République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العمومـيـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de Base

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UNE TRANCHEE COUVERTE ENTRE LES PK 30+089 au PK 30+616 DANS LE CADRE DU PROJET DE LA LIGNE FERROVIARE ANNABA-BOUCHEGOUF(54Km)

Présenté par :

MERZOUKI Sadek

BENAMIROUCHE Mohamed Amine

Encadré par :

Mr KAMAL Hamadi

Promotion 2025 /2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciement a toutes les personnes qui ont contribué, des près ou de loin, a la réalisation de ce projet de fin d'études.

Nous remercions particulièrement **Mr. HAMADI Kamel** notre encadrant pour son accompagnement, ses conseils précieux, sa disponibilité et sa confiance tout au long de ce travail.

Nous adressons également nos sincères remerciements aux **membres du jury** pour l'honneur qu'ils nous accordent en acceptant d'évaluer ce travail.

Nous remercions aussi tout l'équipe **IMSRN** et **LMTPB** qui nous accueillis et soutenus durant la réalisation de ce projet, ainsi que toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin a sa réussite.

J'adresse l'expression de ma profonde gratitude, de ma haute considération et de mon sincère respect à l'ensemble des enseignants de l'ENSTP pour la qualité de leur enseignement et leur accompagnement tout au long de mon parcours académique. Mes remerciements s'adressent plus particulièrement à **M. S. Tafraout**, **M. M. Taki** ainsi qu'à **Mme M. Mahiaoui,** Chef de Département, pour leur disponibilité, leurs précieux conseils et leur contribution à ma formation durant l'ensemble de mon cursus.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciement a nos familles et a nos amis pour leur soutien moral, leur encouragement et leur patience tout au long de cette aventure.

Merci a tous !

الإهـــداء

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿وَآخِرُ دَعْوَاهُمْ أَنِ الْحَمْدُ لِلَّهِ رَبِّ الْعَالَمِينَ﴾

لروح لم تعرف الاستسلام ولإرادة صممت أن تحفر اسمها على جبين النجاح

إلى من بفضلهما بلغتُ هذا المقام، وبرضاهما استقامت لي الدروب

(والدي العزيز)

إلى من اتكأتُ على صلابته حين مالت بي السبل، فاستقام دربي. إلى الرجل الذي علمني كيف يُصنع المجدُ من العدم، وأن القلم لا تطوله إلا النفوس الأبية التي لا تعرف الانحناء لغير بارئها. أهدي إليك هذا الحصاد، فما أنا إلا أثرٌ من كفاحك، وقصة نجاح أنت بطلها

(أمي الحبيبة)

إلى من لولا رضاها لما اهتديتُ سبيلاً، ولولا كفاحها لما بلغتُ مقاماً. إلى دستور الحب وقبلة الحنان. إلى التي كانت صلواتها تسبق خطاي، ودعواتها تفتح لي مغاليق الأبواب. أهدي إليك هذا الجهد المتواضع، اعترافاً بأنني ما كنتُ لأكون، لولا أنك كنتِ بجانبي

(أخواتي)

المؤنسات الغاليات وساكنة القلب وقناديل الدار المضيئة، من جعلن من محبتهن معراجاً أرقى به نحو المعالي

أساتذتي الأفاضل

من أيقظوا في داخلي شعلة الفهم، وهيأوني لكل ما علمهم يكون لي ما أحببت

أصدقائي

.إلى من شاركوني أصعب اللحظات وأجملها، إلى من كانت ضحكاتهم ترفع معنوياتي حين تثقل عليّ الأيام

.والتقدير إلى هاني وعبير، اللذين كانا دائماً إلى جانبي، يمدّانني بالدعم والتشجيع في كل محطة من محطات هذا المسار.

.إلى مجموعة 3 بأكملها، رفاق الدرب والمشوار، من جمعتنا القاعات والمشاريع والذكريات التي لن تُنسى

أهدي إليكم جميعاً ثمرة هذا الجهد، وفاءً لأخوّة حقيقية نسجتها سنوات الدراسة

عائلتي الكريمة

إلى كل من يحمل اسم عائلتي بفخر واعتزاز، أهدي إليكم هذا العمل المتواضع

إلى كل من آمن بي ومنحني الدافع لأصنع النجاح أهدي إليكم جميعاً هذا الجهد، من أجل أن تكون وفاءً لا يزول وذكرى لا تُنسى

SADEK

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui ont été mon soutien tout au long de ce parcours. À mes chers parents, qui ont tout sacrifié pour me voir réussir.

À mon frère et mes sœurs qui ont cru en moi et m'ont porté dans leurs prières. À une personne sans la préciser, pour sa présence, son soutien moral et ses encouragements.

C'est grâce à vous, et pour vous, que j'ai puisé la motivation et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études. Ce travail est le fruit de vos sacrifices autant que des miens. Que Dieu vous accorde santé, bonheur et longue vie

Amine

الملخص

في إطار مشروع الخط المنجمي (Tranchée couverte) تتعلق هذه المذكرة بدراسة وتصميم منشأة خندق مغطى الشرقي الرابط بين عنابة وبوشقوف.

استنادًا إلى تحليل قيود ومتطلبات المشروع، تم اقتراح ثلاث بدائل ممكنة للتنفيذ. وبعد إجراء تحليل متعدد المعايير، تم اعتماد حل الخندق المغطى باعتباره الخيار الأنسب.

، وذلك للتحقق من الاستقرار الداخلي Slide 6.0تمت دراسة استقرار منحدرات منطقة المشروع باستعمال برنامج والخارجي للمنشأة. أما بالنسبة للهيكل العلوي، فقد تم استخدام أدوات النمذجة والتحليل العددي لتحديد الجهود الداخلية ، بهدف تصميم تسليح المنشأة الخرسانية(T) وقوة القص (N) والقوة المحورية (M) المتمثلة في عزم الانحناء.

الكلمات المفتاحية

النمذجة العددية، الخندق (Voûte) ، القبو(Paroi clouée) الحفر، المنحدرات، الجدران المدعمة بالمسامير

Résumé :

Ce présent mémoire concerne une étude et conception **d'une tranchée couverte** dans le cadre **du projet de la ligne minière EST Annaba-Bouchegouf.**

En se basant sur l'analyse des contrainte de projet trois variante sont possible a realiser. Suite à une analyse multicritère, une solution a été adaptée tranchée couverte.

L'analyse de la stabilité des talus de la zone de projet est menée par logiciel **slide 6.0.** Afin de vérifier la stabilité interne et externe. Pour la partie superstructure on a utilsé les outils ,umérique pour determiner **les effort interne M,N,T** pour le ferraillage de la structure .

Mots clés : excavation, talus, paroi clouée, voute, modélisation numérique...

Abstract :

This thesis deals with the study and design of a **cut-and-cover tunnel** as part of the **Eastern Mining Railway Line project between Annaba and Bouchegouf**.

Based on an analysis of the project's constraints and requirements, three feasible design alternatives were identified. Following a multicriteria analysis, the cut-and-cover tunnel solution was selected as the most suitable option.

The stability analysis of the slopes within the project area was carried out using **Slide 6.0** software to verify both internal and external stability. For the superstructure design, numerical analysis tools were employed to determine the internal forces, namely the **bending moment (M)**, **axial force (N)**, and **shear force (T)**, required for the reinforcement design of the structure.

Keywords : excavation, slope, soil nailing wall, vault, numerical modeling, cut-and-cover tunnel.

SOMMAIRE :

Introduction générale……1

I Chapitre 1 : 2

I.1 Ouvrage souterraine : 2

I.2 Tunnels : 2

I.3 Historique sur les ouvrages souterrains et leurs évolutions dans le temps : 2

I.4 Les différentes méthodes de creusement des tunnels : 4

I.4.1 Creusement à l'explosif : 4

I.4.2 Creusement à attaque ponctuelle : 5

I.4.3 Creusement au tunnelier (TBM) : 5

I.5 Tranchée couverte : 6

I.5.1 Historique des tranchées couvertes : 6

I.5.2 Les différents types de structures : 7

I.5.3 Les principaux profils réalisés sont : 7

I.5.3.1 Les portiques ouverts, simples ou doubles : 7

I.5.3.2 Les cadres fermés : 7

I.5.3.3 Les portiques et les cadres avec piédroits en parois moulées : 7

I.5.3.4 L'ouvrage voute : 8

I.5.4 Les techniques de soutènement de la tranchée : 9

I.6 Les avantages des ouvrages souterrains : 9

I.7 Les inconvénients des ouvrages souterrains 10

II Présentation de projet 12

II.1 INTRODUCTION : 12

II.2 Présentation de la ligne minière EST : 12

II.3 Descriptif du tracé la ligne : 13

II.3.1 Le tracé de la ligne minière est réparti en trois sections : 13

II.4 Présentation de groupement de réalisation : 14

II.4.1 Le maitre d'ouvrage : 14

II.4.2 Bureau de contrôle et de suivi BCS : 14

II.4.3 La réalisation du projet a été confiée à un groupement 7 entreprises sont : 14

II.5 OJECTIFS DE PROJET : 14

II.6 Présentation du PFE : 14

II.7 Le tracé en plan de projet : 15

II.8 Profil en long de projet : 15

III GEOLOGIE, HYDROGEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE : 17

III.1 Introduction : 17

III.2 L'objectif : 17

III.3 Contexte Géologique et hydrologique : 18

III.3.1 Géologie régionale : 18

III.3.2 Géologie locale : 18
III.3.3 Condition hydrologique : 19
III.4 Sismicité : 20
III.5 Campagne d'investigation géotechnique : 20
III.5.1 Contenu de la campagne géotechnique : 20
III.5.2 Coupe géologique : 22
III.5.3 Lithologie : 23
III.5.4 Niveau piézométrique : 24
III.5.5 Essais in-situ : 24
III.5.5.1 Essais SPT : 24
III.5.5.2 Essais Pressiométrique (Menard) : 25
III.5.5.2.1 Les graphes de variation de Pl en fonction de la profondeur : 25
III.5.5.2.2 Les graphes de variation de Em en fonction de la profondeur : 26
III.5.5.3 Essais de perméabilité LEFRANC : 27
III.5.5.4 Investigation géophysique : 28
III.5.5.5 Essais Down-Hole : 29
III.5.5.6 Down-Hole BH-S2 : 30
III.5.5.7 Down-Hole BH-S4 : 30
III.5.6 Essais de laboratoire : 31
III.5.6.1 Analyse chimique : 32
III.5.6.2 Les essais d'identification physique : 32
III.5.6.3 Les essais mécaniques : 34
III.5.7 Conclusion : 35
IV Hypothèses géotechniques de calcule : 37
IV.1 Paramétrage géotechnique des massifs rocheux : 37
IV.1.1 Classification géomécanique : 37
IV.1.1.1 Indice de résistance mécanique – Geological strength index (GSI) : 37
IV.1.2 Résultats de logiciel rock-data : 37
IV.2 Paramétrage géotechnique du sol : 38
IV.2.1 Corrélation des essais : 38
IV.2.1.1 Essais pressiométrique (PMT) : 38
IV.2.1.2 Standard pénétration test (SPT) 39
IV.3 Conclusion : 40
V Caractéristique des matériaux : 42
V.1 Introduction : 42
V.2 Hypothèses de calcul pour le dimensionnement du béton armé : 42
V.3 Règlements de calcul et documents de références : 42
V.4 Choix de martiaux : 42
V.4.1 Le béton : 42

V.4.1.1 Résistance à la compression : 42
V.4.1.2 Résistance caractéristique à la traction : 43
V.4.1.3 Déformation longitudinale du béton : 43
V.4.1.3.1 Module de déformations instantanées « Eij » : 43
V.4.1.3.2 Module de déformation différée : « Evj » : 43
V.4.1.4 La contrainte de calcul béton comprimé : 43
V.4.1.4.1 État limite ultime (ELU) : 43
V.4.1.4.2 État limite de service (ELS) : 44
V.4.2 Les armatures : 45
V.4.2.1 Caractéristiques techniques : 45
V.4.2.2 Contrainte limite de traction : 45
V.4.2.3 Diagramme « contraintes-déformations » de calcul à l'ELS : 45
V.4.3 Conclusion : 46
VI Etude d'avant-projet sommaire (APS) : 48
VI.1 Profil de calcul : 48
VI.2 Les variantes possibles à réaliser sont : 49
VI.2.1 Variante 01- tranchée ouverte (terrassement en déblais renforcé) : 49
VI.2.1.1 Modèle d'analyse de stabilité des talus : 50
VI.2.1.2 Calcule de stabilité dans le cas fondamentale : 50
VI.2.1.3 Calcule de stabilité dans le cas sismique : 51
VI.2.1.4 Devis quantitatif estimatif de variante N01 : 51
VI.2.2 Variante 02-Tranchée couverte : 52
VI.2.3 Les caractéristiques géométriques de la section transversale de la voute : 52
VI.2.4 Analyse de stabilités après le remblaiement : 53
VI.2.5 Pour la stabilité de talus on va prendre les mem résultat que la première variante 53
VI.2.6 Devis quantitatif estimatif de variante N03 : 54
VI.3 Variante 03 : tunnel 54
VI.3.1 Méthode de creusement : 54
VI.3.2 Soutènement provisoire : 55
VI.3.3 Revêtement définitif : 56
VI.3.4 Devis quantitatif estimatif de variante 03: 56
VI.4 Analyse multi critère : 57
VI.5 Conclusion : 58
VII Avant-projet détaillée : 60
VII.1 Introduction : 60
VII.2 Partie infrastructure : 60
VII.2.1 Description de la conception retenue : 60
VII.2.2 Calcule de stabilité : 60
VII.2.3 Pour la stabilité externe et générale : 61

VII.2.4 Le facteur partiel de modèle γRd : 62
VII.2.5 Phasage des travaux en sol cloué : 62
VII.2.6 Caractéristique des clous : 63
VII.2.7 Justification du l'ouvrage : 63
VII.2.8 Stabilité mixte et général : 63
VII.2.8.1 Analyse de stabilité : Fondamentale 63
VII.2.8.2 Analyse de stabilité : sismique 64
VII.2.9 Stabilité interne : 64
VII.2.9.1 Résultats des effort internes de logiciel de calcule : 65
VII.2.9.2 Résistance structurelle d'un lit de renforcements : 65
VII.2.9.3 Résistance d'interaction sol – renforcement : 66
VII.2.9.4 Résistance structurelle du parement : 67
VII.2.9.5 Vérification de Poinçonnement : 68
VII.2.9.6 Épaisseur de la plaque d'appui : 69
VII.3 Partie superstructure (tranchée couverte) : 70
VII.3.1 Les caractéristiques géométriques de la section transversale de la voute : 70
VII.3.2 Calcule de la raideur de sol : 70
VII.3.2.1 Sol de fondation : 70
VII.3.3 Les remblais latéraux : 72
VII.3.4 Matériau de remblayage : 72
VII.3.5 Phase de réalisation : 74
VII.3.6 Excavation et mise en place des clous : 75
VII.3.7 Phase finale de l'excavation et mise en place des clous : 76
VII.3.8 Phase finale : 77
VII.3.9 CALCUL INFORMATIQUE – MODÉLISATION : 78
VII.3.9.1 Programme de calcule : 78
VII.3.9.2 Modélisation de la voute : 78
VII.3.9.3 Modélisation de Sol de fondation : 78
VII.3.9.4 Modélisation des remblais latéraux : 79
VII.3.9.5 Définition des actions prise en compte : 79
VII.3.9.5.1 Actions permanentes : 79
VII.3.9.5.2 Poids du remblai : 79
VII.3.9.5.3 Actions dus aux poussées des terres : 80
VII.3.9.6 Modèle de distribution des charges : 80
VII.3.9.7 Les sollicitations de charges appliquées sur la voute : 81
VII.3.9.7.1 Poids permanant : 81
VII.3.9.7.2 Les sollicitations du au poids du remblai : 81
VII.3.9.7.3 Charges et surcharges de chantier : 82
VII.3.9.8 Évaluation des sollicitations : 83

VII.3.9.9 Pour le premier sol : 83
VII.3.9.9.1 Le diagramme de moment maximal à L'ELU : 83
VII.3.9.9.2 Le diagramme de moment maximal à L'ELS : 83
VII.3.9.9.3 Le diagramme de l'effort normal maximal à L'ELU : 84
VII.3.9.9.4 Le diagramme de l'effort normal maximal à L'ELS : 84
VII.3.10 Ferraillage des éléments structuraux : 85
VII.3.10.1 Ferraillage longitudinale : 85
VII.3.10.1.1 Ferraillage de radier : 85
VII.3.10.1.2 Ferraillage des piédroits : 85
VII.3.10.1.3 Ferraillage de la dalle (voute) : 85
VII.3.10.1.4 Parois latérales : 85
VII.3.10.2 Verification de l'effort tranchant : 86
VII.3.10.3 Ferraillage secondaire : 86
VII.3.11 Etude dynamique : 87
VII.3.11.1 Le cas sismique sera étudié suivant : 87
VII.3.11.2 La méthode russe : 88
VII.3.11.3 Méthode de mononobe okabe : 88
VII.4 Conclusion : 89
Conclusion générale 91

ANNEXE :

Annexe A : étude géotechnique

- Annexe A-1 : tableau résultat essais SPT
- Annexe A-2 : tableau résultat essais pressiométrique
- Annexe A-1 : classification GSI
- Annexe A-1 : résultat de logiciel rock-data

Annexe B : résultats de phasage par logiciel slide

Annexe C : résultats de calcule béton armée

Liste des figures :

Figure I-1 Tunnel de Malpas Canal Du Midi 1680 3
Figure I-2 Tunnel de Hoosac 1877 4
Figure I-3 Tunnel sous la manche 1994 4
Figure I-4 Les étapes de creusement à l'explosif 5
Figure I-5 Machine à attaque ponctuelle 5
Figure I-6 Tunnelier TBM 6
Figure I-7 Tranchée couverte de Gumond, France 6
Figure I-8 Les portiques ouverts, simples ou doubles 7
Figure I-9 Les cadres fermés 7
Figure I-10 Les portiques et les cadres avec piédroits en parois moulées 8
Figure I-11 L'ouvrage voute 8
Figure II-1 Carte Réseaux Ferré National + source 12
Figure II-2 Ligne minière sud-est 13
Figure II-3 Groupement de réalisation 14
Figure II-4 Le tracé en plan 15
Figure II-5 Profil en long 15
Figure III-1Situation géographique du projet 17
Figure III-2Carte schématique localisant la zone d'étude 18
Figure III-3 Schéma structural simplifié des Maghrébides 18
Figure III-4 Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des ouvrages souterraines 19
Figure III-5 Zonage sismique de l'Algérie selon le RPOA2008 20
Figure III-6 Image satellitaire de localisation des sondages 21
Figure III-7 coupe géologique 22
Figure III-8 photo de caisse sondage BH-T3-S1 (enter) 23
Figure III-9 photo de caisse sondage BH-T3-S5 (sortie) 23
Figure III-10 Appareillage de l'essai pressiométrique 25
Figure III-11 graphe de variation de Pl en fonction de profondeur 25
Figure III-12 graphe de variation de Em en fonction de profondeur 26
Figure III-13 Classification des roches et des sols à l'aide de leurs caractéristiques pressiométrique 27
Figure III-14 Profil de tomographie électrique 28
Figure III-15 Profile 1 transversale de la sortie 28
Figure III-16 Profile 2 transversale de l'entrée. 29
Figure IV-1 Corrélation entre le IP, Cu et N 39
Figure V-1 diagramme parabole-rectangle 44
Figure V-2 Diagramme « contraintes-déformations » 46
Figure VI-1 photo google earth de la distance des bâtiments 48
Figure VI-2 profile type variante 01 49
Figure VI-3 : modèle de calcule slide 50
Figure VI-4 Vérification de la stabilité mixte (fondamental durable) 50
Figure VI-5 Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) 51
Figure VI-6 coupe fonctionnel courante 52
Figure VI-7 profil type variante 3 53
Figure VI-8 Analyse de stabilités après le remblaiement 53

Figure VI-9 machine a attaque ponctuel **54**
Figure VI-10 soutènement provisoire **55**
Figure VII-1 Vérifications minimales à faire aux états limites ultimes pour les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction et d'exploitation **61**
Figure VII-2 Réalisation d'un ouvrage en sol cloué **62**
Figure VII-3 Vérification de la stabilité général (cas statique) **63**
Figure VII-4 Vérification de la stabilité général (cas sismique) **64**
Figure VII-5 Vérification de la résistance d'interaction **66**
Figure VII-6 Détail de la tête du clou **69**
Figure VII-7 cotation de la section courante transversale **70**
Figure VII-8 Étapes de remblayage favorables pour la voûte **73**
Figure VII-9 Etat initial **74**
Figure VII-10 Excavation du sol **74**
Figure VII-11 Construction de la structure **74**
Figure VII-12 remblayage **74**
Figure VII-13 Excavation et mise en place des clous **75**
Figure VII-14 Phase finale de l'excavation et mise en place des clous **76**
Figure VII-15 Phase finale **77**
Figure VII-16 La voute modélisée **78**
Figure VII-17 Modélisation de Sol de fondation **78**
Figure VII-18 Distribution des charges sur la voute **80**
Figure VII-19 Poids permanent **81**
Figure VII-20 Poids du remblai **81**
Figure VII-21 La poussée des terres **82**
Figure VII-22 Charges et surcharges de chantier **82**
Figure VII-23 Le diagramme de moment maximal à L'ELU **83**
Figure VII-24 Le diagramme de moment maximal à L'ELS **83**
Figure VII-25 Le diagramme de l'effort normal maximal à L'ELU **84**
Figure VII-26 Le diagramme de l'effort normal maximal à L'ELS **84**
Figure VII-27 Modélisation de l'action de séisme **87**

Liste des tableaux :

Tableau III-1 Coefficient d'accélération de zone A 20
Tableau III-2 Résultats des essais Lefranc 27
Tableau III-3 Localisation du profil ERT4 28
Tableau III-4 Les paramètres de mesures de l'essai Down-Hole 29
Tableau III-5 résultats des corrélations de DH1-S2 30
Tableau III-6 résultats des corrélations de DH1-S4 30
Tableau III-7 Résultats des essais de laboratoire sondage PK30+070 31
Tableau III-8 résultats des essais d'analyses chimiques 32
Tableau III-9 résultats des essais d'identification physique 33
Tableau III-10 résultats des essais mécaniques 34
Tableau IV-1 valeur de GSI pour chaque unité géologique. 37
Tableau IV-2 paramètres des grès 37
Tableau IV-3 Corrélation entre la cohésion non drainée et l'essai pressiométrique 38
Tableau IV-4 Corrélation entre l'essai pressiométrique et l'angle de frottement 39
Tableau IV-5 Corrélation entre le SPT, IP et la cohésion non drainé 39
Tableau IV-6 paramètres des argiles 40
Tableau V-1 La valeur du coefficient θ 43
Tableau V-2 valeur de γb 44
Tableau V-3 différentes nuances d'acier 45
Tableau V-4 Caractéristiques techniques d'acier 45
Tableau VI-1 Verification de stabilité de talus 51
Tableau VI-2 Devis quantitatif estimatif de variante N01 51
Tableau VI-3 caractéristique géométrique de la section transversale 52
Tableau VI-4 Verification de stabilité de talus N02 53
Tableau VI-5 Devis quantitatif estimatif de variante N02 54
Tableau VI-6 Devis quantitatif estimatif de variante 03 56
Tableau VI-7 Analyse multi critère 57
Tableau VII-1 Les coefficients de sécurités pondérateurs 61
Tableau VII-2 Valeurs minimales recommandées pour le facteur modèle 62
Tableau VII-3 Caractéristique des clous 63
Tableau VII-4 Effort interne dans chaque clou 65
Tableau VII-5 vérification de résistance structurelle d'un lit de renforcements 66
Tableau VII-6 vérification de résistance d'interaction sol – renforcement 67
Tableau VII-7 ferraillage de parement 68
Tableau VII-8 Vérification de Poinçonnement 69
Tableau VII-9 caractéristique géométrique de la section transversale 70
Tableau VII-10 Valeur de λ_d et λ_c 71
Tableau VII-11 Les modules pressiométriques 71
Tableau VII-12 Caractéristiques de matériau de remblayage 72
Tableau VII-13 coefficient de réaction de sol de la fondation 79
Tableau VII-14 coefficient de réaction de remblai 79
Tableau VII-15 Ferraillage de radier 85
Tableau VII-16 Ferraillage des piédroits 85
Tableau VII-17 Ferraillage de Clé de voute 85
Tableau VII-18 Ferraillage des Parois latérales 85

Tableau VII-19 Verification de l'effort tranchant 86
Tableau VII-20 Ferraillage secondaire 86
Tableau VII-21 Effort sismique sur la voute 88
Tableau VII-22 Effort sismique sur le radier 88
Tableau VII-23 Effort sismique sur les Piédroits : 89

Introduction générale

Introduction générale :

Depuis la nuit des temps, l'homme a toujours eu besoin de se déplacer que ce soit sûr de longues ou de courtes distances. Parallèlement à ce besoin de mobilité, la concentration et la convergence des populations ont conduit à la naissance des villes. Dans ce contexte, la structuration de ces déplacements devient indispensable, ce qui nécessite la création et le développement d'infrastructures de transport adaptées.

Étant donné que la surface de la Terre présente des reliefs variés, l'homme doit développer des solutions pour franchir les obstacles naturels tels que les rivières, les montagnes ou les vallées.

Parmi ces solutions de franchissement, les ouvrages souterrains constituent des ouvrages d'art particulièrement efficaces. Toutefois, leur réalisation demeure critique en raison des risques inhérents, notamment les éboulements, l'enfouissement et les infiltrations d'eau sur les chantiers.

Dans ce contexte, l'ingénieur est confronté à deux problématiques majeures :

- Préserver la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux.
- Contrôler les déformations du massif encaissant.

Comme la majorité des ouvrages d'arts, les tunnels se trouvent être des prototypes dans le sens où chaque tunnel est unique du point de vue de la technique de construction retenue, des matériaux utilisés, de la méthode de creusement adoptée et parfois même des appareils utilisés et ce, compte tenu des facteurs dont la nature du terrain, l'emplacement du tunnel, sa profondeur, les délais de réalisation …etc.

L'analyse de ces facteurs conduit généralement à distinguer deux grandes catégories d'ouvrages :

- **Les tunnels profonds** (creusement en souterrain).
- **Les tranchées ouvertes ou couvertes** (creusement à ciel ouvert).

Vue le niveau de sol par rapport a la ligne rouge de projet on a choisi la méthode a ciel ouvert.

L'objectif de cette étude est d'évaluer les sollicitations agissant sur la tranchée couverte durant les différentes phases d'exécution, afin de dimensionner les différents éléments structuraux tels que les parois, la dalle de couverture et le radier.

Plan de travail adopté est le suivant :

Dans le premier chapitre des généralités comprenant un bref historique sur les ouvrages souterrains, suivi de la présentation de projet et l'ouvrage dans le deuxième chapitre. Une reconnaissance du site (topographie) et des propriétés du sol dans le troisième chapitre. Dans le quatrième chapitre on a déduire les Hypothèse de calcule géotechnique. Dans le cinquième chapitre on a présentes les matériaux de construction et leur caractéristiques mécanique. Conception de l'ouvrage et présentations des variantes avec avantages et inconvénients de chaque variante dans le chapitre six. Dans le chapitre septe, une étude d'avant projet détailler (dimensionnement de la variante retue TC).

CHAPITRE I :

Généralités sur les ouvrages souterrains

I Chapitre 1

I.1 Ouvrage souterraine :

C'est l'excavation réalisée par l'homme dans le sol ou dans la roche en place afin de créer des vides ou des ouvertures.

Ces vides soient ils sont :

- Exposé a l'aire libre (tranchée, canaux...).
- Non exposée mais restent recouvrent par les terrains sus-jacent (les tunnels ou les galeries...).

I.2 Tunnels :

Un tunnel est un ouvrage souterrain creusé dans le sol ou dans la roche afin de permettre le passage des voies de communication (routes, voies ferrées, métro) ou de réseaux et d'équipements, tout en restant recouvert par les terrains sus-jacents.

Domaine d'emploi d'un tunnel :

- **Domaine routier et ferroviaire** : passage des routes et des voies ferrées à travers les obstacles naturels.
- **Domaine urbain** : réalisation des métros, galeries techniques et parkings souterrains.
- **Domaine hydraulique** : transport et dérivation de l'eau (barrages, évacuation des crues).
- **Domaine industriel** : stockage de certains matériaux ou déchets industriels.
- **Domaine naval** : abris pour équipements et matériels navals.
- **Domaine minier** : exploitation des ressources minières en souterrain.

I.3 Historique sur les ouvrages souterrains et leurs évolutions dans le temps :

Depuis l'Antiquité, les tunnels ont été réalisés pour répondre aux besoins d'irrigation et d'alimentation des villes en eau. Les civilisations de la Mésopotamie, de l'Égypte, de la Grèce et de Rome ont ainsi construit des canaux et des aqueducs, non seulement à ciel ouvert mais aussi sous forme de tunnels. Parmi les ouvrages les plus remarquables de cette époque figure le tunnel aqueduc construit vers 530 av. J.-C. par Eupalinos sur l'île grecque de Samos.

Durant cette période, des tunnels ont également été réalisés pour le transport des personnes, des animaux et des marchandises. L'un des exemples les plus célèbres est le tunnel de Pouzzoles, construit par les Romains en 37 apr. J-C. Cet ouvrage mesurait environ 900 m de longueur, 7,5 m de largeur et 9 m de hauteur.

Pour creuser dans les roches dures, les anciens utilisaient une technique consistant à chauffer la roche avec du feu afin de la dilater, puis à provoquer un refroidissement rapide pour la fracturer. Au cours du Moyen Âge, les méthodes de creusement et de soutènement sont restées similaires à celles de l'Antiquité. Cependant, après la chute de l'Empire romain, la construction d'aqueducs et de tunnels a fortement diminué.

Figure I-1 Tunnel de Malpas Canal Du Midi 1680

À partir de la Renaissance, des progrès techniques importants apparaissent, notamment avec l'utilisation de la poudre noire, composée de soufre, de charbon de bois et de salpêtre (nitrate de potassium). Toutefois, l'utilisation de cet explosif n'a été possible qu'après l'invention de la mèche lente, permettant de déclencher les explosions en toute sécurité. L'emploi de la poudre dans les mines remonte ainsi à 1613.

Jusqu'à la fin du XVIIIe siècle, les trous destinés à recevoir la poudre étaient forés manuellement à l'aide de barres à mine frappées avec des maillets, faute de moyens mécaniques adaptés. Par ailleurs, les méthodes de calcul permettant d'estimer les pressions exercées par les terrains et les risques d'effondrement n'étaient pas encore connues. Ces avancées scientifiques apparaîtront à partir de la fin du XVIIIe siècle, notamment avec les travaux de Coulomb (1776).

Parmi les ouvrages marquants de cette époque figure le tunnel de Malpas. On peut également citer le grand égout circulaire de Paris, long de 6128 m et haut de 2 m, achevé en 1740.

Au XIXe siècle, le monde occidental connaît un important progrès dans le domaine des sciences et des techniques. Plusieurs innovations apparaissent, notamment l'invention du bouclier de creusement par l'ingénieur français Marc Isambard Brunel, installé au Royaume-Uni. Ce dispositif, constitué d'un échafaudage mobile en bois, a été utilisé lors du creusement du tunnel de Wapping sous la Tamise à Londres. C'est à l'occasion de la réalisation de cet ouvrage que le terme « tunnel » a été employé pour la première fois par Brunel, dérivé du mot « tonnelle », alors qu'auparavant on utilisait plutôt le terme « galerie ».

Figure I-2 Tunnel de Hoosac 1877

Au XXe siècle, le domaine des tunnels a connu des avancées importantes, notamment :

- L'amélioration des méthodes de calcul des efforts supportés par les ouvrages.
- Le développement des techniques de creusement et de soutènement.
- Le renforcement des systèmes de ventilation et de sécurité.

Figure I-3 Tunnel sous la manche 1994

I.4 Les différentes méthodes de creusement des tunnels :

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié, tel que :

I.4.1 Creusement à l'explosif :

Le creusement à l'explosif est une technique d'excavation qui utilise des charges explosives, organisées selon un plan de tir, pour fragmenter la roche de manière contrôlée et optimiser la stabilité du massif.

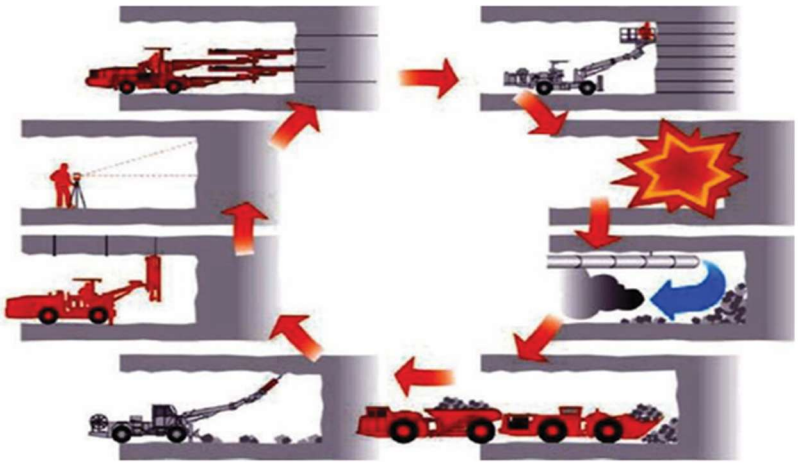


Figure I-4 Les étapes de creusement à l'explosif

I.4.2 Creusement à attaque ponctuelle :

Le creusement à attaque ponctuelle est une technique d'excavation mécanique progressive, réalisée à l'aide d'une machine équipée d'un outil de coupe localisé, adaptée aux terrains friables et permettant un creusement contrôlé avec mise en place d'un soutènement l'avancement.

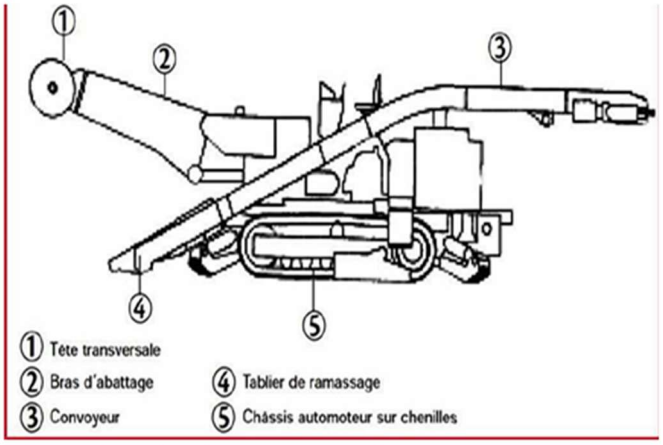


Figure I-5 Machine à attaque ponctuelle

I.4.3 Creusement au tunnelier (TBM) :

Le creusement au tunnelier (TBM) est une méthode mécanisée qui permet de réaliser des tunnels en pleine section circulaire, en assurant simultanément l'excavation, l'évacuation des déblais et le soutènement du terrain.

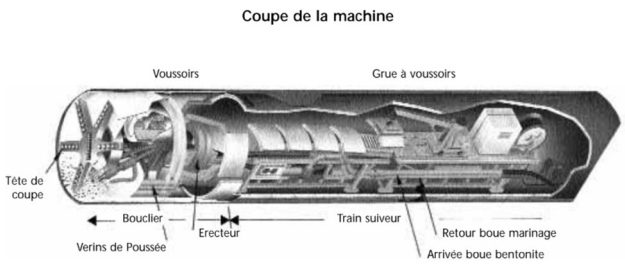


Figure I-6 Tunnelier TBM

I.5 Tranchée couverte :

La tranchée couverte est un ouvrage de génie civil réalisé en creusant le sol à ciel ouvert, puis en construisant une structure (radier, parois et dalle de couverture) avant de la recouvrir par des remblais.

Cette technique, appelée ***cut and cover***, permet de faire passer des routes, autoroutes ou voies ferroviaires en souterrain tout en réaménageant la surface au-dessus de l'ouvrage.

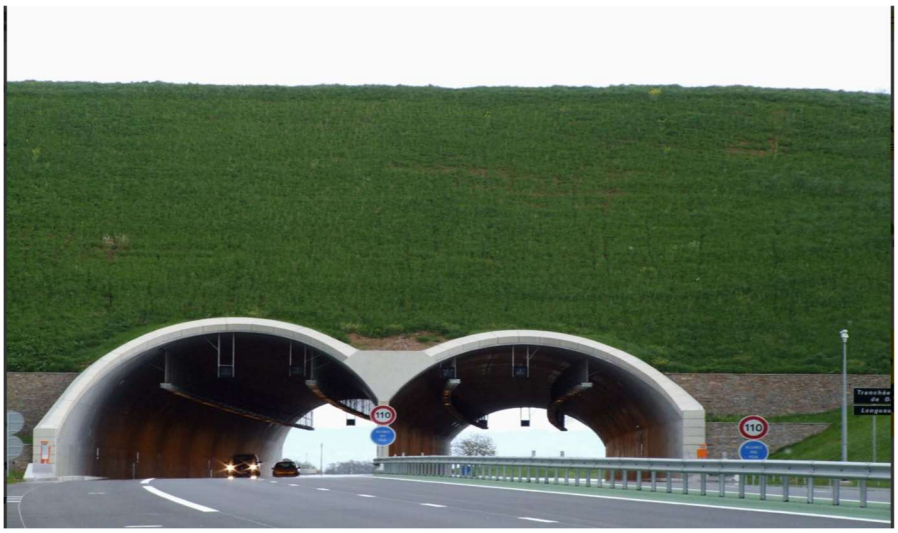


Figure I-7 Tranchée couverte de Gumond, France

I.5.1 Historique des tranchées couvertes :

Les tranchées couvertes ont également été utilisées dans certains contextes militaires et urbains. Des exemples historiques illustrent l'emploi de ce type d'ouvrages dans des situations stratégiques.

Parmi ces exemples figurent les tranchées du 9 décembre 1870, mentionnées dans un plan de Tavers daté de 1888. Ces structures ont été réalisées afin de permettre le franchissement sécurisé d'une voie routière ou ferroviaire dans un contexte militaire.

I.5.2 Les différents types de structures :

Les tranchées couvertes peuvent être réalisées selon différents types de structures dont le choix va dépendre de nombreux paramètres : caractéristiques géométriques, contraintes d'exécution et d'exploitation de l'ouvrage, contraintes environnementales, soucis d'intégration architecturale, caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques du site…

I.5.3 Les principaux profils réalisés sont :

I.5.3.1 Les portiques ouverts, simples ou doubles :

Conviennent aux passages étroits, généralement construits en béton armé coulé sur place, le portique simple repose sur les piédroits sans encastrement complet, adapté aux ouvrages peu enterrés, économique mais moins rigide.

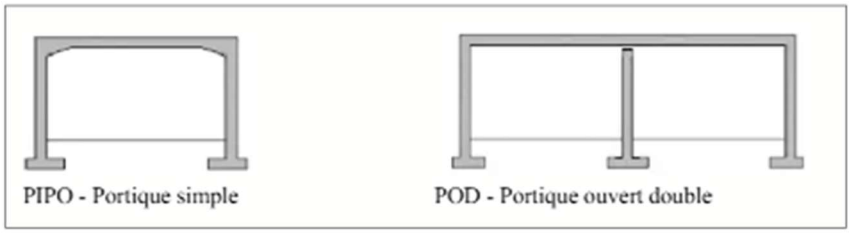


Figure I-8 Les portiques ouverts, simples ou doubles

I.5.3.2 Les cadres fermés :

Le cadre fermé, constitué d'un radier et d'une dalle encastrés sur deux piédroits, convient aux tranchées couvertes de 12 à 25 m, supporte les charges de remblai et les nappes phréatiques, et peut nécessiter un blindage ou des piédroits en parois moulées selon les conditions de sol et d'emprise.

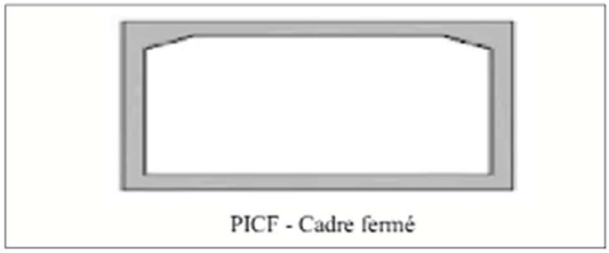


Figure I-9 Les cadres fermés

I.5.3.3 Les portiques et les cadres avec piédroits en parois moulées :

Il s'agit de structures de soutènement formées de piédroits en parois moulées et d'un cadre supérieur, permettant de stabiliser les parois et de reprendre les charges du terrain.

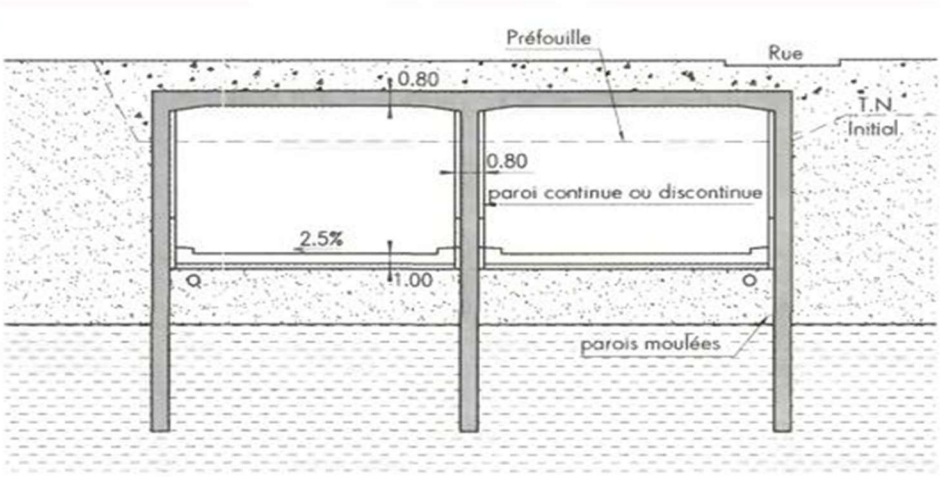


Figure I-10 Les portiques et les cadres avec piédroits en parois moulées

I.5.3.4 L'ouvrage voute :

Une structure voûtée en béton armé est un ouvrage souterrain constitué d'une couverture en forme de voûte, reposant sur des piédroits latéraux, avec des liaisons pouvant être articulées ou encastrées. Elle peut être réalisée soit en béton coulé en place, soit à partir d'éléments préfabriqués, partiellement ou totalement.

Ce type de structure repose généralement sur des fondations superficielles, telles que des semelles ou un radier, dimensionnées en fonction de la portée de l'ouvrage et des caractéristiques du sol.

Elle est principalement utilisée pour des ouvrages en remblai soumis à des hauteurs importantes de couverture, tout en permettant une continuité architecturale avec des structures voisines. Son domaine d'application concerne des portées allant jusqu'à environ 13 mètres, au-delà desquelles une solution en double voûte est généralement préférable.

Figure I-11 L'ouvrage voute

I.5.4 Les techniques de soutènement de la tranchée :

Dans la grande majorité des cas, il est nécessaire de réaliser des ouvrages de soutènements verticaux de la tranchée. Il existe plusieurs techniques de soutènement dont les principales font appel aux solutions à base de béton :

- Parois moulées
- Écrans étanches
- Parois berlinoises
- Parois clouées
- Parois en panneaux préfabriqués

Ces techniques permettent de réaliser soit des soutènements provisoires des fouilles, soit des soutènements permanents.

Le choix de la technique d'exécution, de l'épaisseur de la paroi et des caractéristiques du matériau constituant la paroi, est fonction :

- De la nature du sol
- De la profondeur à atteindre
- De la présence de matériaux agressifs dans le sol
- Du degré d'étanchéité à obtenir
- Des délais d'exécution
- De la capacité de la paroi à maîtriser les déformations du terrain.

I.6 Les avantages des ouvrages souterrains :

Économie d'espace superficiel : L'emprise au sol d'une variante souterraine n'est qu'une petite fraction de celle des variantes superficielles. En enterrant les infrastructures, on libère l'espace en surface pour d'autres usages : urbain, industriel, agricole, etc.

L'avantage esthétique : Un ouvrage totalement ou partiellement enterré crée un impact visuel moins important qu'un ouvrage équivalent établi en élévation.

L'avantage écologique : Dans certains cas, les ouvrages souterrains permettent de préserver la végétation naturelle, les habitants et le passage des animaux.

L'avantage topographique : Dans les zones vallonnées ou montagneuses, ou pour franchir un fleuve, la réalisation de tunnels améliore ou rend faisable la réalisation des routes, des chemins de fer et des canaux.

Isolement et protection : Tout ce qui est mis en souterrain est à la fois protégé contre les agressions en tout genre et soustrait aux regards à tous les sens.

I.7 Les inconvénients des ouvrages souterrains

Coûts de réalisation : Malgré les importants progrès des connaissances et les méthodes de construction, les coûts de la construction des ouvrages souterrains sont plus élevés que ceux d'ouvrages équivalents établis en élévation. Certains chantiers ont duré deux fois le délai prévu et ont coûté trois fois plus cher.

Difficulté de réalisation : Malgré le développement des techniques de construction, la construction des ouvrages souterrains demande une qualification pour l'équipe de la réalisation.

Nuisances et pollutions **:** Le danger de nuisances et pollutions, souvent cachées ou insidieuses, n'est pas négligeable, justement parce que rien ne se voit depuis la surface.

Chapitre II :

Présentation de projet

II Présentation de projet

II.1 INTRODUCTION :

Le réseau des chemins de fer algérien est apparu au milieu du XIXe siècle. Il assure le transport des personnes et des marchandises. L'ambition des pouvoirs publics est de relier toutes les villes d'Algérie entre elles par un réseau ferroviaire. En 2026, ce réseau s'étend sur 5 738 km.

Le schéma directeur national du ministère des travaux publics développé par l'Agence nationale d'études et de suivi de la réalisation des investissements ferroviaires **ANESRIF** a pour objectif de moderniser le réseau ferroviaire de l'Algérie et réaliser les axes ferroviaires qui structurent le territoire et contribueront au développement du pays.

Dans ce sens, le projet de la ligne minière Est, s'étendant d'Annaba au nord vers les gisements de Djebel El Onk et de Blad El Hadba au sud, contribuera à l'amélioration de la communication entre ces régions et le reste du pays.

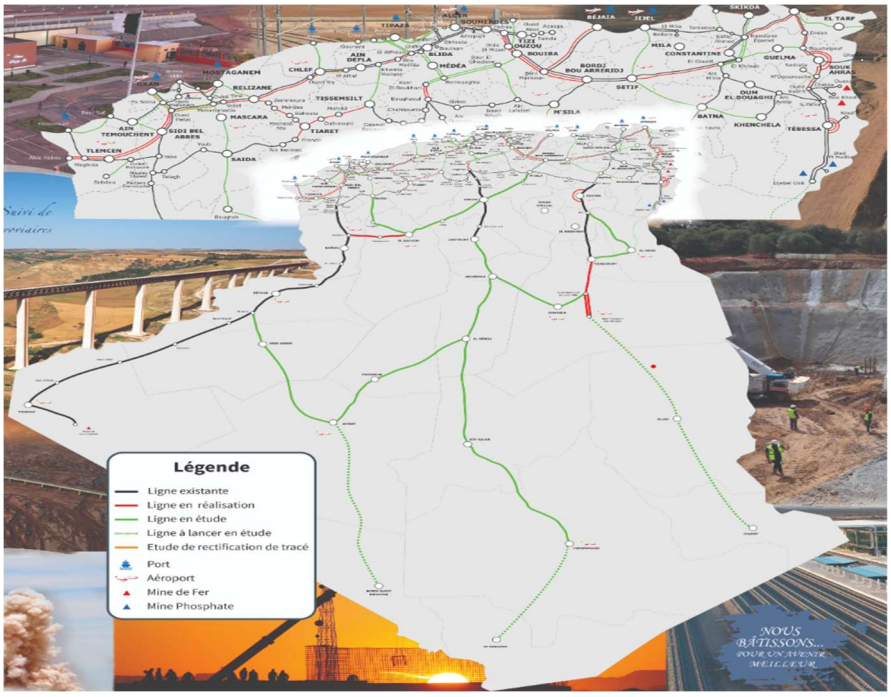


Figure II-1 Carte Réseaux Ferré National + source

II.2 Présentation de la ligne minière EST :

Cet axe ferroviaire constitue un lien vital entre les mines du Sud-Est du pays. S'étendant d'Annaba, au nord, vers les gisements de Djebel El Onk et de Blad El Hadba, au sud, sur un linéaire de 422 kilomètres, il traverse les territoires de cinq wilayas regroupant une population de plus d'un million d'habitants.

Ce corridor stratégique connaît actuellement d'importants travaux de modernisation, de dédoublement et de rectification du tracé, visant à accroître sa vitesse d'exploitation et sa capacité de transport. Après l'achèvement des travaux sur le tronçon sud reliant Djebel El Onk à Oued Kebrit sur une distance de 152 kilomètres, ainsi que la finalisation du

raccordement de Blad El Hadba sur 23 kilomètres, les chantiers se poursuivent sur ce même segment avec la réalisation du contournement ferroviaire à double voie de Tébessa et Tinoukla, sur un linéaire de 43 kilomètres.

- Longueur totale : 422 km
  - 175 km achevés
  - 248 km en cours de travaux
  - 30 gares et haltes

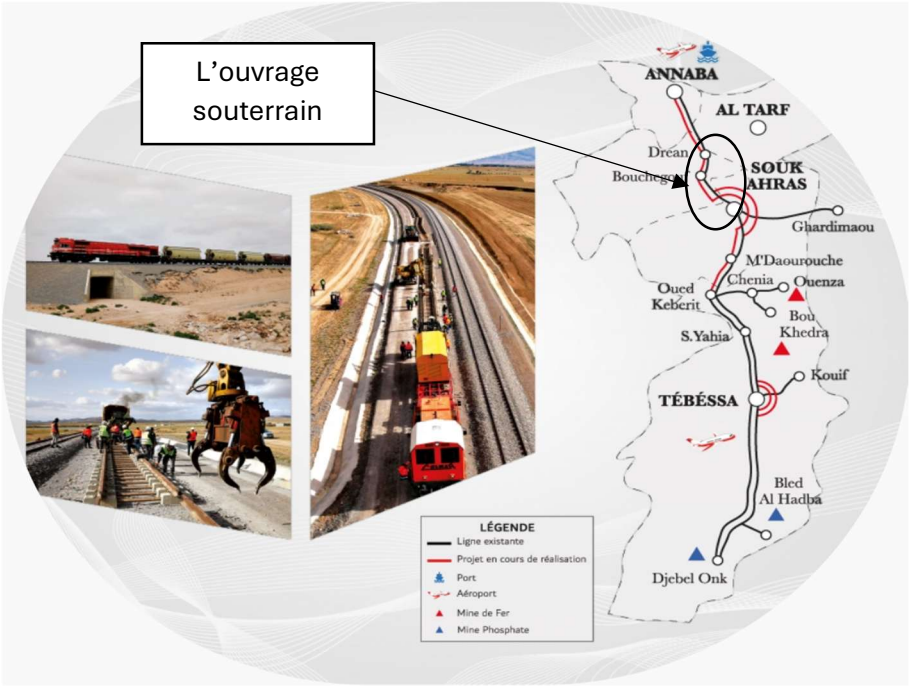
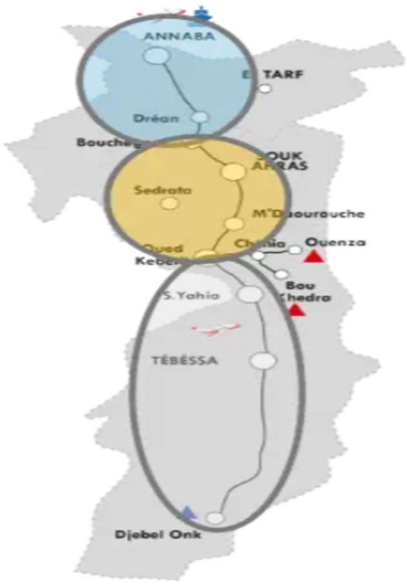


Figure II-2 Ligne minière sud-est

II.3 Descriptif du tracé la ligne :

II.3.1 Le tracé de la ligne minière est réparti en trois sections :

- **Section 01** : ANNABA / BOUCHEGOUF
  (L = 54,739 km) du PK0+000 au PK54+739
- **Section 02** : BOUCHEGOUF / OUED KEBERIT
  (L = 108,09 km) du PK54+739 au PK106+650
  Et du PK0+000 au PK56+179
- **Section 03** : OUED KEBERIT / DJEBEL ONK
  (L = 176,5 km) du PK56+179 au PK124+113
  Et du PK0+000 au PK108+561



II.4 Présentation de groupement de réalisation :

II.4.1 Le maitre d'ouvrage :

ANESRIF

II.4.2 Bureau de contrôle et de suivi BCS :

- Société d'études techniques de Sétif (SETS).
- Laboratoire centrale des travaux public LCTP.
- La société Algérienne d'études d'infrastructures.
- SIDEM Engineering.

