République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème :

Étude de stabilité du talus au niveau du portail Est du tunnel de Sidi-Aich dans le cadre de réalisation des trois tunnels de la ligne ferroviaire Beni Mansour-Bejaia

Présenté par :

ZERKOUK Mohamed Hassane

BOUKHERS Zakaria

Encadré par :

Mr. HAMADI Kamel

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

قال الله تعالى
﴿إِنَّمَا يَخْشَى اللَّهَ مِنْ عِبَادِهِ الْعُلَمَاءُ﴾
[فاطر : 28]

الحمدُ للهِ الذي رفعَ أهلَ العلمِ درجات، وجعلَ المعرفةَ نورًا تهتدي به العقول، والصلاةُ والسلامُ على سيدنا محمدٍ صلى الله عليه وسلم، معلمِ البشريةِ وهاديها إلى سبيل الرشاد، وعلى آله وصحبه أجمعين

أما بعد،
فإنَّ طلبَ العلمِ ليس مجرّدَ مسارٍ أكاديميّ يُتوَّجُ بشهادة، بل هو رسالةٌ ساميةٌ، ومسؤوليةٌ عظيمةٌ، ومسيرةُ بحثٍ متواصلٍ نحو الحقيقة والمعرفة.
وانطلاقًا من هذا المبدأ، جاء هذا العملُ العلميُّ ثمرةً لجهدٍ متواصل، وعصارةً لمسيرةٍ من التحصيل والاجتهاد، سعينا من خلاله إلى معالجة موضوعٍ ذي أهميةٍ علمية، وفق منهجيةٍ أكاديميةٍ قائمةٍ على البحث والتحليل والاستنتاج

ولقد كان إعدادُ هذه المذكرة تجربةً علميةً ثرية، حفلت بالتحديات الفكرية والمنهجية، تطلّبت منا الصبرَ والدقّةَ والمثابرة، إيمانًا منّا بأنَّ قيمةَ العلمِ تكمنُ في أثره، وأنَّ المعرفةَ الحقيقيةَ تُبنى بالاجتهاد والإخلاص والأمانة العلمية.

وإذ نقدّم هذا الجهدَ المتواضع، فإننا نرجو أن يكون لبنةً تُضافُ إلى صرحِ البحثِ العلمي، ومساهمةً نافعةً يستفيدُ منها كلُّ مهتمٍّ بهذا المجال، فما كان فيه من صوابٍ فمن توفيقِ اللهِ وفضله، وما كان فيه من نقصٍ أو خطأٍ فمن أنفسنا، والكمالُ للهِ وحده.

وفي الختام،
نسألُ اللهَ تعالى أن يجعلَ هذا العملَ خالصًا لوجهِهِ الكريم، نافعًا للعلمِ وأهله، وأن يكلّل مساعينا بالتوفيق والقبول

واللهُ وليُّ التوفيق

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos sincères remerciements à notre encadreur, **M. HAMADI Kamel**, pour nous avoir donné l'opportunité de réaliser ce mémoire sous sa direction, ainsi que pour son accompagnement précieux, sa disponibilité et ses conseils tout au long de ce travail.

Nous adressons également nos remerciements les plus sincères à **M. MESSAI Abdessalem**, pour son aide, ses conseils avisés et sa disponibilité pour nous fournir les informations nécessaires à l'avancement de ce travail.

Nous tenons aussi à remercier chaleureusement toute l'équipe **d'IMSRN** pour leur accueil, leur collaboration et le soutien qu'ils nous ont apporté durant la réalisation de ce projet.

Nous souhaitons également exprimer notre reconnaissance à nos chers parents pour leur soutien indéfectible et leur patience.

Nous adressons nos sincères remerciements à l'ensemble du corps professoral et administratif de **l'ENSTP.**

Enfin, nous adressons mes sincères remerciements à toutes les personnes ayant contribué, directement ou indirectement, à la réalisation de ce travail.

Dédicace

À mon cher père, Pour tous les sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et mon avenir. Ce travail est avant tout le fruit de ton soutien. Que Dieu te préserve et t'accorde santé et longue vie.
À ma très chère mère, Pour ton amour sans condition, ta patience et tes prières qui n'ont jamais cessé de m'accompagner. Tu as été ma plus grande motivation. Que Dieu te comble de bonheur et de bonne santé.
À mon frère Chihab et ma sœur, Pour votre soutien moral et votre présence rassurante à chaque étape de ce parcours Vous avez été ma force dans les moments difficiles.
À ma chère tante maternelle et à toute sa famille, Pour votre générosité et votre affection qui ont toujours occupé une place sincère dans mon cœur.
À mes amis et à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail, je vous exprime ma sincère gratitude.

Zerkouk Mohamed

Dédicace

Je dédie humblement ce travail à mon père et ma mère, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leur confiance qui m'ont porté tout au long de ce parcours. Que Dieu les préserve et leur accorde santé et longue vie.
À mes frères et ma sœur, pour leur soutien moral et leur présence rassurante à chaque étape de ce chemin.
À tous ceux qui ont croisé ma route et laissé une trace positive dans ma vie, merci pour tout.

Boukhers Zakaria

Liste des figures

Chapitre1 : Généralités sur les ouvrages de soutènement

Figure I.1: Mur poids (DT1931) 3

Figure I.2: Mur en béton armé (DT1931) 4

Figure I.3: Mur en gabion.....4

Figure I.4 : Schéma d'un mur de soutènement cantilever 5

Figure I.5: Exemples d'écrans verticaux, continus et plans (NF P 94-282) 5

Figure I.6: Rideaux de palplanches ancrés par tirants passifs et actifs (DT1931) 6

Figure I.7 : Paroi moulée à contreforts réalisée à partir d'éléments de parois moulées en béton armé (NF P 94-282) 6

Figure I.8 : Exemples d'écrans de soutènement dont le comportement peut être apparenté à celui d'un écran vertical continu plan (suite et fin) (NF P 94-282) 7

Figure I.9: Écrans de soutènement réalisés à partir de pieux forés sécants (NF P 94-282) 7

Figure I.10: Éléments constitutifs des ouvrages en sol renforcé (NF P 94-270) 8

Chapitre2 : Présentation du projet

Figure II.1: Position du tunnel Sidi Aich (cercle bleu) sur le tracé de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaïa 11

Figure II.2: Situation de la wilaya de Bejaïa 12

Figure II.3: Vue générale de projet.....13

Figure II.4*:* Localisation du site de projet (Source : Google Earth) 13

Figure II.5: Classification du climat en Algérie (Source : ANAT) 14

Figure II.6: Températures et précipitations moyennes annuel (source : meteoblue) 14

Figure II.7: zonage sismique de l'Algérie.....15

Figure II.8: Carte structurale de l'Algérie du Nord (modifié d'après la carte géologique de l'Algérie à 1 :500 000) 16

Figure II.9: Coupes géologiques du portail Est.....17

Chapitre 3 : Campagne d'investigation géotechnique

Figure III.1: Plan d'implantation des principaux travaux de reconnaissance.....19

Figure III.2: Caisses de sondage (B5bis) 19

Figure III.3: Caisses de sondage (B5ter) 20

Figure III.4: Graphique synoptique des essais pressiométrique.....21

Figure III.5: Source observée en aval du portail Est 23

Chapitre 4 : Analyse et choix de la solution de confortement

Figure IV.1 : Profil géologique.....28

Figure IV.2 : Solution de confortement de talus — Paroi clouée 30

Figure IV.3 : Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1.....30

Figure IV.4 : Solution de confortement — Solution hybride (paroi clouée + écran de pieux avec tirants d'ancrage) 32

Figure IV.5: Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2.....32

Chapitre5 : Caractéristiques des matériaux

Figure V.1 : diagramme contrainte –déformation du béton.....39

Figure V.2 : Courbe contrainte-déformation en compression - Modèle élastique linéaire.....39

Chapitre6 : APD-Avant-projet détaillé

Figure VI.1 : Coupe type de l'ouvrage.....43

Figure VI.2 : Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale) 48

Figure VI.3 : Vérification de la Stabilité mixte (situation sismique) 49

Figure VI.4: Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270) 51

Figure VI.5: Schéma explicatif de redistribution des efforts dans les clous (NF P 94 270).....52

Figure VI.6: Vérification de la résistance d'interaction.....54

Figure VI.7 : Coupe type de la paroi clouée.....57

Figure VI.8 : Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran.....58

Figure VI.9: Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être.....58

Figure VI.10: Armature longitudinale minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA 2008.....60

Figure VI.11: Armature transversale minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA.....60

Figure VI.12: Rupture d'un tirant d'ancrage (NF P 94-282) 62

Figure VI.13: Arrachement d'un tirant d'ancrage (NF P 94-282) 62

Figure VI.14: Exemple d'un mécanisme de rupture trois blocs pouvant provoquer l'instabilité d'un écran (NF P 94-282) 63

Figure VI.15 : Modèle de calcul de l'écran en pieux ancrés à la phase finale d'excavation…65

Figure VI.16 : Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) ...65

Figure VI.17 : Efforts internes.....66

Figure VI.18 : Déformations et contraintes.....66

Figure VI.19 : Mobilisation des butées.....67

Figure VI.20 : Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) (situation sismique) 68

Figure VI.21 : Efforts internes (situation sismique) 68

Figure VI.22 : Mobilisation des butées (situation sismique) 69

Figures VI.23: Distribution des déplacements, des moments fléchissants et des efforts tranchants.....71

Figure VI.24: Détail de Ferraillage de l'écran.....72

Figure VI.25 : Plan de ferraillage de lierne 75

Figure VI.26: Coupe transversale de la poutre de couronnement 78

Liste des tableaux

Chapitre1 : Généralités sur les ouvrages de soutènement

Tableau I.1 : Analyse comparative des trois familles d'ouvrages de soutènement..... 9

Chapitre2 : Présentation du projet

Tableau II.1: Données climatiques moyennes mensuelles de Sidi-Aïch (Source : meteoblue).15

Tableau II.2: Coefficient d'accélération A.....16

Tableau II.3: Fiche technique du projet.....17

Chapitre 3 : Campagne d'investigation géotechnique

Tableau III.1: Essais pressiométriques – Résultats.....20

Tableau III.2: Résultats récapitulatif des profils PS04 – PS06.....22

Tableau III.3: Mesures de la profondeur de l'eau à partir de cote du terrain.....23

Tableau III.4: Résultats d'essais de densité/ profondeur.....24

Tableau III.5: Essais de compression uniaxial – Résultats.....25

Tableau III.6: Résultats des analyses chimiques.....25

Tableau III.7: Résultats des essais mécaniques de l'entreprise.....26

Tableau III.8 : Caractéristiques géotechniques.....27

Chapitre 4 : Analyse et choix de la solution de confortement

Tableau IV.1 : Devis quantitatif et estimatif de solution 1.....31

Tableau IV.2 : Devis quantitatif et estimatif de solution 2.....33

Tableau IV.3 : Analyse multicritère.....34

Chapitre5 : Caractéristiques des matériaux

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton de la paroi clouée.....37

Tableau V.2 : Caractéristiques du béton des pieux.....37

Tableau V.3 : Valeurs de du coefficient θ.....38

Tableau V.4 : Valeurs de du coefficient **γ**b.....38

Tableau V.5 : les nuances d'acierHA.....40

Tableau V.6 : Coefficients de sécurité γs.....40

Tableau V.7 : Valeurs de la déformation limite de l'acier.....41

Chapitre6 : APD-Avant-projet détaillé

Tableau VI.1 : Classes de conséquences (NF P94-270) 44

Tableau VI.2 : Catégories géotechnique et bases des justifications en fonction des classes de conséquence et des conditions de site (NF P94-270) 45

Tableau VI.3: Durée indicative d'utilisation de projet (NF P94-270) 45

Tableau VI.4 : 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 (NF P 94-270) 46

Tableau VI.5 : 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 (NF P 94-282) 46

Tableau VI.6 : Valeurs recommandées pour le facteur modèle.....47

Tableau VI.7 : Coefficients de sécurité pondérateurs de projet.....47

Tableau VI.8 : Résultats de calcul de stabilité.....48

Tableau VI.9: Résultats des efforts interne (situation fondamentale) 49

Tableau VI.10: Résultats des efforts interne (situation sismique) 50

Tableau VI.11 : Caractéristique des clous.....51

Tableau VI.12 : La valeur de To,d de chaque clou.....53

Tableau VI.13 : vérification de la résistance d'interaction sol – renforcement.....54

Tableau VI.14 : Moment et section calculés pour le parement.....56

Tableau VI.15 : Caractéristiques géométrique de parement.....56

Tableau VI.16 : Caractéristiques géométriques des écrans.....63

Tableau VI.17 : Caractéristiques des tirants.....64

Tableau VI.18 : Récapitulatif des résultats des différents stages d'excavation en situation transitoire.....64

Tableau VI.19 : Résultats de vérification des tirants d'ancrage.....70

Tableau VI.20 : Paramètres de calcul.....70

TableauVI.21 : Paramètres de ferraillage des pieux 71

Tableau VI.22 : Caractéristiques géométriques des liernes.....73

Tableau VI.23 : Caractéristiques géométriques de poutre de couronnement.....76

Liste des Abréviations :

- **GSI** : Geological Strength Index
- **FS** : Facteur de sécurité
- **ELU** : État Limite Ultime
- **ELS** : État Limite de Service
- **A** : Coefficient d'accélération sismique
- **Kh** : Coefficient sismique horizontal
- **Kv** : Coefficient sismique vertical
- **γ** : Poids volumique
- **γh** : Densité humide
- **γb** : Coefficient partiel du béton
- **γs** : Coefficient partiel de l'acier
- **γφ** : Coefficient partiel de l'angle de frottement
- **γc** : Coefficient partiel de la cohésion
- **c':** Cohésion effective
- **φ'** : Angle de frottement interne effectif
- **K_0** : Coefficient de pression des terres au repos
- **σci** : Résistance à la compression uniaxiale du massif intact
- **σcm** : Résistance à la compression du massif rocheux
- **Em** : Module de Young du massif
- **Pl*** : Pression limite pressiométrique nette
- **fc28** : Résistance du béton à la compression à 28 jours
- **ft28** : Résistance du béton à la traction à 28 jours
- **fbu** : Contrainte de calcul du béton comprimé à l'ELU
- **Eij** : Module d'élasticité longitudinal différé
- **fe** : Limite élastique de l'acier
- **Es** : Module d'élasticité de l'acier
- **η** : Coefficient de fissuration
- **qs;d** : Frottement unitaire limite de calcul sol/clou

SOMMAIRE

Introduction générale 1

Chapitre1 : Généralités sur les ouvrages de soutènement 2

I.1Domaine d'application 2

I.2Classification des ouvrages de soutènement 3

I.2.1Les murs de soutènement 3

I.2.2Les écrans de soutènement 5

I.2.3 Massifs de remblais renforcés et terrains cloués 7

I.3 Fonctionnement des ouvrages de soutènement 8

I.4 Avantages et inconvénients 9

Chapitre2 : Présentation du projet 10

II.1 Présentation de la ligne ferroviaire de Beni Mansour à Bejaïa 10

II.2 Situation géographique 12

II.3 Données météorologiques 14

II.3.1 Températures et précipitations moyennes 14

II.4 Sismicité de la région 15

II.5 Contexte tectonique régional 16

II.6 Contexte géologique 16

II.7 Contexte géomorphologique 17

II.8 Contexte hydrogéologique 17

II.9 Fiche technique du projet 17

Chapitre 3 : Campagne d'investigation géotechnique 18

III.1 Campagne géotechnique 18

III.2 Résultats des essais 19

III.2.1 Lithologie des sondages 19

III.2.2 Essais pressiométriques 20

III.2.3 Essais de sismique réfraction 21

III.2.4 Mesures piézométriques 22

III.3 Essais de laboratoire 23

III.3.1 La densité humide apparente 23

III.3.2 Essai de compression uniaxial 24

III.3.3 Analyses chimiques 25

III.4 Essais mécaniques 26

III.5 Paramètres géotechniques de calcul 27

III.6 Conclusion 27

Chapitre 4 : Analyse et choix de la solution de confortement 28
IV.1 Présentation du logiciel GEO5 28
IV.2 Profile représentatif 28
IV.3 Paramètres de calcul 28
IV.4 APS — Étude d'avant-projet sommaire 29
IV.5 Solutions de confortement 29
IV.5.1 Solution 1 : Stabilisation par une paroi clouée 29
IV.5.2 Solution 2 : Stabilisation par une solution hybride (paroi clouée + pieux avec tirants d'ancrage) 31
IV.6 Analyse multicritère et choix de la solution 33
Chapitre5 : Caractéristiques des matériaux.....36
V.1 Hypothèses de calcul 36
V.2 Règlements de calcul et documents de référence 36
V.3 Généralités sur les matériaux : 36
V.3.1 Le béton 36
V.3.2 Les armatures de béton armé 40
V.4 Conclusion 41
Chapitre6 : APD-Avant-projet détaillé.....42
VI.1 Présentation de la conception 42
VI.2 Description du phasage des travaux 44
VI.3 Hypothèses générales 44
VI.3.1 Hypothèses normatives 44
VI.4 Principe de vérification 45
VI.4.1 Stabilité mixte et générale 48
VI.5 Dimensionnement de la paroi clouée 50
VI.5.1 Définition de la paroi clouée 50
VI.5.2 Les différentes étapes de réalisation d'une paroi clouée 50
VI.5.3 Caractéristique des clous 51
VI.5.4 Stabilité interne 51
VI.5.5 Coupe type de la paroi clouée 57
VI.6 Généralités sur les pieux 57
VI.7 Stabilité générale : GEO 57
VI.7.1 Cercle de glissement 57
VI.7.2 Défaut de butée (l'article 4.2.2 de la norme NF P 94-282) 58
VI.7.3 Instabilité hydraulique du fond de l'excavation (l'article 4.2.6 de la norme NF P 94-282) 58
VI.7.4 Déplacements de l'écran 59
VI.8 Vérifications internes de la structure (STR) 59
VI.8.1 Vérification des pieux 59

VI.9 Vérification des tirants 61
VI.9.1 Vérification de la résistance de l'acier à la traction 61
VI.9.2 Vérification à l'arrachement 62
VI.9.3 Vérification du coulis 63
VI.9.4 Vérification du massif d'ancrage 63
VI.10 Modélisation et vérification à l'aide de GEO5 : 63
VI.10.1 Caractéristiques géométriques de l'écran de soutènement avec appui 63
VI.10.2 Vérification de la stabilité de l'écran 64
VI.10.3 Modélisation de calcul des pieux avec des tirants 65
VI.10.4 Phase de service : (Situation fondamentale) 65
VI.10.5 Phase de service : (l'état sismique) 68
VI.10.6 Analyse et vérification des tirants d'ancrage 70
VI.10.7 Stabilité de l'écran type STR (Ferraillage des pieux) 70
VI.10.8 Vérification des liernes (walers) en béton armé 73
VI.10.9 Vérification de la poutre de couronnement en béton armé 76
Conclusion générale 79
Références bibliographiques 80

- **Résumé :**

La réalisation du portail Est du tunnel ferroviaire de Sidi-Aïch, inscrit dans le cadre du projet de modernisation de la ligne Béni Mansour – Béjaïa, nécessite l'excavation d'un talus dans un massif de schistes intensément fracturés. Dans le cadre de notre mémoire, nous nous sommes focalisés sur l'étude de la stabilité de ce talus et le dimensionnement de l'ouvrage de confortement. Nous avons réalisé une analyse de stabilité à l'aide du logiciel GEO5 en exploitant les résultats de la campagne d'investigation géotechnique complémentaire menée au niveau du site. Sur la base de cette analyse, nous avons proposé deux variantes de confortement : une paroi clouée seule et une solution hybride associant paroi clouée, pieux et tirants d'ancrage. À l'issue d'une analyse multicritères, nous avons retenu la solution hybride qui offre un niveau de sécurité conforme aux exigences réglementaires dans les situations fondamentale et sismique. La paroi clouée a été dimensionnée conformément aux prescriptions de la norme NF P 94-270 et les pieux conformément à la norme NF P 94-282.

- **Mots clés :** stabilité de talus, tunnel ferroviaire, paroi clouée, pieux, tirants d'ancrage, analyse de stabilité, confortement.

- **ملخص :**

يتطلب إنجاز المدخل الشرقي لنفق السكة الحديدية سيدي عيش، في إطار مشروع تحديث خط بني منصور – بجاية، حفر منحدر في كتلة صخرية من الشيست شديدة التشقق. في إطار مذكرتنا، ركزنا على دراسة استقرار هذا المنحدر وتصميم باستغلال نتائج حملة التحقيقات الجيوتقنية التكميلية المنجزة GEO5 منشأة التدعيم. أجرينا تحليل استقرار بواسطة برنامج على مستوى الموقع. بناءً على هذا التحليل، اقترحنا حلين للتدعيم: جدار مسمر وحده، وحل هجين يجمع بين الجدار المسمر والأوتاد وقضبان التثبيت. من خلال تحليل متعدد المعايير، اخترنا الحل الهجين الذي يوفر مستوى أمان مطابق للمتطلبات التنظيمية في الحالات الأساسية والزلزالية NF P 94-270 والأوتاد وفقاً لمعيار NF P 94-282. تم تصميم الجدار المسمر وفقاً لمعيار

- **الكلمات المفتاحية :** استقرار المنحدرات، نفق السكة الحديدية، جدار مسمر، أوتاد، قضبان تثبيت، تحليل الاستقرار، تدعيم

- **Abstract :**

The construction of the eastern portal of the Sidi-Aïch railway tunnel, as part of the modernization project of the Béni Mansour – Béjaïa line, requires the excavation of a slope in an intensely fractured schist rock mass. In this thesis, we focused on analyzing the stability of this slope and designing the reinforcement structure. A stability analysis was carried out using GEO5 software, based on the results of the complementary geotechnical investigation campaign conducted at the site. Two reinforcement alternatives were proposed: a nailed wall alone and a hybrid solution combining a nailed wall, piles and prestressed anchors. Through a multicriteria analysis, the hybrid solution was selected as it provides a safety level compliant with regulatory requirements under both fundamental and seismic conditions. The nailed wall was designed in accordance with the NF P 94-270 standard and the piles in accordance with the NF P 94-282 standard.

- **Keywords :** slope stability, railway tunnel, nailed wall, piles, prestressed anchors, stability analysis, reinforcement.

Introduction générale

Introduction générale

Dans le domaine du génie civil et des travaux publics, les problèmes liés à la géologie et à la géotechnique du terrain constituent les défis les plus complexes à résoudre. La stabilité des talus représente l'une des préoccupations majeures dans la conception et la réalisation des infrastructures ferroviaires, notamment en terrain montagneux.

Le présent travail porte sur l'étude de la stabilité des talus au niveau du portail Est (côté Bejaïa) du tunnel ferroviaire de Sidi-Aïch, dans le cadre du projet de dédoublement de la voie ferrée Beni Mansour – Béjaïa. L'objectif principal est d'évaluer la stabilité de ce talus et de déterminer les mesures nécessaires pour garantir la sécurité de l'infrastructure ferroviaire.

Pour atteindre cet objectif, une démarche méthodologique structurée a été adoptée, s'appuyant sur les résultats de la campagne d'investigation géotechnique réalisée sur le site et sur les méthodes de calcul de stabilité appropriées, et sur les normes NF P 94-270 et NF P 94-282, à l'aide du logiciel GEO5.

Le présent mémoire est organisé en plusieurs chapitres :

- Le premier chapitre expose les généralités sur les ouvrages de soutènement, en décrivant les différents types d'ouvrages et leurs modes de fonctionnement.
- Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du projet, incluant la situation géographique, les données climatiques, sismiques, géologiques, géomorphologiques et hydrogéologiques de la région.
- Le troisième chapitre présente la reconnaissance géotechnique du site, comprenant les résultats et l'interprétation des investigations menées au niveau du portail Est, ainsi que la définition des paramètres géotechniques de référence.
- Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse de stabilité et au choix de la solution de confortement.
- Le cinquième chapitre présente les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le sixième chapitre détaille le dimensionnement de la solution retenue (APD), incluant la stabilité externe, la stabilité interne de la paroi clouée et le dimensionnement des pieux et tirants.

Chapitre 1 : Généralités sur les ouvrages de soutènement

Chapitre1 : Généralités sur les ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement sont des éléments essentiels des infrastructures de génie civil, utilisés chaque fois qu'il est nécessaire d'assurer la stabilité d'un massif de sol ou de roche soumis à des modifications de son état naturel. Ils interviennent dans les projets routiers, ferroviaires, hydrauliques et urbains, notamment pour les déblais, remblais et excavations profondes.

Ces ouvrages retiennent les masses de sol ou de roche pour prévenir glissements et effondrements, tout en permettant de maintenir une configuration du terrain compatible avec les besoins du projet. Ils contribuent ainsi à la sécurité des infrastructures et des usagers, tout en garantissant la durabilité des aménagements réalisés.

D'un point de vue mécanique, ces ouvrages ont pour fonction principale de s'opposer aux poussées latérales exercées par les terrains, lesquelles résultent de l'état de contraintes internes du sol. En l'absence de soutènement, ces terrains tendent naturellement à adopter une configuration d'équilibre correspondant à leur pente naturelle, appelée angle de talus naturel.

La conception des ouvrages de soutènement repose sur la maîtrise des interactions sol–structure, impliquant une compréhension approfondie :

- Du comportement mécanique des sols
- Des conditions hydrogéologiques
- Des modes de rupture possibles

I.1 Domaine d'application

Les ouvrages de soutènement sont utilisés pour maintenir des terrains (sols, roches ou remblais) dans une configuration stable lorsque les conditions naturelles ne permettent pas d'assurer cette stabilité.

Du point de vue pratique, ces ouvrages sont indispensables dans plusieurs contextes d'ingénierie :

- Infrastructures routières et ferroviaires : stabilisation des talus de déblais et de remblais, réalisation de tranchées,
- Ouvrages d'art : culées de ponts, murs en aile, murs de quai.
- Milieu urbain : soutènement de fouilles pour sous-sols, parkings enterrés.
- Travaux hydrauliques : digues, canaux, quais portuaires.
- Zones à contraintes géotechniques particulières : sols compressibles, terrains instables ou saturés.

Le recours à un ouvrage de soutènement dépend de plusieurs paramètres déterminants : la hauteur de soutènement, la nature du sol (cohésion, angle de frottement), la présence d'eau et la pression interstitielle, les conditions de chargement, les contraintes d'exécution et économiques.

Ainsi, le choix du type d'ouvrage constitue une étape cruciale qui doit résulter d'une analyse technico-économique et géotechnique approfondie.

I.2 Classification des ouvrages de soutènement

Selon le DTR_BC_2-33_2025, les ouvrages de soutènement peuvent être classés en trois grandes familles principales : les murs de soutènement, les écrans de soutènement et les techniques de renforcement des sols, selon leur mode de fonctionnement mécanique, leur interaction avec le sol et leur mode de construction.

I.2.1 Les murs de soutènement

Les murs de soutènement sont des structures rigides ou semi-rigides conçues pour résister aux poussées des terres. Leur stabilité est généralement assurée par leur poids propre, leur géométrie ou leur ancrage dans le sol, et adaptés aux hauteurs de soutènement faibles à moyennes.

a) Le mur poids

Ouvrage de soutènement en pierre, en béton ou en béton armé, ayant une semelle à sa base avec ou sans talon, épaulement ou contrefort, dont le poids, pouvant inclure selon le type de mur une masse stabilisatrice de terrain, joue un rôle important dans la fonction de soutènement [1].

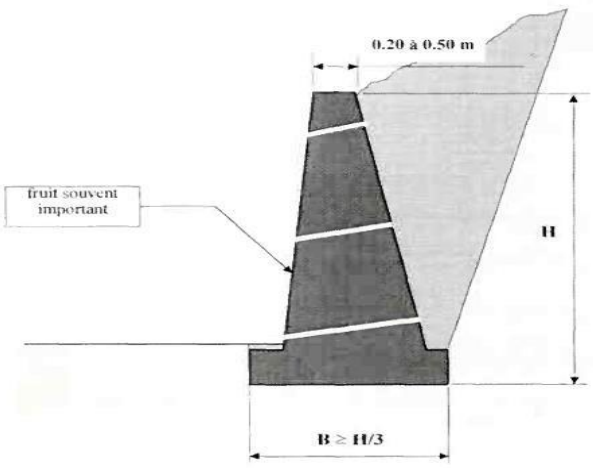


Figure I.1: Mur poids (DT1931).

b) Mur en béton armé

Les murs en béton armé sont des ouvrages de soutènement présentant différentes configurations, dont la plus courante est le mur en T renversé. Leur stabilité repose sur l'action combinée de leur poids propre et du poids du sol sur la semelle. Ils sont généralement utilisés pour des hauteurs modérées, sans recours à des contreforts, ce qui les rend économiques. Ce type d'ouvrage peut être fondé sur des sols de caractéristiques mécaniques moyennes, sous réserve d'un dimensionnement adéquat.

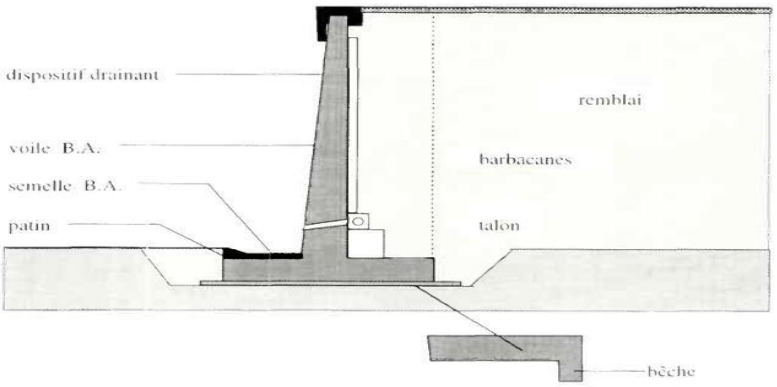


Figure I.2: Mur en béton armé (DT1931).

c) Murs en gabions

Ouvrage de soutènement gravitaire monolithique composée de modules parallélépipédiques en treillis métallique (gabions), interconnectés mécaniquement (ligatures ou agrafes) et remplis de granulats durs (concassés ou roulés) [1].

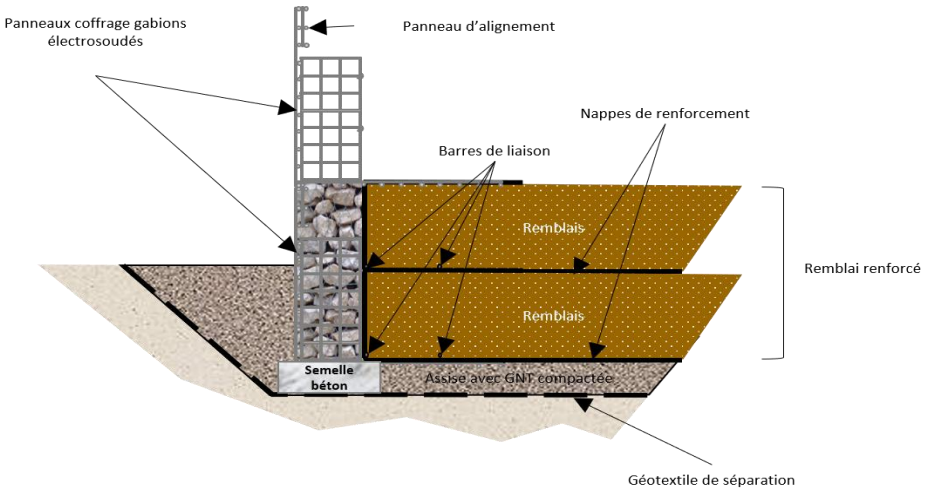


Figure I.3: Mur en gabion.

d) Mur cellulaire

Ouvrage de soutènement modulaire en éléments préfabriqués en béton empilés par emboîtement mécanique dont la géométrie globale est assimilable à celle d'un mur poids et dont l'assemblage a été conçu pour que l'ouvrage fini puisse être considéré comme un bloc monolithique [1].

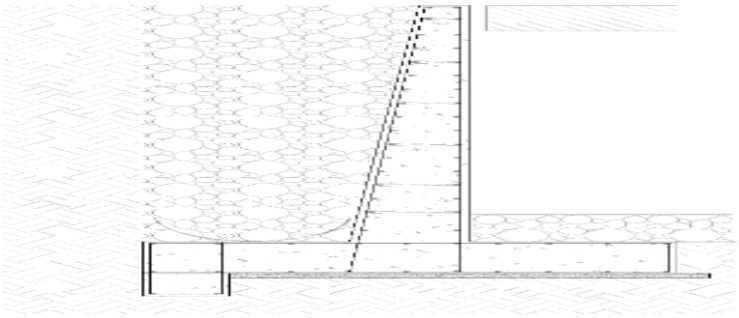


Figure I.4 : Schéma d'un mur de soutènement cantilever.

e) Mur en terre armée

C'est un ouvrage de soutènement constitué d'un remblai renforcé par des armatures métalliques ou géosynthétiques, avec un parement en béton ou métal. Les renforts créent une cohésion avec le sol grâce au frottement, permettant au massif de résister aux poussées latérales.

I.2.2 Les écrans de soutènement

Ouvrage de soutènement relativement mince en acier, en béton armé ou en bois, supporté par des ancrages, des butons et/ou la butée des terres. La résistance à la flexion de ces ouvrages joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu alors que leur poids joue un rôle insignifiant, à l'exemple des rideaux de palplanches auto stables, les rideaux de palplanches ancrés ou butonnés en acier ou en béton, et les parois moulées [1].

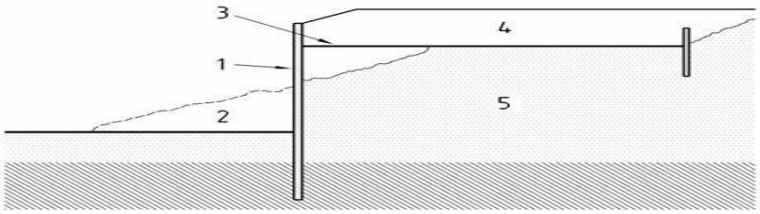


Figure 1c) – Rideau de palplanches simples ancré avec un contre rideau

Légende

1 Rideaux de palplanches
2 Terre excavée
3 Tirant
4 Remblai
5 Terrain en place

Figure I.5: Exemples d'écrans verticaux, continus et plans (NF P 94-282).

a) Rideaux de palplanches

Écran constitué de palplanches métalliques simples, doubles, ou multiples, enclenchées les unes dans les autres, et en général directement mises en place dans le sol, par battage, vibrage ou vérinage, ou placées dans une tranchée remplie d'un coulis auto-durcissant [2].

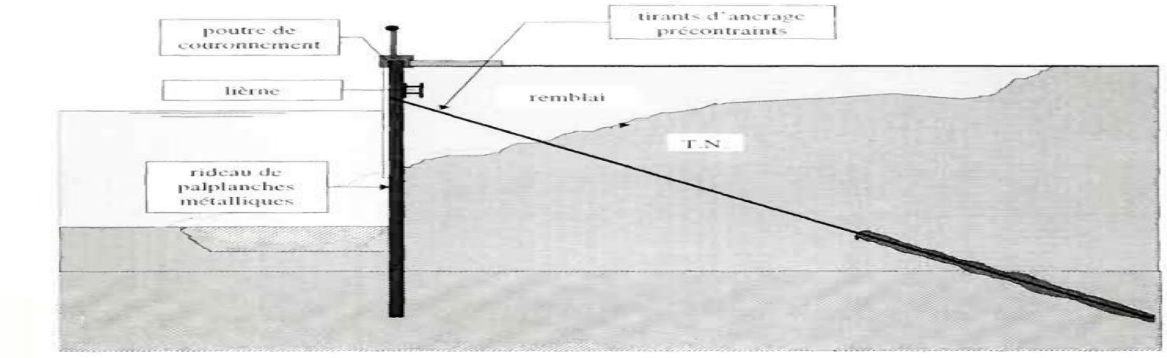
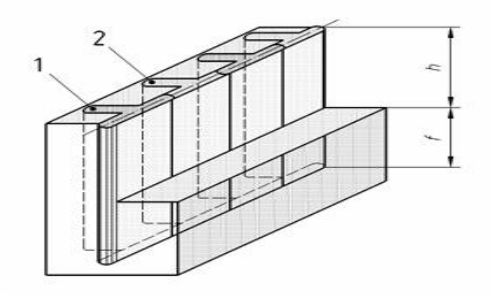


Figure I.6: Rideaux de palplanches ancrés par tirants passifs et actifs (DT1931).

b) Parois moulées

Paroi en béton armé, moulée dans une tranchée excavée, par parties, dans le terrain. Le béton est coulé soit par la technique du tube plongeur lorsque la tranchée est soutenue par un fluide d'excavation, soit, dans certains cas, à sec [2].



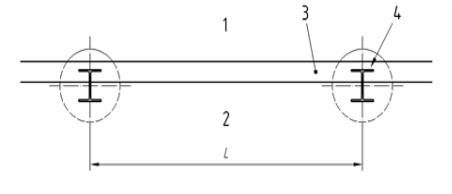
Légende

1 Contreforts
2 Élément secondaire
h Hauteur libre
f Fiche

Figure I.7 : Paroi moulée à contreforts réalisée à partir d'éléments de parois moulées en béton armé (NF P 94-282)

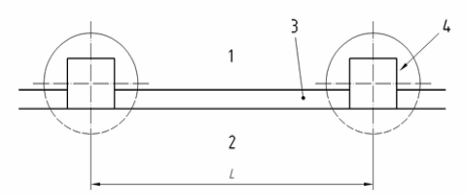
c) Parois composites

Soutènement constitué d'éléments principaux et d'éléments intermédiaires. Les éléments principaux sont normalement constitués par des profilés métalliques en H ou par des pieux, espacés régulièrement sur toute la longueur de l'écran, et mis en place avant le début de l'excavation. Les éléments secondaires sont en général constitués de plaques en béton (banché, projeté ou préfabriqué) ou en bois, ou constitués d'éléments métalliques, et sont mis en place au fur et à mesure du terrassement après la réalisation de chaque tranche d'excavation [2].



d_1) Paroi dite berlinoise avec voile en béton armé

Légende
1 Côté terre
2 Côté fouille
3 Voile en béton armé
4 Profilé métallique
L Distance entre les axes des éléments principaux



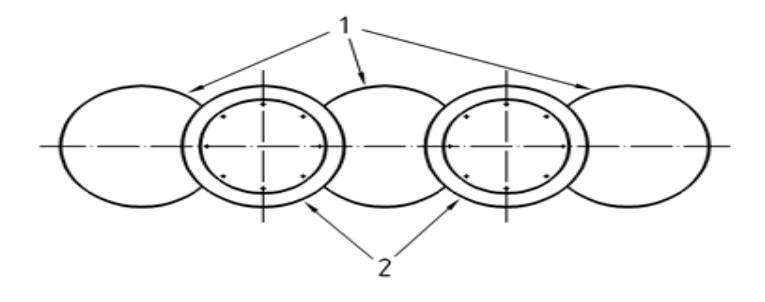
d_2) Paroi dite lutétienne ou parisienne avec voile en béton armé

ende
Côté terre
Côté fouille
Voile en béton armé
Poteau préfabriqué en béton armé
Distance entre les axes des éléments principaux

Figure I.8 : Exemples d'écrans de soutènement dont le comportement peut être apparenté à celui d'un écran vertical continu plan (suite et fin) (NF P 94-282)

d) Rideaux de pieux sécants ou contigus

Files de pieux forés rapprochés formant un écran continu. Les pieux sécants se chevauchent pour assurer une certaine étanchéité, tandis que les pieux contigus sont jointifs sans chevauchement.



