République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Conception et étude d'une trémie y compris les soutènements provisoires sur la RN°41 CHERAGA – ALGER

Présenté par :

Mlle KHELFI Manel

Mlle IDIRI Lyna

Encadré par :

Mr SAADALLAH Adel

Co-encadré par :

Mr HAMADI Kamel

Promotion 2024 / 2025

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude envers **Allah**, le Généreux, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, le courage, la volonté et les moyens nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nos remerciements les plus sincères vont à :

Nos familles, pour leurs conseils constants, leur soutien indéfectible et leurs sacrifices, qui ont été essentiels tout au long de notre parcours.

L'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, pour la qualité de son enseignement, l'engagement de son corps professoral et le soutien de son équipe administrative, qui nous ont permis d'acquérir des compétences solides et une vision concrète du métier d'ingénieur.

A mon encadrant Monsieur **SAADALLAH Adel** pour son accompagnement, et sa bienveillance tout au long de cette expérience

Monsieur HAMADI Kamel, pour son accueil au sein de l'IMSRN, ainsi que pour sa disponibilité et son professionnalisme, qui ont grandement facilité notre intégration.

Monsieur MESSAI, Mademoiselle Ayache et **Madame BIBECHE pour** l'aide précieuse qu'il nous a apportée en partageant généreusement son expertise.

Les ingénieurs de la SERO EST de Batna, pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité et leur précieuse collaboration. Nous remercions tout particulièrement **Monsieur ZIADI Sefeddine**, de la SERO EST de Chéraga, pour son accompagnement rigoureux, ses conseils techniques et ses remarques pertinentes, qui ont enrichi ce travail de manière significative.

Madame MOUSTARI Nouara, pour sa bienveillance, ses conseils éclairés et son soutien, qui ont constitué un apport précieux dans l'élaboration de ce mémoire.

Messieurs FATHI, LAMINE, ABD RAHIM, ainsi que **toute l'équipe de l'ENGOA de Réghaïa**, pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité constante et leur esprit de collaboration.

Nous exprimons également toute notre reconnaissance aux **membres du jury**, pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'examiner ce travail et pour l'intérêt qu'ils ont manifesté à notre projet de fin d'études. Leurs observations et suggestions contribueront sans aucun doute à l'enrichissement de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce mémoire à mon père MOHAMED , à cet homme qui a tout donné sans jamais rien attendre en retour. À ses sacrifices silencieux, à sa patience, à sa force calme qui m'a portée jusqu'ici. Ton empreinte est gravée dans chacun de mes efforts, dans chaque victoire, même les plus silencieuses.

Je le dédie également à ma mère NOURA , pour son amour pur, son courage discret, et ses prières

constantes. Tu es ma force silencieuse, celle qui m'a portée par sa tendresse, sa patience, et son amour. Ta présence m'a apaisée dans les moments les plus difficiles et m'a guidée dans chaque décision.

À mon frère Wassim, la plus belle chose de ma vie. Ton soutien a toujours compté, et je te souhaite un parcours aussi beau que le cœur que tu as.

À ma famille, pour leur encouragement et leur confiance. Une pensée toute particulière à ma cousine Sihem, ton écoute bienveillante et ta présence réconfortante ont compté plus que tu ne l'imagines. Merci d'avoir toujours trouvé les mots justes, d'avoir cru en moi, et d'avoir été là, tout simplement.

À Soumia, avec qui j'ai partagé les plus beaux jours, de souvenirs inoubliables.

Merci pour tout, je te souhaite sincèrement une vie pleine de réussite.

Et enfin, à celui qui rêvait de me voir réussir, mais qu'Allah a rappelé à lui avant ce jour.

Du fond du cœur, avec respect et

reconnaissance,

KHELFI Manel

Dédicace

Avant de commencer ce mémoire, je souhaite adresser quelques mots à ceux qui ont toujours été présents à mes côtés :

À ma mère DJIDA,
cette femme exceptionnelle au cœur immense, dont l'amour m'a enveloppée chaque jour comme un bouclier invisible.
Pour ses prières qui m'ont protégée sans que je le voie, ses sacrifices silencieux, son regard plein de tendresse et sa force dissimulée derrière chaque mot d'encouragement.
Elle est mon pilier, mon refuge et la lumière qui m'éclaire dans chaque étape de ma vie.

À mon père HAFID ,
l'homme de ma vie, celui qui m'a élevée comme sa princesse et qui continue de croire en moi même dans mes silences.
Pour sa sagesse, sa patience, et ce respect discret mais profond qu'il m'a toujours offert.
Pour tous les rêves qu'il a portés à ma place quand je doutais.
Il est ma fierté, mon repère, et tout simplement... mon héros

A mes frère LOUNIS et HANI ,

Pour leur présence rassurante, leur humour, leurs conseils spontanés et cette complicité unique qui rend tout plus simple. Leur soutien, même discret, a été une force précieuse tout au long de ce chemin.

À mes amis,

(Djidi , Aya , houda , liticia, manel) ceux qui ont su m'épauler, me faire rire, et me comprendre sans juger. Vos mots, votre présence et vos encouragements ont mis de la lumière sur mon chemin. Je vous souhaite une vie douce, pleine de paix et de beaux accomplissements.

Avec gratitude et respect,

IDIRI Lyna

Résumé

Ce mémoire traite de l'étude technique d'un passage inférieur routier à Chéraga, visant à fluidifier le trafic et améliorer la sécurité au niveau d'un carrefour stratégique. L'étude comprend une analyse géotechnique et sismique du site, accompagnée d'investigations de terrain

Deux solutions de soutènement ont été proposées : murs en béton préfabriqué et pieux armés, avec une comparaison technique pour retenir l'option la plus adaptée. Le travail aborde également la conception des structures, l'étude de leur stabilité, le drainage des eaux pluviales et le traitement architectural des parements.

Cette étude illustre une application pratique des principes du génie civil, fondée sur une approche intégrée alliant sécurité, efficacité et durabilité.

Mots clés : Passage inférieur routier, analyse de stabilité, soutènement provisoire, Blindage.

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة تقنية وهندسية لمشروع إنجاز نفق طرقي على مستوى بلدية الشراقة، في إطار تحسين البنية التحتية الحضرية وفك

الاختناق المروري عند تقاطع طرقي حيوي. يهدف المشروع إلى ضمان انسيابية الحركة المرورية، رفع مستوى السلامة، وتسهيل الربط بين المحاور الرئيسية للمنطقة.

يشمل العمل تحليلًا شاملًا لموقع المشروع من الناحية الجيوتقنية والسيسمولوجية، مع إجراء تحقيقات ميدانية ومخبرية لتحديد خصائص التربة. تم اقتراح حلّين هندسيين لسند جوانب النفق طرقي: الجدران الخرسانية المسلحة مسبقة الصب، والخوازيق المسلحة، مع إجراء تحليل مقارن بينهما لاختيار الحل الأنسب حسب شروط الموقع والمعايير التقنية.

كما تتضمن المذكرة عمليات التصميم الأولي والتفصيلي للهياكل المكونة للمنشأة، ودراسة استقرارها تحت تأثير الأحمال الدائمة والزلازل، إلى جانب تصميم نظام صرف مياه الأمطار ومعالجة الواجهات الخارجية للنفق الطرقيز

تعكس هذه الدراسة تطبيقًا عمليًا لمفاهيم التصميم والهندسة المدنية، مع اعتماد منهجية تحليلية وتقنية متكاملة تستوفي شروط السلامة، الكفاءة، والاستدامة في منشآت البنية التحتية الطرقي

الكلمات المفتاحية: ممر سفلي طرقي، تحليل الاستقرار، دعم مؤقت، تدعيم الحفريات

Abstract

This thesis focuses on the technical study of an underpass project in Chéraga, aimed at improving traffic flow and enhancing safety at a major urban intersection. The study includes geotechnical and seismic analysis of the site, supported by field and laboratory investigations.

Two retaining solutions were proposed: precast reinforced concrete walls and reinforced piles, with a technical comparison to select the most suitable option. The work also covers the structural design, stability analysis, rainwater drainage system, and architectural treatment of the underpass facings.

This study demonstrates a practical application of civil engineering principles, based on an integrated approach that ensures safety, efficiency, and sustainability .

Keywords : This study focuses on a road underpass, including stability analysis, temporary support systems, and trench shoring techniques

Abréviations :

- **Pl** : Pression limite de rupture
- **Pc** : Pression de consolidation
- **γh**: Densité humide
- **γd** :Densité sèche
- **Sr** : Degré de saturation
- **L_L** : Limite de liquidité
- **Lp** : Limite de plasticité
- **Ip :** Indice de plasticité
- **Ic :** Indice de consistance
- **C'** : Cohésion
- **φ** :Angle de frottement interne
- **E** :Module de déformation
- **Kv** : Coefficient élastique à long terme
- **ν** :Coefficient de Poisson (drainé ou non drainé)
- **E :** Module de Young du sol massif
- **Cc** : Coefficient de compressibilité
- **Cg** :Coefficient de gonflement
- **Nc** :Facteur de portance
- **Nq** : Facteur de portance
- **Nγ** : Facteur de portance
- **Qadm** : Contrainte admissible à partir des essais en laboratoire
- **α :** Coefficient de structure du sol
- **fcj** :Résistance caractéristique à la compression du béton
- **ftj** :Résistance caractéristique à la traction du béton
- **Eij** :Module de déformation instantané
- **Evj** :Module de déformation différée
- **η** :Coefficient de fissuration

SOMMAIRE

INTRODCUTION GENERALE 1
I.1. Introduction 2
I.2. Présentation du projet 2
I.3. Fiche technique du projet 3
I.4. Définition du plan de réaménagement retenu 3
I.5. Conception des deux variantes pour la trémie routière 4
I.5.1. Variante 1 : Murs de soutènement en béton armé préfabriqués 4
I.5.2. Variante 2: Conception de la deuxième variante blindage (par pieux) 8
I.6. Conclusion 11
CHAPITRE II : 13
II.1. Introduction 13
II.2. Objectif de l'étude : 13
II.3. Analyse multicritères entre les deux variantes : 13
II.3.1. La première variante : mur de soutènement : 13
II.3.2. Inconvénients: 14
II.3.3. Seconde variante : blindage par pieux 14
II.4. Solution constructive retenue : murs de soutènement en zone centrale 15
II.4.1. Contrainte liée à la présence du pont 15
CHAPITRE III : 22
III.1. INTRODUCTION 22
III.2. Descriptif du projet : 22
III.3. Récapitulatif des caractéristiques du projet : 22
III.4. Géologie du site 24
III.4.1. Contexte géologique régional 24
III.4.2. Contexte géologique local 25
III.5. Sismicite de la zone 25
III.6. CONCLUSION 26
CHAPITRE IV : 27
IV.1. Introduction 27
IV.2. Description de projet 27
IV.3. Topographie du site 27
IV.4. Campagne d'investigation géotechnique 27
IV.4.1. Programme de reconnaissance géotechnique 27
IV.4.2. Synthèse des résultats de la campagne d'investigation géotechnique 28

IV.4.3. Levé piézométrique 30
IV.4.4. Résultats de l'Essai pressiométrique APAGEO : 30
IV.4.5. Résultats des essais au laboratoires 32
IV.4.6. Fixation des paramètres de calcul 35
IV.4.7. Classification du sol 37
IV.4.8. Calcul de la raideur du sol 38
IV.4.9. Conclusion : 39
CHAPITRE V : 42
V.1. Introduction 42
V.2. Hypothèses de calcul pour le dimensionnement du béton armé : 42
V.3. Règlements de calcul et documents de références : 42
V.4. Généralités sur les matériaux : 42
V.4.1. Le béton : 42
V.4.2. Déformation longitudinale du béton 44
V.4.3. La contrainte de calcul béton comprimé 44
V.4.4. Diagrammes contrainte–déformation du béton selon le C.B.A.93 [A.4.3.4] 45
V.4.5. Les armatures de béton armé 46
V.5. CONCLUSION 49
CHAPITRE VI : 49
VI.1. INTRODUCTION 49
VI.2. Predimensionnement de la PARTIE COUVERTe 49
VI.2.1. Les cadres fermés : 49
VI.2.2. CALCUL INFORMATIQUE – MODÉLISATION : 52
VI.3. DEFINITION DES ACTIONS PRISES EN COMPTE 54
VI.3.1. Actions permanentes 54
VI.4. Les sollicitations du au charges applique sur le cadre 56
VI.4.1. Poids permanent 56
VI.4.2. Les sollicitations du au poids du remblai 57
VI.4.3. Les sollicitations du au actions du aux poussées des terres 57
VI.4.4. Charges et surcharges de chantier 58
VI.4.5. Action de séisme 59
VI.4.6. Charges d'exploitation 62
VI.4.7. Cas des charges : 68
VI.5. EVALUATION DES SOLLICITATIONS : 69
VI.5.1. Le diagramme de moment maximal à L'ELU : 69

VI.5.2. Le diagramme de moment maximal à L'ELS : 70
VI.5.3. Le diagramme de moment maximal à L'ELA 70
VI.6. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE COUVERTE 71
VI.6.1. Hypothèses de calcul 71
VI.6.2. Prédimensionnement du MS d'une hauteur de 8.01m 71
VI.7. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE OUVERTE 74
VI.8. CONCLUSION 75
CHAPITRE VII : 76
VII.1. VERIFICATION DE la stabilité externe du LA PARTIE CENTRALE (MS 01) 76
1. Caractéristiques Géotechnique : 76
2. Données des charges : 76
3. Coefficient de poussée des terres actif : 76
VII.1.1. Calcul des efforts horizontaux et moment renversent pour MS 01 77
VII.1.2. Calcul des efforts stabilisants 78
VII.2. Vérification de la stabilité de mur de la partie ouverte 83
VII.2.1. Calcul des efforts horizontaux et moment renversent pour MS 01 84
VII.2.2. Calcul des efforts stabilisants : 85
VII.3. Calcul Analytique et modélisation numérique de la partie ouverte 89
VII.3.1. Charges et surcharges 89
VII.3.2. Modélisation de la structure sous différentes hypothèses de chargement 90
VII.3.3. Ferraillage de la dalle: 95
VII.3.4. Ferraillage de voiles 96
VII.3.5. Ferraillage de la semelle 99
VII.4. Les plans de ferraillage : 101
CHAPITRE VIII : 104
VIII.1. INTRODUCTION 104
VIII.2. Pré dimensionnement d'un ECRAN DE la Partie Ouverte de la Trémie 105
VIII.2.1. Détermination de la fiche 105
VIII.3. Pré dimensionnement d'un ECRAN DE la Partie COUVERTE DE la Trémie : 22
VIII.3.1. Calcule les moments déstabilisants des terres en fonction de la fiche fo 22
VIII.3.2. Détermination de l'entraxe entre pieux des écrans de soutènement : 25
VIII.4. CONCLUSION 26
CHAPITRE IX : 115
IX.1. INTRODUCTION 115
IX.2. Hypothèses de vérification de la stabilité des écrans 115

IX.2.1. Stabilité GENERALE : GEO 115
IX.2.2. Stabilité STR 117
1) Structure de l'écran (Art 4.2.3 NF P 94-282) : 117
6) Résistance de la structure selon (ART 12.12 NF P 94 – 282) : 119
7) Vérification de la résistance à la flexion : 119
8) Vérification de la résistance au cisaillement : 119
IX.3. La vérification des écrans de soutènement : 120
IX.3.1. Calcul du Coefficient de CHADEISSON 120
IX.4. Modélisation et vérification du pieu à l'aide du logiciel GEO5 121
IX.4.1. L'écran de soutènement de type EC 02 121
IX.5. Plan de ferraillage 129
IX.5.1. l'écran de soutènement de type EC 04 130
➢ Moment de flexion maximal 134
➢ Effort tranchant maximal 135
IX.6. Conclusion 141
Etude de soutènement provisoire de la partie centrale 22
CHAPITRE X : 143
X.1. introduction 143
X.2. Présentation du logiciel Slide : 143
X.3. REALISATION DE la paroi clouée : 143
X.4. Principe de vérification : 144
X.4.1. Les différents états limites ultimes (ELU) à considérer pour les ouvrages en sol renforcé : 144
X.5. Prédimensionnement des parois cloués : 146
X.5.1. Longueur des clous : 146
X.5.2. L'inclinaison des clous : 146
X.5.3. Espacement vertical entre les clous : 147
X.6. Vérification de stabilité : 151
X.6.1. Stabilité mixte et générale : 151
X.6.2. Stabilité interne : 152
X.7. CONCLUSION 157
CHAPITRE XI 22
XI.1. INTRODUCTION 158
XI.2. Objectifs de l'étude 158
XI.3. Etude hydraulique 158

XI.3.1. Delimitation des bassins versants 158
XI.3.2. Synthèse des Caractéristiques des Bassins Versants 158
XI.3.3. Calcul de débit de point Qp 159
XI.3.4. Étude du dimensionnement hydraulique de la canalisation d'assainissement .. 161
XI.3.5. Plan d'assainissement 162
XI.4. Conclusion 163
CHAPITRE XII : 163
XII.1. Conception et modélisation de la poutre de 163
XII.1.1. Introduction 163
XII.1.2. Hypothèse de modélisation 163
XII.1.3. Etude de la poutre de couronnement EC.04 164
XII.1.4. Le ferraillage longitudinal 164
XII.1.5. Le ferraillage transversal 165
XII.2. l'habillage 167
XII.2.1. Introduction 167
XII.2.2. ETUDE DE l'habillage 167