II.4.3 La réalisation du projet a été confiée à un groupement 7 entreprises sont :

- Cosider TP.
- Cosider OA.
- Société Nationale de Génie Civil et Bâtiment Algérie GCB.
- SERO EST.
- L'Entreprise Nationale des Grands Ouvrage d'Art ENGOA.
- INFRARAIL.
- INFRAFER.

Le chef de file est COSIDER TP de ce regroupement.

Figure II-3 Groupement de réalisation

II.5 OJECTIFS DE PROJET :

- Dédoubler et rectifier le tracé existant.
- Optimiser les coûts logistiques liés au transport des ressources minières
- Assurer le transport de charges lourdes et de volumes importants de matériaux.

II.6 Présentation du PFE :

Dans ce mémoire, nous présentons l'étude et la conception d'un ouvrage souterrain (tranchée couverte) s'inscrivant dans le cadre de la section 1 (Annaba-bouchegouf) du projet de ligne minière Est, entre le PK 30+089 au PK 30+616. Ce projet est localisé sur le territoire de la commune de Chihani, relevant de la wilaya d'El Tarf.

II.7 Le tracé en plan de projet :

Le tracé en plan de l'ouvrage souterrain dépend du tracé de **la ligne minière EST**, et de la géologie et de l'hydrogéologie des terrains traversés avec la possibilité d'être modifié à la raison de présence de la contrainte géologique et hydrogéologique.

Figure II-4 Le tracé en plan

II.8 Profil en long de projet :

Vu le relief, le site de l'ouvrage présente une zone montagneuse d'une couverture variable jusqu'à 35m par rapport a la ligne rouge de projet comme le présente la figure suivante :

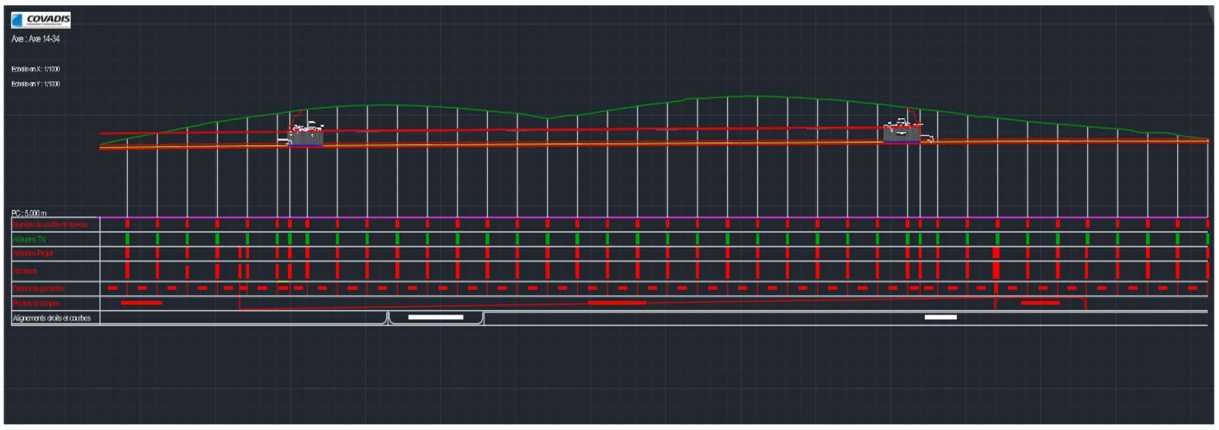


Figure II-5 Profil en long

CHAPITRE III :
Campane géotechnique

III GEOLOGIE, HYDROGEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE :

III.1 Introduction :

Les conditions géologiques et hydrogéologiques sont, plus que tout autre, des facteurs déterminants du degré de difficulté et du coût de réalisation d'un ouvrage souterrain.

Elles influencent non seulement le choix des méthodes d'excavation, de soutènement et de revêtement, mais leur bonne connaissance permet également de faire face à des aléas imprévus, comme la traversée d'un accident géologique avec arrivée d'eau sous forte pression, l'un des risques les plus critiques pour le concepteur d'un ouvrage.

Cette imprévision peut bloquer les travaux plusieurs mois, mettre en cause la sécurité du chantier, voir même compromettre la faisabilité de l'ouvrage. Pour cela une bonne reconnaissance du sol le long du tracé est nécessaire.

Figure III-1Situation géographique du projet

III.2 L'objectif :

Dans les projets de travaux publics d'une manière générale, et dans les travaux des ouvrages souterrains d'une manière particulière, l'investigation géotechnique est un passage obligatoire et important durant la phase d'étude du projet. Cette dernière a pour objectif de :

- Décrire le terrain à exécuter.
- Décrire l'état de contraintes du sol.
- Prévoir le comportement du sol durant les deux phases d'exécution et d'exploitation de l'ouvrage.

Les essais réalisés afin de satisfaire ces objectifs seront exposés dans les titres à venir.

III.3 Contexte Géologique et hydrologique :

L'Algérie, par le fait de sa taille, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le sud :

- ✓ L'Atlas Tellien (ou le Tell) :
  Constitué de reliefs escarpés et de plaines littorales dont les plus riches de l'Algérie sont la Mitidja au centre, le Chélif à l'Ouest et le Seybouse à l'Est.
- ✓ Les hauts plateaux
- ✓ L'Atlas saharien.
- ✓ Le Sahara.

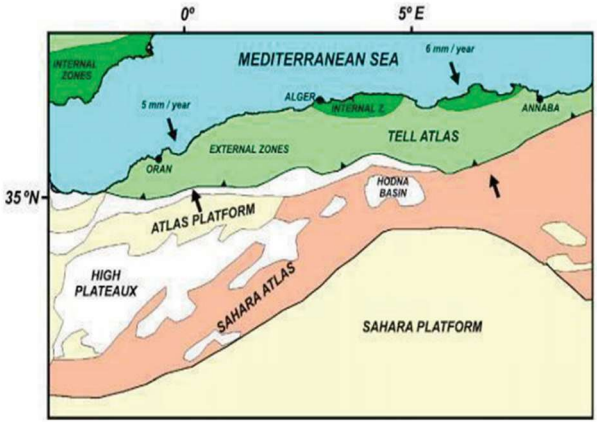


Figure III-2Carte schématique localisant la zone d'étude

III.3.1 Géologie régionale :

Parmi les grands domaines géologiques du Nord de l'Algérie figure la chaîne des Maghrébides, qui s'organise en deux ensembles principaux : le Tell au nord constitué notamment des Kabylides, des flyschs et des nappes telliennes et le système de l'Atlas intracontinental au sud.

La région d'étude s'inscrit dans la partie orientale de cette chaîne maghrébine, appartenant à la chaîne alpine d'Afrique du Nord. Cette dernière est issue de l'orogenèse alpine périméditerranéenne, d'âge tertiaire (Durand Delga, 1969).

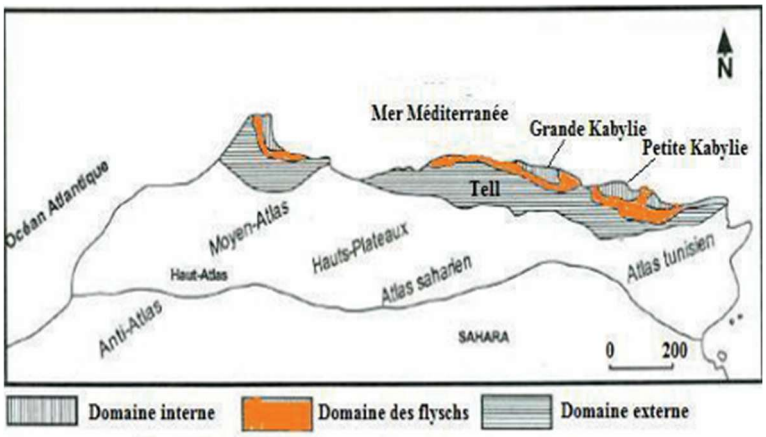


Figure III-3 Schéma structural simplifié des Maghrébides

III.3.2 Géologie locale :

L'ouvrage souterrain est implanté principalement dans des terrains sédimentaires d'âge Paléogène à Néogène et se situe sur le flanc nord de l'anticlinal de la commune de Chihani, dans la wilaya d'El Tarf. Il traverse une formation géologique attribuée à l'Éocène supérieur et à l'Oligocène, constituée d'un ensemble de grès et d'argiles numidiens. Cette formation se présente sous forme d'une série plus ou moins rythmique caractéristique des faciès de type flysch, avec une alternance de niveaux gréseux et argileux. Les grès, de teinte ocre à brun, peuvent être friables ou bien cimentés selon leur degré de consolidation. Les grès et les argiles apparaissent en bancs d'épaisseurs variables. Cette unité géologique est marquée par une tectonique importante liée à

l'orogenèse alpine, se traduisant par la présence de failles fréquentes et de déformations des matériaux.

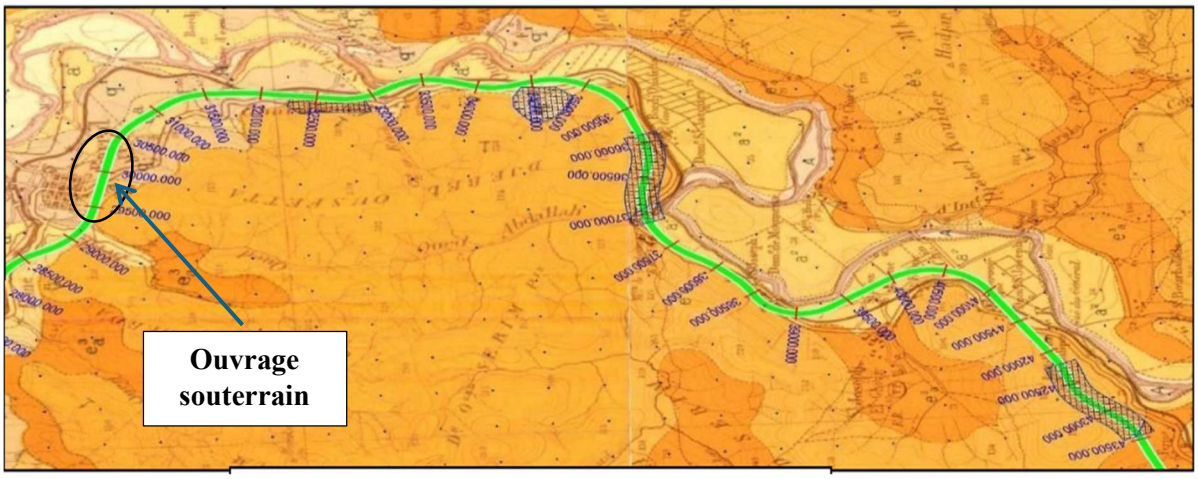


Figure III-4 Tracé de la ligne de chemin de fer. Plan géologique de la zone d'implantation des ouvrages souterraines

III.3.3 Condition hydrologique :

Les données hydrogéologiques sont à prendre en considération dans l'étude d'un ouvrage souterrain car, l'eau peut exercer une grande influence sur la résistance des sols ou des roches.

Les aspects hydrogéologiques du site sont principalement contrôlés par la lithologie et par des facteurs d'ordre tectonique, tels que la structure anticlinale du massif, ainsi que la présence de failles et de zones fortement fracturées.

La structure en anticlinal tend à réduire la présence d'eau, contrairement aux systèmes synclinaux, tandis que les failles peuvent modifier localement les conditions hydrologiques en créant des barrières favorisant l'accumulation ou la circulation de l'eau. De manière générale, une fracturation importante, favorisée par l'activité tectonique, augmente la capacité d'infiltration et de conduction des eaux.

Du point de vue lithologique, les unités présentent des perméabilités contrastées : plus élevées dans les formations grossières sableuses et plus faibles dans les formations riches en argiles. Les éléments rocheux, normalement imperméables, voient leur perméabilité augmenter en présence de fractures.

Compte tenu de la position de l'ouvrage souterrain dans l'anticlinal, le niveau phréatique se situera en principe à des niveaux inférieurs à ceux de l'ouvrage, même si des niveaux en suspension peuvent exister localement en raison des contrastes de perméabilité et de la présence d'accidents tectoniques. Ces observations devront être confirmées par des mesures piézométriques.

III.4 Sismicité :

La côte méditerranéenne de l'Afrique, le Maghreb, est la partie du continent plus active sismiquement. L'Algérie, en particulier, a souffert d'importants séismes le long de son histoire. Dû au fait que la plaque africaine converge avec l'européenne.

Selon la carte de séisme en vigueur, la partie de Nord d'Algérie se trouve en générale dans une zone plus ou moins affectée par des séismes. Ainsi, la région d'intérêt est classifiée par la directive de référence comme une zone de sismicité moyenne (Zone IIa), qu'elle est caractérisée par une accélération de 0.25g.

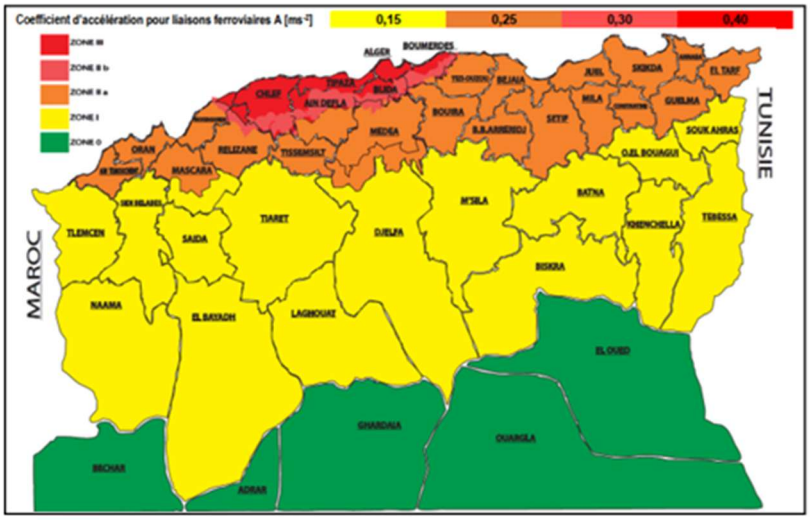


Figure III-5 Zonage sismique de l'Algérie selon le RPOA2008

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau III-1 Coefficient d'accélération de zone A

III.5 Campagne d'investigation géotechnique :

III.5.1 Contenu de la campagne géotechnique :

En 2023, une campagne de reconnaissance géologique et géotechnique a été réalisée dans la zone prévue pour la construction de l'ouvrage souterrain. Cette campagne a porté sur cinq sondages, localisés dans le tronçon étudié, du PK 3+089 au PK 36+616. Pour cette raison, cinq sondages ont été effectués afin de caractériser les formations géologiques et les propriétés géotechniques du site :

Phase APD :

- Un seul sondage carotté de 19m de profondeur noté F07-CMB au niveau du PK30+070
- Une série des essais au laboratoire réalisé sue des échantillons intacts ou romaniés prélevés des sondages carottés a différentes profondeurs

Phase d'exécution 2023 :

- Un sondage carotté de 15 m de profondeur, référencé BH-T3-S1 et implanté au PK 20+970, est accompagné d'essais in situ comprenant des essais SPT, deux essais pressiométriques Ménard ainsi qu'un essai de perméabilité de type Lefranc.
- Un sondage carotté de 35 m de profondeur, référencé BH-T3-S2 et implanté au PK 30+170, a été complété par des essais in situ, comprenant des essais SPT ainsi qu'un essai de perméabilité de type Lefranc plus un down-Hole.
- Un sondage carotté de 30 de profondeur, référencé BH-T3-S3 et implanté au PK 30+370, a été complété par des essais in situ, comprenant des essais SPT et équipé par un tube piézométrique ainsi qu'un essai de perméabilité de type Lefranc.
- Un sondage carotté de 36 m de profondeur, référencé BH-T3-S4 et implanté au PK 30+570, a été complété par des essais in situ, comprenant des essais SPT ainsi qu'un essai de perméabilité de type Lefranc plus un down-Hole.
- Un sondage carotté de 15 m de profondeur, référencé BH-T3-S5 et implanté au PK 30+720, est accompagné d'essais in situ comprenant des essais SPT, deux essais pressiométriques Ménard ainsi qu'un essai de perméabilité de type Lefranc.
- Une série des essais au laboratoire réalisé sue des échantillons intacts ou romaniés prélevés des sondages carottés a différentes profondeurs

Figure III-6 Image satellitaire de localisation des sondages

III.5.2 Coupe géologique :

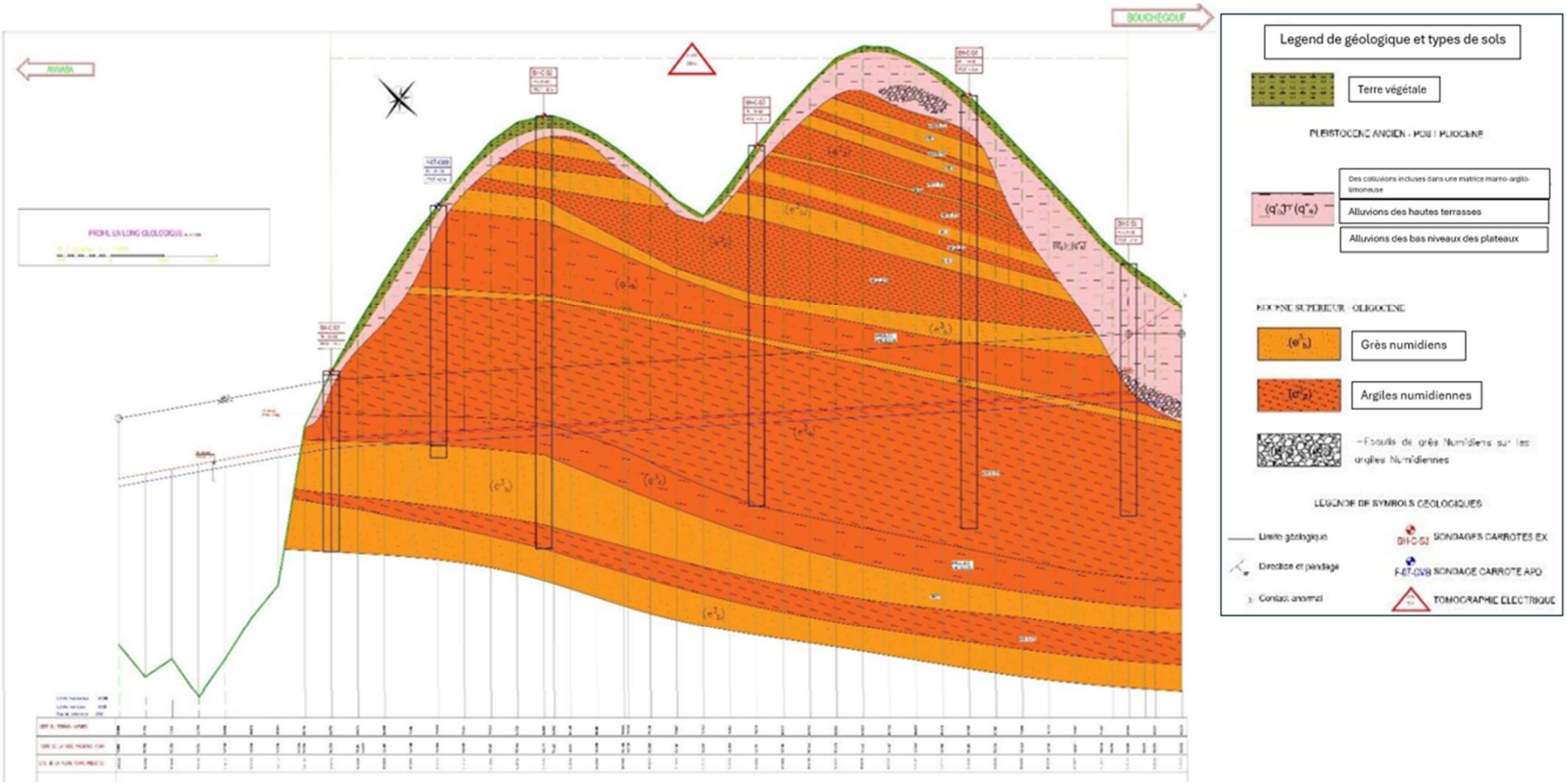


Figure III-7 coupe géologique

III.5.3 Lithologie :

La stratigraphie identifier a partir des sondages carottés, et confirmé par les observations visuelles sur le terrain, et constitué principalement d'une couche de terre végétal posé sur des argiles (AG, AMC et AM) le tout posé sur des grés soit très fracturé ou moyennement fracturé comme le montre les photos des caisse présentées ci-après :

Figure III-8 photo de caisse sondage BH-T3-S1 (enter)

Figure III-9 photo de caisse sondage BH-T3-S5 (sortie)

III.5.4 Niveau piézométrique :

Nous avons observée au niveau du sondage S3 une présence d'eau, à la profondeur de 13 m. Les mesures piézométriques indiquent aussi des niveaux supérieurs à 20 m aux sondages S2 et S4.

La partie supérieure du terrain présente une prédominance des pélites, et dans son bon état il est imperméable, au contraire à des profondeurs supérieures à 10, 15 et 20 m (ça dépend l'emplacement) la présence des grés est déjà confirmé, donc la présence de l'eau aussi.

III.5.5 Essais in-situ :

Dans le cadre de l'étude géotechnique du projet, la compagne géologique et géotechnique a réalisé les essais in situ suivants :

- L'essai au Pénétromètre dynamique (SPT) ;
- L'essai Pressiométrique Menard (PR).
- Essais de perméabilité LEFRANC.
- Investigation géophysique (essais Down-Hole)

Le sommaire de chacun de ces essais va être représenté suivant les unités géotechniques du terrain, ainsi que leurs résultats sont mentionnés dans l'annexe A.

III.5.5.1 Essais SPT :

Des essais au carottier SPT ont été réalisés sur les sondages BH-S1, BH-S2, BH-S3, BH-S4 et BH-S5 dans l'alternance de grès, du sable, argile et argile-grès dans l'ouvrage souterrain, et pour évaluer l'état de compacité et la résistance de ces formations.

L'essai de pénétration au carottier SPT consiste à :

- Enfoncer dans le sol par battage un carottier normalisé à partir du fond d'un forage à parois stabilisées après la pénétration du carottier sous l'effet de la pesanteur et de l'enfoncement d'amorçage de 15 cm
- Noter le nombre de coups de mouton N_{SPT} nécessaire pour faire pénétrer le carottier dans le sol d'une hauteur de 30 cm.

Le calcul des corrélations des résultats de SPT corrigés N60 se fait à l'aide de la relation suivante : $N_{60}= \frac{N*\eta H*\eta B*\eta S*\eta R}{60}$

Les variations ŋH, ŋB, ŋS et ŋR sont basées sur les recommandations de Seed (1985) et Skempton (1986). Les résultats des essais SPT sont présentés dans annexe A-1.

III.5.5.2 Essais Pressiométrique (Menard) :

Il s'agit d'utiliser un appareillage de marque LIM de type G « sonde emboîté » constitué par un contrôleur pression volume (CPV), une tubulure coaxiale à haute pression talon, de 45 m et une sonde tri-cellulaire coaxiale revêtue d'une membrane souple, et une gaine toilée à haute pression. Afin de connaître les déformations du sous-sol selon les paliers de contraintes :

- Module pressiométriques (E)
- Pression de fluage (Pf)
- Pression limite (Pl)

Figure III-10 Appareillage de l'essai pressiométrique

III.5.5.2.1 Les graphes de variation de Pl en fonction de la profondeur :

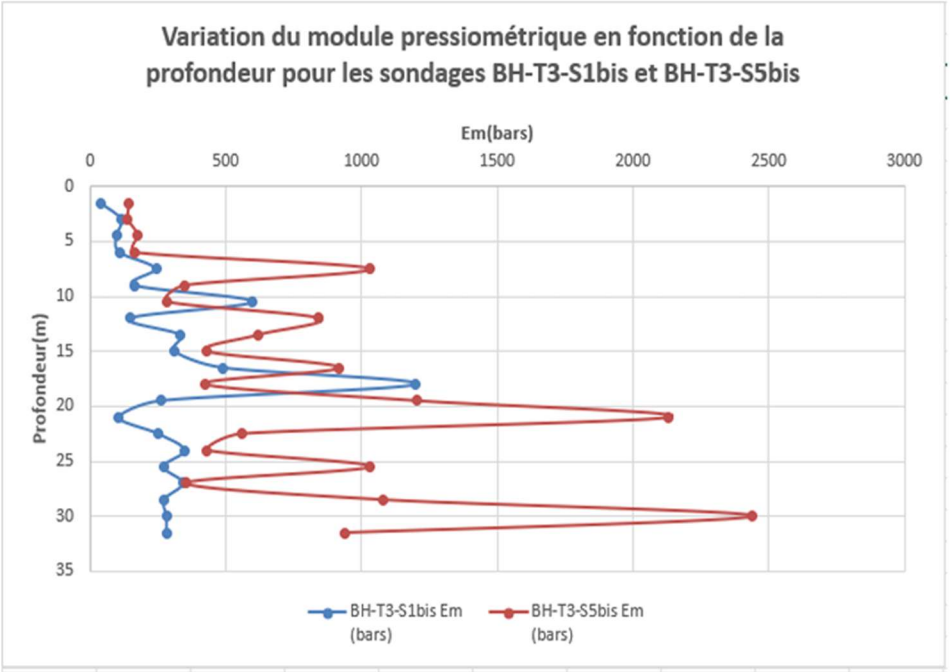


Figure III-11 graphe de variation de Pl en fonction de profondeur

III.5.5.2.2Les graphes de variation de Em en fonction de la profondeur :

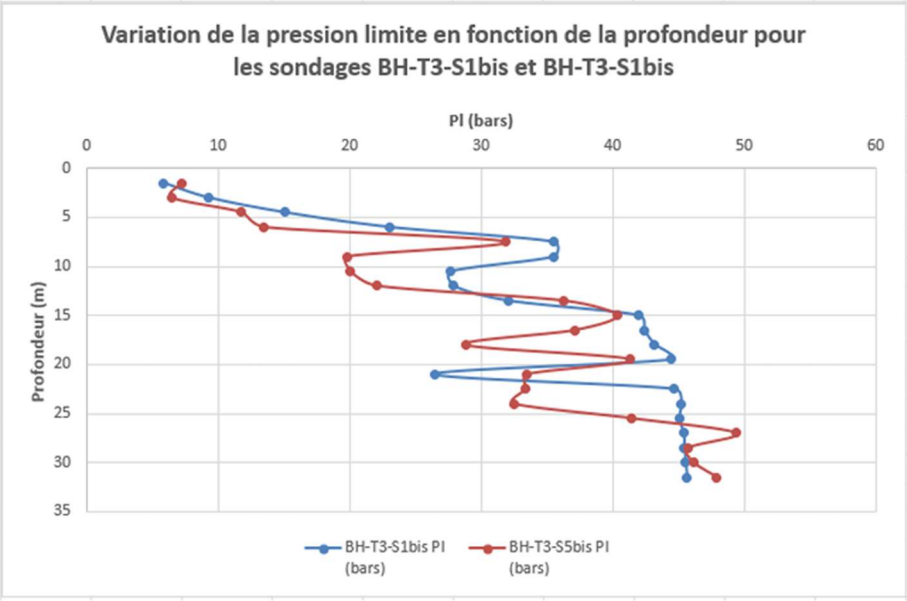


Figure III-12 graphe de variation de Em en fonction de profondeur

But :

Ces essais ont été utilisés pour obtenir des indications sur le module élastique du matériau et fournissent également des indications de l'angle de frottement, outre à fournir une évaluation indicative du type de matériau rencontré. A partir du module EM (module pressiométrique de Ménard) obtenu par l'essai, le module de Young est analysé en utilisant le coefficient rhéologique α :

$$Eyoung = Em / \alpha^2$$

Le facteur α est déterminé à partir du tableau annexe A-2

Les résultats obtenus depuis l'essai pressiométrique, à savoir le module de déformation (EP), la pression limite (Pl), la pression de fluage (Pf) et le module d'élasticité sont présentés dans les tableaux dans l'annexe A-2.

Tous les résultats de l'essai pressiométrique dans les sondages BH-T3-S1, BH-T3-S1bis, BH-T3-S5 et BH-T3- S5bis (voir le cercle rouge) indiquent que le terrain situe entre un sol meuble normalement consolidé ou sur-consolidé et une roche tendre ou fracturée avec une cimentation disjointe.

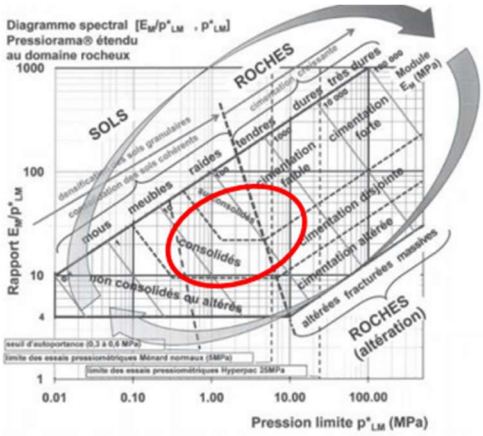


Figure III-13 Classification des roches et des sols à l'aide de leurs caractéristiques pressiométrique

III.5.5.3 Essais de perméabilité LEFRANC :

L'essai Lefranc s'applique à tous les sols fins ou grenus sous la nappe, dont la valeur de perméabilité présumée est supérieure à une valeur de l'ordre de 10^{-6}. Il peut être réalisé dans les sondages de reconnaissance au fur et à mesure de l'avancement.

Des essais Lefranc réalisés dans les formations argilo-sableuses compactes. Le résumé des résultats est présenté dans le Tableau suivant :

Sondages	Localisation	Profondeur de la cavité(m)	Lithologie	Perméabilité k (m/s)	Formation
S1	PK29+970	3	Grès fracturé	1,01E-03	Perméable
S2	PK30+170	3,6	Argile	1,54E-04	Perméable
		10,3	Argile	1,68E-05	Semi-Perméable
S3	PK30+370	8	Argile	2,82E-03	Perméable
		17,5	Argile	1,11E-03	Perméable
S4	PK30+570	26	Argile	1,17E-03	Perméable
S5	PK30+70	10,3	Argile	1,14E-03	Perméable

Tableau III-2 Résultats des essais Lefranc

Les résultats des essais de perméabilité montrent que les formations argilo-gréseuse présentent une perméabilité notable. Ce comportement s'explique probablement par le caractère fortement tectonisée de la zone, marqué par la présence de nombreuses discontinuités (fractures, fissures), qui, combinées à la compacité des couches, favorisent la circulation de l'eau.

III.5.5.4 Investigation géophysique :

Coordonnées géographiques des profils de tomographie électrique :

Un seul profil créé pour l'OS, cela commence à partir du sondage S1 jusqu'à le sondage S5.

Profil	Début du profil	Fin de profil
ERT4	X=390033 Y=4055956	X=390761 Y=4055734

Tableau III-3 Localisation du profil ERT4

L'analyse du profil ERT4 révèle une distribution particulière des valeurs de résistivité, telle que présentée sur la figure ci-après :

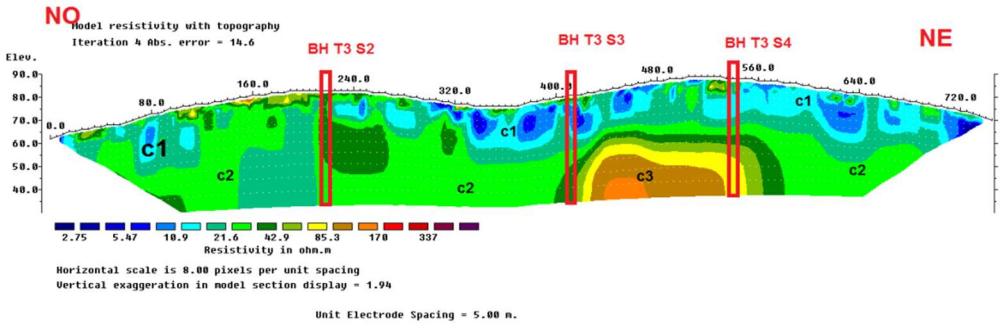


Figure III-14 Profil de tomographie électrique

Cette figure met en évidence la présence de lentilles de faible résistivité, notées C1, du côté nord-ouest au début du profil. Ces lentilles se rapprochent pour former une couche qui s'étend du centre vers la fin du profil, atteignant une profondeur d'environ 15 à 22 mètres. Cette couche repose sur une strate de résistivité plus élevée, notée C2, qui s'étend le long du profil, à l'exception d'une zone au centre du profil où une valeur de résistivité C3 est observée.

- À l'entrée et à la sortie, deux profils totalisant 186 mètres linéaires ont été réalisés, avec un espacement de 3,00 mètres entre les électrodes. Les résultats de la tomographie électrique sont présentés dans les figures ci-dessous (profil 1 pour la sortie et profil 2 pour l'entrée).

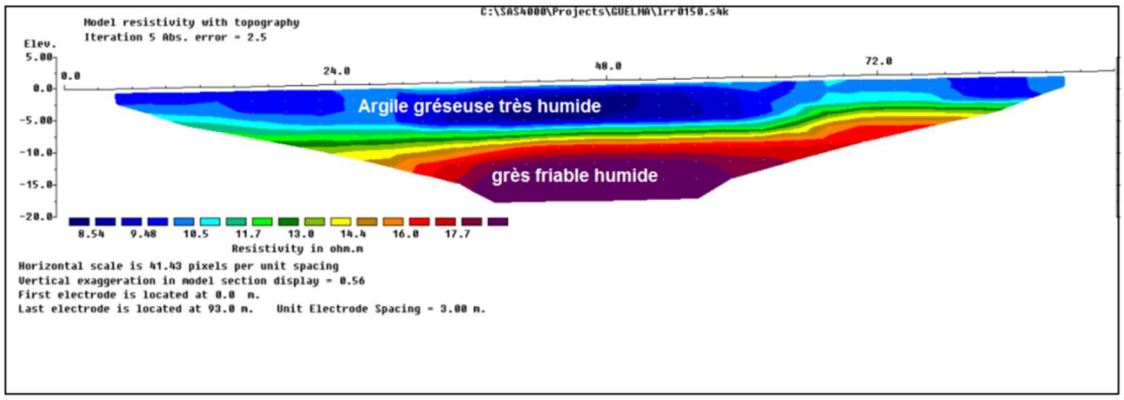


Figure III-15 Profile 1 transversale de la sortie

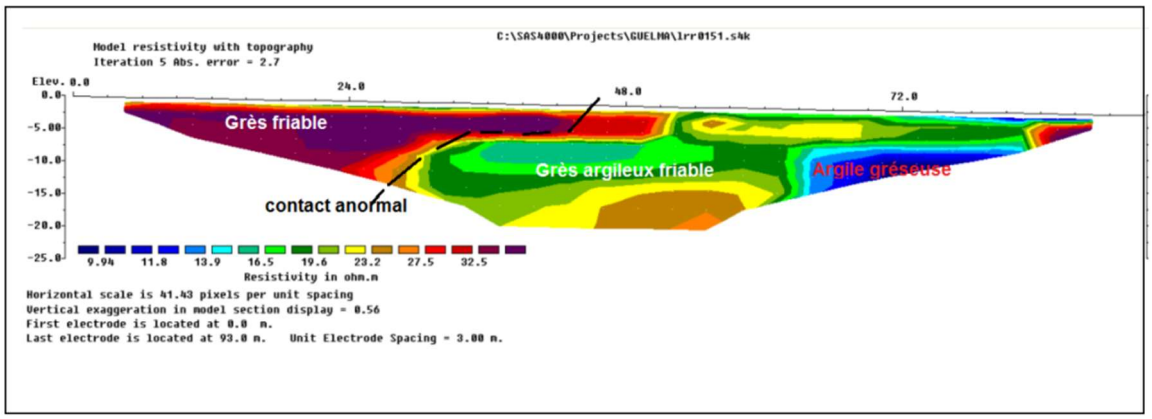


Figure III-16 Profile 2 transversale de l'entrée.

III.5.5.5 Essais Down-Hole :

Dans le contexte de cette compagne géophysique, deux (02) essai Down-Hole (DH) ont été réalisé au niveau des sondages carotté (BH-S2 ; BH-S4) dans des conditions d'enregistrements moyennes (bruits). Les paramètres de mesures sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Sondage	Profondeur forage (m)	Profondeur mesures(m)	Pas de mesures(m)
DH1(T3-S4)	35	35	1
DH2(T3-S2)	35	34	1

Tableau III-4 Les paramètres de mesures de l'essai Down-Hole

Analyse des résultats :

Détermination Des Modules Dynamiques D'élasticités :

Le coefficient de Poisson (υ), qui permet de caractériser la déformation de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué est exprimé par la formule :

$$\upsilon = (Vp^2 - 2Vs^2)$$

Le module de Young (E) ou module de compression, est la constante qui relie la contrainte de traction et la déformation pour un matériau élastique isotrope est exprimée par la formule :

$$E\ (MPa) = 2\ \rho\ Vs^2\ (1+\upsilon)$$

Le module de cisaillement (G), est une grandeur physique qui intervient dans la caractérisation des déformations causées par des efforts de cisaillement est exprimé par la formule :

$$G\ (MPa) = \rho\ Vs^2$$

III.5.5.6 Down-Hole BH-S2 :

La corrélation de la coupe lithologique du sondage BH-S2 aux résultats obtenus montre :

Profondeur (m)	Nature de sol	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρh(t/m3)	μ	G(Mpa)	E(Mpa)
0-4,5	Argile	1050	199	2	0,48	79,2	234,66
4,5-6,1	Grès fracturés	743	236	2	0,44	111,39	321,68
6,1-13	Argile	1215	411	2	0,44	337,84	969,87
13,16,2	Sable argileux compacte a fracturés	1466	486	2	0,44	472,39	1358,85
16,2-25	Argile compacte a fracturés	1631	495	2	0,45	490,05	1420,43
25-34	Grès dur et fracturés	1762	572	2	0,44	654,37	1885,82

Tableau III-5 résultats des corrélations de DH1-S2

III.5.5.7 Down-Hole BH-S4 :

La corrélation de la coupe lithologique du sondage BH-S4 aux résultats obtenus montre :

Profondeur (m)	Nature de sol	Vp (m/s)	Vs (m/s)	ρh(t/m3)	μ	G(Mpa)	E(Mpa)
0-3,7	Argile	1414	190	2	0,49	72,2	215,27
3,7-7,9	Grès fracturés	1301	276	2	0,48	152,35	449,88
7,9-11,2	Argile tendre et altéré	1603	433	2	0,46	374,98	1095,42
11,2-15	Grès altéré	1389	446	2	0,44	379,83	1147,76
15-18,1	Argile compacte a fracturés	1241	533	2	0,40	522,24	1460,10
18,1-20,5	Grès fracture	1138	562	2	0,40	426,89	1196,42
20,5-26,8	Argile compacte	1960	529	2	0,46	559,68	165,07
26,8-28	Grès fracturés	1110	436	2	0,41	380,19	1071,22
28-35	Argile tendre a compacte	1674	540	2	0,44	583,2	1681,86

Tableau III-6 résultats des corrélations de DH1-S4

Les principales conclusions sont les suivantes :

- L'analyse approfondie du profil ERT4 révèle une distribution non homogène des propriétés électriques du sous-sol, avec la prédominance de la valeur C2. La corrélation avec les sondages carottés indique une composition géologique complexe, principalement constituée de grès fin très fracturé, intercalé par des formations d'argile compacte fracturée et altérée.

- Les valeurs de résistivité C1 et C2 le long des profils suggèrent probablement la présence d'argiles ou de marnes. Ces formations peuvent expliquer la faible résistivité observée dans ces zones.

- La valeur de résistivité C3, particulièrement observée au centre des profils, pourrait correspondre à des zones de grès très fracturé, comme indiqué par la corrélation avec les sondages carottés.

En conclusion, les profils de tomographie électrique ont fourni des indications précieuses sur la composition géologique du sous-sol. Les valeurs C1 et C2 sont associées à des argiles, argilites ou marnes, tandis que la valeur C3 correspond à des zones de grès très fracturé.

D'après les valeurs des vitesses de cisaillement des Down-Hole DH1 et DH2 et selon le règlement parasismique Algérien (RPA2024) on classe le site en S2 (site ferme) (360 m/s < Vs30 ≤800 m/s) :

-Vsmoy DH01 (T3.S4) = 389 m/s.

-Vsmoy DH02 (T3.S2) = 393 m/s.

III.5.6 Essais de laboratoire :

Phase APD :

Le sondage F07-CMB est situé proximité de l'axe de projet, donc le calcul ou la détermination finale des paramètres géotechniques prend et interpréter ces résultats avec les résultats de l'étude d'exécution. Le sondage est situé au **PK 30+070.**

Sondage	Prof (m)	NP (m)	Densité		Limite D'Atterberg			Analyse granulométrique			Cisaillement		Analyse chimique			
			γd (t/m3)	γh (t/m3)	Wl	Wp	Ip	<2mm	<80um	<2um	C' (KPa)	φ (°)	Gypse (%)	NaCl	CaCO3 (%)	MO (%)
F07-CMB	1	/	1.71	2.1	37	18	19	97.6	73.5	31.5	14.8	29	Traces	0.12	9.90	6.4
	4	/	1.70	2.03	47	22	25	83.9	71.5	34.5	18.2	19	/	/	/	/
	10	/	1.91	2.19	37	21	16	92.8	97.8	44.5	79.4	23	/	/	/	/
	19	/	1.99	2.27	37	21	16	82.2	82.2	38.5	6.4	25	/	/	/	/

Tableau III-7 Résultats des essais de laboratoire sondage PK30+070

Phase d'exécution :

Dans les autres sondages des échantillons des sols et roches ont été prélevés, en vue de réaliser des essais de laboratoire qui caractérisent le sol. D'une façon générale, les essais de laboratoire réalisés sur des échantillons rocheux ou sols très compacts ont été les suivants : teneur en eau,

Wn (%) ; densité, γd (t/m3) ; et compression uni-axiale, Rc (MPa), ACS analyse chimique sommaire, limite d'Atterberg (%), granulométrie sont présenté dans les tableaux 9,10 et 11.

III.5.6.1 Analyse chimique :

Sondage	Prof. de collecte de l'échantillon (m)	Analyses Chimiques			
		$CaCO_3$ (%)	SO_4^{2-} (%)	Cl^- (%)	pH
BH-C-S1	05.20 – 05.40	0,19	120,28	0,18	-
BH-C-S2	11.53 – 11.80	0,19	111,01	0,18	-
	17.73 – 18.00	0,19	132,33	0,18	-
	20.40 – 20.77	0,57	141,21	0,18	-
BH-C-S3	15.20 – 15.34	0,38	125,00	0,18	-
	18.70 – 18.80	0,76	120,33	0,18	-
BH-C-S4	03.20 – 03.40	26,15	125,00	0,18	-
BH-C-S5	02.00 – 02.20	20,63	125,55	0,14	-
	05.00 – 05.20	6,34	136,21	0,14	-
	07.00 – 07.15	10,31	141,21	0,18	-
	10.00 – 10.20	2,38	120,20	0,18	-
	11.00 – 11.25	0,19	142,55	0,18	-
	16.50 – 17.00	0,19	123,25	0,18	-

Tableau III-8 résultats des essais d'analyses chimiques

Selon la norme XP P 94-011 (1999), les sols analysés sont classés comme suit :

- La classe XA1 selon NA16002 pour tous les essais, i.e. agressivité nulle partout.
- Le pourcentage de CaCo3 confirme que sont des pélites ou des argiles et pas des marnes ou des argiles marneuses, sauf à la sortie de l'ouvrage.

III.5.6.2 Les essais d'identification physique :

Sondage	Profondeur (m)	Nature	Granulométrie (% passants)			Limites d'Atterberg		Wn (%)	γd (t/m³)	n (%)
			< 2 mm (%)	< 74 µm (%)	< 2 µm (%)	WL (%)	IP (%)			
BH-C-S1	02.00 – 02.50	Argile	87.21	77.18	42.31	58.67	22.54	18.91	1.67	82.1
	03.00 – 03.45	Argile	84.82	45.62	24.73	-	-	-	-	-
	04.32 – 04.52	Argile	-	-	-	-	-	17.18	1.78	90.0
	05.20 – 05.40	Argile	80.92	65.98	30.10	55.96	18.95	16.04	1.82	89.1
	11.00 – 11.23	Argile	19.93	3.66	0.80	-	-	-	-	-
BH-C-S2	03.00 – 03.45	Argile	70.06	46.50	24.04	50.61	14.96	-	-	-
	06.30 – 06.75	Argile	97.85	93.30	57.31	67.80	29.77	-	-	-
	09.00 – 09.45	Argile	97.51	47.70	12.09	50.65	16.77	-	-	-
	19.68 – 19.88	Argile	-	-	-	-	-	-	2.17	-
	30.55 – 31.00	Gres fracture	-	-	-	-	-	-	1.92	-
	31.28 – 31.40	Gres fracture	-	-	-	-	-	-	1.97	-
	32.30 – 32.54	Gres fracture	-	-	-	-	-	-	2.34	-
	01.10 – 01.36	Argile	-	-	-	-	-	18.23	1.70	-

BH-C-S3	02.62 – 02.84	Argile	-	-	-	-	-	18.65	1.71	-
	03.00 – 03.37	Argile	-	-	-	52.03	19.45	-	-	-
	06.00 – 06.45	Argile	49.60	30.15	14.61	54.77	21.56	-	-	-
	09.00 – 09.45	Argile	83.95	46.84	-	52.66	17.98	-	-	-
	09.25 – 09.70	Argile	52.81	23.00	8.98	59.24	22.11	-	-	-
	11.00 – 11.30	Argile	-	-	-	45.51	10.73	-	-	-
BH-C-S4	03.20 – 03.40	Argile	67.07	41.97	21.68	68.15	30.57	-	-	-
	05.00 – 05.11	Gres fracture	-	-	-	21.67	6.76	-	-	-
	05.55 – 05.85	Gres fracture	-	-	-	-	-	16.23	1.79	86.3
	05.85 – 06.50	Argile	-	-	-	-	-	-	2.41	-
	06.70 – 07.00	Gres fracture	-	-	-	-	-	-	2.81	-
	08.30 – 08.50	Argile	-	-	-	53.43	15.08	-	-	-
	08.50 – 08.77	Argile	-	-	-	-	-	-	2.55	-
	12.75-13-00	Argile	-	-	-	45.50	12.87	-	-	-
	15.00-15.06	Argile	-	-	-	51.84	16.21	-	-	-
	15.06-15.45	Gres fracture	-	-	-	-	-	-	2.55	-
	20.49-20.76	Argile	-	-	-	-	-	-	2.24	-
	25.00-25.27	Argile	-	-	-	-	-	-	2.17	-
BH-C-S5	02.00 – 02.20	Argile	-	-	-	25.57	17.10	-	-	-
	04.57 – 04.80	Argile	-	-	-	-	-	-	2.24	-
	05.00 – 05.20	Argile	-	-	-	51.68	20.69	-	-	-
	06.00 – 06.50	Argile	-	-	-	-	-	-	2.32	-
	07.00 – 07.15	Argile	-	-	-	76.46	37.08	-	-	-
	09.00 – 09.39	Argile	-	-	-	-	-	-	2.17	-
	10.00 – 10.20	Argile	-	-	-	45.91	20.62	-	-	-

Tableau III-9 résultats des essais d'identification physique

Interprétation des essais d'identification physique :

- La masse volumique indique que les valeurs sont denses.
- L'indice de plasticité a été divisé en cinq classes d'après Anon (1979), la majorité des résultats indiquent des plasticités moyenne à élever (sauf le résultat du sondage S5 au profondeur 7.00 m qui est indique une valeur élevée pour la plasticité, et deux autres valeurs indiquent des valeurs faibles).
- L'analyse granulométrique montre la présence des percentages voisins des argiles et de silt, donc la plupart des pélites sont des « mudstone ».

Avec :

Pélites : Les pélites sont des roches sédimentaires très fines, composées principalement d'argile et de limon, qui se forment par sédimentation dans des environnements calmes.

Mudstone : Le mudstone est une roche sédimentaire très fine et compacte, constituée principalement d'argile et de limon, qui résulte de la consolidation de sédiments fins.

- L'indice de plasticité et la fraction argileuse montrent que l'activité des argiles est faible.
- La porosité élevée est probablement due à l'altération des pélites à la surface.
- Le teneur en eau pour tous les essais est presque de l'argile raide.
- La limite de liquidité et le teneur en eau et l'indice de plasticité indiquent une consistance dure pour les pélites.

III.5.6.3 Les essais mécaniques :

Sondage	Profondeur (m)	Nature	Rc (MPa)	Essai brésilien (mpa)	Φ' (°)	C'(kPa)	Compressibilité à l'Œdomètre.	
							Cc (%)	Cg (%)
BH-C-S1	02.00 – 02.50	Argile	-	-	11	28	17.04	4.32
	04.32 –04.52	Argile	-	-	12	22	8.52	4.32
	05.20 – 05.40	Argile	-	-	23	7	11.93	3.99
BH-C-S2	1.22 – 1.55	Argile	-	-	-	-	15.90	2.66
	19.68 – 19.88	Argile	2.62	-	-	-	-	-
	30.55 – 31.00	Gres fracture	1.59	-	-	-	-	-
	31.28 – 31.40	Gres fracture	1.65	-	-	-	-	-
	32.30 – 32.54	Gres fracture	4.47	-	-	-	-	-
BH-C-S3	01.10 – 01.36	Argile	-	-	19	29	9.09	3.65
	02.62 – 02.84	Argile	-	-	28	12	-	-
BH-C-S4	03.20 – 03.40	Argile	-	-	-	26.15	-	-
	05.85 – 06.50	Argile	0.44	-	-	-	-	-
	06.70 – 07.00	Gres fracture	5.52	-	-	-	-	-
	08.50 – 08.77	Argile	10.0	-	-	-	-	-
	09.00 – 09.39	Argile	2.17	-	-	-	-	-
BH-C-S5	02.00 – 02.20	Argile	-	-	-	-	-	-
	04.57 – 04.80	Argile	-	4.11	-	-	-	-
	06.00 – 06.50	Argile	2.409	4.65	-	-	-	-
	09.00 – 09.39	Argile	2.385	2.09	-	-	-	-

Tableau III-10 résultats des essais mécaniques

Interprétation des résultats des essais mécanique :

Les essais mécaniques dans le domaine des flysch sont difficiles à réaliser, donc il est difficile de prendre ces valeurs comme des caractéristiques du massif, car le comportement du massif diffère complètement du comportement des couches ou des séquences du flysch. Les résultats montrent des valeurs faibles, tant pour la résistance à la compression que pour la cohésion et l'angle de frottement.

Dès que l'indice de gonflement dépasse 7% on peut considérer que le soulèvement des fondations risque de poser de graves problèmes. D'après les résultats, il n'y a pas de risque de gonflement Les résultats de l'indice de compressibilité sont considérés comme moyennes à élevés (en générale les deux résultats sont moyennement compressibles).

III.5.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents contextes du site, notamment les aspects géologiques, hydrologiques et sismiques. Nous y avons également décrit le contenu de la campagne géotechnique, en détaillant les différents essais réalisés, aussi bien in situ qu'en laboratoire.