Légende
1 Pieux primaires
2 Pieux secondaires

Figure I.9: Écrans de soutènement réalisés à partir de pieux forés sécants (NF P 94-282)

I.2.3 Massifs de remblais renforcés et terrains cloués

Massifs de remblais renforcés et terrains cloués : il s'agit de massifs de remblais renforcés par les éléments de renforcement constitués d'armatures métalliques ou de nappes géosynthétiques (géotextiles, géogrilles…) et des terrains en place renforcés par des clous [1].

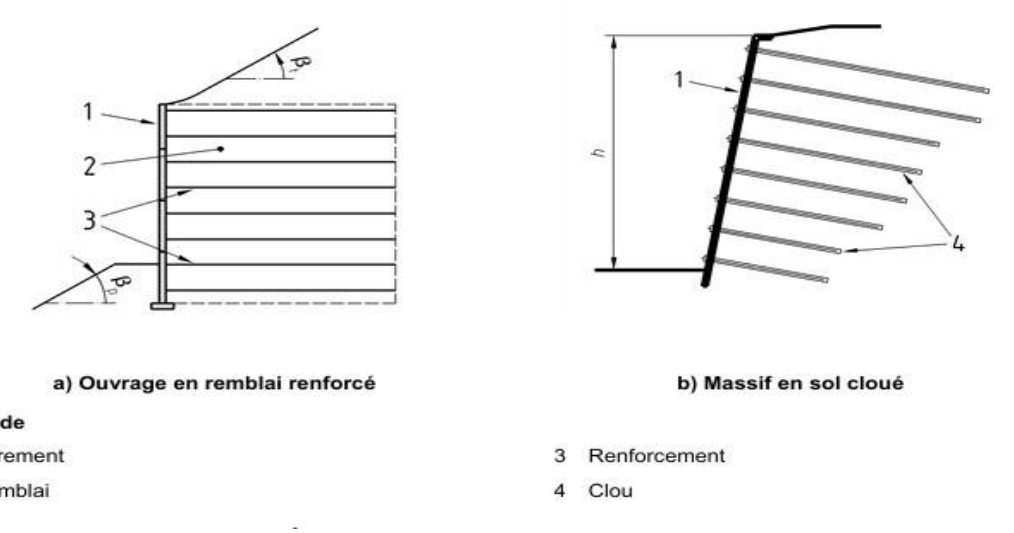


Figure I.10: Éléments constitutifs des ouvrages en sol renforcé (NF P 94-270).

a) Les remblais renforcés

Le sol ou le remblai est stabilisé par des armatures métalliques (barres, treillis) ou par des nappes géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géomembranes), qui transforment le massif en un bloc cohérent capable de répartir les efforts et d'absorber les contraintes induites par les charges et le tassement. Les terrains cloués (soil nailing) renforcent le sol naturel existant par l'insertion de clous métalliques passifs, scellés dans le sol selon un maillage régulier. La stabilité est complétée par un parement rigide en béton projeté, qui répartit les contraintes, protège la surface et limite les déformations locales.

b) Les terrains cloués

Le sol naturel existant est renforcé par l'insertion de clous métalliques passifs, scellés dans le sol selon un maillage régulier.

La stabilité du massif est complétée par un parement rigide en béton projeté, qui répartit les contraintes, protège la surface et limite les déformations locales.

I.3 Fonctionnement des ouvrages de soutènement

Selon DTR_BC_2-33_2025, Les ouvrages de soutènement assurent la reprise des poussées exercées par le terrain selon différents modes de fonctionnement :

I.3.1 Fonctionnement par le poids : La stabilité est assurée par le poids propre de l'ouvrage, qui s'oppose aux poussées du terrain. Ce mode concerne notamment les murs poids en béton, en maçonnerie ou en gabions.

I.3.2 Fonctionnement par encastrement : La stabilité est assurée par l'encastrement de la semelle dans le sol, permettant de résister aux risques de glissement et de renversement. Ce principe est utilisé pour les murs consoles en béton armé et certaines parois moulées.

I.3.3 Fonctionnement par ancrage ou clouage : La stabilité est obtenue par des éléments ancrés dans le terrain (tirants ou clous), permettant de reprendre les efforts de poussée et d'améliorer la stabilité globale de l'ouvrage.

I.4 Avantages et inconvénients

Famille	Avantages	Inconvénients
Murs de soutènement Mur poids, béton armé, gabions, terre armée	➢ Grande capacité de retenue jusqu'à 20 m. ➢ Dimensionnement bien codifié. ➢ Durée de vie élevée. ➢ Stabilité assurée par le poids propre.	➢ Économique seulement pour de faibles hauteurs. ➢ Drainage obligatoire à l'arrière. ➢ Faible tolérance aux déformations du sol. ➢ Emprise au sol importante.
Écrans de soutènement Palplanches, parois moulées, pieux sécants	➢ Installation rapide, faible encombrement ➢ Palplanches réutilisables. ➢ Étanchéité possible. ➢ Grande portée grâce aux tirants.	➢ Portée auto-stable limitée. ➢ Vibrations de battage importantes. ➢ Coût élevé des parois moulées. ➢ Déformations admissibles limitées.
Remblais renforcés et terrains cloués Géosynthétiques, armatures métalliques, sol cloué	➢ Efficace pour les grandes hauteurs. ➢ Solution économique. ➢ Bonne tolérance aux déformations. ➢ Mise en œuvre rapide.	➢ Inapplicable aux sols à faible cohésion. ➢ Durabilité limitée des géosynthétiques. ➢ Contrôle rigoureux de l'épaisseur du béton projeté. ➢ Coefficient de sécurité à justifier.

Tableau I.1 : Analyse comparative des trois familles d'ouvrages de soutènement

Chapitre 2 : Présentation du projet

Chapitre2 : Présentation du projet

Dans ce chapitre, nous présentons le projet de fin d'étude relatif à la stabilité de talus identifié au niveau du portail Est du tunnel ferroviaire de Sidi-Aïch, dans le cadre du projet de réalisation de la ligne ferroviaire Béni Mansour – Béjaïa. Nous abordons la localisation du site, les données climatiques, sismiques, géologiques, géomorphologiques et hydrogéologiques de la région.

II.1 Présentation de la ligne ferroviaire de Beni Mansour à Bejaïa

L'Algérie dispose d'un système de transport multimodal structuré, reposant sur les réseaux routier, ferroviaire, maritime, aérien, ainsi que sur le cabotage national et le transport par canalisation des hydrocarbures. Dans cet ensemble, le transport ferroviaire constitue un levier stratégique majeur, notamment pour l'acheminement des flux de marchandises et de voyageurs entre les pôles économiques et les infrastructures portuaires situées sur la bande littorale.

Le développement du réseau ferroviaire national s'est historiquement inscrit dans une dynamique d'accompagnement des activités économiques structurantes, telles que les secteurs agricoles, minier et industriel. Il répond également aux enjeux liés à l'aménagement du territoire, à la croissance démographique et aux impératifs de sécurité nationale.

Le réseau actuel est majoritairement concentré dans la partie nord du pays, avec des lignes principales orientées parallèlement au littoral. Il est complété par un maillage secondaire constitué de ramifications desservant les zones de l'intérieur et de pénétrantes stratégiques reliant les bassins miniers aux axes principaux. Par ailleurs, un trafic périurbain dense est observé dans les grandes agglomérations, notamment Alger, Annaba et Oran, traduisant l'importance du ferroviaire dans la mobilité quotidienne.

Dans un contexte marqué par des mutations socio-économiques profondes et une croissance soutenue de la demande en transport, les pouvoirs publics ont engagé une stratégie ambitieuse de modernisation et de développement du réseau ferré national. Cette démarche vise à améliorer la performance globale du système ferroviaire, à renforcer son attractivité et à accroître sa compétitivité face aux autres modes de transport.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le projet de réhabilitation et de modernisation de la ligne ferroviaire Béjaïa – Beni Mansour, intégré au programme complémentaire de soutien à la croissance. Cet axe structurant, d'une longueur de 87 km, relie les localités de Béjaïa, Oued Ghir, Sidi Aïch, Akbou, Il-Maten et El Kseur, jusqu'à Beni Mansour. Il assure une connexion stratégique avec la ligne Alger – Constantine, constituant ainsi un maillon essentiel du réseau ferroviaire national.

La modernisation de cette ligne vise à garantir la continuité du transport sans rupture de charge, tout en assurant des niveaux élevés de confort, de sécurité et de fiabilité. Elle permettra également d'optimiser les performances d'exploitation à travers l'augmentation des vitesses commerciales, pouvant atteindre 160 km/h, ainsi que le renforcement des capacités de transport.

À terme, cette infrastructure modernisée sera en mesure de supporter un trafic estimé à 180 000 tonnes de marchandises et 130 000 voyageurs par jour. Elle contribuera ainsi de manière significative au dynamisme économique régional, en facilitant les échanges, en réduisant les coûts logistiques et en valorisant le potentiel industriel et portuaire de la région de Béjaïa.

En outre, ce projet s'inscrit dans une logique de développement durable, en favorisant un mode de transport plus efficient sur le plan énergétique et environnemental, tout en optimisant l'utilisation du corridor existant et en limitant les investissements liés à la création de nouvelles infrastructures.

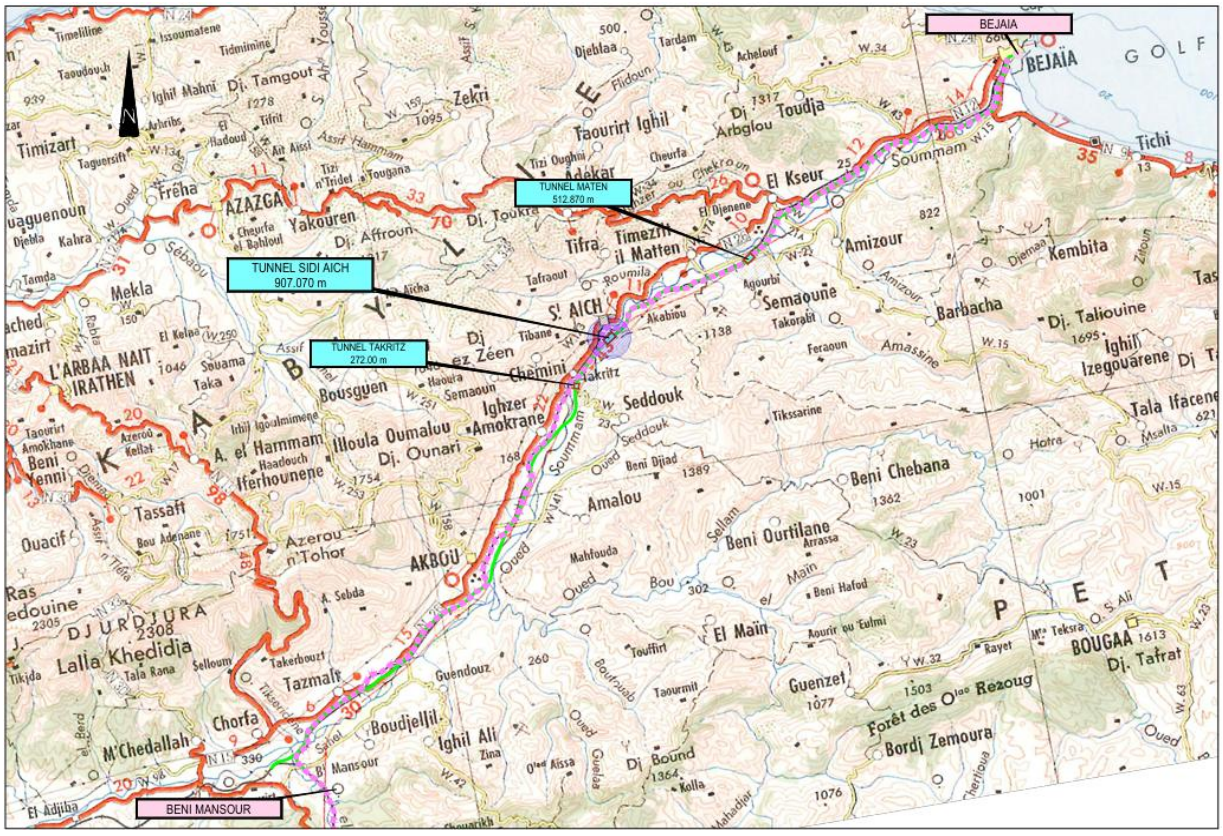


Figure II.1: Position du tunnel Sidi Aich (cercle bleu) sur le tracé de la ligne ferroviaire entre Beni Mansour et Bejaïa

II.2 Situation géographique

La wilaya de Béjaïa est située dans le Nord-Est de l'Algérie, le long de la côte méditerranéenne. Administrativement, elle est divisée en 19 daïras et 52 communes et couvre une superficie d'environ 3 268 km². Selon le RGPH 2008, la population totale de la wilaya était estimée à 912 577 habitants, soit une densité moyenne d'environ 280 habitants par km². La wilaya est limitée au nord par la mer Méditerranée, à l'est par les wilayas de Sétif et Jijel, à l'ouest par la wilaya de Tizi-Ouzou et au sud par les wilayas de Bouira et Bordj-Bou-Arreridj.

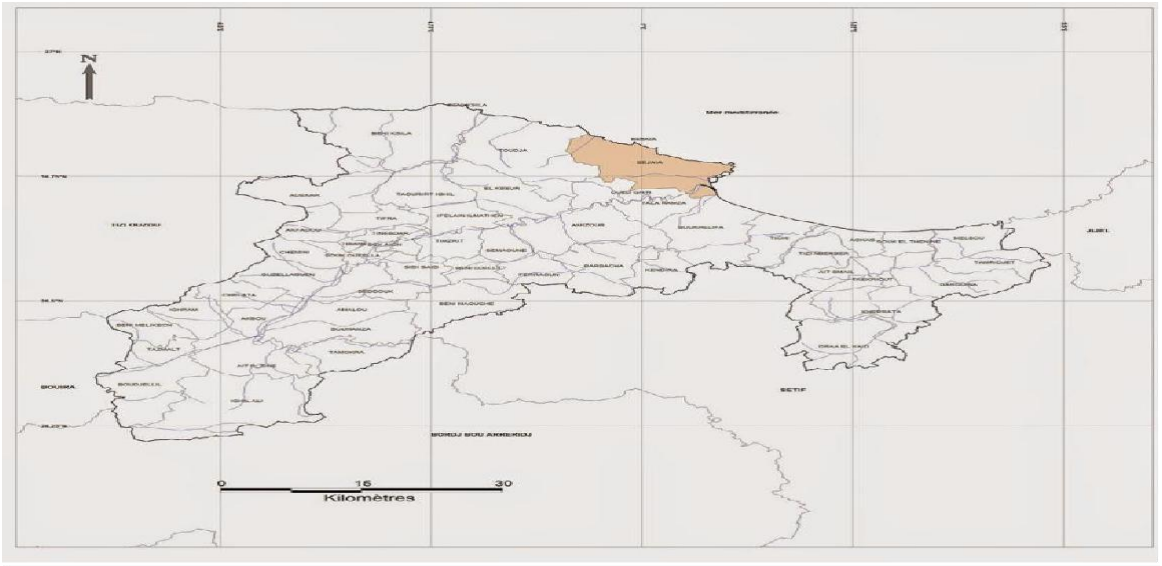


Figure II.2: Situation de la wilaya de Bejaïa.

Le site du projet est situé dans la commune de Sidi-Aïch, à environ 43 km au sud de Béjaïa, au sein de la vallée de la Soummam, dans un contexte topographique de versant marqué par une forte variabilité du relief.

Les limites du site sont caractérisées par les contraintes suivantes :

- Ouvrage de grande hauteur (environ 44,8 m).
- Présence de bâtiments mitoyens en amont de l'ouvrage.
- Géologie complexe du site (alternance de formations rocheuses fracturées et altérées).
- Présence de la nappe phréatique.



Figure II.3: Vue générale de projet

Cette configuration met en évidence un environnement contraint, ce qui impose des exigences élevées en matière de sécurité et de maîtrise des travaux d'excavation.



Figure II.4*:* Localisation du site de projet (Source : Google Earth).

II.3 Données météorologiques

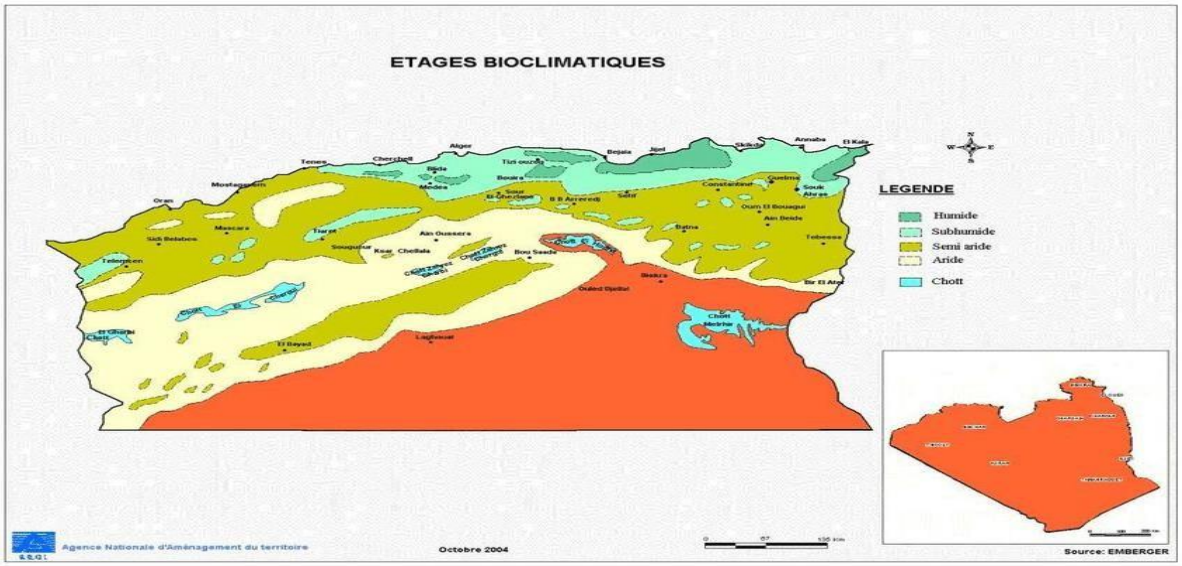


Figure II.5: Classification du climat en Algérie (Source : ANAT).

La zone d'étude appartient au domaine climatique subhumide à humide à influence méditerranéenne. Elle se caractérise par des précipitations annuelles relativement importantes, favorisant le développement d'une couverture végétale dense.

Le régime climatique est marqué par une alternance de saisons bien définies : des hivers doux et pluvieux, et des étés chauds et généralement secs. Cette répartition saisonnière des précipitations favorise les phénomènes d'infiltration et l'augmentation des pressions interstitielles dans les sols, ce qui peut influencer la stabilité des terrains, notamment en période de fortes pluies.

II.3.1 Températures et précipitations moyennes

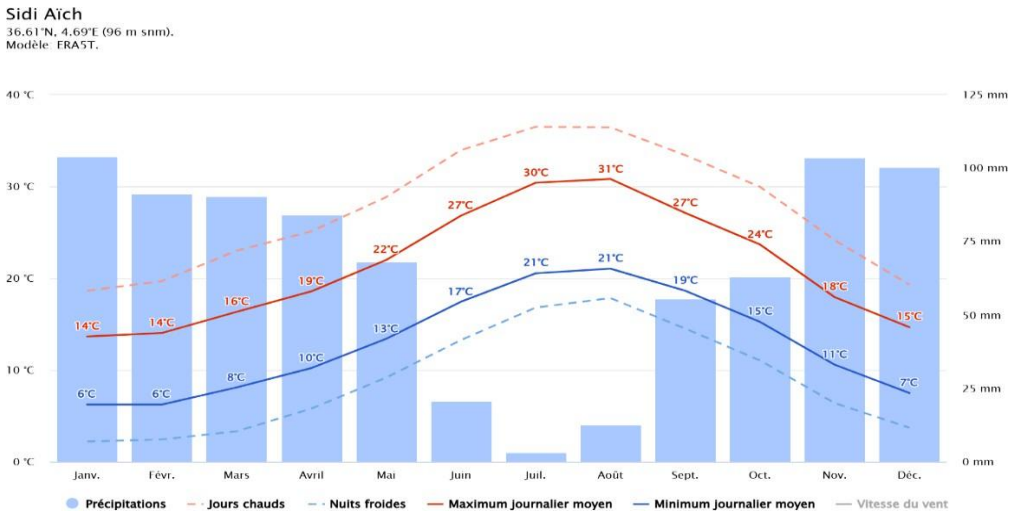


Figure II.6: Températures et précipitations moyennes annuel (source : meteoblue).

D'après les données de Meteoblue, les précipitations annuelles sont relativement importantes, Les mois de janvier et novembre enregistrent les cumuls les plus élevés, atteignant en moyenne 104 mm, tandis que le mois de juillet constitue la période la plus sèche avec seulement 3 mm.

Concernant les températures, le mois d'août est le plus chaud avec une température maximale moyenne d'environ 31 °C, alors que les mois de janvier et février sont les plus froids avec une température minimale moyenne avoisinant 6 °C.

Ces conditions climatiques, notamment les fortes précipitations hivernales, favorisent la saturation des sols et l'augmentation des pressions interstitielles, ce qui peut contribuer au déclenchement ou à l'aggravation des glissements de terrain dans la zone du projet.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
T min (°C)	6	6	8	10	13	17	21	21	19	15	11	7
T max (°C)	14	14	16	19	22	27	30	31	27	24	18	15
P(mm)	104	90	90	82	68	20	3	12	55	63	104	95

Tableau II.1: Données climatiques moyennes mensuelles de Sidi-Aïch (Source : meteoblue).

II.4 Sismicité de la région

Le nord de l'Algérie est l'une des zones les plus actives sismiquement du continent africain, en raison de la convergence entre la plaque africaine et la plaque eurasiatique. Cette dynamique tectonique engendre des mouvements sismiques fréquents et potentiellement destructeurs le long du bord nord-africain.

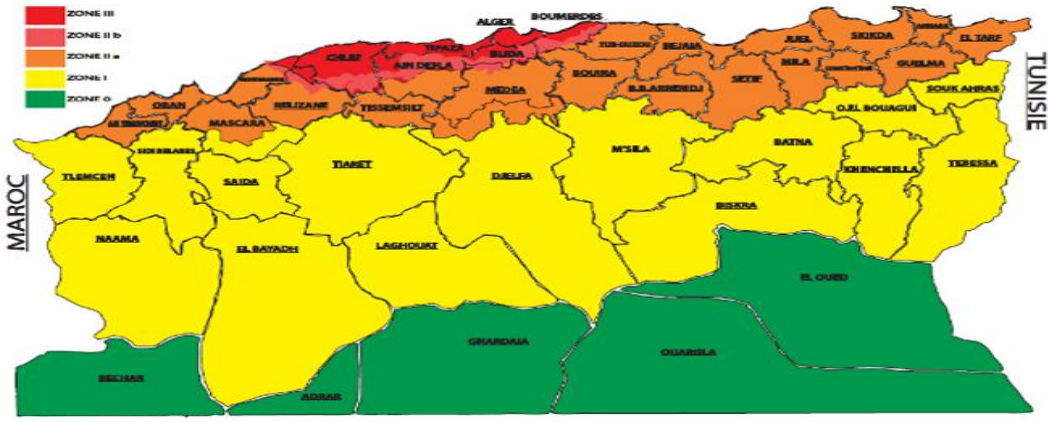


Figure II.7: zonage sismique de l'Algérie.

D'après la classification sismique définie dans l'Annexe A du RPOA 2008, la commune de Sidi-Aïch, wilaya de Béjaïa, est classée en zone sismique IIa, correspondant à une sismicité moyenne.

Dans ce cadre, l'ouvrage étudié, classé dans le groupe d'importance 1A, est dimensionné avec un coefficient d'accélération de zone fixé à A = 0,25, traduisant l'importance des

sollicitations sismiques susceptibles d'affecter les ouvrages projetés. Ces paramètres sismiques constituent des données d'entrée essentielles pour la vérification des structures et le dimensionnement de l'ouvrage de soutènement.

Groupe	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau II.2: Coefficient d'accélération A

II.5 Contexte tectonique régional

Le secteur d'étude s'inscrit dans le domaine de l'Atlas tellien, résultant de l'évolution géodynamique de la chaîne alpine des Maghrébides. Cette région a été marquée par une succession d'événements tectoniques liés à la convergence Afrique–Europe, ayant engendré des phases de compression et de distension responsables de la structuration des unités géologiques et du développement des principales structures de failles. Cette évolution tectonique régionale explique l'intense fracturation observée dans le massif au niveau du portail Est.

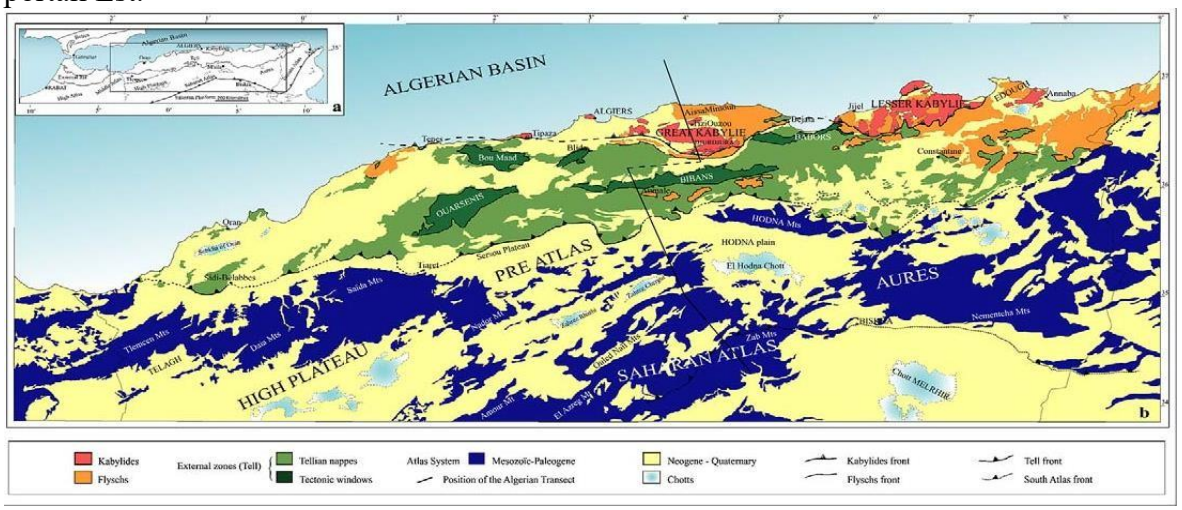


Figure II.8: Carte structurale de l'Algérie du Nord (modifié d'après la carte géologique de l'Algérie à 1 :500 000).

II.6 Contexte géologique

La reconstruction du modèle géologique, basée sur les données de surface, met en évidence un massif fortement fracturé contrôlé par un réseau de failles à pendage moyen à faible. Deux unités lithologiques sont identifiées : des dépôts éluvio-colluviaux (superficiels avec épaisseur faible -1/2 m) et des schistes phylladiques du Crétacé inférieur fortement fracturés. Le gabarit d'excavation est principalement implanté dans ces schistes, tandis que les dépôts superficiels sont localisés au niveau des zones morphologiquement élevées. Ces conditions géologiques influencent le comportement mécanique du massif et la stabilité du talus.

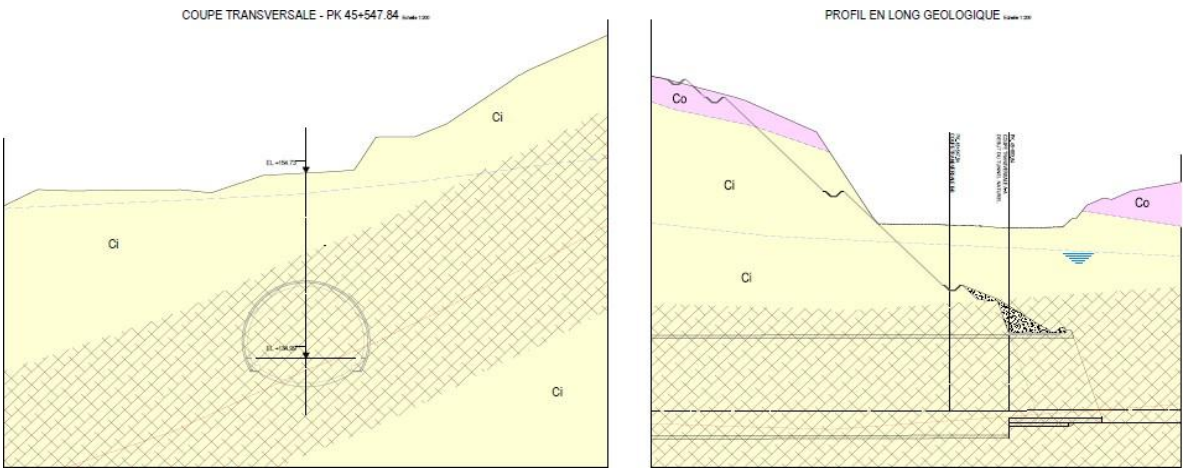


Figure II.9: Coupes géologiques du portail Est

II.7 Contexte géomorphologique

Le site du tunnel est localisé dans un secteur à relief principalement collinaire, caractérisé par des pentes modérées. Les observations de terrain n'ont pas mis en évidence d'indices clairs de mouvements de terrain actifs ou profonds dans la zone d'étude. Toutefois, le secteur présente une anthropisation diffuse, susceptible de masquer d'éventuels phénomènes superficiels et d'influencer l'interprétation des formes du relief.

II.8 Contexte hydrogéologique

Lors des investigations de terrain, une source a été observée avec un débit estimé entre 0,3 et 0,5 l/s. Les sondages réalisés dans le cadre du projet ont été équipés de piézomètres ouverts, permettant le suivi des niveaux d'eau souterraine et la reconstruction de la surface piézométrique. Les mesures effectuées indiquent des niveaux d'eau variables selon les sondages, compris globalement entre environ 4 m et plus de 34 m de profondeur par rapport au terrain naturel.

II.9 Fiche technique du projet

Intervenant du projet	Organisme
Maître de l'ouvrage	AGENCE NATIONAL D'ETUDE ET SUIVI DE LA REALISATION DES INVESTISSEMENTS FERROVIAIRES
Maître d'œuvre	Groupement SETIRAIL-SAETI-SIDEM
Entreprise de réalisation	COSIDER, wilaya de Béjaïa
Laboratoire de contrôle	LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION-LNHC
Délai de réalisation	12 mois

Tableau II.3: Fiche technique du projet.

Chapitre 3 : Campagne d’investigation géotechnique

Chapitre 3 : Campagne d'investigation géotechnique

La reconnaissance géotechnique constitue une étape fondamentale dans toute étude géotechnique. Dans ce cadre, une campagne d'investigation a été réalisée au niveau du portail Est du tunnel, comprenant des sondages carottés, des essais in situ et des essais de laboratoire. Les résultats et interprétations de ces investigations sont présentés dans ce chapitre afin de définir les paramètres géotechniques du site.

III.1 Campagne géotechnique

Dans le but de définir le modèle géotechnique du site et d'établir une coupe lithologique fiable, la campagne d'investigation a été structurée autour d'essais complémentaires combinant reconnaissance directe, essais in situ et analyses en laboratoire :

- Deux sondages carottés B5bis et B5ter, exécutés respectivement jusqu'à 30 m et 40m de profondeur au niveau du PK 45+543 et PK 45+574.
- Deux essais pressiométriques de type Ménard ont été réalisés dans le sondage B5bis aux profondeurs de 10 m et 20 m au niveau du PK 45+543, afin de caractériser le comportement mécanique des sols en place.
- Trois profils de sismique réfraction PS04, PS05 et PS06, de 65 m de longueur chacun, au niveau du PK 45+349, 45+408 et 45+475 ont été réalisés parallèlement à l'axe du tunnel.
- Deux piézomètres ouverts ont été installés dans les sondages B5bis et B5ter pour le suivi du niveau de la nappe phréatique au PK 45+543 et PK 45+574.

En complément, des essais de laboratoire ont été réalisés sur les échantillons prélevés afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des formations :

- Mesures de la densité apparente humide
- Essais de résistance à la compression monoaxiale pour l'évaluation de la résistance mécanique des matériaux
- Analyses chimiques (teneurs en insolubles, carbonates, gypses et sulfates) pour la détermination de l'agressivité des sols vis-à-vis du béton

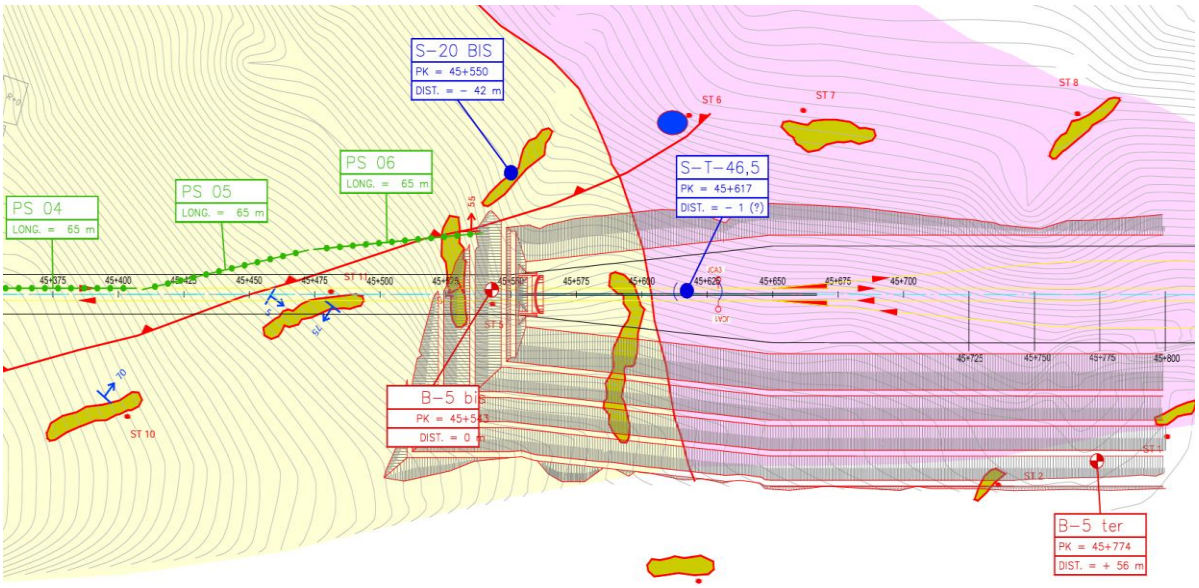


Figure III.1: Plan d'implantation des principaux travaux de reconnaissance

III.2 Résultats des essais

III.2.1 Lithologie des sondages

La stratigraphie des sols au niveau du portail Est du tunnel Sidi Aich, révélée par le sondage carotté B5bis implanté au PK 45+543, montre une épaisseur d'environ 3,5 mètres d'argiles graveleuses superficielles qui surmontent des argiles schisteuses graveleuses sur une hauteur de 3,3 m. Cette couche repose sur des argiles marneuses graveleuses sur 1,2 m, elles-mêmes surmontant des marno-calcaires fragmentés sur une hauteur de 6,5 m. En dessous, on retrouve à nouveau des argiles marneuses graveleuses sur 10 m, qui reposent sur un substratum de pélites grises fragmentées jusqu'à la profondeur finale de 30 m.



Figure III.2: Caisses de sondage (B5bis).

Pour le sondage carotté B5ter implanté au PK 45+574, montre une épaisseur d'environ 4 mètres d'éboulis de pente superficiels qui surmontent des alternances d'argilites saines et altérées sur une hauteur de 10 mètres. Cette couche repose sur des argilites compactes et

brisées, parfois altérées avec filons de calcite sur 8 mètres, elles-mêmes surmontant des alternances d'argilites fissurées et saines de couleur grise avec des filons de calcite jusqu'à la profondeur finale de 40 m.



Figure III.3: Caisses de sondage (B5ter).

III.2.2 Essais pressiométriques

Le but d'un essai pressiométrique est de mesurer in situ la déformation d'un sol ou d'une roche tendre produite par l'expansion d'une sonde cylindrique à gaine souple, sous l'effet de la pression.

Des essais pressiométriques de type Ménard ont été effectués aux profondeurs de 10 m et 20 m dans le sondage B5bis. L'appareillage utilisé est de marque LIM de type G « sonde emboîtée », constitué d'un contrôleur pression volume (CPV) et d'une tubulure coaxiale à haute pression, permettant de déterminer les paramètres suivants :

- Module pressiométrique (EM)
- Pression de fluage (Pf)
- Pression limite (P*LIM)

Les résultats enregistrés dans le sondage B5bis sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur [m]	Module pressiométriques EM [Bars]	Pression limite P*LIM [Bars]	E/P*LIM [-]
B-5bis	10	1208,7	50,5	23,93
	20	833,7	50	16,67

Tableau III.1: Essais pressiométriques – Résultats.

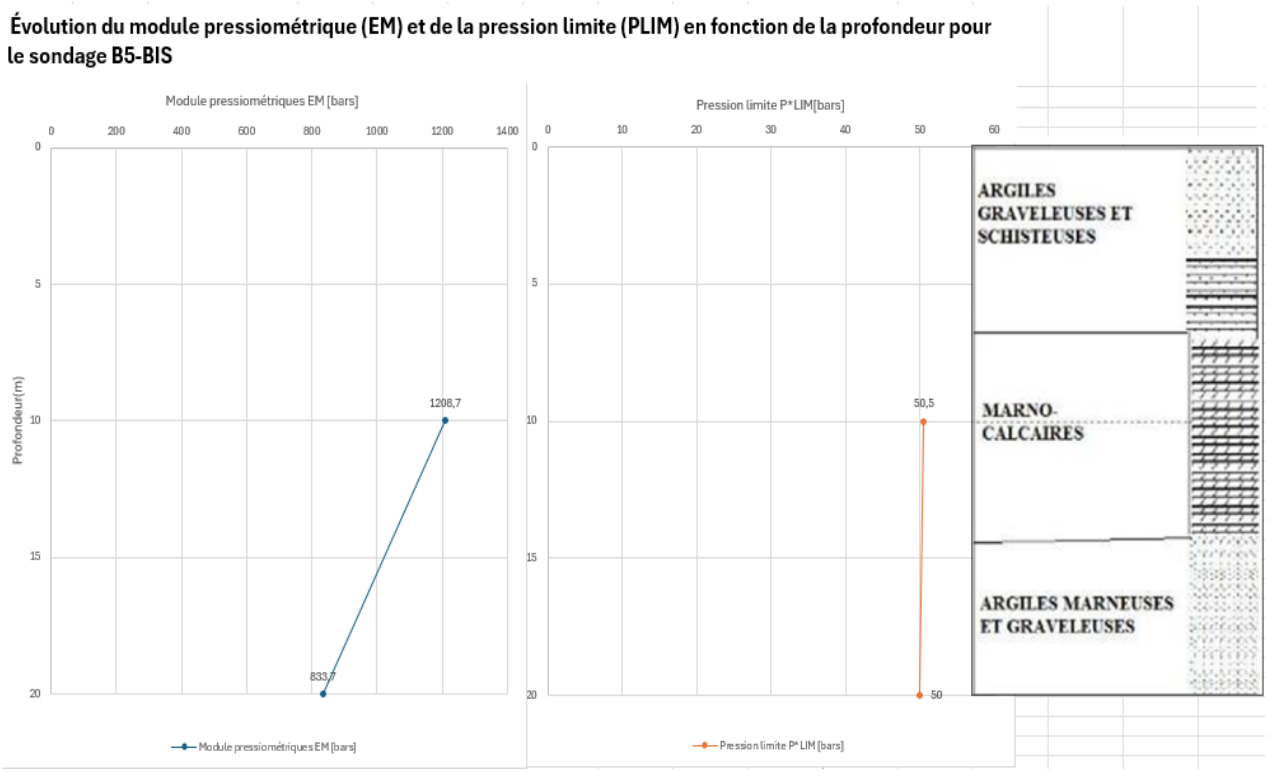


Figure III.4: Graphique synoptique des essais pressiométrique

Interprétation des résultats

Les essais pressiométriques de type Ménard réalisés dans le sondage B5bis ont mis en évidence deux horizons distincts. Le premier horizon, à une profondeur de 10 m, présente une pression limite de (PLIM = 50,5 bars) associée à un module pressiométrique de 1208,7 bars, correspondant aux marno-calcaires fragmentés de résistance moyenne. Le second horizon, à une profondeur de 20 m, présente une pression limite plus faible (PLIM = 50 bars) associée à un module pressiométrique de 833,7 bars, correspondant aux argiles marneuses graveleuses de faible à moyenne résistance.