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Situation du projet 2
Figure I-2 : Carte routière de la wilaya d'Alger ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure I-3 : Plan d'aménagement de carrefour 3
Figure I-4: Coupe longitudinale – partie centrale d'une trémie. 4
Figure I-5: profile en travers de la galerie – partie couverte. 5
Figure I-6: profile en travers partie ouverte des murs de soutènement coulés sur place. 5
Figure I-7: Coupe longitudinale – partie ouverte de la trémie (vers CHERAGA). 6
Figure I-8: Coupe longitudinale – partie ouverte de la trémie (vers BOUCHAOUI). 6
Figure I-9: coupe transversal Murs de soutènement préfabriqués TYPE 1 7
Figure I-10: : coupe transversale Murs de soutènement préfabriqués TYPE 2 7
Figure I-11: vue en plan de la partie ouverte (Murs de soutènement préfabriqués) 8
Figure I-12: Figure : profile en travers de la partie ouverte (ms) 8
Figure I-13: : profil en travers partie ouverte variante blindage 9
Figure I-14: profile en travers de la galerie – partie couverte variante blindage. 9
Figure I-15: profil en travers partie ouverte variante blindage 10
Figure I-16: Coupe longitudinale – partie ouverte de la trémie (vers CHERAGA). 10
Figure I-17: Coupe longitudinale – partie ouverte de la trémie (vers BOUCHAOUI). 10
Figure I-18: vue en plan de la partie ouverte variante blindage par pieux. 11
Figure II-1: Contrainte liée à la présence du pont ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure III-1:carte géologique d'alger 25
Figure III-2: Classification sismique d'Algérie 26
Figure IV-2 : Plan de situation du projet (photo Google Earth) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV-3:Plan des sondages réalisés ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV-4:Photo de caisse du sondage SC01 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IV-5: Profil géologique avec implantation des sondages 30
Figure V-1: diagramme contrainte –déformation du béton ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VI-1:la forme des cadres fermé 49
Figure VI-2: Epaisseurs des pieds droits et de la traverse inférieure 51
Figure VI-3: coupe transversale de la partie couverte ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VI-4: le cadre modélisé 53
Figure VI-5: poids permanent 56

Figure VI-6: poids du remblai 57
Figure VI-7:La poussées des terres 57
Figure VI-8: La charge Qv 58
Figure VI-9: La charge Qh 58
Figure VI-10:Modélisation de l'action de séisme 59
Figure VI-11:Modélisation de la force d'inertie 60
Figure VI-12:sollicitation de l'incrément dynamique de poussée active 61
Figure VI-13:Sollicitation de la force d'inertie 62
Figure VI-14:Système Bc 62
Figure VI-15:Sollicitation de système Bc1 63
Figure VI-16:système Bc transversalement 63
Figure VI-17: Sollicitation de Bc 2 64
Figure VI-18:Système Bt 65
Figure VI-19:Sollicitation de Bt 65
Figure VI-20:Système Mc120 66
Figure VI-21:Sollicitation deMC120 67
Figure VI-22:sollicitation de AL(1) 67
Figure VI-23:sollicitation de AL(2) 68
Figure VI-24: Le diagramme de moment maximal à L'ELU 69
Figure VI-25: Le diagramme de moment maximal à L'ELS 70
Figure VI-26:Le diagramme de moment maximal à L'ELA 70
Figure VI-27 : Mur de soutènement en porte- à-faux (cantilever). 71
Figure VI-28: Abaque 5.2 du SETRA dossier Mur 73 72
Figure VI-29: Abaque 5.4 du SETRA dossier Mur 73 73
Figure VI-30: Coupe transversale de mur de soutènement 73
Figure VI-31:coupe transversale de MS1 75
Figure VII-1:schéma de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VII-2: Coupe transversale de mur de soutènement avec béche 81
Figure VII-3: vu en plan de la partie centrale de la trémie 89
Figure VII-4: Modélisation tridimensionnelle de la tranchée ouverte 89
Figure VII-5: Modélisation de la structure sous le cas de charge : poids propre (G) 90
Figure VII-6: Modélisation de la structure sous le cas de charge sous la surcharge de trottoir90
Figure VII-7: Modélisation de la structure sous l'effet du poids propres des terres. 91
Figure VII-8: : Modélisation de la structure sous l' l'effet de la surcharge d'exploitation..... 91
Figure VII-9: Modélisation sous l'effet de la pression des terres. 92

Figure VII-10: Modélisation sous l'effet de la pression hydrostatique. 92
Figure VII-11: Modélisation sous l'effet de la poussée hydrodynamique. 93
Figure VII-12: : Distribution des Moments Fléchissant sur les Parois de la Trémie – Cas ELS. 93
Figure VII-13: Distribution des Moments Fléchissant sur les Parois de la Trémie – Cas ELU. 94
Figure VII-14: Distribution des Moments Fléchissant sur les Parois de la Trémie – Cas ELA 94
Figure VII-15: Distribution des Moments Fléchissant sur La dalle dans les différents cas de chargement 95
Figure VII-16 : Distribution des Moments Fléchissant sur le voile – Cas ELU 96
Figure VII-17: Distribution des Moments Fléchissant sur le voile – Cas ELS. 96
Figure VII-18: Distribution des Moments Fléchissant sur le voile – Cas ELA. 97
Figure VII-19: une coupe transversale d'un mur de soutènement. 97
Figure VII-20 : Distribution des Moments Fléchissant sur la semelle – Cas ELS Rare. 99
Figure VII-21: Distribution des Moments Fléchissant sur la semelle – Cas ELU. 100
Figure VII-22: Distribution des Moments Fléchissant sur la semelle – Cas ELA 100
Figure VIII-1 : Convention de signe des butée et poussée 104
Figure VIII-2:Schéma de calcul de l'écran partie ouverte 106
Figure VIII-3 : Diagramme des pressions ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VIII-4:Schéma de calcul de l'écran partie couverte ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure VIII-5:schéma des pressions ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-1 : Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran. 116
Figure IX-2: buté mobilisé et buté mobilisable. 116
Figure IX-3: Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être critique. 117
Figure IX-4: Exemples de rupture de structure d'un écran auto stable de soutènement 117
Figure IX-5 : Armature minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA 2008 119
Figure IX-6 : Armature minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA 119
Figure IX-7:abaque de CHADEISSON 120
Figure IX-8: Configuration de la Surcharge Appliqué ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-9: Vérification de la stabilité globale par méthode de Bishop ... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-10: Surface de glissement circulaire ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-11 : Vérification de la Stabilité Générale en Phase Sismique. ... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-12:Surface de glissement circulaire ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure IX-13: Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-14:Diagrammes des efforts internes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-15: Diagramme Déformations + Contraints ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-16: Diagrammes des mobilisations de la butée ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-17: ferraillage du pieu EC01 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-18: Configuration de la Surcharge Appliqu 122
Figure IX-19: Vérification de la stabilité globale par méthode de Bishop. 123
Figure IX-20: Surface de glissement circulaire 123
Figure IX-21: Figure IX-22: Vérification de la Stabilité Générale en Phase Sismique. 124
Figure IX-23: Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) 125
Figure IX-24 :efforts interne 126
Figure IX-25:Déformation et contraintes 126
Figure IX-26:Mobilisation des butées 127
Figure IX-27 : Ferraillage de EC02 128
Figure IX-28: : Coupe de ferraillage longitudinale écran 02 129
Figure IX-29: Modélisation Géotechnique ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-30: stabilité globale phase service ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-31 : Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-32:Efforts internes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-33:déformation et contraints ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-34:Mobilisation de buttées ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-35.36.37: ferraillage EC03 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure IX-36 : Modélisation géotechnique de EC04 130
Figure IX-37: Vérification de la Stabilité Générale en Phase Sismique 132
Figure IX-38: Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) 133
Figure IX-39:efforts internes 134
Figure IX-40:Déformation et contrainte 135
Figure IX-41: Modélisation de la butée 136
Figure IX-42.43.44: Figure IX-43:ferraillage de EC04 138
Figure X-1: Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270) 144
Figure X-2.3: Les différents états limites ultimes (ELU) à considérer pour les ouvrages en sol renforcé 145
Figure X-3: Les états limites d'instabilité interne du massif ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure X-4:coupe transversale de la partie clouée 148
Figure X-5: La valeur du facteur partiel de modèle γR;d..... 149
Figure X-6: Abaques, CLOUTERRE..... 149
Figure X-7: Vérification de la stabilité mixte (situation durable)..... 151
Figure X-8: Vérification de la stabilité mixte (cas sismique) 151
Figure X-9: Schéma explicatif de redistribution des efforts dans les clous..... 152
Figure X-10: Coupe type de la paroi clouée 156

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: Comparaison des coûts de construction entre les deux variantes. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III-1: Récapitulatif des caractéristiques du projet 22

Tableau III-2: Coefficient d'accélération de zone A..... 25

Tableau IV-1: résultats de SC01 ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V-1:description des paramètres de l'analyse..... 42

Tableau VI-1:Modélisation de sol de fondation..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI-2:Modélisaion des remblais latéraux 54

Tableau VI-3:Récapulatif des charges après pondération..... 56

Tableau VII-1:récapitulatif des efforts horizontaux et moments renversant..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-2:récapitulatif des forces d'inertie et moment renversant .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-3:récapitulatif des efforts stabilisants ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-4: récapitulatif des poids des terres et moment stabilisant .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-5:Poids de l'eau sur le talon..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-6:Poids de la surcharge uniformément répartie ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-7:Moment statique des terres..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-8:Moment hydrostatique des terres ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-9:Moments des surcharges d'exploitation ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-10:Moments hydrodynamiques ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-11:Poussée dynamique du sol..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-12:Moments due a la poussée dynamique ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-13: Poids du sol sur le talon..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-14:Forces horizontale dynamiques du sol ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-15:Bras de levier des forces horizontal dynamiques .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-16:Forces dynamique totale..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-17:Position des résultats des forces dynamiques..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-18: Moment renversant due aux forces dynamiques .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-19: Forces d'inerties..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-20: Bras de levier de la force d'inertie ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-21: Moment d'inertie de la force d'inertie ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-22:Effort normal ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VII-23:Moment a l'ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII-24: Moment a l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII-25:Moment a l'ELA ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII-26: Ferraillage du mur ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VII-27: Coefficient de poussée des terres 76
Tableau VII-28: efforts horizontaux et moment renversent 77
Tableau VII-29:Moment renversant de la force d'inertie 78
Tableau VII-30:Moment stabilisant 79
Tableau VII-31:Moment stabilisant des poids de terre 79
Tableau VII-32:Moment stabilisant de poids de l'eau 79
Tableau VII-33:Moment stabilisant de poids de la surcharge 80
Tableau VII-34: résultats des moments appliqués 95
Tableau VII-35: Résultats des moments 97
Tableau VII-36: résultats des moments appliqués section A-A 98
Tableau VII-37: résultats des moments appliqués section B-B 98
Tableau VII-38: résultats des moments appliqués section C-C 99
Tableau VII-39: résultats des moments appliqués sur la semelle 100
- L'angle de frottement interne du sol « φ» (Voir Tableau VIII-1) 104

Tableau VIII-2 :Valeur de ka et kp ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VIII-3:la poussée active ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VIII-4: Les moments dus à la poussée des terres ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VIII-5: Les moments dus à la pression interstitielle ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VIII-6: moments stabilisants des terres ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VIII-7: Les moments dus à la poussée des terres ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VIII-8: Les moments dus à la pression interstitielle 24
Tableau VIII-9: les moments stabilisants des terres 24
Tableau IX-1 : Détermination des Coefficients de Réaction Horizontaux. 120
Tableau IX-2: Caractéristiques géométriques de EC 01 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IX-3: Vérification de la stabilité de pente (Bishop) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IX-4: Vérification de la stabilité de pente (Bishop) en phase sismique **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IX-5:Interprétation des résultats ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IX-6 : paramètres de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IX-7: Caractéristiques géométriques de EC 02 121
Tableau IX-8:Résultats des efforts interne 123

Tableau IX-9:Paramètres de calcul 127
Tableau IX-10: Caractéristiques géométriques de EC03 ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IX-11:Résultats des valeurs internes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IX-12:Résultats des efforts internes ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IX-13:Paramètres de calcul ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IX-14: Caractéristiques géométriques de EC 04 130
Tableau IX-15 : Vérification de la stabilité de pente 131
Tableau IX-16:résultats des efforts internes..... 133
Tableau IX-17:Paramètres de calcul 137
Tableau X-1: Caractéristiques des clous 147
Tableau X-2: Coefficients de sécurité pondérateurs- Approche 3 (NF P 94-270) 150
Tableau X-3: Résultats des calculs de stabilité 152
Tableau X-4: Calcul du Tmax ; d après phasage de chaque clou..... 153
Tableau X-5: Vérifications d'interaction sol - renforcement..... 154
Tableau X-6:section As obtenue 156
Tableau X-7:géométrie du parement..... 156

INTRODUCTION GENERALE

INTRODCUTION GENERALE

Au cours des dernières décennies, les grandes agglomérations algériennes, en particulier la capitale Alger, ont connu une urbanisation rapide accompagnée d'une augmentation significative du trafic routier. Cette évolution a engendré de fortes pressions sur le réseau de transport existant, provoquant des congestions récurrentes, une augmentation des délais de déplacement, ainsi que des impacts environnementaux notables.

La commune de Chéraga, située à l'ouest d'Alger, illustre parfaitement cette problématique, notamment au niveau de certains carrefours stratégiques où les flux de circulation atteignent des niveaux critiques. Dans cette optique, la mise en œuvre d'ouvrages de franchissement, tels que les passages inférieurs ou « trémies », constitue une réponse efficace pour améliorer la fluidité du trafic et renforcer la sécurité des usagers.

Le présent mémoire s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude d'un tel ouvrage : une trémie routière localisée à El Qaria, sur la RN41, dans la commune de Chéraga. Il vise à proposer une solution technique adaptée aux contraintes géotechniques, géométriques et urbaines du site, tout en garantissant un fonctionnement optimal de l'ouvrage à long terme.

L'étude porte notamment sur la comparaison de deux variantes de soutènement : des murs de soutènement en béton armé préfabriqué, et un blindage par pieux forés. À travers une démarche analytique et multicritère, ce travail explore les différentes étapes de conception, de prédimensionnement, de stabilité, ainsi que les considérations relatives à l'assainissement et au traitement architectural.

CHAPITRE I :

Conception de deux variantes de soutènement

I.1. Introduction

La commune de Chéraga est confrontée à un problème critique de congestion routière, notamment au niveau du carrefour reliant plusieurs axes majeurs. Ces embouteillages ont des impacts négatifs à la fois sur l'environnement et sur la qualité de vie des usagers.

Pour remédier à cette situation, un projet d'aménagement du carrefour a été proposé. Son objectif principal est d'améliorer la circulation en augmentant la capacité et l'efficacité de cette intersection stratégique. Plus précisément, il vise à fluidifier le trafic, réduire les temps de trajet, assurer un flux de circulation plus régulier, renforcer la sécurité des usagers, faciliter le passage des piétons et intégrer un traitement architectural et environnemental adapté.

I.2. Présentation du projet

- Le projet consiste à la construction d'une trémie au lieu-dit EL Qaria sur RN41 a Chéraga a la wilaya d'Alger. Il est bordé par des routes menant à :
- Au Nord par la route qui mène vers Les Dunes.
- A l'Est par la route qui mène vers Ain Benian .
- Au Sud par la route qui mène vers Bouchaoui.



Figure II-1 :Plan de situation du projet

I.3. Fiche technique du projet

Le tableau suivant présente brièvement les principaux acteurs impliqués dans la réalisation du projet.

Tableau 2-1 : Fiche technique du projet

Maitre de l'ouvrage	Direction des travaux publics de la wilaya d'ALGER
Entreprise de réalisation	Société d'Etudes et Réalisation d'Ouvrages d'Art -BATNA-
Laboratoire de contrôle de la qualité	CTTP, Organisme National de Contrôle Technique des Travaux Publics

I.4. Définition du plan de réaménagement retenu

Le projet initial prévoit la réalisation d'une trémie bidirectionnelle, associée à l'aménagement en surface d'un giratoire assurant la gestion du trafic local.
Cette configuration vise à optimiser l'écoulement du trafic, notamment pour les usagers en provenance particulièrement au niveau du carrefour reliant plusieurs axes principaux.

Ce passage inférieur permet un dégagement rapide des itinéraires principaux de surface avec une meilleure prise en charge du trafic local en surface en éliminant les principaux cisaillements et ce par l'adjonction de giratoire assurant ainsi une fluidité permanente de la circulation.



Figure II-2 : Plan d'aménagement de carrefour

I.5. CONCEPTION DES DEUX VARIANTES POUR LA TREMIE ROUTIERE

Dans le cadre de la présente étude, deux solutions structurelles ont été retenues pour le soutènement des parois latérales de la trémie routière projetée au niveau de la commune de Chéraga. La première repose sur la mise en œuvre des murs de soutènements en béton armé préfabriqués, la seconde solution consiste en un blindage par pieux forés, dimensionnés pour résister aux efforts générés par les poussées actives du terrain et les surcharges de surface.