Chapitre IV
Hypothèse de calcule géotechnique

IV Hypothèses géotechniques de calcule :

IV.1 Paramétrage géotechnique des massifs rocheux :

IV.1.1 Classification géomécanique :

IV.1.1.1 Indice de résistance mécanique – Geological strength index (GSI) :

Le système de classification GSI, associé aux paramètres m, s et a du critère de rupture de Hoek–Brown, constitue une méthode fiable pour estimer la résistance des massifs rocheux et aider à la conception des excavations ainsi qu'au choix du soutènement. Son principal avantage est sa capacité à caractériser des roches difficiles à décrire.

Nous avons utilisé la classification GSI :

- La classification GSI pour les massifs de grés

En appliquant la classification GSI de Hoek (2002), chaque unité géotechnique est caractérisée par une valeur de GSI. Le grès très fracturé (G1) correspond au massif le plus dégradé et parfois broyé, tandis que le grès moyennement fracturé (G2) présente une qualité intermédiaire., et le grès sain (G3) correspond au massif de meilleure qualité. (Voir annexe A-3)

Unité géologique	Valeur de GSI
Gres très fracturé (GTF)	21-30
Gres moyennement fracturé (GMF)	30-40
Gres sain (GS)	60

Tableau IV-1 valeur de GSI pour chaque unité géologique.

Pour déterminer les paramètres géotechniques des unités rocheuses, il est nécessaire, dans un premier temps, de procéder à leur classification géomécanique, notamment à l'aide du GSI (Geological Strength Index).

Une fois la valeur du GSI estimée, on peut utiliser le logiciel Rock-Data pour calculer les paramètres de résistance du massif rocheux, tels que l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (c), à partir du critère de Hoek-Brown.

IV.1.2 Résultats de logiciel rock-data :

Pour les grès :

Unité de grès	GSI	γ (kn/m³	σi(MPa)	mi	E(MPa)	D	mb	s	a	C(Mpa)	Φ'
GTF	21	20	15	13	198	0.7	0.169	1.07E-5	0.541	0.06	25
GMF	30	22	30	13	671	0.7	0.278	3.9E-5	0.522	0.120	36
GS	60	24	50	17	7150	0.7	1.888	0.0030	0.503	0.450	55

Tableau IV-2 paramètres des grès

NB : D=0.7 (talus).

NB : Les graphes obtenus à l'aide du logiciel RocData sont présentés en annexe A-4

IV.2 Paramétrage géotechnique du sol :

Pour les sols, trois unités ont été identifiées à partir des sondages : l'argile gréseuse (AG), l'argile moyennement cohérente (AMC) et l'argile marneuse (AM). Le paramétrage géotechnique de ces unités repose sur les résultats des essais in situ et de laboratoire, ainsi que sur des corrélations empiriques permettant d'estimer les principaux paramètres mécaniques nécessaires aux analyses de stabilité et de conception.

IV.2.1 Corrélation des essais :

IV.2.1.1 Essais pressiométrique (PMT) :

Cohésion non drainée :

4 essais pressiométriques ont été réalisées dans la zone de l'ouvrage, dans les sondages BH-T3-S1 et BH-T3-S5 respectivement, comme on a montré précédemment.

Dans sa recherche intitulée « Le pressiomètre et la résistance au cisaillement, cas particulier des argiles saturées » (2005), Cassan M. a proposé des formules permettant d'estimer la cohésion non drainée à partir des résultats de l'essai pressiométrique, en se basant notamment sur la pression limite (Pl) et la pression initiale (P0), comme suit :

Pour Pl – P0 ≤ 0.3 MPa :

$$Cu = \frac{Pl-P0}{5.5}$$

Pour 0.3 ≤ Pl – P0 ≤ 1 MPa :

$$Cu = \frac{Pl-P0}{12} + 0.03 \quad \text{ou} \quad Cu = \frac{Pl-P0}{10} + 0.025$$

Pour 1 ≤ Pl – P0 ≤ 2.5 MPa :

$$Cu = \frac{Pl-P0}{35} + 0.085$$

Résultats des calcules :

Sondage	BH-T3-S1		BH-T3-S5	
Profondeur (m)	5	10	5	10
Pl(Mpa)	1.87	4.97	1.24	2.5
P0(Mpa)	0.2	0.3	0.04	0.15
PL-P0(Mpa)	1.67	4.67	1.2	2.35
Cu (kpa)	132.71	/	119.28	152.14

Tableau IV-3 Corrélation entre la cohésion non drainée et l'essai pressiométrique

Angle de frottement :

Van Wambeke (1978) a été proposée une formule pour déterminer l'angle de frottement :

$$\varphi' = 18.7 + 13.3\log(Pl - P0) + b'$$

Avec b' = 2 pour les sols humides, et b' = -2 pour les sols secs.

Résultats des calcules :

Sondage	BH-T3-S1		BH-T3-S5	
Profondeur	5	10	5	10
Φ’	23.66	29.60	21.75	25.64

Tableau IV-4 Corrélation entre l'essai pressiométrique et l'angle de frottement.

IV.2.1.2 Standard pénétration test (SPT)

Cohésion non drainée :

Toutes les valeurs de la cohésion non drainées déduits à partir de l’essai SPT indiquent des sols (ou des roches) raide à très raides (tendre altéré pour les roches) … L’interprétation de la résistance de l’argile en utilisons les valeurs de SPT se basent sur leur plasticité et la classification des sols :

• Indice de plasticité (IP) (Stroud 1974)

• Classification des sols (Sowers 1979)

Les valeurs de l’indice de plasticité et de N-SPT existent en même profondeurs dans le sondage BH-T3-S5, donc on peut l’utiliser cette corrélation seulement dans le sondage BH-T3-S5.

Sondage	BH-T3-S5			
Profondeur (m)	2	5	7	10
N	10.20	19.04	21.28	39.2
Ip	17.1	20.69	37.08	20.62
Cu(Kpa)	61.20	104.72	102.14	215.60

Tableau IV-5 Corrélation entre le SPT, IP et la cohésion non drainé

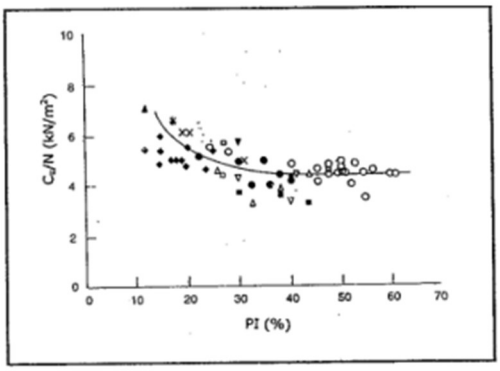


Figure IV-1 Corrélation entre le IP, Cu et N

Vue la complexité de la lithologie du terrain : épaisseur variable des intercalations de grès au niveau de l'argile raide et de la présence des passages de faible résistance, d'après les résultats des corrélations et des essais de laboratoire, nous avons opté pour la fixation des paramètres des différentes unités de sols comme suit :

Argile :

Unités géotechnique	C'(kPa)	Pl (MPa)	Φ' (°)	Cu	qs	γ (Kn/m3)	E (MPa)
Argile gréseuse (AG)	**20**	**1.5**	**25**	**80**	**40**	**20**	**85**
Argile moyennement cohérente (AMC)	**50**	**3.5**	**25**	**200**	**150**	**21.5**	**150**
Argile marneuse (AM)	**20**	**1.4**	**21**	**80**	**40**	**19**	**80**

Tableau IV-6 paramètres des argiles

IV.3 Conclusion :

En conclusion de ce chapitre, nous avons réussi à déterminer les paramètres géotechniques des différentes couches rencontrées lors des sondages réalisées.

Chapitre V :
Caractéristiques des matériaux

V Caractéristique des matériaux :

V.1 Introduction :

Le dimensionnement des ouvrages en béton armé repose sur un ensemble d'hypothèses issues de l'étude approfondie des matériaux constitutifs, notamment le béton et l'acier. Ces hypothèses tiennent compte de leurs propriétés physiques, chimiques et mécaniques, conformément aux règles et normes de calcul en vigueur.

V.2 Hypothèses de calcul pour le dimensionnement du béton armé :

Les principaux paramètres intégrés dans l'analyse sont les suivants :

- Résistance à la compression
- Résistance à la traction
- Déformations mécaniques
- Diagrammes contrainte-déformation

V.3 Règlements de calcul et documents de références :

Les ouvrages en béton armé sont conçus conformément au règlement français Fascicule 62 – Titre I – Section I du B.A.E.L. 91 révisé 99 (Béton Armé aux États Limites), intégré au Cahier des Clauses Techniques Générales (C.C.T.G.) applicable aux marchés publics de travaux. Ce règlement s'applique à la plupart des ouvrages courants réalisés en béton armé.

Le B.A.E.L. 91 ne s'applique pas aux cas suivants :

- Béton à haute performance
- Fondations massives.
- Ouvrages soumis à des températures élevées.

V.4 Choix de martiaux :

V.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau artificiel obtenu par le mélange homogène, dans des proportions convenables, de ciment jouant le rôle de liant, de granulats composés de sable et de gravier, ainsi que d'eau de gâchage. Les proportions de ces différents constituants sont déterminées selon plusieurs méthodes de formulation, notamment celles de Bolomey et de Faury.

Le béton a une bonne résistance à la compression. Mais il résiste mal à la traction selon B.A.E.L 91-REV99, on distingue :

V.4.1.1 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton, notée fcj à « j » jour d'âge est la référence principale en dimensionnement généralement en prend le 28j et noté fc_{28}. Elle est déterminée par essais de compression axiale sur éprouvettes cylindriques (Ø16 cm, h32 cm).

Pour des résistances fc28 ≤ 40MPa :

$$Fcj = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times fc28 \qquad \text{Si : } j < 60 \text{ jours}$$

Fcj = 1.1× fc28 Si : j > 60 jours.

Pour des résistances fc28 ≥ 40 MPa :

fcj $= \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times$ fc28 Si : j < 28jours.

fcj = fc28 Si : j > 28jours.

V.4.1.2 Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jour d'âge, notée ftj en MPa.

Elle est déterminée par l'essai Brésilien mais généralement estimée de manière conventionnelle à partir de la résistance en compression.

ftj = 0.6 + 0.06fcj si : fc28 ≤ 60jours.

ftj = 0.275 fcj$^{\frac{2}{3}}$ si : fc28 > 60jours.

Pour notre étude on prend :

Fc_{28}=35Mpa et Ft_{28}=2.7 Mpa

V.4.1.3 Déformation longitudinale du béton :

V.4.1.3.1 Module de déformations instantanées « Eij » :

Pour le calcul des sous charges de courte durée (< 24*h*) :

Eij = 11000 $\sqrt[3]{fcj}$ ➔ Eij =35981.73 MPa

V.4.1.3.2 Module de déformation différée : « Evj » :

Sous des contraintes de longue durée d'application :

Evj = $\frac{Eij}{3}$ =3700$\sqrt[3]{fcj}$ ➔ Evj= 11993.91 MPa

V.4.1.4 La contrainte de calcul béton comprimé :

V.4.1.4.1 État limite ultime (ELU) :

$$Fbu = \frac{0,85.fcj}{\theta.\gamma b}$$

La valeur du coefficient θ varie en fonction du temps d'application de la charge. Le tableau ci dessous précise ces valeurs pour différentes durées.

Le coefficient θ			
Durée	t > 24h	1h ≤ t ≤ 24h	t < 1h
θ	1	0,9	0,85

Tableau V-1 La valeur du coefficient θ

Situation	Valeur de γb
Ouvrages finis (en service)	1,5
En construction (ou situation accidentelle)	1,15

Tableau V-2 valeur de γb

D'où :

En situations durables ou transitoires :

Fbu = 19.83MPa

En situations accidentelles :

Fbu = 28.74 MPa

V.4.1.4.2 État limite de service (ELS) :

Fissuration préjudiciable en service et à la construction.

La contrainte de compression du béton est limitée à 0,6*fcj :

σbc=0,6*fcj

Pour : fc28 = 35 MPa σbc = 21.00 MPa

Diagrammes de calcul à l'ELU :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

Il décrit la montée progressive de la contrainte suivant une courbe parabolique jusqu'à une déformation de 2‰, suivie d'une phase de plateau constant jusqu'à 3,5‰ de déformation avec une contrainte normale égale à Fbu

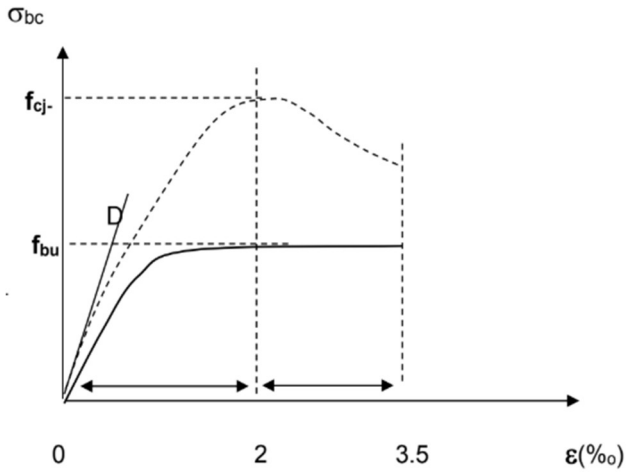


Figure V-1 diagramme parabole-rectangle

- Béton C20/25 projeté (Voie humide) pour soutènement des talus d'excavation

V.4.2 Les armatures :

L'acier est un alliage fer- carbone, et selon le pourcentage de carbone on obtient des aciers doux (0.15 à 0.25%) ou des aciers mi-durs et durs (0.25 à 0.4%). On distingue principalement deux catégories d'armatures commercialisées : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA).

Pour les armatures à haute adhérence (HA), différentes nuances d'acier sont disponibles :

Nuances	Fe (MPa)	Utilisations
Fe E 400	400	Moins fréquent
Fe E 500	500	Courant

Tableau V-3 différentes nuances d'acier

V.4.2.1 Caractéristiques techniques :

Désignation	Valeur
Type d'acier	Fe E 500
Module d'élasticité	200GPa
Fissuration	Préjudiciable
Coefficient de fissuration η	1.6

Tableau V-4 Caractéristiques techniques d'acier

V.4.2.2 Contrainte limite de traction :

Contrainte normale :

$$Fed = \frac{Fe}{\gamma s}$$

Coefficients de sécurité γs selon la situation d'étude :

$\gamma s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma s = 1.15$ Situation durable ou transitoire.

Pour notre ouvrage la situation est durable donc : $\gamma s = 1.15$

$$Fed = \frac{500}{1.15} = 434.78 Mpa$$

V.4.2.3 Diagramme « contraintes-déformations » de calcul à l'ELS :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Cas où la fissuration est considérée comme peu nuisible : pas de limitation de contraintes.
- Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma s = \min\left(\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta \times ftj}\right) \Rightarrow \sigma s = 229 \text{ Mpa}$$

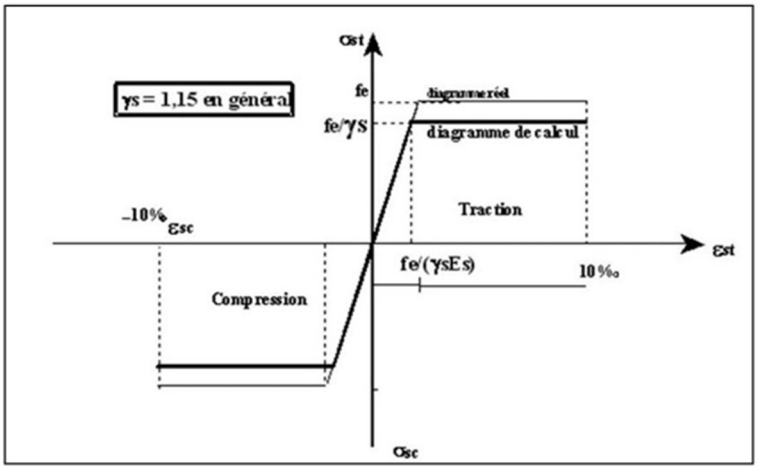


Figure V-2 Diagramme « contraintes-déformations »

Armature de béton projeté :

Treillis soudes Ø 7/15/15

V.4.3 Conclusion :

Les matériaux retenus pour la conception de l'ouvrage, en particulier le béton armé et les aciers d'armature, ont été choisis conformément à des exigences normatives strictes. Leurs caractéristiques mécaniques ainsi que leurs propriétés physiques assurent la durabilité de la structure, sa résistance aux différentes sollicitations, ainsi que sa conformité aux prescriptions réglementaires applicables aux infrastructures routières.

Chapitre VI :
Étude d'avant projet sommaire

VI Etude d'avant-projet sommaire (APS) :

Dans cette partie du rapport, nous présentons les différentes variantes possibles pour ce projet, afin de définir une solution optimale au regard des contraintes techniques et géométriques. Celles-ci concernent notamment les importants travaux de terrassement à réaliser, avec des hauteurs pouvant atteindre 30 m, ainsi que la contrainte d'emprise sur le terrain naturel le long de l'axe du projet. Le choix de la technique de la variante repose sur trois critères principaux :

- Critères économiques : rapport coût/efficacité, ainsi que les coûts d'entretien à long terme.
- Contraintes spécifiques : accessibilité du site et faisabilité de la méthode envisagée.
- Aspects techniques : risques d'évolution des phénomènes et niveau de stabilité recherché.

VI.1 Profil de calcul :

On a choisi de faire l'analyse de stabilité sur le talus le plus haut (cas défavorable) avec une hauteur de talus d'environ de 35m et un niveau d'eau de 20m de profondeur et une surcharge des bâtiments loin de 70m (voir figure photo google earth) a la position s de l'axe de la ligne rouge de l'ouvrage et toutes les caractéristiques du sol extrais de l'analyse de résultat de laboratoire et les corrélations des essais in-situ...

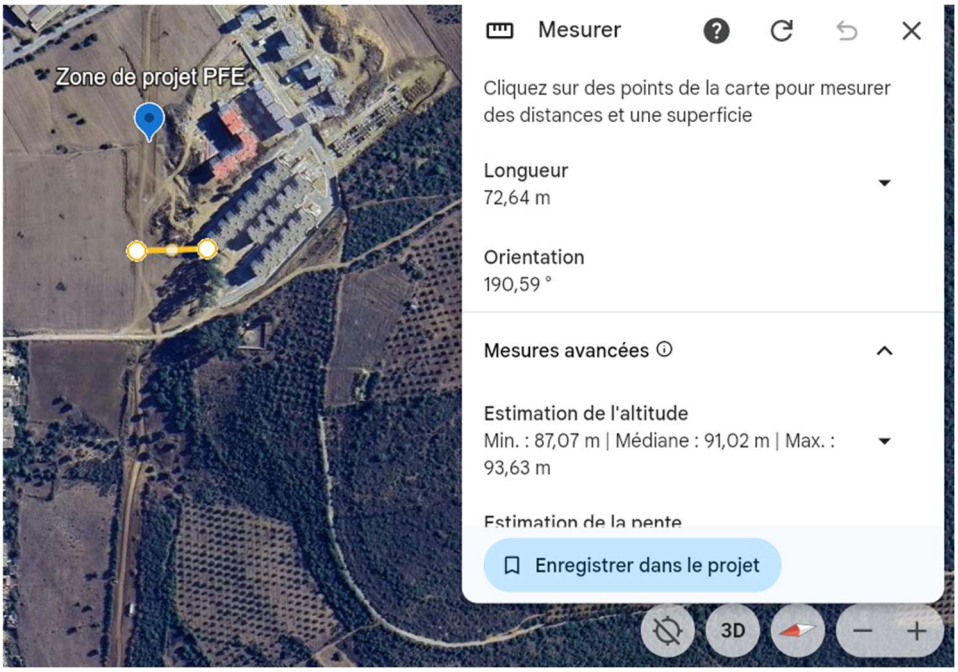


Figure VI-1 photo google earth de la distance des bâtiments

VI.2 Les variantes possibles à réaliser sont :

Variante 1 : une tranchée ouverte avec clouage (déblais renfoncé).

Variante 2 : une tranchée couverte.

Variante 3 : tunnel

Présentation des variantes :

VI.2.1 Variante 01- tranchée ouverte (terrassement en déblais renforcé) :

Cette variante consiste à réaliser un terrassement en déblais avec des hauteurs de talus de 6-7m, intercalée par des bermes de 2m de largeur regeler a des pentes variables de 1H/1V et 3H/2V. La hauteur totale de l'excavation varie entre 16 m et 35 m, avec une largeur de fond de 15 m sur toute la longueur du projet, renforcé par un ouvrage de soutènement de type parois clouée. Ce système est constitué de clous passifs de D32mm dune nuance feE500, mise en place après des forage préalablement réalisé, incliné de 15°, de longueur de 10 a 12m, espacées de 1,5 m horizontale et 1,5 m verticale. Le dispositif est accompagné par la mise en place d'un parement d'un béton projetée armée (20cm), associé par un système de drainage (barbacanes).

Cette variante nous a donner un déblai de 555000m^3 et une emprise de 95m de largeur sur le terrain naturelle avec une hauteur des talus variable le long de la longueur de projet.

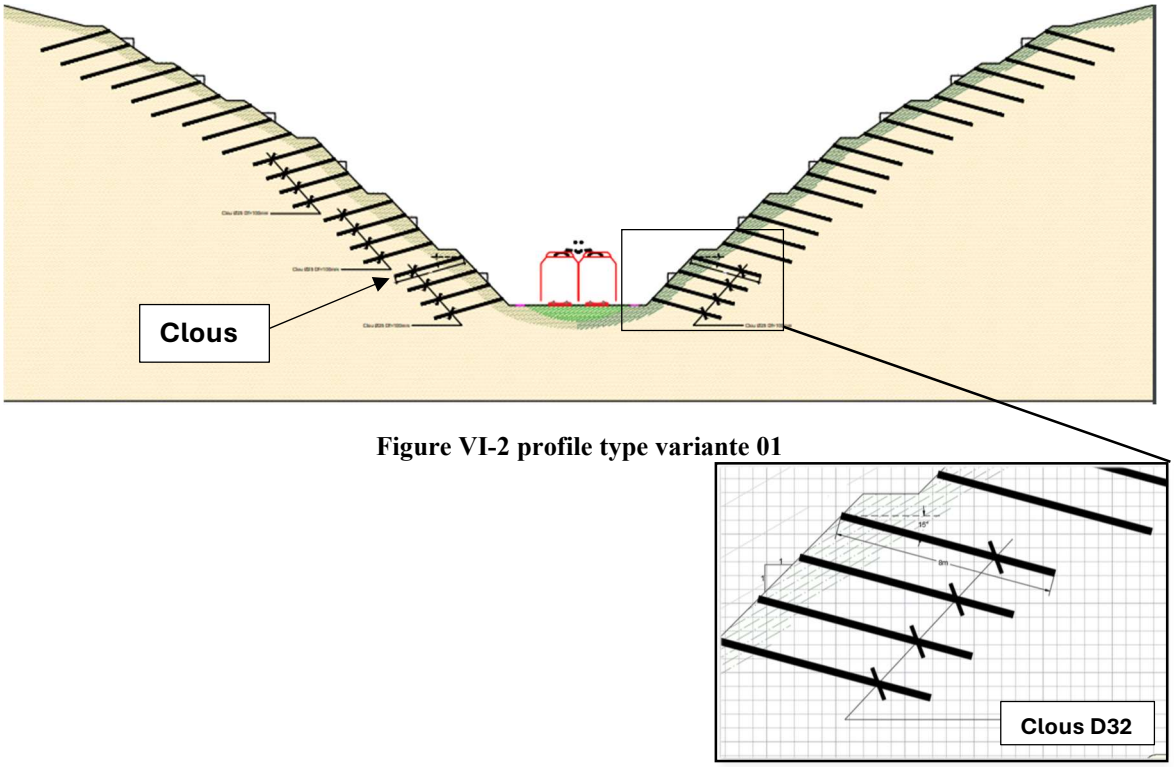


Figure VI-2 profile type variante 01

VI.2.1.1 Modèle d'analyse de stabilité des talus :

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
AG		20	Mohr-Coulomb	20	25	Water Surface	Constant
AMC		21.5	Mohr-Coulomb	50	25	Water Surface	Constant
GTF		20	Mohr-Coulomb	60	26	Water Surface	Constant
GMF		22	Mohr-Coulomb	120	36	Water Surface	Constant

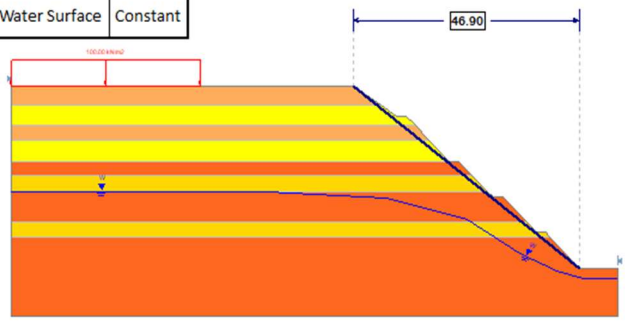
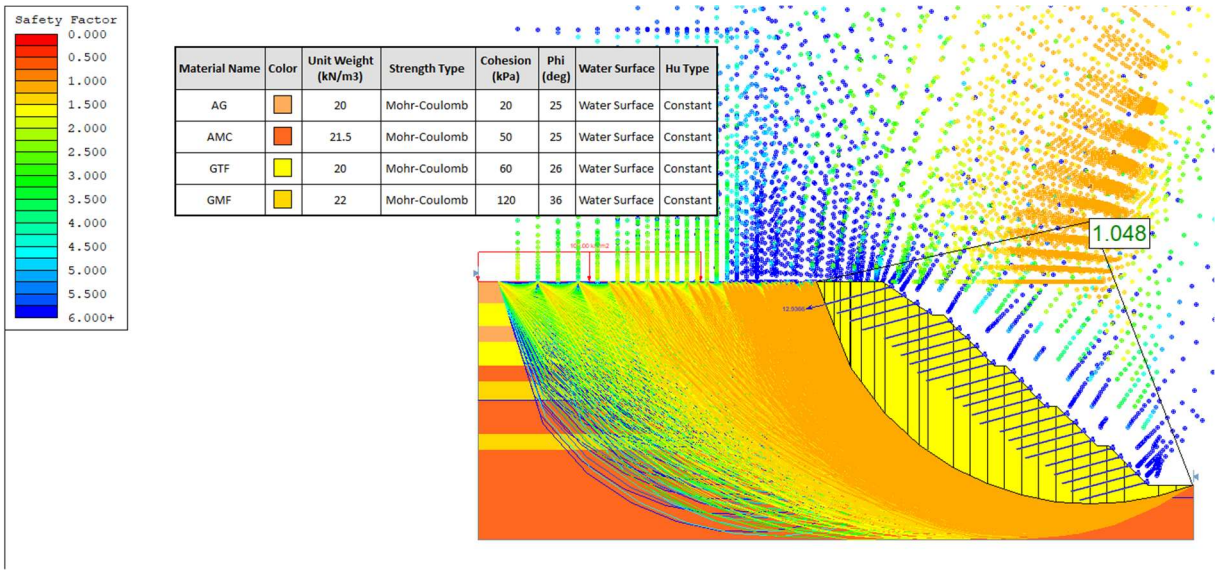


Figure VI-3 : modèle de calcule slide

VI.2.1.2 Calcule de stabilité dans le cas fondamentale :



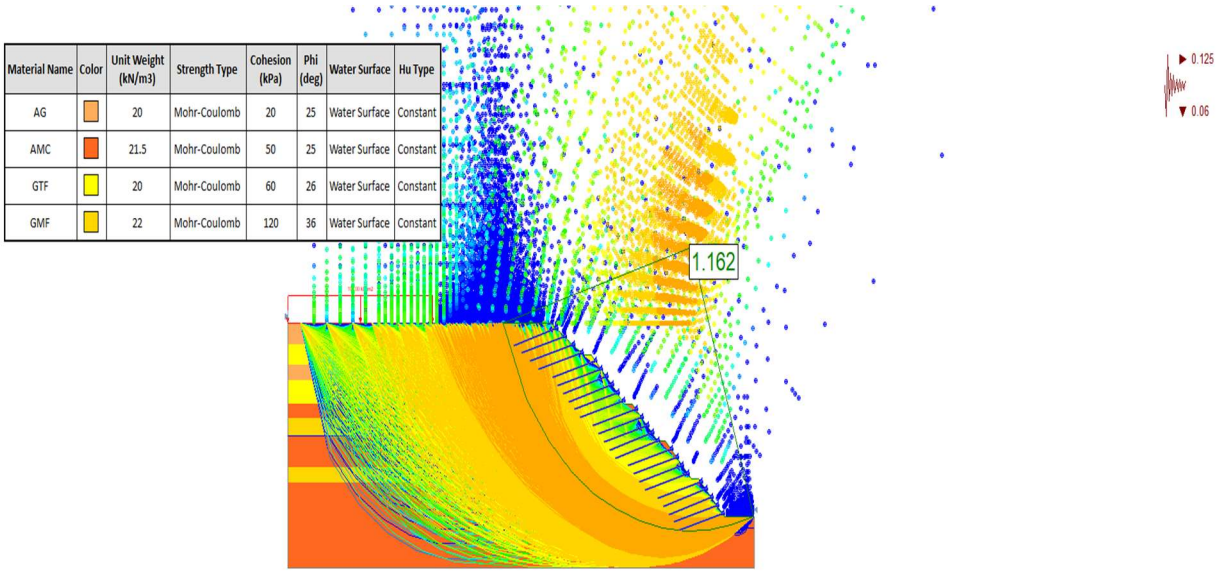
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
AG		20	Mohr-Coulomb	20	25	Water Surface	Constant
AMC		21.5	Mohr-Coulomb	50	25	Water Surface	Constant
GTF		20	Mohr-Coulomb	60	26	Water Surface	Constant
GMF		22	Mohr-Coulomb	120	36	Water Surface	Constant

Figure VI-4 Vérification de la stabilité mixte (fondamental durable)

VI.2.1.3 Calcule de stabilité dans le cas sismique :

Fh=0.5A=0.125

Fv=0.5 Fh = 0.06



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
AG		20	Mohr-Coulomb	20	25	Water Surface	Constant
AMC		21.5	Mohr-Coulomb	50	25	Water Surface	Constant
GTF		20	Mohr-Coulomb	60	26	Water Surface	Constant
GMF		22	Mohr-Coulomb	120	36	Water Surface	Constant

Figure VI-5 Vérification de la stabilité mixte (cas sismique)

	Cas fondamentale	Cas sismique
Facteur de sécurité	1.04	1.15
Vérification	Vérifier	Vérifier

Tableau VI-1 Verification de stabilité de talus

VI.2.1.4 Devis quantitatif estimatif de variante N01 :

Désignation	Unités	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Terrassement (déblais)	M^3	550 000,00	1000.00	550 000 000.00
Clous (forage, acier et culier de ciment)	ML	83 280	12 000.00	999 360 000.00
Parement	M^2	40415	15 000.00	606 225 000.00
	TOTAL HT			1 615 585 000.00
	TVA 19%			306 961 150.00
	TOTAL TTC			1 922 546 150.00

Tableau VI-2 Devis quantitatif estimatif de variante N01

VI.2.2 Variante 02-Tranchée couverte :

Cette variante consiste à réaliser un terrassement en déblais avec des hauteurs de talus de 6-7m, intercalée par des bermes de 2m de largeur regeler a des pentes variables de 1H/1V et 3H/2V. La hauteur totale de l'excavation varie entre 16 m et 35 m, avec une largeur de fond de 15 m sur toute la longueur du projet, renforcé par un ouvrage de soutènement de type parois clouée. Ce système est constitué de clous passifs de D32mm dune nuance feE500, mise en place après des forage préalablement réalisé, incliné de 15°, de longueur de 10 a 12m, espacées de 1,5 m horizontale et 1,5 m verticale. Le dispositif est accompagné par la mise en place d'un parement d'un béton projetée armée (20cm définitif et 10cm provisoire), associé par un système de drainage (barbacanes).

L'ouvrage adopter à notre cas c'est une structure en voute articulée ou encastrée sur des piédroits latéraux. Ce type de structure est principalement adapté aux ouvrages en remblai présent une forte couverture de terre ce qui notre cas (remblais de 10m).

VI.2.3 Les caractéristiques géométriques de la section transversale de la voute :

Rayon équivalent, R_{eq}	**5.88m**
Diamètre équivalent D_{eq}	**11.72m**
Hauteur, H	**9.2m**
Largeur de base, B	**12.75m**

Tableau VI-3 caractéristique géométrique de la section transversale

Ce qui donne une épaisseur de la voute de 0.5m et une épaisseur de radier de 1m d'après les recommandations de l'aftes et Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes (livre de suisse des tranchée couverte (Astra)).

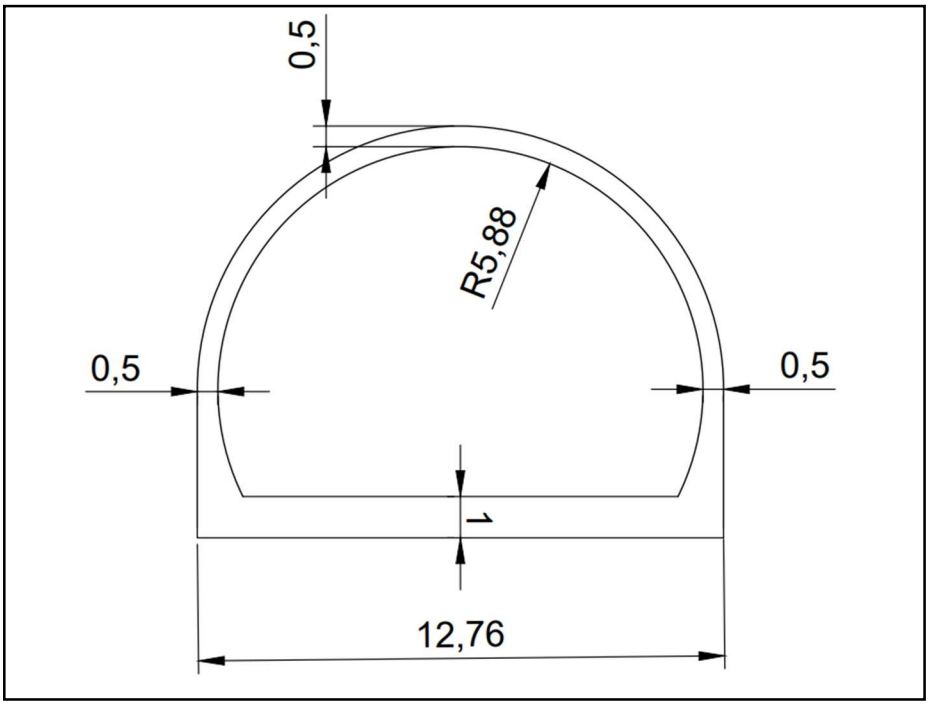


Figure VI-6 coupe fonctionnel courante

Partie remblai :

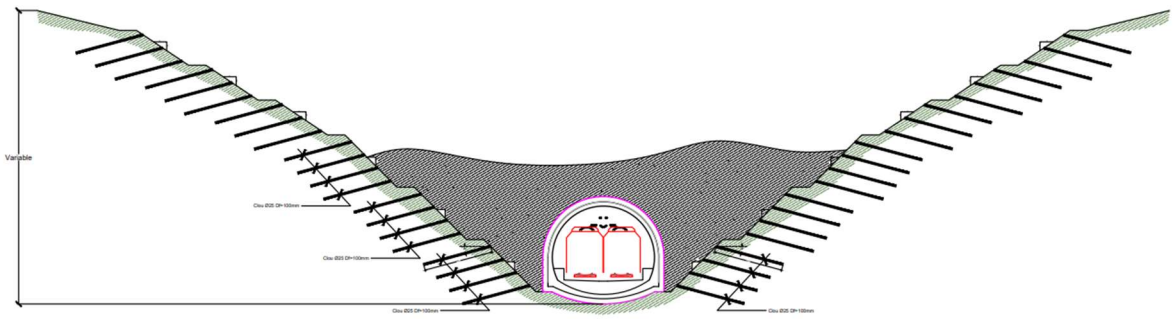


Figure VI-7 profil type variante 3

VI.2.4 Analyse de stabilités après le remblaiement :

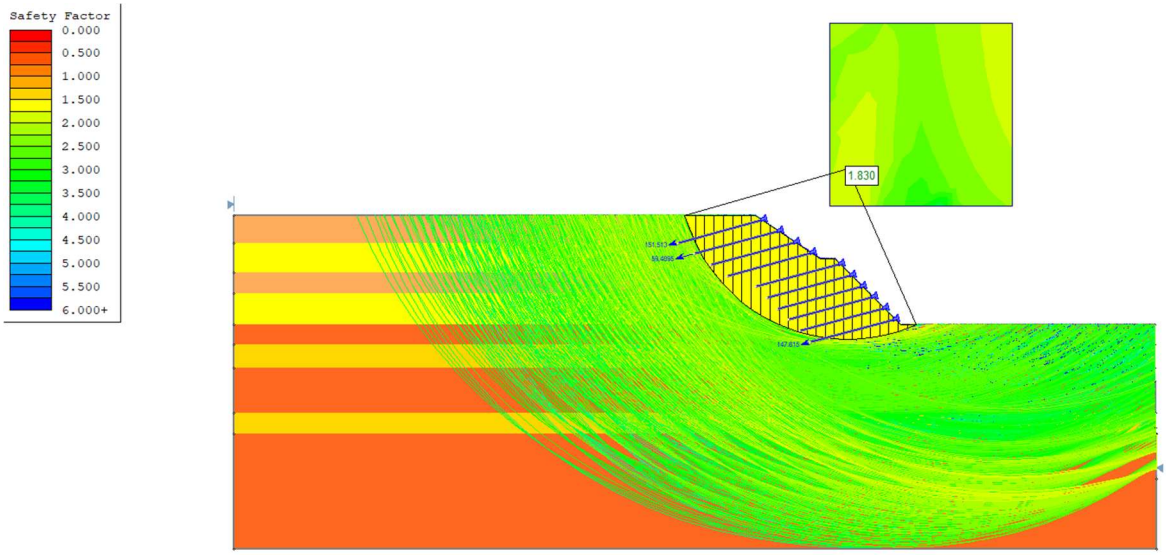


Figure VI-8 Analyse de stabilités après le remblaiement

VI.2.5 Pour la stabilité de talus on va prendre les mem résultat que la première variante :

	Cas fondamentale	Cas sismique
Facteur de sécurité	**1.04**	**1.15**
Vérification	**Vérifier**	**Vérifier**

Tableau VI-4 Verification de stabilité de talus N02

VI.2.6 Devis quantitatif estimatif de variante N03 :

Désignation	Unités	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Terrassement (déblais)	M^3	555000	1000	555 000 000.00
Remblais de Classe	M^3	250000	1200	300 000 000.00
Ancrage y compris le forage, le scellement et les accessoires.	Ml	72176	8 000.00	577 408 000.00
Parement	M^2	40415	15 000.00	606 225 000.00
Tranchée couverte en béton armée y compris l'écran d'étanchéité y compris les équipements	ML	520	1 200 000.00	624 000 000.00
	TOTAL HT			2 662 633 000.00
	TVA 19%			505 900 270.00
	TOTAL TTC			3 168 800 540.00

Tableau VI-5 Devis quantitatif estimatif de variante N02

VI.3 Variante 03 : tunnel

VI.3.1 Méthode de creusement :

Chaque terrain a ses propres caractéristiques d'où un mode de creusement approprié donc pour faire le choix de la méthode de creusement faut d'abord faire l'étude du sol et bien connaitre leur caractéristique géotechnique soit sol meuble ou bien rochaux.

Les différèrent méthodes de creusement :

- Creusement à l'explosif
- Creusement à attaque ponctuelle
- Creusement au tunnelier (TBM)

Pour notre ouvrage le creusement sera dans un sol meuble avec des partie de roche type grès et une longueur qui n'est pas très long environ de 500m donc on opte a choisir la méthode a attaque ponctuelle

Figure VI-9 machine a attaque ponctuel

VI.3.2 Soutènement provisoire :

Le soutènement provisoire est l'ensemble des dispositifs et ouvrages temporaires mis en place au cours des travaux de terrassement ou de creusement pour assurer la stabilité des parois, du front de taille et de la voûte d'une excavation, en attendant la réalisation du revêtement définitif ou le rétablissement d'un équilibre durable du terrain.

Rôle :

- Stabilisation immédiate
- Protection du chantier
- Préparation au revêtement définitif

Avant de choisir le soutènement provisoire faut d'abord estimer les charges appliquées soit comme charge verticale ou bien horizontale de se sens les charges sont :

Les charges verticales :

$$\sigma v = \gamma \times h$$

Pour h=hmax=25m

Avec une densité moyenne de 20KN/m ^{3} ➔ $\sigma vmax = 500Kn/m^2$

Les charges horizontales :

$$\sigma h = \gamma \times h \times k0$$

$$\sigma h = 225Kn/m^2$$

Le soutènement provisoire sera une combinaison entre des cintres métallique et de béton projetée en voute, la voûte en béton projeté remplira l'espace entre les cintres.

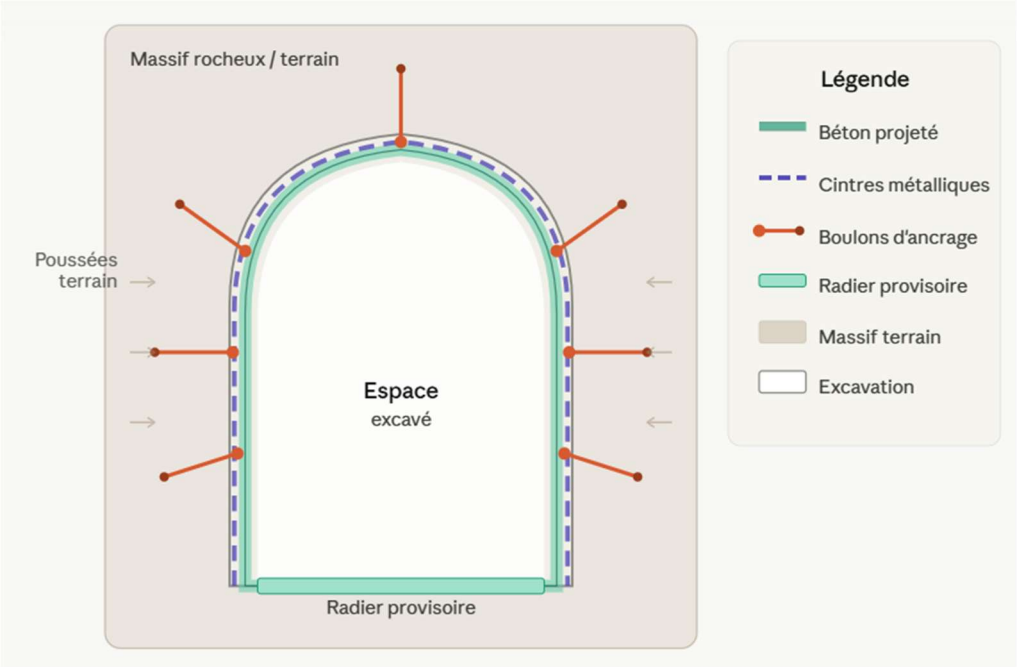


Figure VI-10 soutènement provisoire

VI.3.3 Revêtement définitif :

Après la mise en place du soutènement provisoire, on procède à la réalisation du soutènement définitif qui assure la stabilité en service.

La recherche d'un profil en travers adapté se doit d'abord de prendre en compte les exigences fonctionnelles et les besoins à satisfaire en termes d'espace nécessaire à la circulation et à l'exploitation de l'ouvrage ; cela se traduit par une limite imposée à la position de l'intrados du revêtement. Une fois cette exigence de base satisfaite, la forme et l'épaisseur du revêtement seront conçues dans le respect d'un certain nombre de règles de l'art, puis validées au besoin par un calcul détaillé.

Les revêtements définitifs sont génitalement des structure voute en béton armée avec des géométrie respecte les exigences fonctionnelles de l'ouvrage et reprendre les charges et surcharge de la terre en place (verticale et horizontale)

Étape de détermination du revêtement définitif :

1-Evaluation des charges

2-Determination des efforts interne

3-Faire le ferraillage des élément structuraux (radier, voute et piédroit)

VI.3.4 Devis quantitatif estimatif de variante 03:

Désignation	Unités	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Tunnel en béton armée y compris le creusement y compris le soutènement provisoire et définitif	**ml**	**520**	**5 500 500.00**	**2 860 000 000.00**
	TOTAL HT			**2 860 000 000.00**
	TVA 19%			**543 400 00.00**
	TOTAL TTC			**3 403 400 000.00**

Tableau VI-6 Devis quantitatif estimatif de variante 03

VI.4 Analyse multi critère :

Pour donner suite à nos observations précédentes, nous avons identifié deux options pour le dimensionnement de la tranchée. Il est maintenant nécessaire de prendre une décision quant à la variante à adopter. Afin de prendre une décision éclairée du point de vue technique et économique, nous avons réalisé une analyse multicritère.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 01 Tranchée ouverte (Déblais renforcée)	-Coût de réalisation relativement réduit grâce à une exécution simplifiée des travaux de terrassement et des dispositifs de renforcement. - Méthode constructive plus simple et mieux maîtrisée, facilitant l'organisation et l'exécution du chantier. -Délais de réalisation plus courts en raison d'un phasage de travaux plus direct et d'une mise en œuvre rapide des différentes étapes de construction.	-Nécessité d'un entretien régulier et continu afin d'assurer la pérennité et le bon fonctionnement de l'ouvrage. -Génération de nuisances sonores importantes liées à la circulation ferroviaire à ciel ouvert. -Risques d'instabilité des talus à long terme sous l'effet des conditions géotechniques et environnementales. -Coûts d'entretien relativement élevés en raison des travaux périodiques de maintenance et de stabilisation
Variante 02 Tranchée couverte	-Réduction significative des nuisances sonores générées par la circulation des trains -Augmenter la stabilité après la réalisation de la tranchée couverte et la mise en place de remblais - Réduction des risques d'instabilité des talus en supprimant les excavations à ciel ouvert de grande hauteur -Possibilité de valorisation de l'espace en surface (espaces verts, voiries, aménagements urbains).	-Coût de réalisation élevé (travaux de terrassement déblais remblais + mise en place de la structure) -Durée d'exécution relativement longue due à la complexité des phases de construction et au phasage du chantier. -Nécessité d'une étude géotechnique approfondie pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.
Variante 03 : Tunnel	-franchissement d'obstacle (sous la terre) -impact paysager réduit : préservé les surface en surface -éviter les instabilités des talus (travaux du talutage)	-coute très élevée -durée des travaux plus long -complexisée des travaux (géologie, nappe d'eau...) -entretien coûteux -Nécessite des machines et des ouvriers qualifier pour les travaux.

Tableau VI-7 Analyse multi critère

VI.5 Conclusion :

Pour donner suite a la présentation des solutions proposées, au terme de l'étude comparative des 3 variantes proposé pour ce projet, il ressort que chaque variante présente des avantages et des inconvénients qui lui sont propres. La 1er variante (tranchée ouverte-déblais renforcé) bien soit la moins couteuse et la plus simple a réalisé, présente des risques d'instabilités des talus a long terme avec un entretien très couteux. Pour la 3eme variante (tunnel) bien qu'elle offre des avantages comme meilleur franchissement d'obstacle et l'évitement des grand terrassement en déblais mais elle a des inconvénients comme des risque lorsque l'exécution de creusement (mauvaise estimation du sol roche, faille, nappe…) et un prix élevé par rapport aux autres variantes. La 2eme variante (tranchée couvert) avec un coute intermédiaire entre les 2 autre variantes et un niveau de sécurité meilleur qu'un déblais renforcé grâce a la mise en place de remblais et pour la complexité des travaux reste maitrisable par rapport au tunnel.

Suit à l'analyse multicritère et à la présentation des solutions pour notre projet, nous avons observé que le niveau de sécurité offert par la deuxième variante est plus grand (tranchée couverte) par rapport a la première variante (déblais renforcée) et par rapport au cout elle est meilleur que le tunnel, donc par rapport au critère coute/sécurité on a opté à choisir la tranchée couverte.

Chapitre VII :
Avant projet détaillé APD

VII Avant-projet détaillée :

VII.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons approfondir la variante sélectionnée pour donner suite à l'analyse multicritère (tranchée couverte). Dans la partie infrastructure nous allons fournir une description détaillée du terrassement qui a été conçu et nous procéderons ensuite à la conception et au dimensionnement de la paroi clouée, tout en répondant aux normes de stabilité requises.et dans la partie superstructure nous allons fournir une description de la structure choisir (voute) et faire la modélisation a fin de déterminer les sollicitations et faire le ferraillage des éléments structuraux (radier, voute et piédroit).

VII.2 Partie infrastructure :

VII.2.1 Description de la conception retenue :

Le terrassement élaboré présente une configuration spécifique :

Un terrassement en déblais avec des hauteurs de talus de 6-7m, intercalée par des bermes de 2m de largeur regeler a des pentes variables de 1H/1V et 3H/2V. La hauteur totale de l'excavation varie entre 16 m et 35 m, avec une largeur de fond de 15 m sur toute la longueur du projet, renforcé par un ouvrage de soutènement de type parois clouée. Ce système est constitué de clous passifs de D32mm dune nuance feE500, mise en place après des forage préalablement réalisé, incliné de 15°, de longueur de 8 a 12m, espacées de 1,5 m horizontale et 1,5 m verticale. Le dispositif est accompagné par la mise en place d'un parement d'un béton projetée armée (20cm définitif et 10cm provisoire), associé par un système de drainage (barbacanes).

VII.2.2 Calcule de stabilité :

Les vérifications de la stabilité STR et GEO en situation de projets fondamentale et sismique sont faites conformément aux principes de la normes NF P94-270 et NF P94-282, à savoir :

- **Stabilité externe et générale – GEO** : vérification de stabilité de site vis-à-vis au glissement global. Cette vérification est menée pour le profile le plus critique avec une hauteur dépasse les 35m.
- **Stabilité interne de la structure – STR et mixte** : justification du dimensionnement des éléments constitutifs de l'ouvrage (clous, parement …)

		ELU type	Approche	Remblai renforcé	Sol cloué
Justification de la géométrie du massif					
Stabilité externe					
	Glissement sur le sol support	GEO	2	oui	oui
	Poinçonnement du sol support	GEO	2	oui	oui (2)
Stabilité générale		GEO	3	oui (1)	oui
Justification de la distribution des renforcements et du parement					
Stabilité interne					
	Distribution des renforcements				
	Résistance de traction	STR	2	oui	oui
	Résistance d'interaction	STR	2	oui	oui
	Résistance du parement	STR	2	oui	oui
Stabilité mixte		GEO/STR	3	oui (3)	oui

Notes
(1)Sauf cas simple de massif établi sur un site tabulaire favorable.
(2) Sauf exception (justification intégrée dans la stabilité mixte).
(3) Sauf mur "classique", CC < 3, conditions de site simples et connues.

Figure VII-1 Vérifications minimales à faire aux états limites ultimes pour les situations de projet durables ou transitoires les plus défavorables en cours de construction et d'exploitation

VII.2.3 Pour la stabilité externe et générale :

L'analyse de stabilité et effectué en utilisant la méthode d'équilibre limites selon la formule de spencer et bishop en intégrant les coefficients de sécurité partiels par l'approche de calcule 3 de la norme NF P94-270 et l'approche de calcule 2 de la norme NF P94-282, les calcules sont menés a l'aise de logiciel SLIDE de la compagne Rocscience. Les coefficients de sécurités pondérateurs sont rappelés ci-après :

		Approche 3 (NF P 94-270)		Approche 2 (NF P 94-282)	
		Fondamentale	**Sismique**	**Fondamentale**	**Sismique**
Actions permanentes	**Favorable γ_G**	**1,00**	**1,00**	**1,30**	**1,00**
	Défavorable γ_G	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**
Actions variables	**Favorable γ_G**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**
	Défavorable γ_G	**1,30**	**1,00**	**1,50**	**1,00**
Poids volumique γ_γ		**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**
Angle de frottement effectif $\gamma_{\varphi'}$		**1,25**	**1,00**	**1,00**	**1,00**
Cohésion effectif $\gamma_{c'}$		**1,25**	**1,00**	**1,00**	**1,00**
Cohésion non drainé γ_{cu}		**1,40**	**1,00**	**1,00**	**1,00**
Résistance $\gamma_{R,d}$		**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**

Tableau VII-1 Les coefficients de sécurités pondérateurs

VII.2.4 Le facteur partiel de modèle γRd :

Le facteur partiel de modèle γRd, lié au caractère transitoire de l'ouvrage et à sa sensibilité aux déformations, n'a pas été pris en compte dans la modélisation.
L'ouvrage étant classé en catégorie géotechnique 2 (CG2), il est recommandé d'adopter les valeurs préconisées par la norme NF P 94-270.