III.2.3 Essais de sismique réfraction

La sismique réfraction est une méthode géophysique basée sur la génération d'ondes sismiques en surface et l'analyse de leur propagation dans le sous-sol. Le principe repose sur la mesure des temps d'arrivée des ondes réfractées aux différentes interfaces géologiques, permettant de déterminer les vitesses de propagation et les épaisseurs des couches traversées. Cette méthode fait partie des techniques de prospection sismique, au même titre que la sismique réflexion et la sismique en forages, et constitue un outil efficace pour la reconnaissance des formations géologiques en profondeur.

Profil sismique	Couche N°	Vp [m/s]	H [m]	Observation
PS04	01	300	0,0/1,0	Terrain meuble
	02	700	0,0/4,0	Terrain meuble
	03	2000	///	Terrain marginal (limite du rippable)
PS05	01	300	0,5/5,0	Terrain meuble
	02	700	0,0/2,0	Terrain meuble
	03	2000	///	Terrain marginal (limite du rippable)
PS06	01	300	0,5/1,5	Terrain meuble
	02	700	1,0/4,0	Terrain meuble
	03	2000	///	Terrain marginal (limite du rippable)

Tableau III.2: Résultats récapitulatif des profils PS04 – PS06.

Interprétation des résultats

L'analyse des trois profils PS04, PS05 et PS06 révèle une succession stratigraphique cohérente sur l'ensemble du portail Est, composée de trois horizons géophysiques distincts.

Le premier horizon, caractérisé par des vitesses de 300 m/s et une épaisseur inférieure à 5 m, traduit la présence d'une couverture superficielle très lâche et déstructurée. Le deuxième horizon, avec des vitesses de 700 m/s, correspond aux dépôts éluvio-colluviaux reposant sur le substratum. Le troisième horizon, avec des vitesses de 2000 m/s, identifie le substratum de schistes phylladiques intensément fracturés, dont le degré d'altération élevé explique cette gamme de vitesse modérée pour une roche schisteuse.

Ces résultats confirment la faible épaisseur de la couverture superficielle et la présence d'un substratum rocheux fracturé très proche de la surface, constituant des facteurs déterminants pour l'analyse de la stabilité du talus.

III.2.4 Mesures piézométriques

Lors des investigations de terrain, une source pérenne a été observée en aval du portail Est avec un débit estimé entre 0,3 et 0,5 l/s, déjà captée pendant la colonisation française. Cette source témoigne de la présence d'une nappe phréatique superficielle au niveau du portail.



Figure III.5: Source observée en aval du portail Est.

Les sondages B5bis et B5ter ont été équipés de piézomètres ouverts, permettant le suivi du niveau de la nappe phréatique. Bien que les schistes phylladiques soient caractérisés par une perméabilité primaire faible, la fracturation intense liée à la tectonique locale peut favoriser des manifestations hydriques significatives. Les lectures effectuées sont récapitulées dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur eau de la cote du terrain (m)
B5 bis	4.45; 4.5; 4.4; 4.17
B5 ter	33.85; 33.7; 33.7; 33.3

Tableau III.3: Mesures de la profondeur de l'eau à partir de cote du terrain.

Interprétation des résultats

Les mesures révèlent une nappe très superficielle dans le sondage B5bis, stabilisée entre 4,17 m et 4,50 m de profondeur, constituant un facteur défavorable pour la stabilité du talus. En revanche, dans le sondage B5ter, le niveau d'eau est beaucoup plus profond, entre 33,30 m et 33,85 m, indiquant une variation latérale importante des conditions hydrogéologiques sur le site.

III.3 Essais de laboratoire

III.3.1 La densité humide apparente

La densité apparente humide représente le rapport entre la masse d'un matériau et son volume total. Sa méthode de détermination varie selon la nature du matériau :

- Pour les matériaux incohérents (sable, gravier) : détermination par pesée dans un récipient de volume connu.

- Pour les matériaux rocheux : les échantillons sont préalablement enrobés de paraffine pour éviter toute pénétration d'eau, puis pesés dans l'eau.

Les résultats obtenus sur les échantillons prélevés dans les sondages B5bis et B5ter sont présentés dans le tableau suivant :

Sondage	Profondeur [m]	Densité apparente humide γh [t/m³]
B-5bis	8,5	2,000
	16-16,35	2,330
	20	2,010
B-5ter	12,00-12,30	2,470
	15,20-15,30	2,550
	37	2,590

Tableau III.4: Résultats d'essais de densité/ profondeur.

Interprétation des résultats

Les résultats montrent que les valeurs des densités humides varient entre 2,00 et 2,59 t/m³. D'après le tableau des ordres de grandeur des densités apparentes, toutes les valeurs sont supérieures à 1,8 t/m³, ce qui confirme que les matériaux rencontrés sont de nature rocheuse.

Pour le sondage B5bis :

- À la profondeur de 8,5 m : $\gamma h = 2{,}00$ t/m³ → roche tendre ($\gamma h \leq 2{,}3$)
- À la profondeur de 16–16,35 m : $\gamma h = 2{,}33$ t/m³ → roche moyennement dense ($2{,}3 \leq \gamma h \leq 2{,}6$)
- À la profondeur de 20 m : $\gamma h = 2{,}01$ t/m³ → roche tendre ($\gamma h \leq 2{,}3$)

Pour le sondage B5ter :

- À la profondeur de 12–12,30 m : $\gamma h = 2{,}47$ t/m³ → roche moyennement dense ($2{,}3 \leq \gamma h \leq 2{,}6$).
- À la profondeur de 15,20–15,30 m : $\gamma h = 2{,}55$ t/m³ → roche moyennement dense ($2{,}3 \leq \gamma h \leq 2{,}6$).
- À la profondeur de 37 m : $\gamma h = 2{,}59$ t/m³ → roche moyennement dense ($2{,}3 \leq \gamma h \leq 2{,}6$).

III.3.2 Essai de compression uniaxial

Les essais de résistance à la compression monoaxiale ont été effectués sur des échantillons prélevés dans le sondage B5ter, en soumettant chaque éprouvette à des charges croissantes jusqu'à la rupture, permettant ainsi de déterminer la résistance à la compression σci ainsi que

le module élastique du matériau. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant

Sondage	Profondeur [m]	Compression uniaxial Rc [MPa]	Qualification de la roche selon la Rcs	Coefficient de Poisson	Module de Young E [MPa]
B-5ter	15,50-15,90	17,9	Faible	-	-
	19,50-19,80	22,7	Moyenne	-	-

Tableau III.5: Essais de compression uniaxial – Résultats.

Interprétation des résultats

Selon Classification des résistances des roches selon L'AFTES. Les essais de compression uniaxiale réalisés sur les échantillons du sondage B5ter ont fourni des valeurs de résistance de 17,9 MPa à la profondeur [15,50–15,90 m] et de 22,7 MPa à la profondeur [19,50–19,80 m]. Ces valeurs sont comprises entre 5 et 25 MPa, ce qui classe les matériaux en classe RC5, correspondant à une roche de résistance en compression faible. Cette faible résistance est cohérente avec le degré d'altération et la fracturation intense observés dans les formations du portail Est, confirmant la nature tectonisée du massif rocheux.

III.3.3 Analyses chimiques

Teneur exprimé en % par rapport au MAT.SEC					
Sondage	**Profondeur [m]**	**% Insoluble**	**% Carbonates CaCO3**	**% Gypses CaSO4, 2H2O**	**%$SO4^{-2}$**
B-5bis	8,5	43,42	54,00	0,00	0,00
	16,00-16,35	85,58	14,00	0,00	0,00
	27,5	82,65	14,00	0,00	0,00
B-5ter	12,00-12,30	89,13	8,00	0,00	0,00
	15,20-15,30	65,55	34,00	0,00	0,00
	37	86,67	11,00	0,00	0,00

Tableau III.6: Résultats des analyses chimiques.

a) Teneur en sulfates (SO4-2)

Selon la Classification des environnements agressifs (Norme NF P 18-011 (Juin 1992)). Les résultats des sondages B-5bis et B-5ter montrent que les couches comprises respectivement entre 8,50 m et 27,50 m, et entre 12,00 m et 37,00 m, présentent une teneur en sulfates nulle. D'après le tableau correspondant, cette caractéristique indique une agressivité nulle des sols. Par conséquent, aucune mesure de protection particulière n'est requise.

b) Teneur en carbonates (%CaCO3)

L'analyse de la teneur en carbonates (%$CaCO_3$) réalisée sur les sondages B-5bis et B-5ter met en évidence une variation lithologique notable en fonction de la profondeur. Dans le sondage B-5bis, la couche à 8,50 m présente une teneur de 30 à 70 %, caractéristique d'une marne, tandis que les niveaux situés entre 16,00 m et 27,50 m, avec des teneurs comprises entre 10 % et 30 %, correspondent à des argiles marneuses. Dans le sondage B-5ter, trois faciès distincts ont été identifiés : une argile entre 12,00 m et 12,30 m (8 %), une marne entre 15,20 m et 15,30 m (34 %) et une argile marneuse à 37,00 m (11 %). Ces résultats traduisent une alternance de faciès marneux et argileux, reflétant la complexité stratigraphique du site étudié.

c) % Insoluble

Les résultats des analyses d'insolubilité obtenus sur les échantillons des sondages B5bis et B5ter montrent des valeurs généralement élevées, comprises entre 43,42% et 89,13%. Ces valeurs élevées indiquent que les matériaux constituant le massif sont principalement de nature argileuse, présentant une faible solubilité dans l'eau.

III.4 Essais mécaniques

Z [m]	Unité géotechnique	σci [MPa]	GSI	γ [kNm⁻³]	c'[kPa]	φ' [°]	σcm [kPa]	Em [MPa]	K_o
0 – 3.5	Argiles graveleuses (AG)	≈ 1	-	20-22	16-20	13-16	≈ 50	13-19	≈ 0.70
3.5 – 6.8	Argiles schisteuses graveleuses (A)	≈ 6	≈ 10	20-22	80-120	17-19	≈ 350	150-200	≈ 0.64
6.8 – 8	Argiles marneuses graveleuses (AGM)	≈ 15	20	22-26	400-500	20-23	≈ 1300	450-550	≈ 0.62
8 – 14.5	Marno-calcaires fragmentées (MC)	≈ 30	≈ 15	22-26	650-750	19-21	≈ 2200	650-750	≈ 0.65
14.5 – 24.5	Argiles marneuses graveleuses (AGM)	≈ 15	≈ 15	22-26	300-350	19-21	≈ 1100	400-500	≈ 0.65
24.5 – 40	Pélites grises fragmentées (PT)	15	10	22-26	250-350	17-19	≈ 850	300-350	≈ 0.70

Tableau III.7: Résultats des essais mécaniques de l'entreprise.

III.5 Paramètres géotechniques de calcul

Dans cette partie, nous exposons la synthèse de l'étude géotechnique retenue pour le dimensionnement de l'ouvrage de confortement, en soulignant les caractéristiques principales des différentes formations reconnues au niveau du site. L'objectif est de définir les paramètres géotechniques nécessaires au dimensionnement et à la justification de la stabilité des ouvrages projetés.

Les paramètres géotechniques retenus sont issus de deux sources principales :

- Mesure directe : elle concerne les résultats issus de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée, des investigations de terrain et des essais de laboratoire effectués sur les échantillons prélevés.
- Mesure indirecte (corrélation) : correspond à l'utilisation du critère de Hoek-Brown généralisé dans le cas d'une absence de mesure directe sur certains paramètres de résistance. Ce critère permet d'estimer la cohésion et l'angle de frottement à partir de la résistance à la compression uniaxiale (σci), de l'indice de résistance géologique (GSI), de la constante du matériau intact (mi) et du facteur de perturbation (D).

Le tableau présenté ci-après regroupe l'ensemble des paramètres géotechniques retenus pour l'analyse et le dimensionnement de l'ouvrage de confortement.

Profondeur (m)	Unité géotechnique	γ (kN/m³)	c'(kPa)	φ' (°)
0 – 3.5	Argiles graveleuses (AG)	21	20	16
3.5 – 6.8	Argiles schisteuses graveleuses (A)	21	100	18
6.8 – 24.5	Argiles marneuses graveleuses (AGM)	24	325	26
24.5 – 40	Pélites grises fragmentées (PT)	24	300	18

Tableau III.8 : Caractéristiques géotechniques

III.6 Conclusion

Les investigations menées au niveau du portail ont mis en évidence un contexte géotechnique particulièrement défavorable. Le massif rocheux est constitué de schistes phylladiques du Crétacé inférieur, intensément fracturés par plusieurs surfaces de chevauchement, traduisant une qualité mécanique très médiocre. Les formations superficielles, composées d'éboulis de pente d'épaisseur variable, reposent sur des alternances d'argilites saines et altérées de faibles caractéristiques mécaniques. Sur le plan hydrogéologique, la nappe phréatique s'avère très superficielle au niveau du sondage B5bis, constituant un facteur aggravant potentiel pour la stabilité, contrairement au sondage B5ter où elle se situe à grande profondeur. Enfin, la sismicité moyenne du site impose des exigences particulières pour le dimensionnement de l'ouvrage de confortement. L'ensemble de ces données constitue la base de l'étude développée dans le chapitre suivant.

Chapitre 4 : Analyse et choix de la solution de confortement

Chapitre 4 : Analyse et choix de la solution de confortement

À la suite du diagnostic géotechnique réalisé au niveau du portail Est, ce chapitre est consacré à l'analyse de stabilité du talus excavé et à l'identification de la solution de confortement la plus adaptée aux conditions du site. L'objectif est d'évaluer le comportement du talus avant et après excavation, de proposer des solutions de confortement envisageables et de sélectionner la solution retenue sur la base d'une analyse multicritère prenant en compte les aspects techniques, économiques et les contraintes d'exécution.

IV.1 Présentation du logiciel GEO5

GEO5 est une suite de programmes géotechniques composée de plusieurs modules spécialisés, développé par la société Fine Software (République Tchèque). Dans le cadre de cette étude, deux modules ont été utilisés : le module de stabilité des clous pour l'analyse de la paroi clouée, et le module des pieux anti-glissement pour le dimensionnement des pieux de stabilisation.

IV.2 Profil représentatif

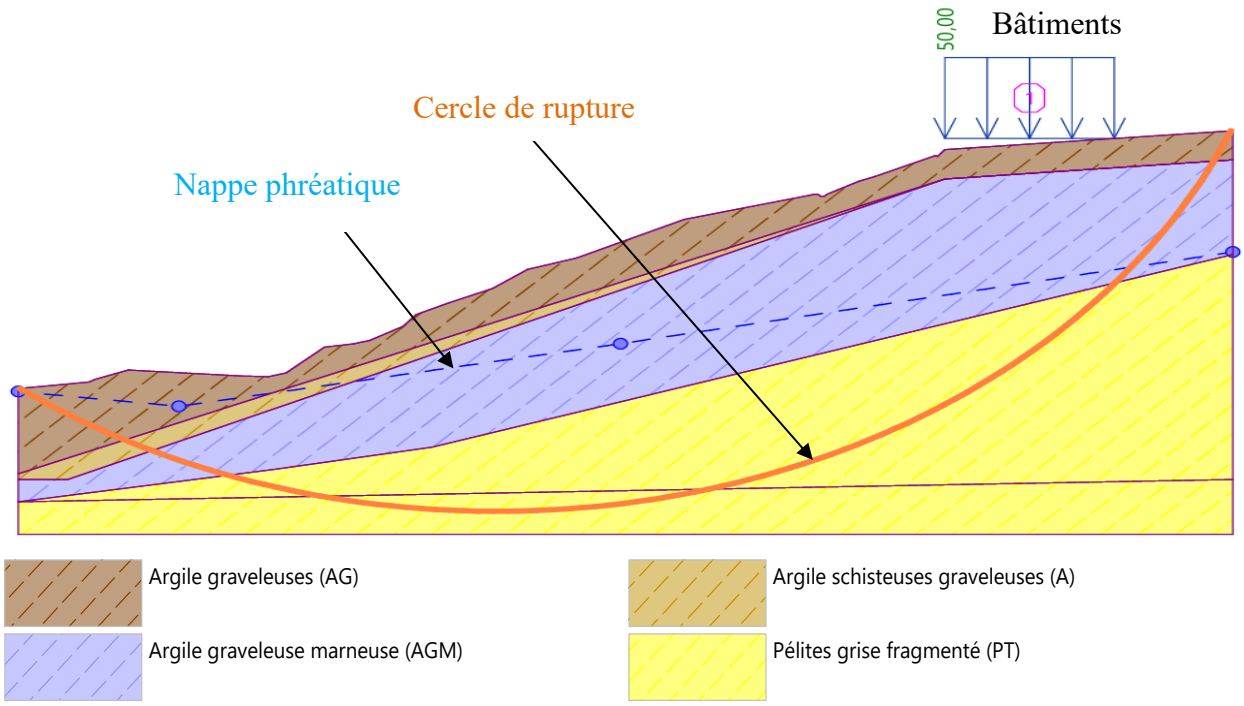


Figure IV.1 : Profil géologique.

IV.3 Paramètres de calcul

- La hauteur du talus étudié est de 44.8 m.
- Niveau d'eau à 18,62 mètres de profondeur par rapport au terrain naturel.
- La surcharge due aux bâtiments en amont est estimée à 50 kPa.
- Les caractéristiques mécaniques des sols ont été déterminées à partir des résultats des essais de laboratoire et des corrélations issues des essais in-situ effectués sur le site.

IV.4 APS — Étude d'avant-projet sommaire

La réalisation du portail Est du tunnel nécessite l'excavation d'un talus de forte pente dans un massif de schistes intensément fracturés. Cette excavation génère des conditions d'instabilité qui imposent la mise en place d'un ouvrage de confortement adapté. Cette partie vise à identifier la solution la plus favorable techniquement et économiquement pour assurer la stabilité du talus excavé.

Le choix de la technique de confortement résulte de la prise en compte de trois critères fondamentaux :

- Considérations économiques : efficacité-coût, coût de l'entretien, qualification des entreprises.
- Contraintes imposées : accessibilité du site, faisabilité de la méthode, présence de constructions en amont.
- Considérations techniques : degré de stabilisation recherché, conditions géotechniques du massif, sismicité moyenne du site.

IV.5 Solutions de confortement

Afin d'assurer la stabilité du talus excavé au niveau du portail Est du tunnel de Sidi-Aïch, deux solutions de confortement ont été étudiées :

- Solution 1 : Stabilisation par une paroi clouée.
- Solution 2 : Stabilisation par une solution hybride (paroi clouée + pieux avec tirants d'ancrage).

IV.5.1 Solution 1 : Stabilisation par une paroi clouée

Description

La solution consiste en la réalisation d'une paroi clouée constituée de clous en acier HA32, insérés dans des forages inclinés à 15° et scellés au coulis de ciment, avec un parement en béton projeté renforcé par treillis soudé. Les clous sont disposés selon un espacement vertical de 1,50 m et horizontale de 1,8 m avec longueur de 8 m adaptée à la hauteur du talus. Les travaux sont réalisés par phases successives descendantes, permettant un confortement immédiat à chaque passe de terrassement.

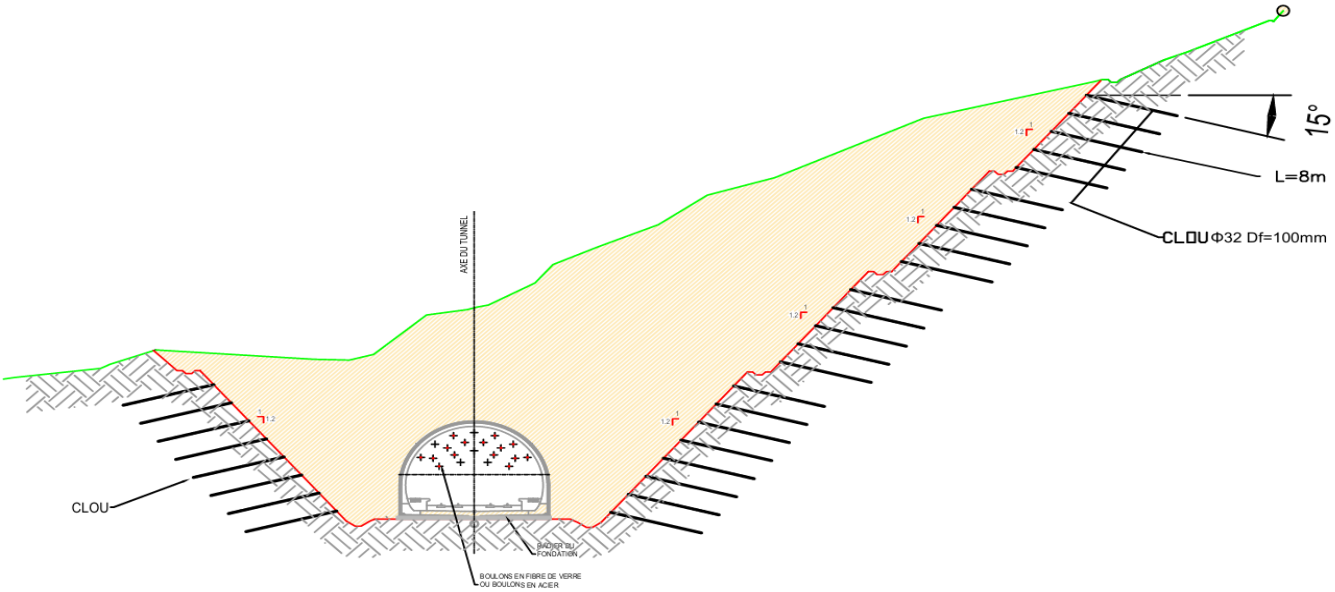


Figure IV.2 : Solution de confortement — Paroi clouée

Les résultats de l'analyse de stabilité réalisée à l'aide du logiciel GEO5, comprenant le coefficient de sécurité et le cercle de glissement critique, sont présentés sur la figure ci-après :

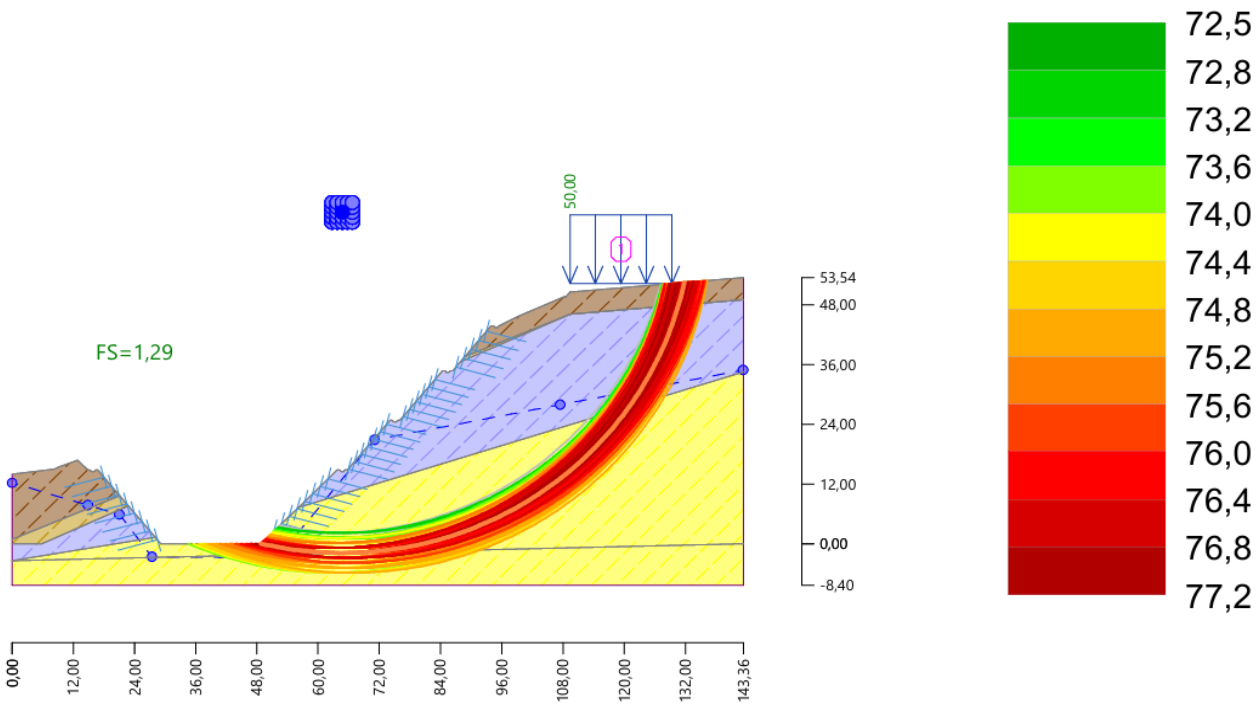


Figure IV.3 : Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 1

Facteur de sécurité recherché	Facteur de sécurité trouvé
1,2	1,29

Évaluation approximative des coûts

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant
Terrassement (purge partielle et évacuation)	m³	39 024	600	23 414 400,00
Parement en béton projeté de 20 cm avec ferraillage et barbacanes	m²	1049	15 000,00	15 735 000,00
Réalisation des ancrages HA Ø32mm, compris scellement et mise en place des accessoires	ml	1385	10 000 ,00	13 850 000,00
			Total HT	52 999 400,00
			TVA 19%	10 069 886,00
			Total TTC	63 069 286,00

Tableau IV.1 : Devis quantitatif et estimatif de solution 1

IV.5.2 Solution 2 : Stabilisation par une solution hybride (paroi clouée + pieux avec tirants d'ancrage)

Description

La solution retenue associe deux techniques complémentaires adaptées aux conditions géotechniques du site.

La partie supérieure du talus est stabilisée par une paroi clouée, constituée de clous en acier HA32 de longueurs de 8 m, scellés au coulis de ciment dans des forages inclinés à 15°, avec un parement en béton projeté renforcé par treillis soudé.

Au pied du talus, la stabilité en profondeur est assurée par un écran de pieux circulaires en béton armé, de diamètre 1000 mm et de longueur 25 m, équipés de tirants d'ancrage précontraints permettant de reprendre les efforts exercés en base de l'ouvrage.

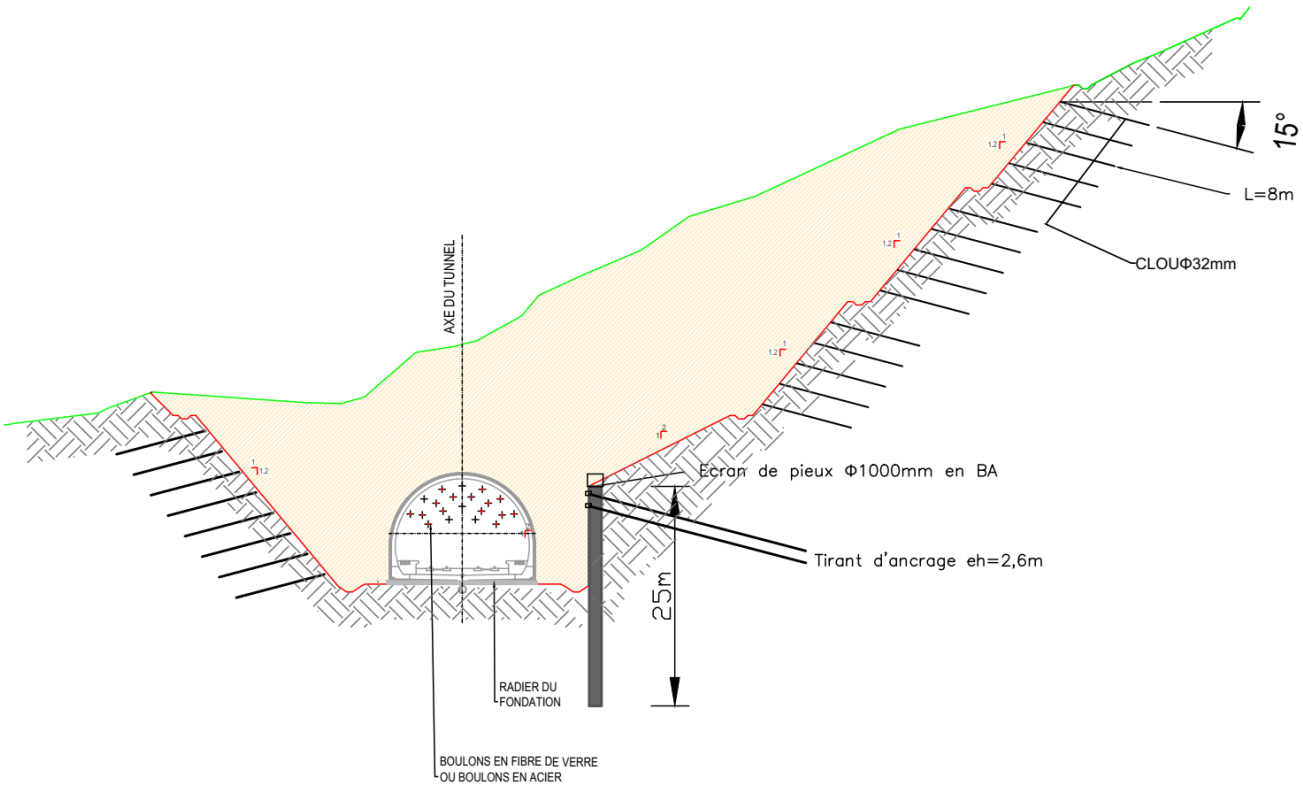


Figure IV.4 : Solution de confortement — Solution hybride (paroi clouée + écran de pieux avec tirants d'ancrage).

Les résultats de l'analyse de stabilité effectuée à l'aide du logiciel GEO5 sont récapitulés ci-après :

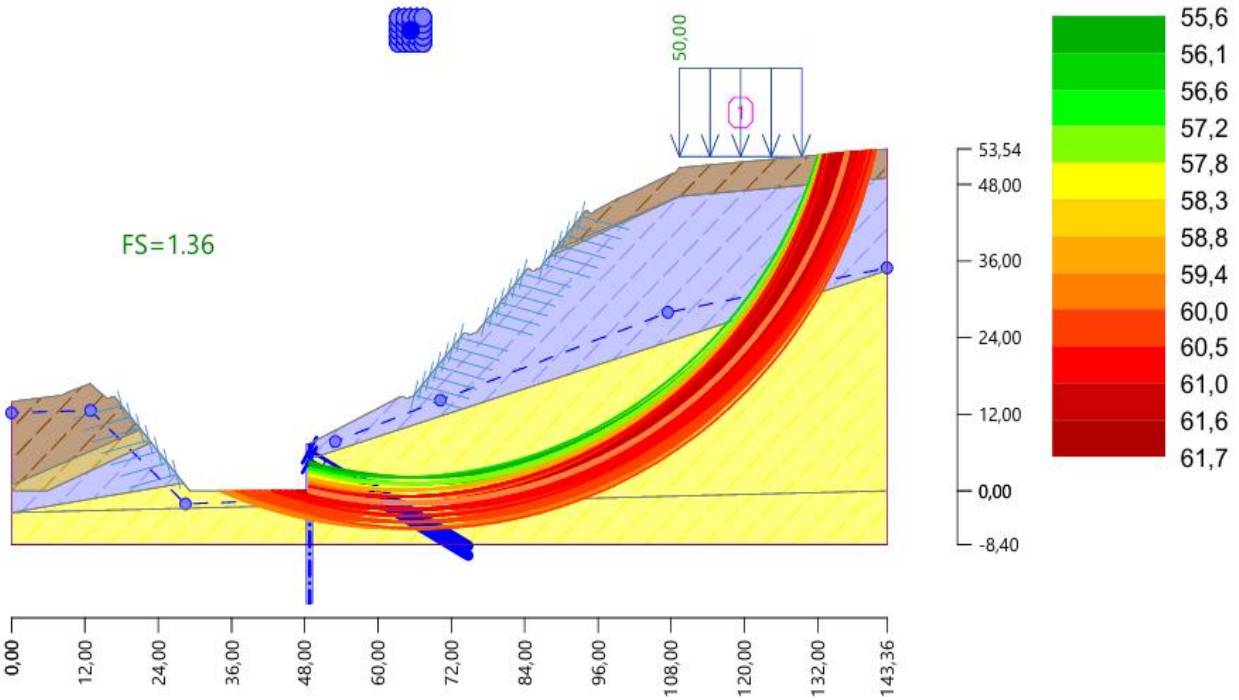


Figure IV.5: Résultats de l'analyse de stabilité de la solution 2

Facteur de sécurité recherché	Facteur de sécurité trouvé
1,2	1,36

Évaluation approximative des coûts

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant
Terrassement (purge partielle et évacuation)	m³	35 000	600	21 000 000,00
Parement en béton projeté de 20 cm avec ferraillage et barbacanes	m²	781	15 000,00	11 715 000,00
Réalisation des ancrages HA Ø32mm, compris scellement et mise en place des accessoires.	ml	834	10 000,00	8 340 000,00
Tirant d'ancrages (forage, scellement et accessoires)	ml	5 400	30 000,00	162 000 000,00
Pieux en béton armé de diamètre D1000 : Forage, installation et coulage	ml	2250	65 000 ,00	146 250 000,00
Poutre de couronnement	m³	230	55 000 ,00	12 650 000,00
			Total	361 955 000,00
			TVA	68 771 450,00
			Total TTC	430 766 450,00

Tableau IV.2 : Devis quantitatif et estimatif de solution 2

IV.6 Analyse multicritère et choix de la solution

Deux solutions de confortement ont été proposées et analysées. Afin de retenir la solution la plus adaptée aux conditions du site, une analyse multicritère a été établie prenant en compte les aspects techniques, économiques et les contraintes d'exécution.

Solutions	Avantages	Inconvénients
Solution 1 : Paroi clouée seule	➢ Technique éprouvée, adaptée aux talus excavés dans les massifs rocheux fracturés ➢ Mise en œuvre par phases descendantes, avec confortement immédiat à chaque passe et délai d'exécution court ➢ Coût modéré et emprise limitée des travaux	➢ Renforcement superficiel par inclusions passives, ne mobilisant la résistance qu'après déplacement du massif ➢ Efficacité réduite dans les zones à GSI très faible et face aux surfaces de chevauchement profondes identifiées par les sondages ➢ Absence de précontrainte, limitant la reprise immédiate des efforts sismiques
Solution 2 : Solution hybride (paroi clouée + pieux avec tirants d'ancrage)	➢ Traitement de l'instabilité sur toute la hauteur : confinement superficiel par la paroi clouée et reprise des efforts en profondeur par les pieux ➢ Tirants précontraints assurant une mobilisation immédiate de la résistance, et redondance structurale accrue en cas de sollicitation sismique ➢ Pieux transmettant les efforts au substratum compétent au-delà des zones de faille, avec un facteur de sécurité plus élevé que la solution1	➢ Coût de réalisation élevé, lié à la mise en œuvre combinée des pieux forés de grand diamètre (D = 1 m) et des tirants d'ancrage précontraints, nécessitant un matériel spécifique ➢ Délai d'exécution plus long

Tableau IV.3 : Analyse multicritère

L'analyse comparative des deux solutions de confortement proposées permet de dégager les conclusions suivantes :

- La solution 1, bien que présentant un avantage économique certain et une mise en œuvre rapide, repose uniquement sur un mécanisme de résistance passif et superficiel. Cette caractéristique limite son efficacité face aux sollicitations profondes générées par la fracturation intense du massif et aux sollicitations dynamiques liées à la sismicité moyenne de la région.

- La solution 2, grâce à la complémentarité mécanique entre la paroi clouée assurant le confinement superficiel et les pieux équipés de tirants d'ancrage précontraints reprenant les efforts en profondeur, offre un niveau de sécurité satisfaisant aussi bien en situation fondamentale qu'en situation sismique, conformément aux exigences réglementaires en vigueur. Elle se distingue également par sa rigidité accrue, sa meilleure maîtrise des déplacements et la redondance structurale qu'elle offre, ce qui la rend particulièrement adaptée compte tenu de la sensibilité de l'ouvrage ferroviaire.

Sur la base de cette analyse comparative, la solution 2 (hybride) est retenue comme solution de confortement définitive pour la stabilisation du talus au niveau du portail Est du tunnel de Sidi-Aïch.

Chapitre 5 : Caractéristiques des matériaux

Chapitre5 : Caractéristiques des matériaux

Le dimensionnement des éléments structuraux repose sur la connaissance précise des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, principalement le béton armé et les aciers d'armature. Ces caractéristiques sont définies conformément aux prescriptions du BAEL 91 révisé 99 et prennent en compte les propriétés physiques et mécaniques des matériaux, ainsi que les conditions d'exposition et de durabilité imposées par l'environnement du site.

V.1 Hypothèses de calcul

Le dimensionnement des éléments en béton armé repose sur les hypothèses classiques de la théorie des états limites :

- Résistance à la compression : caractérisée par fc28, mesurée sur éprouvette cylindrique à 28 jours
- Résistance à la traction : caractérisée par ft28
- Déformations mécaniques : basées sur le module d'élasticité longitudinal différé Eij
- Diagrammes contrainte-déformation : diagramme parabole-rectangle pour le béton et diagramme bilinéaire pour l'acier

V.2 Règlements de calcul et documents de référence

Les ouvrages en béton armé sont dimensionnés conformément au règlement français BAEL 91 révisé 99 (Béton Armé aux États Limites), intégré au Fascicule 62 — Titre I — Section I du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG) applicable aux marchés publics de travaux.