La conception géométrique des deux variantes a été réalisée à l'aide du logiciel AutoCAD, en se fondant sur les hypothèses topographiques, les niveaux de fouille projetés, ainsi que les contraintes d'implantation liées à l'environnement existant. Les schémas obtenus permettent de visualiser avec précision les configurations transversales, les dimensions caractéristiques, ainsi que les dispositions constructives retenues pour chaque variante.

I.5.1. Variante 1 : Murs de soutènement en béton armé préfabriqués

La solution proposée dans cette première variante consiste en la réalisation d'une trémie à l'aide de murs de soutènement en béton armé préfabriqués, une option à la fois simple, rapide à mettre en œuvre, et bien adaptée au contexte urbain dense du carrefour de Chéraga.

Ces murs sont des éléments structurels verticaux conçus pour retenir les terres et assurer la stabilité des parois latérales de l'ouvrage. Disposé le long de la trémie avec une hauteur variable allant en fonction de la profondeur de la trémie.

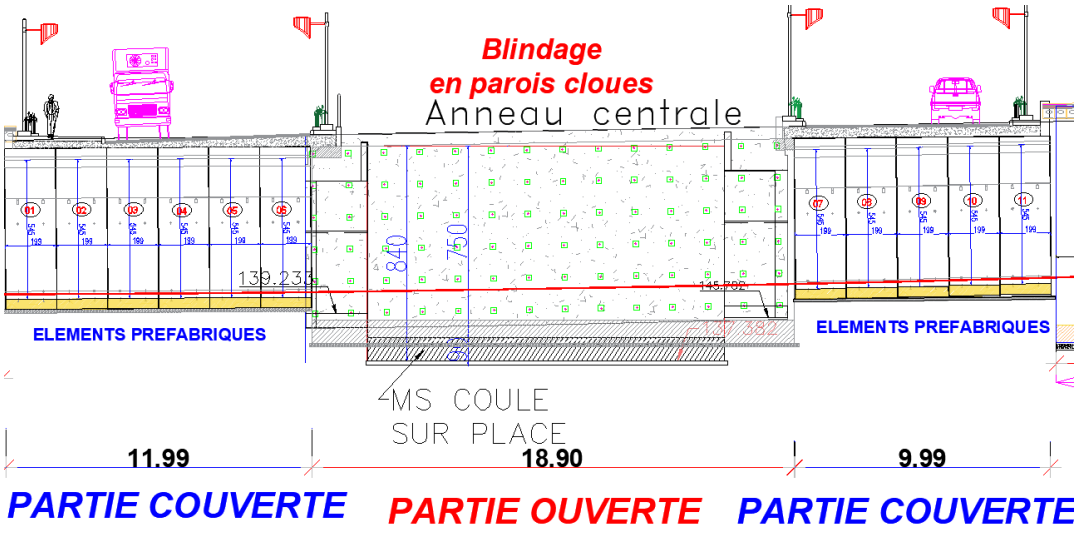


Figure II-3: Coupe longitudinale – partie centrale d'une trémie.

La partie couverte de la trémie est composée d'un seul passage unidirectionnel, mesurant 10 mètres de largeur, avec deux voies de circulation de 4,5 mètres chacune et 6,3 mètres de hauteur. Cette partie est constituée d'une dalle préfabriquée d'une épaisseur de 45 centimètres, ainsi que d'un radier coulé sur place d'une épaisseur de 40 centimètres.

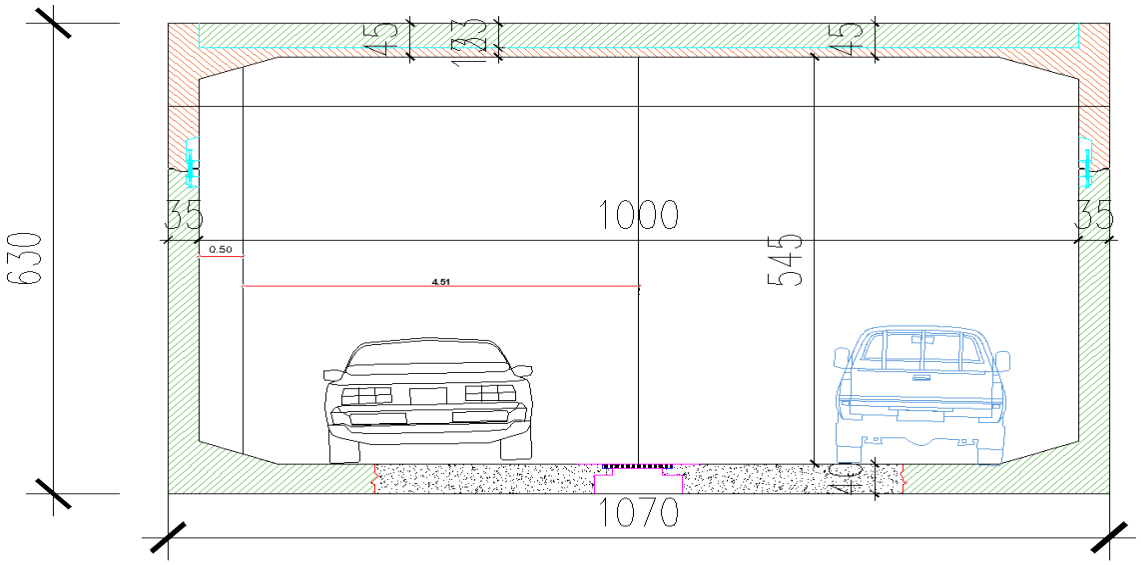


Figure II-4: profile en travers de la galerie – partie couverte.

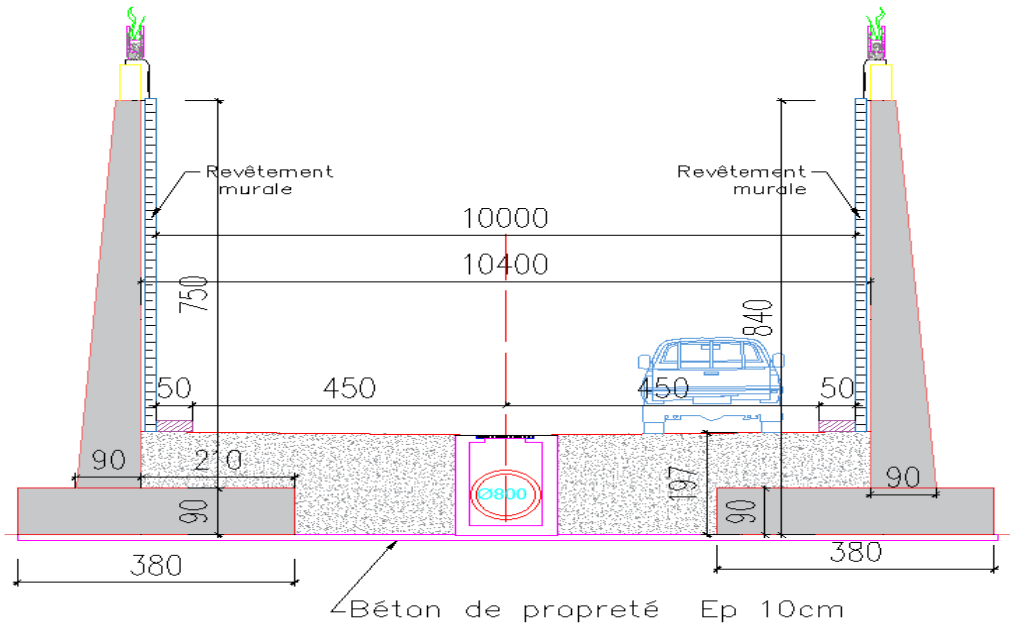


Figure II-5: profile en travers partie ouverte des murs de soutènement coulés sur place.

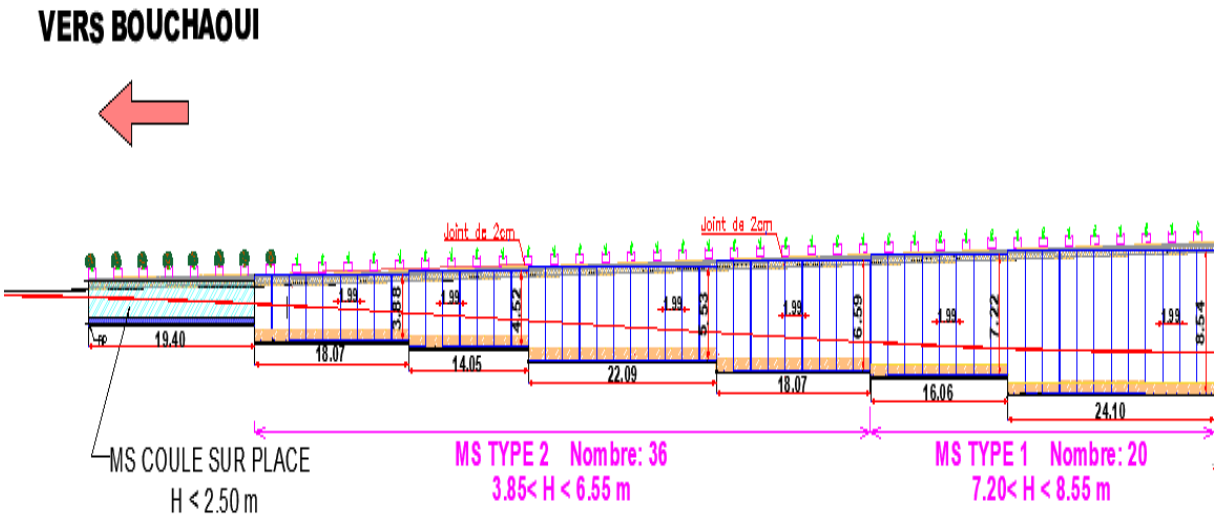


Figure II-6: Coupe longitudinale – partie ouverte de la trémie (vers BOUCHAOUI).

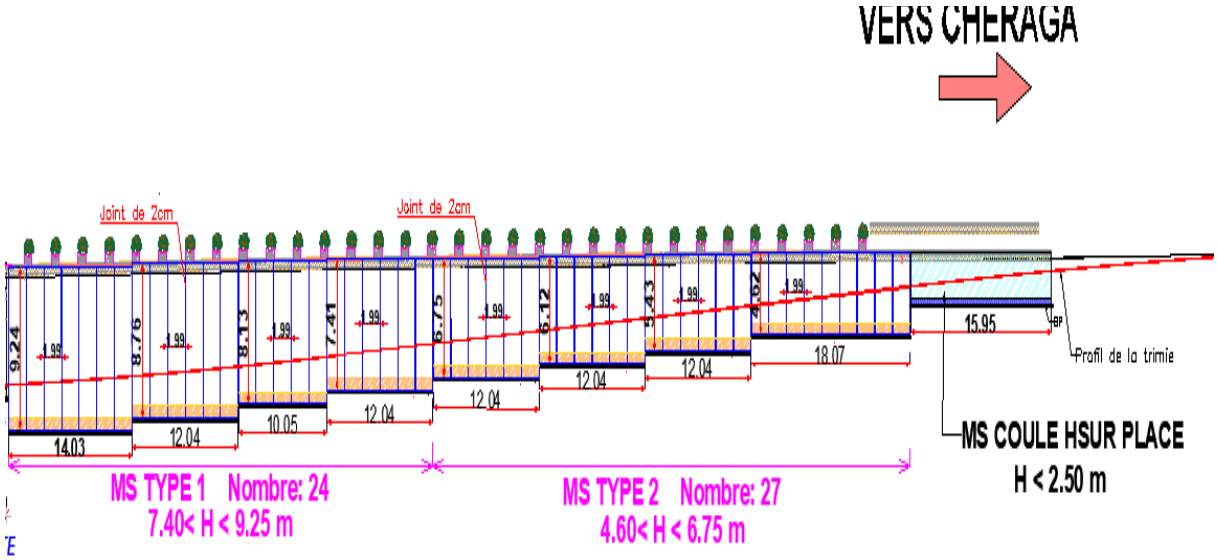


Figure II-7: Coupe longitudinale – partie ouverte de la trémie (vers CHERAGA).

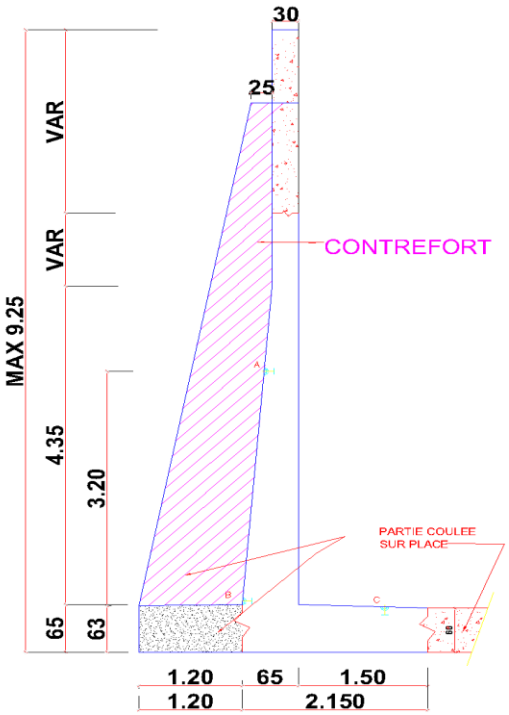


Figure II-8: coupe transversal Murs de soutènement préfabriqués TYPE 1

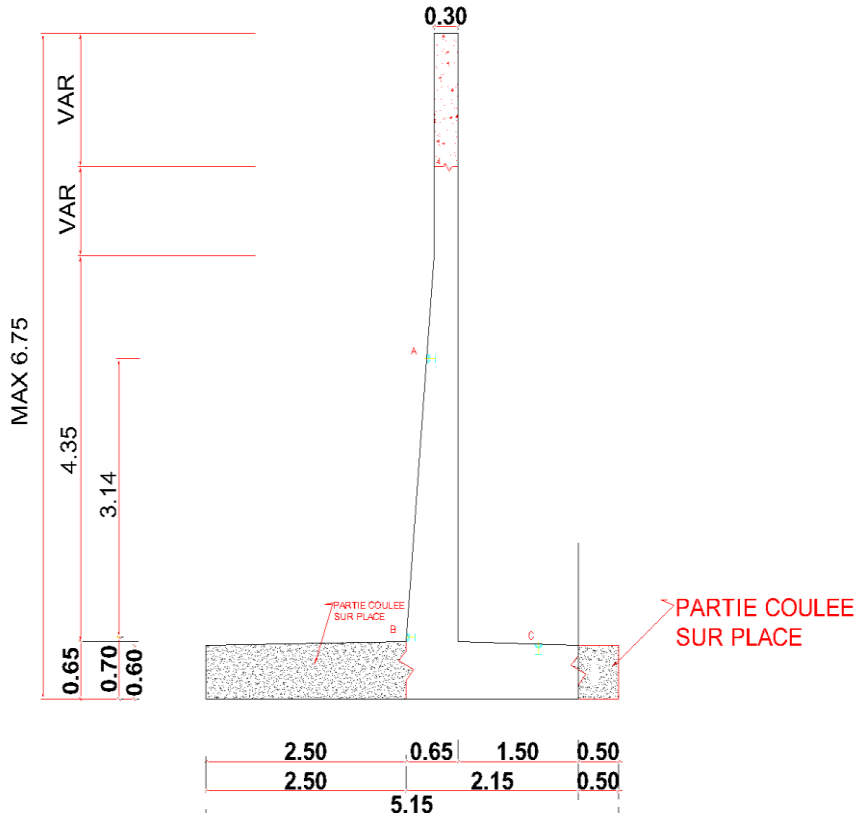


Figure II-9: : coupe transversale Murs de soutènement préfabriqués TYPE 2

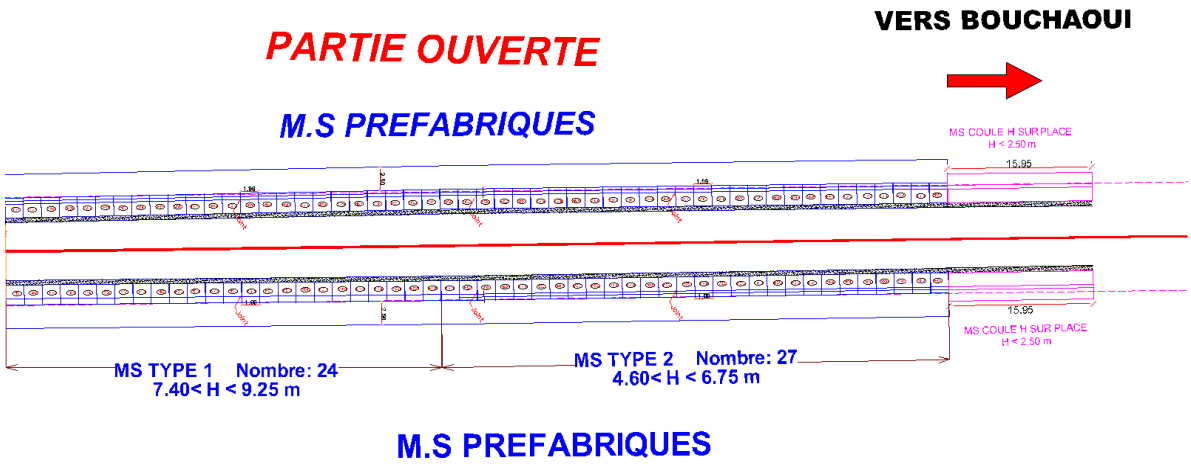


Figure II-10: vue en plan de la partie ouverte (Murs de soutènement préfabriqués)

