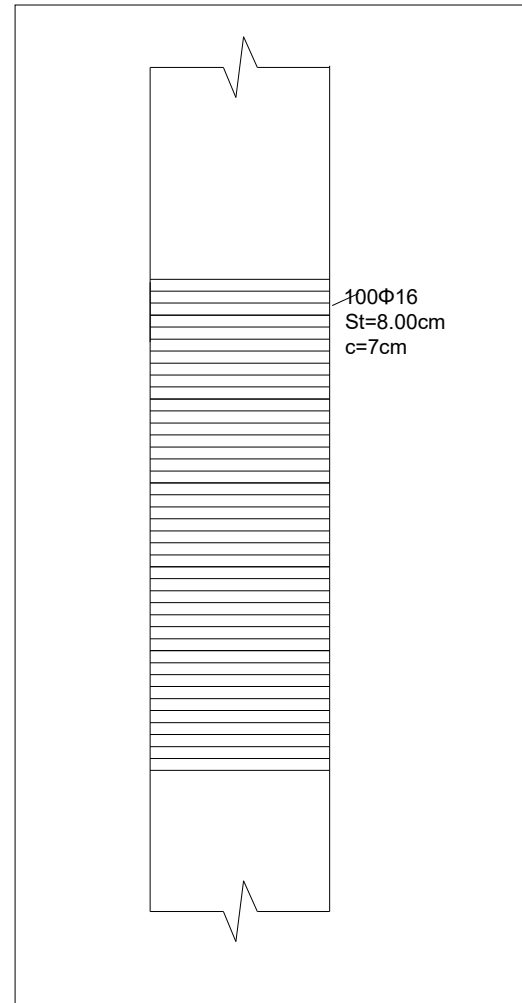
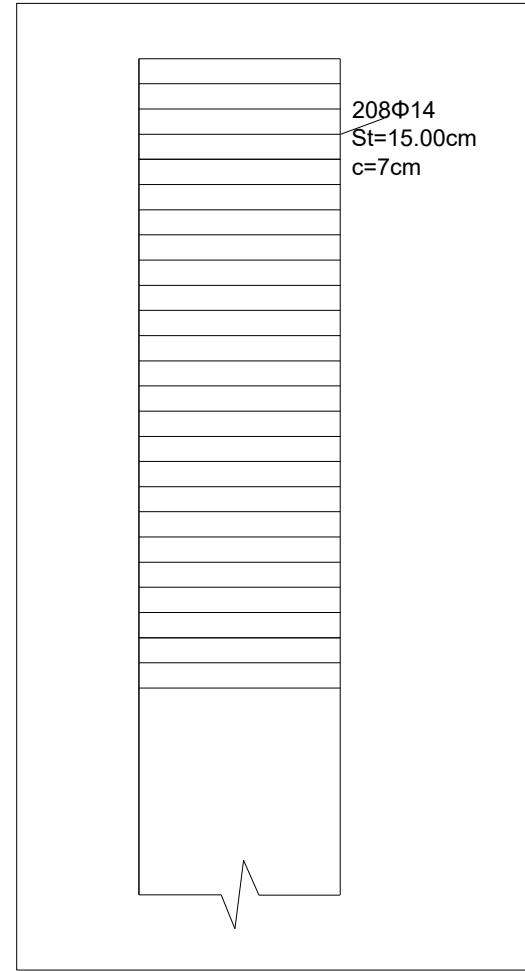