V.3 Généralités sur les matériaux :

V.3.1 Le béton

Le béton est un matériau composite obtenu par le mélange homogène de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau de gâchage. Les proportions sont déterminées par des méthodes de formulation éprouvées afin d'optimiser les propriétés mécaniques et la durabilité en fonction des exigences du projet.
Les relations utilisées pour le calcul des caractéristiques du béton sont les suivantes :

Résistance en compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression mesurée à 28 jours, appelée résistance caractéristique spécifiée et notée fc28. La résistance caractéristique du béton à un âge donné j est exprimée par les relations suivantes :

Pour fc28 ≤ 40 MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83 \times j} \times f_{c28}$$

Pour fc28 > 40 MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95 \times j} \times f_{c28}$$

Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est liée à sa résistance à la compression par la relation suivante :

Pour fc28 ≤ 60 MPa :

$$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$$

Module d'élasticité

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée est donné par :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Les valeurs numériques retenues pour le projet sont récapitulées dans le tableau suivant :

- **La paroi clouée**

Caractéristique	Symbole	Valeur
Résistance en compression à 28 jours (MPa)	fc28	30
Résistance à la traction à 28 jours (MPa)	ft28	2,40
Module d'élasticité à 7 jours (MPa)	Ei7	10 623
Module d'élasticité à 28 jours (MPa)	Ei28	11496
Densité (kg/m³)	γb	2 500

Tableau V.1 : Caractéristiques du béton de la paroi clouée

- **Les pieux**

Caractéristique	Symbole	Valeur
Résistance en compression à 28 jours (MPa)	fc28	35
Résistance à la traction à 28 jours (MPa)	ft28	2,70
Module d'élasticité à 7 jours (MPa)	Ei7	11 548
Module d'élasticité à 28 jours (MPa)	Ei28	12 104
Densité (kg/m³)	γb	2500

Tableau V.2 : Caractéristiques du béton des pieux

Contraintes de calcul du béton comprimé

État Limite Ultime (ELU)

Contraintes normales

La contrainte de calcul du béton comprimé à l'ELU est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Où :

- θ = coefficient fonction de la durée d'application de la charge
- γb = coefficient partiel du béton

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

Tableau V.3 : Valeurs de du coefficient θ

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

Tableau V.4 : Valeurs de du coefficient **γ**b

- **Pour la paroi clouée :**

  fbu=17 MPa (situation durable)
  fbu=24,64 MPa (situation accidentelle)

$$\tau_{bu} = \frac{0{,}07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}07 \times 30}{1{,}5} = 1{,}4 \text{ MPa}$$

- **Pour les pieux :**

  fbu=19,83 MPa (situation durable)
  fbu=28,74MPa (situation accidentelle)

$$\tau_{bu} = \frac{0{,}07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}07 \times 35}{1{,}5} = 1{,}63 \text{ MPa}$$

État Limite de Service (ELS)

En fissuration préjudiciable, la contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{cj}$$

Pour fc28 = 30 MPa :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times 30 = 18{,}00 \text{ MPa}$$

Pour fc28 = 35 MPa :

$$\sigma_{bc} = 0{,}6 \times 35 = 21{,}00 \text{ MPa}$$

Diagrammes contrainte-déformation du béton

Conformément aux prescriptions du CBA 93 [A.4.3.4], deux modèles sont utilisés pour représenter le comportement du béton en compression :
Diagramme parabole-rectangle :
Ce modèle décrit le comportement du béton en deux phases :

- Une montée progressive de la contrainte suivant une courbe parabolique jusqu'à une déformation de εc1 = 2‰
- Un plateau constant jusqu'à la déformation ultime de εcu = 3,5‰, avec une contrainte normale égale à :

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Ce diagramme est utilisé pour le calcul général des sections en flexion et en compression.

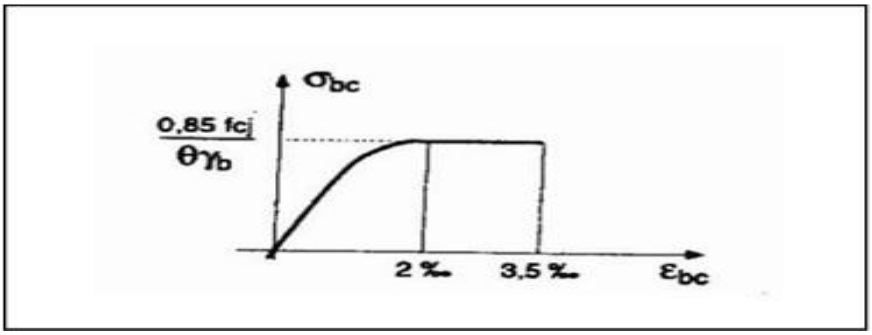


Figure V.1 : diagramme contrainte –déformation du béton

Etat limite de service (ELS)

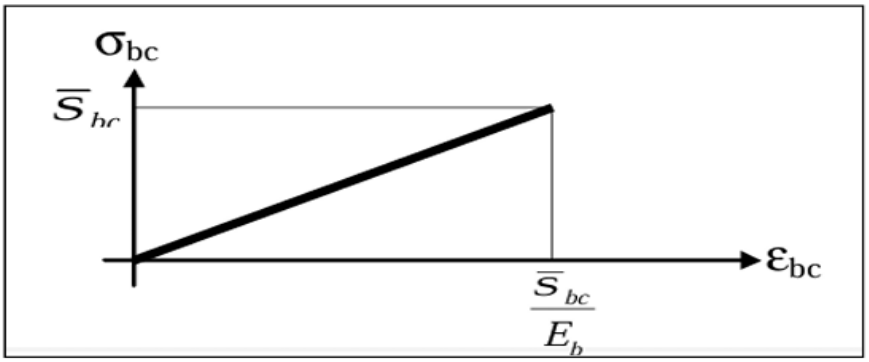


Figure V.2 : Courbe contrainte-déformation en compression - Modèle élastique linéaire

V.3.2 Les armatures de béton armé

On distingue principalement deux catégories d'armatures commercialisées : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA). Les armatures à haute adhérence sont les plus utilisées en construction, en raison de leur meilleure liaison avec le béton grâce aux nervures de leur surface, ce qui leur confère une résistance accrue à l'arrachement.
Pour les armatures à haute adhérence, différentes nuances d'acier sont disponibles, récapitulées dans le tableau suivant :

Nuance	fe (MPa)	Utilisation
FeE 400	400	Moins fréquente
FeE 500	500	Courante

Tableau V.5 : les nuances d'acierHA

Caractéristiques techniques

Dans le cadre de ce projet, les armatures retenues sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE 500, avec une limite d'élasticité fe = 500 MPa et un module d'élasticité Es = 200 GPa. La fissuration est considérée comme préjudiciable, ce qui correspond à un coefficient de fissuration η = 1,6 pour les aciers à haute adhérence.

Contraintes de calcul de l'acier

État Limite Ultime (ELU)

Contrainte normale

La contrainte de calcul de l'acier à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où γs est le coefficient partiel de sécurité appliqué à l'acier selon la situation de calcul :

Situation	γs
Durable ou transitoire	1,15
Accidentelle	1,00

Tableau V.6 : Coefficients de sécurité γs

Pour fe = 500 MPa en situation durable :

$$\sigma_{su} = \frac{500}{1{,}15} = 435 \text{ MPa}$$

Déformation limite de l'acier

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

Situation	εs
Durable ou transitoire	1‰
Accidentelle	2‰

Tableau V.7 : Valeurs de la déformation limite de l'acier

État Limite de Service (ELS)

En fissuration préjudiciable, la contrainte de service de traction dans les armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e\,;\ 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

- **Pour les clous (ft28 = 2,40 MPa) :**

$$\sigma s \leq \min\left(333\,;\ 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}40}\right) = \min\left(333\,;\ 215\right) = 215\ \text{MPa}$$

- **Pour les pieux (ft28 = 2,70 MPa) :**

$$\sigma s \leq \min\left(333\,;\ 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}70}\right) = \min\left(333\,;\ 229\right) = 229\ \text{MPa}$$

V.4 Conclusion

Les matériaux utilisés dans la conception de l'ouvrage de confortement, notamment le béton armé et les aciers pour armatures, ont été sélectionnés selon des critères normatifs rigoureux. Leur comportement mécanique et leurs propriétés physiques garantissent une durabilité, une résistance aux sollicitations statiques et sismiques, et une conformité aux exigences des normes en vigueur pour les ouvrages de stabilisation de talus.

Chapitre6 : APD-Avant-projet détaillé

Chapitre6 : APD-Avant-projet détaillé

Ce chapitre est consacré au dimensionnement de la solution de confortement retenue pour assurer la stabilité du talus du portail Est. Dans un premier temps, une description détaillée du terrassement projeté sera présentée, suivie de la conception et du dimensionnement de la paroi clouée, des pieux et des tirants d'ancrage, en veillant au respect des exigences normatives en matière de stabilité. L'objectif est de garantir la stabilisation du talus de manière efficace et pérenne, tout en assurant la protection des ouvrages et constructions avoisinants.

VI.1 Présentation de la conception

La solution de traitement consiste au renforcement de la stabilité des talus de la zone du portail Est par une paroi clouée en amont du talus et un écran de soutènement longeant le pied du talus latéral de la zone du portail.

Une paroi clouée constituée de clous en barres d'acier HA32, inclinés à 15°, d'espacement horizontal Eh = 1,8 m et vertical Ev = 1,5 m, de longueur L = 8 m, associés à un parement en béton projeté.

L'écran est constitué des éléments suivants :

- Des pieux en béton armé de diamètre Ø1000 mm, espacés de eh = 1,3 m ;
- Un parement en béton projeté assurant la continuité entre les pieux ;
- Deux lignes de tirants actifs en câble de précontrainte 5T15, de longueurs de 30 m, espacés de eh = 2,6 m.

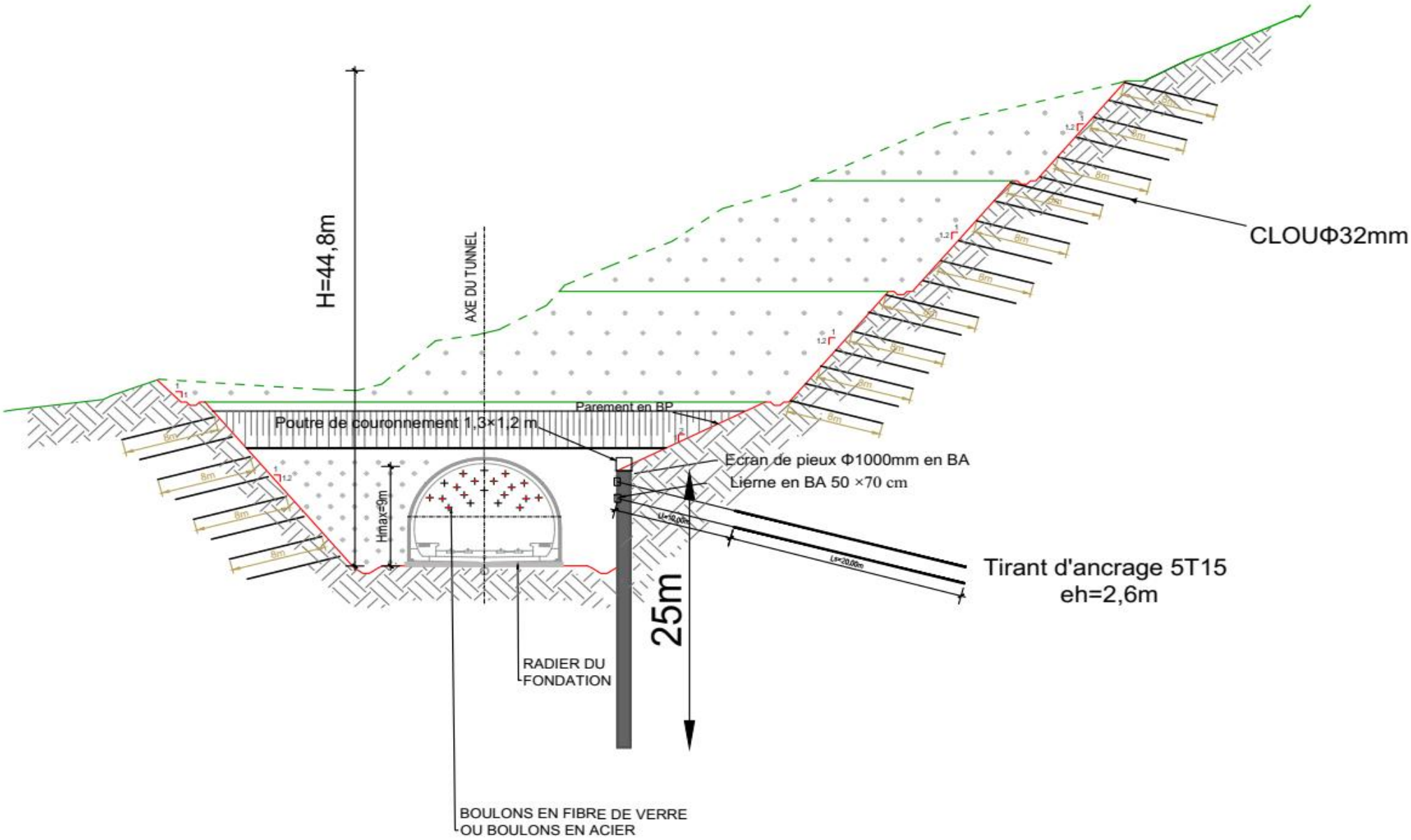


Figure VI.1 : Coupe type de l'ouvrage

VI.2 Description du phasage des travaux

Le phasage des travaux de stabilisation tunnel est composé de quatre phases principales :

- Des terrassements des talus de pentes successives intercalées par des bermes de 2 mètres de largeur ;
- Le talus 1 d'une hauteur de 9,02 m réglé à une pente de 1H/1,2V, avec activation des clous et béton projeté ;
- La deuxième et troisième talus ont chacune une hauteur de 10 m avec la même pente de 1H/1,2V, avec activation des clous et béton projeté ;
- La quatrième pente présente une hauteur de 6,78 m à une pente de 2H/1V, avec mise en place des pieux ;
- Excavation de 2 m avec installation et mise en tension du tirant 1 ;
- Excavation de 2 m avec installation et mise en tension du tirant 2 ;
- Excavation jusqu'au fond de fouille sur une profondeur de 9 m pour dégager l'entrée du tunnel.

VI.3 Hypothèses générales

VI.3.1 Hypothèses normatives

a) Classe de conséquence

	Conséquences en termes sociaux, économiques ou d'environnement	
Classe de conséquences	… sur les personnes	… sur les ouvrages à construire ou les construction avoisinantes
CC1 (conséquences faibles)	faibles ou négligeables	faibles ou négligeables
CC2 (conséquences moyennes)	modérées	importantes
CC3 (conséquences élevées)	importantes	très importantes

Tableau VI.1 : Classes de conséquences (NF P94-270)

Dans le cadre du notre projet, une classe de conséquence CC2 est retenue.

b) Catégorie géotechnique

Conformément aux prescriptions de l'Annexe nationale de la norme NF EN 1997-1, la catégorie géotechnique du projet est déterminée en fonction de la complexité de l'ouvrage, des conditions de site et des risques associés, tel qu'indiqué dans le tableau ci-après :

Classe de conséquence	Conditions de site	Catégorie technique	Bases des justifications
CC1	Simples et connues	1	Expérience et reconnaissance géotechnique qualitative admises
CC1	Complexes	2	Reconnaissance géotechnique et calculs nécessaires
CC2	Simples ou complexes		
CC3	Simples ou complexes	3	Reconnaissance géotechnique et calculs approfondis

Tableau VI.2: Catégories géotechnique et bases des justifications en fonction des classes de conséquence et des conditions de site (NF P94-270)

c) Durée d'utilisation

Catégorie de durée d'utilisation de projet	Durée indicative d'utilisation de projet	Exemples de projets de bâtiment et de génie civil	Exemples de projets de sol renforcé
1	10 ans	Structures provisoires	Ouvrages provisoires
2	25 ans	Éléments structuraux remplaçables (poutres de roulement, appareils d'appui)	
3	25 ans	Structures agricoles et similaires	Structures industrielles
4	50 ans	Structures courantes de génie civil et de bâtiments	Structures portuaires (murs de quai)
4/5	75 ans		Murs de soutènement routiers ordinaires
5	100 ans	Autres structures de génie civil, ponts et structures monumentales de bâtiments	Culées de pont

Tableau VI.3 : Durée indicative d'utilisation de projet (NF P94-270)

VI.4 Principe de vérification

Les vérifications de stabilité ont été réalisées conformément aux prescriptions des normes NF P94-282 et NF P94-270.

Ces vérifications comprennent :

- Stabilité externe générale (GEO) : Vérification de la stabilité générale du site vis-à-vis du risque de glissement global.
- Stabilité interne de la structure (STR) : Assurer la stabilité STR des éléments de renforcement et consiste à justifier le dimensionnement de chacun des éléments constitutifs de l'ouvrage.

La vérification de l'ouvrage porte sur l'ensemble des mécanismes de rupture pouvant affecter sa stabilité. Les vérifications effectuées concernent les états limites ultimes (ELU) dans les tableaux suivants :

		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.

Tableau VI.4 : 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 (NF P 94-270)

		Type ELU	Approche de calcul	Procédure voir
Tous les écrans de soutènement				
	Stabilité générale (1)	GEO	2	Section 15
	Défaut de butée (2)	GEO	2	Section 9
	Résistance de la structure	STR	2	Section 10
	Stabilité du fond de fouille (3)	GEO	2	Section 15
Écrans porteurs				
	Poinçonnement du sol support	GEO	2	Section 11
Écrans avec appuis				
	Stabilité du massif d'ancrage	GEO	2	Section 14
	Résistance de l'ancrage (4)	STR/GEO	2	Section 12
	Résistance de l'appui (5)	STR/GEO	2	Section 12
Écrans concernés par les ruines d'origine hydraulique				
	Érosion interne ou régressive / Boulance (6)	HYD	-	Section 13
	Soulèvement du fond de fouille (7)	UPL	-	Section 13

NOTES

(1) Approche de calcul 2 (en règle générale).

(2) Ruine par rotation, en général par défaut de butée en fiche, mais ce défaut de butée peut se produire en tête, par exemple dans le cas d'ancrage précontraint dans des terrains très mous.

(3) Ruine d'une excavation profonde par déchargement du terrain (renard solide).

(4) Résistance à l'arrachement d'une part et résistance structurale d'autre part, hors les dispositions constructives de protection contre la corrosion (voir 8.2(1) – Note 3)).

(5) Résistance structurale d'une part et le cas échéant (buton) résistance du dispositif de réaction.

(6) Écoulement d'eau autour de l'écran.

(7) Pression d'eau sous la partie excavée (fond de fouille peu perméable).

Tableau VI.5 : 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 (NF P 94-282)

Approche de calcul

Les vérifications de stabilité ont été effectuées conformément à l'Approche 3 de l'Eurocode 7 (AC3), telle qu'elle est prescrite par la norme NF P 94-270. Cette approche consiste à appliquer les coefficients partiels directement sur les paramètres de résistance du sol, en conservant les actions à leurs valeurs caractéristiques.
Les propriétés de résistance du sol sont pondérées par les coefficients de l'ensemble M2 :

$$\gamma_\phi = \gamma_c = 1{,}25 \text{ (conditions drainées)}$$
$$\gamma_{cu} = 1{,}40 \text{ (conditions non drainées)}$$

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 IV.6 : Valeurs recommandées pour le facteur modèle

Les coefficients de sécurité pondérateurs utilisés sont les suivants :

Situation		Fondamentale	Sismique
Actions permanentes	Favorable γ_G	1,00	1,00
	Défavorable γ_G	1,35	1,00
Actions variables	Favorable γ_Q	0,00	1,00
	Défavorable γ_Q	1,5	1,00
Poids volumique γ_γ		1,00	1,00
Angle de frottement effectif $\gamma_{\varphi'}$		1,5	1,00
Cohésion effective $\gamma_{c'}$		1,5	1,00
Cohésion non drainé γ_{Cu}		1,40	1,00
Résistance γ_R		1,00	1,00

Tableau VI.7 : Coefficients de sécurité pondérateurs de projet

Calcul des coefficients d'accélérations sismiques

D'après chapitre 2 :
A= 0.25
Kh = 0.5 A = 0,125 m/s2
Kv = ± 0,3 Kh = 0,0375m/s2

VI.4.1 Stabilité mixte et générale

La vérification de la stabilité mixte et générale est conduite par la méthode d'équilibre limite de Bishop, en appliquant les coefficients de sécurité partiels de l'Approche 3 de l'Eurocode 7, conformément aux prescriptions de la norme NF P 94-270, à l'aide du logiciel GEO5 - Slope Stability. Les résultats pour les situations provisoire et définitive (fondamentale et sismique) sont présentés dans le tableau ci-après :

—	Phase	Provisoire ($FS_{min} \geq 1,00$)	Fond ($FS_{min} \geq 1,2$)	Sismique ($FS_{min} \geq 1,00$)
		FS	FS	FS
Profil	Phase 01	1,99	1,36	1,13
	Phase 02	1,97		
	Phase 03	1,74		
	Phase 04	1,36		
	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau VI.8 : Résultats de calcul de stabilité

Les résultats obtenus (coefficients de sécurité et cercles de glissement critiques) pour les situations fondamentale et sismique sont présentés sur les figures ci-après :

Phase de fondamentale

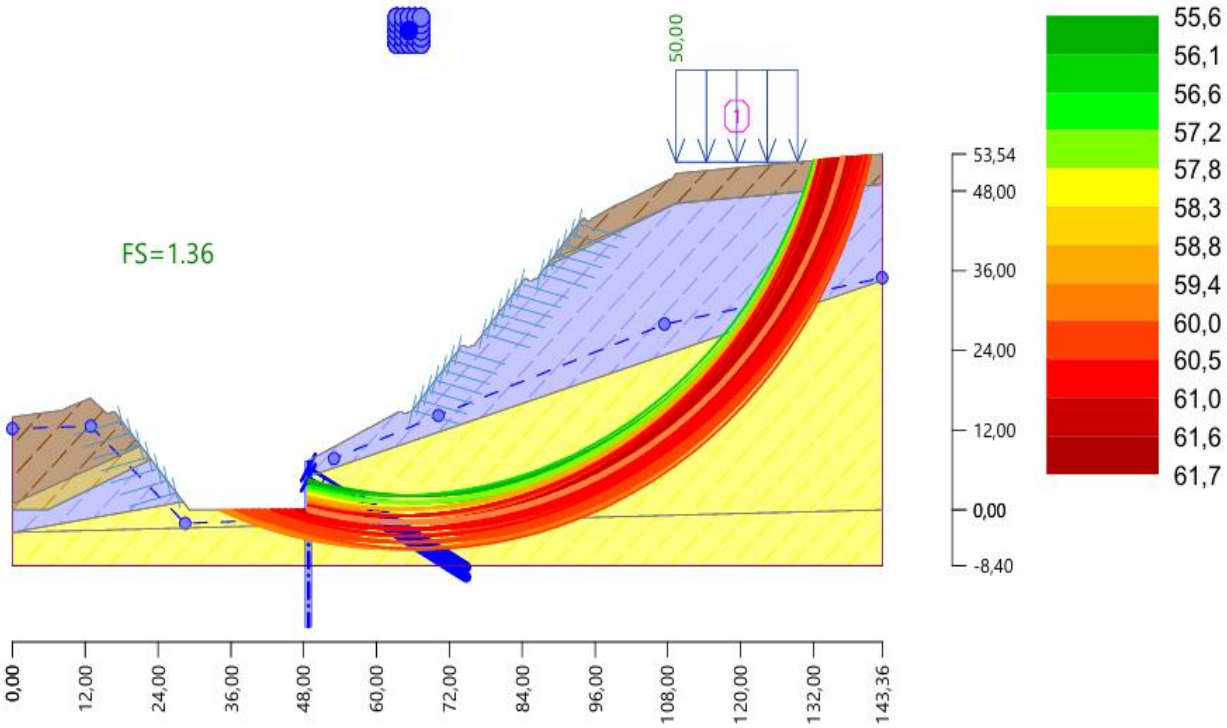


Figure VI.2 : Vérification de la stabilité mixte (situation fondamentale)

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)

Terme	Valeur
Forces actives (Fa)	Fa = 23756,48 KN/m
Forces passives (Fp)	Fp = 32238,27 KN/m
Moment de glissement	Ma = 1757504,24 KN.m/m
Moment résistant (Mp)	Mp =2384987,36 KN.m/m

Tableau VI.9 : Résultats des efforts interne (situation fondamentale)

Le facteur de sécurité : $Fs = \frac{moment\ résistant}{moment\ de\ glissement} = \frac{2384987,36}{1757504,24} = 1,36$

Phase de sismique

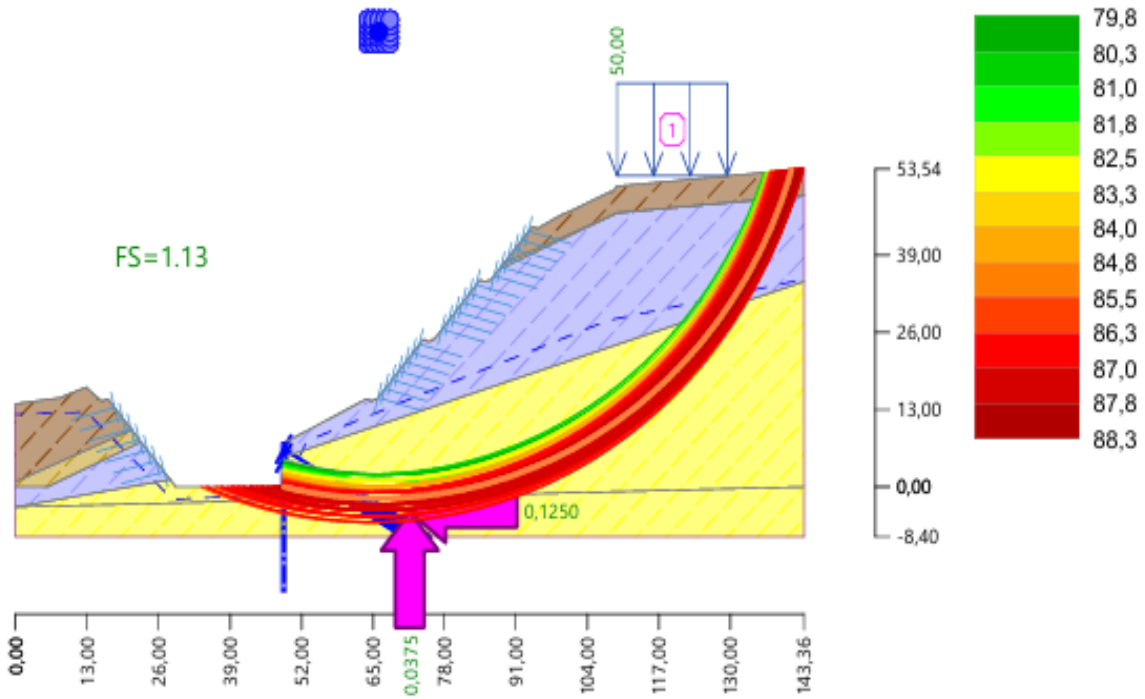


Figure VI.3 : Vérification de la Stabilité mixte (situation sismique)

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)

Terme	Valeur
Forces actives (Fa)	Fa = 28643,00 KN/m
Forces passives (Fp)	Fp = 32444,10 KN/m
Moment de glissement	Ma = 2249621,34 KN.m/m
Moment résistant (Mp)	Mp = 2548160,00 KN.m/m

Tableau VI.10 : Résultats des efforts interne (situation sismique)

Le facteur de sécurité : $Fs = \frac{moment\ résistant}{moment\ de\ glissement} = \frac{2548160,00}{2249621,34} = 1,13$

VI.5 Dimensionnement de la paroi clouée

VI.5.1 Définition de la paroi clouée

La paroi clouée constitue une technique de soutènement exécutée au fur et à mesure du terrassement. Son principe repose sur l'installation de barres d'acier scellées dans le massif à l'aide d'un coulis de ciment afin d'améliorer la stabilité du terrain. Ces inclusions, travaillant essentiellement en traction, contribuent à limiter les déplacements du sol et à reprendre les efforts générés par les mécanismes d'instabilité. Le parement, généralement réalisé en béton projeté armé, assure le maintien des terrains en surface et garantit la continuité du soutènement.

VI.5.2 Les différentes étapes de réalisation d'une paroi clouée

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 d'une partie de parement (Nappe en treillis soudé et béton projeté).

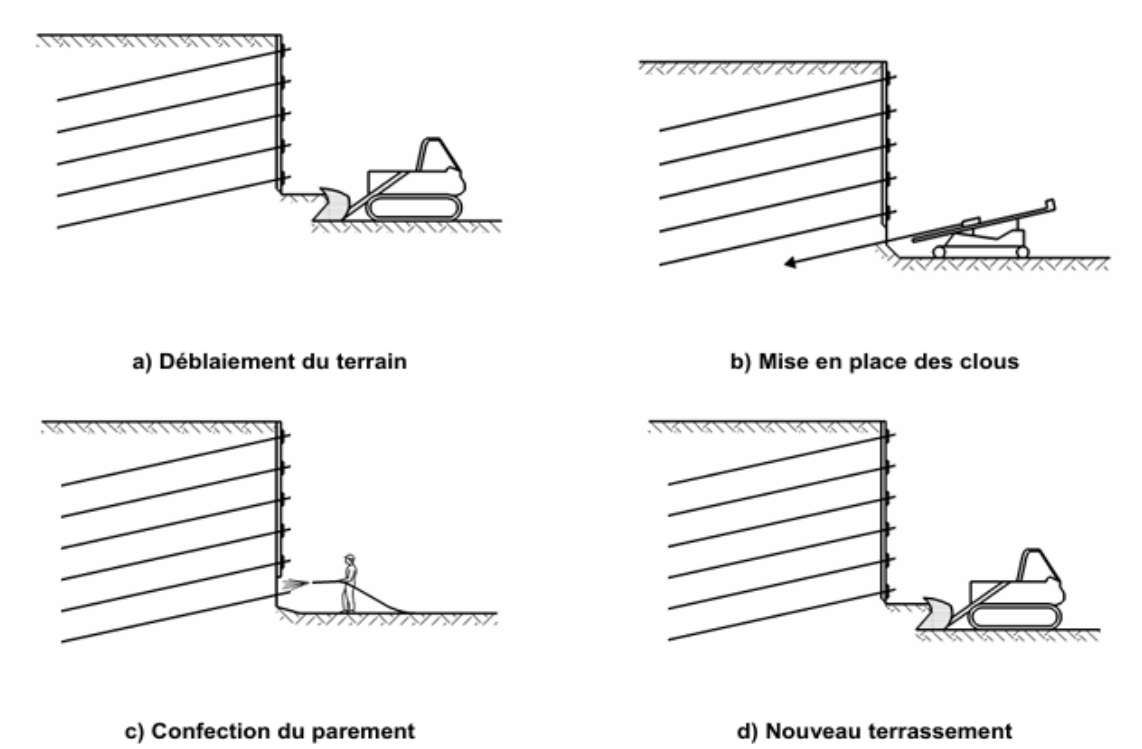


Figure VI.4: Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270)

VI.5.3 Caractéristique des clous

Les caractéristiques des matériaux utilisés sont présentées dans ce tableau :

Diamètre de la barre Φ (mm)	32 mm (HA32)
Section de la barre d'acier Sn (mm2)	(804,24 mm²)
Contrainte à la limite élastique σe (MPa)	500 MPa (HA500)
Diamètre de forage (mm)	100 mm
Inclinaison des clous	15°
Espacement horizontal et vertical	Ev = 1.5m ; Eh=1.8m
Longueur (m)	L=8m

Tableau VI.11 : Caractéristique des clous

VI.5.4 Stabilité interne

La stabilité interne de l'ouvrage est vérifiée en suivant les recommandations de la norme NF P 94-270, dans sa version révisée d'octobre 2020.

Calcul de Tmax ; d après phasage :

$$Tmax\ ;\ d = Min\ (T0\ ;\ d + Ps \times qs;d \times Lint\ ;\ Ps \times qs;d \times Lext\ ;\ Rtc;d)$$

Où :

- T0 ; d : effort en tête d'ancrage, recherché itérativement de sorte que Fmin = 1 à chacune des phases de terrassement
- qs;d = qs;k / 1,15 La contrainte de frottement unitaire limite de calcul
- Lext : longueur du clou à l'extérieur de la surface de glissement
- Lint : longueur du clou à l'intérieur de la surface de glissement
- Ps = 2 × π × R Périmètre de forage (R = 50 mm pour un forage de 100 mm)

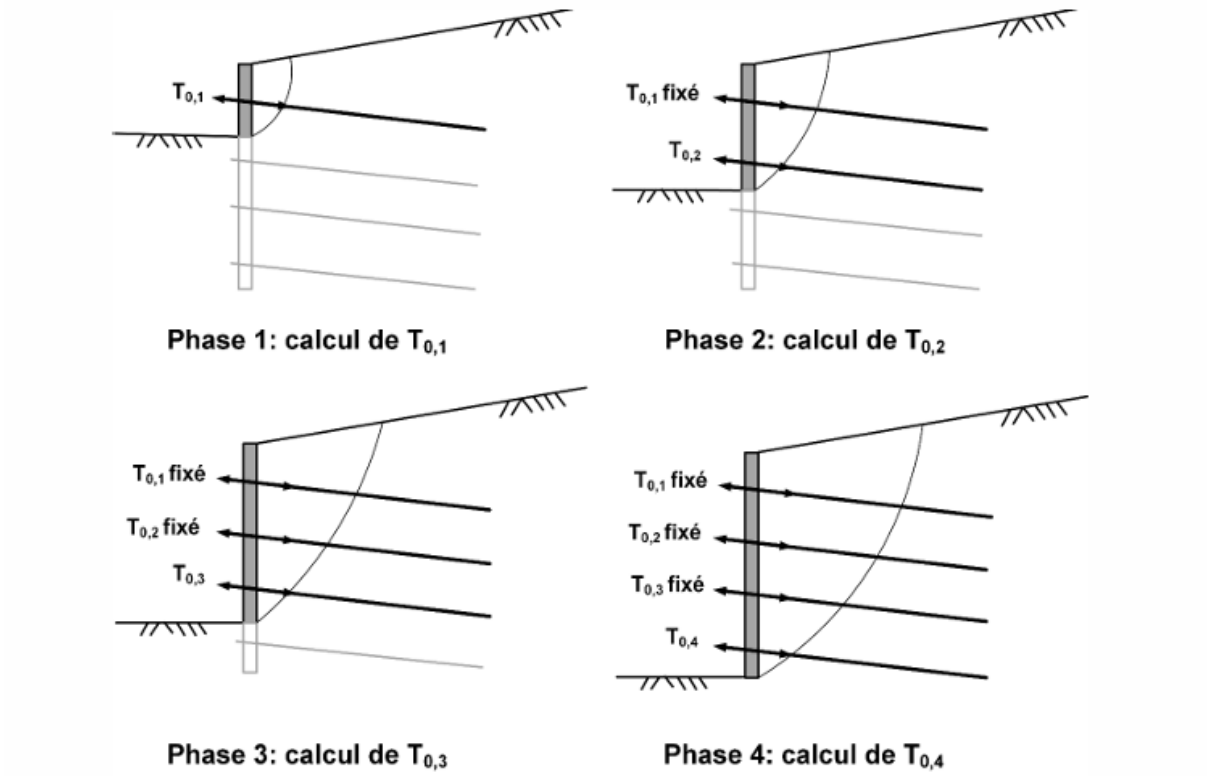


Figure VI.5: Schéma explicatif de redistribution des efforts dans les clous (NF P 94 270)

a) Résistance structurelle d'un lit de renforcements

Pour démontrer que la résistance structurelle du lit de renforcement est suffisante pour reprendre les efforts de traction développés dans les clous, il convient de vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite :

$$Tmax \leq Rtc;\ d$$

Où :

- Tmax ; d : est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement, donné par le logiciel de calcul ;
- Rtc;d : résistance ultime de traction de la barre

$$Rtc;d = (fy \times As) / \gamma s$$

Avec :

- fy = 500 $N/mm2$(acier HA500) Limite élastique garantie de la barre ;
- $As = \pi\ D$^2 /4 =804.24 mm2 Section transversale de la barre ;
- γs = 1.25 Facteur de sécurité de la résistance des aciers

Calcul de Rtc;d :

$$Rtc;d = (fy \times As) / \gamma s = (500 \times 804{,}24) / 1{,}25 = 321{,}70\ KN$$

Les efforts de traction maximaux Tmax mobilisés dans chaque clou, pour l'ensemble des phases de terrassement, sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Clou	Profondeur h [m]	Rtc;d [KN]	To,d [KN]	Vérification
1	0,50	321,70	135,68	Satisfaisante
2	2,00	321,70	197,81	Satisfaisante
3	3,50	321,70	176,38	Satisfaisante
4	5,00	321,70	152,28	Satisfaisante
5	6,50	321,70	140,46	Satisfaisante
6	8,00	321,70	117,03	Satisfaisante
7	9,50	321,70	140,71	Satisfaisante
8	11,00	321,70	94,05	Satisfaisante
9	12,50	321,70	84,19	Satisfaisante
10	14,00	321,70	74,33	Satisfaisante
11	15,50	321,70	64,48	Satisfaisante
12	17,00	321,70	54,62	Satisfaisante
13	18,50	321,70	104,22	Satisfaisante
14	20,00	321,70	107,19	Satisfaisante
15	21,50	321,70	122,22	Satisfaisante
16	23,00	321,70	137,26	Satisfaisante
17	24,50	321,70	156,78	Satisfaisante
18	26,00	321,70	170,03	Satisfaisante
19	27,50	321,70	185,81	Satisfaisante

Tableau VI.12: La valeur de To ; d de chaque clou

Ce qui nous donne : Tmax = 197,81 KN

D'où : Rtc;d >Tmax ;d est vérifié.

b) Résistance d'interaction sol – renforcement

La vérification de l'interaction sol-renforcement consiste à s'assurer que l'adhérence entre le sol et les lits de renforcement est suffisante pour reprendre les charges de calcul. Cette vérification est satisfaite lorsque l'inégalité suivante est vérifiée pour tous les cas de charge et combinaisons de charges :

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

Où :

- **Tmax;d** : valeur de calcul de l'effort de traction maximal dans le lit de renforcement ;
- **Rf;d** : valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction sol – lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale.

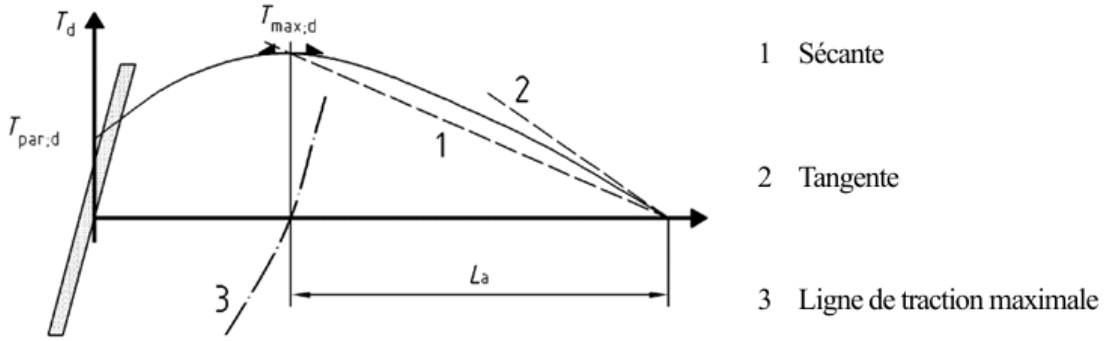


Figure VI.6: Vérification de la résistance d'interaction

La valeur de calcul de la résistance ultime d'interaction est déterminée par l'expression suivante :

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

- τmax;k : valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et le lit de renforcement ;
- Ps : périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement ;
- La : longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale ;
- $\gamma_{m,f}$: facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement, avec γRs = 1,4.