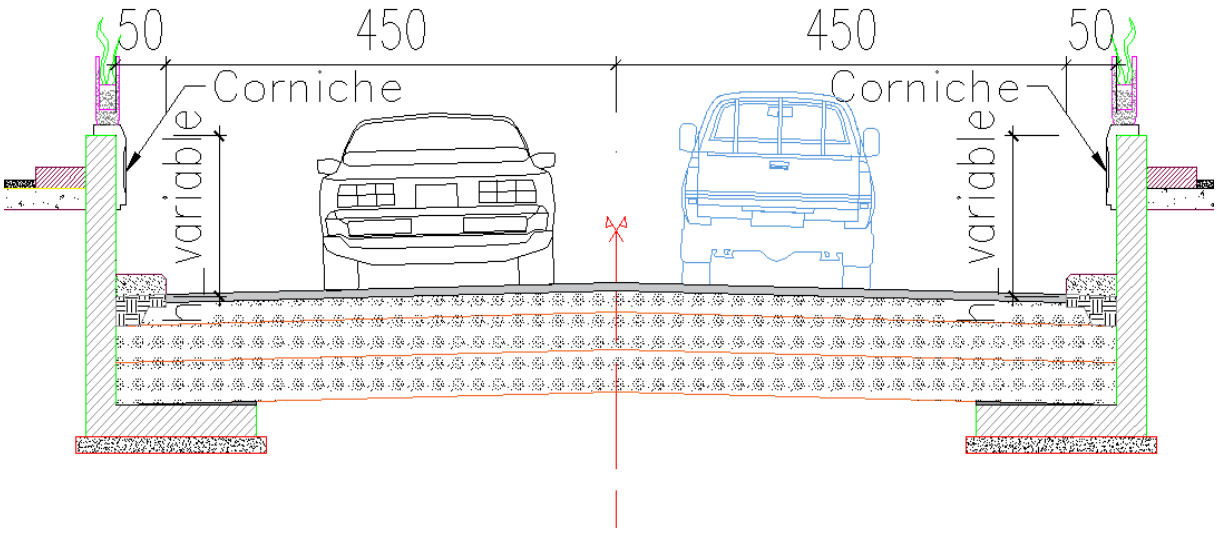


Figure II-11: Figure : profile en travers de la partie ouverte (ms coule sur place H< 2. 5 m)

I.5.2. Variante 2: Conception de la deuxième variante blindage (par pieux)

Dans cette solution, le soutènement de la trémie est assuré par des pieux forés en béton armé, disposés verticalement tout au long de l'ouvrage. Cette technique est particulièrement adaptée aux milieux urbains denses, comme le carrefour de Cheraga, où les espaces sont restreints et les contraintes importantes.

Les pieux, de 1 mètre de diamètre et espacés de 1,2 mètre, reprennent les poussées du sol et les charges structurelles. Ils sont solidarisés en tête par une poutre de couronnement en béton armé, qui assure la stabilité de l'ensemble.

Ce procédé permet un terrassement progressif et sécurisé, tout en limitant l'impact sur la circulation. Le gabarit transversal de la trémie reste identique à celui de la première variante, afin de faciliter la comparaison.

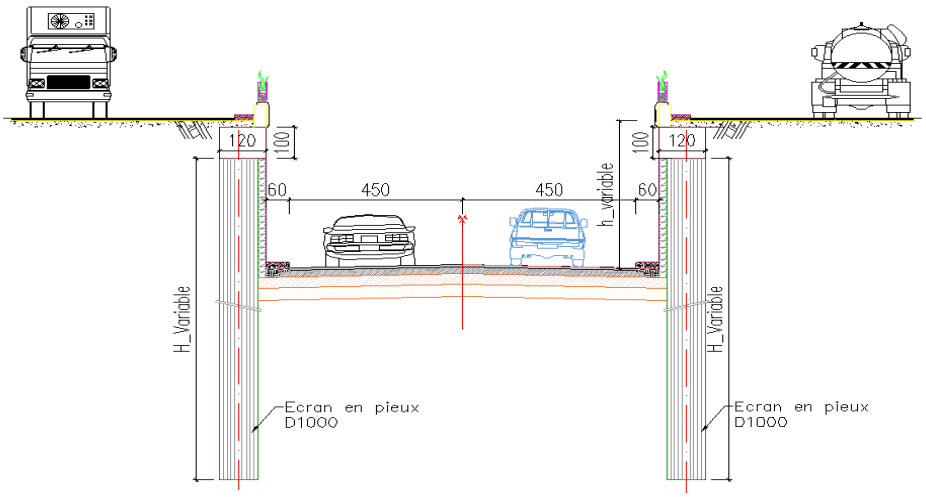


Figure II-12: : profil en travers partie ouverte variante blindage

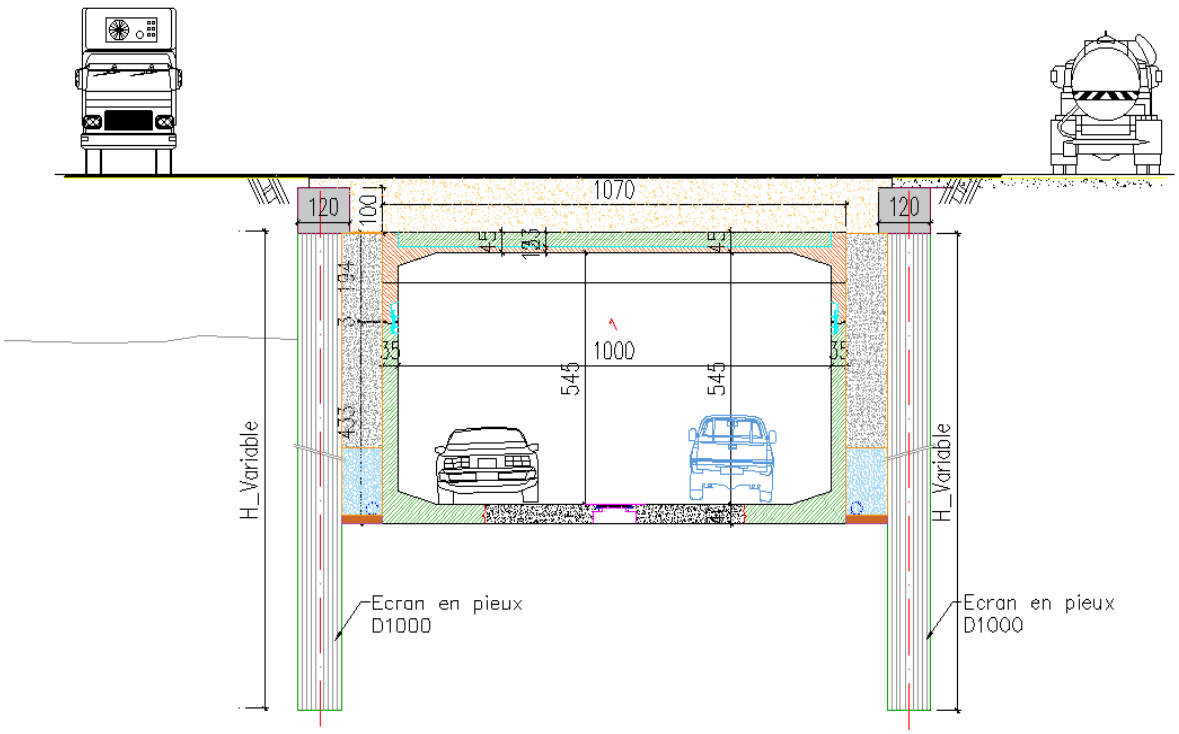


Figure II-13: profile en travers de la galerie – partie couverte variante blindage.

Dans le but de renforcer la structure, une poutre de couronnement en béton armé est réalisée au-dessus des pieux**.** Elle joue un rôle essentiel en assurant la liaison entre les pieux et en distribuant les charges de la superstructure sur l'ensemble du système de fondation**.**

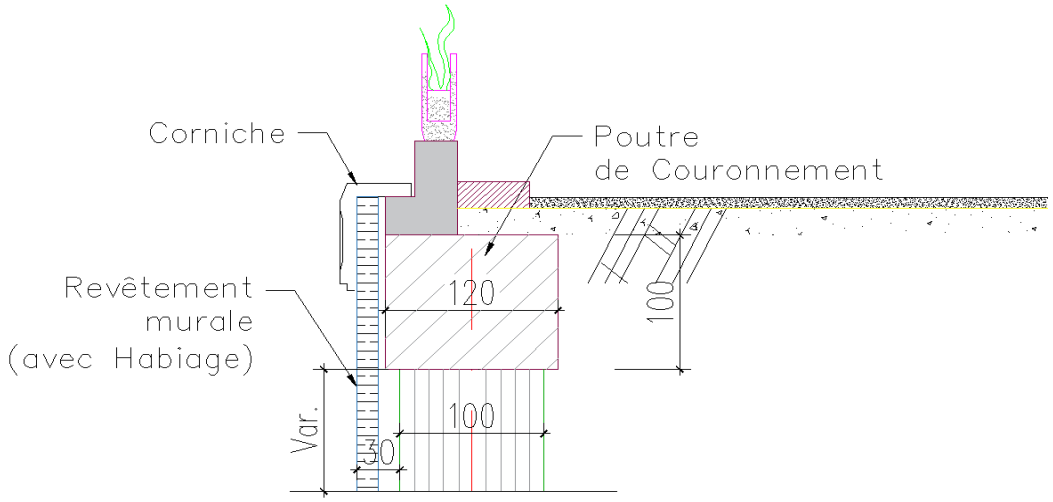


Figure II-14: profil en travers partie ouverte variante blindage

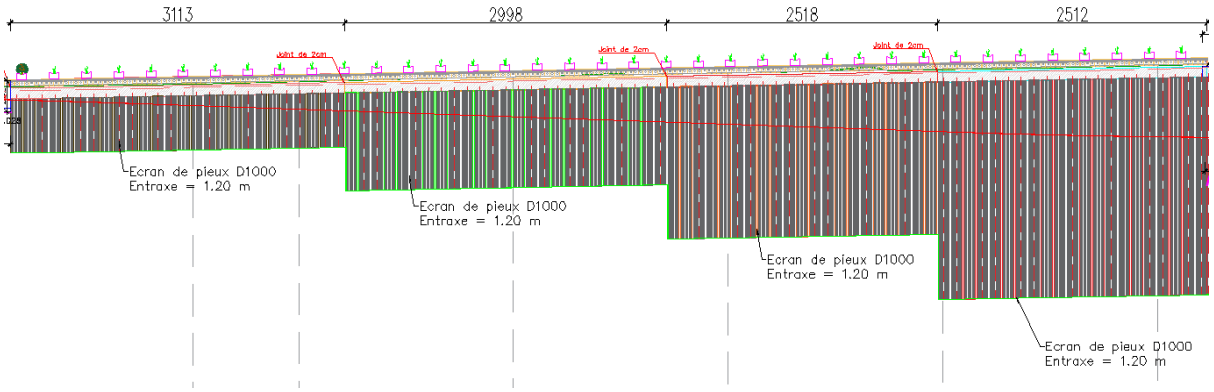


Figure II-15: Coupe longitudinale – partie ouverte de la trémie (vers CHERAGA)

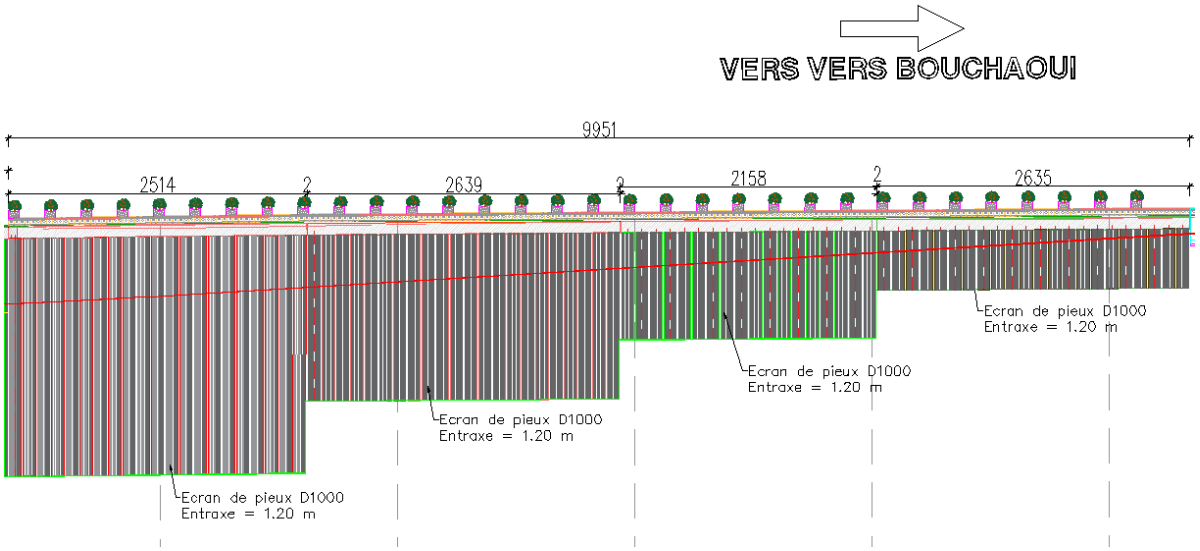


Figure II-16: Coupe longitudinale – partie ouverte de la trémie (vers BOUCHAOUI).

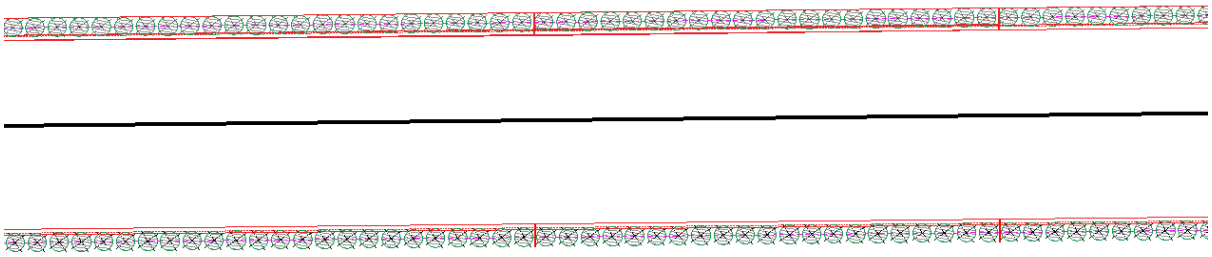


Figure II-17: vue en plan de la partie ouverte variante blindage par pieux.

I.6. CONCLUSION

L'analyse des deux variantes de soutènement pour la trémie routière de Cheraga met en évidence des approches structurelles différentes, chacune répondant à des contraintes spécifiques du site.

CHAPITRE II :

Analyse multicritère des deux variantes

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude des deux solutions techniques envisagées pour la réalisation de la trémie routière étudiée.
La première solution consiste à recourir à des murs de soutènement en béton armé, tandis que la seconde repose sur un système de blindage par pieux forés, assurant la stabilité des parois au cours de l'excavation.

Nous allons exposer les critères de sélection et de conception ayant orienté le choix des deux variantes proposées pour la réalisation de la trémie routière.

Ces variantes feront l'objet d'une analyse détaillée, mettant en lumière leurs caractéristiques géométriques, techniques et structurelles.

II.2. OBJECTIF DE L'ETUDE :

L'analyse vise à évaluer les performances de chaque solution afin de déterminer celle qui répondra le mieux aux exigences du projet, tant du point de vue technique qu'économique. L'objectif final est de parvenir à une conception optimisée, qui soit à la fois fiable, efficiente et parfaitement adaptée aux spécificités du site, tout en prenant en compte les contraintes locales et les attentes des parties prenantes.

II.3. ANALYSE MULTICRITERES ENTRE LES DEUX VARIANTES :

II.3.1. La première variante : mur de soutènement :

II.3.1.1. Avantages :

- Rapidité d'exécution grâce à l'utilisation d'éléments préfabriqués, permettant une installation directe sur site.
- Qualité de fabrication maîtrisée, assurée par une production en usine dans des conditions contrôlées.
- Réduction des nuisances sonores sur le chantier, limitant les perturbations en milieu urbain.
- Organisation simplifiée du chantier, avec des phases de pose standardisées et reproductibles.
- Mobilisation réduite des engins lourds, ce qui facilite l'intervention dans des environnements contraints.
- Optimisation des délais d'intervention, notamment pour des tranchées de profondeur modérée.
- Technologie accessible à une large gamme d'entreprises, du fait de la simplicité des procédés de pose et de la disponibilité des matériaux standards.