	Ouvrage courant et peu sensible aux déformations	Ouvrage sensible aux déformations ou situé à proximité d'une structure sensible
Phase durable	$\gamma_{R;d} = 1{,}10$	$\gamma_{R;d} = 1{,}20$
Phase transitoire	$\gamma_{R;d} = 1{,}05$	$\gamma_{R;d} = 1{,}20$
Situation accidentelle	$\gamma_{R;d} = 1{,}00$	$\gamma_{R;d} = 1{,}00$

Tableau VII-2 Valeurs minimales recommandées pour le facteur modèle

VII.2.5 Phasage des travaux en sol cloué :

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

Chaque phase comporte :

- Un terrassement de hauteur limitée.
- La mise en place d'éléments de renforcement (clous).
- L'installation d'un système de drainage.
- La réalisation éventuelle d'une partie de parement.

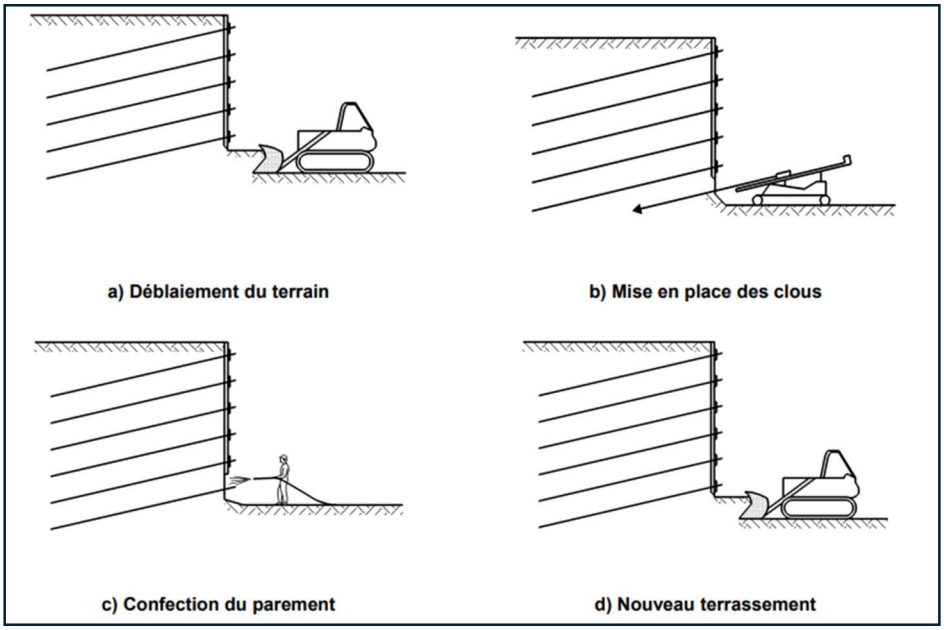


Figure VII-2 Réalisation d'un ouvrage en sol cloué

VII.2.6 Caractéristique des clous :

Diamètre de la barre	**mm**	**32**
Section	**mm²**	**804.24**
Contrainte limite élastique	**N/mm²**	**500**
Diamètre de forage	**mm**	**100**
Inclinaison des clous	**0**	**15**
Espacement horizontal e_h	**m**	**1.5**
Espacement vertical e_v	**m**	**1.5**
Longueur	**m**	**_8-12m**

Tableau VII-3 Caractéristique des clous

VII.2.7 Justification du l'ouvrage :

VII.2.8 Stabilité mixte et général :

Conformément à la norme NF P94-270, et dans le cas du recours à une modélisation numérique pour les calculs de stabilité, il est possible de vérifier simultanément la stabilité mixte et la stabilité générale (article 12.1.(3)).

Les profils retenus ont fait l'objet de calculs de stabilité mixte et générale vis-à-vis des surfaces de rupture, en situation provisoire fondamentale, à l'aide du logiciel Slide, selon la méthode de Bishop :

NB : les figures des résultats de phasage avec le logiciel slide sont présenté dans les annexes B

L_{clous} (m)	Phase	Provisoire ($F_{Smin} \geq 1,00$)	Fondamentale ($F_{Smin} \geq 1,00$)	Sismique ($F_{Smin} \geq 1,00$)
8-12	Phase 01	2.94	1.048	1.15
	Phase 02	1.83		
	Phase 03	1.44		
	Phase 04	1.17		
	Phase 05	1.048		
Vérification	Vérifié		Vérifié	Vérifié

VII.2.8.1 Analyse de stabilité : Fondamentale

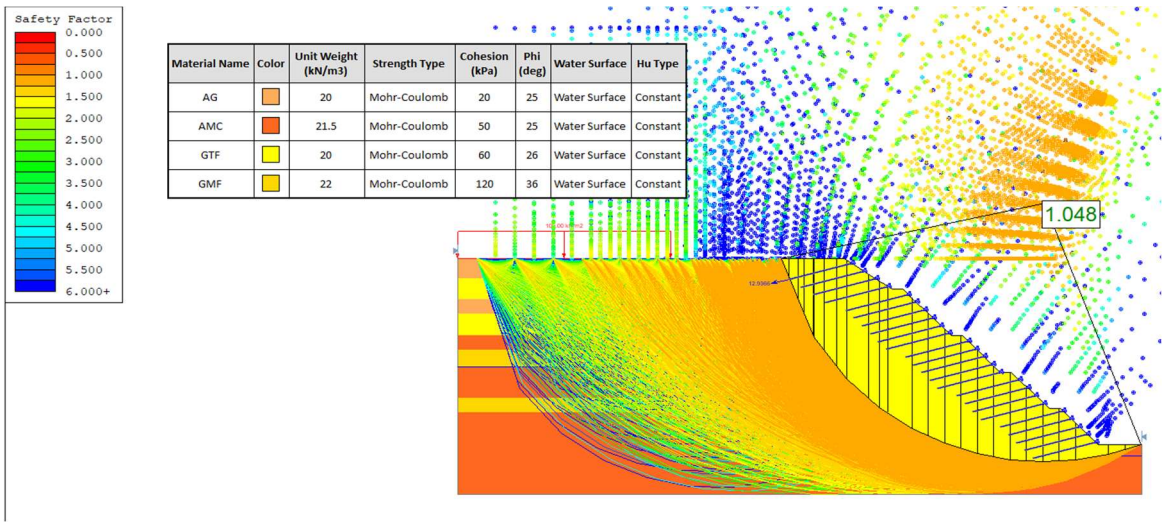
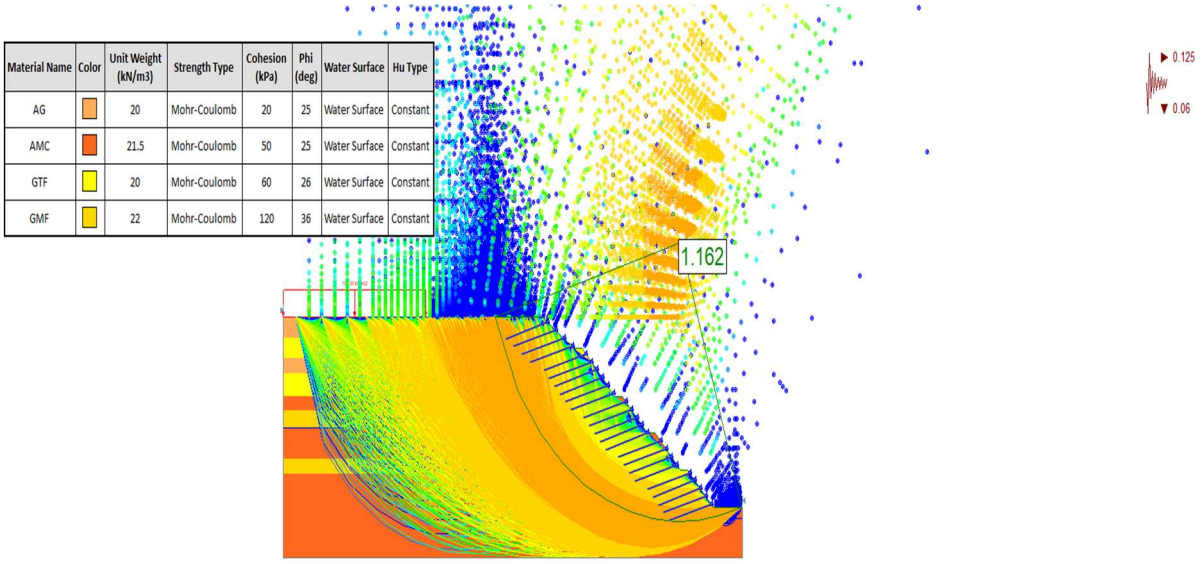


Figure VII-3 Vérification de la stabilité général (cas statique)

VII.2.8.2 Analyse de stabilité : sismique

Conformément à l'article [5.5.2.5] de RPOA 2008, la vérification de la stabilité des talus peut être effectuée avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques : Kh = 0,5×A et Kv = ± 0,5×Ah ;

Tel que le coefficient d'accélération sismique A= 0,25 ➔ Kh=0.15 et Kv=0.06



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Hu Type
AG		20	Mohr-Coulomb	20	25	Water Surface	Constant
AMC		21.5	Mohr-Coulomb	50	25	Water Surface	Constant
GTF		20	Mohr-Coulomb	60	26	Water Surface	Constant
GMF		22	Mohr-Coulomb	120	36	Water Surface	Constant

Figure VII-4 Vérification de la stabilité général (cas sismique)

VII.2.9 Stabilité interne :

Afin de vérifier que la stabilité interne du massif de sol renforcé est assurée avec un niveau de sécurité adéquat, aussi bien en phase de construction qu'en phase d'exploitation de l'ouvrage, il convient de vérifier, pour chaque lit de renforcement de la section considérée :

- La résistance structurelle des renforcements, notamment la résistance à la rupture de l'armature des clous ;
- La résistance d'interaction sol–renforcement, Résistance vis-à-vis à l'arrachement du clou
- La résistance des dispositifs de liaison au parement ;
- Ainsi que, au droit de chaque lit de renforcement, la résistance structurelle du parement, notamment la résistance à la flexion et au poinçonnement.

VII.2.9.1 Résultats des effort internes de logiciel de calcule :

➢

Nail	Depth h [m]	Type of nails	Nail bearing capacity [kN]	Nail force [kN]	Verification
1	0,50	Type of nail No. 1	321,70	77,36	is satisfactory
2	2,00	Type of nail No. 1	321,70	73,24	is satisfactory
3	3,50	Type of nail No. 1	321,70	69,13	is satisfactory
4	5,00	Type of nail No. 1	321,70	65,01	is satisfactory
5	6,50	Type of nail No. 1	321,70	69,60	is satisfactory
6	8,00	Type of nail No. 1	321,70	64,89	is satisfactory
7	9,50	Type of nail No. 1	321,70	60,19	is satisfactory
8	11,00	Type of nail No. 1	321,70	55,48	is satisfactory
9	13,50	Type of nail No. 1	321,70	82,00	is satisfactory
10	15,00	Type of nail No. 1	321,70	42,84	is satisfactory
11	16,50	Type of nail No. 1	321,70	37,80	is satisfactory
12	18,00	Type of nail No. 1	321,70	21,30	is satisfactory
13	19,50	Type of nail No. 1	321,70	19.06	is satisfactory
14	21,00	Type of nail No. 1	321,70	18,73	is satisfactory
15	22,50	Type of nail No. 1	321,70	41,20	is satisfactory
16	24,00	Type of nail No. 1	321,70	63,67	is satisfactory
17	25,50	Type of nail No. 1	321,70	86,14	is satisfactory
18	27,00	Type of nail No. 1	321,70	108,61	is satisfactory
19	28,50	Type of nail No. 1	321,70	131,09	is satisfactory
20	30,00	Type of nail No. 1	321,70	153,56	is satisfactory
21	31,50	Type of nail No. 1	321,70	176,03	is satisfactory
22	33,00	Type of nail No. 1	321,70	198,50	is satisfactory

Tableau VII-4 Effort interne dans chaque clou

VII.2.9.2 Résistance structurelle d'un lit de renforcements :

Afin de démontrer qu'un lit de renforcement est capable de reprendre l'effort de traction de calcul avec un niveau de sécurité suffisant vis-à-vis de la rupture ou d'un allongement excessif, on doit vérifier (au point de traction maximale que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$T_{max\,;\,d} \leq R_{tc\,;\,d}$$

- **$T_{max\,;\,d}$:** est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement. Donné par le logiciel de calcul
- **$R_{tc\,;\,d}$:** est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du lit de renforcement.

La valeur de traction maximal dans le lit de renforcement Tmax est pris forfaitairement égale à la résistance limite de la barre d'acier, cette valeur est sécuritaire car elle présente une borne supérieure du critère de rupture du clou.

$$T_{max\,;\,d} = 266.67KN$$

AN :

$$R_{tc\,;\,d} = \frac{\sigma e \times As;d}{\gamma_s}$$

- $A_{s;d}$: la section de la barre d'acier (mm²).
- σ_e : contrainte limite élastique (N/mm²).
- γ_s : Facteur de sécurité de la résistance (1.25)

$$R_{tc\,;\,d} = \sigma_e \times A_{s;d} = \frac{500 \times 804.24}{1.25} = 321.67KN$$

Vérification :

	$T_{max\,;\,d}$ (KN)	σ_e(MPa)	$R_{tc\,;\,d}$	$T_{max\,;\,d} \leq R_{tc\,;\,d}$
Résultats	**266.67**	**500**	**321.67**	**Vérifié**

Tableau VII-5 vérification de résistance structurelle d'un lit de renforcements

VII.2.9.3 Résistance d'interaction sol – renforcement :

Afin de vérifier que l'interaction entre le sol et les lits de renforcement d'un ouvrage en sol renforcé est capable de reprendre les charges de calcul avec un niveau de sécurité suffisant vis-à-vis d'une rupture par insuffisance d'adhérence, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$T_{max\,;d} \leq R_{f\,;d}$$

- **$T_{max\,;d}$:** est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement.
- **$R_{f\,;d}$:** est la valeur de calcul de la résistance ultime de l'interaction sol - lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale.

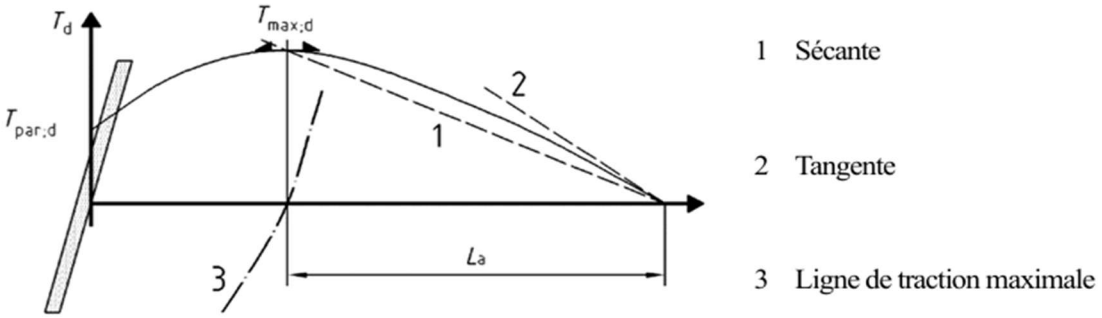


Figure VII-5 Vérification de la résistance d'interaction

La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction doit être calculée en appliquant l'équation :

$$R_{f\,;d} = \frac{\tau max\,;d\ \mathbf{Ps\ La}}{\gamma_{m,f}}$$

- τmax ; d : Est la valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement.
- Ps : est le périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement
- La : Est la longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale

- $\gamma_{m,f}$: Est le facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement (1.4)

	$T_{max;d}$(KN)	qs (Kpa)	La(m)	Ps(m)	$R_{f;d}$(KN)	Verification
Résultats	**198.5**	**150**	**7**	**0.345**	**258.75**	**Vérifier**

Tableau VII-6 vérification de résistance d'interaction sol – renforcement

VII.2.9.4 Résistance structurelle du parement :

Afin de démontrer que le parement d'un ouvrage en sol renforcé est capable de supporter la charge de calcul avec un niveau de sécurité adéquat vis-à-vis d'une rupture par insuffisance de résistance, on doit vérifier qu'au niveau du lit de renforcement considéré l'inégalité suivante est satisfaite pour tous les cas de charge et de combinaisons de charges :

$$\sigma_{par;d} \leq R_{par;d}$$

Où :

- $\sigma_{par;d}$: est la valeur de calcul de la contrainte moyenne appliquée au parement
- $R_{par;d}$: est la valeur de calcul de la résistance ultime du parement, définie comme la pression moyenne ultime qu'il peut supporter.

Il s'agit d'un parement en béton armée, donc les calculs définiront les sections d'acier nécessaires dans le parement conformément aux règles BAEL91 révision 1999 en considérant la paroi comme une poutre continue sur appuis simples multiples dans le sens vertical et dans le sens horizontal. Le dimensionnement abordera la vérification du parement à la flexion à l'ELU sous la charge suivante :

$$\sigma_{par} = \inf[1 ; \sup(0,6 ; 0,4 + \max(ev ; eh))] \times \frac{Tpa\ ,d}{(ev \times eh)}$$

Les moments maximaux sont calculés par :

$$M_{max,appui} = \frac{\sigma_{par,d} \times l^2}{12} \qquad M_{max,travé} = \frac{\sigma_{par,d} \times l^2}{24}$$

Où :

l : la portée horizontale eh ou la portée verticale ev.

Calcule de σ_{par} :

$$\sigma_{par} = \inf[1 ; \sup(0,6 ; 0,4 + \max(1.5 ; 1.5))] \times \frac{198.5}{(1.5 \times 1.5)}$$

$$\sigma_{par} = \inf[1 ; \sup(0,6 ; 1.9)] \times \frac{198.5}{(1.5 \times 1.5)}$$

$$\sigma_{par} = 88.23Kpa$$

Calcule des moment max : pour l=1.5m

$$M_{max,appui} = \frac{88.23 \times 1.5^2}{12} = 16.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{max,travé} = \frac{88.23 \times 1.5^2}{24} = 8.27 \text{ KN.m}$$

	Sens (horizontal- verticale)	
M_{max} ELU(KN.m)	**Appui Coté terre**	**Travée Coté parment**
	16.54	**8.27**
Section (cm2/ml)	**2.1**	**1.8**
Acier	**ST25**	**ST25**

Tableau VII-7 ferraillage de parement

NB : les résultats de calcule béton armé avec le logiciel robot experte sont présenté dans l'annexe C

VII.2.9.5 Vérification de Poinçonnement :

Pour démontrer que les dispositifs de liaison des lits de renforcements au parement d'un ouvrage en sol renforcé supporteront la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis d'une rupture par défaut de résistance.

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$\frac{T_{par;d}}{N} \leq R_{par;\,d}$$

Avec :

- **Tpar;d = Tmax ; d :** Valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement au point où le lit de renforcement est attaché au parement
- ***N* :** le nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré :

$$N = \frac{1}{eh}$$

- **$R_{par;\,d}$:** Valeur de calcul de la résistance ultime du parement, elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$R_{par;\,d} = \frac{0{,}045 \cdot f28 \cdot 4\,h \cdot (a + h)}{1{,}5} + \frac{(a + 2\,h)^2 \cdot Pl^*}{2}$$

Avec :

- **fck :** Résistance du béton à la compression à k jour (fc28= 25 MPa)
- **h :** Épaisseur du béton sous la plaque d'appui h = 20 cm = 0,2 m
- **a :** Côté de la plaque d'appui a = 20 cm = 0,20 m
- **Pl* :** Pression limite pressiométrique (1Mpa)

$$\frac{T_{par;d}}{N} = 330.83\text{KN} \leq R_{par;\,d} = 420\text{KN}$$

	Eh (m)	Fc28 (Mpa)	$R_{par\,;\,d}$ (KN)	$\frac{T_{par;d}}{N}$ (KN)	Vérification
Valeur	**1.5**	**25**	**420**	**330.83**	**Vérifié**

Tableau VII-8 Vérification de Poinçonnement

VII.2.9.6 Épaisseur de la plaque d'appui :

$$e_{min} = \sqrt{\frac{T_{par;d}}{\pi \times f_y}}$$

- **e_{min} :** Épaisseur minimale de la plaque d'appui
- f_y= 235Mpa : Limite élastique de la plaque d'appui.

Ce qui donne :

$$e_{min} = 16.3mm$$

➔ Par conséquent, nous choisissons une épaisseur de plaque d'appui de 20 mm.

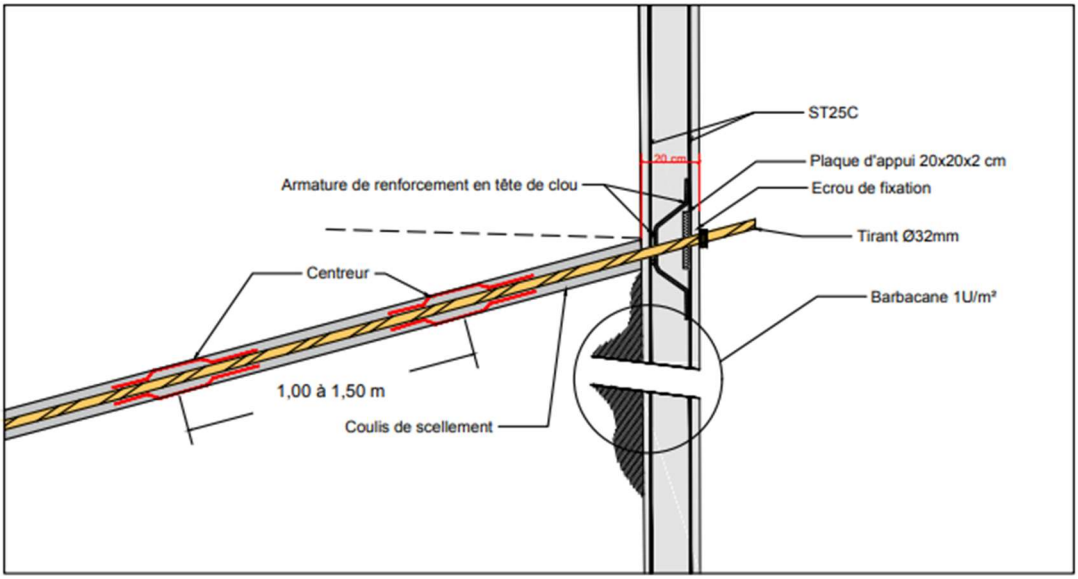


Figure VII-6 Détail de la tête du clou

VII.3 Partie superstructure (tranchée couverte) :

L'ouvrage adopter à notre c'est une structure en voute articulée ou encastrée sur des piédroits latéraux. Ce type de structure est principalement adapté aux ouvrages en remblai présent une forte couverture de terre ce qui notre cas (remblais de 10m).

VII.3.1 Les caractéristiques géométriques de la section transversale de la voute :

Rayon équivalent, R_{eq}	**5.88m**
Diamètre équivalent D_{eq}	**11.72m**
Hauteur, H	**9.2m**
Largeur de base, B	**12.75m**

Tableau VII-9 caractéristique géométrique de la section transversale

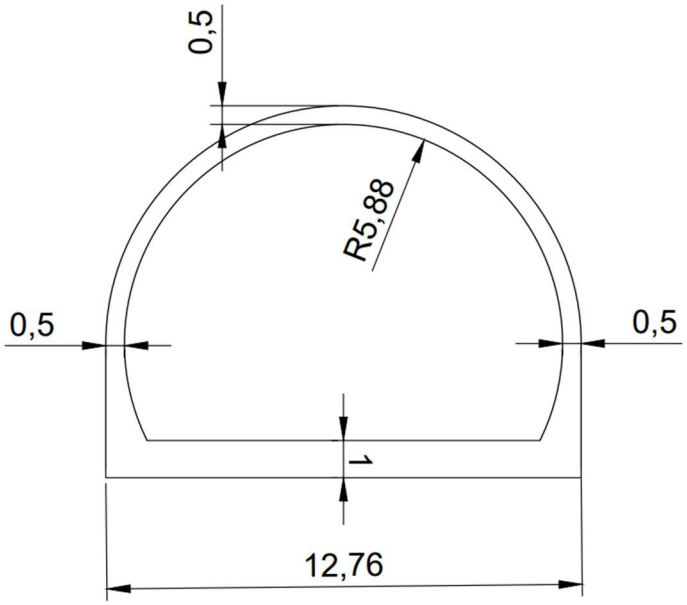


Figure VII-7 cotation de la section courante transversale

VII.3.2 Calcule de la raideur de sol :

Nos calculs sont effectués en considérant l'interaction sol-structure, entre l'ouvrage et le sol de fondation. Celle-ci est modélisée à l'aide d'appuis élastiques (ressorts verticaux) positionnés aux nœuds de la structure. Nous considérons une valeur de la raideur verticale, calculée en prenant en compte une valeur du module pressiométriques

VII.3.2.1 Sol de fondation :

Nous calculons la raideur horizontale des remblais contigus, en appliquant la méthode de MENARD basée sur l'utilisation du pressiomètre. Nous assimilons l'ouvrage à une semelle verticale rectangulaire de longueur infinie et de largeur égale à la hauteur de l'ouvrage.

$$\frac{1}{Kv} = \frac{a.B}{9.Ec}.\lambda c + \frac{2.Bo}{9.Ed}\left[\frac{B}{Bo}.\lambda d\right]^{\alpha}$$

- α = 0.50
- B = largeur de la semelle assimilée à la hauteur de l'ouvrage
- B0= 0.60 m largeur de référence.
- Ec : module pressiométrique (sphérique)
- Ed : module pressiométrique (déviatorique)
- λc, λd : paramètres géométriques fonction du rapport L/B

D'après le fascicule 62 titre V :

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
λc	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.5
λd	1.00	1.00	1.12	1.78	2.14	2.56

Tableau VII-10 Valeur de λ_d et λ_c

(Hypothèse plus défavorable)

Nous considérons une valeur de la raideur verticale, calculée en prenant en compte une valeur du module pressiométriques :

Ec =E1

$$\frac{3.2}{Ed} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85E2} + \frac{1}{E3,5}$$

Avec :

$$\frac{3}{E3,5} = \frac{1}{E3} + \frac{1}{E4} + \frac{1}{E5}$$

- E1 : Module pressiométrique calculé à (B/2)
- E2 : Module pressiométrique calculé à (B)
- E3,5 : Module pressiométrique calculé à (2B)

Les modules pressiométriques :

	Sol 1 (bars)	Sol 2 (bars)
E1	**148.84**	**393.49**
E2	**239.235**	**730.6**
E3	**495.825**	**1008.48**
E4	**271.49**	**1029.26**
E5	**281.89**	**940.3**

Tableau VII-11 Les modules pressiométriques

AN :

λ_c=1.155
$\lambda_d = 1.033$

Pour le sol 1 :

E_c=E1=148.84bars

E_d=213.33bars

D'ou :

K_v=11869.4t/m^3 (coefficient élastique de sol a long terme)

K_v=23738.8t/m^3 (coefficient élastique de sol a court terme (cas accidentel))

Pour le sol 2 :

E_c=E1=393.49bars

E_d=620.16bars

D'ou :

K_v=32150.55t/m^3 (coefficient élastique de sol a long terme)

K_v=64301.1t/m^3 (coefficient élastique de sol a court terme (cas accidentel))

VII.3.3 Les remblais latéraux :

Le remblayage de la tranchée sera réalisé à partir des matériaux issus des déblais, préalablement triés afin d'éliminer tout élément présentant une dimension supérieure à 250 mm.

$$Kh=\frac{E}{(2-\nu)(1-\nu)}$$

La méthode de MENARD, permet le passage du module d'YONG E au module pressiométrique

$$Ep=\alpha\ E$$

VII.3.4 Matériau de remblayage :

Pour le matériau de remblayage selon la norme EN 14475 les class de sols sont 1 et 2A et pour la norme P 11-300 les sols de classe B1, B3, D1 et D2 avec renforcement soit avec géotextile (nappe de Géosynthétique bidirectionnel, de résistance ultime a la traction 150KN/m) ou bien autres méthodes de renforcement.

On a sélectionné les caractéristiques suivant pour le matériau de remblayage :

Sol	c'[kPa]	φ'k[°]	E[MPa]	γ [kN/m3]	Ka
Remblayage	**5**	**30**	**30**	**20**	**0.33**

Tableau VII-12 Caractéristiques de matériau de remblayage

Pour le remblayage :

Il convient donc d'éviter de créer des situations critiques suite à une mauvaise planification des étapes de remblayage. Pour les voûtes chargées symétriquement à l'état final, il convient d'éviter les trop fortes asymétries notamment lorsque le remblai ne dépasse pas encore le sommet de la structure.

Un programme de remblayage adapté permet aussi de profiter de ces effets : le remblai sera symétrique avec des épaisseurs de chaque couche de 0.5m et on utilise un compacteur léger pour éviter des effort parasite sur la voute.

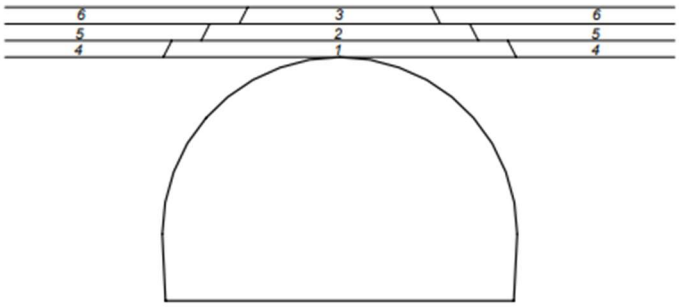


Figure VII-8 Étapes de remblayage favorables pour la voûte

Compactage :

Le procédé de compactage peut aussi mener à une augmentation des sollicitations en stade de construction. Il faut donc veiller à garantir que cela ne conduise pas à un endommagement de la structure.

VII.3.5 Phase de réalisation :

1-Etat initial

C'est l'état initial du sol en place avant excavation et mise en place des talus

Figure VII-9 Etat initial

2-Excavation du sol :

C'est le creusement dans le terrain jusqu'aux cotes définies par le projet, en respectant scrupuleusement les pentes de talus déterminées lors de l'étude géotechnique, pour éviter tout type d'instabilité leur de l'excavation

Figure VII-10 Excavation du sol

3-Construction de la structure :

La réalisation de la voute en béton armée soit coulée sur place ou bien préfabriqué, le meilleur chois c'est d'utilisé la voute préfabrique pour gagner du temps pou aller a la phase finale mise en place de remblai.

Figure VII-11 Construction de la structure

4-remblayage :

C'est la phase finale de construction de la tranchée couverte.

Figure VII-12 remblayage

VII.3.6 Excavation et mise en place des clous :

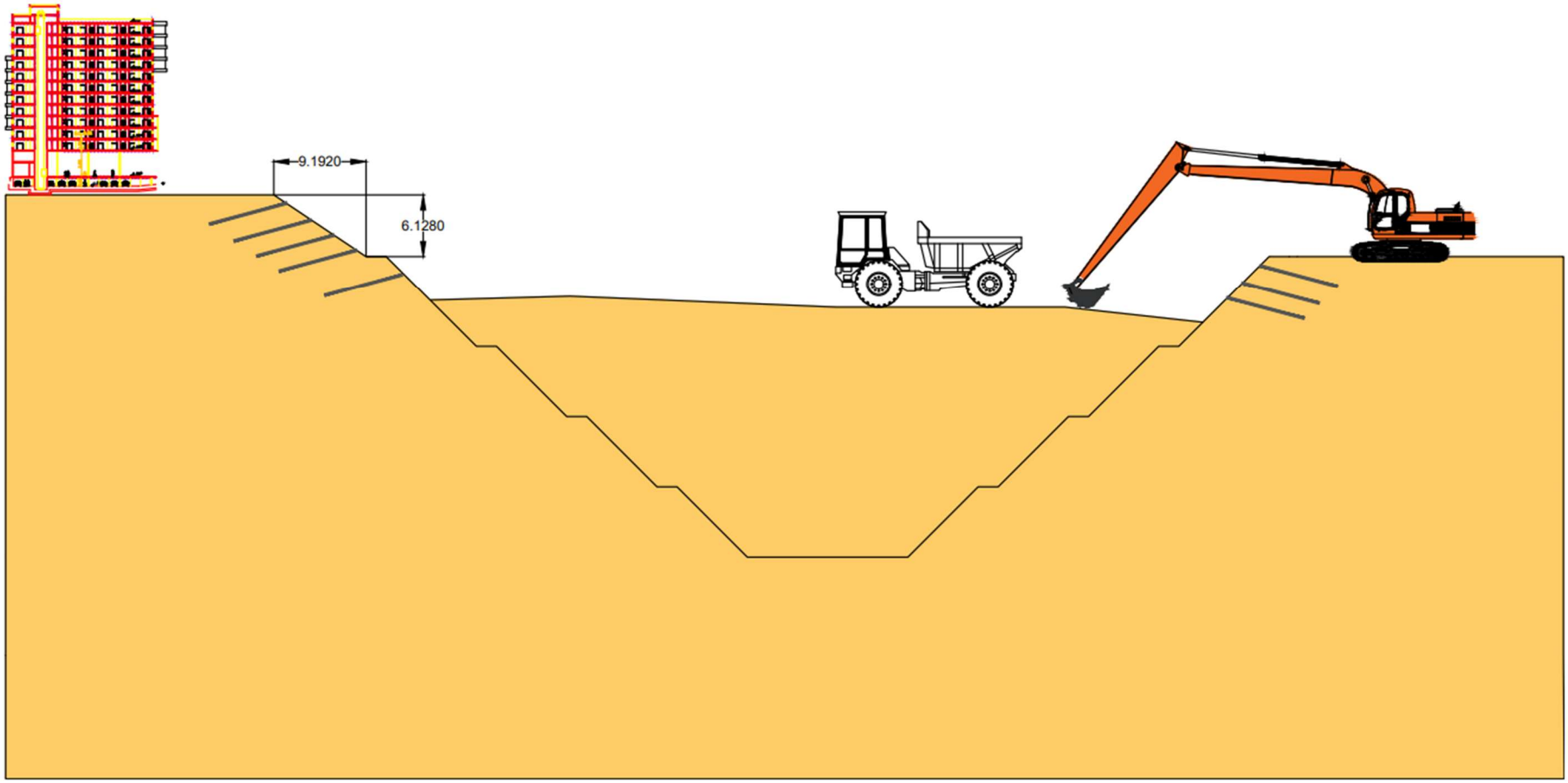


Figure VII-13 Excavation et mise en place des clous

VII.3.7 Phase finale de l'excavation et mise en place des clous :

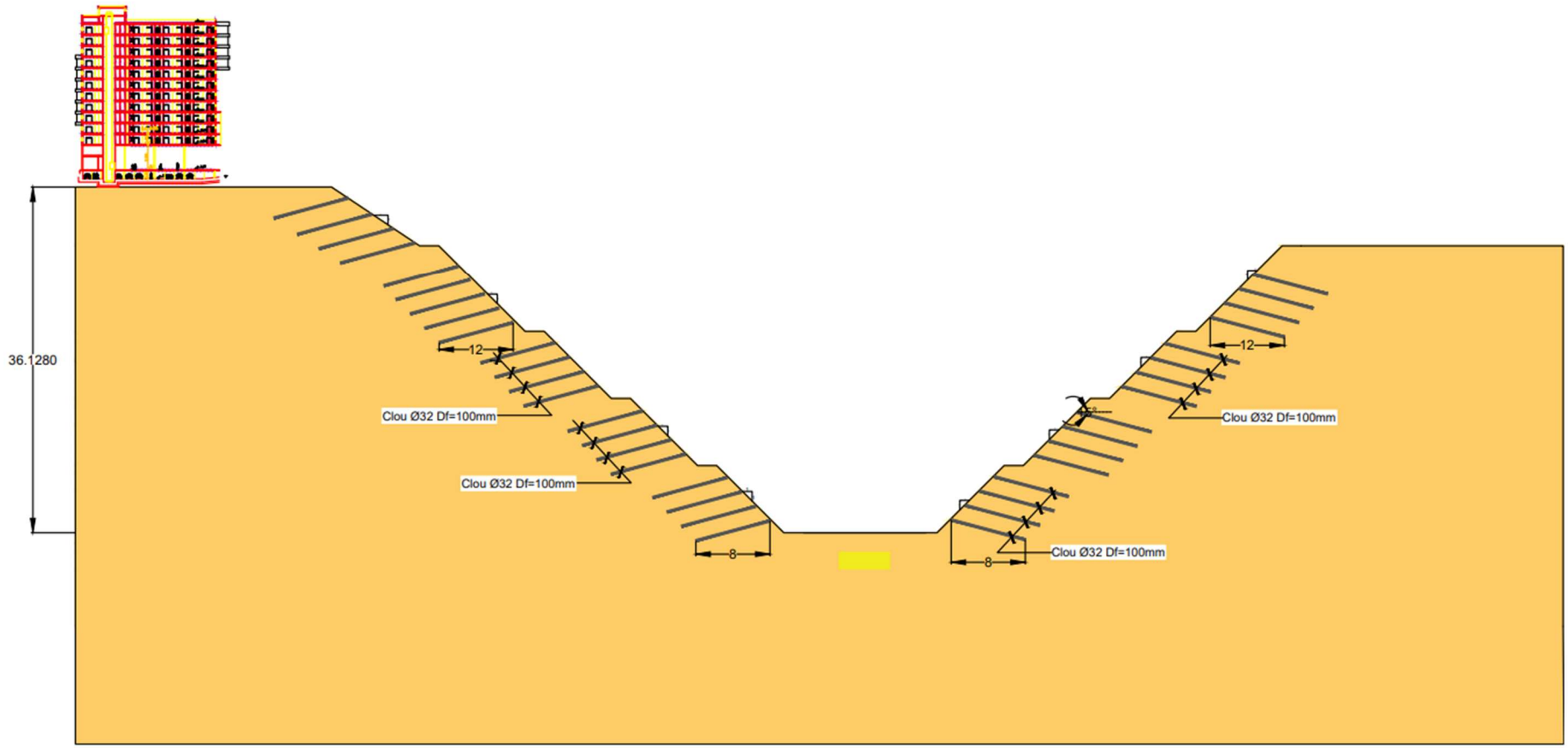


Figure VII-14 Phase finale de l'excavation et mise en place des clous

VII.3.8 Phase finale :

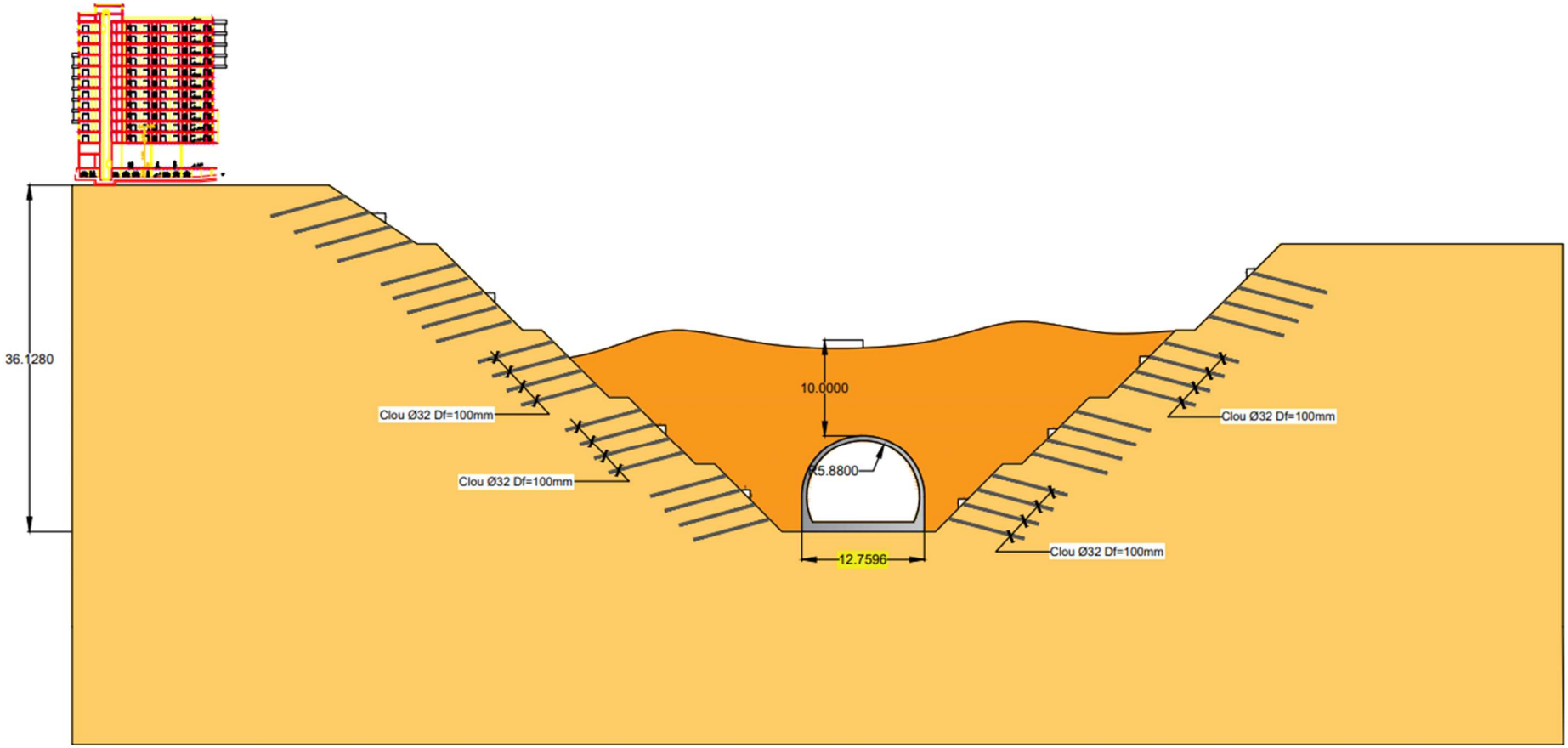


Figure VII-15 Phase finale

VII.3.9 CALCUL INFORMATIQUE – MODÉLISATION :

VII.3.9.1 Programme de calcule :

Le calcul de la structure est effectué par un enchaînement de programmes articulés autour du programme général « ROBOT »

VII.3.9.2 Modélisation de la voute :

- La voute a été modélisé par une structure à barres.
- Le calcul est conduit pour une tranche de longueur de 1m.

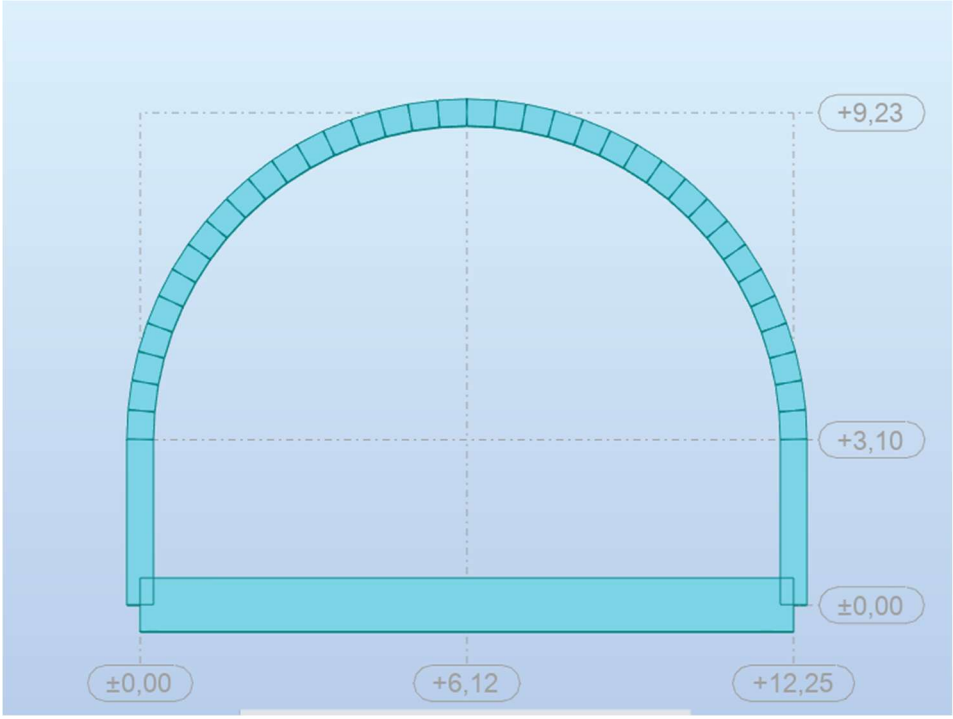


Figure VII-16 La voute modélisée

VII.3.9.3 Modélisation de Sol de fondation :

Le sol de fondation est représenté par des ressorts verticaux dont les raideurs sont calculées à partir du module de réaction verticale Kv.