__	Tmax (kN)	qs (kPa)	La (m)	γm,f	f (mm)	Ps (m)	Rf;d (kN)
Résultats	197,81	250	4,8	1,4	100	0,314	269,14

Tableau VI.13 : vérification de la résistance d'interaction sol – renforcement

D'où : Rf;d > Tmax est vérifié.

c) Vérification de poinçonnement

La résistance du parement au poinçonnement est vérifiée en s'assurant que la condition 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=1/eh=1/1,8=0.55

- Rpar;d : Valeur de calcul de la résistance ultime du parement, elle est donnée par la formule ci-dessous :

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

fck : Résistance du béton à la compression à k jour (fc28= 30 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 (Pl* = 10 bars = 1 MPa)

D'où : Rpar;d=468 kN

$$\frac{\text{Tpar; d}}{\text{N}} = 360\ \text{KN} < \text{Rpar; d} = 468\ \text{KN}$$

En conséquence, une épaisseur de parement de h = 20 cm est retenu, justifiée par la vérification au poinçonnement.

d) Résistance structurelle du parement

Le parement est vérifié à la flexion simple à l'ELU conformément aux règles BAEL 91/99, en le considérant comme une poutre continue sur appuis simples multiples. La charge de dimensionnement est :

$$\sigma par = \inf[1 ; \sup (0{,}6 ; 0{,}4 + 0{,}2 \max (ev ; eh))] \times Tpar / (ev \times eh)$$

Les moments maximaux sont calculés par :

$$Mmax\ appuis = \sigma par \times l^2 / 12$$

$$Mmax\ travée = \sigma par \times l^2 / 24$$

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

Calcul de σpar et Mmax :

$$\sigma_{\text{par}} = \inf[1; \sup(0{,}6; 0{,}4 + 0{,}2\max(1{,}5; 1{,}8))] \times \frac{197{,}81}{1{,}8 \times 1{,}5}$$

$$\sigma_{\text{par}} = \inf[1;\ 0{,}76] \times \frac{197{,}81}{2{,}7}$$

$$\boxed{\sigma_{\text{par}} = 55{,}67\text{kPa}}$$

$$M_{max,appuis} = \frac{55{,}67 \times 1{,}8^2}{12}$$

$$\boxed{M_{max,appuis} = 15{,}03\ \text{kNm/m}}$$

$$M_{max,travée} = \frac{55{,}67 \times 1{,}8^2}{24}$$

$$\boxed{M_{max,travée} = 7{,}51\ \text{kNm/m}}$$

Mmax ELU (kN.m)	**Sur appui (Côté terre)**	**En travée (Côté parement)**
	15,03	-7,51
Section (cm²/ml)	2,01	1,00
Treillis	ST25C	ST25C

Tableau VI.14: Moment et section calculés pour le parement

Le détail du calcul BA est joint en annexe.

e) Épaisseur de la plaque d'appui

L'épaisseur minimale de la plaque d'appui est donnée par :

$$e_{min} = \sqrt{(T_{par} / (\pi \times f_y))}$$

Avec fy = 235 MPa (limite élastique de la plaque d'appui en acier S235).

$$e_{min} = 16{,}36\ \text{mm}$$

Donc, on prend une épaisseur de la plaque d'appui e = 20 mm.

Paramètre	Valeur
Épaisseur parement	20 cm
Treillis côté terre	ST25C
Treillis côté parement	ST25C
Enrobage	2 cm
Plaque d'appui	200×200×20mm extérieure au parement

Tableau VI.15 : Caractéristiques géométrique de parement

VI.5.5 Coupe type de la paroi clouée

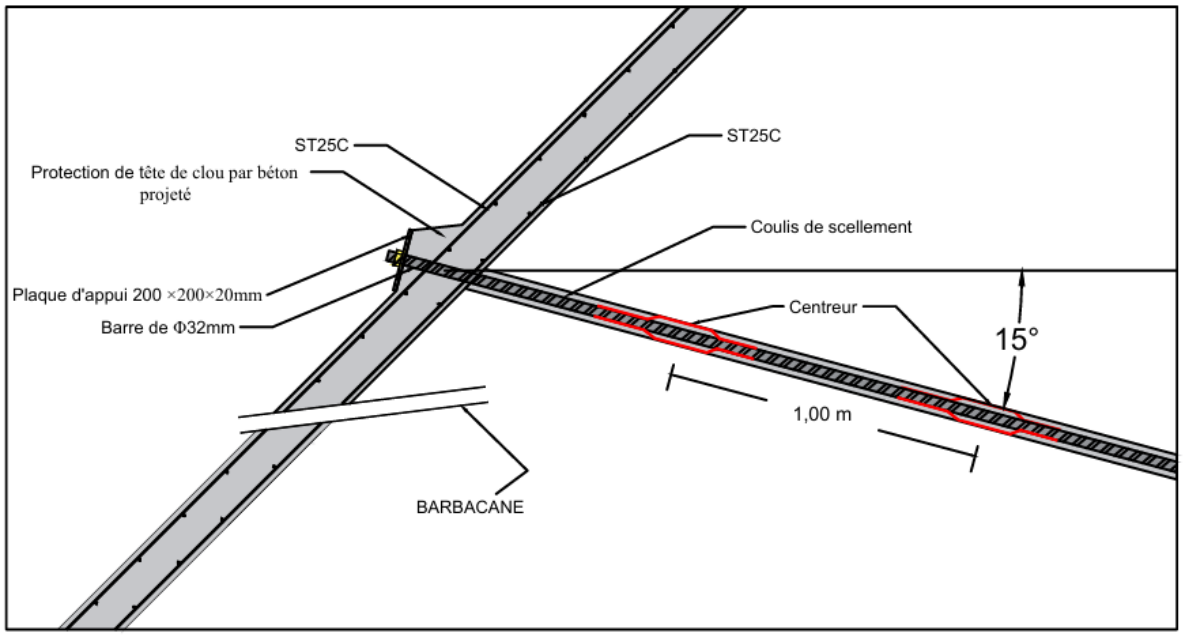


Figure VI.7: Coupe type de la paroi clouée

VI.6 Généralités sur les pieux

Les vérifications géotechniques et structurales de l'écran de pieux ont été réalisées à l'aide du logiciel GEO5, en utilisant la méthode des coefficients de réaction (modèle sol-structure). Cette approche modélise le comportement du sol par des ressorts élastiques répartis le long de l'écran, traduisant la réaction du terrain en fonction des déplacements de la structure.

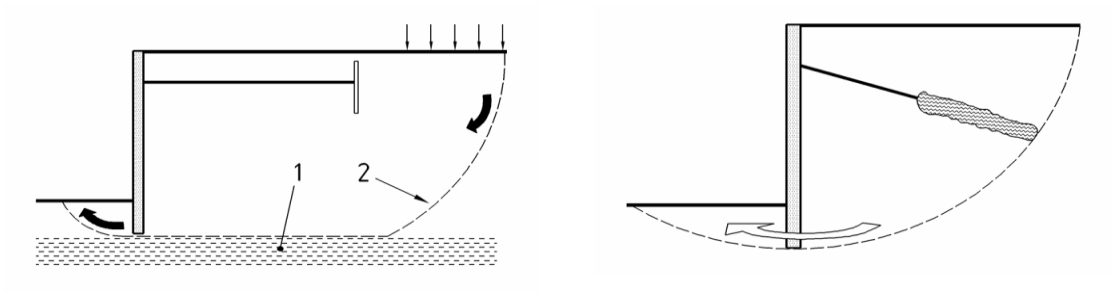
L'écran est constitué de pieux circulaires en béton armé, stabilisés par des tirants d'ancrage précontraints, assurant la stabilité de la fouille en pied de talus.

VI.7 Stabilité générale : GEO

VI.7.1 Cercle de glissement

La vérification de la stabilité générale est réalisée pour les cas où les surfaces de rupture ne traversent pas les pieux. Cette analyse relève des états limites géotechniques de type GEO et est effectuée conformément aux recommandations du Fascicule n°62 – Titre V (§ B.3.6.1).

Cette vérification consiste à contrôler que, pour chaque surface de glissement potentielle entourant le massif renforcé, les efforts provoquant le glissement restent inférieurs aux résistances au cisaillement développées par le sol le long de la surface de rupture.



a) Surface de rupture non circulaire

b) Surface de rupture circulaire

Légende

1 Couche « savonnette »
2 Surface de rupture

Figure VI.8 : Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran

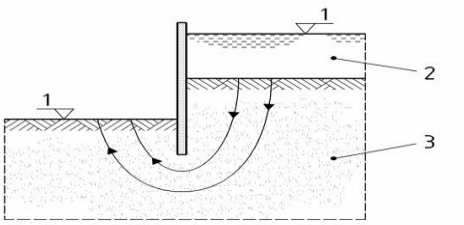
VI.7.2 Défaut de butée (l'article 4.2.2 de la norme NF P 94-282)

La rupture d'un écran de soutènement peut survenir lorsque la poussée mobilisée au pied de l'écran devient trop importante et atteint une valeur proche de la butée maximale que le sol peut développer.

VI.7.3 Instabilité hydraulique du fond de l'excavation (l'article 4.2.6 de la norme NF P 94-282)

La stabilité d'un écran de soutènement peut être affectée par les pressions interstitielles ainsi que par les écoulements d'eau dans le sol.

Ces effets hydrauliques peuvent provoquer une rupture au pied de l'ouvrage, soit par soulèvement du fond de fouille sous l'action de la poussée d'Archimède, soit par une diminution importante de la butée du sol due aux forces d'écoulement de l'eau.



Légende

1 Niveau de l'excavation (gauche)
1 Niveau de la nappe (droite)
2 Eau
3 Sable

Figure VI.9: Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être

VI.7.4 Déplacements de l'écran

Les déplacements de l'écran de soutènement durant les phases de construction et d'exploitation peuvent provoquer des désordres sur l'ouvrage lui-même ainsi que sur les structures voisines.

Il est donc nécessaire de définir une valeur limite admissible et de mettre en place des mesures de prévention adaptées.

Dans cette étude, le déplacement maximal admissible de l'écran a été fixé 10 à 20 mm, en prenant en considération la sensibilité du site et la présence du portail du tunnel situé dans la zone d'influence du soutènement.

VI.8 Vérifications internes de la structure (STR)

VI.8.1 Vérification des pieux

Vérification à la flexion

Les pieux constituant l'écran de soutènement sont soumis à des moments fléchissants résultant des poussées des terres ainsi que des efforts transmis par les tirants d'ancrage.

La vérification à la flexion consiste à s'assurer que le moment résistant de la section en béton armé reste supérieur au moment sollicitant appliquer :

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

Avec :

- M_{Ed}: moment fléchissant de calcul obtenu à partir du logiciel GEO5 ;
- M_{Rd}: moment résistant de la section en béton armé.

Exigences minimales des armatures longitudinales

a) armatures longitudinales :

Nombre minimal de barres 6

Diamètre minimal 12 mm

Section totale rapportée à la section nominale du pieu :

Minimum : 0,5 %

Maximum : 3 %

Figure VI.10: Armature longitudinale minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA 2008

Vérification au cisaillement

Les pieux de l'écran sont également soumis à des efforts tranchants significatifs au cours des différentes phases d'excavation.

La vérification au cisaillement consiste à vérifier :

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

Avec :

- V_{Ed}: effort tranchant de calcul obtenu à partir du modèle GEO5 ;
- V_{Rd}: résistance de calcul au cisaillement de la section en béton armé.

Exigences minimales des armatures transversales

Elles doivent être composées de cerces ou cadres répondant aux conditions ci-après :

Diamètre minimal 10 mm

Pourcentage minimal en volume : 0,4 % $/\sqrt{d}$ borné supérieurement à 0,4 % où d représente le diamètre du pieu, en mètres

Espacement maximal nu à nu des cerces : 12 fois le diamètre des barres longitudinales.

Figure VI.11: Armature transversale minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA

Calcul de la résistance au cisaillement

Armatures transversales (cerces) :

Choix : HA12 mm

Espacement :

$$S = \frac{1000}{5} = 200\ mm$$

Aire d'une barre :

$$\mathrm{A}_{\phi} = \frac{\pi \times \phi^2}{4} = \frac{\pi \times 12^2}{4} = 113{,}10\ \mathrm{mm}^2$$

Aire des armatures transversales spirales (n = 2 barres/cercle) :

$$A_{sp} = n \times A_{\phi} = 2 \times 113{,}10 = 226{,}19\ \mathrm{mm}^2$$

Enrobage : C = 50 mm

Diamètre des spirales :

$$D_{sp} = D - 2C - \phi = 1000 - 2 \times 50 - 12 = 888\ \mathrm{mm}$$

Capacité au cisaillement (EN 1992-1-1) :

$$V_{Rd,s} = \frac{\alpha \times A_{sp} \times f_{yd} \times D_{sp}}{S}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{0{,}8 \times 226{,}19 \times 435 \times 888}{200}$$

$$\boxed{V_{Rd,s} = 349{,}50\ \mathrm{kN}}$$

VI.9 Vérification des tirants

La vérification des tirants d'ancrage est effectuée conformément aux exigences normatives en vigueur. Elle porte sur les quatre critères suivants :

- La résistance de l'acier à la traction,
- La résistance à l'arrachement du tirant dans le sol,
- La résistance mécanique du coulis d'injection,
- La stabilité globale du massif d'ancrage.

VI.9.1 Vérification de la résistance de l'acier à la traction

La résistance des tirants à la traction est vérifiée en s'assurant que l'effort de traction obtenu par le logiciel GEO5 reste inférieur à la résistance de calcul du tirant :

$$T_{Ed} \leq T_{Rd}$$

Avec :

T_{Ed}: effort de traction issu de la modélisation GEO5,

T_{Rd}: résistance de calcul du tirant.

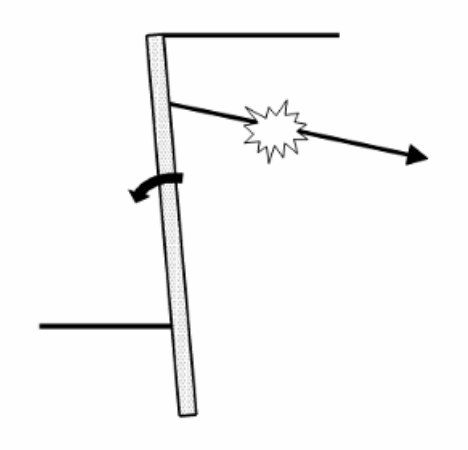


Figure VI.12: Rupture d'un tirant d'ancrage (NF P 94-282)

VI.9.2 Vérification à l'arrachement

La résistance du terrain au niveau de la zone scellée doit être suffisante pour s'opposer à l'arrachement du tirant. La condition à satisfaire est :

$$T_{Ed} \leq R_{a,d}$$

$R_{a,d}$: résistance d'arrachement du terrain au niveau de la zone d'ancrage.

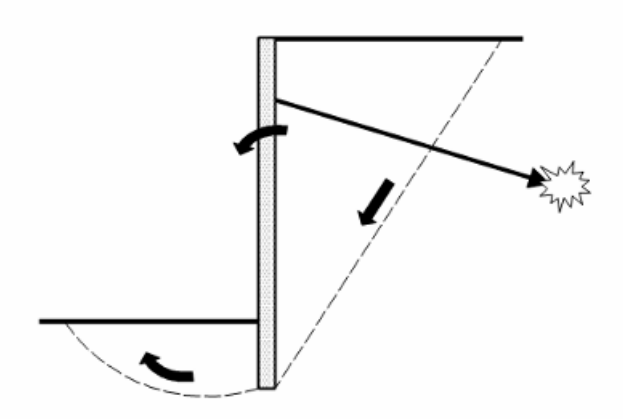


Figure VI.13: Arrachement d'un tirant d'ancrage (NF P 94-282)

VI.9.3 Vérification du coulis

La résistance mécanique du coulis d'injection est vérifiée en s'assurant que l'effort appliqué ne dépasse pas la résistance du coulis injecté :

$$T_{Ed} \leq R_c$$

R_c: résistance du coulis injecté.

VI.9.4 Vérification du massif d'ancrage

La longueur scellée des tirants doit être implantée au-delà de la zone active du sol, afin de garantir un transfert efficace des efforts vers le terrain stable. Cette condition est vérifiée en s'assurant que la zone d'ancrage se situe entièrement hors du prisme de glissement potentiel.

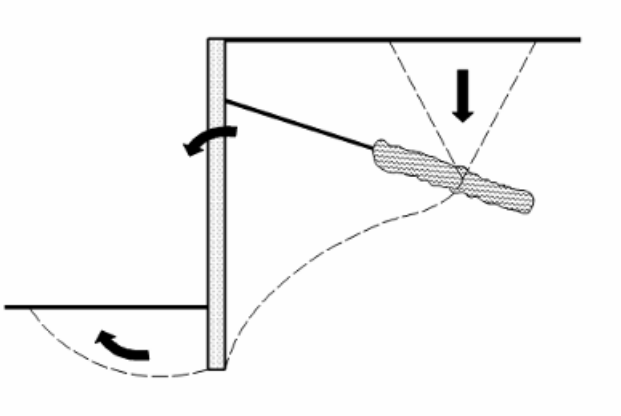


Figure VI.14: Exemple d'un mécanisme de rupture trois blocs pouvant provoquer l'instabilité d'un écran (NF P 94-282)

VI.10 Modélisation et vérification à l'aide de GEO5 :

VI.10.1 Caractéristiques géométriques de l'écran de soutènement avec appui

- **Pieu :**

Élément	Valeur
Longueur des pieux armés (m)	25
Hauteur d'excavation (m)	9
Entraxe entre pieux (m)	1,3
Diamètre des pieux (m)	1

Tableau VI.16 : Caractéristiques géométriques des écrans

- **Tirant :**

Appui (tirant)	Tirant 1	Tirant 2
Type de tirant	Précontraint	Précontraint
Profondeur (m)	1	2.5
Longueur libre (m)	10	10
Longueur d'ancrage (m)	20	20
Inclinaison (°)	30	30
Espacement des tirants (m)	2,6	2,6
Diamètre des torons (mm)	15.7	15.7
Nombre de torons	5	5
Force de précontrainte (kN)	250	250
Diamètre de scellement (mm)	150	150

Tableau VI.17 : Caractéristiques des tirants

VI.10.2 Vérification de la stabilité de l'écran

Phase de construction (situation transitoire)

La situation transitoire couvre l'ensemble des phases d'excavation et de mise en place progressive des éléments de soutènement. Pour chaque stade de construction, la stabilité de l'écran a été vérifiée à l'aide du logiciel GEO5. Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après

———	Stage 1 (Initiale)	Stage 2 (excavation -2 m + mise en place 1er tirant)	Stage 3 (excavation -4m + mise en place de tirant)	Stage 3 (excavation -6m)	Stage 5 (excavation finale -9m)
Déplacement max	5,4 mm	6 mm	7,5 mm	9,2 mm	12, mm
Moment max	169,95 KN.m	181,67 KN.m	231,83 KN.m	377,30 KN	658,68 KN.m
Effort max	47,68 KN	56,04 KN	111,43 KN	256,71 KN	388,77 KN
Tassement	6,9 mm	7,4 mm	8,1 mm	9,2	12,5 mm

Tableau VI.18 : Récapitulatif des résultats des différents stages d'excavation en situation transitoire

VI.10.3 Modélisation de calcul des pieux avec des tirants

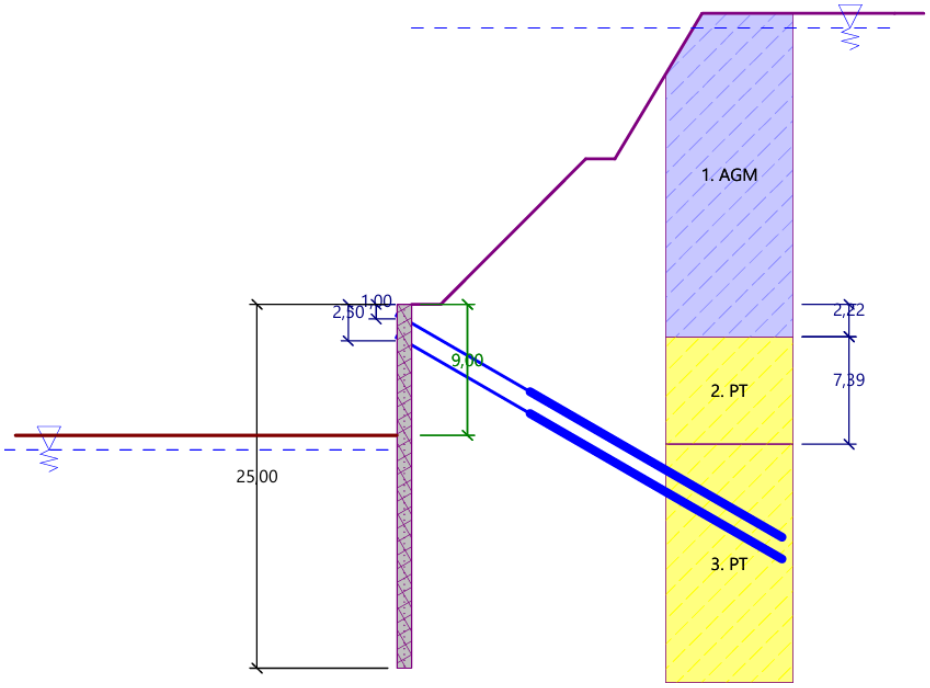


Figure VI.15 : Modèle de calcul de l'écran en pieux ancrés à la phase finale d'excavation

VI.10.4 Phase de service : (situation fondamentale)

Analyse de la stabilité interne et des efforts internes

- **Stabilité interne**

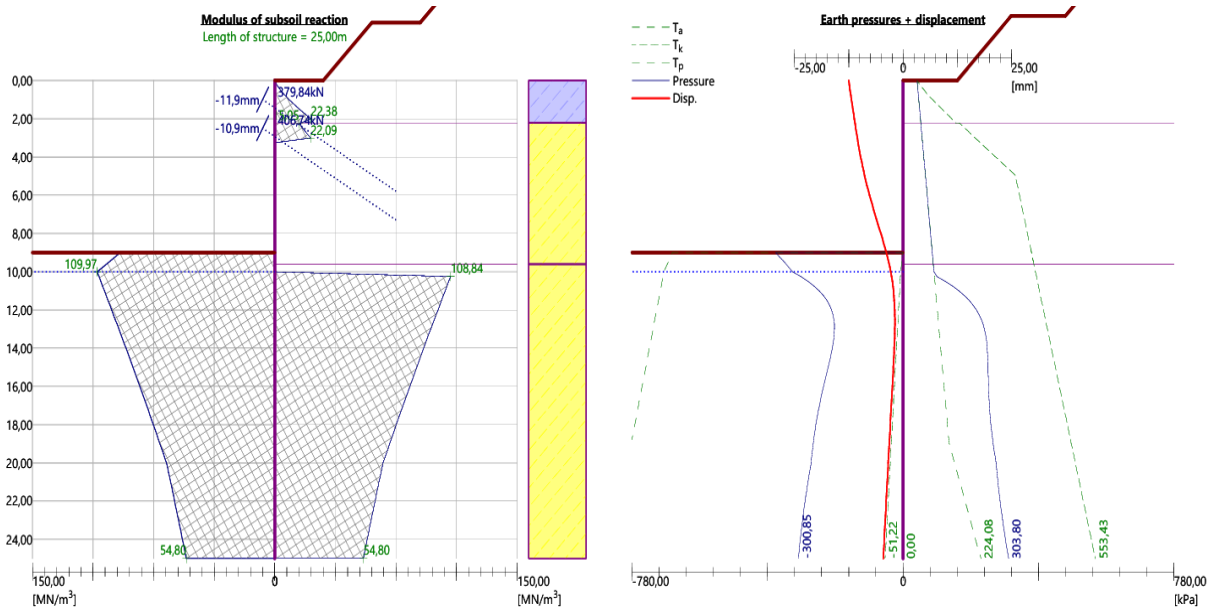


Figure VI.16 : Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation)

- **Efforts interne**

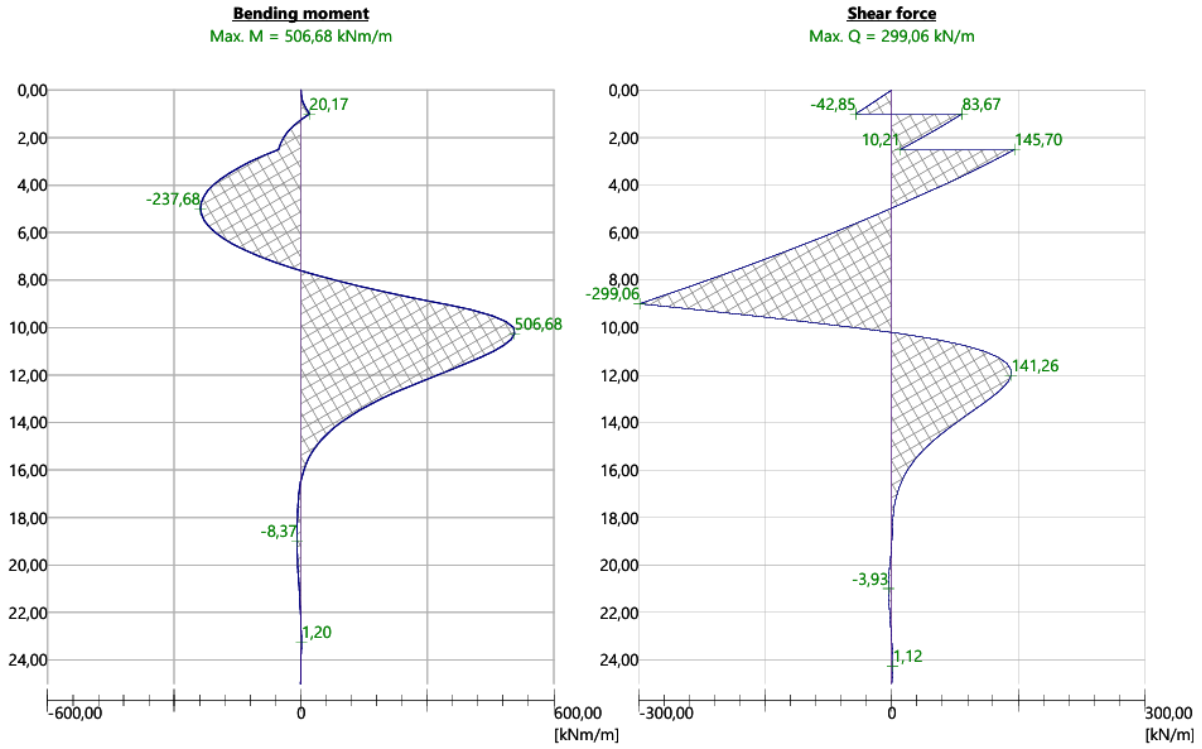


Figure VI.17 : Efforts internes

- **Déformations + Contraints**

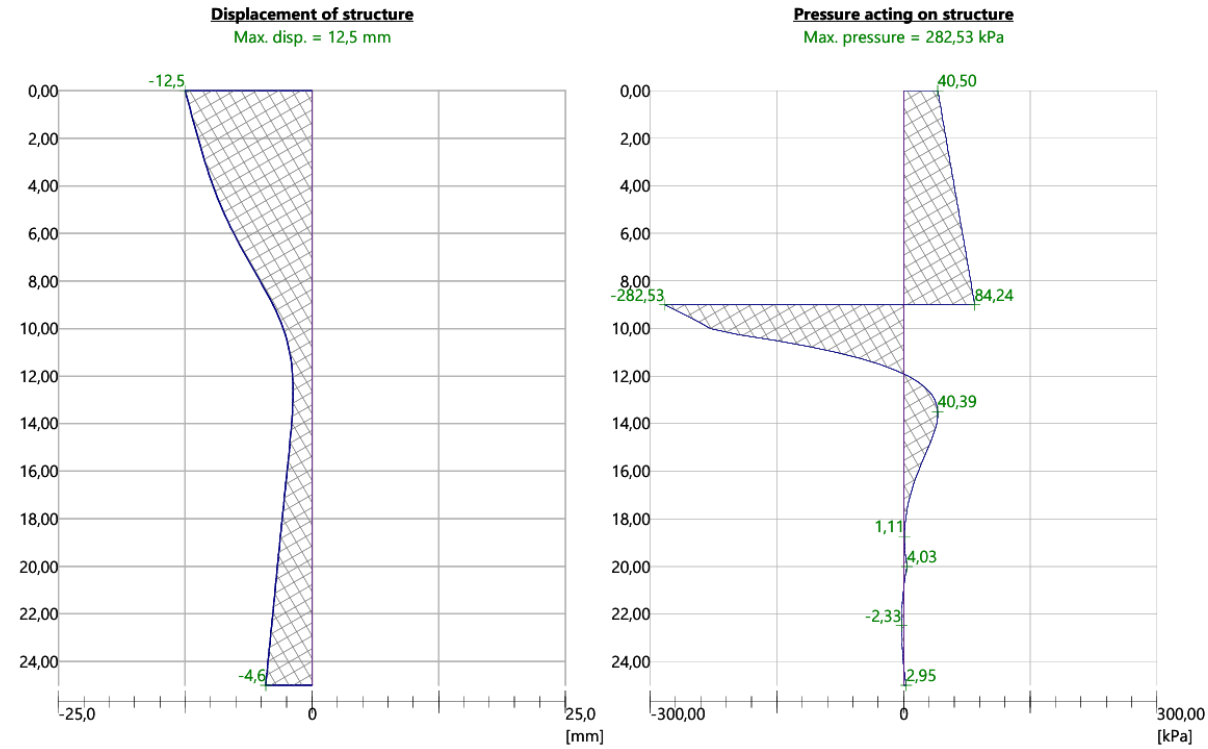


Figure VI.18 : Déformations et contraintes

- **Mobilisation des buttées**

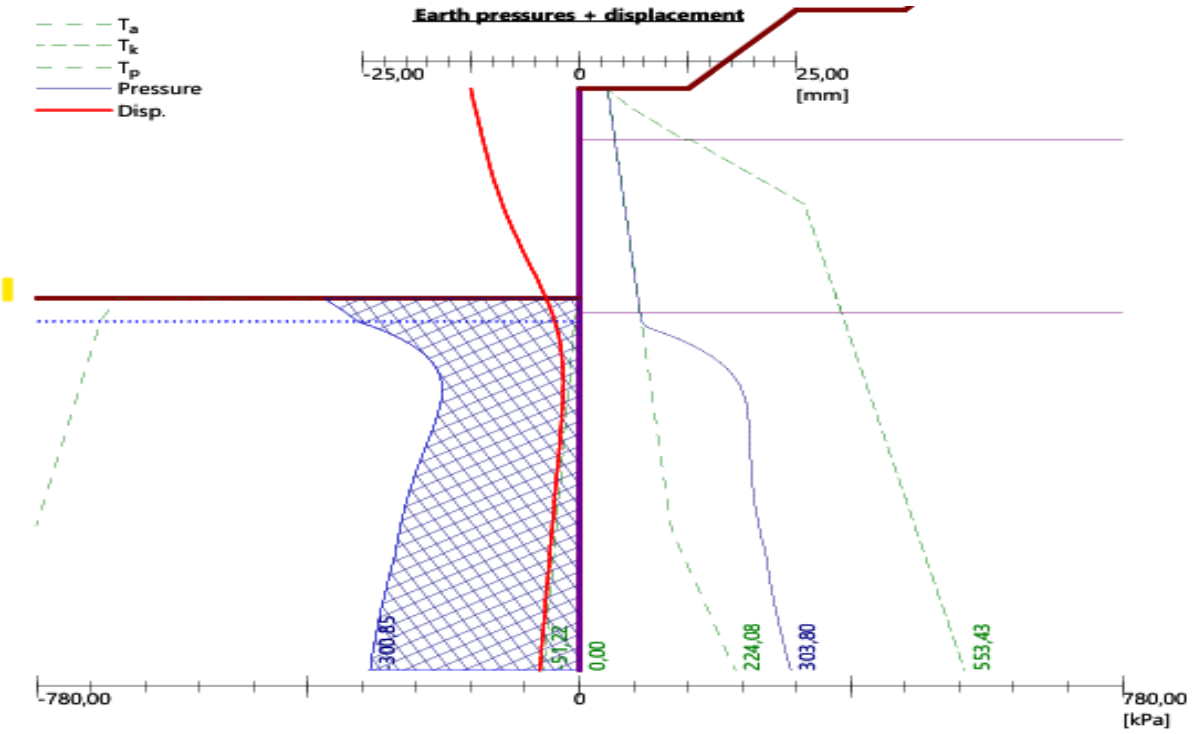


Figure VI.19 : Mobilisation des butées

Interprétation

Mobilisation de la butée passive

Afin de vérifier la stabilité de l'écran de pieux sous charges de service, la mobilisation de la résistance passive vis-à-vis des efforts horizontaux dus aux poussées des terres a été examinée.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Résistance passive maximale : Rmax = 12173,93kN/m
- Résistance passive mobilisée : Rmob = 4087,03kN/m
- Coefficient de sécurité obtenu : SFp = 2,98 > 1,50

Calcul du taux de mobilisation

$$\frac{4087,03}{12173,93} \times 100 = 33,57\%$$

La résistance mobilisée ne représente que 33,57 % de la capacité maximale du sol, ce qui indique que les sollicitations actuelles restent très en deçà de la résistance disponible. Le

coefficient de sécurité obtenu est largement supérieur à la valeur requise, confirmant ainsi un niveau de sécurité satisfaisant.

VI.10.5 Phase de service : (situation sismique)

Analyse de la stabilité interne et des efforts internes

- **Stabilité interne**

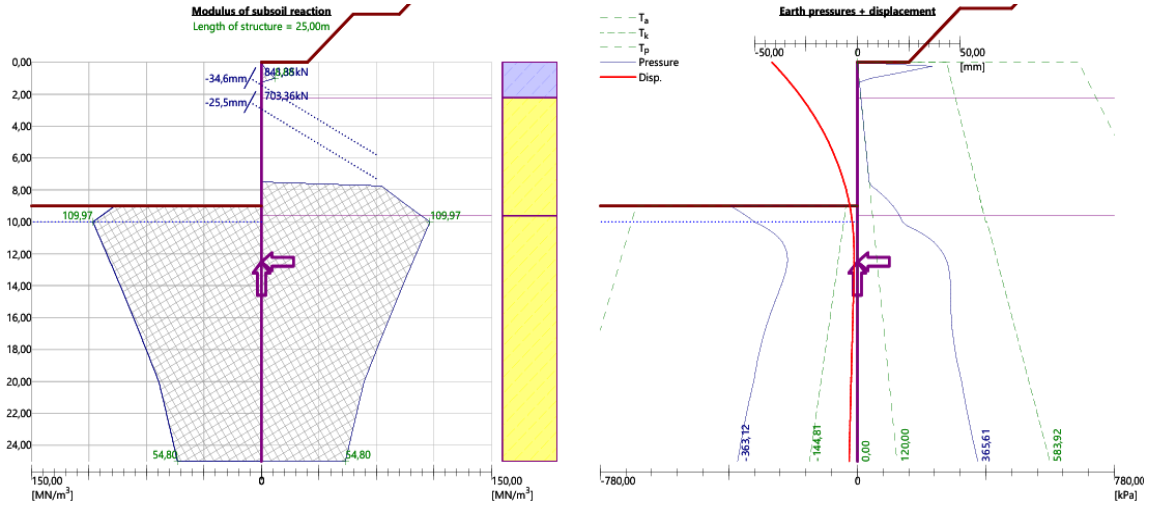


Figure VI.20 : Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) (situation sismique)

- **Efforts interne**

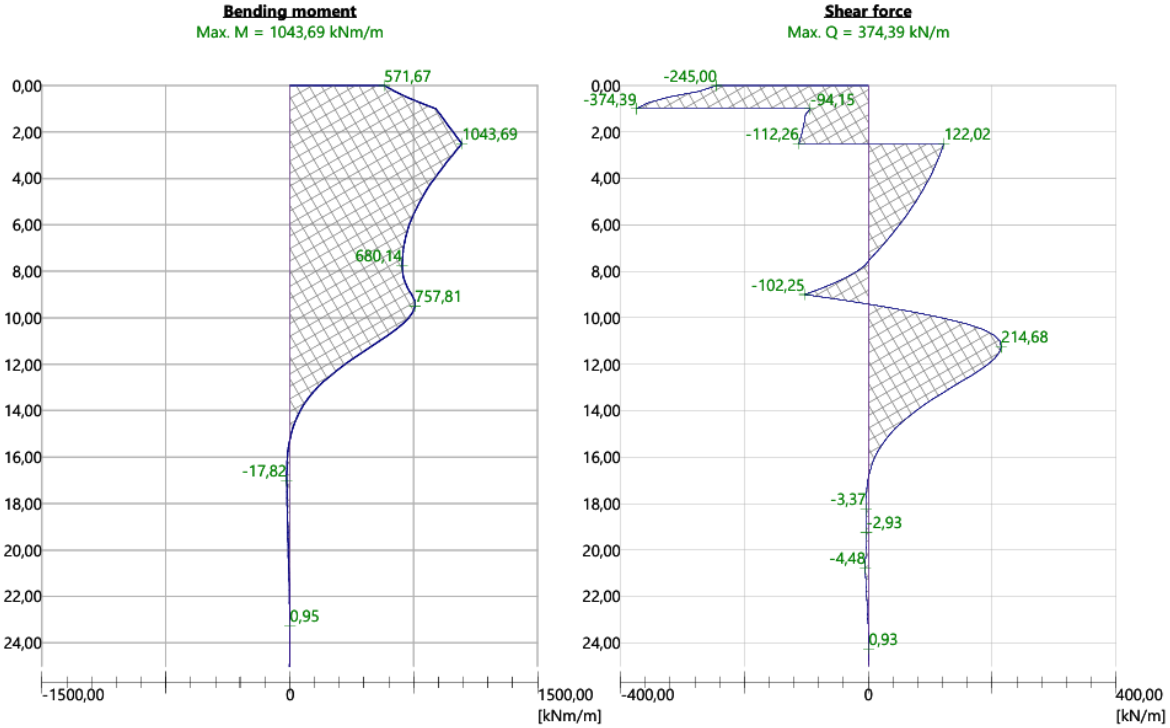


Figure VI.21 : Efforts internes (situation sismique)

- **Mobilisation des buttées**

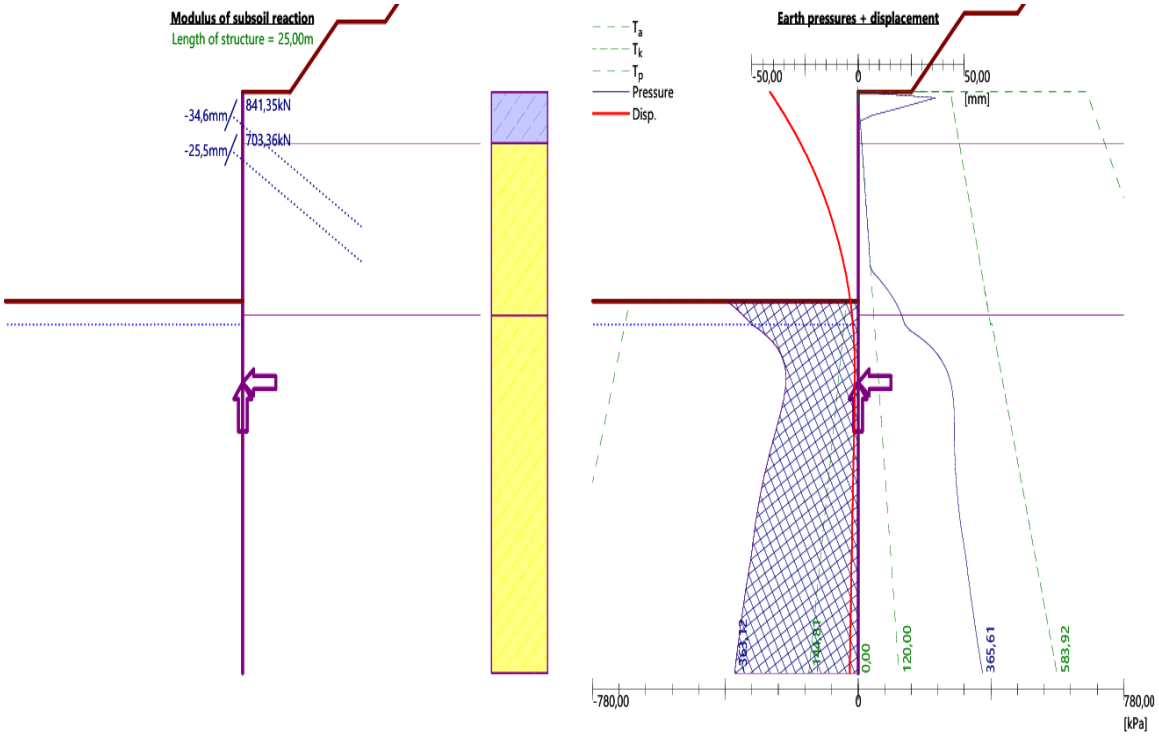


Figure VI.22 : Mobilisation des butées (situation sismique)

Interprétation

Mobilisation de la butée passive

Afin de vérifier la stabilité de l'écran de pieux sous charges de service, la mobilisation de la résistance passive vis-à-vis des efforts horizontaux dus aux poussées des terres a été examinée.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Résistance passive maximale : Rmax = 12527,33kN/m
- Résistance passive mobilisée : Rmob = 4650,76kN/m
- Coefficient de sécurité obtenu : SFp = 2,69 > 1,50

Calcul du taux de mobilisation

$$\frac{4650,76}{12527,33} \times 100 = 37,12\%$$

La résistance mobilisée ne représente que 37,12 % de la capacité maximale du sol, ce qui indique que les sollicitations actuelles restent très en deçà de la résistance disponible. Le coefficient de sécurité obtenu est largement supérieur à la valeur requise, confirmant ainsi un

niveau de sécurité satisfaisant.