II.3.2. Inconvénients:

- Occupation importante de l'emprise au sol, due à la nécessité de dégager un espace suffisant des deux côtés de la trémie pour le terrassement et la pose des éléments.
- Perturbation potentielle de la circulation routière, en particulier dans un contexte urbain dense comme celui de Chéraga, où les voies adjacentes peuvent être fortement impactées.
- Double opération de terrassement et remblaiement, entraînant un allongement des délais de chantier et une logistique plus complexe.
- Contraintes liées aux dimensions standardisées des éléments préfabriqués, qui réduisent la marge d'ajustement sur le terrain en cas d'écart par rapport aux plans initiaux.
- Consommation importante de matériaux, notamment en béton, ce qui complexifie l'approvisionnement et la gestion sur chantier.

II.3.3. Seconde variante : blindage par pieux

II.3.3.1. Avantage :

- Optimisation de l'emprise au sol, grâce au forage en limite de fouille, réduisant significativement l'occupation de l'espace en surface.
- Maintien partiel de la circulation routière possible durant les travaux, offrant une meilleure cohabitation entre le chantier et le trafic urbain.
- Flexibilité d'intervention sur site, le soutènement se réalisant au fur et à mesure de l'avancement du terrassement, permettant une adaptation continue aux conditions rencontrées.
- Réduction des volumes de béton nécessaires, contribuant à une gestion plus rationnelle des matériaux.
- Adaptabilité aux contraintes géotechniques, grâce à la possibilité de moduler la longueur, le diamètre et la disposition des pieux selon les caractéristiques du sol.
- Stabilité en profondeur assurée, particulièrement appréciée dans les zones à risque ou dans les terrains instables.
- Souplesse de conception et d'exécution, permettant un ajustement efficace aux géométries complexes ou irrégulières du site.
- Résistance mécanique élevée, les pieux offrant une capacité structurelle importante face aux sollicitations verticales et horizontales.

II.3.3.2. Inconvénients :

- Coût unitaire du forage élevé : le procédé nécessite un matériel spécialisé, ce qui peut influencer le coût initial.
- Précision d'alignement importante : la qualité d'exécution des pieux est essentielle pour garantir la continuité du soutènement.

II.4. SOLUTION CONSTRUCTIVE RETENUE : MURS DE SOUTENEMENT EN ZONE CENTRALE

II.4.1. Contrainte liée à la présence du pont

Le présent ouvrage s'inscrit dans un environnement complexe, marqué notamment par la présence d'un pont au-dessus de la trémie, dans sa zone centrale. Cette configuration a généré plusieurs contraintes techniques et d'exécution ayant influencé les choix structurels.

- **Impossibilité de réaliser un blindage par pieux sous le pont :**

Dans la partie centrale de la trémie, la présence du pont existant a rendu impossible la mise en œuvre d'un blindage par pieux, qui constitue pourtant une solution classique pour la reprise des terres en milieu profond. En effet, la hauteur libre réduite sous le tablier ne permettait pas l'installation ni le fonctionnement des engins de forage verticaux nécessaires à l'exécution de pieux forés ou battus. Cette contrainte d'ordre géométrique et logistique a exclu toute solution basée sur des fondations profondes dans cette zone. Il a donc été nécessaire d'opter pour une alternative compatible avec les conditions de site restreintes, tout en assurant la stabilité des remblais et la sécurité du pont pendant et après les travaux

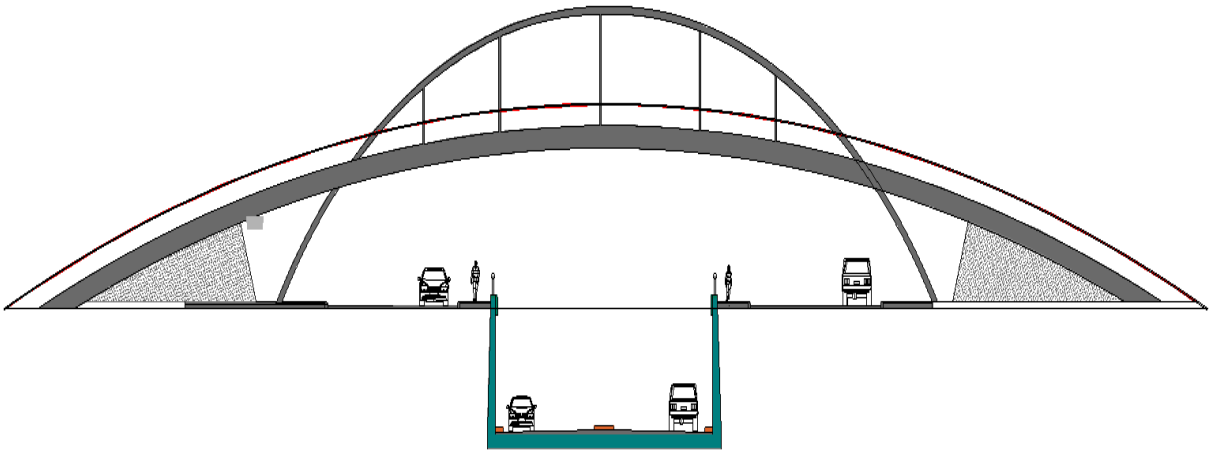


Figure II-1: Contrainte liée à la présence du pont

- **Solution constructive retenue :**

En raison de l'impossibilité de réaliser un blindage par pieux sous le pont, la solution retenue a été la mise en place de murs de soutènement en béton armé dans la zone centrale de la trémie. Cette option, compatible avec un gabarit vertical restreint**,** a permis d'intervenir avec des techniques simples et adaptées aux contraintes d'accessibilité sans recours aux fondations profondes.

CHAPITRE III :
Présentation de l’ouvrage

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif de présenter en détail le projet de trémie routière à réaliser au niveau du carrefour de Chéraga. Il s'agit d'un ouvrage stratégique visant à améliorer la fluidité du trafic dans une zone urbaine à forte densité. Les caractéristiques générales du projet, les contraintes topographiques, géologiques et sismiques sont décrites afin de mieux comprendre le contexte technique et les choix constructifs adoptés.

III.2. DESCRIPTIF DU PROJET :

L'aménagement du carrefour centre-ville consiste à la réalisation d'une trémie bidirectionnelle à gabarit normal (5.45m) dans le sens (Alger – CHERAGA) en 2 voies de 4.50m de largeur chacune et un trottoir de 0.5m a chaque côté.

La longueur totale de la trémie est de **290 ml** sachant qu'elle est composée d'une partie couverte de **42ml** de longueur qui est constituée des éléments sont préfabriqués : piédroits latéraux de même hauteur sous forme de « L » et des éléments supérieur en forme « U » (Opticadres) constituant la dalle.

Et une partie ouverte d'une longueur de **131.6 ml** et **115.73 ml** respectivement dans le sens vers **Cheraga et vers Bouchaoui.** Cette partie est constituée de 2 types de soutènement : les écrans pieux forés et les écran murs de soutènement.

III.3. RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DU PROJET :

Tableau III-1: Récapitulatif des caractéristiques du projet

Partie ouverte coté Cheraga	-Longueur totale moyenne de l'ouvrage : 131,6 m. **Première section :** • Longueur : 20,18 m, • Soutènement assuré par des murs de soutènement préfabriqués de hauteur variable comprise entre 2,57 m et 2,82 m, • Cette section comporte 20 murs préfabriqués, répartis en deux files de 10 éléments, chacun mesurant 2 m de longueur. **Deuxième section :** • Longueur : 111,41 m, • Soutènement réalisé à l'aide de pieux forés de type D1000, • Entraxe entre pieux : 1,20 m, • Hauteur des pieux : variable entre 5 m et 20 m.
Partie centrale	L'ensemble présente une longueur totale de 38,68 m une largeur de 10,70 m.

	La partie centrale de la trémie se compose de trois sections distinctes : deux parties couvertes latérales (PCA et PCB) et une partie ouverte centrale. **1. Partie couverte – PCA (vers Chéraga)** • Longueur : 11,99 m • Composée de 6 mures en éléments préfabriqués, notés A.1 à A.6 chacun ayant une hauteur de 2 mètres et une largeur de 2 mètres. • Soutènement réalisé à l'aide de pieux forés de type D1000, d'hauteur de 20m. • Surmontés d'une dalle de couverture supportant la chaussée supérieure, **2. Partie ouverte (centrale)** • Largeur totale : 18,89 m. • Zone entièrement dégagée en surface, permettant l'éclairage naturel, • La partie ouverte se situe sous un rond-point central (anneau de rayon ≈ 8,60 m), signalé comme zone sous ouvrage. • Revêtement de sol en béton armé coulé sur place (M.S. COULÉ SUR PLACE), • Soutènement réalisé par des parois cloués avec l'installation des barres Ø32mm en acier de haute adhérence ayant longueur de 6,00m/8.00m/9.00m/10.00m. • Les clous sont installés dans un trou ayant 100mm de diamètre de perforation et scellés par coulis de ciment • L'inclinaison des clous sous l'horizontale est de 16 dégréé. **3. Partie couvert - PCB (vers Bouchaoui)** • Largeur totale : 9.99 m • Composée de 5 mures en éléments préfabriqués, notés B.1 à B.6 chacun ayant une hauteur de 2 mètres et une largeur de 2 mètres. • Soutènement réalisé à l'aide de pieux forés de type D1000, d'hauteur de 20m.
Partie ouverte coté Bouchaoui	-Longueur moyenne L = 116.53 ml. **Première section :** • Longueur : 100,91 m, • Soutènement réalisé à l'aide de pieux forés de type D1000, d'entraxe de 1.20m et d'hauteur variable de 5m et 20m. **Deuxième section :** • Longueur : 16,14 m,

	• Soutènement assuré par des murs de soutènement préfabriqués de hauteur variable comprise entre 2,57 m et 2,82 m, • Cette section comporte 16 murs préfabriqués, répartis en deux files de 8 éléments, chacun mesurant 2 m de longueur.

III.4. GEOLOGIE DU SITE

III.4.1. Contexte géologique régional

D'après la carte géologique de Chéraga au 1/50.000e. Cette partie nord -occidentale du Sahel d'Alger est représentée par un dôme métamorphique d'âge primaire qui correspond au massif de Bouzaréah entouré au sud et à l'ouest par le Sahel proprement dit.

Nous retrouvons essentiellement, les formations suivantes :

- Le dôme métamorphique est représenté par des micaschistes, des gneiss et des calcaires qui affleurent à Bouzaréah.
- Une lacune stratigraphique des dépôts du secondaire
- Le tertiaire recouvre en discordance le substratum métamorphique : il est représenté par le Miocène inférieur formé de grès et de poudingues, le Miocène supérieur représenté par le conglomérat et les grès et par le Pliocène inférieur (plaisancien), qui d'après Yassini. l 1973, est représenté par les dépôts argile- marneux surmontant le Pliocène moyen représenté par l'Astien de nature gréso-calcaire.
- Le quaternaire et l'actuel sont définis par les dunes consolidées du pleistocène, les sables rouges, les alluvions récentes et les dunes actuelles.

La région de Chéraga est représentée par des terrains quaternaires sablo-argileux plus ou moins rubéfiés qui proviennent de l'altération des faciès carbonatés, un faciès Lumachelles à Pectoncles, poudingues et grès marins, un autre faciès calcareo-gréseux avec ou sans galets, des marnes ou argiles du plaisancien et un Astien à calcaires à Lithothamniées souvent construits (biostrome).

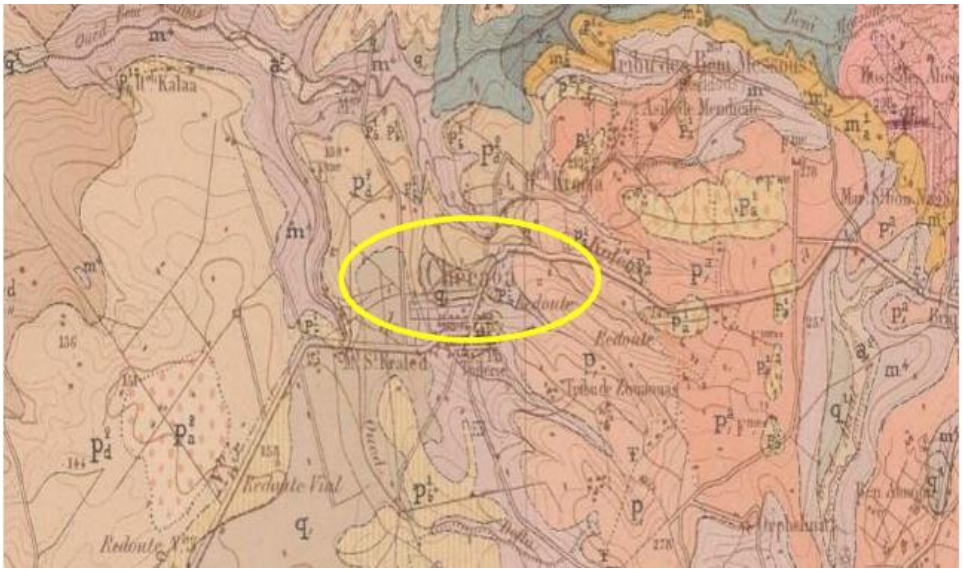


Figure III-1:carte géologique d'alger

III.4.2. Contexte géologique local

Vue l'état actuel du terrain, le site est constitué d'une couche de béton bitumineux.

III.5. SISMICITE DE LA ZONE

La carte de zonage sismique ci-dessous, révèle l'appartenance de la région d'Alger à la Zone III et selon RPOA 2008 le projet est classé groupe 2 (Autoroutes, routes express et voies à grande circulation), le coefficient d'accélération à prendre compte est A = 0.30.

Ce qui nous des valeurs des accélérations horizontales et verticales comme suit :

Kh = A = 0,3 m/s^2

Kv = ± 0,3 Kh = 0,09 m/s^2

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

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

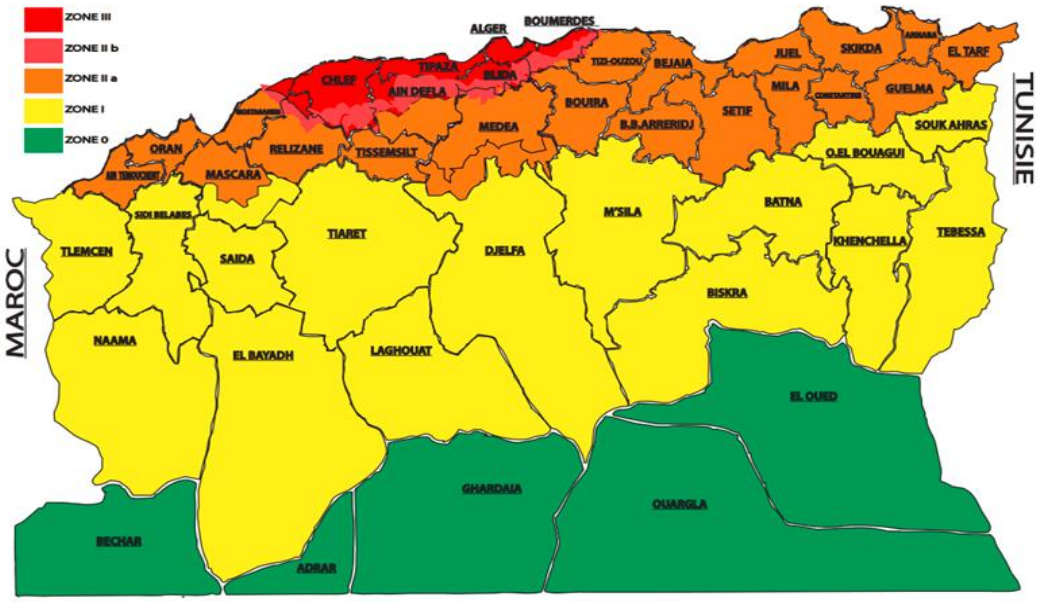


Figure III-2: Classification sismique d'Algérie

III.6. CONCLUSION

L'analyse des conditions géologiques et sismiques du site a permis d'identifier les contraintes majeures auxquelles l'ouvrage doit répondre. Ces données constituent la base de toute la conception géotechnique et structurelle de la trémie, et guideront les étapes ultérieures de modélisation, de dimensionnement et de choix des matériaux.

CHAPITRE IV :

Investigation géologiques et géotechnique

IV.1. Introduction

Ce chapitre présente les résultats des recherches et essais réalisés dans le cadre de cette étude. Il se concentre sur l'évaluation de la contrainte admissible du sol de fondation, c'est-à-dire la charge maximale qu'il peut supporter sans provoquer de déformations excessives ou de risques d'effondrement. Il examine également les tassements pouvant survenir sous l'effet des charges de l'ouvrage, en fonction de sa conception. Ces analyses sont essentielles pour garantir la stabilité et la durabilité de la construction, en déterminant les caractéristiques du sol et les charges qu'il peut supporter en toute sécurité.

IV.2. Description de projet

Le projet consiste à la construction d'une trémie au lieu-dit EL Qaria sur RN41 a Chéraga a la wilaya d'Alger. L'assiette est bordée :

- Au nord par des terrains agricoles
- A l'EST, par l'usine de la maroquinerie et vêtements Label Cuir.
- A l'Ouest, par SOVAC.
- Au Sud, par un dépôt d'eau minéral.