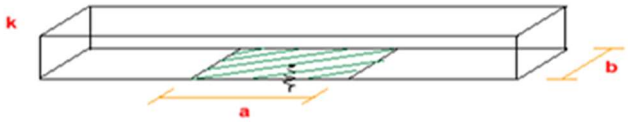


Figure VII-17 Modélisation de Sol de fondation

Le coefficient de réaction de chaque ressort doit être égale a :

$K_{ressort} = K_{sol} \times a \times b$

a : distance entre chaque ressort (distance a/2 pour les ressorts situés à l'extrémité de la poutre)

b : largeur de la poutre

K_{sol} : coefficient de réaction de sol (matériau continu)

	a (m)	b (m)	Kv sol(t/m3)		Kv ressort(t/m)	
Cas normal	**1**	**1**	**Sol1**	**1149.94 t/m³**	**Sol1**	**11869.4t/m**
			Sol2	**3246.75 t/m³**	**Sol2**	**23738.8 t/m**
Cas accidentelle	**1**	**1**	**Sol1**	**2299.88 t/m³**	**Sol1**	**32150.55t/m**
			Sol2	**6493.50 t/m³**	**Sol2**	**64301.50 t/m**

Tableau VII-13 coefficient de réaction de sol de la fondation

VII.3.9.4 Modélisation des remblais latéraux :

Le module de réaction horizontal du sol pour l'appui latéral de la voûte est estimé, en première approximation, à l'aide de l'expression simplifiée suivante conformément à la directive ASTRA 12014, chiffre 6.1.3.5 :

Ksh = (0.5 … 1.5) · Es / r

Où :
ksh : module de réaction horizontal [kN/m³]
Es : module de rigidité du remblai / sol [kN/m²]
r : rayon de la voûte [m]

Ksh=0.75*30/5.88 = 3800 KN/m³

	a (m)	b (m)	Kh sol (Kn/m3)	Kh ressort (Kn/m)
Cas normal	**1**	**1**	**3800**	**3800**
Cas accidentelle	**1**	**1**	**7600**	**7600**

Tableau VII-14 coefficient de réaction de remblai

VII.3.9.5 Définition des actions prise en compte :

VII.3.9.5.1 Actions permanentes :

G : poids propre de la structure sera évalué en considérant une densité de 2.5t/m3 pour le béton

G=A×2.5 = 66.25t/ml

Avec :

A : l'aire de la voute = 26.5m² (calculer par autocad)

VII.3.9.5.2 Poids du remblai :

Chargement uniformément reparti

On a choisi de faire un remblai de 10m de hauteur sur la voute

$P_{remblai}$= h × $\gamma_{remblai}$ ➔ $P_{remblai}$ = 200KN/m² ➔ $P_{remblai}$ = 200KN/ml

Avec :

H=10m et $\gamma_{remblai}$ = 20kN/m³

VII.3.9.5.3 Actions dus aux poussées des terres :

Les actions exercées par le terrain sur les parois latérales de la voute sont évaluées à l'aide du coefficient de poussée des terres, en adoptant l'hypothèse d'une poussée au repos ou bien active. Le remblai est caractérisé par un angle de frottement interne de $\varphi = 30°$et une densité de $\gamma = 2\ t/m^3$.

$$K_a = \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}$$

AN:

Ka=0.33

$P_{terre}=\gamma_{remblai} \times h_{remblai} \times Ka$

Chargement trapézoïdal repartie :

Pour h=10m ➔ P_{terre} = 66 KN/m² ➔ P_{terre} = 66 KN/m

Pour h=15m ➔ P_{terre} = 99 KN/m² ➔ P_{terre} = 99 KN/m

Pour H=19m ➔ P_{terre} = 125.4 KN/m² ➔ P_{terre} = 125.4 KN/m

VII.3.9.6 Modèle de distribution des charges :

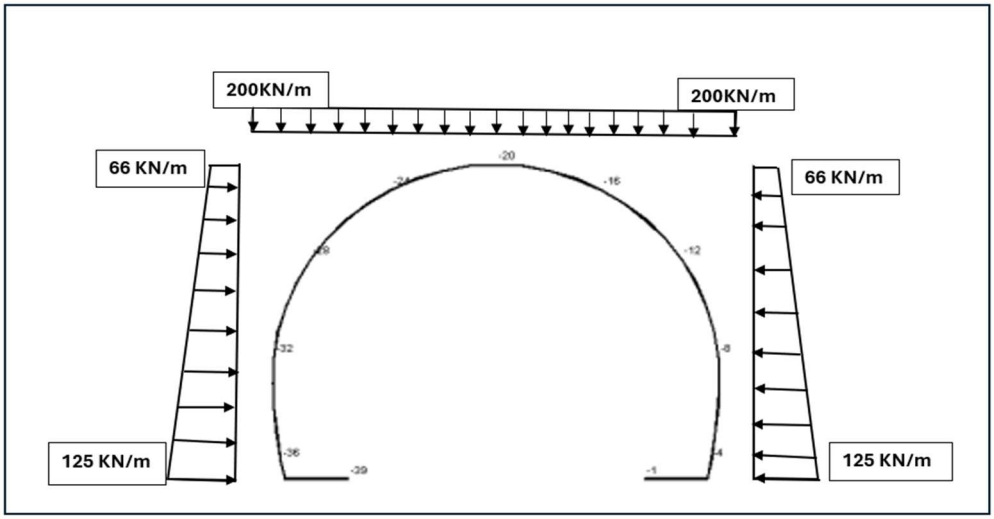


Figure VII-18 Distribution des charges sur la voute

VII.3.9.7 Les sollicitations de charges appliquées sur la voute :

VII.3.9.7.1 Poids permanant :

Figure VII-19 Poids permanent

VII.3.9.7.2 Les sollicitations du au poids du remblai :

Chargement uniformément reparti :

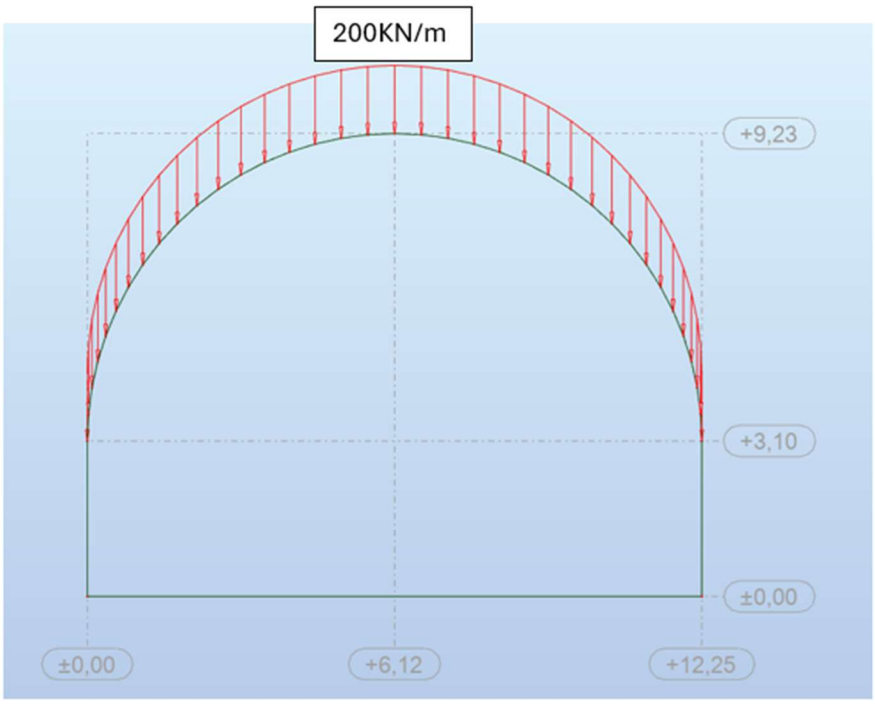


Figure VII-20 Poids du remblai

Poussée des terres :

Chargement trapézoïdal repartie :

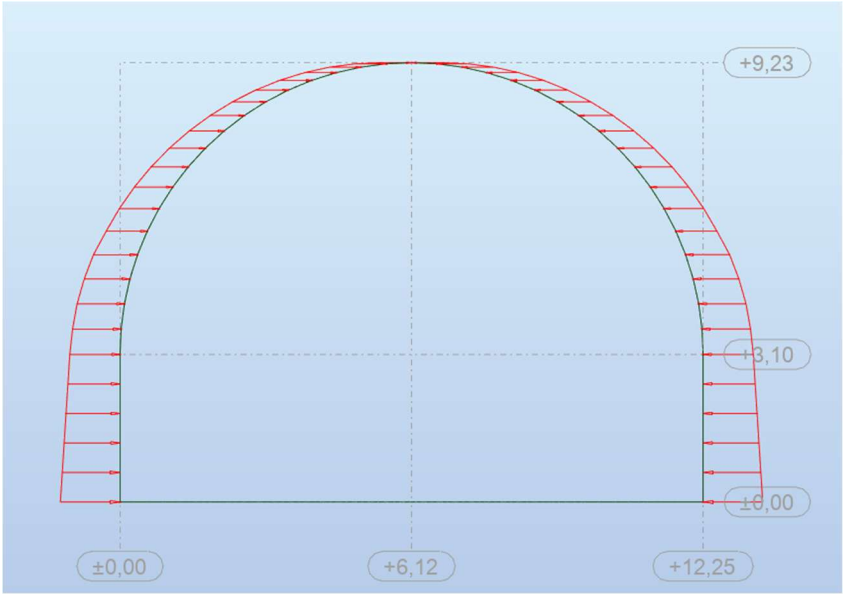


Figure VII-21 La poussée des terres

VII.3.9.7.3 Charges et surcharges de chantier :

Surcharge de chantier Q= 10 KN/m2

Qv=1×1.0=10 KN /ml

Qh=1×10×0.33=3.33 KN /ml (négligeable)

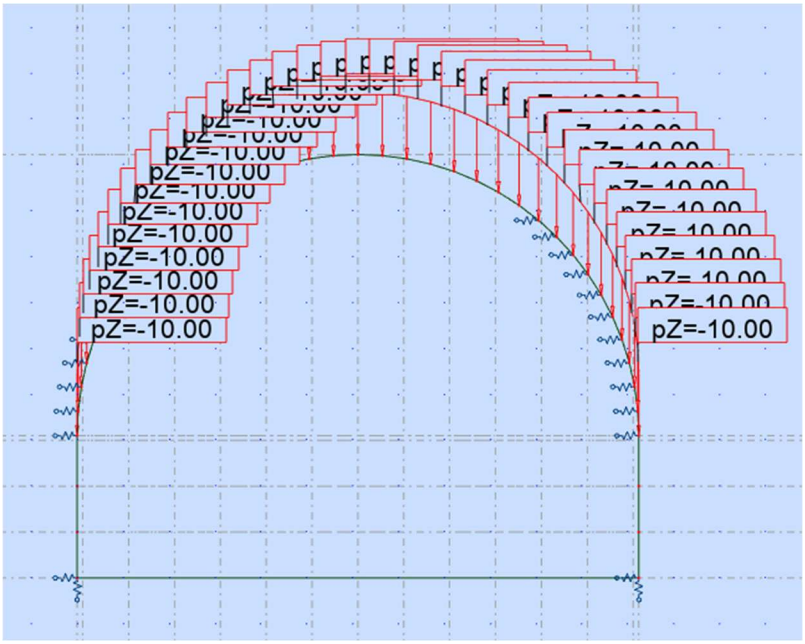


Figure VII-22 Charges et surcharges de chantier

VII.3.9.8 Évaluation des sollicitations :

VII.3.9.9 Pour le premier sol :

VII.3.9.9.1 Le diagramme de moment maximal à L'ELU :

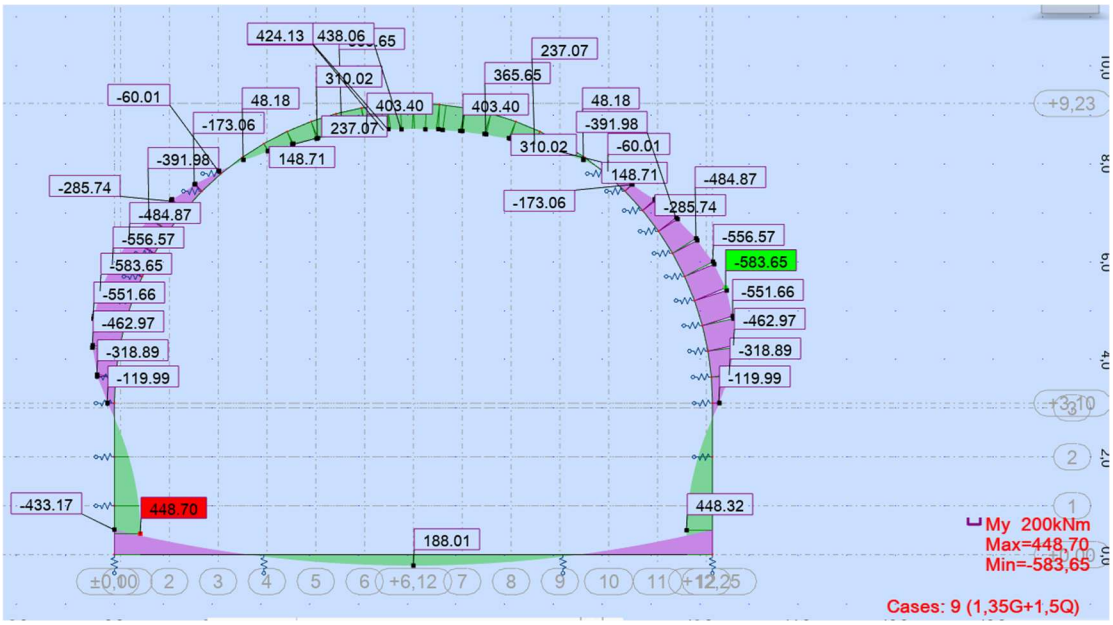


Figure VII-23 Le diagramme de moment maximal à L'ELU

VII.3.9.9.2 Le diagramme de moment maximal à L'ELS :

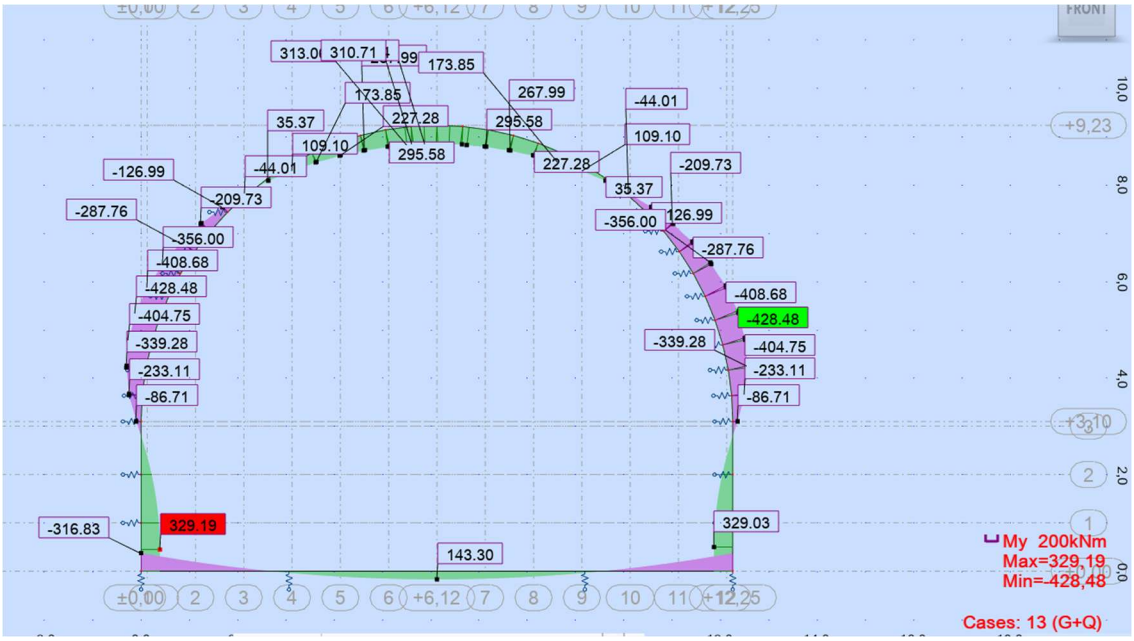


Figure VII-24 Le diagramme de moment maximal à L'ELS

VII.3.9.9.3 Le diagramme de l'effort normal maximal à L'ELU :

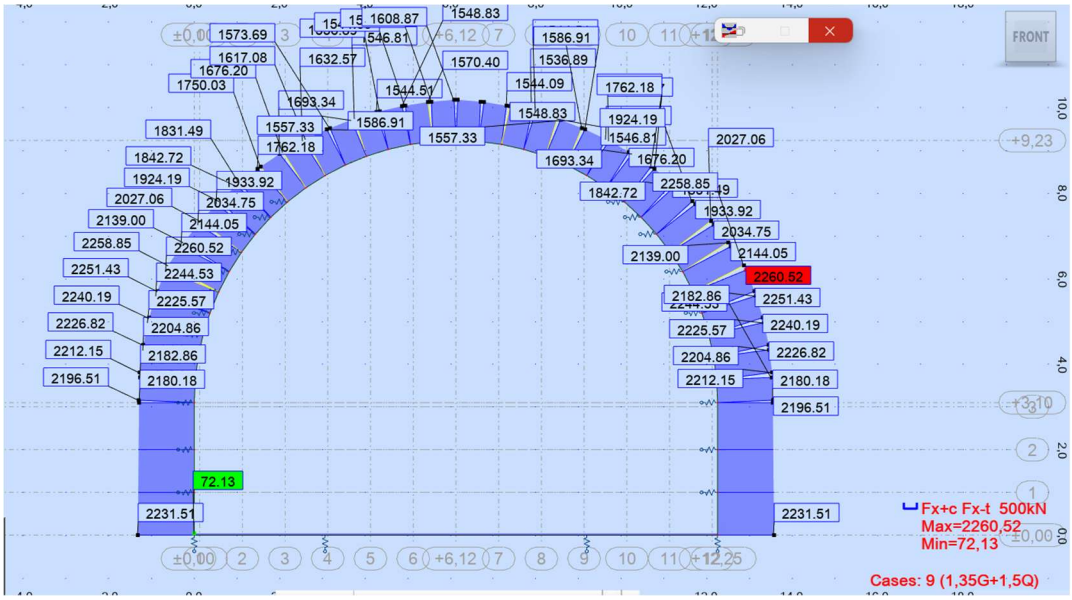


Figure VII-25 Le diagramme de l'effort normal maximal à L'ELU

VII.3.9.9.4 Le diagramme de l'effort normal maximal à L'ELS :

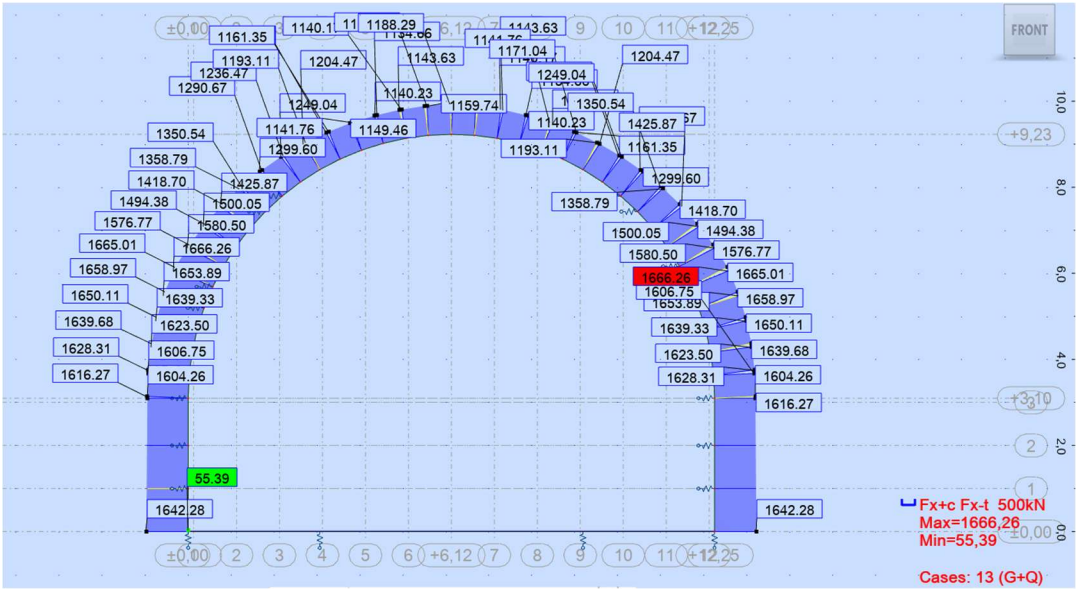


Figure VII-26 Le diagramme de l'effort normal maximal à L'ELS

VII.3.10 Ferraillage des éléments structuraux :

VII.3.10.1 Ferraillage longitudinale :

Données de calcul

Condition de fissuration : préjudiciable ;

Acier :

- Limite de résistance élastique des aciers : fe=500 MPa ;
- Type d'acier : haute adhérence (HA) ;

Béton :

- Résistance caractéristique à la compression du béton : $fc28$=35 MPa ;
- Résistance caractéristique à la traction du béton : $ft28$=2.7 MPa.

VII.3.10.1.1 Ferraillage de radier :

	Moment (KN.m)		$As_{calculé}$ (cm²)	As_{choisi} (cm²)
Travée	ELU	190	5	7HA14 (10.8cm²)
	ELS	150		
Appui	ELU	425	11	7HA14+5HA14(renforce) 18.5cm²
	ELS	311		

Tableau VII-15 Ferraillage de radier

VII.3.10.1.2 Ferraillage des piédroits :

	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	$As_{calculé}$ (cm²)	As_{choisi} (cm²)
ELU	450	2230	1.5	7HA14 (10.8cm²)
ELS	330	1650	/	

Tableau VII-16 Ferraillage des piédroits

VII.3.10.1.3 Ferraillage de la dalle (voute) :

Clé de voute :

	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	$As_{calculé}$ (cm²)	As_{choisi} (cm²)
ELU	440	1570	7.11	7HA14 (10.8cm²)
ELS	295	1180	/	

Tableau VII-17 Ferraillage de Clé de voute

VII.3.10.1.4 Parois latérales :

	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	$As_{calculé}$ (cm²)	As_{choisi} (cm²)
ELU	585	2260	11	2*7HA14 (21.6cm²)
ELS	428	1665	/	

Tableau VII-18 Ferraillage des Parois latérales

NB : les résultats des calcule par le logiciel et dans l'annexe C.

VII.3.10.2 Verification de l'effort tranchant :

La condition ci-dessous dispense le ferraillage transversal, de ce fait si cette dernière est vérifiée dans une section elle ne sera pas ferraillée transversalement :

$$\tau u^{max} = \frac{Vu}{b \times d} \leq 0.05\ f_{c28} = 0.05 \times 35 = 1.75 MPa$$

Avec :

- τu^{max} : Contrainte de cisaillement maximale à l'ELU
- Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU
- b : Largeur de la section transversale (b=1m)
- $d = 0{,}9\ h$; h : Hauteur de la section transversale

Le tableau ci-après résume la vérification de cette condition :

Zone	Vu (KN)		τu^{max}(MPa)	Verification
Radier	202.83		0.22	Vérifier
Voute	Clé de voute	265.26	0.58	Vérifier
	Parois latérales	406.88	0.9	
Piédroit	412.97		0.915	Vérifier

Tableau VII-19 Verification de l'effort tranchant

VII.3.10.3 Ferraillage secondaire :

En supposant que les sections de béton précédemment présentées en voûte, piédroit et radier sont des dalles de 1 mètre de longueur longitudinalement, leur ferraillage secondaire (perpendiculaire au ferraillage longitudinal principale) se calcule selon la formule suivante :

$$Ar = \frac{As}{4}$$

Avec :

- Ar : Section d'armature secondaire
- As : Section d'armature principale

Le tableau ci-dessous résume le calcul du ferraillage secondaire :

Zone	As (cm²)		Ar (cm²)
Radier	Travée	10.8cm²	2.7
	Appui	18.5cm²	4.625
Voute	Clé de voute	10.8cm²	2.7
	Parois latérales	21.6cm²	5.4
Piédroit	10.8cm²		2.7

Tableau VII-20 Ferraillage secondaire

VII.3.11 Etude dynamique :

La région de Guelma est une région de sismicité moyenne (Zone IIa), ainsi pour écarter tout risque d'instabilité, un calcul des sollicitations sismiques est indispensable dans notre étude. Nous aborderons deux méthodes analytiques.

VII.3.11.1 Le cas sismique sera étudié suivant :

Le RPOA Le coefficient d'accélération de zone A=0.25

Kh=0.5×0.25 = 0.125

Kv=0.5×kh = 0.06

Principe générale :

Les sollicitations provenant d'une accélération horizontale peuvent se décomposer comme suit :

Sollicitations actives :

- incrément de poussée active du sol.

- forces d'inertie dues à l'accélération horizontale de l'ouvrage.

- force de frottement due au remblai situé sur la traverse sup

Réactions passives :

- force de butée du sol (à négliger dans les calculs, il faut grand déplacement pour la mobiliser).

-force de frottement au-dessous de l'ouvrage (à négliger)

L'action de séisme est modélisée comme suit :

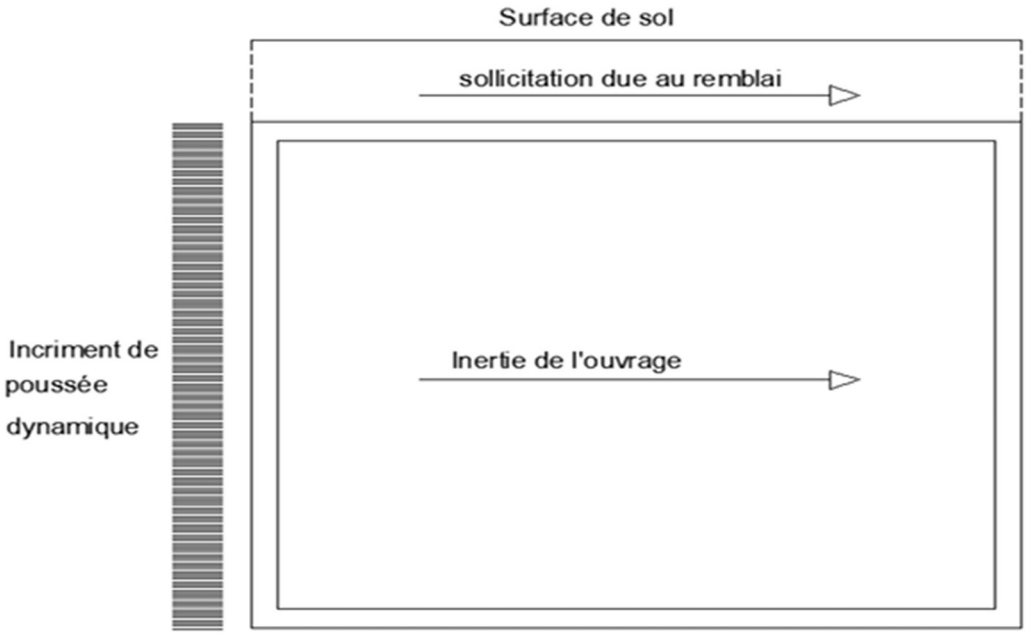


Figure VII-27 Modélisation de l'action de séisme

VII.3.11.2 La méthode russe :

La charge verticale sismique est déduite directement de la charge statique verticale en appliquant la formule suivante :

$$Dv=Pv+\alpha_v * Pv$$

Où :

- Pv : Charge verticale statique
- α_v : Coefficient de l'accélération sismique ($\alpha_v = 0{,}06$)

VII.3.11.3 Méthode de mononobe okabe :

Cette méthode s'appui sur la formule de NEWMARK :

Combinaison 1 :

Fsismique=fstatique+0.4*(Fv*Fstatique) +Fh*Fstatique

Fsismique=Fstatique+0.4*(0.06*Fstatique) + (0.125*Fstatique) = 1.149Fstatique

Combinaison 2 :

Fsismique=fstatique+0.4*(Fh*Fstatique) +Fv*Fstatique

Fsismique=Fstatique+0.4*(0.125*Fstatique) + (0.06*Fstatique) = 1.11Fstatique

En résumé ces méthodes prennent en compte de l'action sismique. Ainsi l'étude sismique se fera par une majoration de 15% des sollicitations statiques.

Les sollicitations sismiques sont données dans les tableaux suivants :

Effort sismique sur la voute :

Voute		
Effort	**Statique**	**Sismique**
Moment (KN.m)	**428**	**492.2**
Effort tranchant (KN)	**406.8**	**467.82**
Effort normal (KN)	**1665**	**1998**

Tableau VII-21 Effort sismique sur la voute

Effort sismique sur le radier :

Radier		
Effort	**Statique**	**Sismique**
Moment (KN.m)	**311**	**357.65**
Effort tranchant (KN)	**202.8**	**233.22**

Tableau VII-22 Effort sismique sur le radier

Effort sismique sur les Piédroits :

Piédroit		
Effort	**Statique**	**Sismique**
Moment (KN.m)	**330**	**379.5**
Effort tranchant (KN)	**412**	**473.8**
Effort normal (KN)	**1650**	**1897.5**

Tableau VII-23 Effort sismique sur les Piédroits :

VII.4 Conclusion :

Nous avons pu, à travers ce chapitre, dans la partie sol on a vérifier la stabilité mixte et générale, puis on a vérifié la stabilité interne et faire le dimensionnement de la parois clouée (les clous). Dans la partie structure on a faire la modélisation de la structure te les charges puis on a récupéré les effort interne (moment fléchissant, effort normal et effort tranchant) pour faire le ferraillage des éléments structuraux, y compris le ferraillage longitudinal principal et secondaire nécessaire pour reprendre les efforts appliqués sur la voute, Et en ce qui concerne l'effort tranchant tout les éléments sont satisfaire la résistance au cisaillement, nous préconisons la mise en place de chaise d'armatures pour assurer la bonne adhérence acier-béton et aussi pour maintenir les armatures longitudinales.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le sujet de ce mémoire porte sur la conception et étude d'une tranchée couverte dans le cadre du projet de la ligne minière Est.

Notre démarche méthodique a commencé par une analyse de la compagne géotechnique qui a permis d'évaluer les caractéristiques mécaniques des sols en place notamment les argiles numidiens et les grès numidiens qui jouent un rôle essentiel dans la détermination des pentes de talus et le type de renforcement choisi.

Une fois ces connaissances acquises, nous avons entrepris une étude comparative des différentes solutions possible à réaliser pour ce projet. Ainsi, trois solutions ont été présentées et évaluées à l'aide d'une analyse multicritère :

- **Variante 01 : tranchée ouverte**
- **Variante 02 : tranchée couverte**
- **Variante 03 : tunnel**

Cette approche nous a permis de répertorier les avantages et les inconvénients de chaque solution de projet. En tenant compte de facteurs essentiels tels que les détails d'exécution, les délais et les coûts de réalisation. À la lumière de cette analyse, le choix s'est porté sur la tranchée couverte.

Pour dimensionner cet ouvrage, nous avons ensuite entrepris une étude d'Avant-Projet Détaillé (APD) en deux parties. La 1er partie ce qui concerne l'infrastructure excavation et renforcement du sol (parois clouée), dans cette partie on a dimensionné précisément les ouvrages de stabilisation, en tenant compte des contraintes de stabilité interne et externe, conformément à la norme NF P94- 270. Dans la partie structure on a faire la modélisation de la structure te les charges puis on a récupéré les effort interne (moment fléchissant, effort normal et effort tranchant) pour faire le ferraillage des éléments structuraux (voute, radier et piédroit) pour les différentes situations de calcul (fondamentale et sismique).

Ce travail de fin d'étude nous a permis de connaitre et acquérir la méthodologie de l'étude et conception de l'ouvrage souterrain (Tranchée couverte) infrastructure et superstructure. De plus, il nous a dotés d'une base de connaissances approfondie que nous pourrons exploiter dans notre parcours professionnel futur.

Références bibliographiques

[1] Cour ouvrages souterrain Mr.A. BENAMGHAR

[2] AFNOR. Ouvrage de soutènement : Remblais renforces et massifs en sol clouée NF P 94 270,2009

[3] Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA). (2008).

[4] BAEL. (1999). Béton armé aux états limites BAEL 91 modifié 99

[5] Cour béton armée Mr.M. BENREDOUANE

[6] Guide technique SETRA-guide de conception générale des ouvrages de soutènements décembre 1998.

[7] AFNOR, Calcul géotechnique Ouvrages de soutènement NF P94-282,2009.

[8] Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes-livre suisse novembre 2006

[9] Guide technique ASTRA Bundesamt für Strassen-ASTRA12014

[10] BENHABILES Djalal Eddine-DJEMAI Mohammed Riad, thème-« Étude de la tranchée couverte de BENCHAOUA-mémoire de master-ENP-2009

[12] DEBAH Darine, thème- « Étude de glissement de terrain de « BARDO » dans la wilaya de Constantine » -mémoire de master-ENSTP-2018

[13] C. CHERCHALI « TUNNEL Calcul Revêtement Définitif Tome 2 », O.P.U 1993.

Sites WEB

Les tranchées couvertes | www.Infociments.com

Les lignes minière en Algérie | www.anesrif.com

Annexe

ANNEXE A (Étude géotechnique) :

ANNEXE A-1 : Tableau résultat essais SPT

Sondage	Profonder(m)	N	Correction		Sondage	Profondeur(m	N	Correction
BH-S1	3	11	/		BH-S3	3	8	/
	3	23	/			3	33	/
	3	Refus	/			3	Refus	/
	6	Refus	/			6	9	/
	9	Refus	/			6	18	45.05
	12	Refus	/			6	35	
BH-S2	3	20	/			9	25	/
	3	37	49.5			9	34	65.55
	3	29				9	35	
	6	10	/			12	12	/
	6	10	20.4			12	Refus	/
	6	14				15	Refus	/
	9	20	/			18	Refus	/
	9	10	26.6		BH-S4	6	Refus	/
	9	25				9	Refus	/
	12	Refus	/			12	Refus	/
	15	Refus	/		BH-S5	2	6	/
	18	Refus	/			2	9	10.2
						2	8	
						5	5	/
						5	20	19.04
						5	8	
						7	7	/
						7	9	12.28
						7	19	
						10	20	/
						10	21	39.2
						10	28	

ANNEXE A-2 : essais pressiométriques

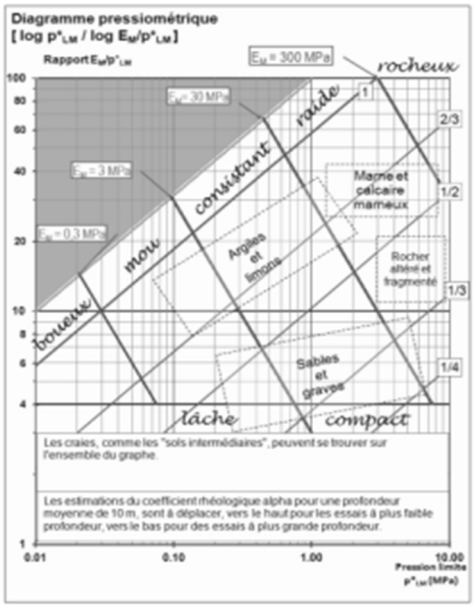
sondage	profondeur(m)	Module pressiomètrique Em (bars)	pression limite Pl (bars)	Em/Pl
BH-T3-S1	5	424,98	18,67	22,76
	10	1097,16	49,69	22,08
BH-T3-S5	5	367,56	12,36	29,73
	10	401,1	24,99	16,05

Tunnel	T3			
Sondage	BH-T3-S1		BH-T3-S5	
profondeur(m)	5	10	5	10
Module d'élasticité E (Mpa)	169,99	438,86	82,70	90,24

Sondage	BH-T3-S1bis			BH-T3-S5bis		
Profondeur (m)	Em (bars)	Pl (bars)	Em/Pl	Em (bars)	Pl (bars)	Em/Pl
1.5	37.75	5.88	6.42	143.61	7.2	19.95
3	115.35	9.32	12.38	138.96	6.47	21.48
4.5	97.5	15.1	6.46	176.73	11.8	14.98
6	108.48	23.08	4.7	161.97	13.52	11.98
7.5	242.8	35.48	6.84	1030.2	31.81	32.39
9	162.58	35.5	4.58	348.94	19.82	17.61
10.5	596.33	27.71	21.52	282.79	20.05	14.1
12	148.05	27.91	5.3	841.71	22.12	38.05
13.5	330.42	32.08	10.3	619.49	36.27	17.08
15	310.67	41.98	7.4	428.95	40.33	10.64
16.5	489.69	42.38	11.55	917.72	37.1	24.74
18	1198.82	43.19	27.76	423.3	28.8	14.7
19.5	260.17	44.42	5.86	1203.55	41.3	29.14
21	105.08	26.46	3.97	2131.15	33.45	63.71
22.5	250.51	44.7	5.6	557.98	33.38	16.72
24	348.23	45.18	7.71	430.5	32.45	13.27
25.5	271.49	45.03	6.03	1029.26	41.47	24.82
27	342.49	45.38	7.55	353.34	49.33	7.16
28.5	272.84	45.43	6.01	1079.37	45.73	23.6
30	281.53	45.53	6.18	2437.25	46.13	52.83
31.5	281.89	45.64	6.18	940.3	47.93	19.62

Sondage	BH-T3-S1bis	BH-T3-S5bis
Profondeur (m)	Module de Young E (MPa)	Module de Young E (MPa)
1.5	34.04	32.38
3	46.14	31.33
4.5	87.93	70.69
6	173.57	64.79
7.5	218.96	412.08
9	260.13	139.58
10.5	238.53	113.12
12	133.51	189.76
13.5	132.17	247.80
15	280.16	171.58
16.5	195.88	206.90
18	270.27	169.32
19.5	234.62	271.34
21	94.76	213.12
22.5	225.91	223.19
24	314.03	172.20
25.5	244.83	232.05
27	308.86	318.64
28.5	246.05	431.75
30	253.88	549.48
31.5	254.21	376.12

Valeur de α :



Rocher	
Type	α
très peu fracturé	2/3
normal fracturé	1/2
très fracturé	1/3
très altéré	2/3

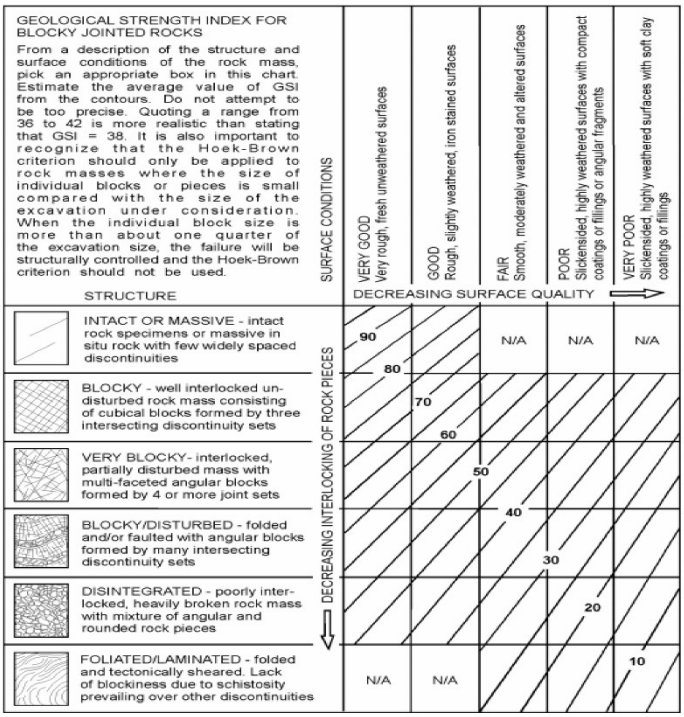
Classification de sol :

Cat	Description		$\overline{q_c}$ (MPa) (c)	$\overline{N}$ (d)	$\overline{p_l}$ (MPa) (e)	$\overline{E_p}$ (MPa) (e)	$\overline{q_u}$ (MPa) (f)	$\overline{V_S}$ (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

Annexe A-3 :

Classifications GSI

La classification GSI pour les massifs de grés :



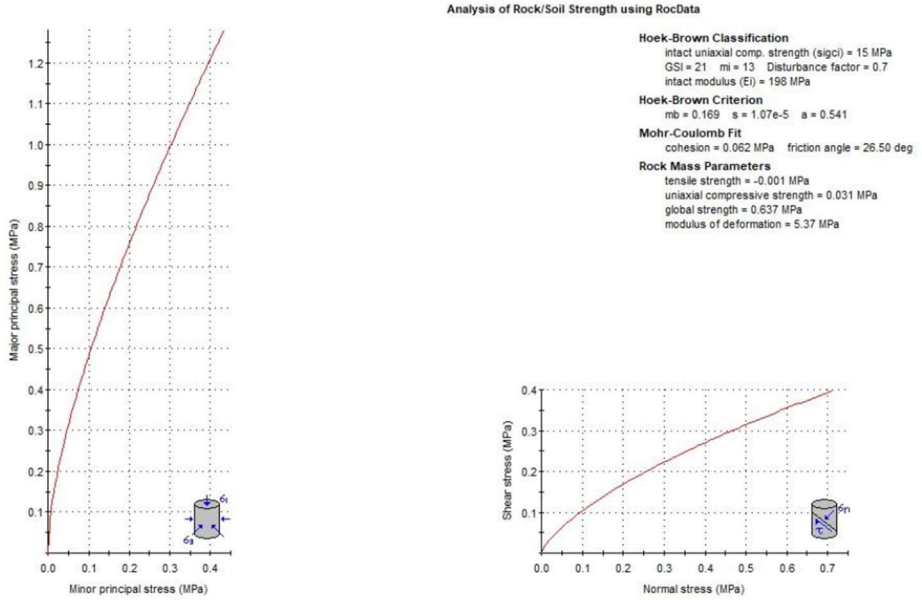
Facteur mi :

Rock type	Class	Group	Texture: Coarse	Texture: Medium	Texture: Fine	Texture: Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19	Siltstone 9	Claystone 4
				Greywacke (18)		
	Non-Clastic	Organic		Chalk 7		
				Coal (8-21)		
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 25 - 31	Mylonites (6)	
	Foliated*		Gneiss 33	Schists 4 - 8	Phyllites (10)	Slate 9
IGNEOUS	Light		Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
	Dark		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
			Norite 22			
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

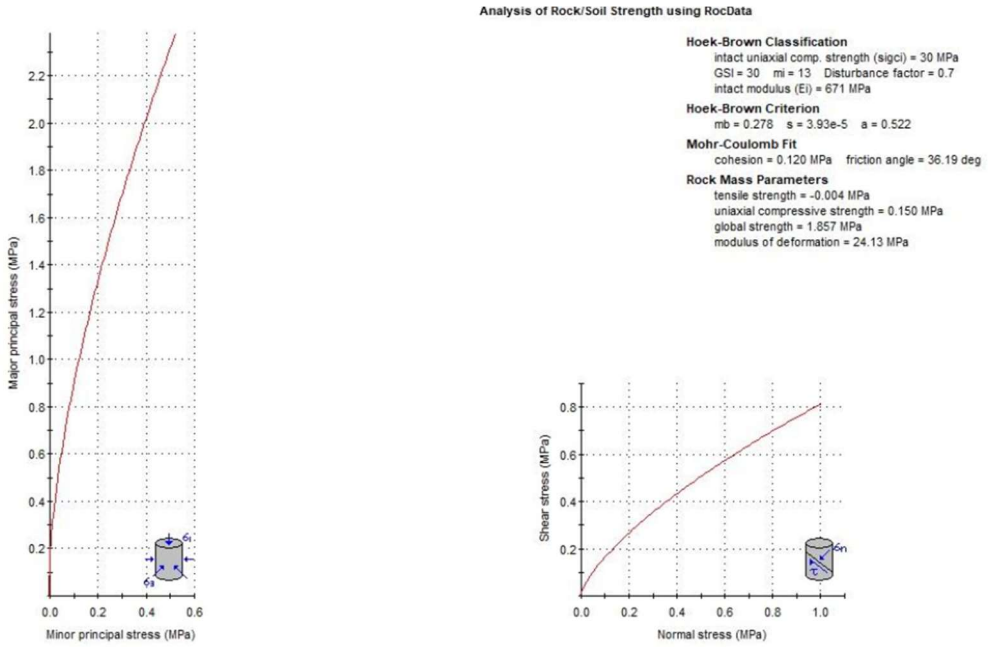
Valeur type du constant mi

Annexe A-4 : Résultats de logiciel rock data

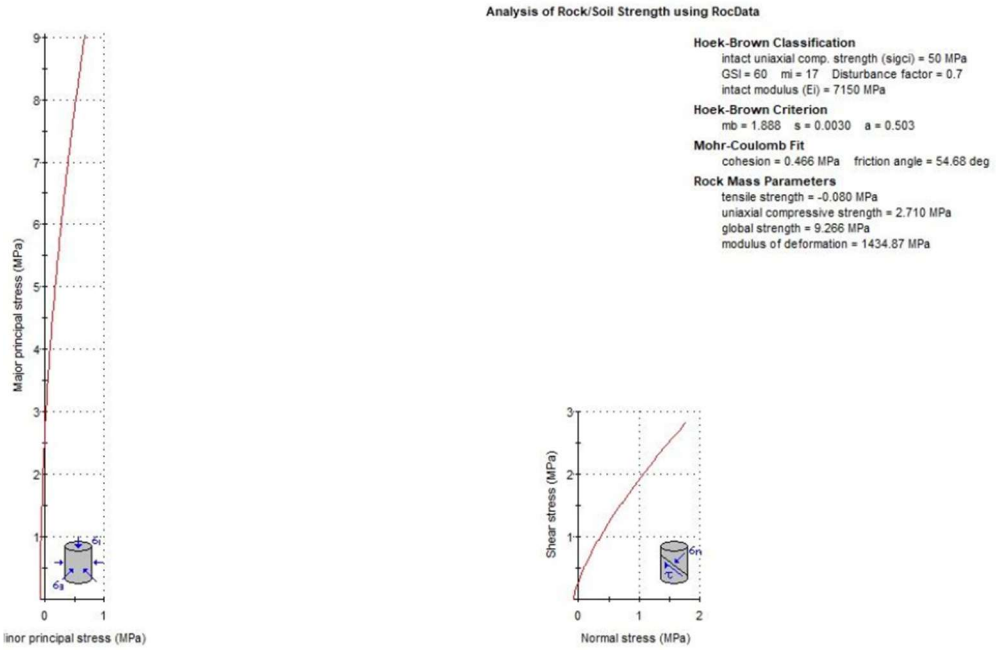
Grès très fracturé GTF



Grès moyennement fracturé GMF



Grès sain GS



Annexe A-5 : essais de laboratoire + essais in-situ

Sondage S1

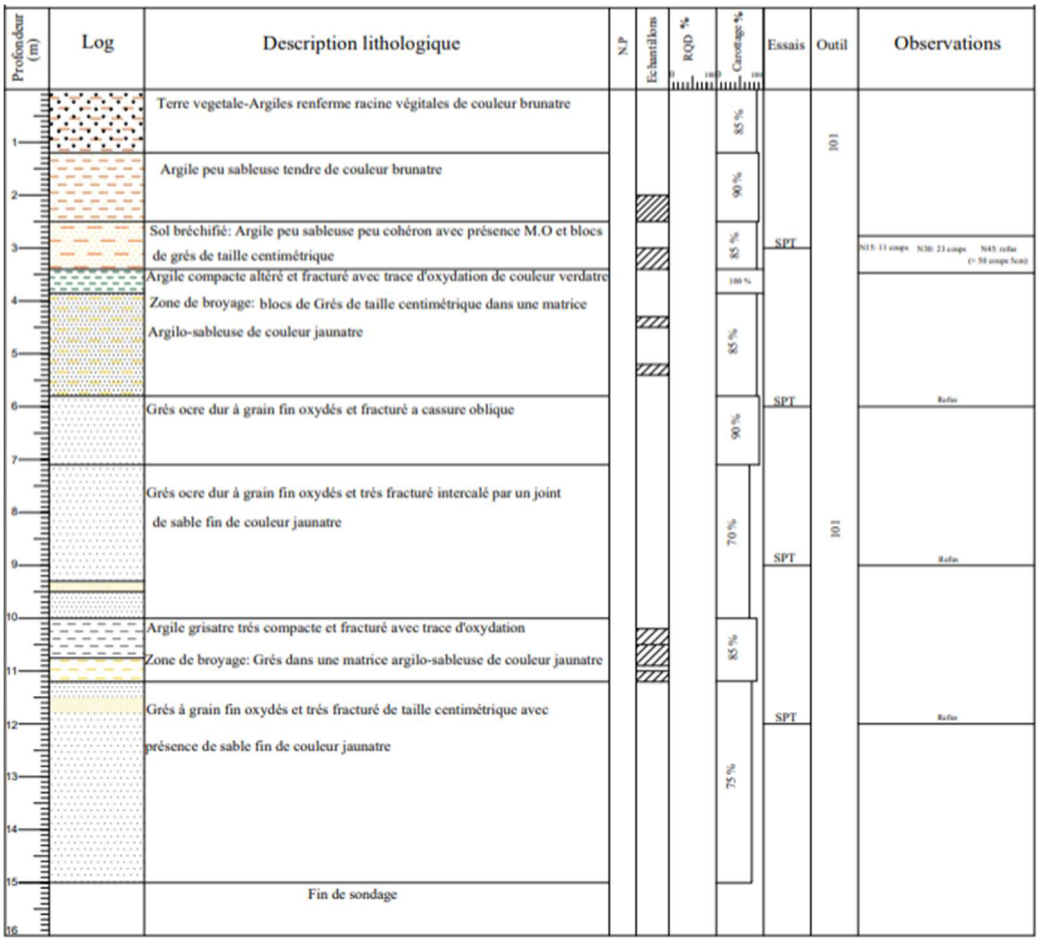


Photo de Caisse S1:

Photos caisses S1 :

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : COSIDER TP — **N° Projet : 121-2023**

Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)

Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1 — Date essais :

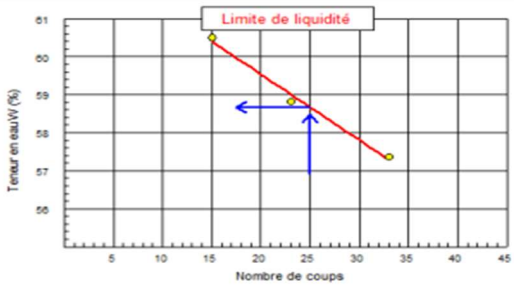
Profondeur : 02.00 - 02.50

Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 58,67 — **Teneur en eau naturelle (%) : Weau =**

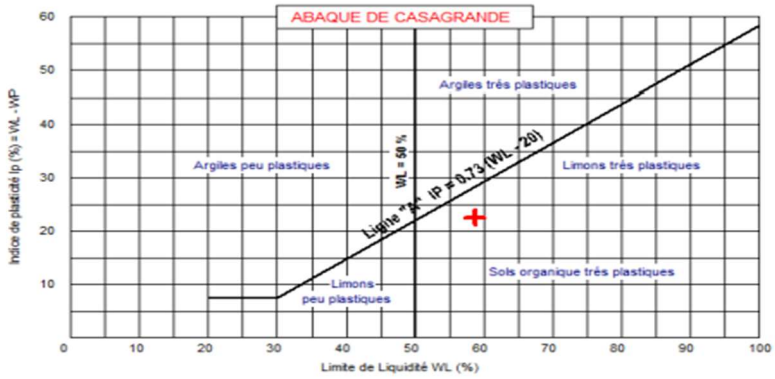
Limite de Plasticité (%) : WP = 36,13 — **Indice de consistance : Ic = 2,60**

Indice de Plasticité (%) : IP = 22,54



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	36,13



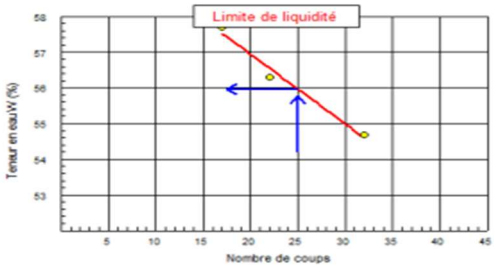
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
Limites d'Atterberg
NF P 94-078

Client : COSIDER TP — **N° Projet : 121-2023**
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

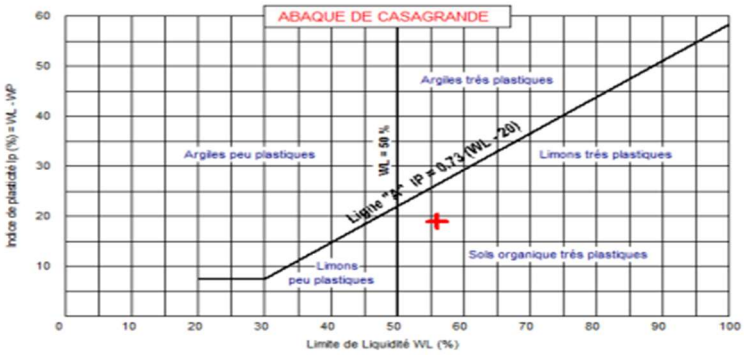
Sondage n° : BH-T3-S1 — Date essais :
Profondeur : 05.20 - 05.40
Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 55,96 — **Teneur en eau naturelle (%) : Weau =**
Limite de Plasticité (%) : WP = 37,01 — **Indice de consistance : Ic = 2,95**
Indice de Plasticité (%) : IP = 18,95



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	37,01



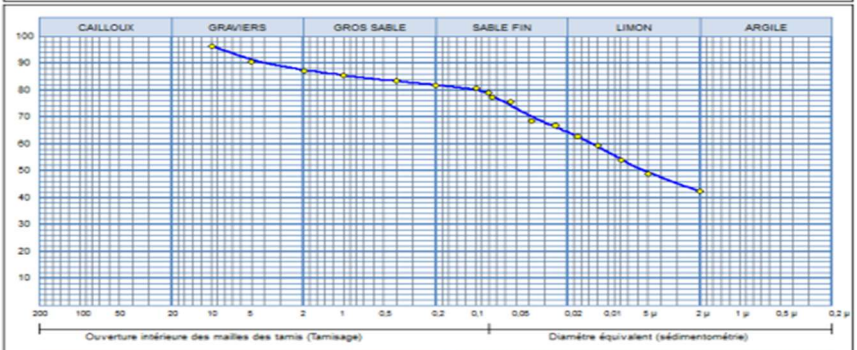
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

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

Client : COSIDER TP — **N° Projet : 121-2023**
Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1
Profondeur : 02.00 - 02.50
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

Sondage: BH-T3-S1 : 02.00 - 02.50



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	96,41	75,00 µm	77,18
5,00	90,61	55,00 µm	75,47
2,00	87,21	38,00 µm	68,63
1,00	85,33	25,00 µm	66,92
0,40	83,44	17,00 µm	62,83
0,20	81,67	12,00 µm	59,44
0,10	80,78	8,00 µm	54,03
0,08	78,89	5,00 µm	48,77
		2,00 µm	42,31

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	78,89 %	56,67 %	22,54 %	36,13 %	At

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : COSIDER TP **N° Projet : 121-2023**

Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)

Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1

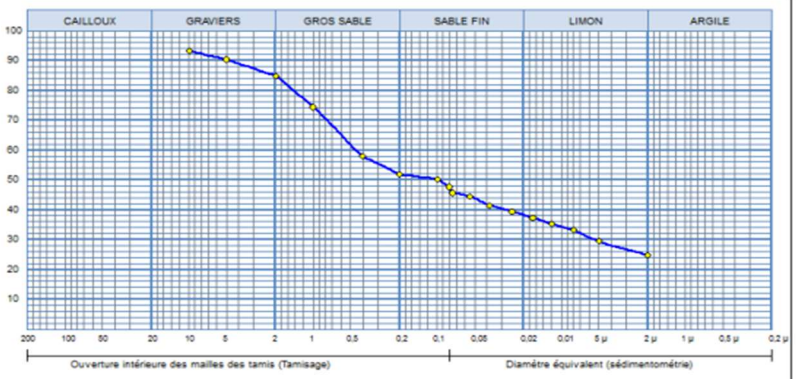
Profondeur : 03.00 - 03.45

Matériaux :

Provenance :

Date essais :

Sondage: BH-T3-S1 : 03.00 - 03.45



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	93,31	75,00 µm	45,62
5,00	90,38	55,00 µm	44,59
2,00	84,82	38,00 µm	41,52
1,00	74,44	25,00 µm	39,47
0,40	57,90	17,00 µm	37,41
0,20	51,74	12,00 µm	35,36
0,10	50,35	8,00 µm	33,32
0,08	47,67	5,00 µm	29,38
		2,00 µm	24,73

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	47,67 %	%	%	0 %	SA

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : COSIDER TP **N° Projet : 121-2023**

Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)

Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1

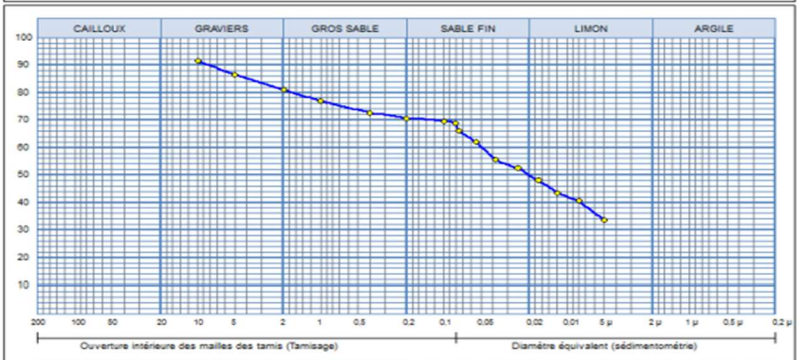
Profondeur : 05.20 - 05.40

Matériaux :

Provenance :

Date essais :

Sondage: BH-T3-S1 : 05.20 - 05.40



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	91,50	75,00 µm	65,98
5,00	86,50	55,00 µm	62,09
2,00	80,92	38,00 µm	55,50
1,00	76,94	25,00 µm	52,51
0,40	72,73	17,00 µm	48,03
0,20	70,70	12,00 µm	43,58
0,10	69,63	8,00 µm	40,65
0,08	68,97	5,00 µm	33,75

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	68,97 %	55,96 %	37,01 %	18,95 %	Lt

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : COSIDER TP **N° Projet : 121-2023**

Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)

Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1

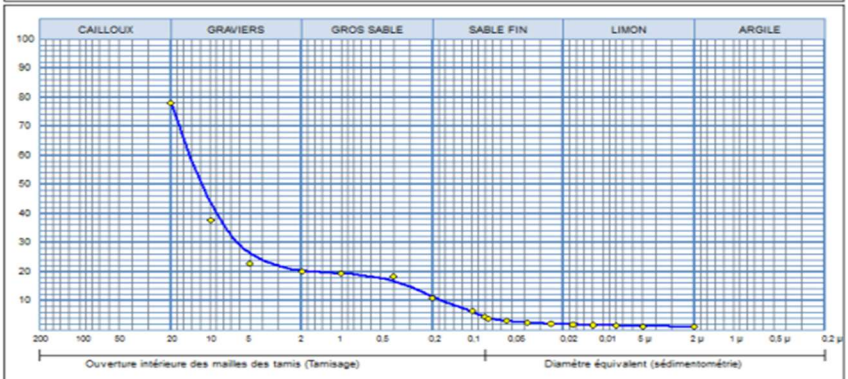
Profondeur : 11.00 - 11.23

Matériaux :

Provenance :

Date essais :