VI.10.6 Analyse et vérification des tirants d'ancrage

Les résultats obtenus par le logiciel GEO5 montrent que les efforts développés dans les tirants d'ancrage restent inférieurs aux résistances admissibles pour l'ensemble des vérifications effectuées.
Le tirant le plus sollicité est le tirant 1 avec un effort maximal de F_{max} =841,35kN
Cet effort reste inférieur aux trois critères de vérification suivants :

- La résistance en traction du tirant : $R_t = 1142{,}2kN$
- La résistance à l'arrachement du sol : $R_e = 1570{,}8kN$
- La résistance du scellement : $R_c = 1850{,}37\ kN$

Le taux d'utilisation maximal obtenu est de 73,66 %, ce qui confirme que les tirants satisfont aux exigences de stabilité et de sécurité fixées par les normes en vigueur.

Anchor	Stage	Depth z [m]	Max. force F [kN]	Anchor strength R_t [kN]	Pull-out res. (soil) R_e [kN]	Pull-out res. (grouting) R_c [kN]	Verification
1	6	1,00	841,35	1142,20	1570,80	1850,37	is satisfactory (73,66 %)
2	6	2,50	703,36	1142,20	1570,80	1850,37	is satisfactory (61,58 %)

Tableau VI.19 : Résultats de vérification des tirants d'ancrage

VI.10.7 Stabilité de l'écran type STR (Ferraillage des pieux)

Paramètre	**Valeur**
Force de cisaillement maximal (kN)	486,71
Moment maximal (Kn.m)	1356,8

Tableau VI.20 : Paramètres de calcul

Disposition des armatures obtenue

Paramètre	Valeur
Nombre de barres longitudinales	18,00
Enrobage(mm)	50,0
Diamètre des barres longitudinales(mm)	25,0
Diamètre des cadres / spires(mm)	12,0
Espacement des cadres / spires(mm)	200,0

TableauVI.21 : Paramètres de ferraillage des pieux

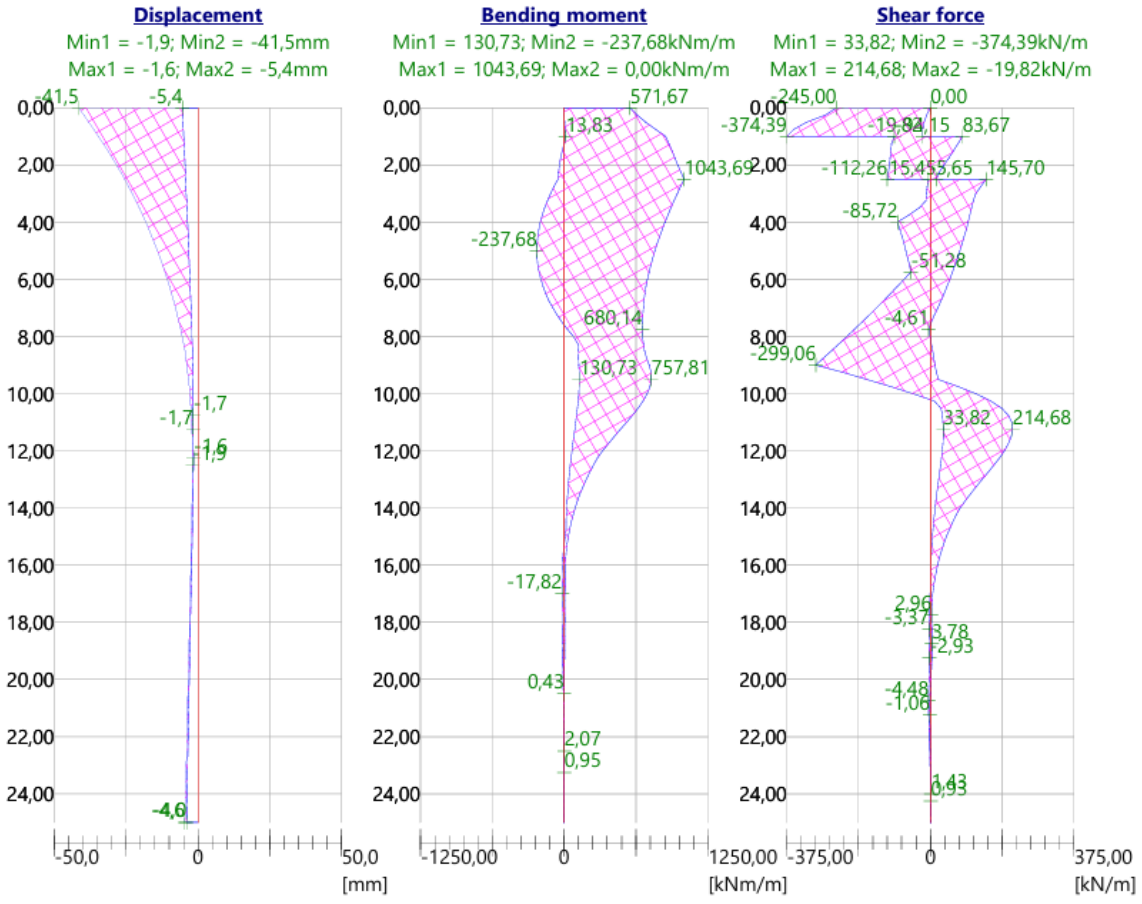


Figure VI.23 : Distribution des déplacements, des moments fléchissants et des efforts tranchants

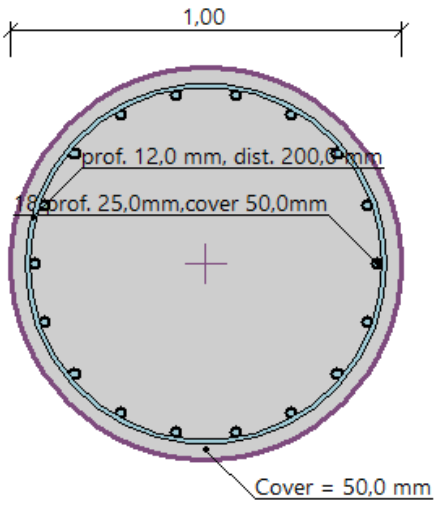


Figure VI.24: Détail de Ferraillage de l'écran

Vérification de la résistance à la flexion

On prendre 18-HA25 (88,35 cm²)

Calcul de la section du pieu An :

Ils ont utilisé un pieu de Ø 1000 mm = 100 cm, donc :

$$An = \frac{\pi * (100)\ ^\wedge 2}{4} = 7854\ cm^\wedge 2$$

P= (88 ,35 /7854) ×100 = 1,12%

1,12% > 0,5%

Armatures 18HA25,

Enrobage 50 mm

Moment appliqué : Med = 1356,8 Kn.m

Moment résistant du pieu : MRd = 1511,9 kNm

Med = 1356,8 Kn.m < MRd = 1511,9 Kn.m

Donc, Vérification en flexion satisfaite.

Vérification de la résistance au cisaillement

Armature de cisaillement : HA12 mm espacé de 200 mm

Asw = 2 x 565,5 = 1131 mm²

bw = 0,88 m ; d = 0,80 m

Force de cisaillement limite ultime : VRd = 885,11 kN > Ved= 486,71 kN

Section admissible

VI.10.8 Vérification des liernes (walers) en béton armé

Élément	Lierne
Section (b × h)	0,5× 0,7 m
Béton	C35/45

Tableau VI.22 : Caractéristiques géométriques des liernes

Efforts obtenus

Effort maximal :

$$F_{max} = 703{,}36\ kN$$

Moment maximal :

$$M_{max} = 152{,}28\ kN.m$$

Effort tranchant maximal :

$$Q_{max} = 304{,}56\ kN$$

Armatures adoptées

Armatures longitudinales : 10HA20 (31,41cm²)

Armatures transversales : HA16/110

Enrobage : $c = 5\ cm$

Vérification en flexion

Moment sollicitant :

$$M_{Ed} = 152{,}28N.m$$

Section d'une barre HA20 :

$$A_{\phi 20} = \frac{\pi \times 20^2}{4} = 314{,}16mm^2$$

Pour 10 barres :

$$A_s = 10 \times 314{,}16$$

$$A_s = 3141{,}6\ mm^2$$

Hauteur utile

$$d = h - c - \phi_{etrier} - \frac{\phi_{long}}{2}$$
$$d = 700 - 50 - 16 - 10$$

$$d = 624\ mm$$

Bras de levier :

$$z \approx 0.9d$$
$$z = 0.9 \times 624$$

$$z = 561{,}6\ mm$$

Résistance en flexion

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z$$

Avec :

$$f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 435\ MPa$$

Donc :

$$M_{Rd} = 3141{,}6 \times 435 \times 561{,}6$$
$$M_{Rd} = 767{,}48\ kN.m$$

Vérification

$$M_{Rd} = 767{,}48\ kN.m > M_{Ed} = 152{,}28\ kN.m$$

→ Vérification en flexion satisfaite.

Vérification au cisaillement

Effort tranchant :

$$V_{Ed} = 304{,}56\ kN$$

Armatures transversales

Section d'un étrier HA16 :

$$A_{\phi 16} = 201{,}06\ mm^2$$

Étrier fermé → 2 branches :

$$A_{sw} = 2 \times 201{,}06$$

$$A_{sw} = 402{,}12\ mm^2$$

Espacement :

$$s = 110\ mm$$

Résistance au cisaillement

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{402{,}12}{110} \times 561{,}6 \times 435$$

$$V_{Rd,s} \approx 893{,}05\ kN$$

Vérification :

$$V_{Rd,s} = 893{,}05\ kN > V_{Ed} = 304{,}56\ kN$$

Vérification au cisaillement satisfaite.

Vérification des dispositions constructives

Espacement des étriers

Condition Eurocode :

$$s \leq 0.75d$$

$$0.75d = 0.75 \times 624$$

$$0.75d = 499{,}28\ mm$$

Or :

$$s = 110\ mm < 468mm$$

Condition respectée.

Plan de ferraillage

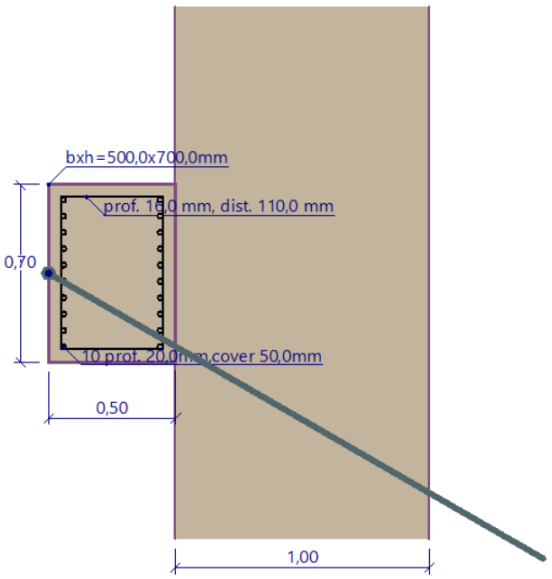


Figure VI.25: Plan de ferraillage de lierne

VI.10.9 Vérification de la poutre de couronnement en béton armé

Élément	Lierne
Section (b × h)	1,2× 1,3 m
Béton	C35/45

Tableau VI.23 : Caractéristiques géométriques de poutre de couronnement

Efforts obtenus :

Effort maximal :

$$F_{max} = 226{,}63\ kN$$

Moment maximal :

$$M_{max} = 57{,}45\ kN.m$$

Effort tranchant maximal :

$$Q_{max} = 176{,}77\ kN$$

Armatures adoptées :

Armatures longitudinales : 6HA25 (29,45cm²)

Armatures transversales : HA10/200

Enrobage : $c = 5\ cm$

Vérification en flexion

Moment sollicitant :

$$\mathrm{M_{Ed}} = 57{,}45\ \mathrm{kN.m}$$

Section d'une barre HA25 :

$$A_{\phi 25} = \frac{\pi \times 25^2}{4} = 490{,}87\ mm^2$$

Pour 6 barres :

$$A_s = 6 \times 490{,}87$$

$$A_s = 2945{,}24\ mm^2$$

Hauteur utile

$$d = h - c - \phi_{etrier} - \frac{\phi_{long}}{2}$$
$$d = 1300 - 50 - 10 - 12{,}5$$

$$d = 1227{,}5\ mm$$

Bras de levier :

$$z \approx 0.9d$$
$$z = 0.9 \times 1227{,}5$$

$$z = 1104{,}75\ mm$$

Résistance en flexion

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z$$

Avec :

$$f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 435\ MPa$$

Donc :

$$M_{Rd} = 2945{,}24 \times 435 \times 1104{,}75$$
$$M_{Rd} = 1415{,}38\ kN.m$$

Vérification

$$M_{Rd} = 1415{,}38\ kN.m > M_{Ed} = 57{,}45\ \ kN.m$$

→ Vérification en flexion satisfaite.

Vérification au cisaillement

Effort tranchant :

$$V_{Ed} = 176{,}77\ kN$$

Armatures transversales :

Section d'un étrier HA10 :

$$A_{\phi 10} = 78{,}54\ mm^2$$

Étrier fermé → 2 branches :

$$A_{sw} = 2 \times 78{,}54$$

$$A_{sw} = 157{,}07\ mm^2$$

Espacement :

$$s = 200\ mm$$

Résistance au cisaillement :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{yd}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{157,07}{200} \times 1104,75 \times 435$$

$$V_{Rd,s} \approx 377,41kN$$

Vérification :

$$V_{Rd,s} = 377,41\ kN > V_{Ed} = 176,77\ kN$$

Vérification au cisaillement satisfaite.

Vérification des dispositions constructives

Espacement des étriers

Condition Eurocode :

$$s \leq 0.75d$$

$$0.75d = 0.75 \times 1227,5$$

$$0.75d = 920,62\ mm$$

Or :

$$s = 200\ mm < 920,62\ mm$$

Condition respectée.

Coupe transversale

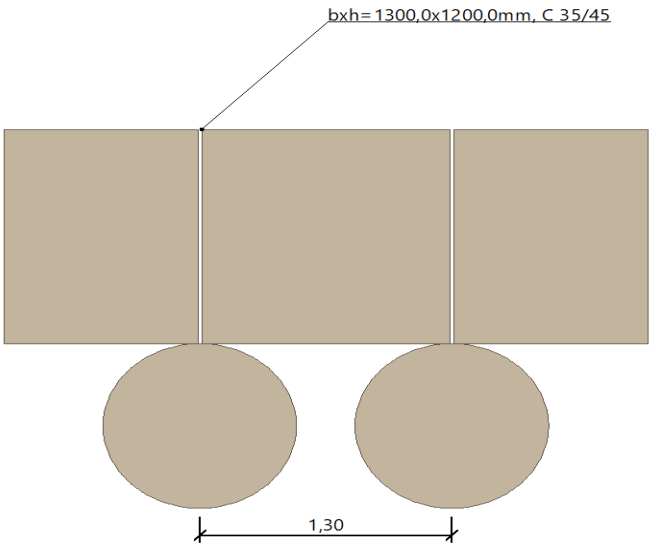


Figure VI.26: Coupe transversale de la poutre de couronnement sur pieux

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études nous a offert l'opportunité d'explorer la problématique de la stabilité du talus au niveau du portail Est du tunnel ferroviaire de Sidi-Aïch, dans le cadre du projet de dédoublement de la ligne ferroviaire Béni Mansour – Béjaïa. Pour mener à bien notre travail, nous avons d'abord effectué une présentation détaillée du projet, en exposant les données géographiques, climatiques, sismiques, géologiques et hydrogéologiques de la région de Sidi-Aïch.

Ensuite, nous avons exploité les résultats de la campagne d'investigation géotechnique complémentaire réalisée spécifiquement au niveau du portail Est. Les résultats de cette campagne nous ont permis d'établir les paramètres géotechniques de référence des différentes couches du massif de schistes intensément fracturés, paramètres qui jouent un rôle essentiel dans l'évaluation de la stabilité du talus.

Une fois ces connaissances acquises, nous avons entrepris une analyse de stabilité à l'aide du logiciel GEO5, suivie d'une étude comparative des différentes options de confortement envisageables. Ainsi, deux solutions ont été proposées et évaluées à l'aide d'une analyse multicritère :

- Solution 1 : Stabilisation des talus par ancrages D32 associée avec un parement en béton projeté (paroi clouée).
- Solution 2 : Stabilisation des talus hybride supérieurs par ancrages et écran de pieux tirantés au niveau du talus inférieur.

Cette approche nous a permis de répertorier les avantages et les inconvénients de chaque solution, en tenant compte de facteurs essentiels tels que le niveau de sécurité, les détails d'exécution, les contraintes géotechniques et les conditions sismiques. À la lumière de cette analyse, le choix s'est porté sur la solution hybride, jugée la plus appropriée car elle offre un niveau de sécurité conforme aux exigences réglementaires aussi bien en situation fondamentale qu'en situation sismique.

Pour dimensionner cet ouvrage, nous avons ensuite entrepris une étude d'Avant-Projet Détaillé (APD). Cette étude nous a permis de dimensionner l'ouvrage de stabilisation hybride conformément aux normes NF P 94-270 pour la paroi clouée et NF P 94-282 pour les pieux et les tirants.

Enfin, ce projet de fin d'études, réalisé dans le domaine des travaux géotechniques spéciaux dans un contexte complexe (géologie complexe, présence d'eaux souterraines, hauteur de talus exceptionnelle, présence des bâtiments à l'amont de l'ouvrage), revêt une importance capitale, car il nous a permis d'acquérir une méthodologie solide pour aborder les problématiques liées à la stabilité des talus. Il nous a également dotés d'une base de connaissances approfondie en matière d'ouvrages de soutènement et de confortement, que nous pourrons mettre à profit dans notre parcours professionnel futur.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[1] DTR_BC_2-33_2025 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de soutènement, Algérie.

[2] NF P 94-282 (2009) — Calcul géotechnique — Ouvrages de soutènement — Écrans, AFNOR.

[3] NF P 94-270 (Juillet 2020) — Calcul géotechnique — Ouvrages de soutènement — Remblais renforcés et massifs en sol cloué, AFNOR.

[4] SETRA, 1998. Les ouvrages de soutènement : Guide de conception générale. Guide technique DT1931, SETRA, Bagneux, France.

[5] RPOA 2008— Règlement Parasismique Algérien, CGS, Algérie.

[6] NF P 18-011 (Juin 1992) — Bétons — Classification et désignation des environnements agressifs, AFNOR.

[7] Eurocode 7 (EN 1997) : Calcul géotechnique, Comité Européen de Normalisation,

[8] Eurocode 2 (EN 1992) : Calcul des structures en béton, Comité Européen de normalisation, Bruxelle

[9] BAEL 91 mod. 99 — Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites, AFNOR.

[10] AFTES — Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, Recommandations sur la caractérisation des massifs rocheux.

[11] Meteoblue — Données climatiques de Sidi-Aïch. Disponible sur : www.meteoblue.com

[12] Google Earth — Localisation du site de projet. Disponible sur : www.earth.google.com

Annexes

Annexe 01 :
Missions géotechniques / extrait de la norme NF P 94-500

Tableau 2 — Classification des missions d'ingénierie géotechnique (suite)

ÉTAPE 3 : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES DE RÉALISATION (G3 et G 4, distinctes et simultanées)

ÉTUDE ET SUIVI GÉOTECHNIQUES D'EXECUTION (G3)

Cette mission permet de réduire les risques géotechniques résiduels par la mise en œuvre à temps de mesures correctives d'adaptation ou d'optimisation. Elle est confiée à l'entrepreneur sauf disposition contractuelle contraire, sur la base de la phase G2 DCE/ACT. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Étude

— Définir si besoin un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

— Étudier dans le détail les ouvrages géotechniques : notamment établissement d'une note d'hypothèses géotechniques sur la base des données fournies par le contrat de travaux ainsi que des résultats des éventuelles investigations complémentaires, définition et dimensionnement (calculs justificatifs) des ouvrages géotechniques, méthodes et conditions d'exécution (phasages généraux, suivis, auscultations et contrôles à prévoir, valeurs seuils, dispositions constructives complémentaires éventuelles).

— Élaborer le dossier géotechnique d'exécution des ouvrages géotechniques provisoires et définitifs : plans d'exécution, de phasage et de suivi.

Phase Suivi

— Suivre en continu les auscultations et l'exécution des ouvrages géotechniques, appliquer si nécessaire des dispositions constructives prédéfinies en phase Étude.

— Vérifier les données géotechniques par relevés lors des travaux et par un programme d'investigations géotechniques complémentaire si nécessaire (le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats).

— Établir la prestation géotechnique du dossier des ouvrages exécutés (DOE) et fournir les documents nécessaires à l'établissement du dossier d'interventions ultérieures sur l'ouvrage (DIUO)

SUPERVISION GÉOTECHNIQUE D'EXECUTION (G4)

Cette mission permet de vérifier la conformité des hypothèses géotechniques prises en compte dans la mission d'étude et suivi géotechniques d'exécution. Elle est à la charge du maître d'ouvrage ou son mandataire et est réalisée en collaboration avec la maîtrise d'œuvre ou intégrée à cette dernière. Elle comprend deux phases interactives :

Phase Supervision de l'étude d'exécution

— Donner un avis sur la pertinence des hypothèses géotechniques de l'étude géotechnique d'exécution, des dimensionnements et méthodes d'exécution, des adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposées par l'entrepreneur, du plan de contrôle, du programme d'auscultation et des valeurs seuils.

Phase Supervision du suivi d'exécution

— Par interventions ponctuelles sur le chantier, donner un avis sur la pertinence du contexte géotechnique tel qu'observé par l'entrepreneur (G3), du comportement tel qu'observé par l'entrepreneur de l'ouvrage et des avoisinants concernés (G3), de l'adaptation ou de l'optimisation de l'ouvrage géotechnique proposée par l'entrepreneur (G3).

— donner un avis sur la prestation géotechnique du DOE et sur les documents fournis pour le DIUO.

DIAGNOSTIC GÉOTECHNIQUE (G5)

Pendant le déroulement d'un projet ou au cours de la vie d'un ouvrage, il peut être nécessaire de procéder, de façon strictement limitative, à l'étude d'un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques, dans le cadre d'une mission ponctuelle. Ce diagnostic géotechnique précise l'influence de cet ou ces éléments géotechniques sur les risques géotechniques identifiés ainsi que leurs conséquences possibles pour le projet ou l'ouvrage existant.

— Définir, après enquête documentaire, un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique, en exploiter les résultats.

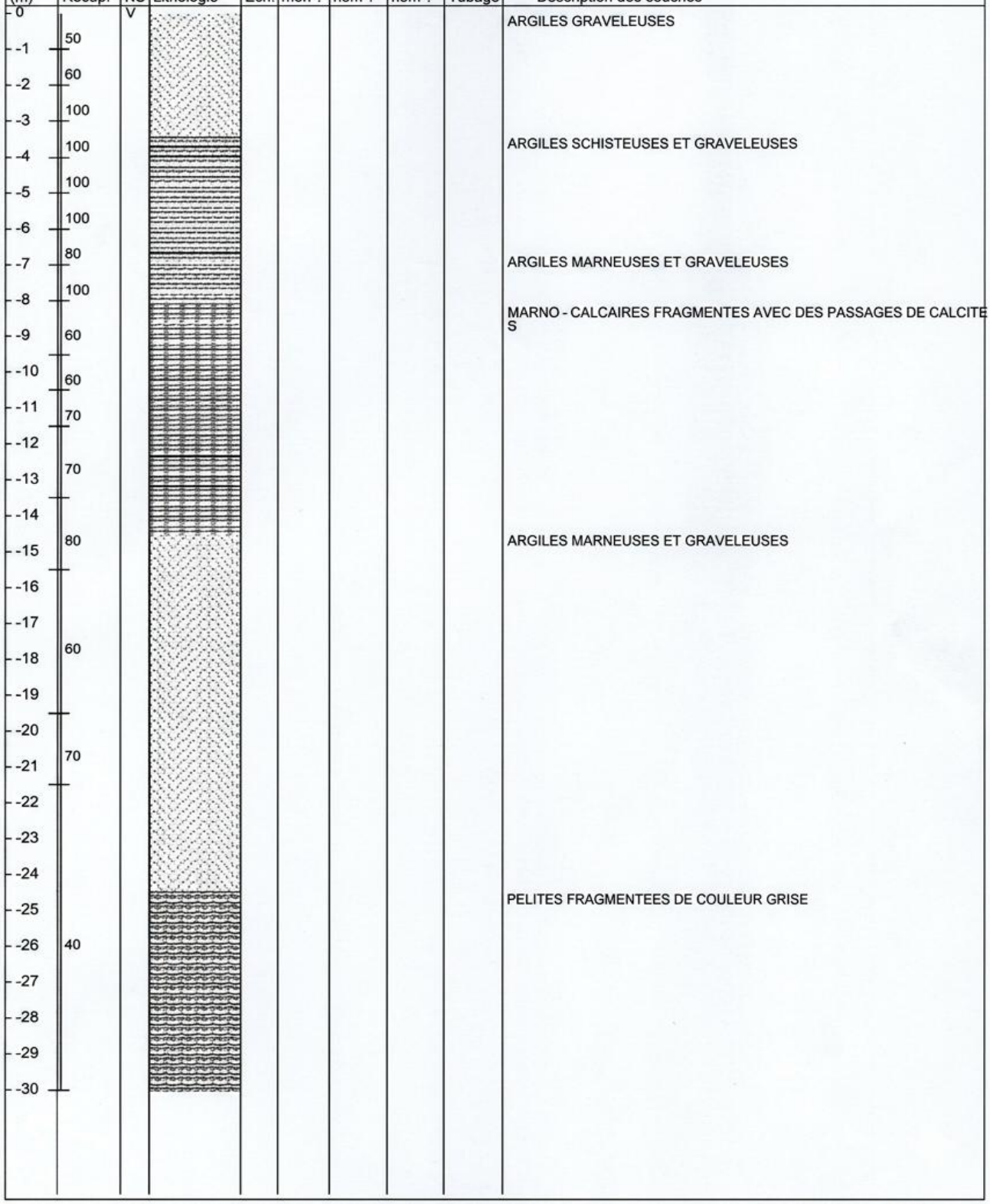
— Étudier un ou plusieurs éléments géotechniques spécifiques (par exemple soutènement, causes géotechniques d'un désordre) dans le cadre de ce diagnostic, mais sans aucune implication dans la globalité du projet ou dans l'étude de l'état général de l'ouvrage existant.

— Si ce diagnostic conduit à modifier une partie du projet ou à réaliser des travaux sur l'ouvrage existant, des études géotechniques de conception et/ou d'exécution ainsi qu'un suivi et une supervision géotechniques seront réalisés ultérieurement, conformément à l'enchaînement des missions d'ingénierie géotechnique (étape 2 et/ou 3).

Annexe 02 :
Sondages et puits

SONDAGE B5 bis

LOG DE SONDAGE
Projet: DEDOUBLEMENT DE LA VOIE FERREE BENI MANSOUR BEJAIA
No. B56is
Localisation: TUNNEL SIDI AICH
Profondeur: 30
X= Y= Z= Date



Photos caisses a carottes



B5bis : Prof. 0 – 3.5 m (Argile graveleuses (AG))



B5bis : Prof. 3.5 – 6.8 m (Argiles schisteuses graveleuses (A))



B5bis : Prof. 6.8 – 8 m (Argiles marneuses graveleuses (AGM))



B5bis : Prof. 8 – 14.5 m (Marno calcaires fragmentées (MC))



B5bis : Prof.14.5 – 24.5m (Argiles marneuses graveleuses (AGM))



B5bis : Prof. 24,5– 30 m (Pélites grise fragmentées (PF))

SONDAGE B5 bter

LOG DE SONDAGE
Projat: DÉDOUBLEMENT DE LA VOIE FERRE BENI MANSOUR BEJAIA
No. 6-Star
Localieation SIDI-AICH
Profondeur: 40
X= Y= Z= Date 07 01 2015

Xm	Recup.	NS	Litholupe	Ech	non 7	nors 7	nors 7	Tollege	Description des couches
0		V							EBOULIS DE PENTE(BLOCS DANS UNE MATRICE ARGILEUSE)
-1	68								
-2									
-3	50								
-4									
-5	85								ALTERNANCE D'ARGILITES SAINES ET D'ARGILITES ALTEREES
-6	50								
-7	80								
-8	95								
-9	95								
-10	86								
-11	95								
12									
-13	85								
14	80				88				ARGILITES COMPACTES ET BRISÉES PARFOIS ALTÉRÉES AVEC FILO FILONS DE CALCITE
-15					95				
16					65				
-17					95				
18	100				15				
-19					57				
20					33				
-21					0				
22									ALTERNANCE D'ARGILITES FISSURÉLLES ET SAINES. ELLES SONT E COULEDR GRISE ET AVEC DES FILONS DE CALCITE
-23	85				90				
24									
-25	80				0				
26	65								
-27	55				12				
28	90								
-29	25				62				
30	100				33				
-31									
-32	100				0				
-33									
34	90				45				
-35	85								
-36	90				0				
-37									
-38	95				12				
-39	75				0				
40									ALLUVIOM (ARGILES GRAVELEUSES ET CAILLOUTEUSES)

Photos caisses a carottes



B5ter : Prof. 0 – 4,8 m (Eboulis de pente (E))





B5ter : Prof. 4,8 – 14 m (Alternances d'argilites saines et altères (AA))



B5ter : Prof. 14 – 22 m (Argilites compactes brunâtres (AC))

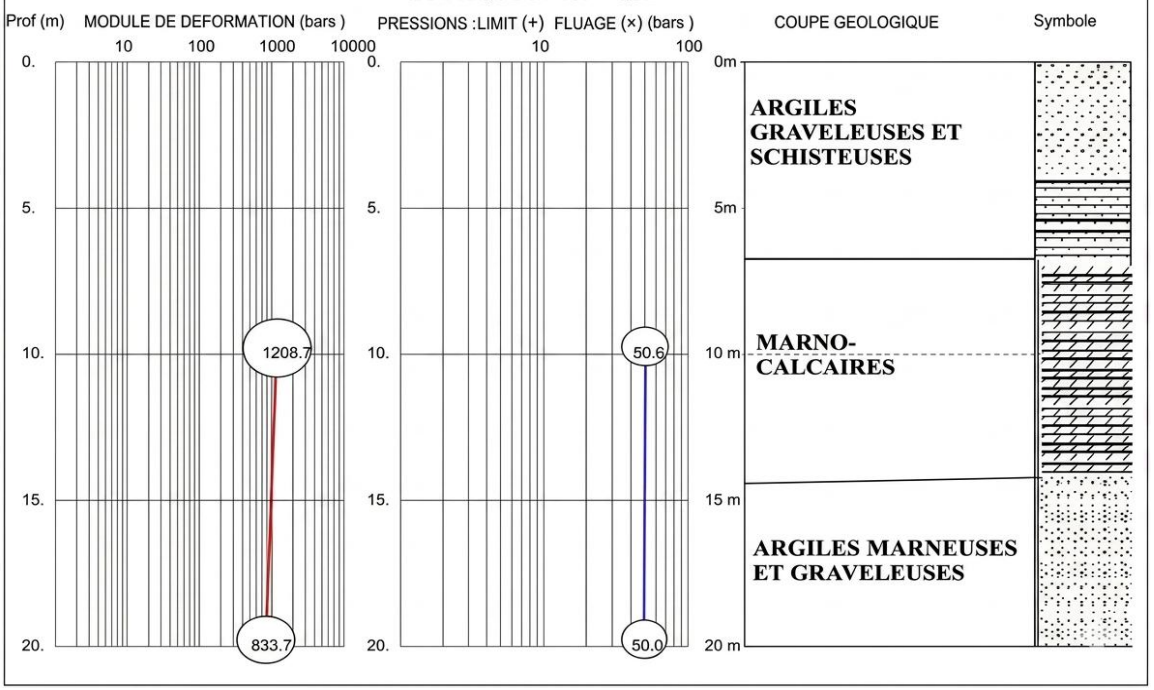


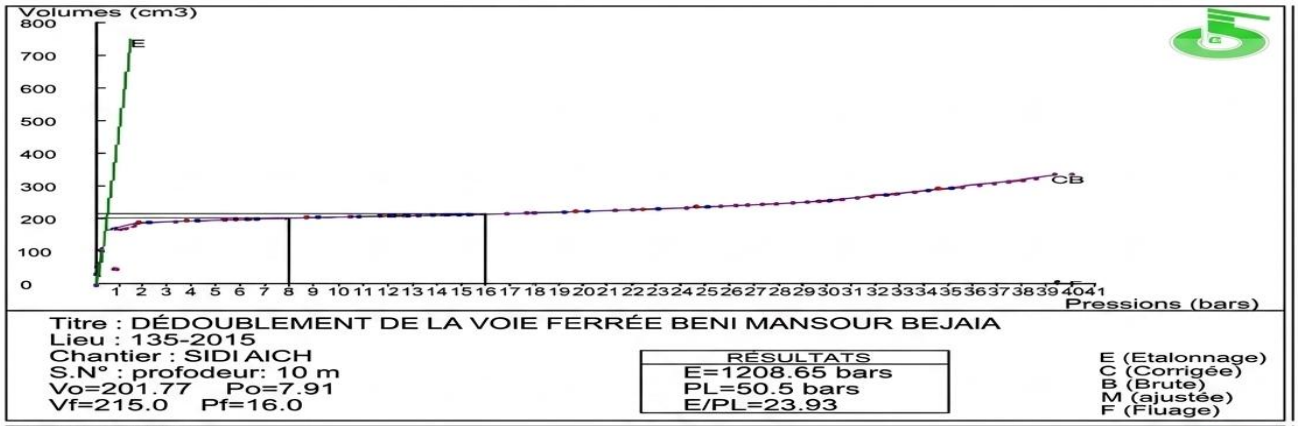
B5ter : Prof. 22 – 40 m (Alternances d'argilites saines et altères (AS))

Annexe 03 :
Essais pressiométriques

Projet: DEDOUBLEMENT DE LA VOIE FERREE BENI MANSOUR BEJAIA — ESSAI AU PRESSIOMETRE MENARD
N° de Dossier: 135-2015
Localisation: SIDI AICH — X=
N° du Forage: B-5bis — Y= Z=

GRAPHIQUE SYNOPTIQUE

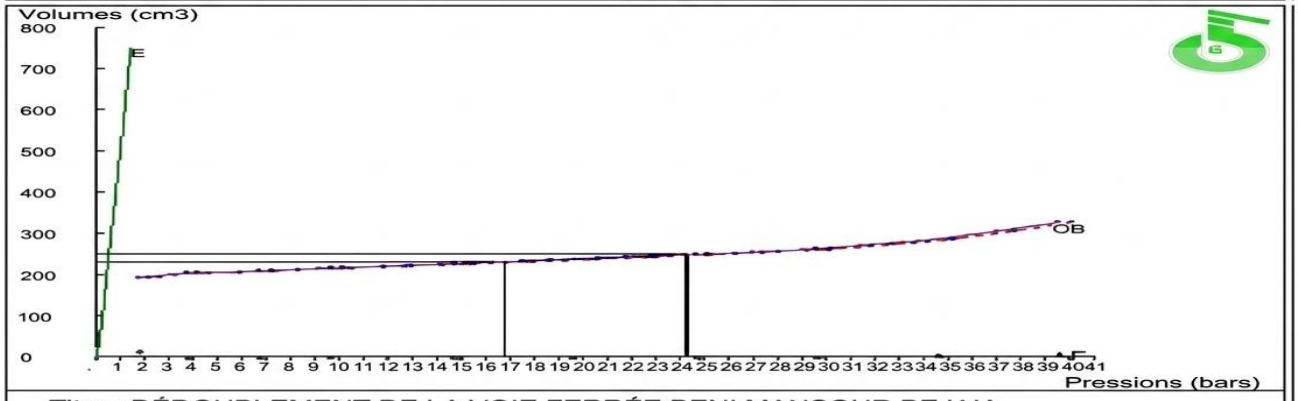




Titre : DÉDOUBLEMENT DE LA VOIE FERRÉE BENI MANSOUR BEJAIA
Lieu : 135-2015
Chantier : SIDI AICH
S.N° : profodeur: 10 m
Vo=201.77 Po=7.91
Vf=215.0 Pf=16.0

RÉSULTATS
E=1208.65 bars
PL=50.5 bars
E/PL=23.93

E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)



Titre : DÉDOUBLEMENT DE LA VOIE FERRÉE BENI MANSOUR BEJAIA
Lieu : 135-2015
Chantier : SIDI AICH
S.N° : profodeur: 20 m
Vo=230.87 Po=16.79
Vf=249.4 Pf=24.28

RÉSULTATS
E=833.65 bars
PL=49.98 bars
E/PL=16.68 bars

E (Etalonnage)
C (Corrigée)
B (Brute)
M (ajustée)
F (Fluage)

Annexe 04 :
Classifications de référence géotechniques

Matériau	État	Densité humide apparente t/m^3
Sol	Peu dense	$\gamma h \leq 1.6$
	Dense	$1.6 < \gamma h \leq 1.8$
	Très dense	$1.8 < \gamma h$
Roche	Roche tendre	$1.9 < \gamma h \leq 2.3$
	Moyennement dense	$2.3 < \gamma h < 2.6$
	Dense	$2.6 \leq \gamma h$

Tableau 1 : Ordre de grandeur des densités apparentes.