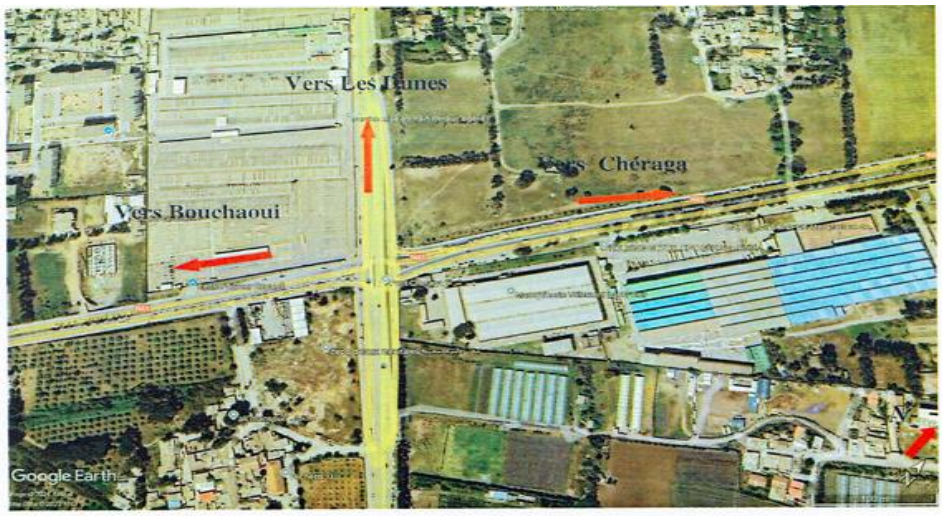


Figure IV-1: Plan de situation du projet (photo Google Earth)

IV.3. TOPOGRAPHIE DU SITE

La visite du site nous a permis de constater que le terrain est plat.

IV.4. Campagne d'investigation géotechnique

IV.4.1. Programme de reconnaissance géotechnique

En se référant au rapport géotechnique du laboratoire LCTP, le projet a bénéficié des travaux d'investigations ci-après :

- Un (01) sondage carotté de 20.00 ml de profondeur noté SC01, équipé d'un piézomètre.
- Deux (02) sondages pressiométriques de 20.00 ml de profondeur notés SP01 et SP02 aves des essais tous les 1m.50 de profondeur.
- Une série des essais au laboratoire réalisés sur des échantillons intacts ou remaniés prélevés des sondages carottés à différentes profondeurs.



Figure IV-2:Implantation des sondages

IV.4.2. Synthèse des résultats de la campagne d'investigation géotechnique

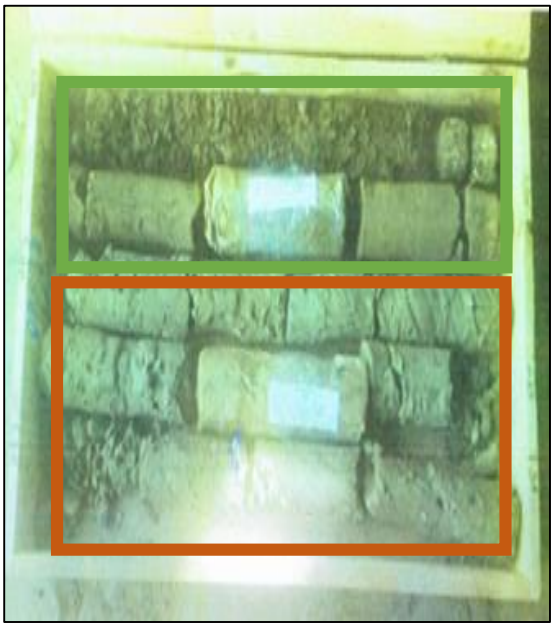
IV.4.2.1. Lithologie du site

La stratigraphie mise en évidence par le sondage carotté SC1 de la compagne est constituée essentiellement des couches présentées dans ce tableau :

Tableau IV-1: résultats de SC01

Sondage SC01	
Coordonnées : X= 494111.00 m E Y= 4068016.00 m N	0.00– 3.00 m : Remblai constitué de terre végétale, béton bitumineux, d'argile limoneuse, brunâtre a noirâtre, graveleuse, refermant des traces d'oxydation et des concrétions calcaires. 3.00 – 20.00 m : Argile marneuse, verdâtre a grisâtre, refermant des traces d'oxydation et des concrétions calcaire avec un passage alluvionnaire constitué de galets et graviers entre 4.90 m et 6 .70 m de profondeur

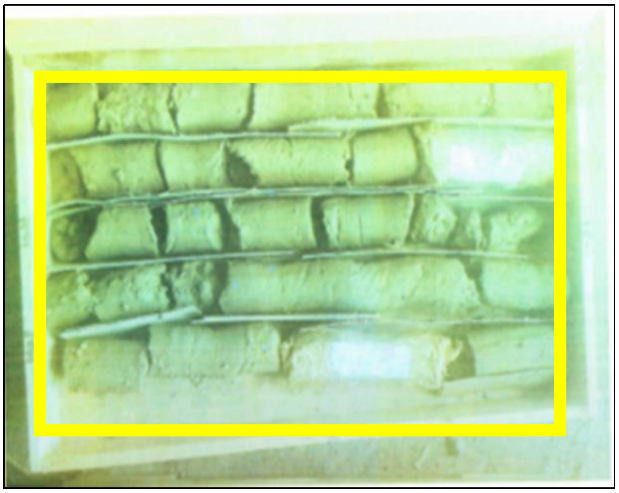
Les photos de caisse ci-après montre la stratigraphie mise en évidence par le sondage carotté



SC01 Caisse N° 1: de 0 à 7.5 m



SC01 Caisse N° 2 : de 7.5 à 15 m



SC01 Caisse N° 3: de 15 à 20 m

Figure IV-3:Photo de caisse du sondage SC01

La figure suivante montre une coupe géologique établie à la base des résultats des travaux de sondages, essais in-situ et la coupe géologique.

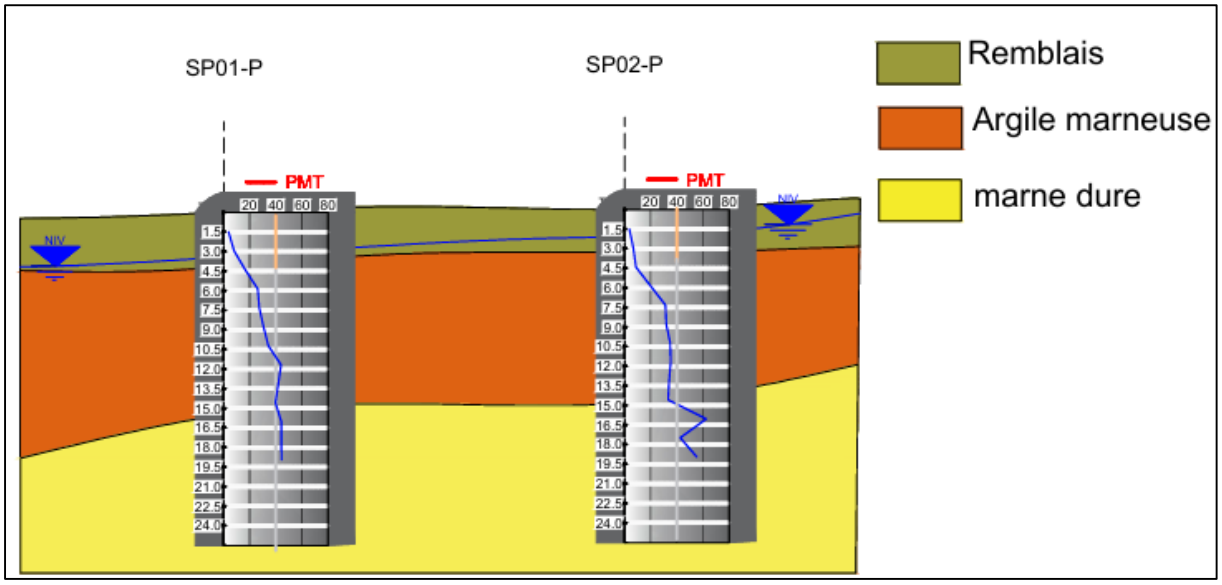


Figure IV-4: Profil géologique avec implantation des sondages

IV.4.3. Levé piézométrique

Un levé piézométrique a montré la présence d'eau à une profondeur par rapport au niveau de terrain actuel :

Tableau IV-2: Résultats de levée piézométrique

N° de Sondage	Date du relevés	Profondeur de la mesure du niveau d'eau par rapport au niveau du terrain naturel actuel
SC01	23/10/2024	-2.50 m

IV.4.4. Résultats de l'Essai pressiométrique APAGEO :

Le matériel de forage utilisés pour les avants trous est de type Apageo Apafor 22 au diamètre de 60. Les essais ont été réalisés sur chaque 1.00 mètres de profondeur.

Résultats de l'essai pressiométrique :

Le tableau suivant présente les résultats de sondage pressiométrique SP01 :

Tableau IV-3: Sondage pressiométrique SP01

Profondeur (m)	Caractéristiques mécaniques		
	E(MPA)	PL* (MPA)	E/PL*
1.50	10.30	1.091	9.43
3.00	39.80	1.41	28.30
4.50	40.90	1.62	25.30
6.00	54.00	2.77	19.50
7.50	104	3.95	26.50
9.00	68.90	4.02	17.10
10.50	31.60	4.33	7.29
12.00	34.50	4.36	7.92
13.50	27.60	4.24	6.52
15.00	54.90	4.17	13.20
16.50	460	7.18	64.10
18.00	47.70	5.12	9.32
19.50	156	6.43	24.30

Interprétation :

- Le sol est meuble à moyennement compact jusqu'à 4,5 m, puis devient plus rigide entre 6 et 9 m. Une zone plus compressible apparaît entre 10,5 et 13,5 m. À 16,5 m, une couche très rigide ou rocheuse est identifiée avec un module exceptionnel de 460 MPa.
- Le rapport E/PL* confirme cette évolution, atteignant un maximum à cette même profondeur.

- **SP02 : avec des coordonnées en GPS : X=494089.00 m E Y= 4067992.00 m N**

Le tableau suivant présente les résultats de sondage pressiométrique SP02 :

Tableau IV-4: Sondage pressiométrique SP02

Profondeur (m)	Caractéristiques mécaniques		
	E(MPA)	PL* (MPA)	E/PL*
1.50	8.97	0.696	12.90
3.00	26.20	1.15	22.80
4.50	30.20	2.03	14.90
6.00	83.20	3.00	27.70
7.50	166	3.14	52.80
9.00	66.60	3.47	19.20
10.50	49.00	3.85	12.70
12.00	57.90	4.85	11.90
13.50	123	4.65	26.40
15.00	79.60	4.42	18.00
16.50	822	4.87	168
18.00	253	4.88	51.90
19.50	283	4.89	57.90

Interprétation :

- Les données indiquent que, jusqu'à 4,5 m, le sol est meuble à moyennement compact (E ≈ 9–30 MPa). Entre 6 et 9 m, le sol se rigidifie significativement (E jusqu'à 166 MPa), tandis qu'une zone plus compressible apparaît entre 10,5 et 12 m (E ≈ 49–58 MPa).
- À 16,5 m, un pic exceptionnel (E = 822 MPa) suggère la présence d'un substratum rocheux ou très durci, suivi par une rigidité élevée modérée à très élevée entre 18 et 19,5 m.

IV.4.5. Résultats des essais au laboratoires

IV.4.5.1. Essais physiques

Teneur en eau et densité :D’après la norme (ISO 17892-1-2014 et ISO 17892-2-2014)

Tableau IV-5: Résultats des essais physiques

Sondage N°	Profondeur (m)	W_{nat} (%)	γh (t/m³)	γd (t/m³)	S_r (%)	Observation
SC01	4.30 – 4.70	24.10	1.57	1.95	100	Sol très dense, saturé
	10.20 –10.5	23.70	1.66	2.05	100	Sol très dense, saturé
	12.3 – 12.6	22.70	1.65	2.03	100	Sol très dense, saturé

Interprétation :

- La teneur en eau naturelle des échantillons varie de 22.70% à 24.10% avec une moyenne de 23.5 %.
- La densité humide des échantillons varie entre 1.57 t/m^3 et 1.65 t/m^3 avec une moyenne de 9.1 t/m3.
- La densité sèche calculée occupe la plage des valeurs de 1.95 t/m^3 à 2.05 t/m^3 avec une moyenne de 2.01 t/m^3.
- Le degré de saturation est 100% dénote que le sol est saturé.

Granulométrie : D'après la norme (ISO 17892-4)

% < 1 mm : Pourcentage des passants inférieur à 1 mm

% < 63 µ : Pourcentage des passants inférieur à 63 µ

% 1 µ : Pourcentage des passants inférieur à 1 µ

Résultats de l'analyse granulométrie :

Tableau IV-6:

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 1 mm	% < 63 µ	% < 1 µ	Interprétation
SC01	4.30 – 4.70	97.80	97.30	49.00	Sol fin
	10.20 – 10.5	100	100	48.10	Sol fin
	12.30 – 12.6	99.20	94.70	54.20	Sol fin

Interprétation :

- L'analyse granulométrique indique un pourcentage de particules inférieur à 1 mm proche de 100 %, ce qui montre l'absence de graviers et la prédominance des éléments fins. Le passage à 63 µm dépasse les 80 %, ce qui confirme que la majeure partie du sol appartient à la classe des fines (limons et argiles).

Limite d'Atterberg : D'après la norme (ISO 17892-12)

Tableau IV-7 : Résultats de l'essai LA

Sondage N°	Profondeur (m)	L_L (%)	Lp (%)	Ip (%)	Ic (%)	Interprétation des résultats
SC01	4.30 – 4.70	61.00	29.00	35.00	1.15	Sol argileux, très plastique, dur
	10.20 – 10.5	65.00	30.00	37.00	1.17	Sol argileux, très plastique, dur
	12.30 – 12.6	70.00	32.00	38.00	1.25	Sol argileux, très plastique, dur

Interprétation :

Limite de liquidité :

D'après le diagramme de Casagrande

- Pour les trois couches de différente profondeur, on constate que le **sol est argileux très plastique.**

Indice de plasticité :

0 < Ip < 5 % : sol non plastique

5 < Ip < 15 % : Moyennement plastique

15 < Ip < 30 % : Plastique

Ip > 35% : Très plastique

- Dans notre cas **Ip > 35** pour chaque profondeur donc c'est un **sol très plastique**.

Indice de consistance :

- **Ip > 1** pour chaque profondeur donc c'est **un sol dur**.

IV.4.5.2. Essais mécaniques

Essais de cisaillement a la boite de Casagrande : D'après la norme (ISO 17892-10-2018)

Tableau IV-8: Résultats de l'essai de Casagrande

Sondage N°	Profondeur (m)	Type d'essai	C'(KPa)	Φ (°)
SC01	4.30 – 4.70	CD	0.54	10.34
	10.20 –10.5		0.29	18.85
	12.30 –12.6		0.45	17.82

Les droites intrinsèques obtenues sont représentées sur graphes jointes en annexes de rapport.

- L'échantillon est consolidé et soumis à un cisaillement lent permettant l'évacuation de l'eau. **(Consolidé, Drainé).**

Essai de compressibilité a l'odomètre avec mesure de Cv :

Tableau IV-9: Résultats de l'essai odométrique

Sondage N°	Profondeur (m)	P_c (bars)	Cc (%)	Cg (%)	Interprétation des résultats
SC01	4.30 – 4.70	3.50	16.61	7.54	Sol moyennement compressible gonflant, sur consolidé
	10.20 –10.5	3.92	12.29	7.94	Sol moyennement compressible gonflant, sur consolidé
	12.30 –12.6	3.92	12.29	7.94	Sol moyennement compressible gonflant, sur consolidé

Interprétation :

- Les essais œdométriques donnent des contraintes de compressibilité supérieures aux contraintes effectives calculées à la même profondeur, ces sols sont donc sur-consolidés.
- Le coefficient de compressibilité varie entre 10% a 30% ce qui nous donnes un sol moyennement compressible.

IV.4.6. Fixation des paramètres de calcul

Dans ce titre, nous présentons une synthèse de la caractérisation géotechnique adoptée dans le cadre du Projet d'Exécution, en mettant en évidence les paramètres géotechniques essentiels associés aux différentes unités de sol identifiées sur le site.

Cette caractérisation repose sur deux sources principales :

- Les données issues du rapport géotechnique le plus récent, élaboré par le LCTP, suite à une campagne de reconnaissances in situ et en laboratoire
- Des estimations complémentaires basées sur des corrélations empiriques, notamment celles proposées par **Jean-Michel Vaillant et Valentin Catteau**, à partir des résultats d'essais pressiométriques réalisés sur site.

Ce tableau représente corrélations empiriques proposées par Jean-Michel Vaillant et Valentin Cateau , fondées sur les résultats d'essais pressiométriques.