Sondage: BH-T3-S1 : 11.00 - 11.23



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
20,00	78,09	75,00 µm	3,66
10,00	37,66	55,00 µm	2,96
5,00	22,81	38,00 µm	2,26
2,00	19,93	25,00 µm	2,02
1,00	19,32	17,00 µm	1,79
0,40	18,35	12,00 µm	1,56
0,20	10,76	8,00 µm	1,46
0,10	6,45	5,00 µm	1,18
0,08	4,37		

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	4,37 %	%	%	0 %	Gm

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

XP P 94-090-1

Client : COSIDER TP **N° Projet : 121-2023**

Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)

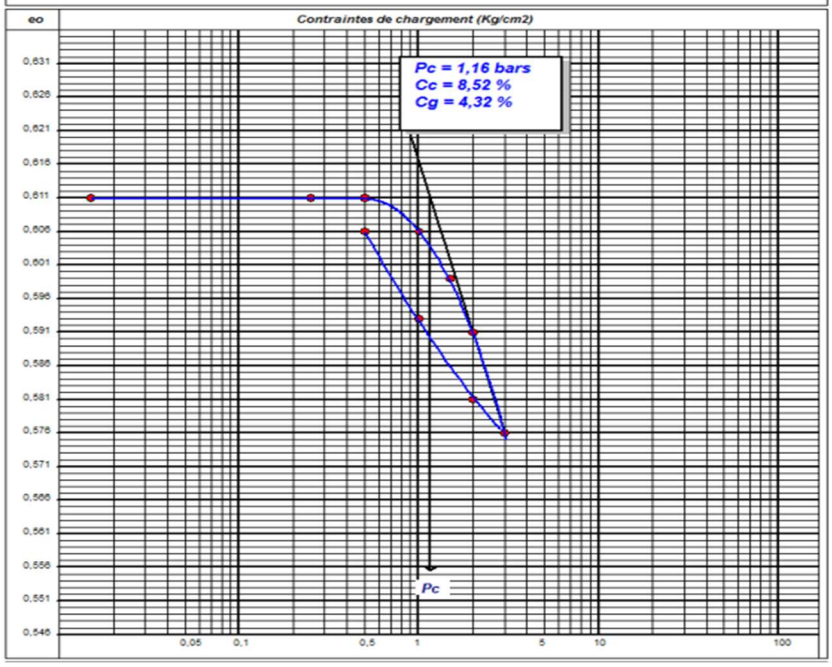
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-T3-S1

Profondeur : 04.32 - 04.52

Nature :

Date essais :



Ref. Chantier : 121/2023 / la ligne féroulaire annaba
Sondage : BH T3 S1
Profondeur : 4.32 - 4.52m
Type de prélèvement : Sandage carotté
Nature :

Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

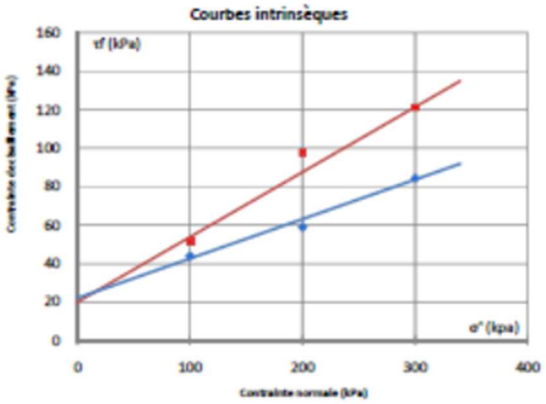
Norme XP 94-071-1

type d'essai	Consolidé - drainé (CD)		
vitesse de cisaillement		mm/min	
ps estimée	2,65	(Mg/m³)	

Eprouvette
Section : 28,27 mm²
hauteur : 20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
Ep	ρh (Mg/m³)	ρd (Mg/m³)	W (%)	e	Sr (%)	ρd (Mg/m³)	W (%)		$\tau_{f,p}$ (kPa)	$\delta_{f,p}$ (mm)	$\tau_{f,r}$ (kPa)	$\delta_{f,r}$ (mm)
1	2,03	1,69	19,8	0,56	92,9		23,2	100,0	51,4	2,0	44,0	5,0
2	2,04	1,74	16,9	0,52	86,1		18,5	200,0	97,9	1,0	59,1	5,0
3	2,02	1,71	18,6	0,55	89,2		19,0	300,0	121,2	1,5	84,4	5,0

Courbes intrinsèques

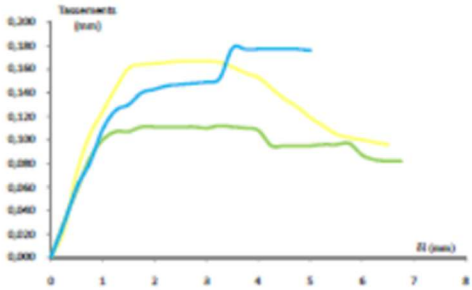


RESULTATS

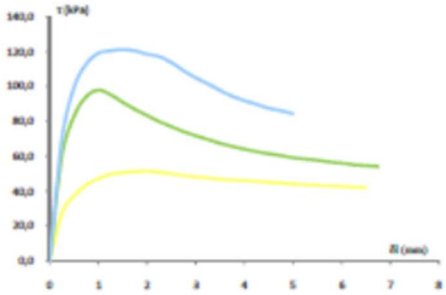
Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
C' = 20 kPa	C' = 22 kPa
Φ' = 19 °	Φ' = 12 °

C' Cohésion
Φ' Angle de frottement

Tassements/déplacements



Contrainte de cisaillement/déplacement



Ref. Chantier : 121/2023 / la ligne férouviaire annaba
Sondage : T3 S1
Profondeur : 5.20 - 5.40m.
Type de prélèvement : Sandage carotté
Nature :

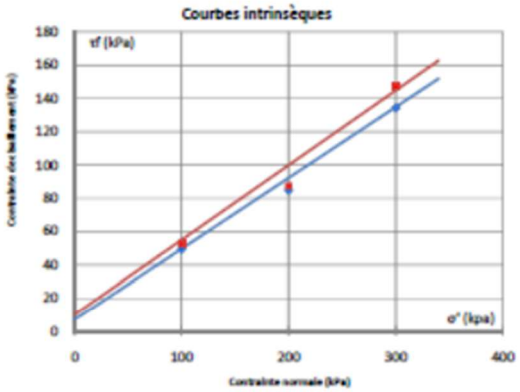
Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

Norme XP 94-071-1

type d'essai Consolidé - drainé (CD)
vitesse de cisaillement mm/min
ps estimée 2,65 (Mg/m³)

Eprouvette
Section : 28,27 mm²
hauteur : 20 / 20 / 20 mm

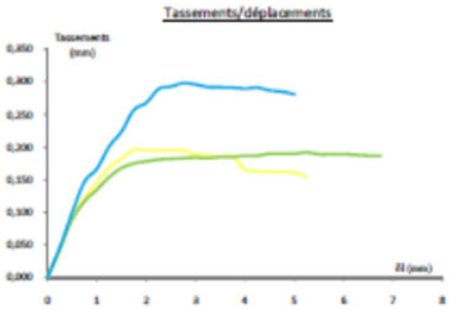
N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement	σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
Ep	ρh (Mg/m³)	ρd (Mg/m³)	W (%)	e	Sr (%)	ρd (Mg/m³)	W (%)		$\tau_{i,p}$ (kPa)	$\delta_{i,p}$ (mm)	$\tau_{i,r}$ (kPa)	$\delta_{i,r}$ (mm)
1	2,03	1,75	16,3	0,52	83,7		19,2	100,0	52,6	2,5	49,5	5,0
2	2,04							200,0	87,4	2,5	85,1	5,0
3	2,00							300,0	147,3	3,0	134,5	5,0

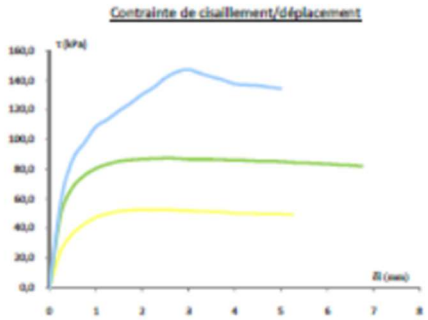


RESULTATS

Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
C' = 10 kPa	C' = 7 kPa
Φ' = 24 °	Φ' = 23 °

C' Cohésion
Φ' Angle de frottement





Analyse chimique :

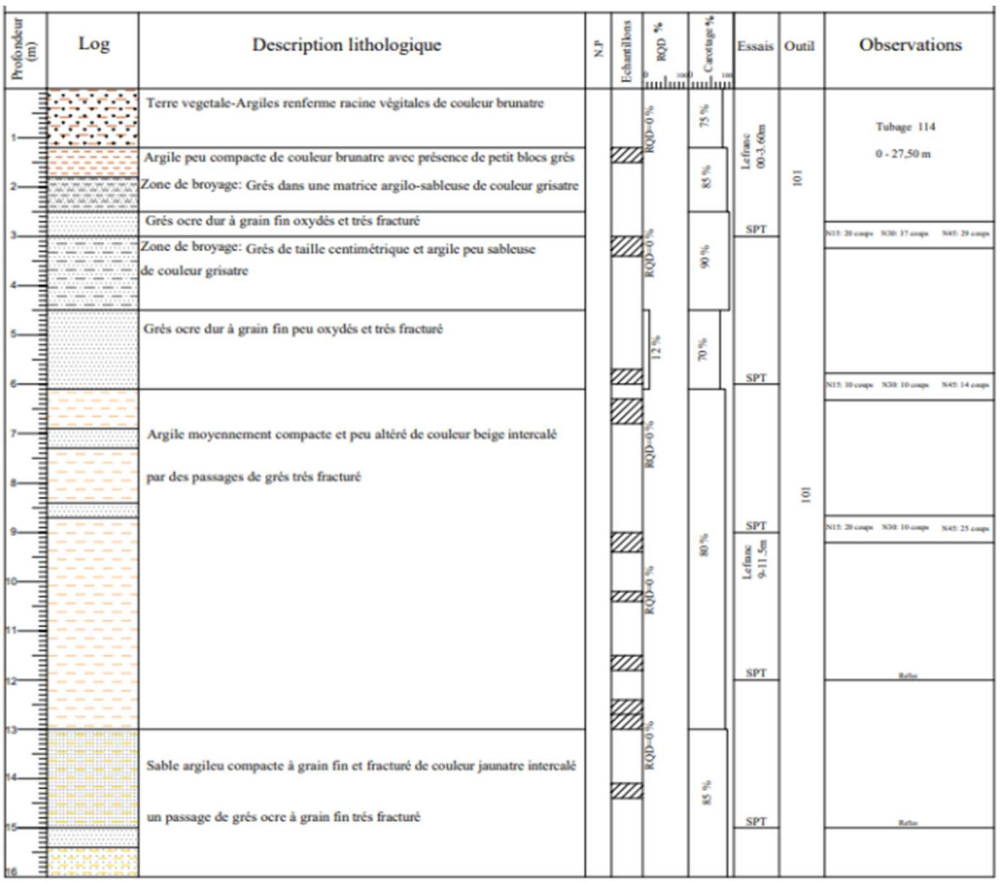
Dossier n° : /23 B.C N° : /
Chantier : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (ANNABA - BOUCHAGOUF)
Client : LNHC OEB
Nature de l'échantillon : SOL- Motif de l'analyse : **AGRESSIVITE**
Echantillon prélevé par : LNHC OEB

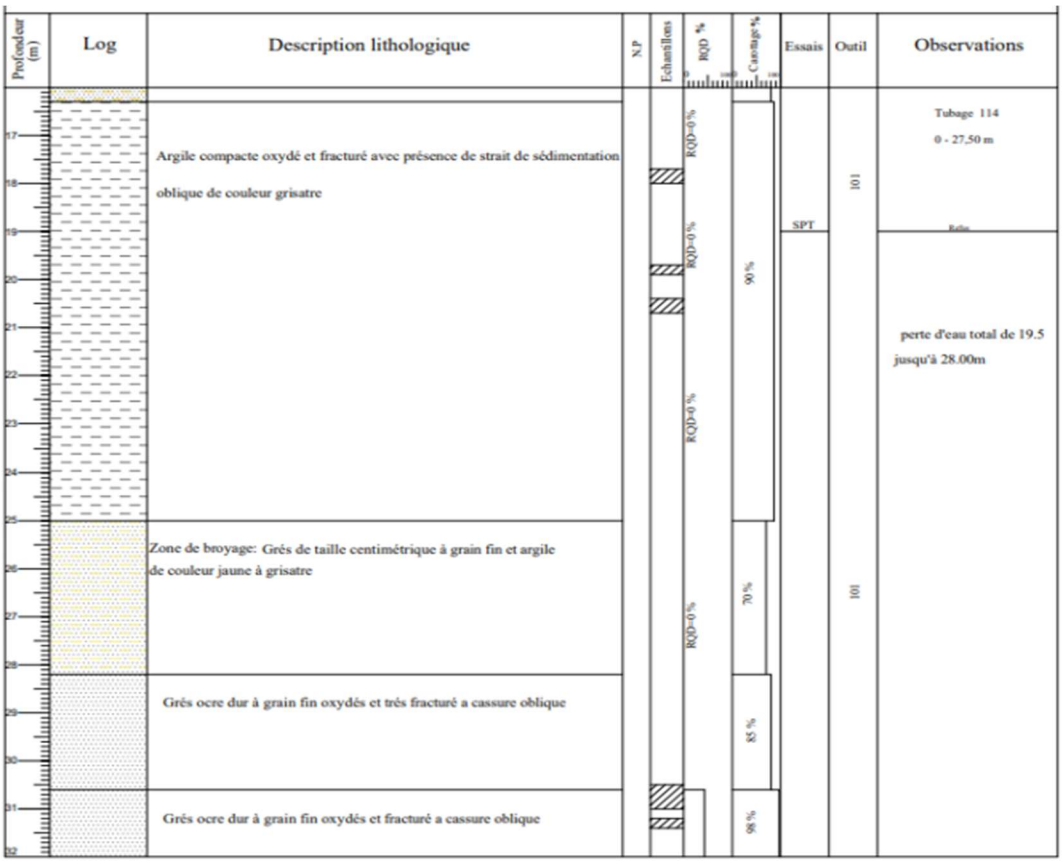
Sondage ou puits	Profondeur (m)	Résultats exprimés en % massique					
		Sulfates SO_4^-	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques	Insolubles	PH
BH T3 S01	5.20-5.40	120.28	0.19	0.18	N-D	N-D	N-D

N-D : Non demandé

Observations :
-AGRESSIVITE NULLE DE CLASSE <XA1 SELON NA16002 (Sulfates mg/kg)

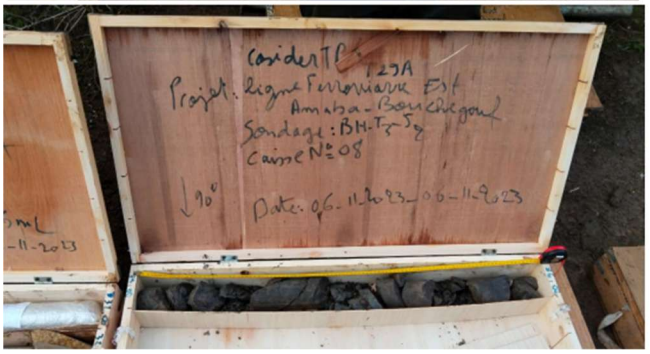
Sondage S2 :


Profondeur (m)
Log
Description lithologique
N.P
Echantillons
RQD %
Carotage %
Essais
Outil
Observations
Terre vegetale-Argiles renferme racine végitales de couleur brunatre
Argile peu compacte de couleur brunatre avec présence de petit blocs grés
Zone de broyage: Grés dans une matrice argilo-sableuse de couleur grisatre
Grés ocre dur à grain fin oxydés et trés fracturé
Zone de broyage: Grés de taille centimétrique et argile peu sableuse de couleur grisatre
Grés ocre dur à grain fin peu oxydés et trés fracturé
Argile moyennement compacte et peu altéré de couleur beige intercalé par des passages de grés trés fracturé
Sable argileu compacte à grain fin et fracturé de couleur jaunatre intercalé un passage de grés ocre à grain fin trés fracturé
RQD=0%
12%
75 %
85 %
90 %
70 %
80 %
85 %
Lefranc 00-3.60m
Lefranc 9-11.5m
SPT
101
Tubage 114
0 - 27,50 m
N15: 20 coups N30: 37 coups N45: 29 coups
N15: 10 coups N30: 10 coups N45: 14 coups
N15: 20 coups N30: 10 coups N45: 25 coups
Refus


Profondeur (m)
Log
Description lithologique
N.P
Echantillons
RQD %
Carotage %
Essais
Outil
Observations
Argile compacte oxydé et fracturé avec présence de strait de sédimentation oblique de couleur grisatre
Zone de broyage: Grés de taille centimétrique à grain fin et argile de couleur jaune à grisatre
Grés ocre dur à grain fin oxydés et trés fracturé a cassure oblique
Grés ocre dur à grain fin oxydés et fracturé a cassure oblique
RQD=0%
90 %
70 %
85 %
98 %
SPT
101
Tubage 114
0 - 27,50 m
Refus
perte d'eau total de 19.5 jusqu'à 28.00m

Profondeur (m)	Log	Description lithologique	N.P	Echantilons	RQD %	Carotage%	Essais	Outil	Observations
33		Grés ocre dur à grain fin oxydés et fracturé a cassure oblique			43 %	98 %		101	Tubage 114 0 - 27,50 m
34 35		Argile compacte et trés fracturé avec présence d'oxydation de couleur grisatre			RQD=0 %	98 %			
36		Fin de sondage							

Photos de caisse :



مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

"LHCE EST" EPE SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : cosider
Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba
Endroit : bouchegouf

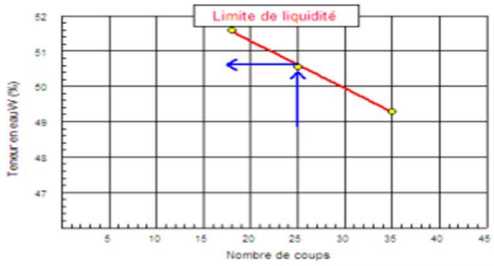
N° Projet : 123-2023

Sondage n° : BH-T3S2
Profondeur : 3.00-3.45
Nature :

Date essais :

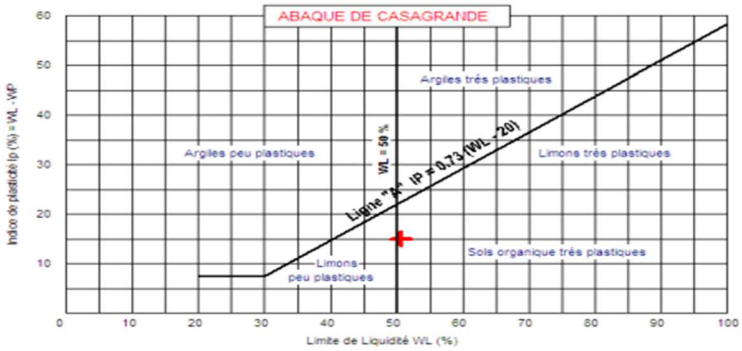
Limite de Liquidité (%) : WL = 50,61
Limite de Plasticité (%) : WP = 35,65
Indice de Plasticité (%) : IP = 14,96

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	36,1
2	35,2



مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : cosider

Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba

Endroit : bouchegouf

N° Projet : 123-2023

Sondage n° : BH-T3S2

Profondeur : 6.30-6.75

Nature :

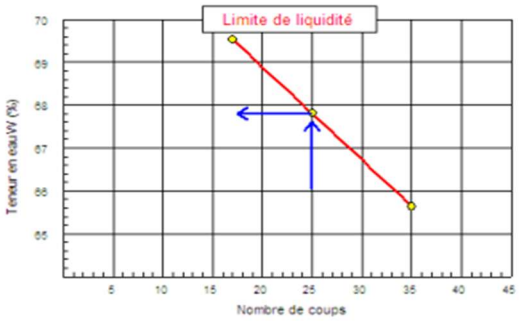
Date essais :

Limite de Liquidité (%) : WL = 67,80

Limite de Plasticité (%) : WP = 38,03

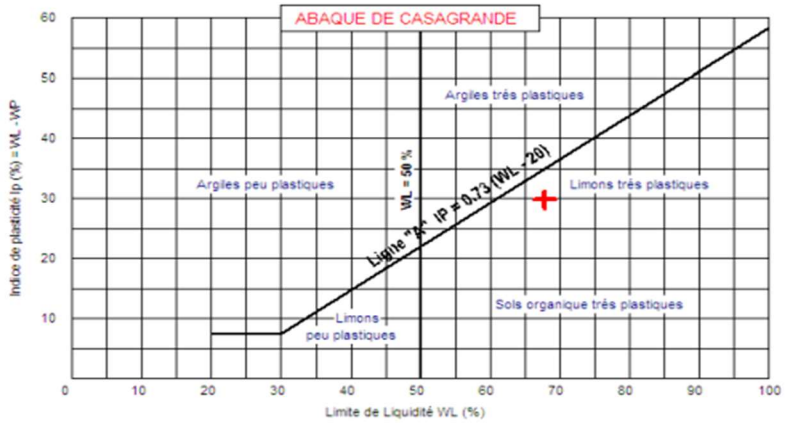
Indice de Plasticité (%) : IP = 29,77

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	38,2
2	37,85



مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : cosider

Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba

Endroit : bouchegouf

N° Projet : 123-2023

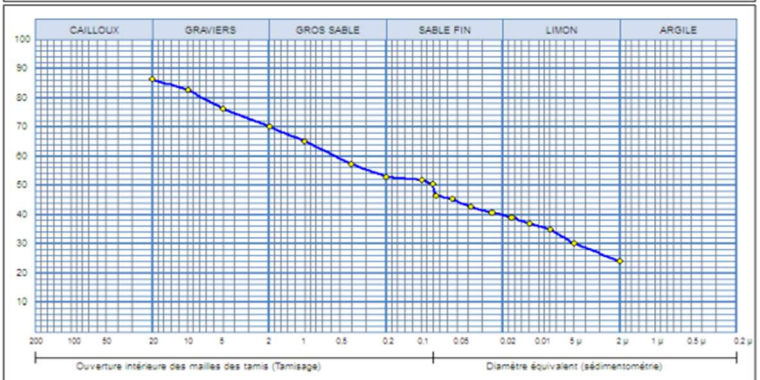
Sondage n° : BH t3 s2

Profondeur : 03.00 - 03.45

Matériaux :

Provenance :

Date essais : 15/12/2023



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
20,00	86,38	75,00 µm	46,54
10,00	82,69	55,00 µm	45,31
5,00	76,30	38,00 µm	42,64
2,00	70,06	25,00 µm	40,58
1,00	65,24	17,00 µm	39,14
0,40	57,30	12,00 µm	37,09
0,20	52,98	8,00 µm	35,04
0,10	51,75	5,00 µm	30,13
0,08	50,44	2,00 µm	24,04

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : cosider

Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba

Endroit : bouchegouf

N° Projet : 123-2023

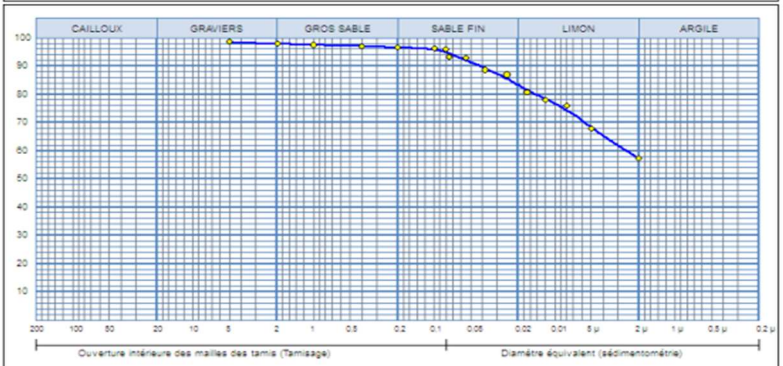
Sondage n° : BH-T3S2

Profondeur : 6.30-6.75

Matériaux :

Provenance :

Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	98,65	75,00 µm	93,31
2,00	97,85	55,00 µm	92,89
1,00	97,49	38,00 µm	88,67
0,40	96,98	25,00 µm	86,99
0,20	96,52	17,00 µm	80,66
0,10	96,17	12,00 µm	78,12
0,08	95,99	8,00 µm	76,01
		5,00 µm	67,80
		2,00 µm	57,31

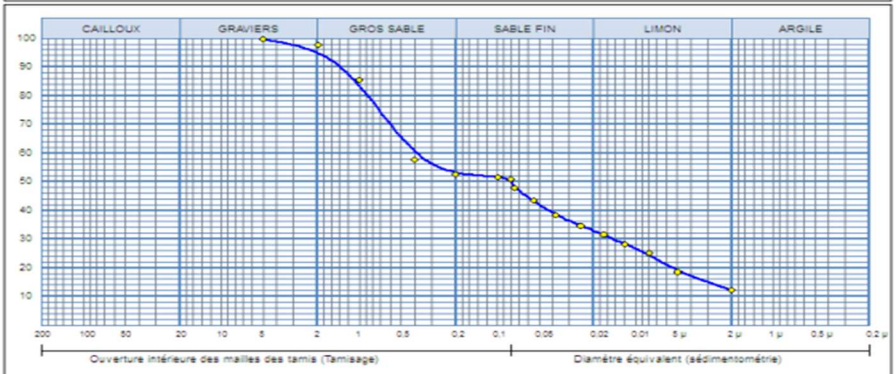
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

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

Client : cosider
Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba
Endroit : bouchegouf

N° Projet : 123-2023

Sondage n° : BH-T3S2
Profondeur : 9.00-9.45
Matériaux :
Provenance :
Date essais : 16/12/2023



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	99,68	75,00 µm	47,70
2,00	97,51	55,00 µm	43,38
1,00	85,35	38,00 µm	38,41
0,40	57,75	25,00 µm	34,75
0,20	52,52	17,00 µm	31,49
0,10	51,61	12,00 µm	28,23
0,08	50,93	8,00 µm	24,99
		5,00 µm	18,50
		2,00 µm	12,09

Essai de compressibilité à l'Oedomètre :

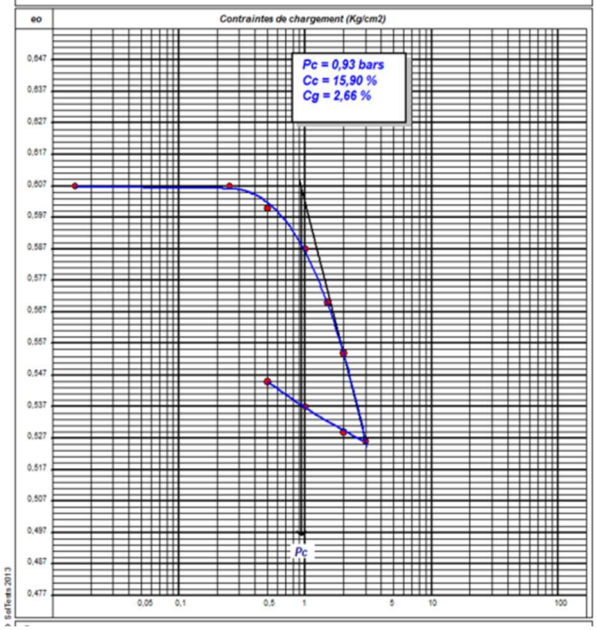
مخبر السكن والبناء للشرق
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE
XP P 94-090-1

Client : COSIDER ENGINEERING
Projet : LMF ANNABA - TEBESSA Troncon CHBEITA MOKHTAR - BOUCHEGOUF
Endroit : BOUCHEGOUF

N° Projet : 121 - 2023

Sondage n° : BH T3 S2
Profondeur : 1,22 - 1,55 m
Nature :
Date essais : 16/01/2024



Essai de compression uniaxiale :

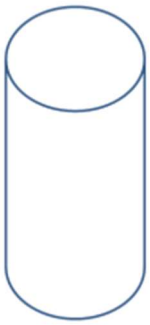
Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 150 000 000 DA

Client :	COSIDER TP	Feuille d'essai de laboratoire	Matériel vérifié ☐
Dossier N°:	121/2023	Essai de compression uniaxiale	Document de référence NF P 94-077
Projet :	TUNNEL		

Sondage N°:	BH-T3-S 2	Nature du sol:	
Echantillon N° :		Date de prélèvement:	
Profondeur:	19,68-----19,88	Date d'essai:	

Expression des résultats

Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Densité humide (g/cm3)	
75	150	2,17	



Lecture Déplacement	Déformation (%)	Contrainte (bars)
0	0,00	0,00
38	0,25	8,94
75	0,50	17,89
110	0,75	26,23
85	1,00	20,27
	1,25	
	1,50	
	1,75	
	2,00	
	2,25	
	2,50	
	2,75	
	3,00	
	3,25	
	3,50	
	3,75	
	4,00	
	4,25	
	4,50	
	4,75	
	5,00	
	5,25	
	5,50	
	5,75	
	6,00	
	6,25	
	6,50	
	6,75	
	7,00	
	7,25	
	7,50	

Courbe Contrainte / Déformation

Contrainte (bar)

Deformation (%)

vitesse d'ecrasement (% min)	précision compatateur
1	0,01

Résitance à la compression uniaxiale R_c (bars) = 26,23

Observation:

Chargé d'essai | Responsable d'essai

Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction
E.P.E/S.P.A AU CAPITAL DE 150 000 000 DA

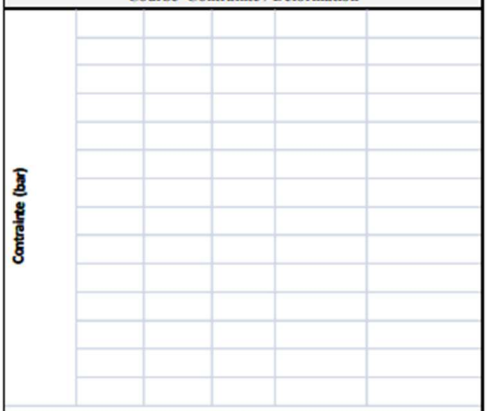
Client :	COSIDER TP	Feuille d'essai de laboratoire	Matériel vérifié ☐
Dossier N°:	121/2023	**Essai de compression uniaxiale**	Document de référence NF P 94-077
Projet :	TUNNEL		

Sondage N°:	BH-T3-S2	Nature du sol:	
Echantillon N° :		Date de prélèvement:	
Profondeur:	31,28-------31,40	Date d'essai:	06/11/2023

Expression des résultats

Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Densité humide (g/cm3)	
85	170	1,97	

Courbe Contrainte / Déformation



Lecture Déplacement	Déformation (%)	Contrainte (bars)
0	0,00	0,00
36	0,25	6,68
89	0,50	16,52
44	0,75	8,17
22	1,00	4,08
	1,25	
	1,50	
	1,75	
	2,00	
	2,25	
	2,50	
	2,75	
	3,00	
	3,25	
	3,50	
	3,75	
	4,00	
	4,25	
	4,50	
	4,75	
	5,00	
	5,25	
	5,50	
	5,75	
	6,00	
	6,25	
	6,50	
	6,75	
	7,00	
	7,25	
	7,50	

Résitance à la compression uniaxiale	$R_{c\ (bars)}$ =	16,52	
vitesse d'ecrasement (% min)	1	précision compatateur	0,01

Observation:

Chargé d'essai | Responsable d'essai

Analyse chimique :

Dossier n° : /23 B.C N° : /
Chantier : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (ANNABA - BOUCHAGOUF)
Client : LNHC OEB
Nature de l'échantillon : SOL- Motif de l'analyse : **AGRESSIVITE**
Echantillon prélevé par : LNHC OEB

		Résultats exprimés en % massique					
Sondage ou puits	Profondeur (m)	Sulfates SO_4^{--}	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques	Insolubles	PH
BH T3 S02	11.53-11.80	111.01	0.19	0.18	N-D	N-D	N-D

N-D : Non demandé

Observations :
-AGRESSIVITE NULLE DE CLASSE <XA1 SELON NA16002 (Sulfates mg/kg)

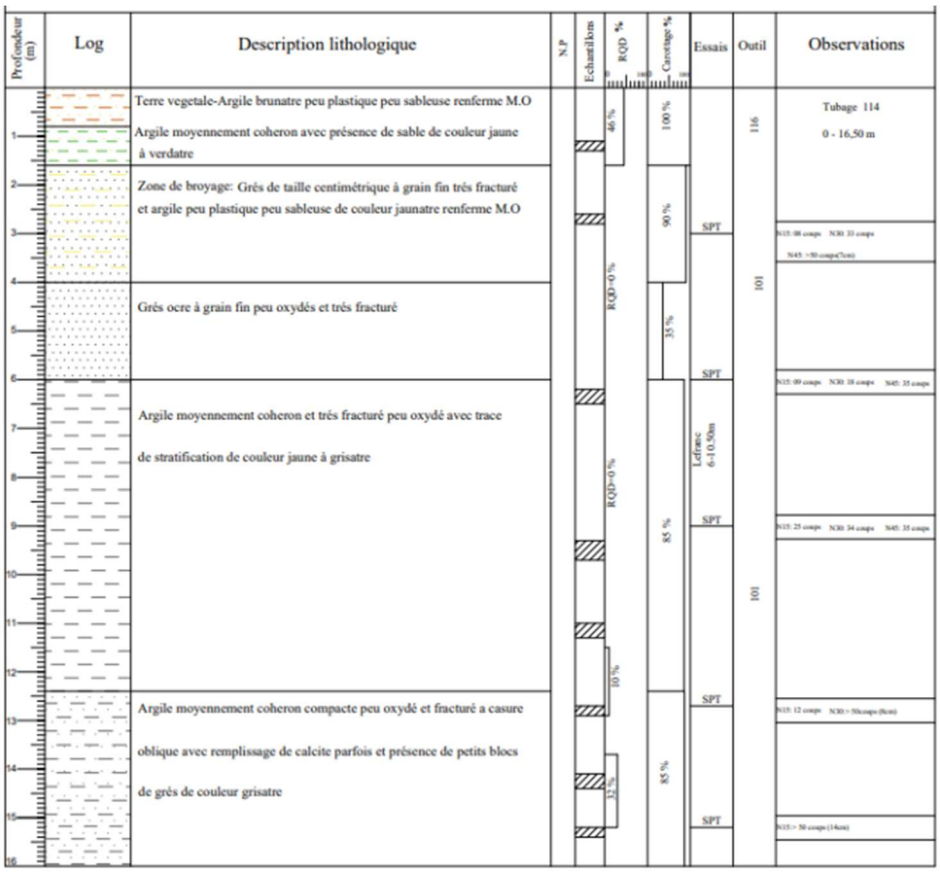
Dossier n° : /23 B.C N° : /
Chantier : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (ANNABA - BOUCHAGOUF)
Client : LNHC OEB
Nature de l'échantillon : SOL- Motif de l'analyse : **AGRESSIVITE**
Echantillon prélevé par : LNHC OEB

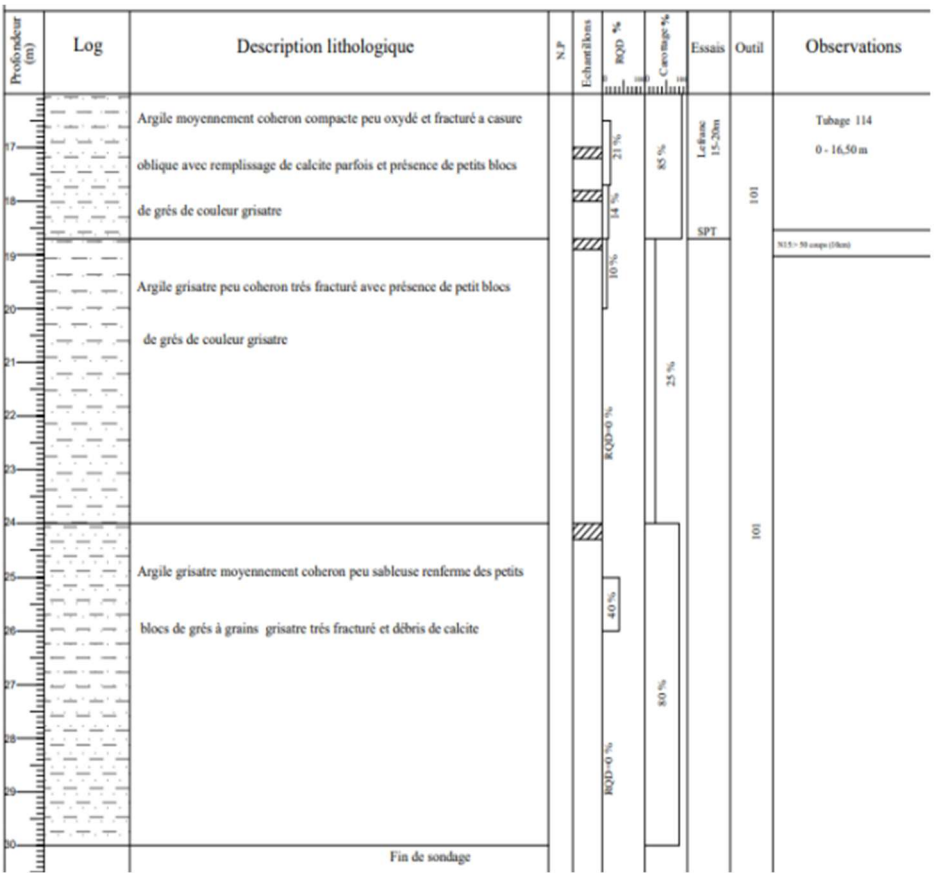
		Résultats exprimés en % massique					
Sondage ou puits	Profondeur (m)	Sulfates SO_4^{--}	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-	Matières organiques	Insolubles	PH
BH C S02	20.40-20.77	141.21	0.57	0.18	N-D	N-D	N-D
BH C S02	17.73-18.00	132.33	0.19	0.18	N-D	N-D	N-D

N-D : Non demandé

Observations :
-AGRESSIVITE NULLE DE CLASSE <XA1 SELON NA16002 (Sulfates mg/kg)

Sondage S2 :


Profondeur (m)
Log
Description lithologique
N.P
Echantillons
RQD %
Carotage %
Essais
Outil
Observations
Terre vegetale-Argile brunatre peu plastique peu sableuse renferme M.O
Argile moyennement coheron avec présence de sable de couleur jaune à verdatre
Zone de broyage: Grés de taille centimétrique à grain fin trés fracturé et argile peu plastique peu sableuse de couleur jaunatre renferme M.O
Grés ocre à grain fin peu oxydés et trés fracturé
Argile moyennement coheron et trés fracturé peu oxydé avec trace de stratification de couleur jaune à grisatre
Argile moyennement coheron compacte peu oxydé et fracturé a casure oblique avec remplissage de calcite parfois et présence de petits blocs de grés de couleur grisatre
Tubage 114
0 - 16,50 m
SPT
Lefranc 6-10.50m


Profondeur (m)
Log
Description lithologique
N.P
Echantillons
RQD %
Carotage %
Essais
Outil
Observations
Argile moyennement coheron compacte peu oxydé et fracturé a casure oblique avec remplissage de calcite parfois et présence de petits blocs de grés de couleur grisatre
Argile grisatre peu coheron trés fracturé avec présence de petit blocs de grés de couleur grisatre
Argile grisatre moyennement coheron peu sableuse renferme des petits blocs de grés à grains grisatre trés fracturé et débris de calcite
Fin de sondage
Tubage 114
0 - 16,50 m
SPT
Lefranc 15-20m

Caisse N°01
Date de: 11.12.2023 au 12.12.23
90°

Sondage: BH-T3-S3
Caisse N°: 03
Profondeur de: 10.00 au 15.00 ml.
Date: 14.12.2023 au 16.12.2023
90°

Caisse : 02
Profondeur de 5.00 au 10.00m
Date de 12/12/2023 au 14.12.2023

Sondage: BH-T3-S3.
Caisse N° 04.
Profondeur de: 15.00 au
Date: 16.12.2023 au
90°

Sondage: BH-T3-S3
Caisse N° 03
Profondeur de: 10.00 au 15.00 ml.
Date: 14.12.2023 au 16.12.2023
90°

Caisse N° 05
Prof: 20.00m – 25.00m
Date 20/12/2023 au 21/12/2023
90°

Sondage: BH-T3-S3.
Caisse N° 04.
Profondeur de: 15.00 au
Date: 16.12.2023 au
90°

Sondage: BH-E3-S3
Caisse N° 06
Profondeur: 25,00m – 30,00m
Date: 21/12/2023 au 22/12/2023
90°

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : COSIODER ENGENEERING
Projet : Ligne Ferroviaire Minière
Endroit : BOUCHEGUOUF

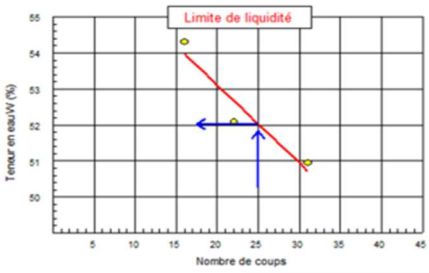
N° Projet : 121-2023

Sondage n° : BHC - S3
Profondeur : 3.00 - 3.37 m
Nature :

Date essais : 01/02/2024

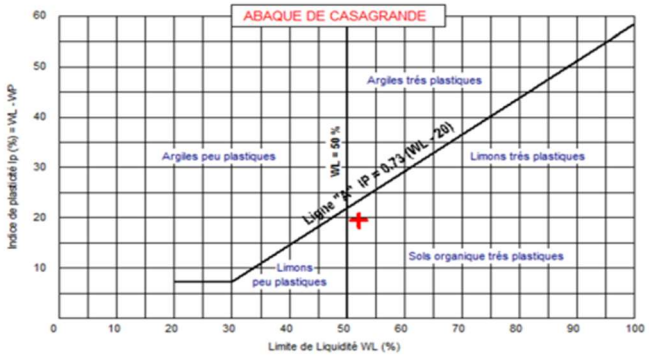
Limite de Liquidité (%) : WL = 52,03
Limite de Plasticité (%) : WP = 32,58
Indice de Plasticité (%) : IP = 19,45

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 32.58



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	32,58



مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : COSIODER ENGENEERING
Projet : Ligne Ferroviaire Minière
Endroit : BOUCHEGUOUF

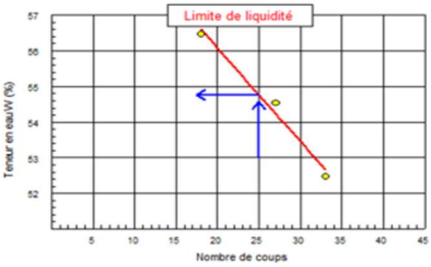
N° Projet : 121-2023

Sondage n° : BHC - S3
Profondeur : 6.00 - 6.45 m
Nature :

Date essais : 01/02/2024

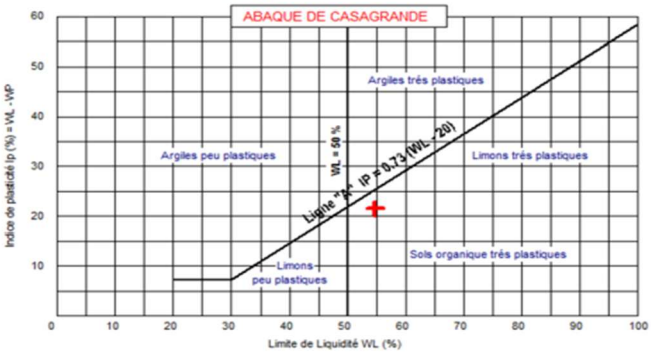
Limite de Liquidité (%) : WL = 54,77
Limite de Plasticité (%) : WP = 33,21
Indice de Plasticité (%) : IP = 21,56

Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 33.21



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	33,21



مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : COSIDER ENGINEERING **N° Projet : 121 - 2023**

Projet : LMF ANNABA - TEBESSA Troncon CHBEITA MOKHTAR - BOUCHEGOUF

Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BHC S3

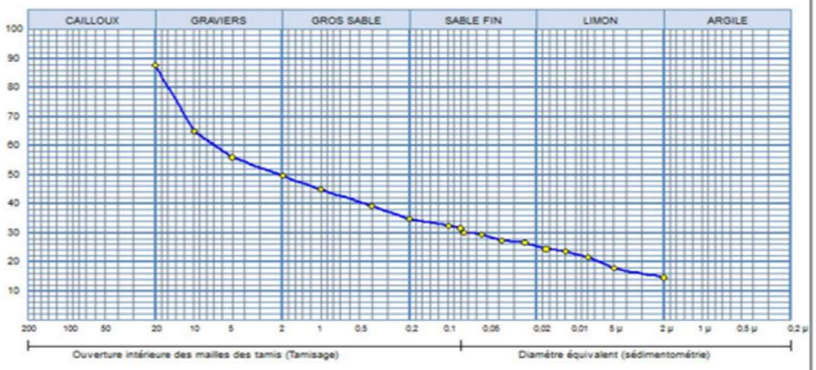
Profondeur : 6.00 - 6.45 m

Matériaux :

Provenance :

Date essais : 31/01/2024

Sondage: BHC S3 : 6.00 - 6.45 m



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
20,00	87,60	75,00 µm	30,15
10,00	65,07	55,00 µm	29,43
5,00	56,00	38,00 µm	27,30
2,00	49,60	25,00 µm	26,59
1,00	44,83	17,00 µm	24,45
0,40	39,30	12,00 µm	23,74
0,20	34,70	8,00 µm	21,66
0,10	32,50	5,00 µm	17,81
0,08	31,57	2,00 µm	14,61

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	31,57 %	54,77 %	33,21 %	21,56 %	GL

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : COSIDER ENGINEERING **N° Projet : 121 - 2023**

Projet : LMF ANNABA - TEBESSA Troncon CHBEITA MOKHTAR - BOUCHEGOUF

Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BHC S3

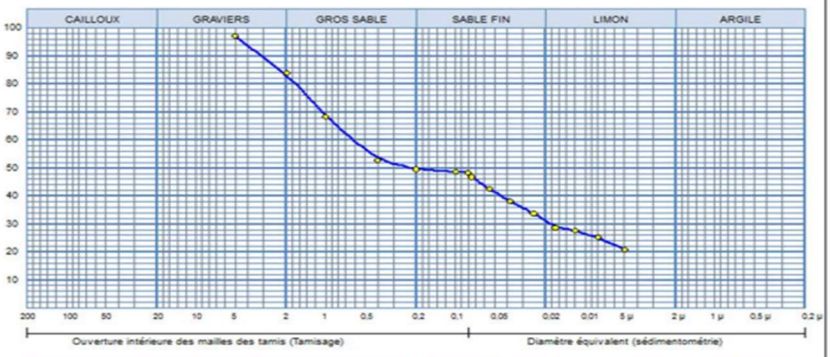
Profondeur : 9.00 - 9.45 m

Matériaux :

Provenance :

Date essais : 31/01/2024

Sondage: BHC S3 : 9.00 - 9.45 m



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	97,10	75,00 µm	46,84
2,00	83,95	55,00 µm	42,69
1,00	68,30	38,00 µm	38,08
0,40	52,90	25,00 µm	33,93
0,20	49,55	17,00 µm	28,80
0,10	48,55	12,00 µm	27,65
0,08	48,45	8,00 µm	25,33
		5,00 µm	21,03

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
	48,45 %	52,66 %	34,68 %	17,98 %	SL

Ref. Chantier : 121/2023 / ligne ferroviare annaba bouchegouf
Sondage : BHC-S3
Profondeur : 1.10-1.36 m
Type de prélèvement :
Nature :

Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

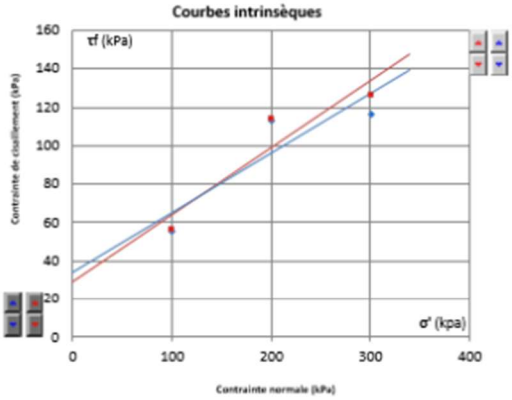
Norme XP 94-071-1

type d'essai Consolidé - drainé (CD)
vitesse de cisaillement mm/min
ρs estimée 2,65 (Mg/m³)

Eprouvette
Section : 28,27 mm²
hauteur : 20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement
Ep	ρh (Mg/m³)	ρd (Mg/m³)	W (%)	e	Sr (%)	ρd (Mg/m³)	W (%)
1	1,88						
2	1,94						
3	1,92						

σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	$\tau_{u,r}$ (kPa)	$\delta_{u,r}$ (mm)	τ_u (kPa)	δ_u (mm)
100,0	56,2	3,5	55,4	5,0
200,0	114,4	6,3	112,8	5,0
300,0	126,3	1,8	116,6	5,0

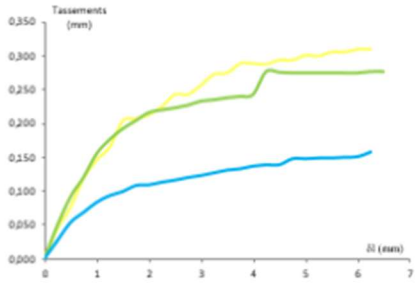


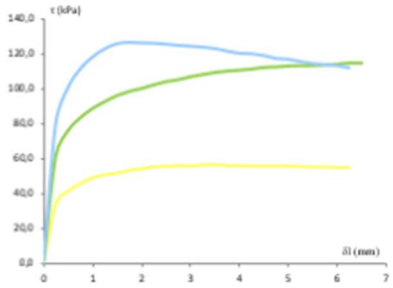
RESULTATS

Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
C' = 29 kPa	C' = 34 kPa
Φ' = 19 °	Φ' = 17 °

Auto Pic Auto 5mm

C' Cohésion
Φ' Angle de frottement





Ref. Chantier : 121/2023 / ligne ferroviare annaba bouchegouf
Sondage : BHC S3
Profondeur : 2.62- 2.84 m
Type de prélèvement :
Nature :

Essai de cisaillement rectiligne - cisaillement direct

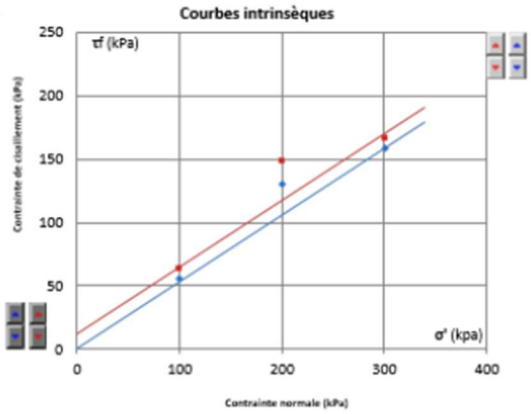
Norme XP 94-071-1

type d'essai Consolidé - drainé (CD)
vitesse de cisaillement mm/min
ρs estimée 2,65 (Mg/m³)

Eprouvette
Section : 28,27 mm²
hauteur : 20 / 20 / 20 mm

N°	Etat initial					Après consolidation	Après cisaillement
Ep	ρh (Mg/m³)	ρd (Mg/m³)	W (%)	e	Sr (%)	ρd (Mg/m³)	W (%)
1	1,88						
2	1,96						
3							

σ' (kpa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	τ_{up} (kPa)	δ_{up} (mm)	τ_u (kPa)	δ_u (mm)
100,0	63,6	2,0	54,8	5,0
200,0	148,6	3,0	130,3	5,0
300,0	166,1	3,3	159,0	5,0



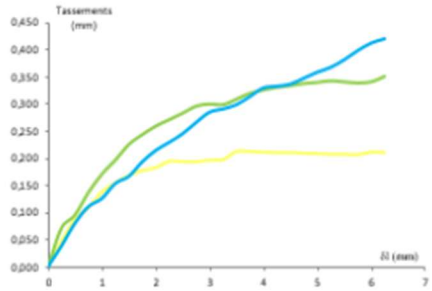
RESULTATS

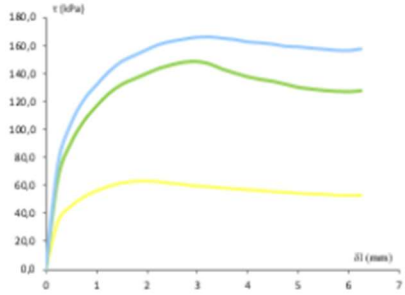
Valeurs de pic ■	Valeurs finales à 5 mm ◆
C' = 12 kPa	C' = 0 kPa
Φ' = 28 °	Φ' = 28 °