Agressivité des sols en fonction de la teneur en $\%SO4^{-2}$	Environnement	Symbole	Mesures de protection
< 0.24	Nulle	A0	Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèque
0.24 - 0.6	Faiblement agressif	A1	
0.6 – 1.2	Moyennement agressif	A2	Adaptation de la composition et de mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, cure adjuvants).
1.2 – 2.4	Fortement agressif	A3	Adaptation de la composition et de mise en œuvre aux conditions du milieu (dosage en ciment, catégorie de ciment, cure adjuvants).
>2.4	Très fortement agressif	A4	Nécessité d'une protection externe (enduit, peintures) ou interne (imprégnation).

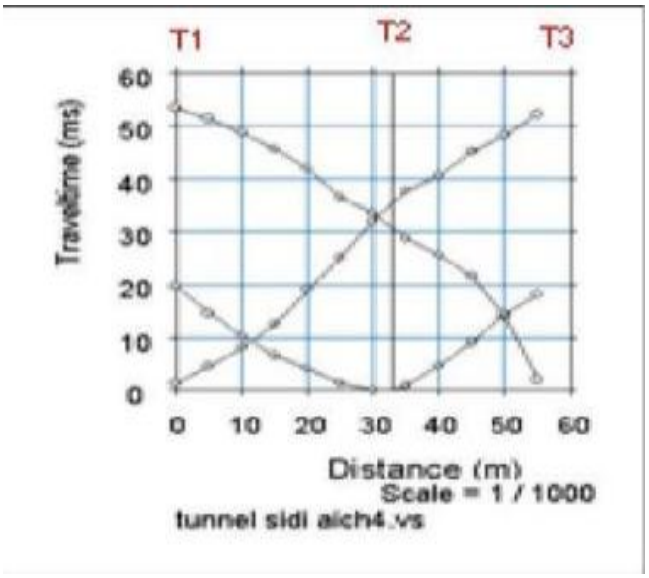
Tableau 2 : Classification des environnements agressifs (norme NF P 18-011)

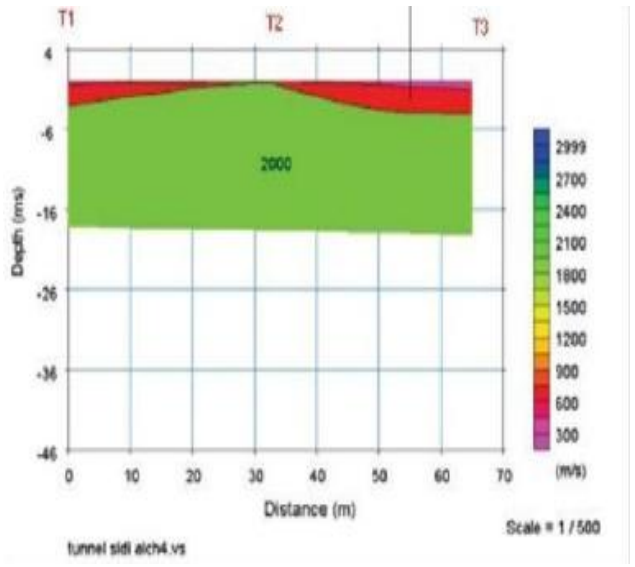
Classes	Valeurs de résistance en compression uniaxiale δc	Termes descriptifs de raideur
RC1	$\delta c > 200$ MPa	Résistance extrêmement élevée
RC2	100 MPa < δc < 200 MPa	Résistance très élevée
RC3	50 MPa < δc < 100 MPa	Résistance élevée
RC4	25 MPa < δc < 50 MPa	Résistance moyenne
RC5	5 MPa < δc < 25 MPa	Résistance faible
RC6	1 MPa < δc < 5 MPa	Résistance très faible
RC7	$\delta c < 1$ MPa	Résistance extrêmement faible

Tableau 3 : Classification des résistances des roches selon l'AFTES.

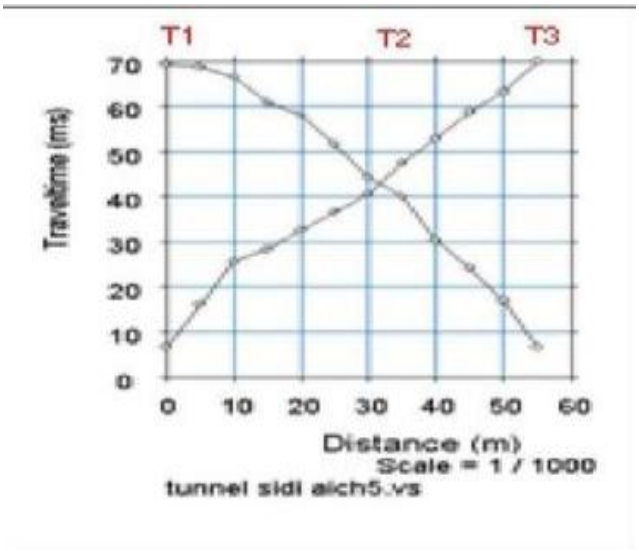
Annexe 05 :
Dromochronique et tomographie

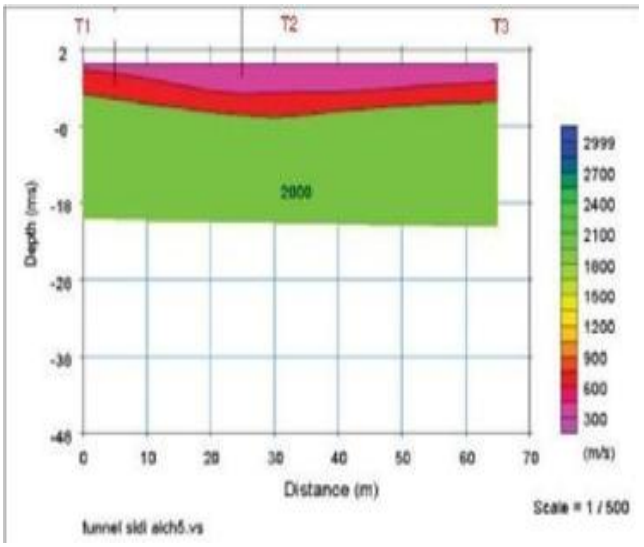
Profil sismique 04



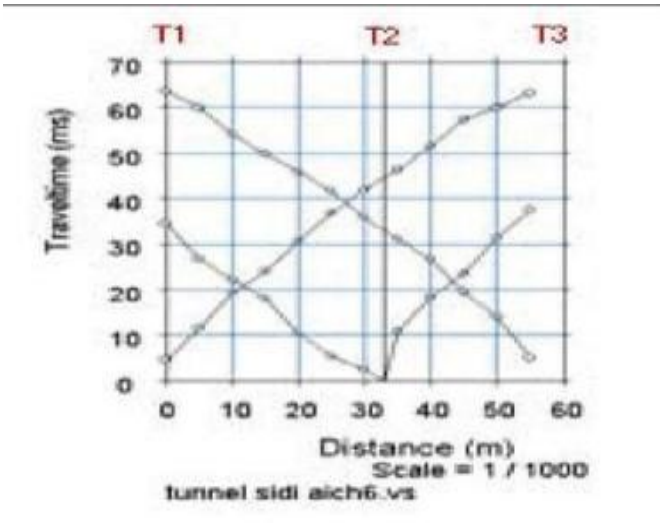


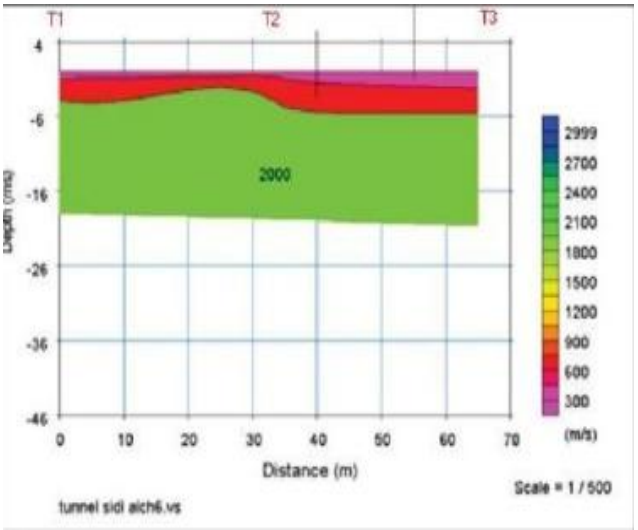
Profil sismique 05



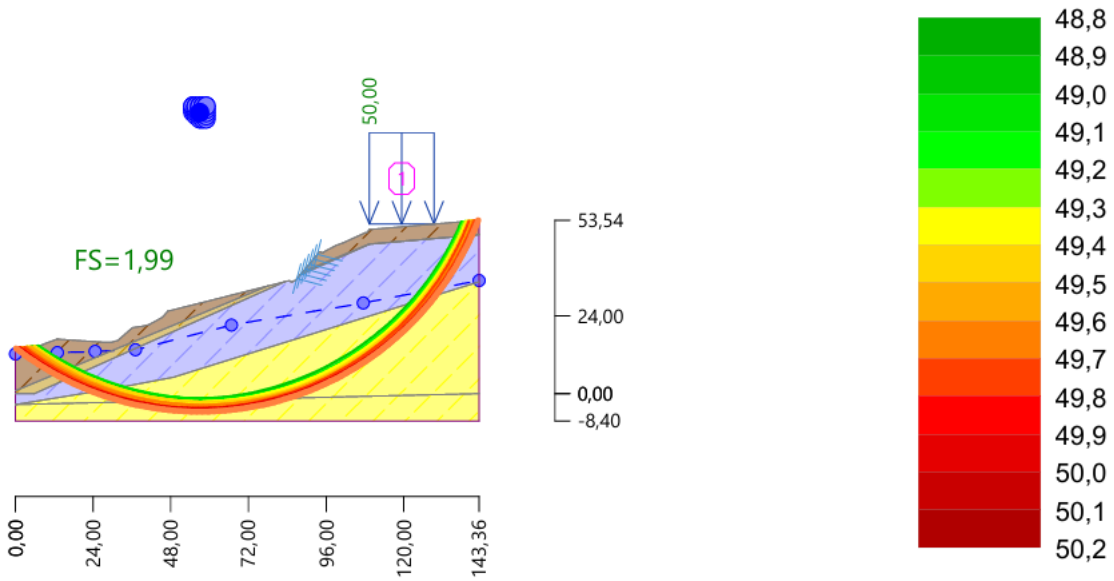
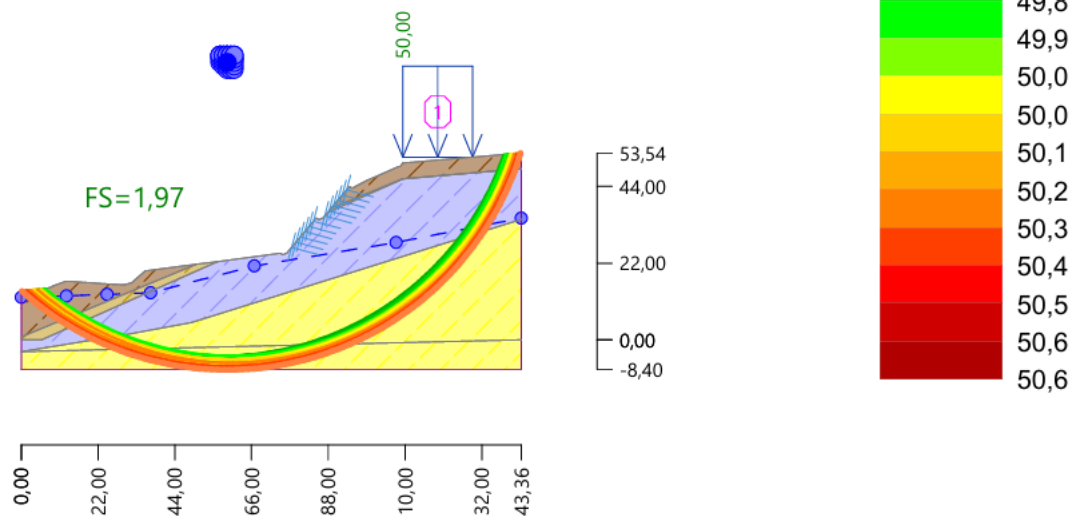


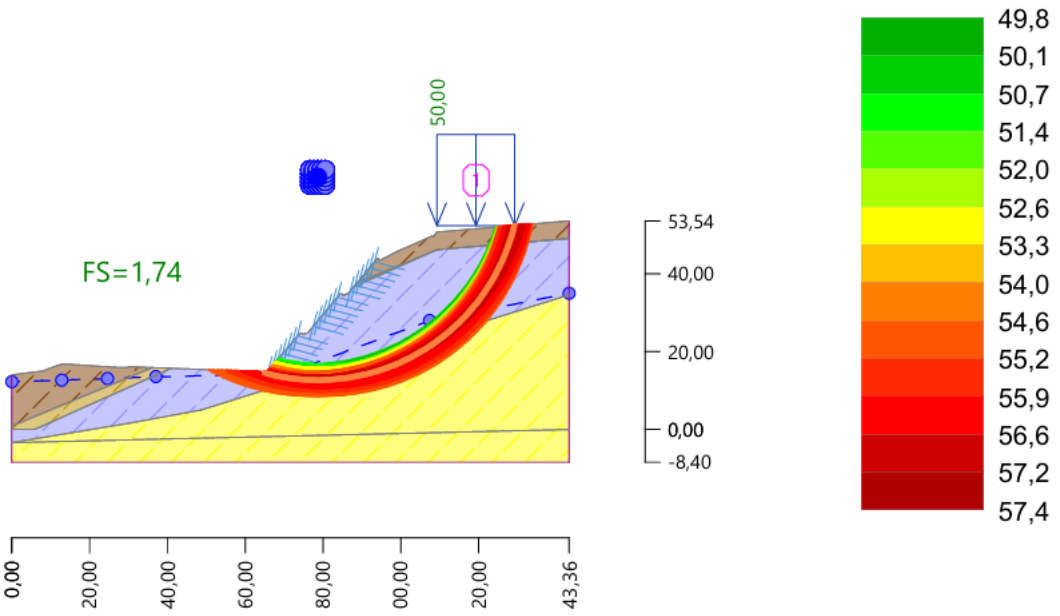
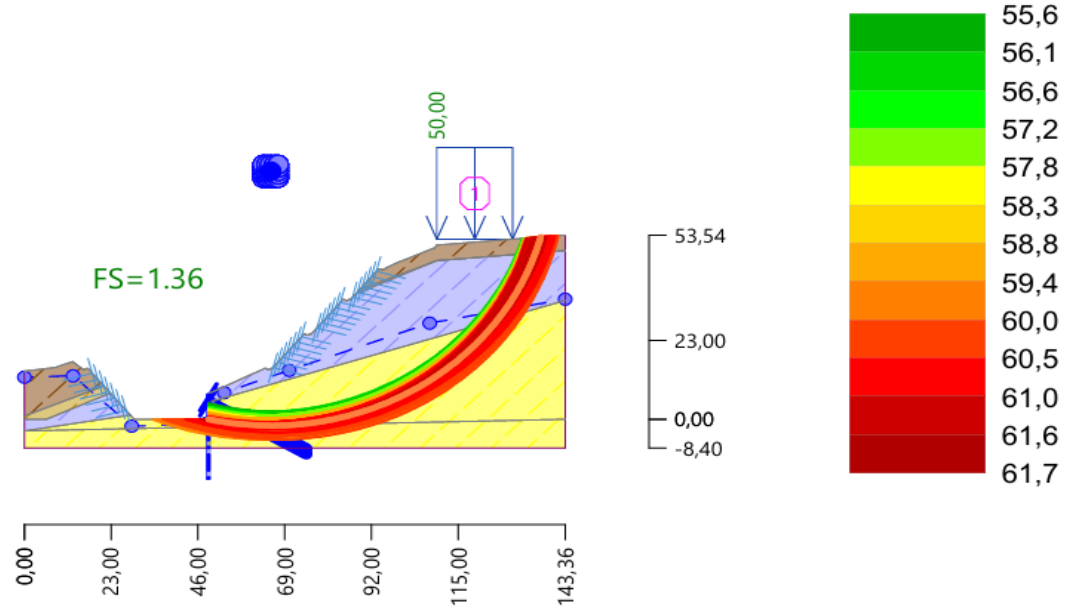
Profil sismique 06





Annexe 06 :
Résultats du facteur de sécurité provisoire pour chaque phase de terrassement

	Présentation de facteur de sécurité provisoire
PH 01	
PH 02	

PH 03	50,00 FS=1,74 53,54 40,00 20,00 0,00 -8,40 0,00 20,00 40,00 60,00 80,00 00,00 20,00 43,36 49,8 50,1 50,7 51,4 52,0 52,6 53,3 54,0 54,6 55,2 55,9 56,6 57,2 57,4
PH 04	50,00 FS=1.36 53,54 23,00 0,00 -8,40 0,00 23,00 46,00 69,00 92,00 115,00 143,36 55,6 56,1 56,6 57,2 57,8 58,3 58,8 59,4 60,0 60,5 61,0 61,6 61,7

Annexe 07 :
Note de calcul GEO5 — Vérification de la stabilité de la paroi clouée

Analysis of nailed slope

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Verification methodology : according to EN 1997
Active earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
Shape of earth wedge : Calculate as skew
Allowable eccentricity : 0,333
Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)					
Permanent design situation					
		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	γ_G =	1,35	[–]	1,00	[–]
Variable actions :	γ_Q =	1,50	[–]	0,00	[–]
Water load :	γ_w =	1,35	[–]		

Partial factors for resistances (R)			
Permanent design situation			
Partial factor on overturning :	γ_{Rv} =	1,40	[–]
Partial factor on sliding resistance :	γ_{Rh} =	1,10	[–]
Partial factor on bearing capacity :	γ_{Re} =	1,40	[–]

Partial factors for variable actions			
Permanent design situation			
Factor for combination value :	ψ_0 =	0,70	[–]
Factor for frequent value :	ψ_1 =	0,50	[–]
Factor for quasi-permanent value :	ψ_2 =	0,30	[–]

Partial factors on actions (A)					
Seismic design situation					
		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	γ_G =	1,00	[–]	1,00	[–]
Variable actions :	γ_Q =	1,00	[–]	0,00	[–]
Water load :	γ_w =	1,00	[–]		

Partial factors for resistances (R)			
Seismic design situation			
Partial factor on overturning :	γ_{Rv} =	1,00	[–]
Partial factor on sliding resistance :	γ_{Rh} =	1,00	[–]
Partial factor on bearing capacity :	γ_{Re} =	1,00	[–]

Stability analysis

Verification methodology : according to EN 1997
Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)									
Permanent design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	γ_G =	1,35	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]
Variable actions :	γ_Q =	1,50	[–]	0,00	[–]	1,30	[–]	0,00	[–]
Water load :	γ_w =					1,00	[–]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
Partial factor on internal friction :	γ_ϕ =	1,50	[–]
Partial factor on effective cohesion :	γ_c =	1,50	[–]
Partial factor on undrained shear strength :	γ_{cu} =	1,40	[–]

Partial factors on actions (A)									
Seismic design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	γ_G =	1,00	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]	1,00	[–]
Variable actions :	γ_Q =	1,00	[–]	0,00	[–]	1,00	[–]	0,00	[–]
Water load :	γ_w =					1,00	[–]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Seismic design situation			
Partial factor on internal friction :	γ_ϕ =	1,00	[–]
Partial factor on effective cohesion :	γ_c =	1,00	[–]
Partial factor on undrained shear strength :	γ_{cu} =	1,00	[–]

Geometry of structure

Thickness of concrete cover h = 0,20 m

No.	Depth z [m]	Coordinate x [m]
1	0,00	0,00
2	9,02	-7,52
3	9,02	-9,52
4	19,02	-17,85
5	19,02	-19,85
6	29,02	-28,19
7	29,02	-30,19

Type of nails

No.	Name	Nail type	Tensile strength R_t [kN]	Pull out resistance T_p [kN/m]	Nail head strength R_f [kN]
1	Type of nail No. 1	user-defined	321,70	54,64	222,26

Geometry of nails

Overall number of nails - 19
Inclination of nails from horizontal dir. = 15,00 °

Nail	Depth [m]	Distance to bench [m]	Length [m]	Spacing [m]	Type of nail
1	0,50	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
2	2,00	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
3	3,50	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
4	5,00	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
5	6,50	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
6	8,00	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
7	10,00	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
8	11,50	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
9	13,00	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
10	14,50	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
11	16,00	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
12	17,50	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
13	19,50	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
14	21,00	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
15	22,50	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
16	24,00	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
17	25,50	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
18	27,00	0,50	8,00	1,80	Type of nail No. 1
19	28,50	0,52	8,00	1,80	Type of nail No. 1

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete: C 30/37
Cylinder compressive strength f_{ck} = 30,00 MPa
Tensile strength f_{ctm} = 2,90 MPa

Longitudinal reinforcement: B500B
Yield strength f_{yk} = 500,00 MPa

Soil parameters

AG
Unit weight : γ = 21,00 kN/m3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 16,00 °
Cohesion of soil : c_{ef} = 20,00 kPa
Angle of friction struc.-soil : δ = 10,66 °
Soil : cohesive

Poisson's ratio : $\nu = 0,33$
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 23,00$ kN/m3

Argile graveleuse marneuse (AGM)
Unit weight : $\gamma = 24,00$ kN/m3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 20,00$ °
Cohesion of soil : $c_{ef} = 325,00$ kPa
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 13,33$ °
Soil : cohesive
Poisson's ratio : $\nu = 0,33$
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 26,00$ kN/m3

Pélites grise fragmenté(PT)
Unit weight : $\gamma = 24,00$ kN/m3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 18,00$ °
Cohesion of soil : $c_{ef} = 300,00$ kPa
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 12,00$ °
Soil : cohesive
Poisson's ratio : $\nu = 0,33$
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 26,00$ kN/m3

A
Unit weight : $\gamma = 21,00$ kN/m3
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 18,00$ °
Cohesion of soil : $c_{ef} = 100,00$ kPa
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 12,00$ °
Soil : cohesive
Poisson's ratio : $\nu = 0,33$
Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 23,00$ kN/m3

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	3,50	0,00 .. 3,50	AG	
2	3,30	3,50 .. 6,80	A	
3	17,70	6,80 .. 24,50	Argile graveleuse marneuse (AGM)	
4	15,50	24,50 .. 40,00	Pélites grise fragmenté(PT)	
5	-	40,00 .. □	Pélites grise fragmenté(PT)	

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Zones of ground water influence are set via the pore pressure polygons.
Ground water table parameters:
Table of full saturation behind structure = 18,65 m
Table of full saturation in front of structure = 30,00 m
Magnitude of the unit weight decrease in front of struc. = 10,00 kN/m3

Uplift in foot.bottom due to different pressures: not considered
Pore pressure in front of the structure:

No.	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	0,00
2	29,02	0,00

Pore pressure behind the structure:

No.	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	0,00
2	18,65	0,00
3	29,02	40,00

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1 [kN/m2]	Mag.2 [kN/m2]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change						
1	Yes		permanent	50,00		0,00	30,00	on terrain

No.	Name
1	SURCH BAT

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent
Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 1 (Stage of construction 1)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	0,00
2	0,00	0,00
3	0,01	0,00
4	3,50	0,00
5	6,80	0,00
6	9,02	0,00
7	9,02	0,00
8	18,65	0,00
9	19,02	1,93
10	19,02	1,93
11	22,87	21,97

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
12	24,50	30,46
13	29,02	54,00

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity k_n = 0,85.

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	0,00	is satisfactory
2	2,00	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
3	3,50	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
4	5,00	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
5	6,50	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
6	8,00	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
7	10,00	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
8	11,50	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
9	13,00	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
10	14,50	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
11	16,00	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
12	17,50	Type of nail No. 1	321,70	0,00	is satisfactory
13	19,50	Type of nail No. 1	321,70	7,52	is satisfactory
14	21,00	Type of nail No. 1	321,70	25,98	is satisfactory
15	22,50	Type of nail No. 1	321,70	44,54	is satisfactory
16	24,00	Type of nail No. 1	321,70	63,10	is satisfactory
17	25,50	Type of nail No. 1	321,70	81,66	is satisfactory
18	27,00	Type of nail No. 1	321,70	100,22	is satisfactory
19	28,50	Type of nail No. 1	321,70	120,48	is satisfactory

Nail with max. utilization - Nr. 19.
Nail bearing capacity = 321,70 kN > 120,48 kN = Nail force
Bearing capacity of nails is SATISFACTORY

Analysis No. 2 (Stage of construction 1)

Plane slip surface after optimization :

Slip surface angle = 26,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 29,02 m

Gravity force = 16058,62 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 719,55 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 7039,64 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 0,00 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 14838,43 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 543,05 kN/m

Resisting force = 15381,49 kN/m > 7039,64 kN/m = shear force.
Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 3 (Stage of construction 1)

Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 20,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 4,00 m

Gravity force = 926,89 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 435,94 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 317,02 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 2,52 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 447,00 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 357,10 kN/m

Resisting force = 804,10 kN/m > 319,54 kN/m = shear force.
Stability of slip surface is SATISFACTORY

Verification No. 1 (Stage of construction 1)

Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m3]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	2,36	0,00	16,00	20,00	21,00	16,00	0,508	
2	0,21	0,00	16,00	20,00	21,00	16,00	0,508	
3	0,93	-39,82	16,00	20,00	21,00	16,00	0,281	
4	0,57	-39,82	18,00	100,00	21,00	18,00	0,234	
5	1,50	-39,82	18,00	100,00	21,00	18,00	0,234	
6	1,23	-39,82	18,00	100,00	21,00	18,00	0,234	
7	0,27	-39,82	20,00	325,00	24,00	20,00	0,194	
8	1,50	-39,82	20,00	325,00	24,00	20,00	0,194	
9	1,50	-39,82	20,00	325,00	24,00	20,00	0,194	
10	2,00	-46,27(-45,00)	20,00	325,00	24,00	20,00	0,160	MODIFIED
11	1,50	-46,24(-45,00)	20,00	325,00	24,00	20,00	0,160	MODIFIED
12	1,50	-46,19(-45,00)	20,00	325,00	24,00	20,00	0,160	MODIFIED
13	1,50	-46,12(-45,00)	20,00	325,00	24,00	20,00	0,160	MODIFIED
14	1,50	-46,03(-45,00)	20,00	325,00	24,00	20,00	0,160	MODIFIED
15	0,58	-45,91(-45,00)	20,00	325,00	24,00	20,00	0,160	MODIFIED
16	0,92	-45,91(-45,00)	20,00	325,00	16,00	20,00	0,160	MODIFIED
17	2,00	-45,81(-45,00)	20,00	325,00	16,00	20,00	0,160	MODIFIED
18	1,50	-45,68(-45,00)	20,00	325,00	16,00	20,00	0,160	MODIFIED
19	1,43	-45,55(-45,00)	20,00	325,00	16,00	20,00	0,160	MODIFIED
20	0,07	-45,55(-45,00)	18,00	300,00	16,00	18,00	0,200	MODIFIED
21	1,50	-45,45(-45,00)	18,00	300,00	16,00	18,00	0,200	MODIFIED
22	1,50	-45,38(-45,00)	18,00	300,00	16,00	18,00	0,200	MODIFIED
23	1,45	-45,34(-45,00)	18,00	300,00	16,00	18,00	0,200	MODIFIED
24	0,05	-45,34(-45,00)	18,00	300,00	16,00	18,00	0,200	MODIFIED
25	0,93	-45,34(-45,00)	18,00	300,00	16,00	18,00	0,200	MODIFIED
26	0,57	-45,34(-45,00)	18,00	300,00	16,00	18,00	0,200	MODIFIED

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σZ [kPa]	σW [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	2,36	49,51	0,00	0,00	0,00	0,00
2	2,36	49,51	0,00	0,00	0,00	0,00
	2,57	53,98	0,00	2,27	2,18	0,63
3	2,57	53,98	0,00	0,00	0,00	0,00
	3,50	73,50	0,00	0,00	0,00	0,00
4	3,50	73,50	0,00	0,00	0,00	0,00
	4,07	85,48	0,00	0,00	0,00	0,00
5	4,07	85,48	0,00	0,00	0,00	0,00
	5,57	116,98	0,00	0,00	0,00	0,00
6	5,57	116,98	0,00	0,00	0,00	0,00
	6,80	142,80	0,00	0,00	0,00	0,00
7	6,80	142,80	0,00	0,00	0,00	0,00
	7,07	149,29	0,00	0,00	0,00	0,00
8	7,07	149,29	0,00	0,00	0,00	0,00
	8,57	185,29	0,00	0,00	0,00	0,00
9	8,57	185,29	0,00	0,00	0,00	0,00
	10,07	221,29	0,00	0,00	0,00	0,00
10	10,07	221,29	0,00	0,00	0,00	0,00
	12,07	269,29	0,00	0,00	0,00	0,00
11	12,07	269,29	0,00	0,00	0,00	0,00
	13,57	305,29	0,00	0,00	0,00	0,00
12	13,57	305,29	0,00	0,00	0,00	0,00
	15,07	341,29	0,00	0,00	0,00	0,00
13	15,07	341,29	0,00	0,00	0,00	0,00
	16,57	377,29	0,00	0,00	0,00	0,00
14	16,57	377,29	0,00	0,00	0,00	0,00
	18,07	413,29	0,00	0,00	0,00	0,00
15	18,07	413,29	0,00	0,00	0,00	0,00
	18,65	427,20	0,00	0,00	0,00	0,00
16	18,65	427,20	0,00	0,00	0,00	0,00
	19,57	441,93	3,55	0,00	0,00	0,00
17	19,57	441,93	3,55	0,00	0,00	0,00
	21,57	473,93	11,27	0,00	0,00	0,00
18	21,57	473,93	11,27	0,00	0,00	0,00
	23,07	497,93	17,05	0,00	0,00	0,00
19	23,07	497,93	17,05	0,00	0,00	0,00
	24,50	520,80	22,57	0,00	0,00	0,00
20	24,50	520,80	22,57	0,00	0,00	0,00
	24,57	521,93	22,84	0,00	0,00	0,00
21	24,57	521,93	22,84	0,00	0,00	0,00
	26,07	545,93	28,62	0,00	0,00	0,00

Layer No.	Start [m] End [m]	σZ [kPa]	σW [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
22	26,07	545,93	28,62	0,00	0,00	0,00
	27,57	569,93	34,41	0,00	0,00	0,00
23	27,57	569,93	34,41	0,00	0,00	0,00
	29,02	593,12	40,00	0,00	0,00	0,00
24	29,02	593,12	40,00	0,00	0,00	0,00
	29,07	593,93	0,00	0,00	0,00	0,00
25	29,07	593,93	0,00	0,00	0,00	0,00
	30,00	608,80	0,00	0,00	0,00	0,00
26	30,00	608,80	0,00	0,00	0,00	0,00
	30,57	617,93	0,00	0,00	0,00	0,00

Water pressure distribution

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	2,36	0,00	0,00
3	2,57	0,00	0,00
4	3,50	0,00	0,00
5	4,07	0,00	0,00
6	5,57	0,00	0,00
7	6,80	0,00	0,00
8	7,07	0,00	0,00
9	8,57	0,00	0,00
10	10,07	0,00	0,00
11	12,07	0,00	0,00
12	13,57	0,00	0,00
13	15,07	0,00	0,00
14	16,57	0,00	0,00
15	18,07	0,00	0,00
16	18,65	0,00	0,00
17	19,57	3,55	-3,55
18	21,57	11,27	-11,27
19	23,07	17,05	-17,05
20	24,50	22,57	-22,57
21	24,57	22,84	-22,84
22	26,07	28,62	-28,62
23	27,57	34,41	-34,41
24	29,02	40,00	-40,00
25	29,02	40,00	-39,99
26	29,07	0,00	0,00
27	30,00	0,00	0,00

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
28	30,57	0,00	0,00

Pressure distribution from surcharge - SURCH BAT

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00
3	0,01	0,00	0,00
4	0,01	23,53	6,75
5	2,36	23,53	6,75
6	2,36	23,38	6,71
7	2,57	23,38	6,70
8	2,57	21,15	-9,33
9	3,50	21,14	-9,33
10	3,50	20,69	-8,28
11	4,07	20,69	-8,28
12	4,07	20,49	-8,20
13	5,57	20,49	-8,20
14	5,57	20,39	-8,16
15	6,80	20,38	-8,16
16	6,80	19,66	-7,08
17	7,07	19,66	-7,08
18	7,07	19,56	-7,05
19	8,57	19,55	-7,05
20	8,57	19,49	-7,02
21	10,07	19,48	-7,02
22	10,07	17,89	-8,83
23	12,07	17,88	-8,83
24	12,07	17,81	-8,78
25	13,57	17,81	-8,78
26	13,57	17,73	-8,72
27	15,07	17,72	-8,72
28	15,07	17,66	-8,66
29	16,57	17,65	-8,65
30	16,57	17,59	-8,59
31	18,07	17,58	-8,59
32	18,07	17,59	-8,55
33	18,65	17,59	-8,55
34	18,65	17,55	-8,53
35	19,11	17,55	-8,53
36	19,11	0,00	0,00
37	19,57	0,00	0,00
38	21,57	0,00	0,00

Point No.	Depth [m]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
39	23,07	0,00	0,00
40	24,50	0,00	0,00
41	24,57	0,00	0,00
42	26,07	0,00	0,00
43	27,57	0,00	0,00
44	29,02	0,00	0,00
45	29,07	0,00	0,00
46	30,00	0,00	0,00
47	30,57	0,00	0,00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0,00	-13,38	7114,86	20,04	1,000	1,000	1,350
Active pressure	0,23	-26,52	0,07	37,50	1,350	1,350	1,350
Water pressure	208,41	-3,44	-208,41	17,47	1,350	1,350	1,000
SURCH BAT	31,99	-27,29	-120,14	28,90	1,350	1,350	1,000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 94982,24 kNm/m

Overturning moment M_{ovr} = 2154,94 kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 4741,81 kN/m

Active horizontal force H_{act} = 324,86 kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 912,95 kPa

Warning - allowable range of input data exceeded during pressure analysis!

The analysis is carried out with the modified value of structure inclination α.

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 1)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [–]	Stress [kPa]
1	-136637,09	9276,60	240,72	0,000	912,95
2	-96925,85	6671,40	324,86	0,000	656,56

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-99389,08	6786,37	240,64

Input data (Stage of construction 2)

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	3,50	0,00 .. 3,50	AG	
2	3,30	3,50 .. 6,80	A	
3	17,70	6,80 .. 24,50	Argile graveleuse marneuse (AGM)	
4	15,50	24,50 .. 40,00	Pélites grise fragmenté(PT)	
5	-	40,00 .. □	Pélites grise fragmenté(PT)	

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Zones of ground water influence are set via the pore pressure polygons.
Ground water table parameters:
Table of full saturation behind structure = 18,65 m
Table of full saturation in front of structure = 30,00 m
Magnitude of the unit weight decrease in front of struc. = 10,00 kN/m^3

Uplift in foot.bottom due to different pressures: not considered
Pore pressure in front of the structure:

No.	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	0,00
2	29,02	0,00

Pore pressure behind the structure:

No.	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	0,00
2	18,65	0,00
3	29,02	80,00

Input surface surcharges

No.	Surcharge new	Surcharge change	Action	Mag.1 [kN/m^2]	Mag.2 [kN/m^2]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
1	No	No	permanent	50,00		0,00	30,00	on terrain

No.	Name
1	SURCH BAT

Earthquake

Factor of horizontal acceleration K_h = 0,1250
Factor of vertical acceleration K_V = 0,0375

Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Design situation : seismic
Reduction of soil/soil friction angle : do not reduce

Internal stability

Analysis No. 1 (Stage of construction 2)

Input plane slip surface :

Slip surface angle = 30,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 27,50 m

Gravity force = 7724,62 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 1021,35 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 4345,10 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 0,00 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 16374,91 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 722,21 kN/m

Resisting force = 17097,11 kN/m > 4345,10 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 2 (Stage of construction 2)

Broken slip surface after optimization :

Slip surface angle = 20,00 °
Origin of slip surface at a depth of = 4,00 m

Gravity force = 698,63 kN/m
Overall force carried by nails behind slip surf. = 435,94 kN/m
Forces on slip surf. driving (grav.force) = 268,81 kN/m
Forces on slip surf. driving (pressure) = 2,54 kN/m
Forces on slip surf. resist. (soil) = 584,00 kN/m
Forces on slip surf. resist. (nails) = 357,10 kN/m

Resisting force = 941,11 kN/m > 271,36 kN/m = shear force.

Stability of slip surface is SATISFACTORY

Analysis No. 3 (Stage of construction 2)

Horizontal pressure on structure:

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
1	0,00	87,20
2	0,00	87,20
3	0,01	87,16
4	3,50	76,40
5	3,50	67,50
6	6,80	58,50
7	6,80	51,88

Point	Depth [m]	Pressure [kPa]
8	9,02	45,75
9	9,02	0,00
10	9,02	0,00
11	9,02	45,75
12	18,65	19,12
13	18,65	36,26
14	19,02	37,82
15	19,02	2,85
16	19,02	2,86
17	19,02	37,82
18	22,87	54,05
19	24,50	60,93
20	24,50	63,20
21	29,02	80,00

Verification of nails bearing capacity

Reduction coeff. of active earth pressure to check for nails bear. capacity k_n = 0,85.

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	135,68	**is satisfactory**
2	2,00	Type of nail No. 1	321,70	197,81	**is satisfactory**
3	3,50	Type of nail No. 1	321,70	176,38	**is satisfactory**
4	5,00	Type of nail No. 1	321,70	152,28	**is satisfactory**
5	6,50	Type of nail No. 1	321,70	140,46	**is satisfactory**
6	8,00	Type of nail No. 1	321,70	117,03	**is satisfactory**
7	10,00	Type of nail No. 1	321,70	140,71	**is satisfactory**
8	11,50	Type of nail No. 1	321,70	94,05	**is satisfactory**
9	13,00	Type of nail No. 1	321,70	84,19	**is satisfactory**
10	14,50	Type of nail No. 1	321,70	74,33	**is satisfactory**
11	16,00	Type of nail No. 1	321,70	64,48	**is satisfactory**
12	17,50	Type of nail No. 1	321,70	54,62	**is satisfactory**
13	19,50	Type of nail No. 1	321,70	104,22	**is satisfactory**
14	21,00	Type of nail No. 1	321,70	107,19	**is satisfactory**
15	22,50	Type of nail No. 1	321,70	122,22	**is satisfactory**
16	24,00	Type of nail No. 1	321,70	137,26	**is satisfactory**
17	25,50	Type of nail No. 1	321,70	156,78	**is satisfactory**
18	27,00	Type of nail No. 1	321,70	170,03	**is satisfactory**
19	28,50	Type of nail No. 1	321,70	185,81	**is satisfactory**

Nail with max. utilization - Nr. 2.
Nail bearing capacity = 321,70 kN > 194,35 kN = Nail force
Bearing capacity of nails is SATISFACTORY
Verification No. 1 (Stage of construction 2)

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - reinforced soil	0,00	-13,38	7114,86	20,04	1,000	1,000	1,000
Earthquake - soil wedge	889,36	-13,38	-266,81	20,04	1,000	1,000	1,000
Active pressure	0,23	-26,52	0,07	37,50	1,000	1,000	1,000
Water pressure	416,82	-3,44	-416,82	17,47	1,000	1,000	1,000
Earthq.- act.pressure	1205,83	-18,40	-389,89	26,25	1,000	1,000	1,000
Dyn. water pressure at the front	0,24	1,32	0,00	37,50	1,000	1,000	1,000
SURCH BAT	31,99	-27,29	-120,14	28,90	1,000	1,000	1,000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment M_{res} = 116241,60 kNm/m

Overturning moment M_{ovr} = 36407,53 kNm/m

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force H_{res} = 4972,26 kN/m

Active horizontal force H_{act} = 2544,48 kN/m

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Maximum stress in footing bottom : 582,74 kPa

Warning - allowable range of input data exceeded during pressure analysis!