TYPE DE SOL	CARACTERISTIQUES MECANIQUES		
	PL* (Mpa)	ϕ'(°)	C'(Kpa)
LIMON	PL*≤ 0,52	ϕ'=5,8PL*+29,0	C'=43,1-1,1ϕ'
	PL*≥0,52	ϕ'=0,68 PL*+31,7	
ARGILE	PL*≤ 1,46	ϕ'=5,8PL*+22,0	C'=33,8-0,6ϕ'
	PL*≥1,46	ϕ'=1,5 PL*+28,5	
SABLE	PL*≤ 0,95	ϕ'=5,8PL*+29,4	C'=36,7-0,8ϕ'
	PL*≥0,95	ϕ'=1,5 PL*+33,7	

Figure IV-5:Tableau de corrélation empirique de Jean-Michel Vaillant et Valentin Cateau

Le tableau suivant représente une synthèse des paramètres géotechniques proposés pour les unités géotechniques identifiés dans le secteur :

Tableau IV-10: Synthèse des paramètres géotechniques

	Sondage pressiométrique SP 01				Valeurs de calcul	Corrélation JEAN MICHEL VAILLANT ET VALENTIN CATTEAU	
	Prof (m)	Moy Pl* (Bars)	Moy Pl* (MPA)	Type de sol		Angle de frottement interne ϕ'(°)	Cohésion C'(KPA)
Remblai	0 à 3.00	12.5	1.25	Moyennement consolidé	1.25	29.25	16.25
Argile marneuse	3.00 à 9.00	27.54	2.75	Consolidé	2.75	32.63	14.22
Argile marneuse	9.00 à 20.00	49.8	4.98	trés consolidé	4.98	35.97	12.22

Pour les caractéristiques géotechniques des différentes couches de sol :

Tableau IV-11: caractéristiques géotechniques de la première couche de sol

	Remblai
Niveau	De 0.00 à 3.00m
γ (kn/m3)	18.00
γsat(kn/m3)	20.00
ϕ'(°)	29.25
C'(kPa)	16.25

Tableau IV-12: caractéristiques géotechniques de la deuxième couche de sol

	ARGILE MARNUSE CONSOLIDE
Niveau	De 3.00 à 9.00m
γ (kn⁄m3)	18.00
γsat(kn⁄m3)	19.60
ϕ'(°)	32.63°
C'(kPa)	14.22

Tableau IV-13: caractéristiques géotechniques de la troisième couche de sol

	ARGILE MARNUSE TRES CONSOLIDE
Niveau	De 9.00 à 20.00m
γ (kn⁄m3)	18.00
γsat(kn⁄m3)	19.60
ϕ'(°)	35.97°
C'(kPa)	12.22

IV.4.7. Classification du sol

D'après le RPA99 :

Tableau IV-14:classification du sol

Sondage pressiométrique	Emoy (MPA)=	Plmoy(MPA)	Classification sismique
SP 01	38.93 >20	2.87 > 2	Sol ferme S2
SP 02	45.95 > 20	2.47 >2	Sol ferme S2

IV.4.8. Calcul de la raideur du sol

Sol de fondation :

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

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

(Hypothèse plus défavorable)

- α = 0.50
- B = largeur de la semelle assimilée à la hauteur de l'ouvrage = **6.30 m**
- B0= 0.60 m largeur de référence.
- Ec : module pressiometrique (sphérique)
- Ed : module pressiometrique (dévia torique)
- λc, λd : paramètres géométriques fonction du rapport L/B :

D'après le fascicule 62 titre V :

Tableau IV-15: Récapitulatif des valeurs de L/B

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

Ce qui nous donne : $\lambda d = 2.40$; $\lambda c = 1.45$

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

Ec =E1

$$\frac{3.6}{Ed} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85\,E2} + \frac{1}{E3{,}5} + \frac{1}{2.5\,E6{,}8}$$

E1=la pression calculée à (B/2) = 26.6 Mpa

E2= la pression calculée à (B) = 99.76 Mpa

E3,5= la pression calculée à(2B) =83.94 Mpa

E6.8= la pression calculée à(3B) = 271 Mpa

Ce qui nous donne : Ed = 57.14 Mpa

Kv= 792.65 t/m³ (Coefficient élastique du sol à long terme).

Kv=1585.3 t/m³ (Coefficient élastique du sol à court terme (cas accidentelle)

Les remblais latéraux :

Les remblais latéraux sont de qualité routière courante ou issue du site. Ils sont caractérisés par un angle de frottement interne **φ = 30°**, et par une cohésion nulle.

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

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

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

$$Ep = \alpha E$$

Avec :

$\alpha = 1.00$

Ep =157.59 Mpa

Nous obtenant : **E= 157.59 Mpa**

Soit dans notre cas :

Kh = 713.1 t/m³ (Coefficient élastique du sol à long terme).

Kh= 1426.2 t/m³ (Coefficient élastique du sol à court terme (cas accidentelle)

IV.5. CONCLUSION :

Vu le caractère gonflant de sols d'après les résultats des essais au laboratoire et pour palier à cela, il y a lieu de prendre certaines dispositions telles que :

- La protection contre toute arrivée d'eau
- Eviter la plantation de végétation et des arbres à racines rampantes.
- Eviter les écoulements par les fissures dans les formations argileuse.

CHAPITRE V :
Caractéristiques des matériaux

V.1. Introduction

Le dimensionnement des ouvrages en béton armé repose sur une série d'hypothèses établies dans le cadre d'une étude approfondie des matériaux utilisés, principalement le béton et l'acier. Ces hypothèses prennent en compte leurs caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques, conformément aux règles de calcul.

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

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

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

V.3. Règlements de calcul et documents de références :

Les ouvrages en béton arme sont construits conformément au règlement français Fascicule 62 - Titre - I - Section - I du B.A.E.L.91 (béton arme aux états limites) Révisé 99, intégré au Cahier des Clauses Techniques Générales (C.C.T.G.) applicables aux marchés publics de travaux. Il s'applique à la majorité des ouvrages courants en béton armé.

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

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

V.4. Généralités sur les matériaux :

V.4.1. Le béton :

- **Composition moyenne du béton :**

Le béton est un matériau artificiel obtenu en mélangeant en proportion convenable et de manière homogène :

- Ciment (jouant le rôle d'un liant).
- Un granulat compose du sable et du gravier.
- L'eau de gâchage.

Ces proportions sont données par différentes méthodes : Bolomey, Faury .

De nos jours, le béton arme est le matériau le plus répondu dans les constructions par rapport au bois, à la prière et même le métal. En raison de son équilibre entre performances mécaniques, durabilité et coût**.**

- **Généralités sur les caractéristiques mécaniques :**

Le béton frais fait prise et durci ce qui traduit par un accroissement de sa résistance à la compression et à la traction.

a. Résistance caractéristique à la compression :

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

❖ Pour des résistances fc28 ≤ 40MPa

$$fcj = \frac{j}{4.76 + 0.83j} * fc28 \qquad \text{Si : } j < 60 \text{ jours.}$$

BAEL 91 mod 99 (Art A. 2.1, 11)

$$fcj = 1.1 * fc28 \qquad \text{Si : } j > 60 \text{ jours.}$$

❖ Pour des résistances fc28 ≥ 40 MPa :

$$\begin{cases} fcj = \frac{j}{1,4 + 0.95j} fc28 & \text{Si : } j < 28 \text{jours.} \\ fcj = fc28 & \text{Si : } j > 28 \text{jours.} \end{cases}$$

BAEL 91 mod 99 (Art A. 2.1, 11)

Dans les projets de construction, le béton est principalement défini par sa résistance caractéristique à la compression mesurée à 28 jours**,** désignée par la notation fc28.

- **Résistances usuelles du béton en fonction du niveau de contrôle (selon BAEL – article a.2.1,13) :**

Le béton est dosé à 400 kg/m3 de ciment CPA 350, avec un contrôle strict. La masse volumique du béton armé : γ =2,5 t/m3

Pour notre étude on prend :

fc28 = 35 MPa

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

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

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

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

Elle est relativement faible (elle de l'ordre de 2 à 3 MPa), c'est-à-dire $\frac{1}{12}$ la résistance à la compression

Pour notre étude on prend :

ftj = 0.6 + 0.06fcj

ft28 =0.6 + 0.06*35

ft28 =2.7 MPa

V.4.2. Déformation longitudinale du béton

V.4.2.1. Module de déformations instantanées « Eij » C.B.A.93 [A.2.1.2.1]

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

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

V.4.2.2. Module de déformation différée : « Evj » C.B.A.93 [A.2.1.2.2]

Sous des contraintes de longue durée d'application :

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

Evj = 11993.91 MPa

V.4.3. La contrainte de calcul béton comprimé

V.4.3.1. Etat limite ultime (ELU)

• Contraintes normales :

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

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

Tableau V-1: Valeurs de du coefficient θ

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

Tableau V-2: Valeurs de du coefficient γb

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

D ' o ù :

$bu = \frac{0,85.fcj}{\theta.\gamma b}$ => Pour : fc28 = 35MPa

- En situations durables ou transitoires :

$$fbu = \frac{0,85*35}{1* 1,5} = \mathbf{19.83\ MPa}$$

- En situations accidentelles :

$$fbu = \frac{0,85*35}{0,9* 1,15} = \mathbf{28.74\ MPa}$$

- **Contrainte tangentielle :**

$$bu = \frac{0.07*fc28}{1.5} = \frac{0,07*35}{1,5}$$

bu = **1.63 MPa**

V.4.3.2. Etat limite de service (ELS)

Fissuration préjudiciable en service et à la construction.

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

bc= 0,6*fcj

Pour : fc28 = 35 MPa $_{bc}$ = **21.00 MPa**

V.4.4. Diagrammes contrainte–déformation du béton selon le C.B.A.93 [A.4.3.4]

Le C.B.A.93 définit deux principaux modèles pour représenter le comportement du béton en compression (voir figure) :

- **Le diagramme "parabole-rectangle"** :
  Il décrit la montée progressive de la contrainte suivant une courbe parabolique jusqu'à une déformation de 2‰, suivie d'une phase de plateau

constant jusqu'à 3,5‰ de déformation avec une contrainte normale égale à $fbu = \frac{0,85.fcj}{\theta.\gamma b}$

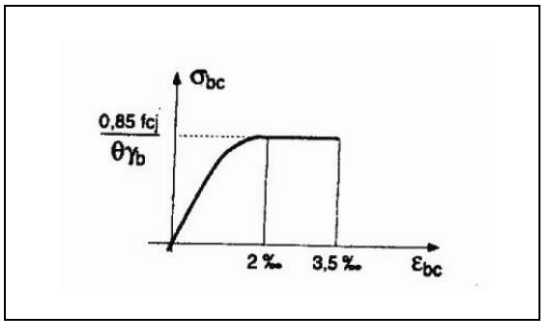


Figure V-1: diagramme contrainte –déformation du béton

Etat limite de service (ELS) : fissuration préjudiciable en service et à la construction.

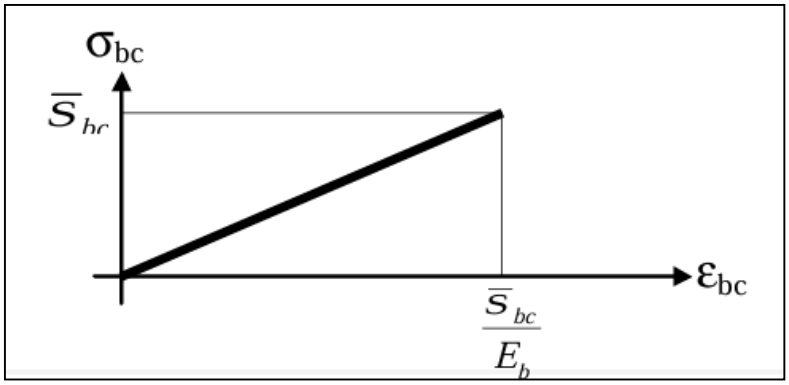


Figure V-2: Courbe contrainte-déformation en compression - Modèle élastique linéaire.

V.4.5. Les armatures de béton armé

On distingue principalement deux catégories d'armatures commercialisées : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA).

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

Tableau V-3: les nuances d'acierHA

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

Caractéristiques techniques :

Tableau V-4: Caractéristiques techniques

Désignation	Valeur
Type d'acier	Fe E 500 type 1 HA
Module d'élasticité Es	200 000 MPa
Fissuration	Préjudiciable
Coefficient de fissuration η	1,6

- **Contrainte limite de traction :**

Ce tableau présente les valeurs du coefficient partiel de sécurité appliqué à l'acier en fonction du type de situation (accidentelle ou courante).

Tableau V-5: Coefficients de sécurité γs selon la situation d'étude

Situation	Accidentelle	Durable ou transitoire
Coefficient de sécurité γs	1	1.15

- **Contrainte normale :**

$$su = \frac{fe}{\gamma s}$$

$$su = \mathbf{434.78\ MPa}$$

- La **déformation limite de l'acier au calcul :**

$$Zs = \frac{\frac{fe}{\gamma s}}{Es}$$

Tableau V-6: Valeurs de la déformation limite Zs selon le type de situation

Situation	Accidentelle	Durable (cas générale)
Déformation limite **Zs**	0.002	0.001

- **Contrainte de service de traction :**
-

Dans les zones où la fissuration est considérée comme préjudiciable (quand elle peut affecter la durabilité ou l'apparence de l'ouvrage), il est nécessaire de limiter la contrainte de traction dans les armatures.

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

$$\sigma s = \min\left(\frac{2}{3} \times 500\ ; 110\sqrt{1{,}6 \times\ 2{,}7}\ \right)$$

$$\sigma s = \min(\ 333.33\ ;229\ )$$

$$\sigma s = 229\ \mathbf{MPa}$$

Modèle de calcul réglementaire :

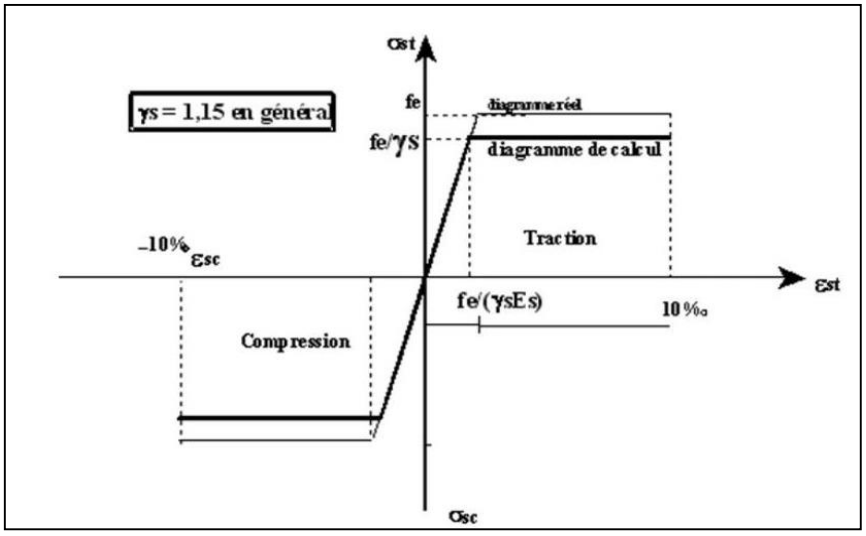


Figure V-3: comportement de l'acier

V.5. CONCLUSION

Les matériaux utilisés dans la conception de l'ouvrage, 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 et une conformité aux exigences des normes en vigueur pour les infrastructures routière .

CHAPITRE VI :

Prédimensionnement des éléments de l’ouvrage

VI.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif de vérifier et de justifier le choix des caractéristiques techniques des trémies présentées au (chapitre I), en s'appuyant sur les exigences des normes et règlements de calcul en vigueur. Il s'agit notamment de valider les dimensions géométriques, les matériaux utilisés, ainsi que les dispositifs de ferraillage, afin de garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage dans ses conditions réelles d'exploitation et de construction.

VI.2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE COUVERTE

VI.2.1. Les cadres fermés :

Les cadres fermés se caractérisent par une forme simple et fonctionnelle, assimilable à celle d'un portique. Ils prennent la forme d'un tube rigide à section droite rectangulaire, composé de deux piédroits verticaux reliés par une traverse supérieure et une traverse inférieure.

La traverse inférieure, qui assure la fonction de fondation enterrée, est généralement conçue comme un radier en béton armé.
Dans les portiques, il est fréquent de prévoir des goussets de renfort aux angles entre les piédroits et les traverses, afin de renforcer la continuité structurale et de résister aux concentrations d'efforts dans ces zones critiques.