Auto Pic Auto 5mm

C' Cohésion

Φ' Angle de frottement





مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE

XP P 94-090-1

Client : COSIDER ENGINEERING **N° Projet : 121 - 2023**

Projet : LMF ANNABA - TEBESSA Troncon CHBEITA MOKHTAR - BOUCHEGOUF

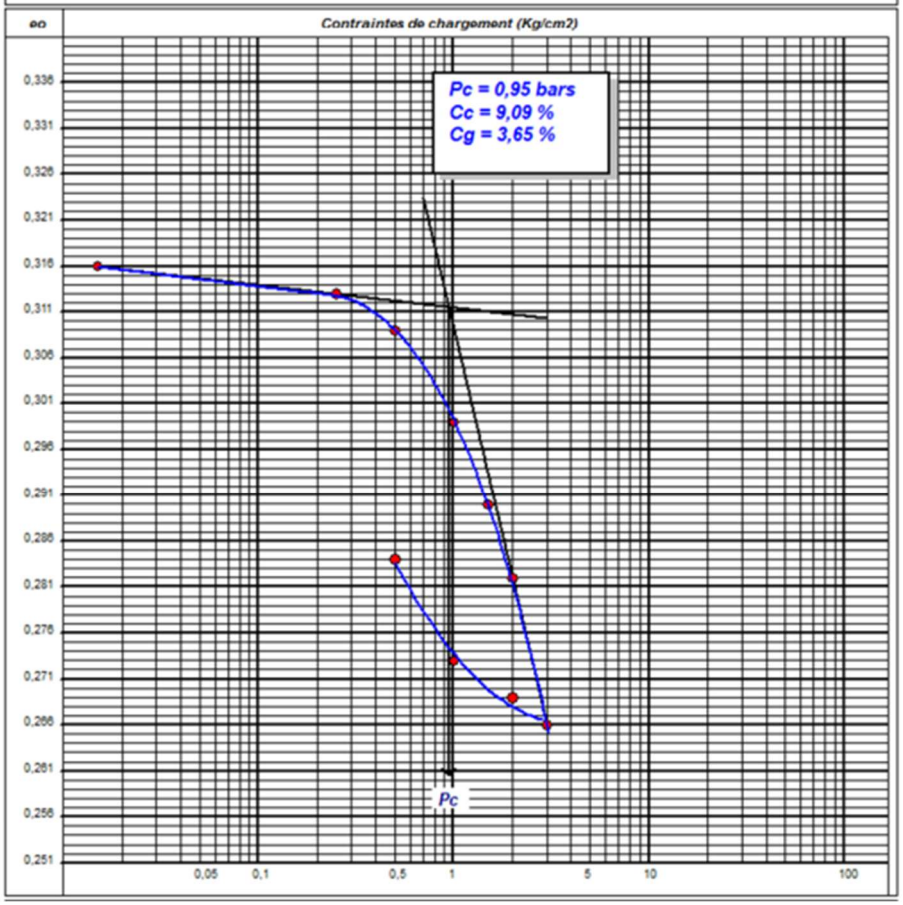
Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BHC S3

Profondeur : 1,10 - 1,36 m

Nature :

Date essais : 16/01/2024



Analyse chimique :

Dossier n° : /23 B.C N° : /
Chantier : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (ANNABA - BOUCHAGOUF)
Client : LNHC OEB
Nature de l'échantillon : SOL- Motif de l'analyse : **AGRESSIVITE**
Echantillon prélevé par : LNHC OEB

		Résultats exprimés en % massique					
Sondage ou puits	**Profondeur (m)**	**Sulfates** SO_4^-	**Carbonates** $CaCO_3$	**Chlorures** Cl^-	**Matières organiques**	**Insolubles**	**PH**
BH C S03	18.70	120.33	0.76	0.18	N-D	N-D	N-D
BH C S03	15.20	125.00	0.38	0.18	N-D	N-D	N-D

N-D : Non demandé

Observations :
-AGRESSIVITE NULLE DE CLASSE <XA1 SELON NA16002 (Sulfates mg/kg)

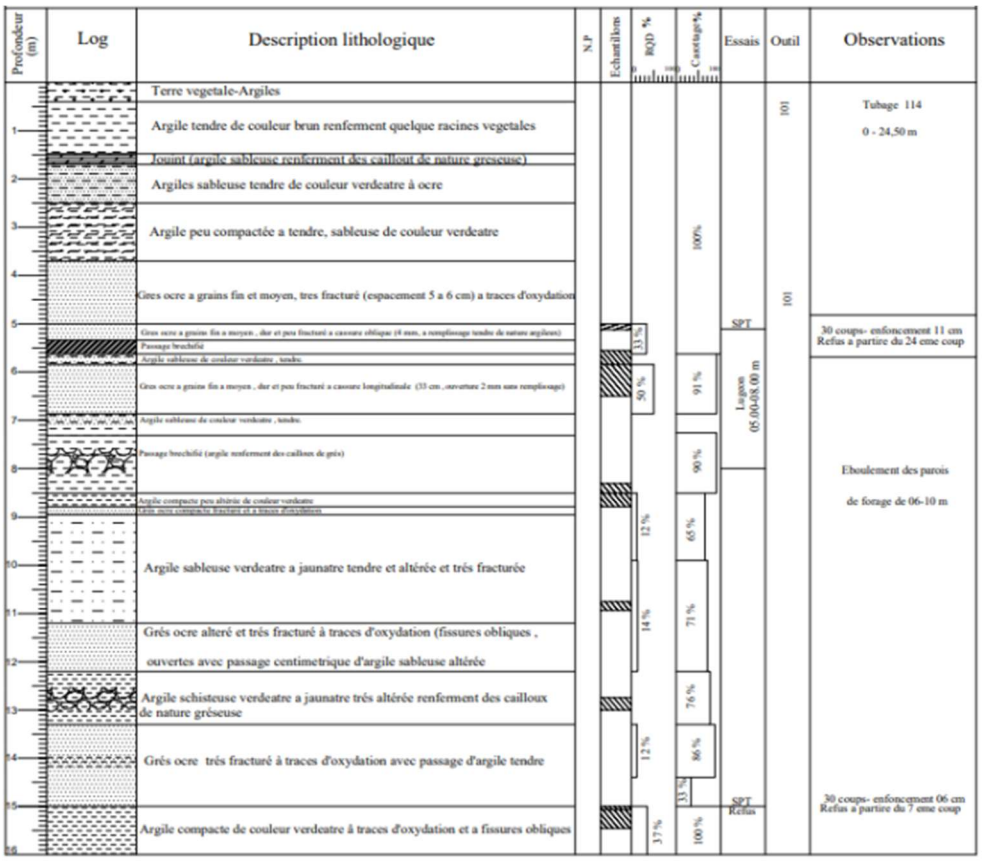
Dossier n° : /23 B.C N° : /
Chantier : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (ANNABA - BOUCHAGOUF)
Client : LNHC OEB
Nature de l'échantillon : SOL- Motif de l'analyse : **AGRESSIVITE**
Echantillon prélevé par : LNHC OEB

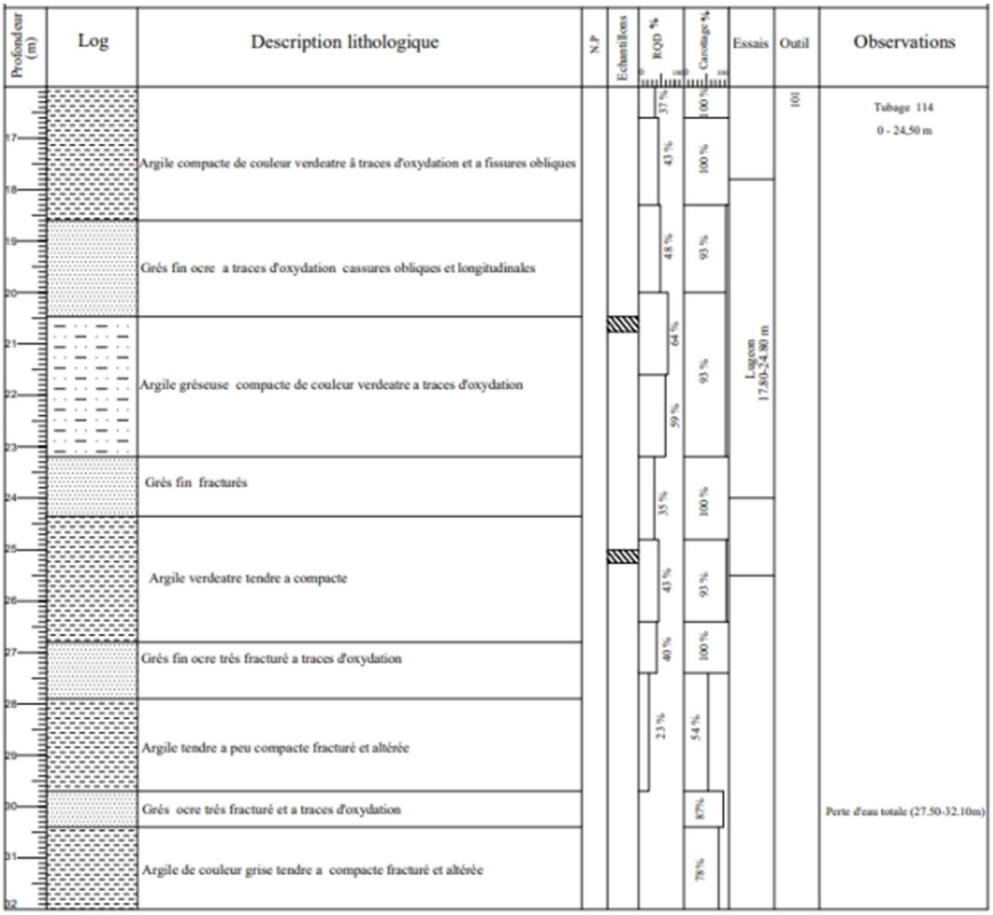
		Résultats exprimés en % massique					
Sondage ou puits	**Profondeur (m)**	**Sulfates** SO_4^-	**Carbonates** $CaCO_3$	**Chlorures** Cl^-	**Matières organiques**	**Insolubles**	**PH**
BH C-S04	3.20-3.40	125.00	26.15	0.18	N-D	N-D	N-D

N-D : Non demandé

Observations :
-AGRESSIVITE NULLE DE CLASSE <XA1 SELON NA16002 (Sulfates mg/kg)

Sondage S4 :


Profondeur (m)
Log
Description lithologique
N.P
Echantillons
RQD %
Carottage%
Essais
Outil
Observations
Terre vegetale-Argiles
Argile tendre de couleur brun renferment quelque racines vegetales
Joint (argile sableuse renferment des caillout de nature greseuse)
Argiles sableuse tendre de couleur verdeatre à ocre
Argile peu compactée a tendre, sableuse de couleur verdeatre
Gres ocre a grains fin et moyen, tres fracturé (espacement 5 a 6 cm) a traces d'oxydation
Argile sableuse verdeatre a jaunatre tendre et altérée et trés fracturée
Grés ocre alteré et trés fracturé à traces d'oxydation (fissures obliques , ouvertes avec passage centimetrique d'argile sableuse altérée
Argile schisteuse verdeatre a jaunatre trés altérée renferment des cailloux de nature gréseuse
Grés ocre trés fracturé à traces d'oxydation avec passage d'argile tendre
Argile compacte de couleur verdeatre à traces d'oxydation et a fissures obliques
Tubage 114
0 - 24,50 m
30 coups- enfoncement 11 cm
Refus a partire du 24 eme coup
Eboulement des parois
de forage de 06-10 m
30 coups- enfoncement 06 cm
Refus a partire du 7 eme coup
SPT
Refus
Lagcon
05.00-08.00 m


Profondeur (m)
Log
Description lithologique
N.P
Echantillons
RQD %
Carottage %
Essais
Outil
Observations
Argile compacte de couleur verdeatre à traces d'oxydation et a fissures obliques
Grés fin ocre a traces d'oxydation cassures obliques et longitudinales
Argile gréseuse compacte de couleur verdeatre a traces d'oxydation
Grés fin fracturés
Argile verdeatre tendre a compacte
Grés fin ocre trés fracturé a traces d'oxydation
Argile tendre a peu compacte fracturé et altérée
Grés ocre trés fracturé et a traces d'oxydation
Argile de couleur grise tendre a compacte fracturé et altérée
Tubage 114
0 - 24,50 m
Perte d'eau totale (27.50-32.10m)
Lagcon
17.80-24.80 m

Profondeur (m)	Log	Description lithologique	N.P	Echantillon	RQD %	Carotage %	Essais	Outil	Observations
33 34 35 36		Argile peu sbleuse de couleur grise tendre a compacte fracturé et altérée remplis par débris de calcite entre fracture			11 %	57 % 50 % 50 %	Le franc 32,00-36,00 m	101	Tubage 114 0 - 24,50 m
		Fin de sondage							

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST
" LHCEST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : cosider
Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba
Endroit : bouchegouf

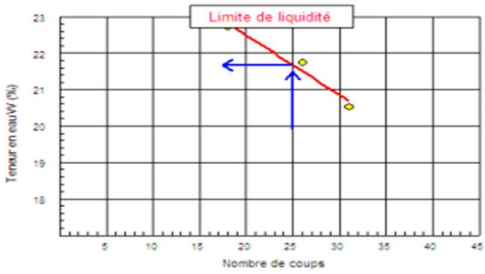
N° Projet : 123-2023

Sondage n° : BH-S-C04
Profondeur : 05.00 - 05.11
Nature :

Date essais : 01-10-2023

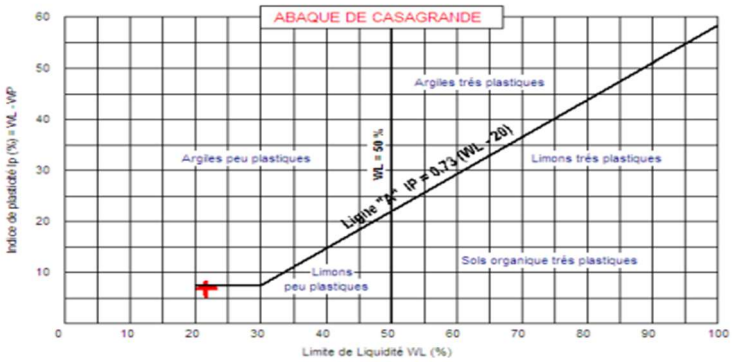
Limite de Liquidité (%) : WL = 21,67
Limite de Plasticité (%) : WP = 14,91
Indice de Plasticité (%) : IP = 6,76

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	14,86
2	14,95



مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" L.H.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : cosider

Projet : la ligne miniere bouchegouf - annaba

Endroit : bouchegouf

N° Projet : 123-2023

Sondage n° : BH-S-C04

Profondeur : 08.30 - 08.50

Nature :

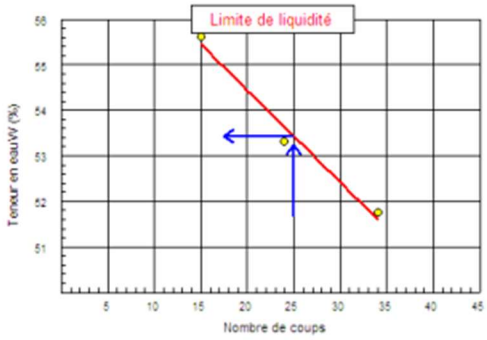
Date essais : 26-09-2023

Limite de Liquidité (%) : WL = 53,43

Limite de Plasticité (%) : WP = 38,35

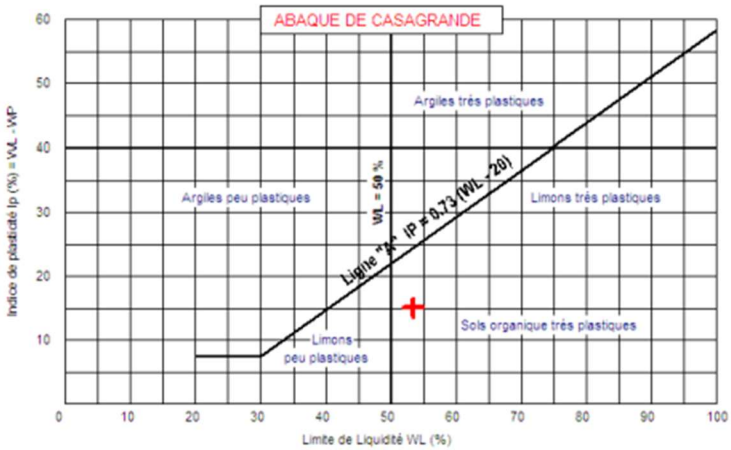
Indice de Plasticité (%) : IP = 15,08

Teneur en eau naturelle (%) : Weau =



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	38,5
2	38,19



Essais compression simple:

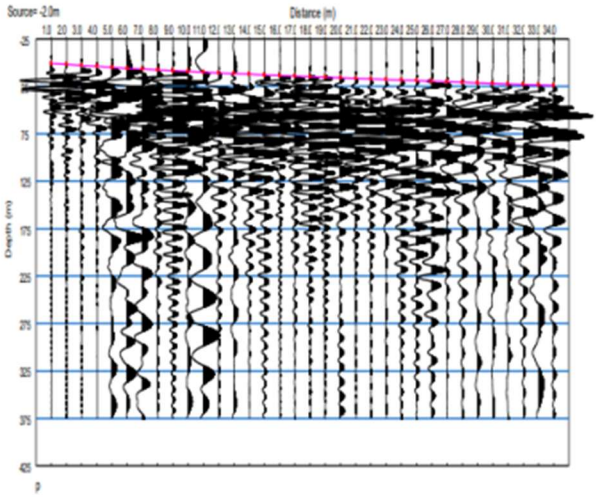
Les résultats des essais sur roche

SC	*Profondeur*	Densité (g/cm3)	*RC (Bars)*
BH-S-C04	5.85 - 6.50	2.41	4.40
	8.50 - 8.77	2.55	100.61
	15.06 - 15.45	2.55	8.35
	20.49 - 20.76	2.24	5.01
	25.00 - 25.27	2.17	13.12

Essai Down-Hole :

PROJET : Réalisation des essais de tomographie de résistivité électrique et essais sismique Down-Hole **ETUDE : DH2 T3S2 -Vp**	**SISMOGRAPHE: DAQ.LINK.III** **PROFONDEUR: 34m** **PAS DE MESURE:1.0 m**

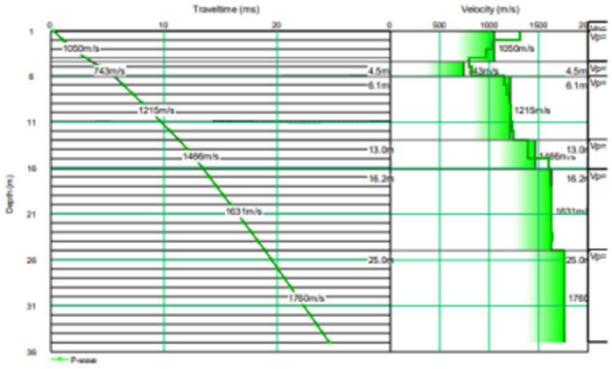
Enregistrement de l'onde (P) de compression



PROJET : Réalisation des essais de tomographie de résistivité électrique et essais sismique Down-Hole **ETUDE : DH2 T3S2 -Vp**	**SISMOGRAPHE: DAQ.LINK.III** **PROFONDEUR: 34m** **PAS DE MESURE:1.0 m**

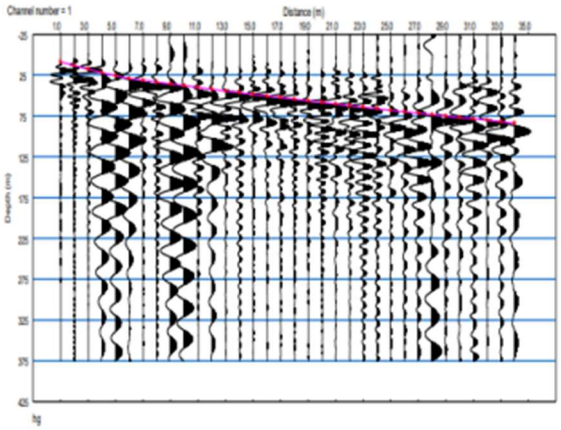
Interprétation des enregistrements de l'onde (P) de compression par PS-LOG

(Calcul des vitesses et des épaisseurs)



PROJET : Réalisation des essais de tomographie de résistivité électrique et essais sismique Down-Hole **ETUDE : DH2 T3S2 -Vs**	**SISMOGRAPHE: DAQ.LINK.III** **PROFONDEUR: 34m** **PAS DE MESURE:1.0 m**

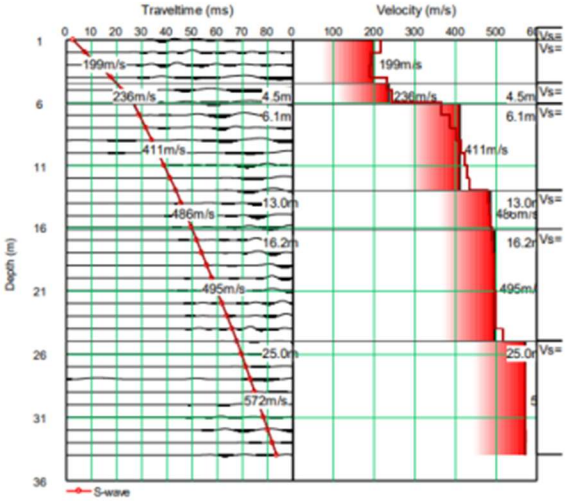
Enregistrement de l'onde (S) de cisaillement
Composantes Horizontales



PROJET : Réalisation des essais de tomographie de résistivité électrique et essais sismique Down-Hole ETUDE **ETUDE : DH2 T3S2 -Vs**	**SISMOGRAPHE: DAQ.LINK.III** **PROFONDEUR:34 m** **PAS DE MESURE:1.0 m**

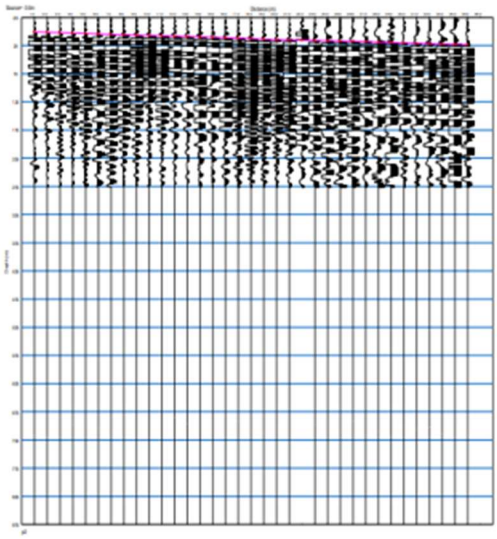
Interprétation des enregistrements de l'onde (S) de cisaillement par PS-LOG

(Calcule des vitesses et des épaisseurs)



PROJET : Réalisation des essais de tomographie de résistivité électrique et essais sismique Down-Hole **ETUDE : DH1 T3S4 -vp**	**SISMOGRAPHE: DAQ.LINK.III** **PROFONDEUR: 35m** **PAS DE MESURE:1.0 m**

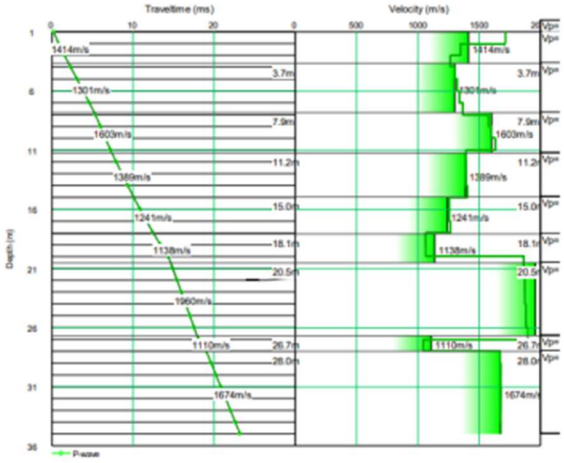
Enregistrement de l'onde (P) de compression



PROJET : Réalisation des essais de tomographie de résistivité électrique et essais sismique Down-Hole **ETUDE : DH1 T3S4 -Vp**	**SISMOGRAPHE: DAQ.LINK.III** **PROFONDEUR: 35m** **PAS DE MESURE:1.0 m**

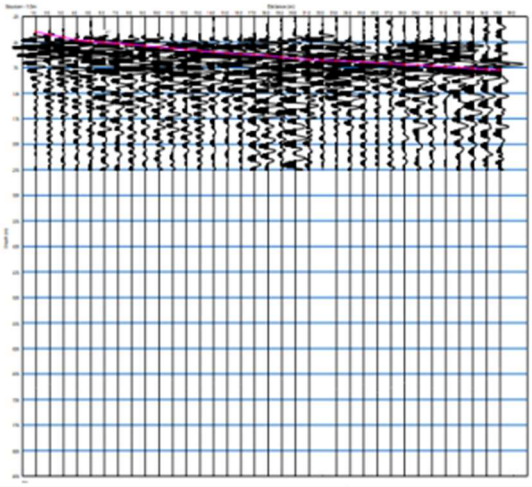
Interprétation des enregistrements de l'onde (P) de compression par PS-LOG

(Calcul des vitesses et des épaisseurs)



PROJET : Réalisation des essais de tomographie de résistivité électrique et essais sismique Down-Hole **ETUDE : DH1 T3S4 -Vs**	**SISMOGRAPHE: DAQ.LINK.III** **PROFONDEUR: 35m** **PAS DE MESURE:1.0 m**

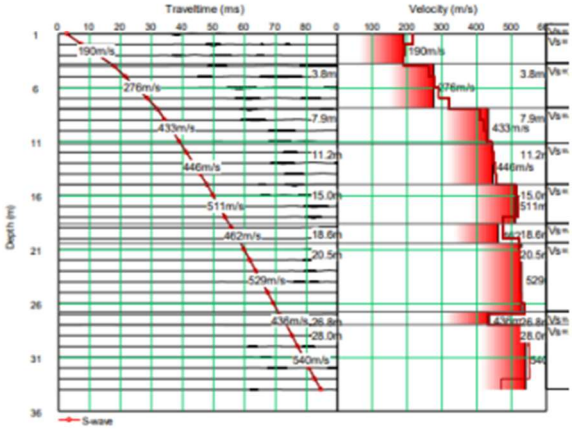
Enregistrement de l'onde (S) de cisaillement
Composantes Horizontales



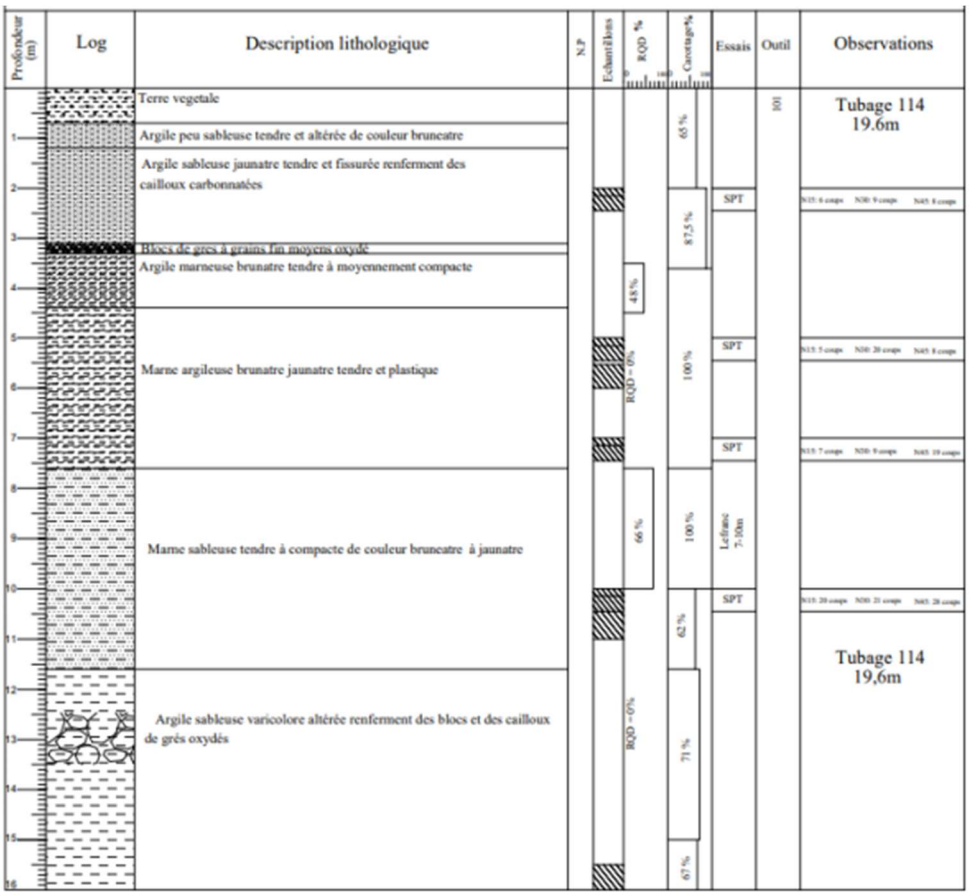
PROJET : Réalisation des essais de tomographie de résistivité électrique et essais sismique Down-Hole **ETUDE : DH1 T3S4 -Vs**	**SISMOGRAPHE: DAQ.LINK.III** **PROFONDEUR:35 m** **PAS DE MESURE:1.0 m**

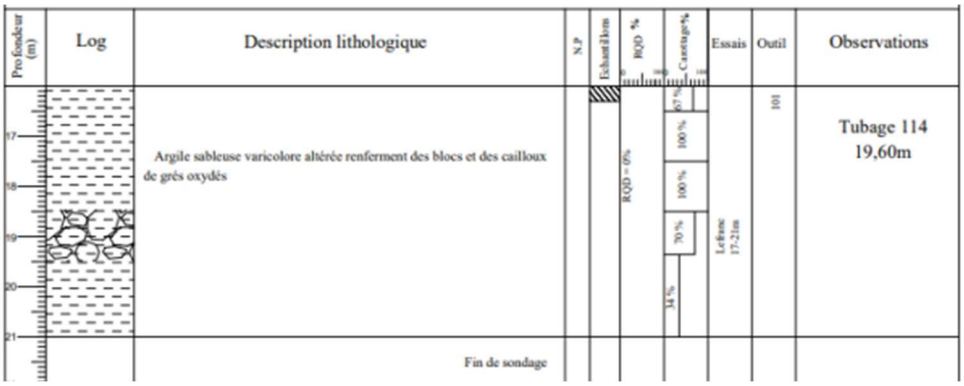
Interprétation des enregistrements de l'onde (S) de cisaillement par PS-LOG

(Calcule des vitesses et des épaisseurs)



Sondage S5 :


Profondeur (m)
Log
Description lithologique
N.P
Echantillons
RQD %
Carotage%
Essais
Outil
Observations
Terre vegetale
Argile peu sableuse tendre et altérée de couleur bruneatre
Argile sableuse jaunatre tendre et fissurée renferment des cailloux carbonnatées
Blocs de grès à grains fin moyens oxydé
Argile marneuse brunatre tendre à moyennement compacte
Marne argileuse brunatre jaunatre tendre et plastique
Marne sableuse tendre à compacte de couleur bruneatre à jaunatre
Argile sableuse varicolore altérée renferment des blocs et des cailloux de grés oxydés
65 %
87,5 %
48 %
100 %
66 %
100 %
62 %
71 %
67 %
SPT
SPT
SPT
SPT
Lefranc 7-10m
101
Tubage 114
19.6m
Tubage 114
19,6m


Profondeur (m)
Log
Description lithologique
N.P
Echantillons
RQD %
Carotage%
Essais
Outil
Observations
Argile sableuse varicolore altérée renferment des blocs et des cailloux de grés oxydés
Fin de sondage
RQD = 0%
67 %
100 %
100 %
70 %
34 %
Lefranc 17-21m
101
Tubage 114
19,60m

Photos de caisse :

Essai pressiométre Menard :

cosider Travaux Publics كوسيدار

RAPPORT D'ESSAI

Essai Pressiométrique Menard

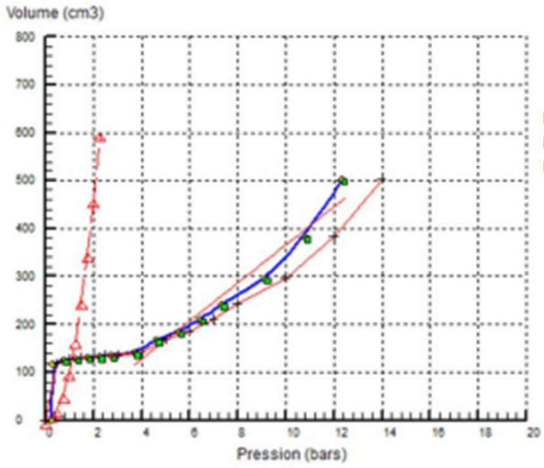
NF P 94-110-1

Client : COSIDER TP- T154
Projet : Ligne ferroviaire minière Est,tronçon Annaba-Boucheggouf
Endroit : El - Tarf- GUELMA

N° Projet : DE-21-8
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : BH-C-S05
Profondeur Essai : 5 m
Coordonnées GPS :
X : Z :
Y :

Date essai : 16-09-2023
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 569
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 367,59 bars
Pression limite : PL = 12,36 bars
Pression de fluage : Pf = 4,40 bars

: 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	0,25
0,50	0	118	0,30
1,00	0	127	0,76
1,50	0	130	1,25
2,00	0	132	1,74
2,50	0	134	2,24
3,00	0	136	2,73
4,00	0	142	3,71
5,00	0	168	4,61
6,00	0	186	5,54
7,00	0	212	6,44
8,00	0	242	7,32
10,00	0	296	9,12

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
12,00	0	383	10,78
14,00	0	503	12,33

© Solfiteb 2013

Remarque :

Préparé par : Mr.MOUDA-S
Date :
Approuvé par :
Date :

cosider Travaux Publics كوسيدار

RAPPORT D'ESSAI

Essai Pressiométrique Menard

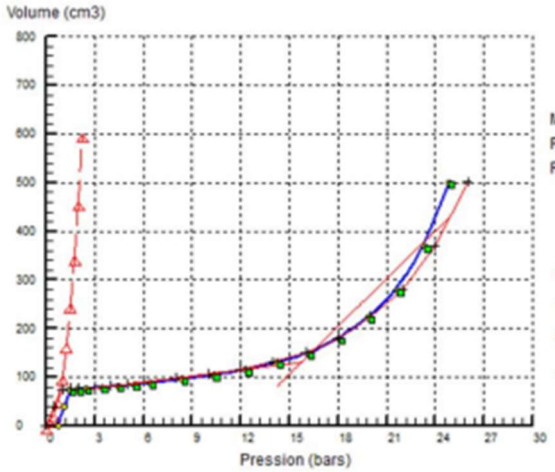
NF P 94-110-1

Client : COSIDER TP- T154
Projet : Ligne ferroviaire minière Est,tronçon Annaba-Boucheggouf
Endroit : El - Tarf- GUELMA

N° Projet : DE-21-8
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : BH-C-S05
Profondeur Essai : 10 m
Coordonnées GPS :
X :
Y :
Z :

Date essai : 16-09-2023
Volume de la sonde <Vs> (cm3) : 569
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
Profondeur nappe / TN (m) :



Courbe Pressiométrique

Module pressiométrique : E = 401,10 bars
Pression limite : PL = 24,99 bars
Pression de fluage : Pf = 15,73 bars

: 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	0,75
0,50	0	40	1,09
1,00	0	74	1,46
1,50	0	76	1,96
2,00	0	77	2,45
3,00	0	80	3,44
4,00	0	82	4,43
5,00	0	85	5,42
6,00	0	89	6,41
8,00	0	97	8,38
10,00	0	105	10,35
12,00	0	116	12,30
14,00	0	131	14,25

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
16,00	0	150	16,17
18,00	0	180	18,06
20,00	0	224	19,89
22,00	0	280	21,68
24,00	0	369	23,34
26,00	0	501	24,83

Remarque :

Préparé par :	Date :	Approuvé par :	Date :
Mr.MOUDA-S			

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" LHCEST " EPE-SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : COSIDER TP — **N° Projet : 121-2023**

Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)

Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-C-S5 — Date essais :

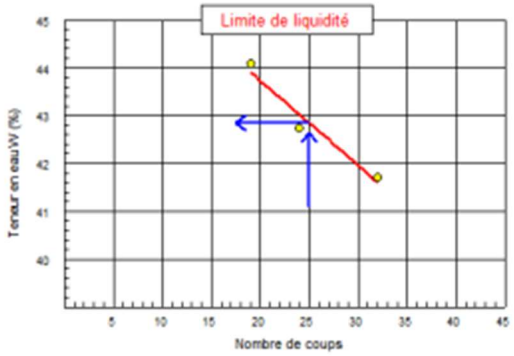
Profondeur : 02.00

Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 42,85 — **Teneur en eau naturelle (%) : Weau =**

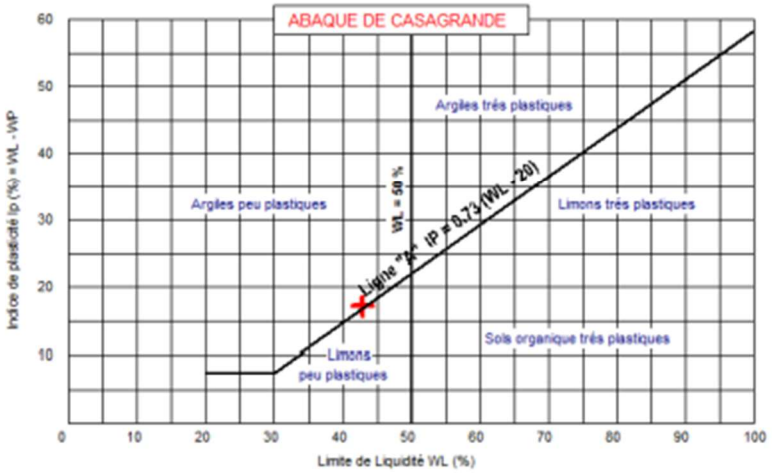
Limite de Plasticité (%) : WP = 25,75 — **Indice de consistance : Ic = 2,51**

Indice de Plasticité (%) : IP = 17,10



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	25,75



Remarque :

Préparé par :	Approuvé par :	Date :

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

"L.H.C.EST" EPE/SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : COSIDER TP — **N° Projet : 121-2023**

Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)

Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-C-S5 — Date essais :

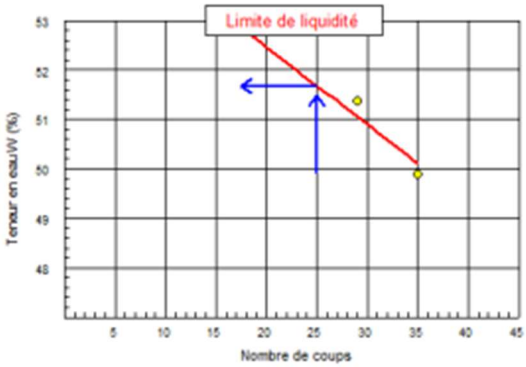
Profondeur : 05.00

Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 51,68 — **Teneur en eau naturelle (%) : Weau =**

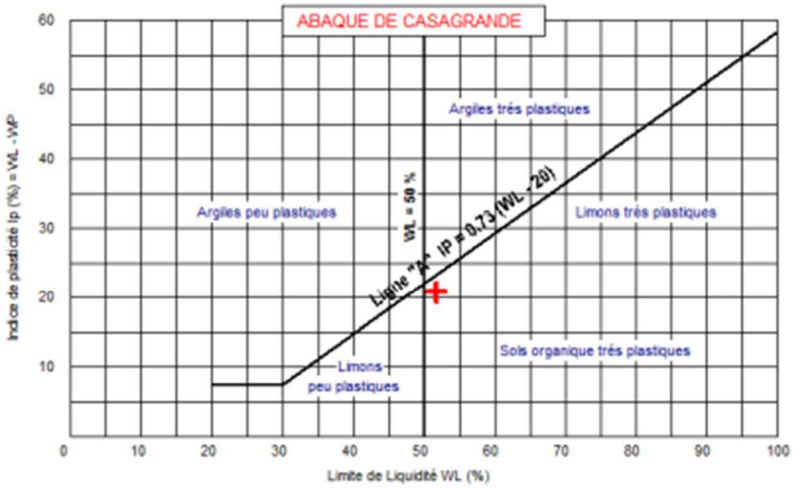
Limite de Plasticité (%) : WP = 30,99 — **Indice de consistance : Ic = 2,50**

Indice de Plasticité (%) : IP = 20,69



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	30,99



Remarque :

Préparé par :	Approuvé par :	Date :

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

" LH.C.EST " EPE / SPA

RAPPORT D'ESSAI

Limites d'Atterberg

NF P 94-078

Client : COSIDER TP **N° Projet : 121-2023**

Projet : Ligne minière section 01 « CHEBAITA MOKHTAR – BOUCHEGOUF PK 14+900 au 34+900)

Endroit : BOUCHEGOUF

Sondage n° : BH-C-S5 Date essais :

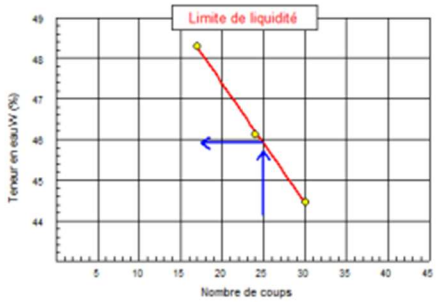
Profondeur : 10.00

Nature :

Limite de Liquidité (%) : WL = 45,91 **Teneur en eau naturelle (%) : Weau =**

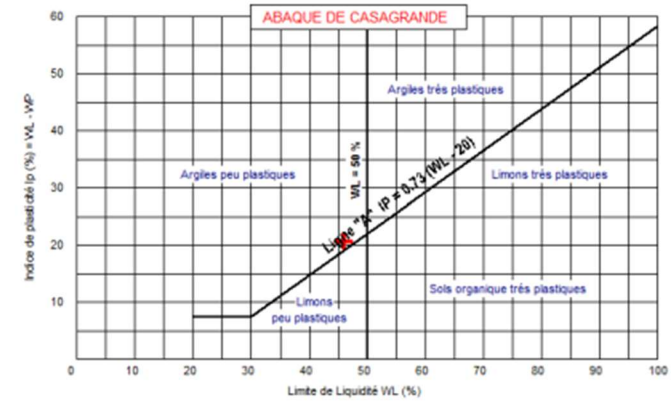
Limite de Plasticité (%) : WP = 25,29 **Indice de consistance : Ic = 2,23**

Indice de Plasticité (%) : IP = 20,62



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	25,29



Solbats 2013

Remarque :

Préparé par : Approuvé par : Date :

Analyse chimique :

Dossier n° : /23 B.C N° : /

Chantier : LIGNE FERROVIAIRE MINIERE EST (ANNABA - BOUCHAGOUF)

Client : LNHC OEB

Nature de l'échantillon : SOL- Motif de l'analyse : **AGRESSIVITE**

Echantillon prélevé par : LNHC OEB

		Résultats exprimés en % massique					
Sondage ou puits	**Profondeur (m)**	**Sulfates SO_4^{--}**	**Carbonates $CaCO_3$**	**Chlorures Cl^-**	**Matières organiques**	**Insolubles**	**PH**
BH C S05	16.5-17.00	123.25	0.19	0.18	N-D	N-D	N-D
BH C S05	11.00-11.25	142.55	0.19	0.18	N-D	N-D	N-D
BH C S05	5.00	136.21	6.34	0.14	N-D	N-D	N-D
BH C S05	2.00	125.55	20.63	0.14	N-D	N-D	N-D
BH CS05	7.00	141.21	10.31	0.18	N-D	N-D	N-D
BH CS05	10.00	129.20	2.38	0.18	N-D	N-D	N-D

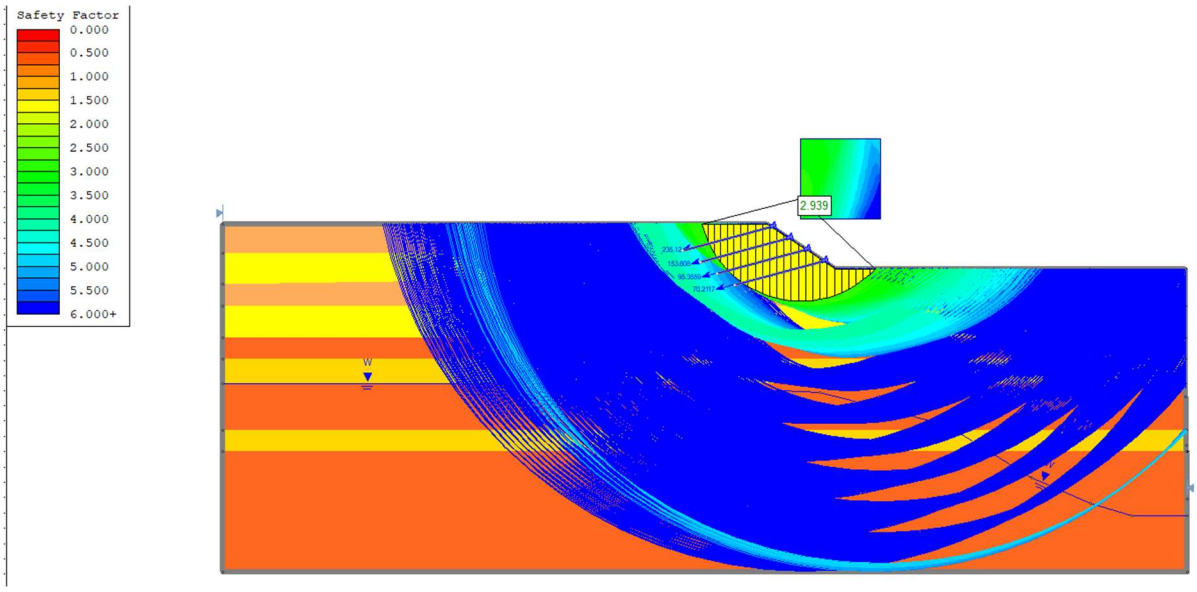
N-D : Non demandé

Observations :

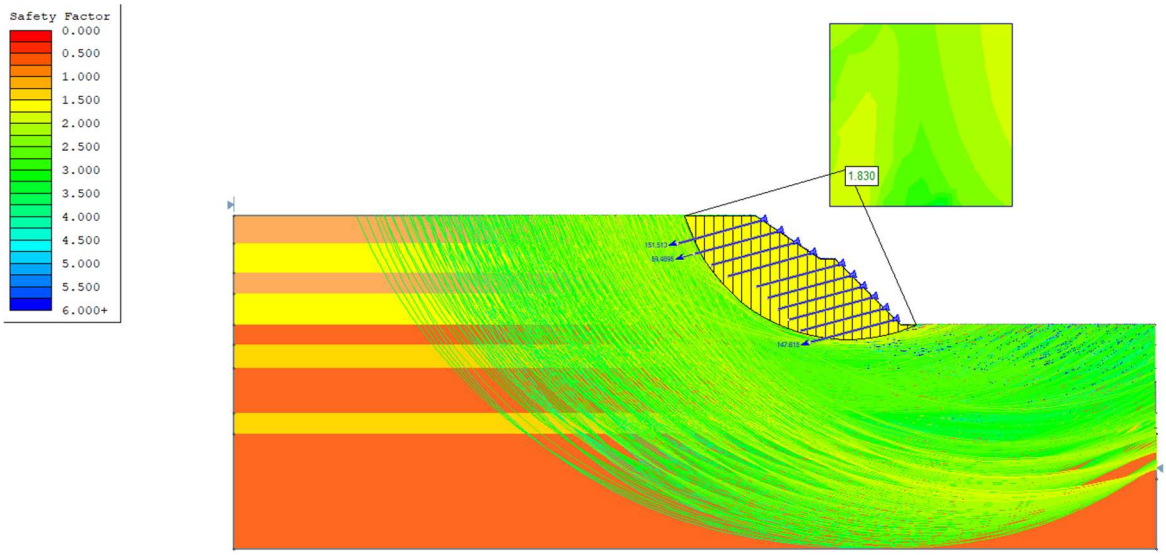
-AGRESSIVITE NULLE DE CLASSE <XA1 SELON NA16002 (Sulfates mg/kg)

Annexe B : Phasage des travaux

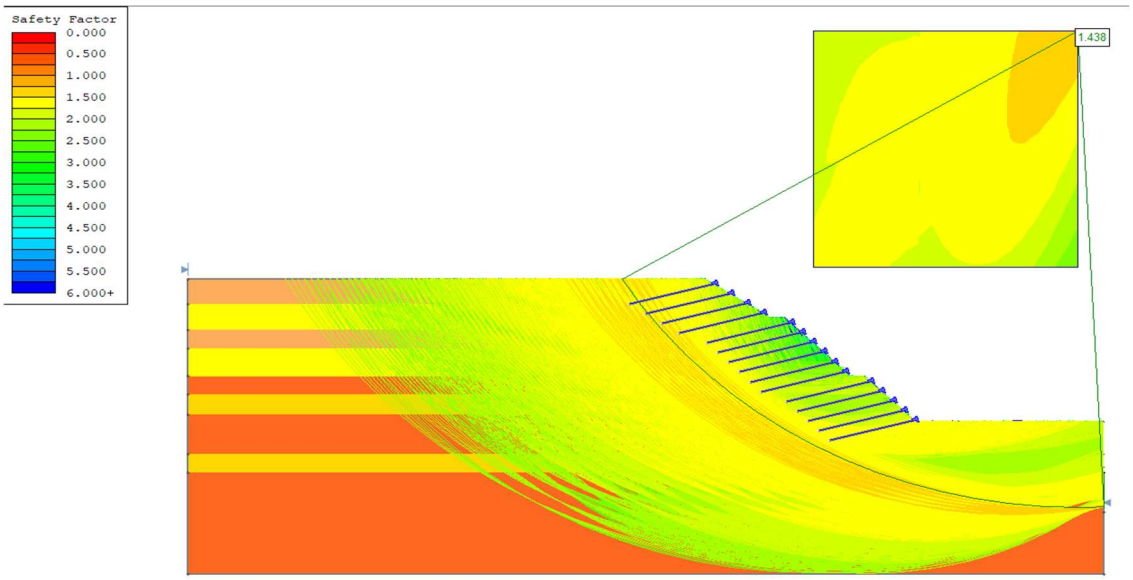
Phase 1 :



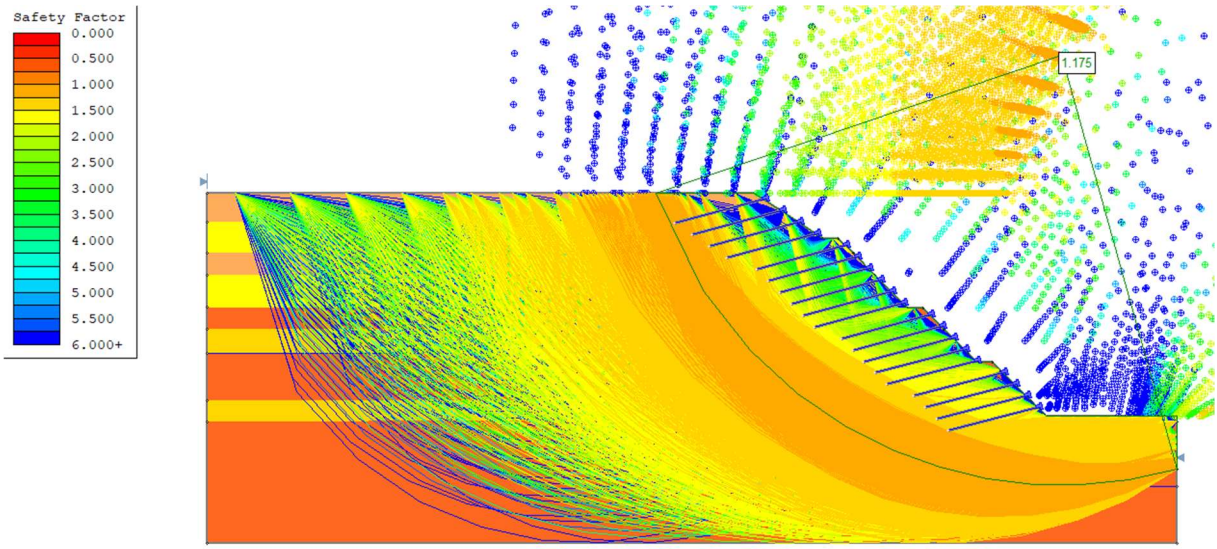
Phase 2 :