The analysis is carried out with the modified value of structure inclination α.

Bearing capacity of foundation soil (Stage of construction 2)

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [–]	Stress [kPa]
1	-49750,81	5921,27	2544,48	0,000	582,74

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-49750,81	5921,27	2544,48

Annexe 08 :
Détail du calcul BA

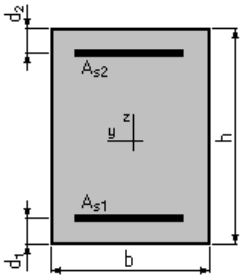
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30,0 (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. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 20,0 (cm)
d_1 = 2,0 (cm)
d_2 = 2,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamentale)	15,03	-7,52
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 2,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 2,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 2,0 (cm2)
Théorique ρ = 0,22 (%)
Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 15,03 (kN*m) M_{min} = -7,52 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1,04 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 0,8 (cm)
Bras de levier : Z = 17,7 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0,48 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Annexe 09 :
Note de calcul GEO5 — Vérification des pieux

Sheeting structure verification

Materials and standards

Concrete structures :	EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 :	standard
Circle pile shear :	simplified method
Steel structures :	EN 1993-1-1 (EC3)
Partial factor on bearing capacity of steel cross section :	$\gamma_{M0} = 1,00$
Timber structures :	EN 1995-1-1 (EC5)
Partial factor for timber property :	$\gamma_{M} = 1,30$
Modif. factor of load duration and moisture content :	$k_{mod} = 0,50$
Coeff. of effective width for shear stress :	$k_{cr} = 0,67$

Pressure analysis

Verification methodology :	according to EN 1997
Active earth pressure calculation :	Caquot-Kerisel
Passive earth pressure calculation :	Caquot-Kerisel
Analysis method :	dependent pressures
Earthquake analysis :	Mononobe-Okabe
Modulus of subsoil reaction :	pressuremeter PMT

Consider reduction of the modulus of subsoil reaction for a braced sheeting

Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Analysis results (Stage of construction 6)

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall)

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	40.50	40.50	958.52
0.73	0.00	0.00	0.00	44.04	70.14	995.22
0.73	0.00	0.00	0.00	44.04	70.19	995.27
1.10	0.00	0.00	0.00	45.84	90.61	1013.94
1.19	0.00	0.00	0.00	46.30	95.78	1018.67
2.22	0.00	0.00	0.00	51.29	152.40	1070.45
2.22	0.00	0.00	0.00	51.29	161.51	826.40
3.10	0.00	0.00	0.00	55.56	213.60	858.07
4.35	0.00	0.00	0.00	61.65	287.79	903.17
4.95	0.00	0.00	0.00	64.56	323.25	924.73
5.70	0.00	0.00	0.00	68.18	331.82	951.59
5.82	0.00	0.00	0.00	68.80	333.26	956.11
6.06	0.00	0.00	0.00	69.97	336.04	964.85
9.00	0.00	0.00	0.00	84.24	369.74	1070.55
9.00	0.00	-0.00	-663.34	84.24	369.74	1070.55
9.61	0.00	-4.21	-678.28	87.20	376.75	1092.51
10.00	0.00	-6.90	-687.83	89.10	381.22	1106.56
10.80	0.00	-9.25	-696.18	92.97	390.36	1135.20
18.95	0.00	-33.35	-781.79	132.60	483.98	1428.88

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
25.00	0.00	-51.22	-845.28	224.08	553.43	1646.71

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m3]	kh,z [MN/m3]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-12.53	40.50	0.00	0.00
1.00	0.00	8.88	-11.87	45.38	-42.85	20.17
1.00	0.00	8.88	-11.87	45.38	83.67	20.17
1.25	0.00	11.96	-11.71	46.60	72.20	0.40
2.50	0.00	17.32	-10.88	52.66	10.21	-52.40
2.50	0.00	17.32	-10.88	52.66	145.70	-52.40
3.75	0.00	0.00	-9.96	58.73	75.89	-190.28
5.00	0.00	0.00	-8.83	64.80	-1.31	-237.68
6.25	0.00	0.00	-7.41	70.88	-86.11	-183.83
7.50	0.00	0.00	-5.78	76.95	-178.50	-19.24
8.75	0.00	0.00	-4.14	83.03	-278.49	265.58
9.00	0.00	0.00	-3.85	84.22	-299.06	336.62
9.00	95.62	0.00	-3.84	-282.53	-298.26	339.01
10.00	109.97	0.00	-2.83	-228.67	-44.29	504.86
11.25	104.32	104.32	-2.09	-51.43	126.47	426.45
12.50	98.75	98.75	-1.87	26.47	132.68	254.55
13.75	93.25	93.25	-1.96	40.20	86.78	115.77
15.00	87.84	87.84	-2.21	29.35	42.16	36.73
16.25	82.50	82.50	-2.50	14.80	14.79	3.15
17.50	77.25	77.25	-2.81	4.70	3.26	-6.70
18.75	72.09	72.09	-3.11	1.11	0.34	-8.35
20.00	67.02	67.02	-3.40	4.03	-2.20	-7.42
21.25	63.91	63.91	-3.69	-0.83	-3.80	-2.95
22.50	60.83	60.83	-3.97	-2.33	-1.50	0.65
23.75	57.80	57.80	-4.26	-1.04	0.89	0.97
25.00	54.80	54.80	-4.56	2.95	0.00	-0.00

Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 299,06 kN/m
Maximum moment = 506,68 kNm/m
Maximum displacement = 12,5 mm

Maximum internal forces on cross-section

Maximum shear force = 388,77 kN
Maximum moment = 658,68 kNm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	1,00	-11,9	379,84

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
2	2,50	-10,9	406,74

Terrain settlement behind the structure

Terrain settlement δ_{max} = 7,3 mm

	Coordinates x [m]	Settlement z [mm]
1	0,00	8,5
2	2,06	10,3
3	4,12	11,5
4	6,17	12,1
5	8,23	12,2
6	10,29	11,6
7	12,35	10,5
8	14,41	8,7
9	16,46	6,4
10	18,52	3,5
11	20,58	0,0
12	20,58	0,0

Utilization of passive pressure

Maximum passive pressure R_{max} = 12173,93 kN/m
Mobilized passive pressure R_{mob} = 4087,03 kN/m

Requested safety factor SF_p = 1,50 < 2,98

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

Vertical bearing capacity - partial results

Safety factor for vertical earth resistance	SF_f	=	1,25	
Safety factor for vertical bearing capacity	SF_v	=	1,50	
Base bearing capacity	q_0	=	15000,00	kPa
Shaft friction	q_s	=	40,00	kN/m2
Shaft area	A_s	=	19,333	m2/m
Heel area	A_b	=	0,604	m2/m
Shaft friction in back	F_{ea}	=	927,15	kN/m
Shaft friction in front	F_{ep}	=	868,73	kN/m
Vertical forces from anchors	A_v	=	151,27	kN/m
Self weight of wall	G	=	377,60	kN/m
Input vertical load	V	=	0,00	kN/m

Verification of earth resistance mobilization

Requested safety factor SF_f = 1,25 < 1,68

Verification is SATISFACTORY

Verification of vertical bearing capacity

Requested safety factor SF_v = 1,50 < 6,76

Verification is SATISFACTORY

Internal stability of anchors - partial results

E_A = 462,24 kN/m δ = 71,88 °

Depth of theoretical footing under bottom of the pit H_0 = 0,48 m

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ_1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX\backslash N}$ [kN]
1	1209,13	21,30	6954,13	5216,12	-5,02		4342,86	6825,90	17747,34
2	1331,99	19,26	7265,89	5274,55	-9,89	1(9%)	5039,24	7418,69	19288,59

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	379,84	16133,94	Is satisfactory
2	406,74	17535,08	Is satisfactory

Decisive anchor row : 1
Max. allowable force F_{max} = 16133,94 kN > 379,84 kN = F_{inp}

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Input data (Stage of construction 7)

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	2,22	0,00 .. 2,22	AGM-	
2	7,39	2,22 .. 9,61	PT-	
3	-	9,61 .. □	PT-	

Excavation

Soil in front of wall is excavated to a depth of 9,00 m.

Terrain profile

No.	Coordinates x [m]	Depth z [m]
1	0,00	0,00
2	2,00	0,00
3	12,00	-10,00
4	14,00	-10,00
5	20,00	-20,00
6	21,00	-20,00

Origin [0,0] is located in upper right edge of construction.
Positive coordinate +z has downward direction.

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Name	Post-stressing	Force F [kN]
1	No	1,00	tirant 1 (user-defined)		841,35
2	No	2,50	Tirant 2 (user-defined)		703,36

Earthquake

Factor of horizontal acceleration K_h = 0,1250

Factor of vertical acceleration $K_V = 0{,}0375$

Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Design situation : seismic

Analysis results (Stage of construction 7)

Distribution of pressures acting on the structure (in front and behind the wall)

Depth [m]	Ta,p [kPa]	Tk,p [kPa]	Tp,p [kPa]	Ta,z [kPa]	Tk,z [kPa]	Tp,z [kPa]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.13	270.91	671.03
2.22	0.00	0.00	0.00	10.66	297.14	724.28
9.00	0.00	0.00	0.00	43.20	377.28	887.00
9.00	-0.08	-34.48	-670.92	43.20	377.28	887.00
9.61	-0.08	-38.68	-679.46	46.13	384.49	901.64
10.00	-0.07	-41.37	-684.93	48.00	389.10	911.00
10.00	-0.07	-41.37	-684.93	48.00	393.48	911.00
22.12	-0.01	-124.98	-854.73	106.20	547.42	1202.00
25.00	0.00	-144.81	-895.00	120.00	583.92	1271.00

Distributions of the modulus of subsoil reaction and internal forces on the structure

Depth [m]	kh,p [MN/m3]	kh,z [MN/m3]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-41.49	0.00	-245.00	571.67
1.00	0.00	8.88	-34.57	41.28	-374.39	884.16
1.00	0.00	8.88	-34.57	41.28	-94.15	884.16
1.25	0.00	0.00	-32.94	6.06	-100.98	911.19
2.50	0.00	0.00	-25.47	12.00	-112.26	1043.69
2.50	0.00	0.00	-25.47	12.00	122.02	1043.69
3.75	0.00	0.00	-19.22	18.00	103.27	902.10
5.00	0.00	0.00	-14.06	24.00	77.02	788.64
6.25	0.00	0.00	-9.87	30.00	43.27	712.67
7.50	0.00	0.00	-6.55	36.00	2.02	683.58
8.75	0.00	92.04	-4.06	97.68	-76.98	716.40
9.00	0.00	95.50	-3.68	107.95	-102.25	738.35
9.00	95.62	95.62	-3.66	-276.50	-101.65	739.17
10.00	109.97	109.97	-2.46	-174.21	119.19	721.64
11.25	104.32	104.32	-1.71	3.05	214.68	489.32
12.50	98.75	98.75	-1.55	59.51	165.87	244.37
13.75	93.25	93.25	-1.71	54.74	90.98	84.63
15.00	87.84	87.84	-1.98	33.09	35.72	8.39
16.25	82.50	82.50	-2.27	13.97	7.04	-15.73
17.50	77.25	77.25	-2.54	2.78	-2.55	-16.97
18.75	72.09	72.09	-2.80	-0.61	-3.15	-12.85
20.00	67.02	67.02	-3.04	2.49	-3.70	-8.84

Depth [m]	kh,p [MN/m3]	kh,z [MN/m3]	Displacement [mm]	Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
21.25	63.91	63.91	-3.28	-1.33	-4.08	-3.40
22.50	60.83	60.83	-3.51	-2.28	-1.56	0.33
23.75	57.80	57.80	-3.74	-0.98	0.71	0.79
25.00	54.80	54.80	-3.98	2.49	0.00	-0.00

Maximum values of internal forces acting on the structure

Maximum shear force = 374,39 kN/m
Maximum moment = 1043,69 kNm/m
Maximum displacement = 41,5 mm

Maximum internal forces on cross-section

Maximum shear force = 486,71 kN
Maximum moment = 1356,80 kNm

Anchors forces

No.	Depth [m]	Displacement [mm]	Anchor force [kN]
1	1,00	-34,6	841,35
2	2,50	-25,5	703,36

Terrain settlement behind the structure

Terrain settlement δ_{max} = 6,4 mm

	Coordinates x [m]	Settlement z [mm]
1	0,00	22,7
2	2,50	22,8
3	5,00	22,3
4	7,50	21,3
5	10,00	19,7
6	12,50	17,7
7	15,00	15,2
8	17,50	12,2
9	20,00	8,6
10	22,50	4,6
11	25,00	0,0
12	25,00	0,0

Utilization of passive pressure

Maximum passive pressure R_{max} = 12527,33 kN/m
Mobilized passive pressure R_{mob} = 4650,76 kN/m

Requested safety factor SF_p = 1,50 < 2,69

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

Vertical bearing capacity - partial results

Safety factor for vertical earth resistance SF_f = 1,25
Safety factor for vertical bearing capacity SF_v = 1,50
Base bearing capacity q_0 = 15000,00 kPa

Shaft friction	q_s	=	40,00	kN/m2
Shaft area	A_s	=	19,333	m2/m
Heel area	A_b	=	0,604	m2/m
Shaft friction in back	F_{ea}	=	0,00	kN/m
Shaft friction in front	F_{ep}	=	0,00	kN/m
Vertical forces from anchors	A_V	=	297,06	kN/m
Self weight of wall	G	=	377,60	kN/m
Input vertical load	V	=	0,00	kN/m

Verification of earth resistance mobilization

Requested safety factor $SF_f = 1,25 < 1000,00$

Verification is SATISFACTORY

Verification of vertical bearing capacity

Requested safety factor $SF_V = 1,50 < 14,58$

Verification is SATISFACTORY

Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β. (β=0,01°, β_{modif}=0,00°) (ξ=0,21, ξ_{modif}=0,00)

Internal stability of anchors - partial results

E_A = 528,60 kN/m δ = 56,21 °

Depth of theoretical footing under bottom of the pit H_0 = 0,32 m

Row of anchors	E_{A1} [kN/m]	δ1 [°]	G [kN/m]	C [kN/m]	θ [°]	Included rows of anchors	Q [kN/m]	F [kN/m]	$FK_{MAX\backslash N}$ [kN]
1	1958,50	12,96	6920,87	5220,54	-5,54		5096,78	4703,79	12229,85
2	2153,69	11,77	7232,64	5283,00	-10,40	1(11%)	5730,92	5065,55	13170,42

Verification of internal stability of anchors

No.	Anchor force [kN]	Max.allow.force in anchor [kN]	Verification
1	841,35	12229,85	Is satisfactory
2	703,36	13170,42	Is satisfactory

Decisive anchor row : 1
Max. allowable force F_{max} = 12229,85 kN > 841,35 kN = F_{inp}

Overall verification of internal stability is SATISFACTORY

Warning - allowable range of input data exceeded during earthquake analysis!
The analysis is carried out with the modified value of terrain inclination β. (β=0,01°, β_{modif}=0,00°) (ξ=0,21, ξ_{modif}=0,00)

Dimensioning No. 1

Distribution of forces on construction

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-41.49	-5.42	-245.00	0.00	-0.00	571.67
0.01	-41.45	-5.42	-245.68	-0.24	0.00	573.17
0.01	-41.45	-5.42	-245.68	-0.24	0.00	573.17
0.01	-41.39	-5.41	-246.58	-0.57	0.00	575.17
0.01	-41.39	-5.41	-246.58	-0.57	0.00	575.17

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
1.00	-34.57	-4.95	-374.39	-19.82	13.83	884.16
1.00	-34.57	-4.95	-94.15	83.67	13.83	884.16
1.25	-32.94	-4.83	-100.98	72.20	0.40	911.19
2.00	-28.34	-4.49	-106.82	36.19	-41.09	988.54
2.00	-28.32	-4.49	-106.86	35.99	-41.26	988.96
2.00	-28.29	-4.49	-106.90	35.79	-41.37	989.40
2.00	-28.29	-4.49	-106.90	35.79	-41.37	989.40
2.50	-25.47	-4.27	-112.26	15.45	-52.40	1043.69
2.50	-25.47	-4.27	-5.65	145.70	-52.40	1043.69
3.75	-19.22	-3.72	-56.82	103.27	-190.28	902.10
4.00	-18.12	-3.61	-85.34	98.70	-207.13	877.26
4.00	-18.12	-3.61	-85.34	98.70	-207.13	877.26
4.00	-18.10	-3.61	-85.53	98.62	-207.41	876.86
4.00	-18.08	-3.61	-85.72	98.54	-207.62	876.47
4.00	-18.08	-3.61	-85.72	98.54	-207.62	876.47
5.00	-14.06	-3.17	-91.47	77.02	-237.68	788.64
6.00	-10.65	-2.75	-197.47	50.74	-203.40	724.63
6.00	-10.65	-2.75	-197.47	50.74	-203.40	724.63
6.00	-10.63	-2.75	-197.46	50.62	-203.16	724.41
6.00	-10.62	-2.75	-197.45	50.50	-202.85	724.23
6.00	-10.62	-2.75	-197.45	50.50	-202.85	724.23
6.25	-9.87	-2.65	-169.38	43.27	-183.83	712.67
7.50	-6.55	-2.20	-178.50	2.02	-19.24	683.58
8.75	-4.14	-1.88	-278.49	24.30	125.66	716.40
9.00	-3.85	-1.83	-299.06	33.25	128.46	738.35
9.00	-3.85	-1.83	-299.06	33.25	128.46	738.35
9.00	-3.84	-1.83	-298.66	33.40	128.50	738.76
9.00	-3.84	-1.83	-298.26	33.53	128.53	739.17
9.00	-3.84	-1.83	-298.26	33.53	128.53	739.17
10.00	-2.83	-1.70	-44.29	119.19	126.90	721.64
11.25	-2.09	-1.68	33.82	214.68	92.10	489.32
12.50	-1.87	-1.55	26.66	165.87	53.06	254.55
13.75	-2.05	-1.71	14.55	90.98	25.82	115.77
15.00	-2.28	-1.98	5.31	42.16	8.39	36.73
16.25	-2.53	-2.27	0.93	14.79	-15.73	11.33
17.50	-2.81	-2.54	-2.55	3.26	-16.97	8.54
18.75	-3.11	-2.80	-3.15	3.78	-12.85	4.51
20.00	-3.40	-3.04	-3.70	1.55	-8.84	0.71
21.25	-3.69	-3.28	-4.08	-1.06	-3.40	1.06
22.50	-3.97	-3.51	-1.56	-0.06	0.33	2.11
23.75	-4.26	-3.74	0.71	1.41	0.79	1.25

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
25.00	-4.56	-3.98	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Distribution of forces on construction - in detail

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-41.49	-5.42	-245.00	0.00	-0.00	571.67
0.01	-41.45	-5.42	-245.68	-0.24	0.00	573.17
0.01	-41.45	-5.42	-245.68	-0.24	0.00	573.17
0.01	-41.39	-5.41	-246.58	-0.57	0.00	575.17
0.01	-41.39	-5.41	-246.58	-0.57	0.00	575.17
0.25	-39.71	-5.30	-273.17	-9.36	1.12	634.23
0.50	-37.96	-5.19	-322.28	-16.20	4.39	708.48
0.75	-36.25	-5.07	-356.27	-19.71	8.88	793.08
1.00	-34.57	-4.95	-374.39	-19.82	13.83	884.16
1.00	-34.57	-4.95	-94.15	83.67	13.83	884.16
1.25	-32.94	-4.83	-100.98	72.20	0.40	911.19
1.50	-31.35	-4.72	-102.64	60.43	-16.48	936.64
1.75	-29.81	-4.60	-104.60	48.36	-30.39	962.54
2.00	-28.34	-4.49	-106.82	36.19	-41.09	988.54
2.00	-28.32	-4.49	-106.86	35.99	-41.26	988.96
2.00	-28.29	-4.49	-106.90	35.79	-41.37	989.40
2.00	-28.29	-4.49	-106.90	35.79	-41.37	989.40
2.25	-26.87	-4.38	-109.41	23.20	-48.02	1015.99
2.50	-25.47	-4.27	-112.26	15.45	-52.40	1043.69
2.50	-25.47	-4.27	-5.65	145.70	-52.40	1043.69
2.75	-24.12	-4.16	-8.39	132.41	-87.36	1013.57
3.00	-22.83	-4.05	-10.33	118.82	-118.96	984.28
3.25	-21.58	-3.94	-11.74	111.67	-145.10	955.89
3.50	-20.37	-3.83	-29.79	107.62	-169.49	928.47
3.75	-19.22	-3.72	-56.82	103.27	-190.28	902.10
4.00	-18.12	-3.61	-85.34	98.70	-207.13	877.26
4.00	-18.12	-3.61	-85.34	98.70	-207.13	877.26
4.00	-18.10	-3.61	-85.53	98.62	-207.41	876.86
4.00	-18.08	-3.61	-85.72	98.54	-207.62	876.47
4.00	-18.08	-3.61	-85.72	98.54	-207.62	876.47
4.25	-17.03	-3.50	-79.31	93.67	-220.78	852.82
4.50	-16.00	-3.39	-73.31	88.42	-230.34	830.05
4.75	-15.01	-3.28	-68.18	82.87	-236.00	808.63
5.00	-14.06	-3.17	-91.47	77.02	-237.68	788.64
5.25	-13.15	-3.06	-117.85	70.87	-235.32	770.14
5.50	-12.27	-2.96	-144.18	64.42	-228.82	753.22
5.75	-11.43	-2.85	-170.78	57.67	-218.13	737.96
6.00	-10.65	-2.75	-197.47	50.74	-203.40	724.63

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
6.00	-10.65	-2.75	-197.47	50.74	-203.40	724.63
6.00	-10.63	-2.75	-197.46	50.62	-203.16	724.41
6.00	-10.62	-2.75	-197.45	50.50	-202.85	724.23
6.00	-10.62	-2.75	-197.45	50.50	-202.85	724.23
6.25	-9.87	-2.65	-169.38	43.27	-183.83	712.67
6.50	-9.13	-2.55	-141.76	35.62	-160.08	702.80
6.75	-8.44	-2.46	-122.16	27.67	-131.82	694.88
7.00	-7.77	-2.37	-140.63	19.42	-98.97	688.99
7.25	-7.14	-2.28	-159.42	10.87	-61.47	685.20
7.50	-6.55	-2.20	-178.50	2.02	-19.24	683.58
7.75	-5.98	-2.13	-197.89	-4.61	27.80	680.14
8.00	-5.45	-2.06	-217.58	-0.86	79.73	682.85
8.25	-4.96	-1.99	-237.58	2.54	117.22	689.21
8.50	-4.49	-1.93	-257.88	13.79	121.87	700.12
8.75	-4.14	-1.88	-278.49	24.30	125.66	716.40
9.00	-3.85	-1.83	-299.06	33.25	128.46	738.35
9.00	-3.85	-1.83	-299.06	33.25	128.46	738.35
9.00	-3.84	-1.83	-298.66	33.40	128.50	738.76
9.00	-3.84	-1.83	-298.26	33.53	128.53	739.17
9.00	-3.84	-1.83	-298.26	33.53	128.53	739.17
9.25	-3.56	-1.79	-230.44	41.45	130.25	756.02
9.50	-3.29	-1.75	-165.01	48.84	130.73	757.81
9.75	-3.05	-1.72	-103.02	73.03	129.71	745.84
10.00	-2.83	-1.70	-44.29	119.19	126.90	721.64
10.25	-2.63	-1.69	10.07	157.68	122.18	686.88
10.50	-2.46	-1.68	27.69	185.68	115.89	643.75
10.75	-2.31	-1.67	31.14	203.34	108.52	594.95
11.00	-2.19	-1.67	33.10	212.48	100.48	542.83
11.25	-2.09	-1.68	33.82	214.68	92.10	489.32
11.50	-2.01	-1.64	33.57	211.39	83.68	435.98
11.75	-1.95	-1.59	32.54	203.86	75.41	384.01
12.00	-1.91	-1.56	30.95	193.17	67.48	334.34
12.25	-1.88	-1.55	28.94	180.24	60.00	288.44
12.50	-1.87	-1.55	26.66	165.87	53.06	254.55
12.75	-1.89	-1.57	24.22	150.69	46.61	222.30
13.00	-1.93	-1.59	21.72	135.23	40.28	192.08
13.25	-1.97	-1.63	19.24	119.92	34.75	164.17
13.50	-2.00	-1.67	16.83	105.09	29.96	138.71
13.75	-2.05	-1.71	14.55	90.98	25.82	115.77
14.00	-2.09	-1.76	12.43	77.77	21.07	95.34
14.25	-2.14	-1.81	10.35	67.30	17.20	77.35
14.50	-2.18	-1.87	8.41	58.27	14.11	61.68

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
14.75	-2.23	-1.92	6.73	49.86	11.70	48.20
15.00	-2.28	-1.98	5.31	42.16	8.39	36.73
15.25	-2.33	-2.04	4.15	35.20	0.47	27.10
15.50	-2.38	-2.10	3.23	29.00	-5.66	19.11
15.75	-2.43	-2.15	2.21	23.55	-10.24	12.65
16.00	-2.48	-2.21	1.44	18.82	-13.53	11.94
16.25	-2.53	-2.27	0.93	14.79	-15.73	11.33
16.50	-2.58	-2.33	0.65	11.41	-17.07	10.78
16.75	-2.63	-2.38	0.57	8.63	-17.71	10.25
17.00	-2.68	-2.44	-0.35	6.38	-17.82	9.72
17.25	-2.75	-2.49	-1.66	4.61	-17.53	9.15
17.50	-2.81	-2.54	-2.55	3.26	-16.97	8.54
17.75	-2.87	-2.59	-3.07	2.96	-16.24	7.85
18.00	-2.93	-2.65	-3.33	3.24	-15.41	7.10
18.25	-2.99	-2.70	-3.37	3.49	-14.54	6.29
18.50	-3.05	-2.75	-3.29	3.68	-13.68	5.42
18.75	-3.11	-2.80	-3.15	3.78	-12.85	4.51
19.00	-3.17	-2.85	-3.01	3.75	-12.06	3.59
19.25	-3.22	-2.90	-2.93	3.56	-11.29	2.70
19.50	-3.28	-2.95	-2.98	3.15	-10.53	1.88
19.75	-3.34	-2.99	-3.22	2.50	-9.73	1.20
20.00	-3.40	-3.04	-3.70	1.55	-8.84	0.71
20.25	-3.46	-3.09	-4.19	0.58	-7.83	0.47
20.50	-3.51	-3.14	-4.44	-0.14	-6.73	0.43
20.75	-3.57	-3.18	-4.48	-0.63	-5.60	0.55
21.00	-3.63	-3.23	-4.35	-0.93	-4.47	0.78
21.25	-3.69	-3.28	-4.08	-1.06	-3.40	1.06
21.50	-3.74	-3.32	-3.69	-1.05	-2.41	1.35
21.75	-3.80	-3.37	-3.22	-0.91	-1.53	1.62
22.00	-3.86	-3.42	-2.70	-0.69	-0.77	1.84
22.25	-3.91	-3.46	-2.13	-0.40	-0.14	2.02
22.50	-3.97	-3.51	-1.56	-0.06	0.33	2.11
22.75	-4.03	-3.56	-1.00	0.30	0.67	2.10
23.00	-4.09	-3.60	-0.47	0.65	0.87	2.01
23.25	-4.15	-3.65	0.01	0.97	0.95	1.82
23.50	-4.20	-3.70	0.41	1.24	0.91	1.57
23.75	-4.26	-3.74	0.71	1.41	0.79	1.25
24.00	-4.32	-3.79	0.89	1.47	0.61	0.91
24.25	-4.38	-3.84	0.93	1.38	0.40	0.57
24.50	-4.44	-3.89	0.81	1.13	0.20	0.28
24.75	-4.50	-3.94	0.51	0.68	0.05	0.07

	Disp. min [mm]	Disp. max [mm]	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
25.00	-4.56	-3.98	-0.00	0.00	-0.00	0.00

Maximum values of internal forces

Maximum displacement = -41,5 mm
Minimum displacement = -1,6 mm
Maximum bending moment = 1043,69 kNm/m
Minimum bending moment = -237,68 kNm/m
Maximum shear force = 374,39 kN/m

Verification of RC cross section (Pile curtain d = 1,00 m, a = 1,30 m)

All construction stages are taken into the analysis.
Partial factor on load = 1,00

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 18 pc bars 25,0 mm; cover 50,0 mm
Type of structure (reinforcement ratio) : beam
Reinforcement ratio $\rho = 0{,}562\ \% > 0{,}166\ \% = \rho_{min}$
Load : $M_{Ed} = 1356{,}80$ kNm
Bearing capacity : $M_{Rd} = 1511{,}90$ kNm

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - profile 12,0 mm; spacing 200,0 mm
$A_{sw} = 2 \times 565{,}5 = 1131{,}0\ mm^2$
$b_w = 0{,}88$ m; d = 0,80 m
Ultimate shear force: $V_{Rd} = 885{,}11\ kN > 486{,}71\ kN = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

Verification of lagging 1

Input data

Concrete : C 35/45
Longitudinal reinforcement : B500B
Transverse reinforcement : B500B

Cross section type : rectanglebxh=1300,0x1200,0mm
Type of load : rectangle

Verification of RC cross section (b = 1,20 m; h = 1,30 m)

All construction stages are taken into the analysis.
Partial factor on load = 1,00
Reinforcement - 6 pc bars 25,0 mm; cover 50,0 mm
Shear reinf. - 2 profile 10,0 mm; distance 200,0 mm

Reinforcement ratio	ρ	=	0,20 %	>	0,17 %	=	ρ_{min}
Position of neutral axis	x	=	0,06 m	<	0,76 m	=	x_{max}
Ultimate shear force	V_{Rd}	=	950,80 kN	>	176,77 kN	=	V_{Ed}
Ultimate moment	M_{Rd}	=	1555,39 kNm	>	57,45 kNm	=	M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Verification of waler 1

Input data

Concrete : C 35/45
Longitudinal reinforcement : B500B
Transverse reinforcement : B500B

bxh=500,0x700,0mm
Beam type : simply supported
Type of load : concentrated
Distance of supports : 1,00 m

Verification of RC cross section (b = 0,70 m; h = 0,50 m)

All construction stages are taken into the analysis.
Partial factor on load = 1,00
Reinforcement - 10 pc bars 20,0 mm; cover 50,0 mm
Shear reinf. - 2 profile 16,0 mm; distance 110,0 mm

Reinforcement ratio	ρ	=	1,02	%	>	0,17	%	= ρ_{min}
Position of neutral axis	x	=	0,10	m	<	0,27	m	= x_{max}
Ultimate shear force	V_{Rd}	=	1305,56	kN	>	364,31	kN	= V_{Ed}
Ultimate moment	M_{Rd}	=	543,89	kNm	>	182,16	kNm	= M_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

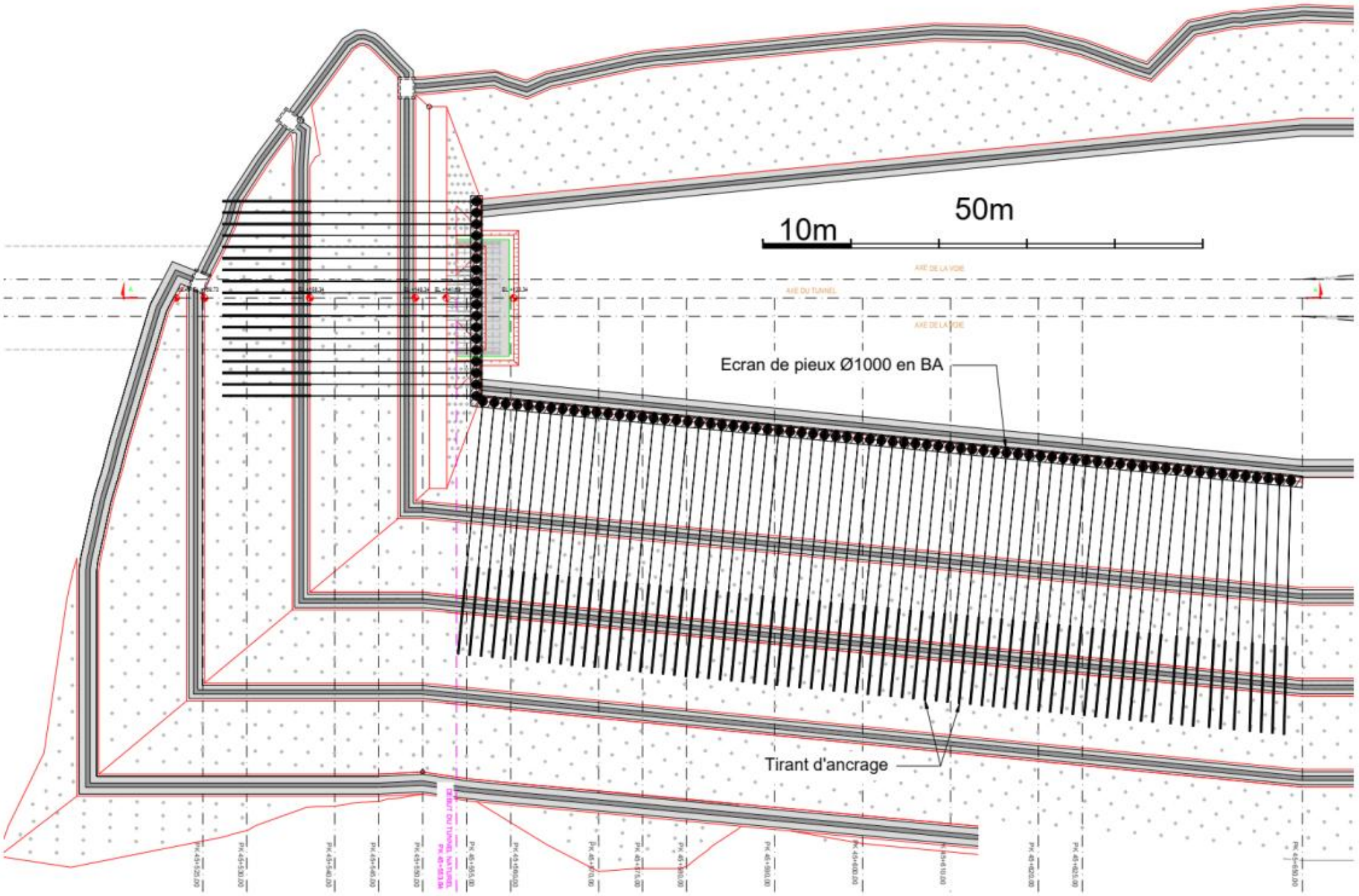
Verification of anchors

Anchor	Stage	Depth z [m]	Max. force F [kN]	Anchor strength R_t [kN]	Pull-out res. (soil) R_e [kN]	Pull-out res. (grouting) R_c [kN]	Verification
1	7	1,00	841,35	1142,20	1570,80	1850,37	**is satisfactory (73,66 %)**
2	7	2,50	703,36	1142,20	1570,80	1850,37	**is satisfactory (61,58 %)**

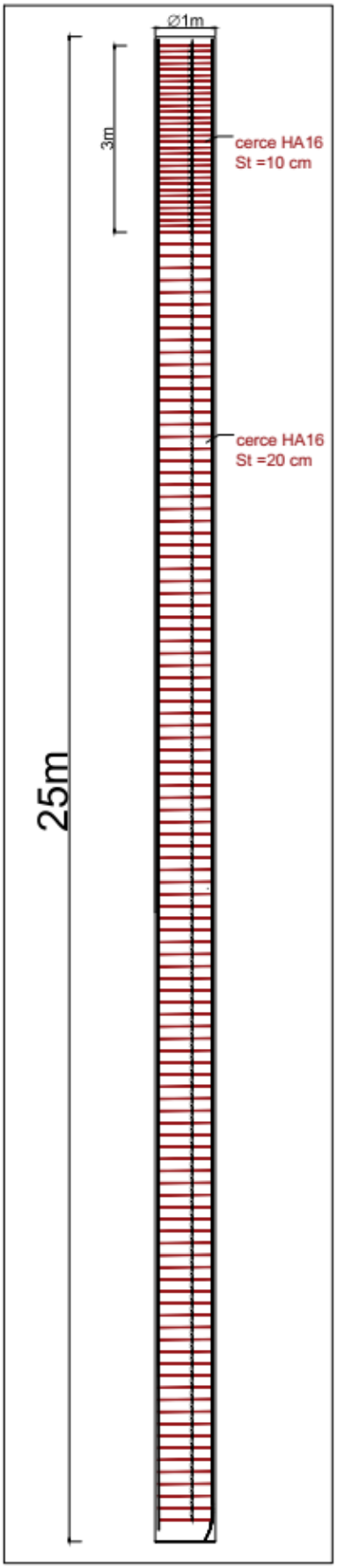
Anchor with max. utilization - Nr. 1. (Stage 7; z = 1,00 m)
Utilization is 73,66 %

Anchors bearing capacity is SATISFACTORY

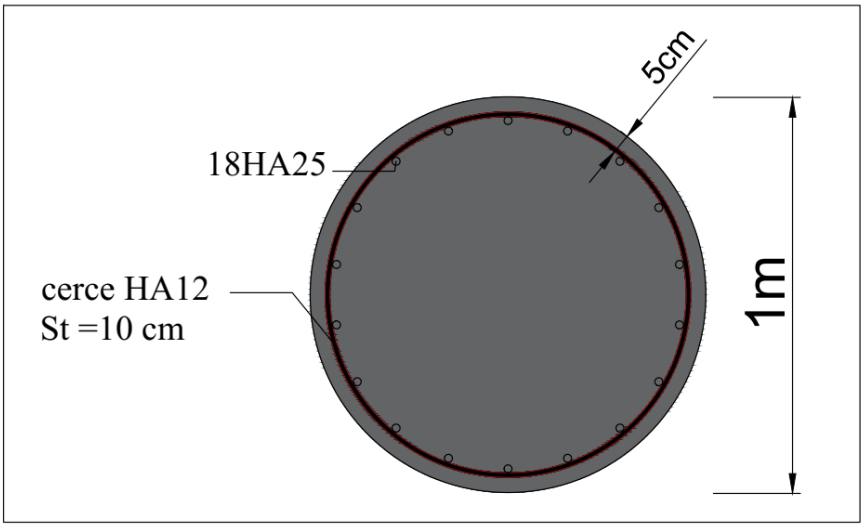
Annexe 10 :
Vue en plan du projet


10m
50m
AXE DE LA VOIE
AXE DU TUNNEL
AXE DE LA VOIE
Ecran de pieux Ø1000 en BA
Tirant d'ancrage

Plans d'exécution Pieux



Ferraillage zone critique



Ferraillage zone courant