Schéma de ferrailage transversal



zone de renforcement



zone courante

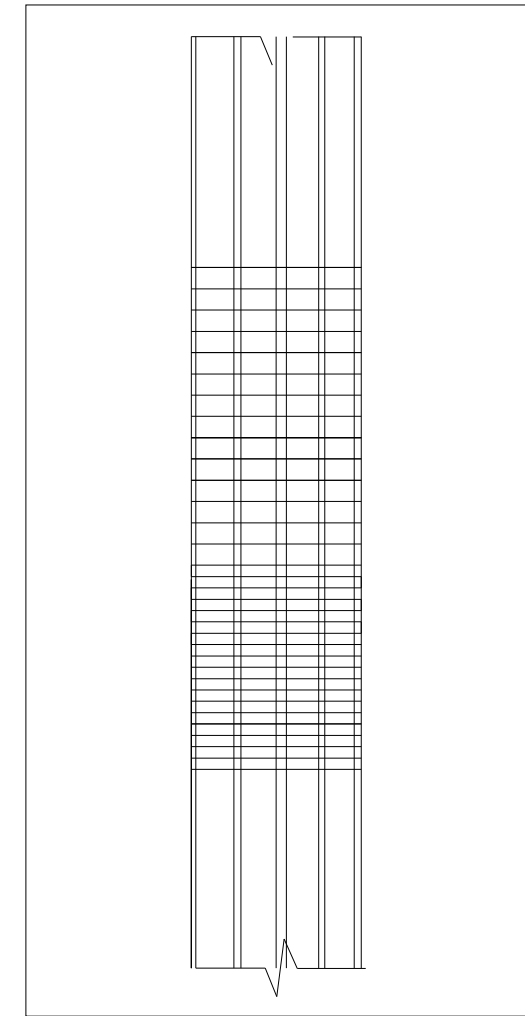


Schéma de ferrailage transversal

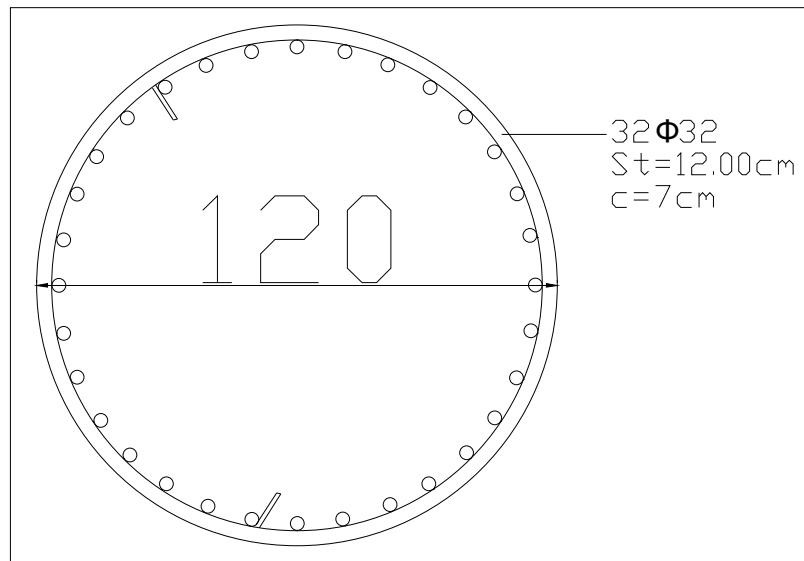
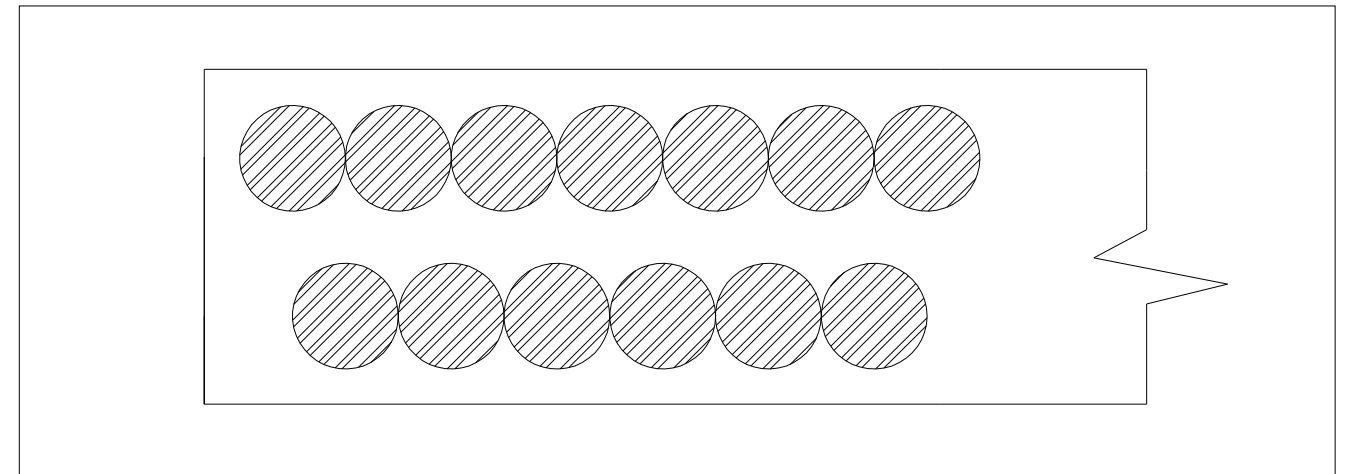
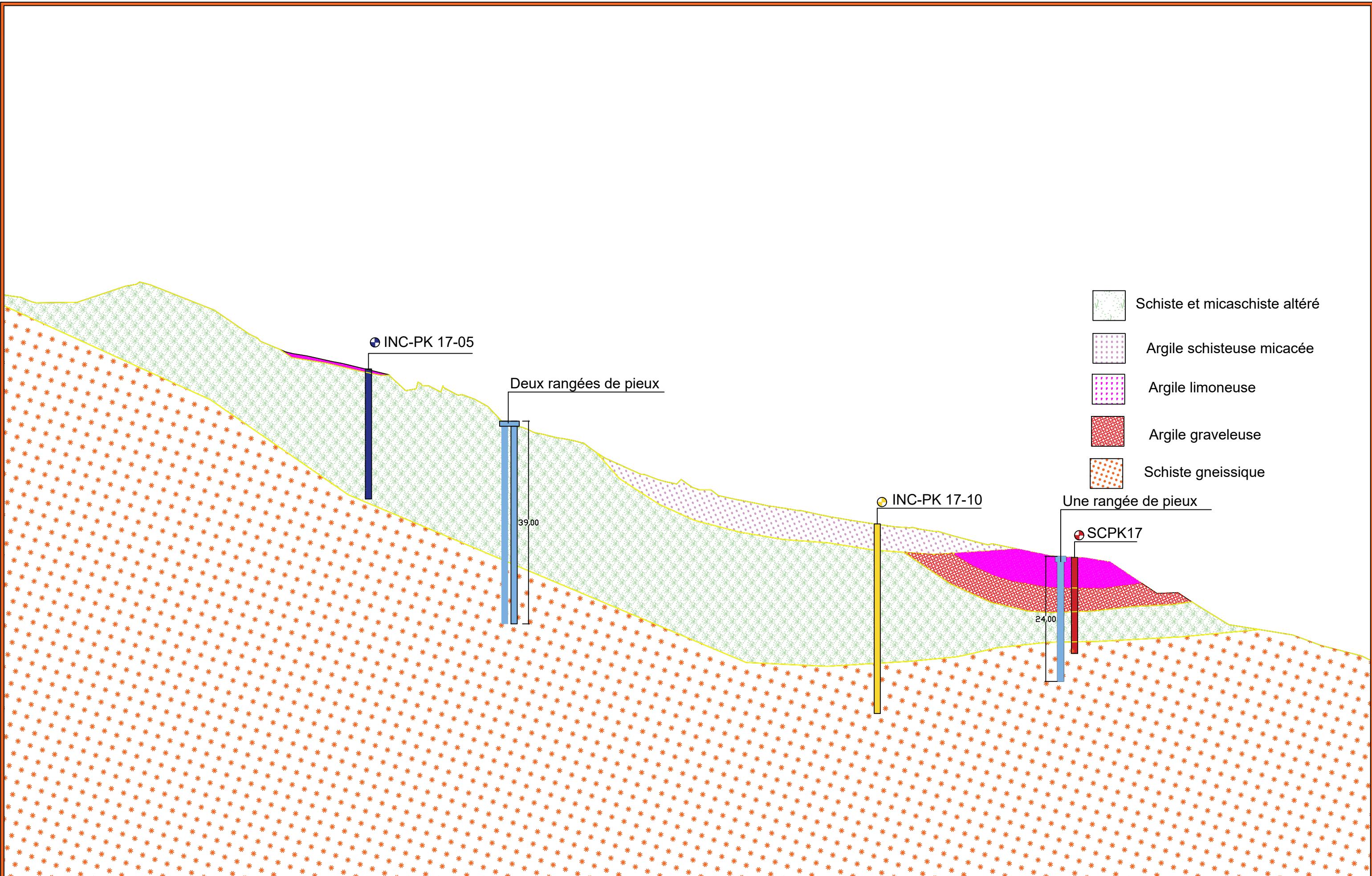


Schéma de ferrailage longitudinal



vue en plan



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET fin d'étude
 Etude de glissement de terrain au niveau de la
 pénétrante autoroutière de tizi-ouzou-bouira du
 PK17+100 au PK17+450

Encadré par
 Mr. TAKI
 Mohamed

Réalisé par
 HEROUAS Lamia
 ALOUCHE Meriem
 El Akri

échelle
 1:1

Désignation
 profil de confortement
 par deux rideaux de
 pieux

Année universitaire
 2023/2024