Phase 3 :



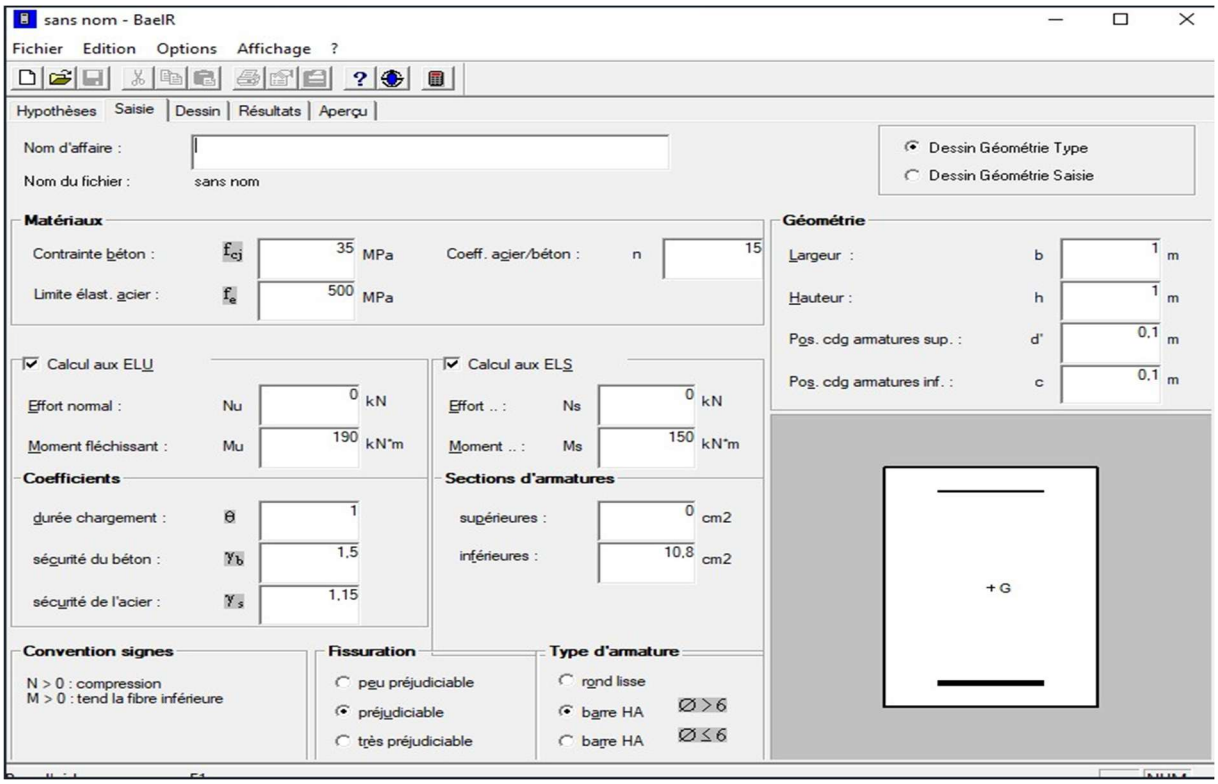
Phase 4 :

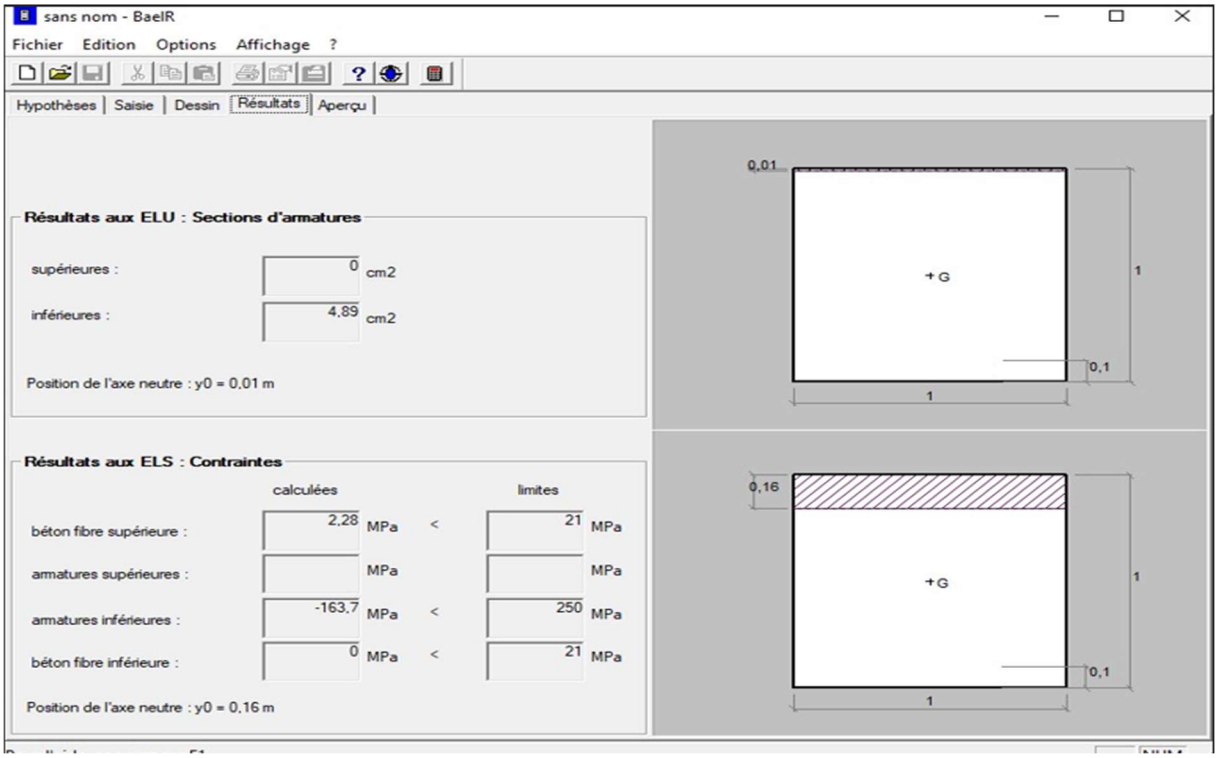


Annexe C : résultat de calcule béton armée

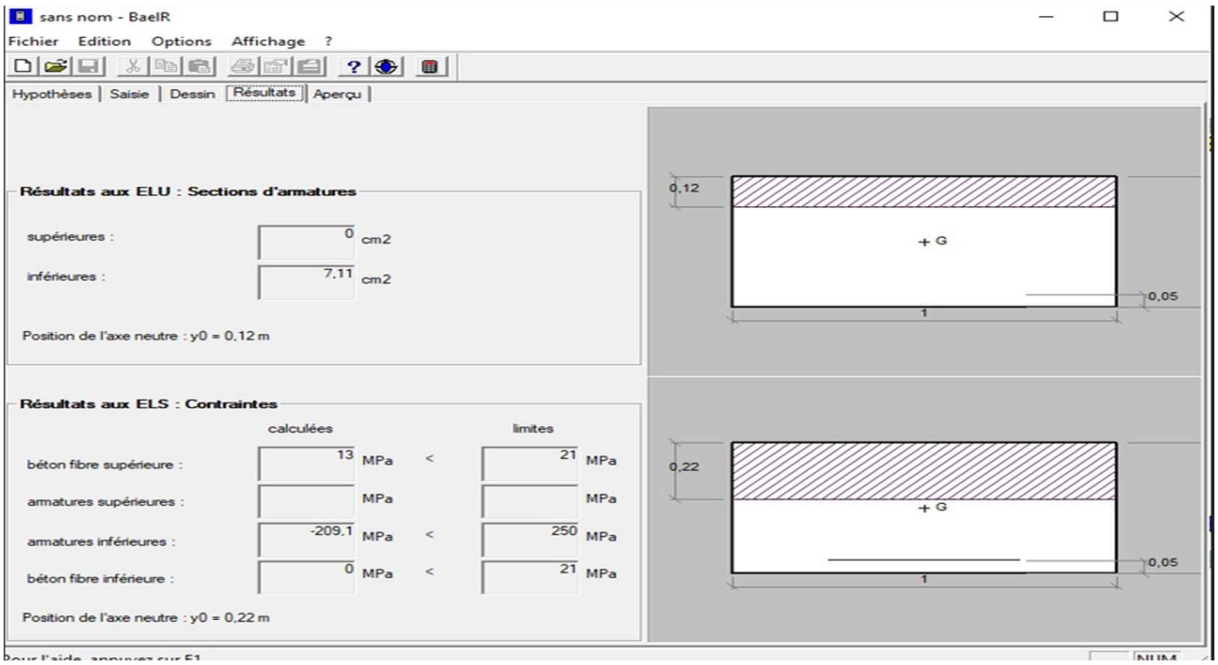
De la voute avec Socotec

Radier travée :



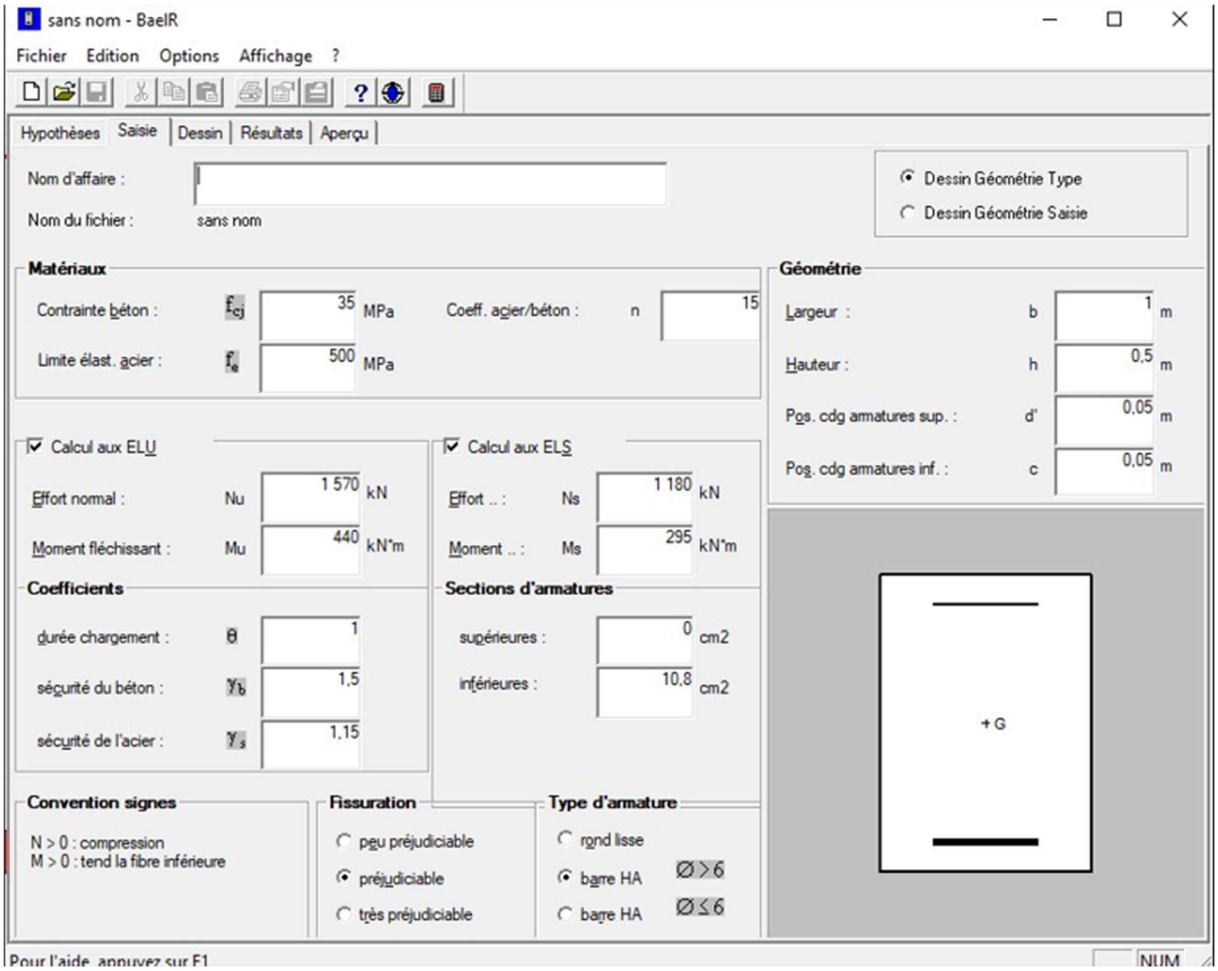


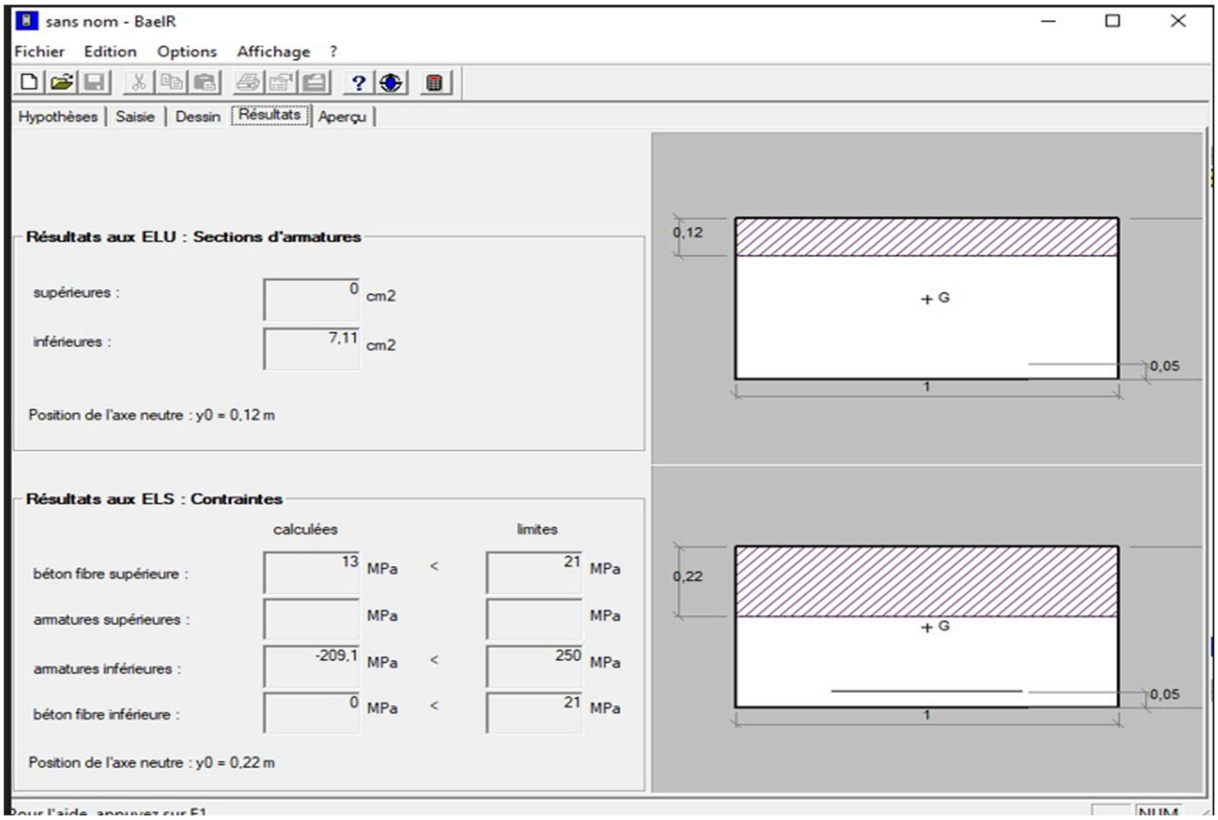
Radier en appui :



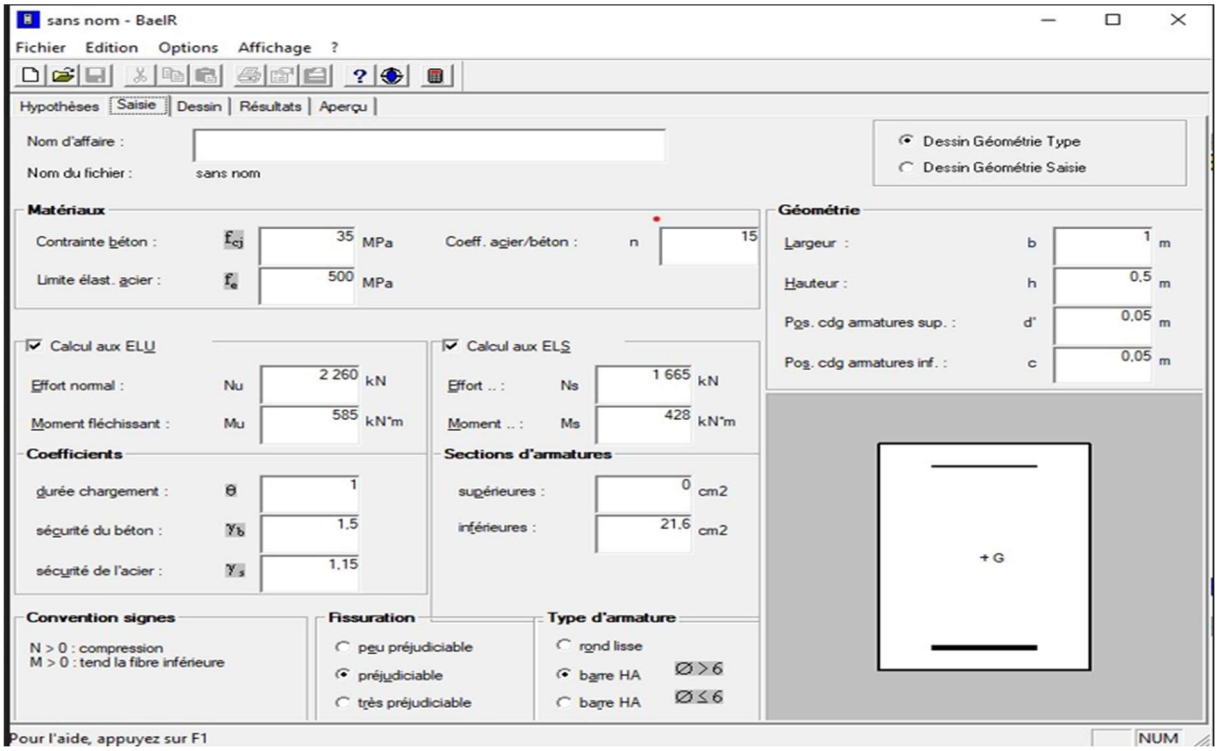
Voute :

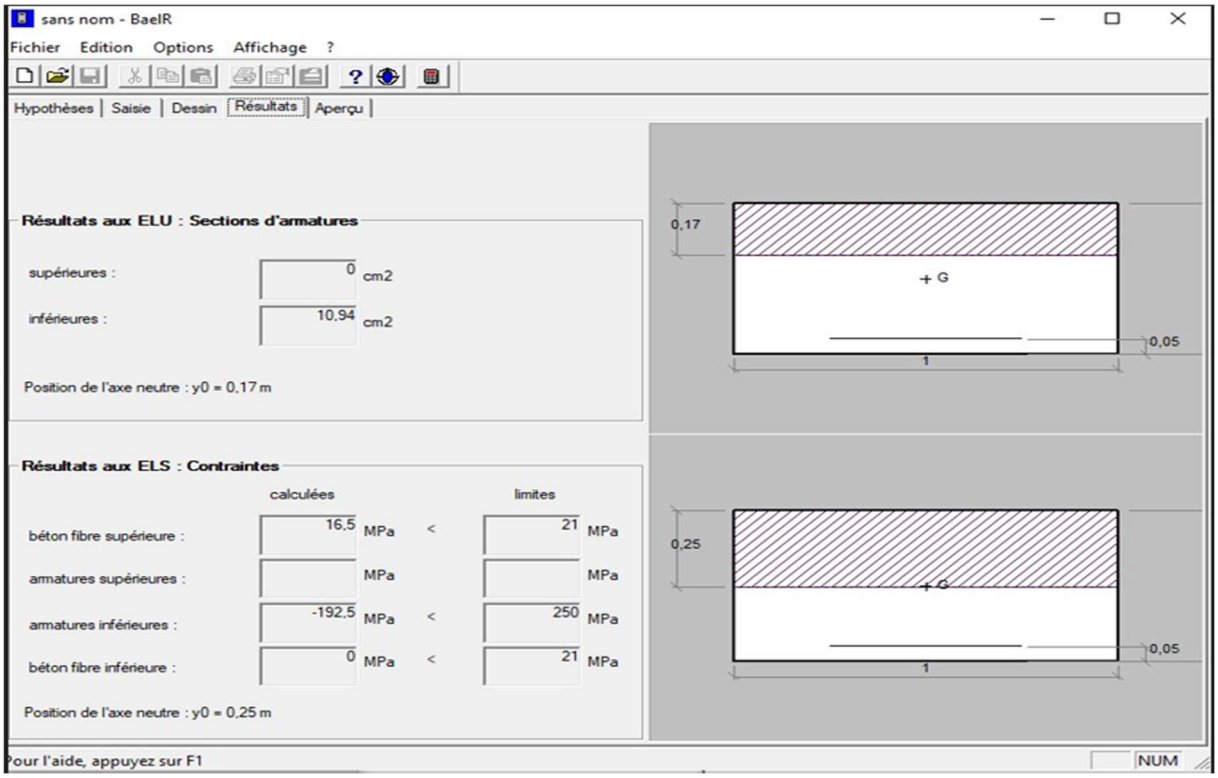
Clé de voute :



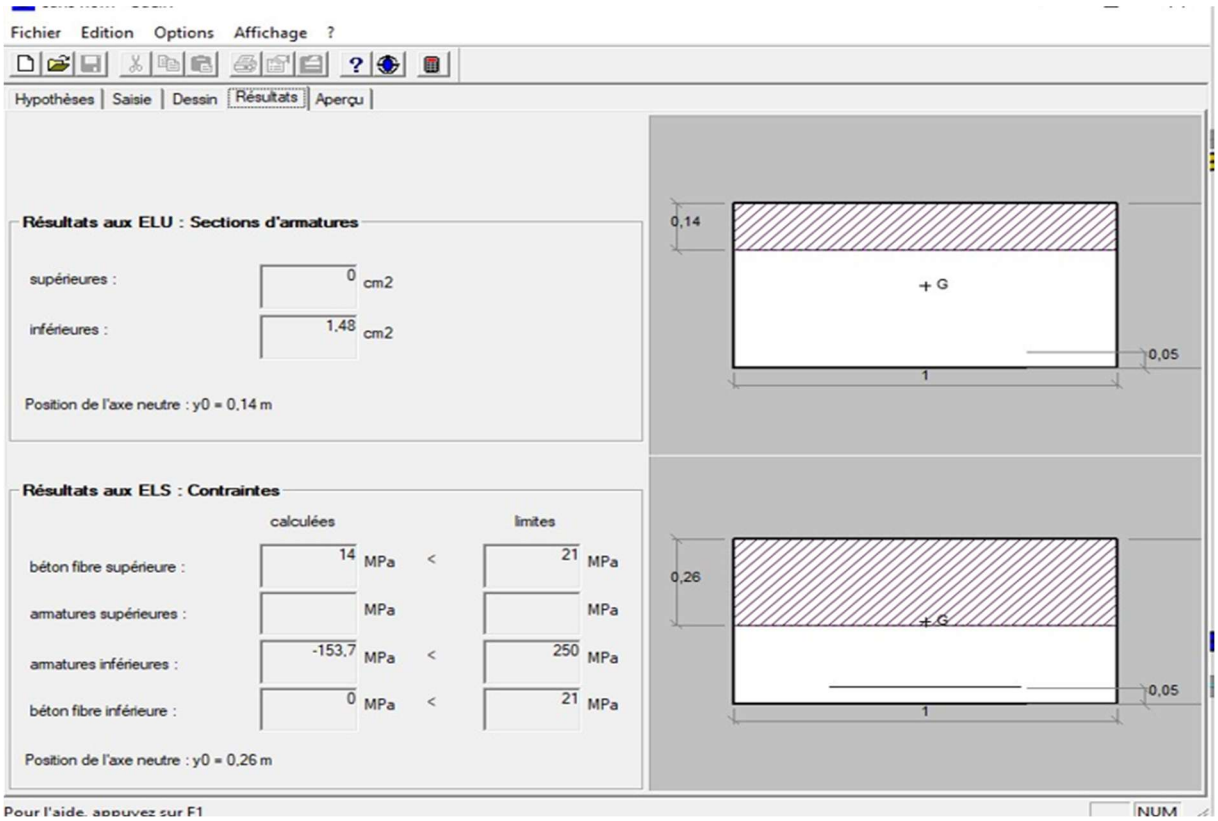


Parois latérales :




sans nom - BaelR
Fichier Edition Options Affichage ?
Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu
Résultats aux ELU : Sections d'armatures
supérieures : 0 cm2
inférieures : 10,94 cm2
Position de l'axe neutre : y0 = 0,17 m
Résultats aux ELS : Contraintes
calculées
limites
béton fibre supérieure : 16,5 MPa < 21 MPa
armatures supérieures : MPa MPa
armatures inférieures : -192,5 MPa < 250 MPa
béton fibre inférieure : 0 MPa < 21 MPa
Position de l'axe neutre : y0 = 0,25 m
0,17
+ G
0,05
1
0,25
+ G
0,05
1
Pour l'aide, appuyez sur F1
NUM

Piédroit :


Fichier Edition Options Affichage ?
Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu
Résultats aux ELU : Sections d'armatures
supérieures : 0 cm2
inférieures : 1,48 cm2
Position de l'axe neutre : y0 = 0,14 m
Résultats aux ELS : Contraintes
calculées
limites
béton fibre supérieure : 14 MPa < 21 MPa
armatures supérieures : MPa MPa
armatures inférieures : -153,7 MPa < 250 MPa
béton fibre inférieure : 0 MPa < 21 MPa
Position de l'axe neutre : y0 = 0,26 m
0,14
+ G
0,05
1
0,26
+ G
0,05
1
NUM

Calcule de la section d'armature pour le parement du sol : robot expert

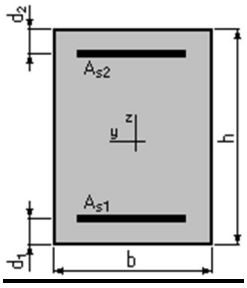
Calcul de Section en Flexion Simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 25,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)

h = 20,0 (cm)

d1 = 2,0 (cm)

d2 = 2,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
État **L**imite **U**ltime (fondamental)	16,54	-8,27
État **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
État **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats :</u>

Sections d'Acier :

Section théorique As1 = 2,1 (cm2) Section théorique As2 = 1,8 (cm2)

Section minimum As min = 1,8 (cm2)

Théorique r = 0,22 (%)

Minimum rmin = 0,10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU Mmax = 16,54 (kN*m) Mmin = -8,27 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 1,0 (cm)	
Bras de levier :	Z = 17,6	(cm)
Déformation du béton :	eb = 0,59	(‰)
Déformation de l'acier :	es = 10,00	(‰)
Contrainte de l'acier :		
tendue :	ss = 434,8	(MPa)

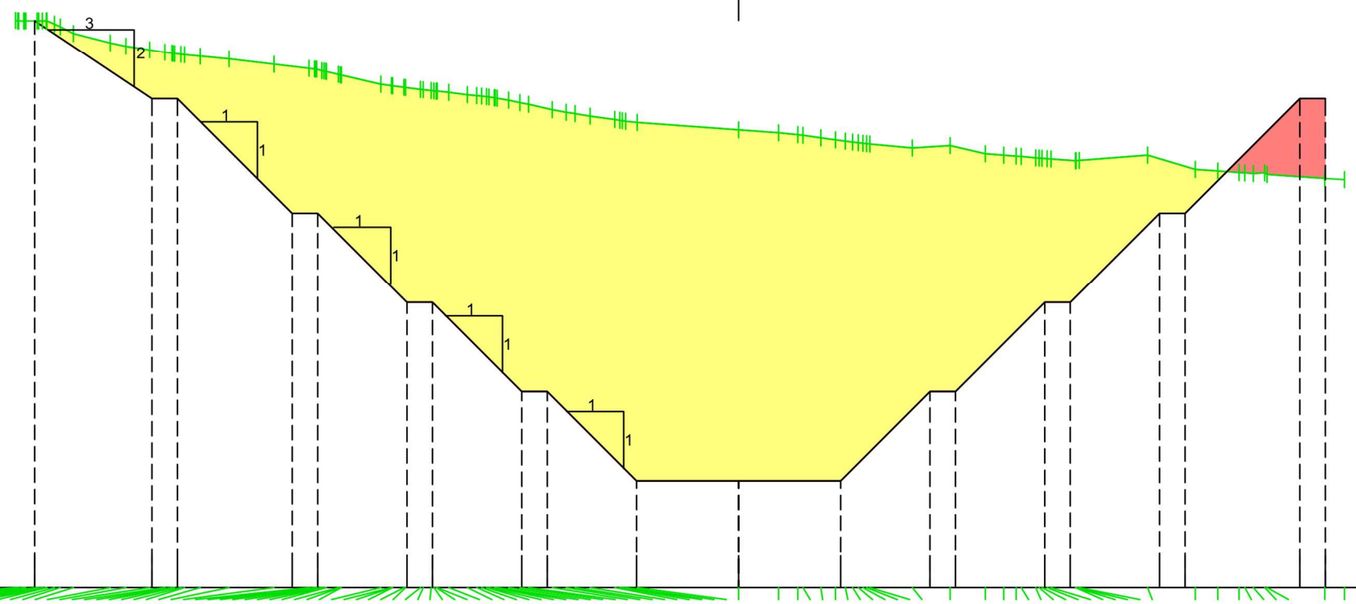
Axe : VAR1
Profil n°: P11

Profil dessiné par AutoPISTE

Abscisse : 620.00 m

Echelle des longueurs : 1/500
Echelle des altitudes : 1/500

Remblai
Déblai



X= 416321.60
Y= 4056998.35
Gisement : 0.09 gr

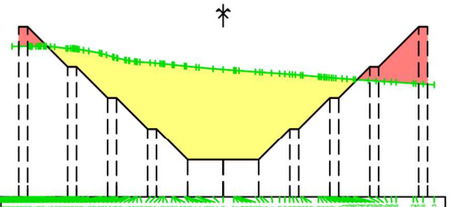
PC : -27.00 m

| | | |

COVADIS
Profil dessiné par AutoPISTE

Axe : VAR1
Profil n°: P01
Abscisse : 437.48 m
Echelle des longueurs : 1/500
Echelle des altitudes : 1/500

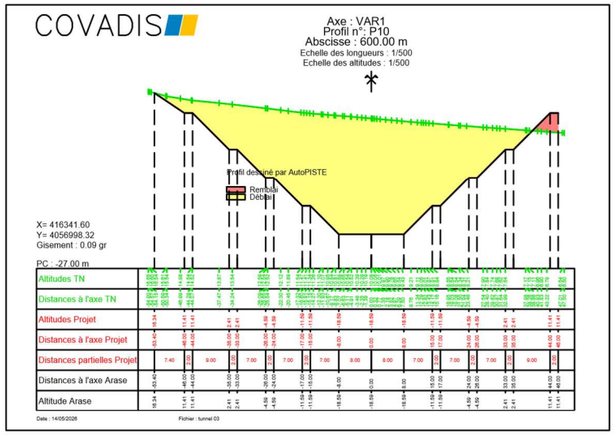
Remblai
Déblai

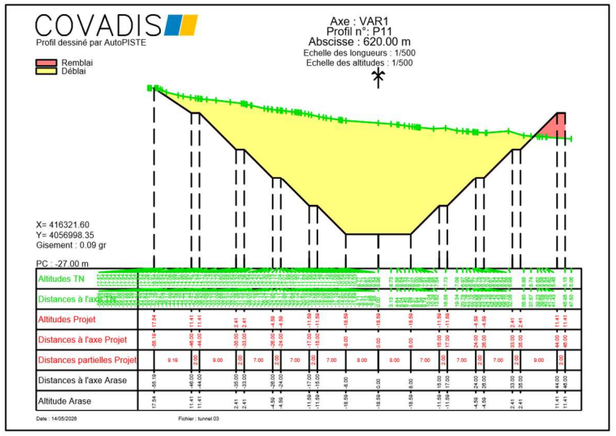


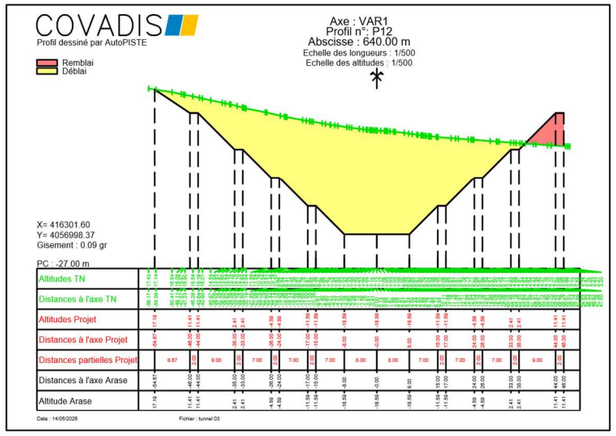
X= 416504.11
Y= 4056998.09
Gisement : 0.09 gr

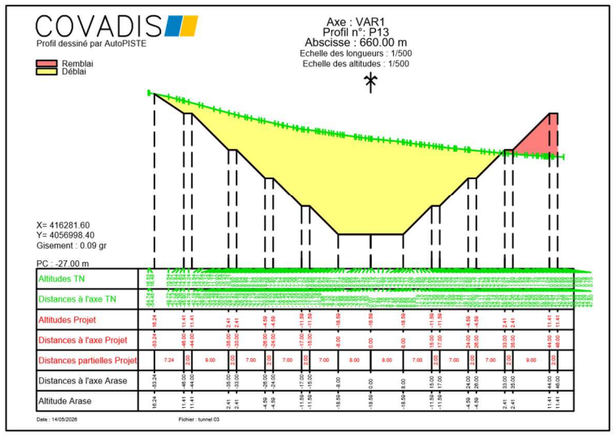
PC : -27.00 m

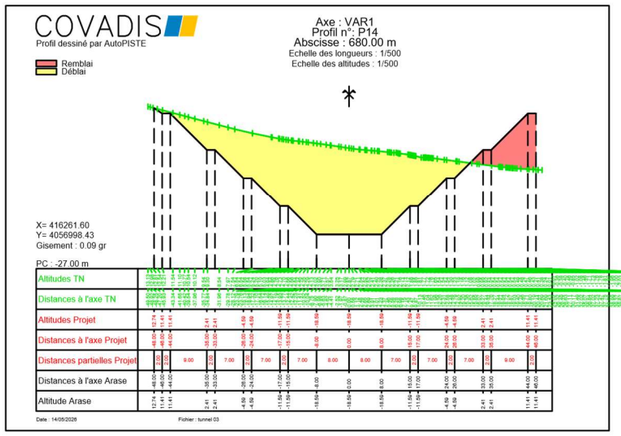
| | | |

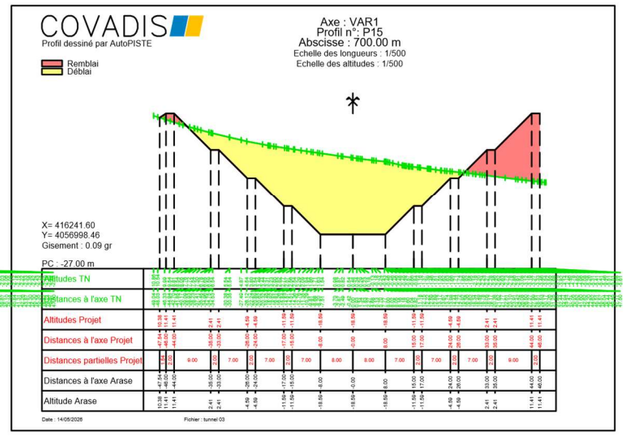


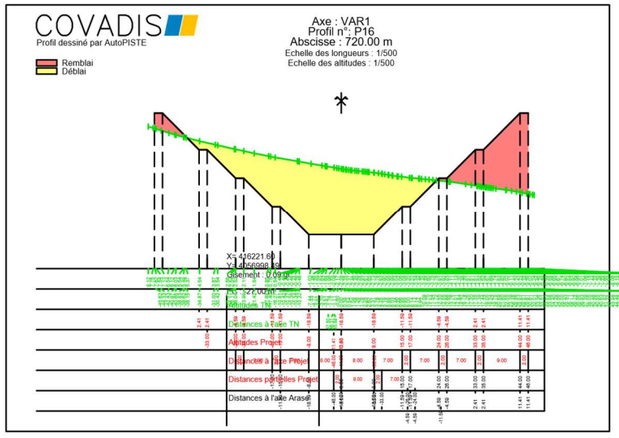


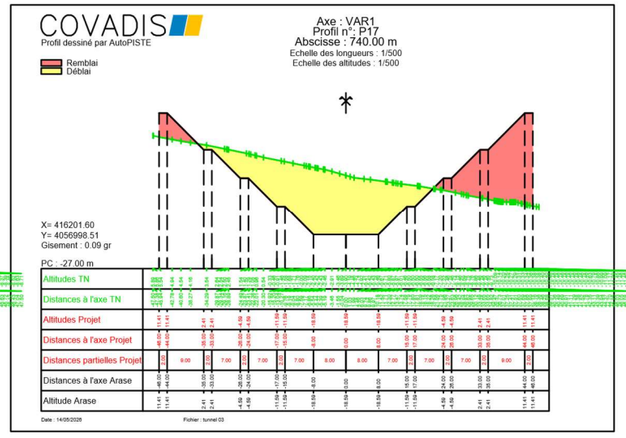


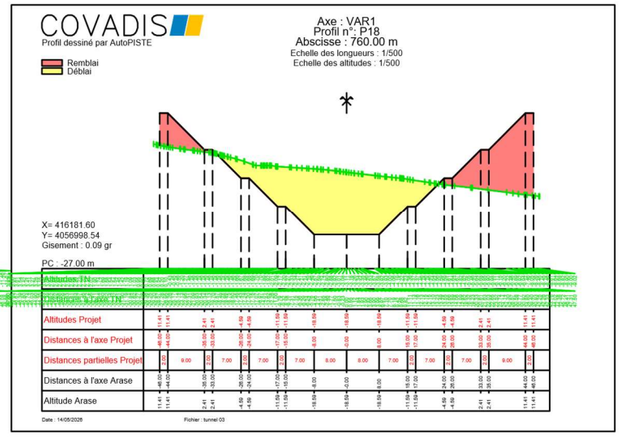








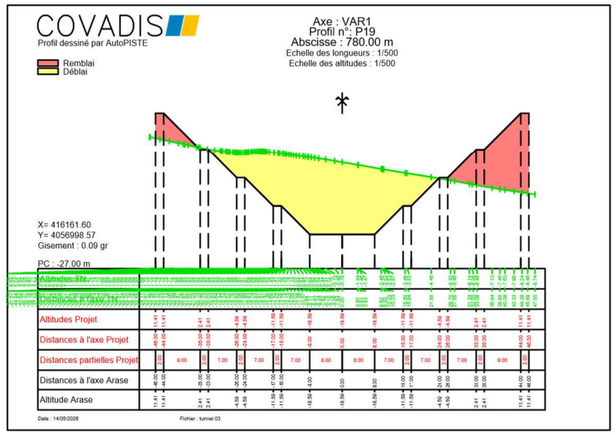


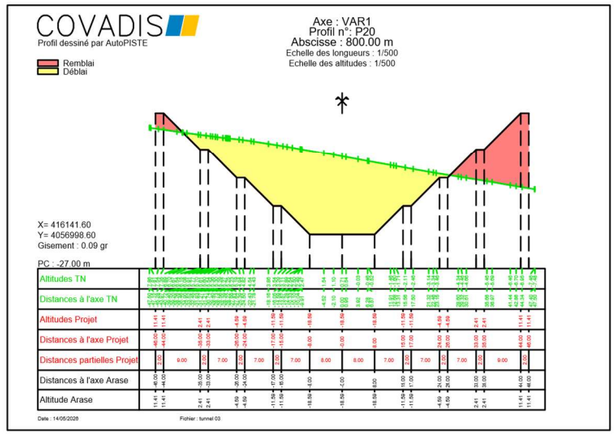


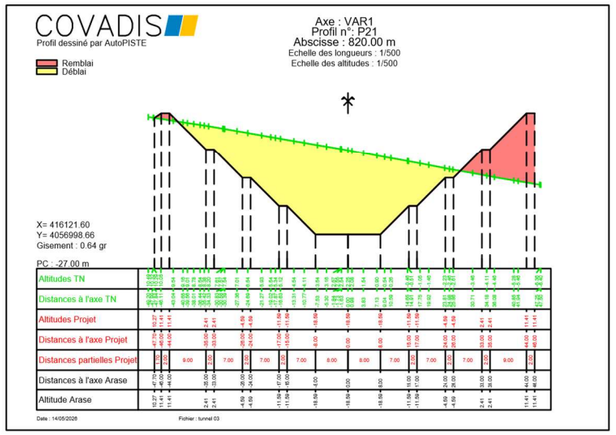
C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG

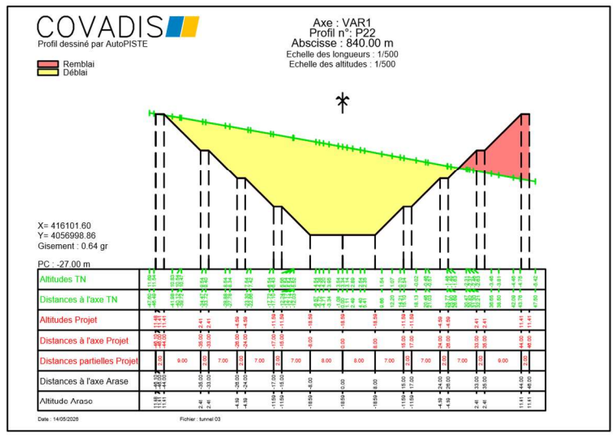
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz**
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**

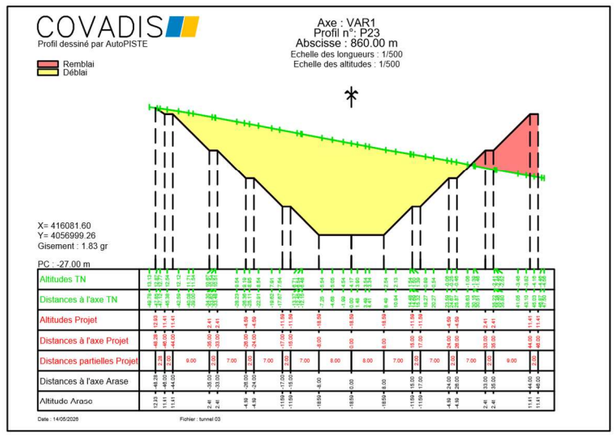
PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UNE TRANCHEE COUVERTE ENTRE LES PK 30+089 au PK 30+616 DANS LE CADRE DU PROJET DE LE LIGNE FERROVIARE ANNABA-BOUCHEGOUF(54Km)	Merzouki sadek benamirouche med amine	Mr kamal hamadi	1/500		2025 / 2026

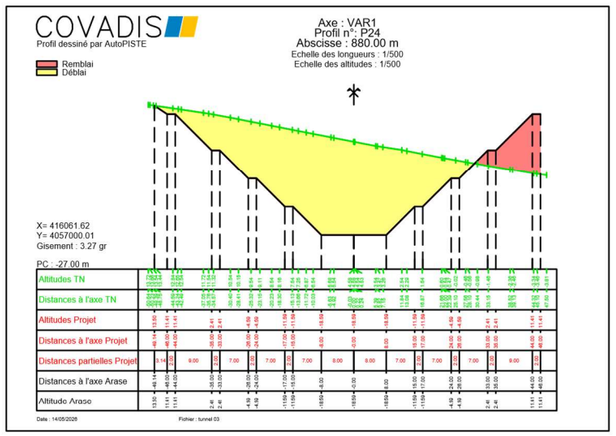


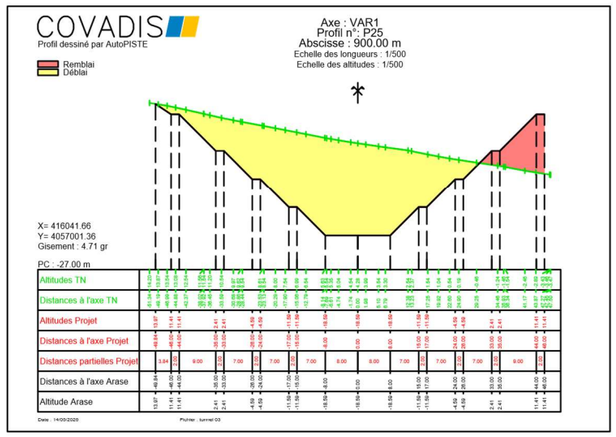


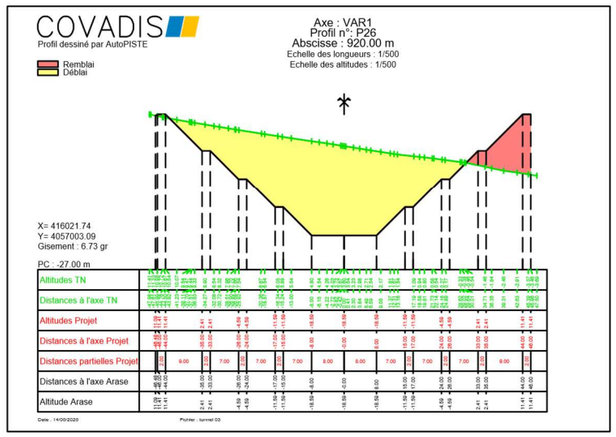


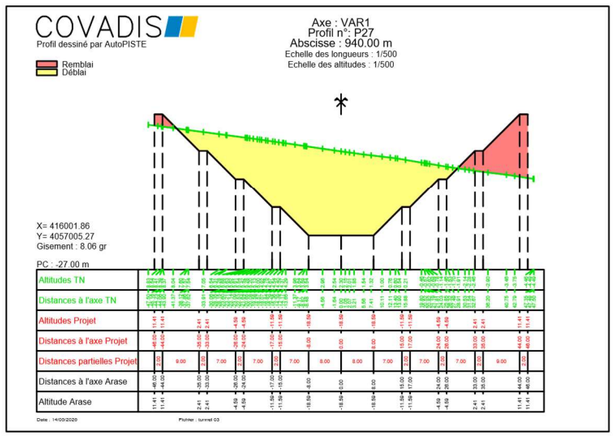










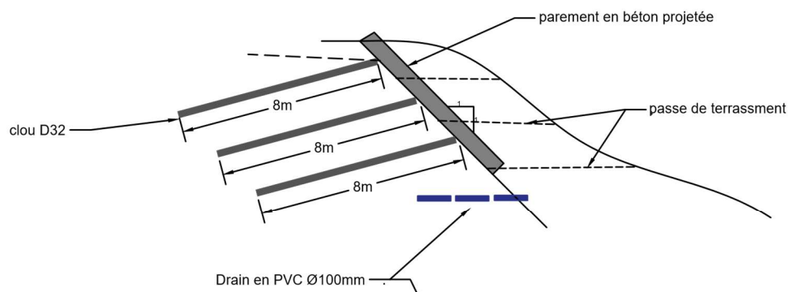


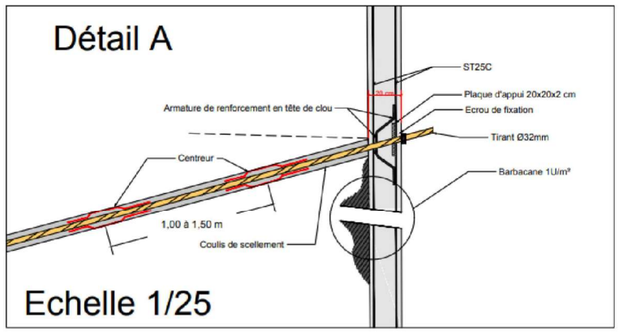
C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG

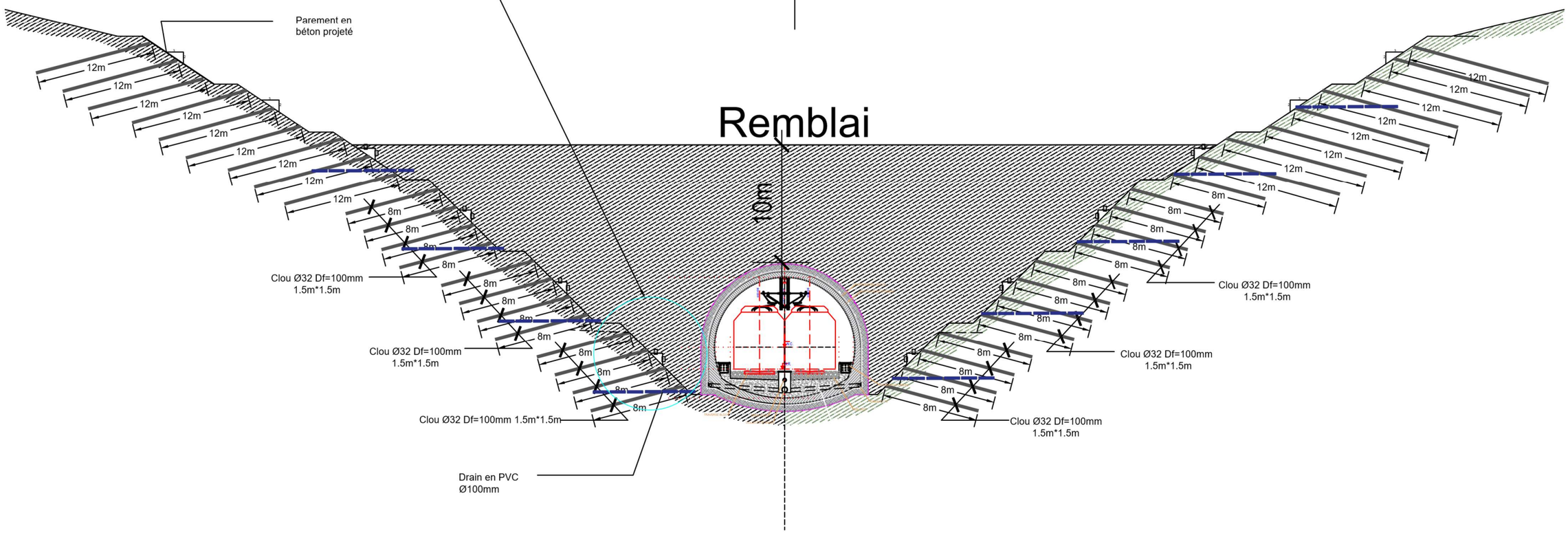
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web : www.enstp.edu.dz**
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail : enstp@enstp.edu.dz**

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UNE TRANCHEE COUVERTE ENTRE LES PK 30+089 au PK 30+616 DANS LE CADRE DU PROJET DE LE LIGNE FERROVIARE ANNABA-BOUCHEGOUF(54Km)	Merzouki sadek benamirouche med amine	Mr kamal hamadi	1/500		2025 / 2026

Coupe courant de l'ouvrage







C:\Users\pc\Desktop\cartouches ENSTP\logo.JPG

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 DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
CONCEPTION ET ETUDE D'UNE TRANCHEE COUVERTE ENTRE LES PK 30+089 au PK 30+616 DANS LE CADRE DU PROJET DE LE LIGNE FERROVIARE ANNABA-BOUCHEGOUF(54Km)	Merzouki sadek benamirouche med amine	Mr kamal hamadi	1/500		2025 / 2026