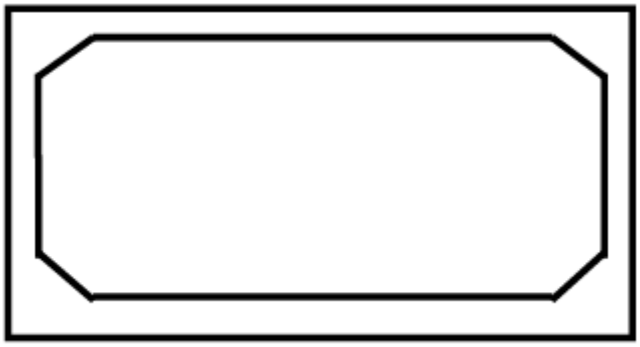


Figure VI-1:la forme des cadres fermé

VI.2.1.1. Détermination de la section de la trémie

Le choix de la section d'une trémie dépend de plusieurs paramètres techniques et fonctionnels, parmi lesquels :

- Les gabarits des véhicules appelés à circuler dans l'ouvrage, ainsi que ceux des matériaux transportés.
- La nature du sol (résistance, saturation en eau, sollicitations géotechniques) ;
- La méthode de construction retenue (tranchée ouverte, préfabrication, etc.) ;

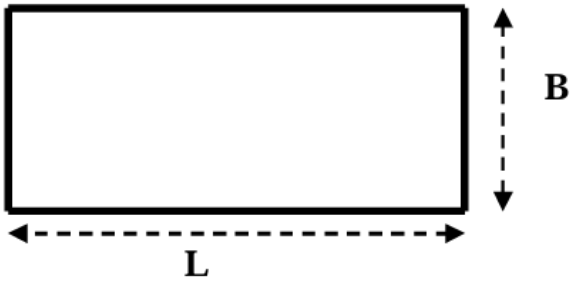
- Le type de matériau utilisé pour le revêtement, sa résistance, et les charges internes qu'il devra supporter ;
- La configuration de la circulation : présence d'une ou deux voies dans la trémie.

VI.2.1.2. Eléments de dimensionnement

Les cadres fermés sont dimensionnés en structure plane, à l'image des portiques. La principale différence réside dans le traitement de la traverse inférieure, qui est considérée comme une poutre posée sur un sol élastique.

Ce sol est modélisé par une série de ressorts indépendants de même raideur, répartis sur toute la longueur de la poutre.

Ce mode de modélisation rend les calculs manuels plus complexes, en particulier à cause de l'interaction entre la structure et le sol.



Pour un pré dimensionnement on peut se baser sur les indications précédentes. Lorsque l'ouverture du cadre est de 10 mètres :

- **L'épaisseur de la traverse supérieure :**

Calculable par la formule : **E=L/32 + 0.125**

Avec : L : l'ouverture du cadre

E=10/32 + 0.125 = 0.437

On prendra : E= 0.45m

- **L'épaisseur de la traverse inférieure et piédroits :**

Les épaisseurs des piédroits et de la traverse inférieure Ej dépendent de la déformabilité du sol de fondation et sont lues sur les abaques

Lorsque l'ouvrage supporte un remblai, un supplément d'efforts est apporté à la structure non seulement par le poids du remblai mais aussi par l'effet négatif résultat du tassement par le poids de remblai adjacent à l'ouvrage et le remblai porté. Cet effet qui peut être très important conduit à adopter des épaisseurs de piédroits et de traverse inférieure majorées selon la formule approchée suivante :

$$E_j = E_{j0}\sqrt{\frac{H.d^2}{2000E_{j0}^2}}$$

Ej0 : épaisseur résultant de la lecture des abaques.

H : hauteur de remblai (m).

d : Ouverture de l'ouvrage.

Les résultats obtenus à partir des abaques fig1 sont comme suit :

Ej= 0.30m pour le piédroit.

Ej= 0.35m pour la traverse inférieure.

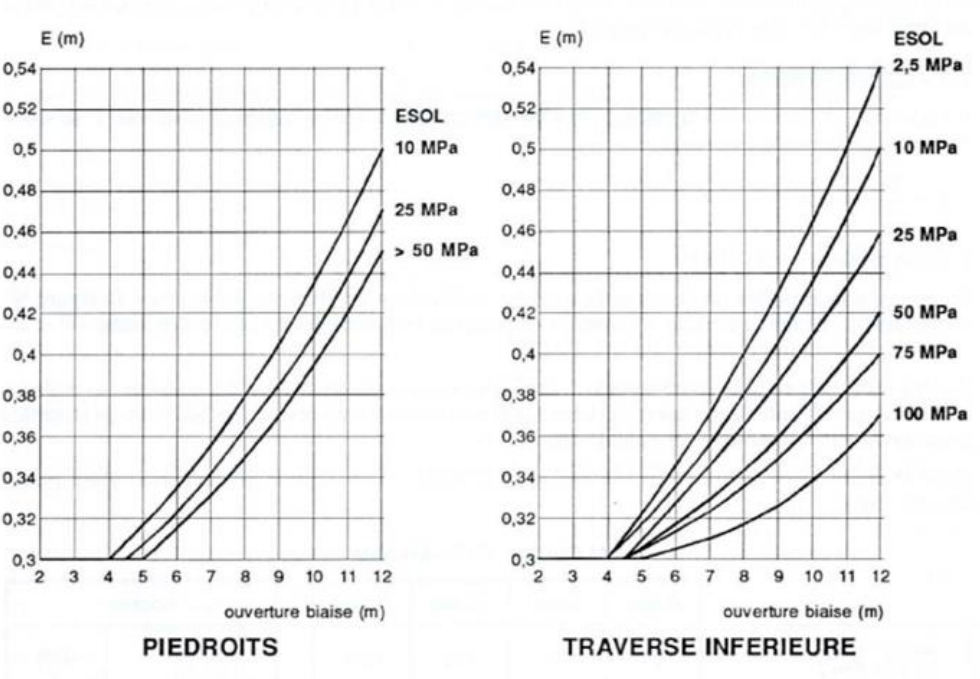


Figure VI-2: Epaisseurs des pieds droits et de la traverse inférieure

- **Coefficient de majoration :** Ej =0.58m

Donc on prend :

Pour les piédroits Ej=0.35m

Pour la traverse inférieure Ej=0.40m

VI.2.1.3. Récapulatife des caractéristiques géométriques :

L'ouvrage concerné est un opticadre rectangulaire de dimensions intérieures **10.0 m** de large x **5.45 m** de haut.

Les épaisseurs de la structure sont les suivantes :

- épaisseur de la dalle supérieure : **45 cm**
- épaisseur du radier : **40 cm**
- épaisseur des montants verticaux : **35 cm**

Transversalement, un opticadre est composé d'un "U" s'emboîtant par l'intermédiaire de rotules sur deux piédroits latéraux, et d'un radier coulé en place (voir coupe transversale).

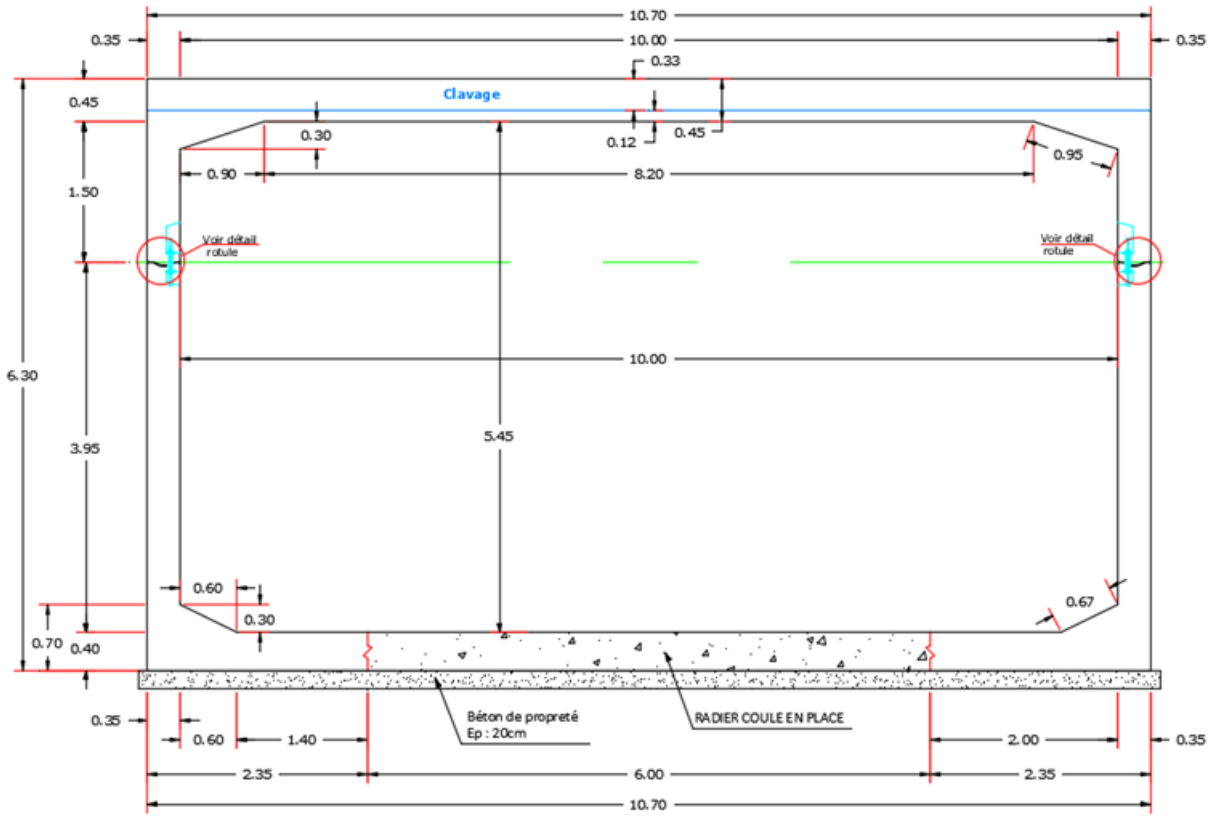


Figure VI-3: coupe transversale de la partie couverte

VI.2.2. CALCUL INFORMATIQUE – MODÉLISATION :

VI.2.2.1. Programme de calcule :

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

VI.2.2.2. Modélisation du cadre :

- Le cadre est modélisé par une structure à barres.
- Le calcul est conduit pour une tranche de longueur de 1m

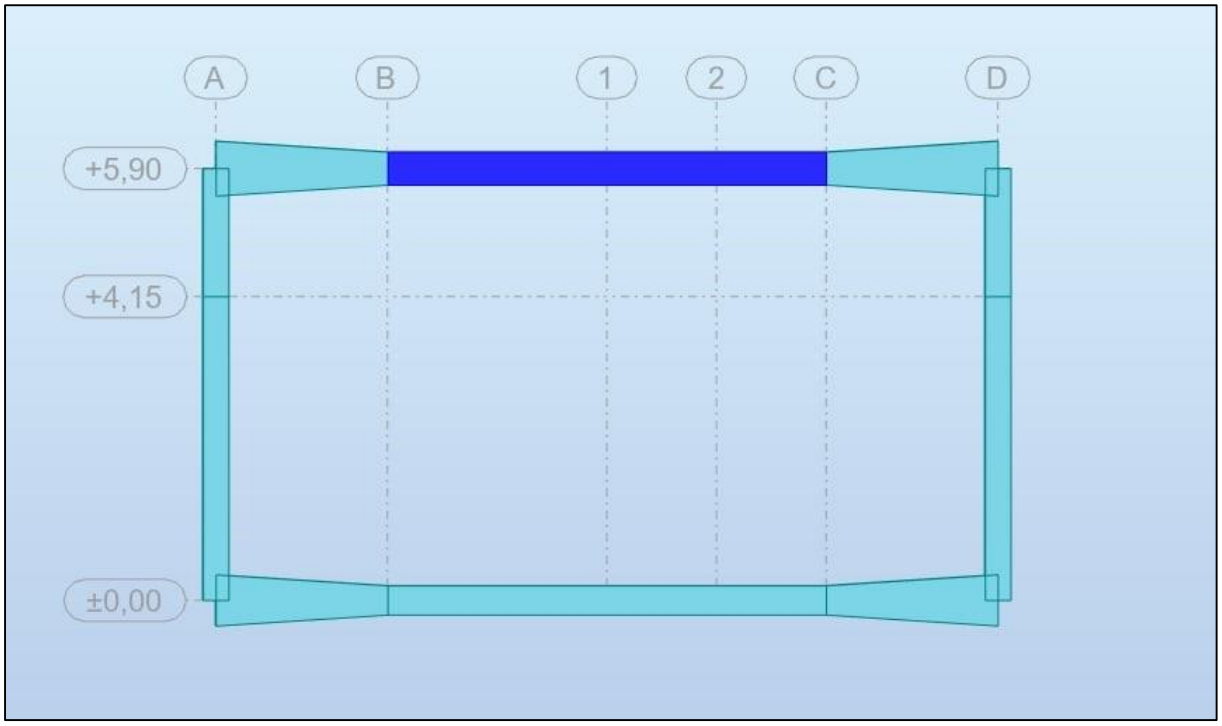
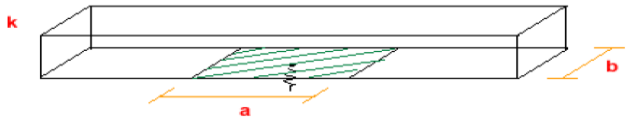


Figure VI-4: le cadre modélisé

VI.2.2.3. Modélisation de Sol de fondation

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



Le coefficient de réaction de chaque ressort doit être égal à :

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

a : distance entre chaque ressort
b : largeur de la poutre
k_{sol} : coefficient de réaction du sol (matériau continu)

(distance a/2 pour les ressorts situés aux extrémités de la poutre)

Tableau VI-1:Modélisation de sol de fondation

	a(m)	b(m)	Kvsol(t/m3)	Kv ressort(t/m)
Cas normal	**1**	**1**	850.95	850.95
Cas accidentelle	**1**	**1**	1701.9	1701.9

VI.2.2.4. Modélisation des remblais latéraux

Les remblais latéraux sont représentés par des ressorts horizontaux dont les raideurs sont calculées à partir du module de réaction horizontale Kh

Tableau VI-2:Modélisaion des remblais latéraux

	a(m)	b(m)	Khsolt/m3)	Kh ressort(t/m)
Ressort 1	1	1	1426.2	1426.2
Ressort 2	0.5	1	1426.2	713.1

VI.3. DEFINITION DES ACTIONS PRISES EN COMPTE

VI.3.1. Actions permanentes

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

VI.3.1.1. Poids des pieds droits

Poids de l'élément 1 :

4.35x0.35x1x25 = 38.05 KN /ml

Poids de l'élément 2 :

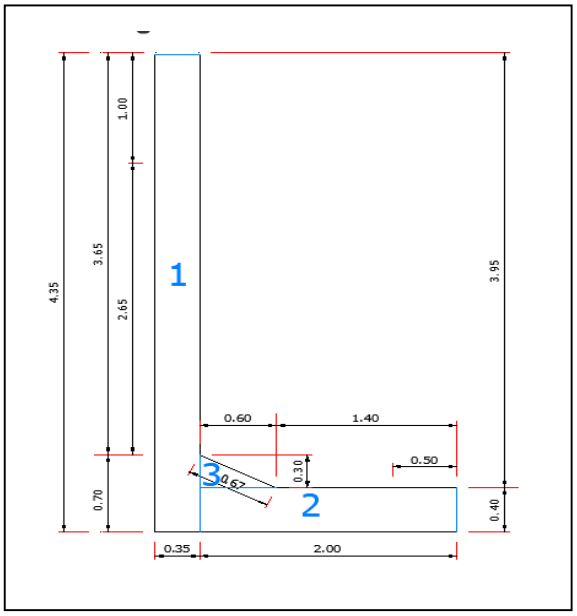
2x0.4x1x25 = 20 KN/ml

Poids de l'élément 3 :

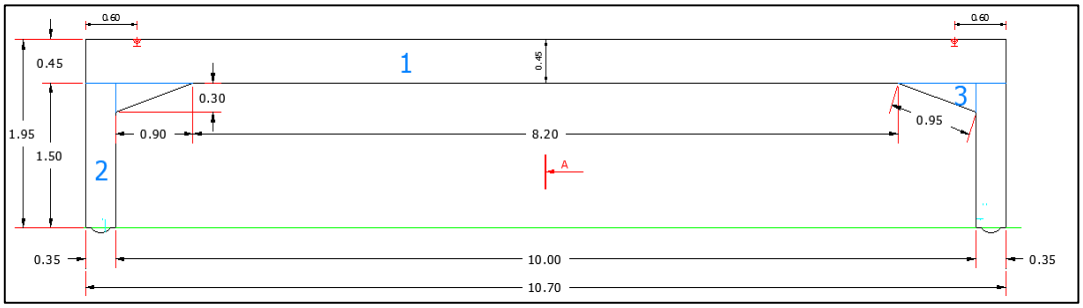
(0.6x0.3) / 2 x 25= 2.25 KN/ml

Poids total :

2 x (38.05 + 20 + 2.25) = 120.62 KN/ml



VI.3.1.2. Poids des traverses supérieur



- Poids de l'élément 1 :

10.7x0.45x1x25 = 120.37 KN/ml

- Poids de l'élément 2 :

2x (0.35x1.95x1x25) = 34.12 KN/ml

- Poids de l'élément 3 :

2((0.9x0.3) / 2 x 25) =6.75 KN/ml

Poids total :

120.37 + 34.12 + 6.75 = 161.24 KN/ml

VI.3.1.3. Poids de radier

6 x 0.4 x1x25 = 60 KN /ml

VI.3.1.1. Poids du remblai : chargement uniformément reparti

La hauteur des remblais sur l'ouvrage est de 1.24m

P_{remb} =1.24 x 1x20=24.8 KN/ml

VI.3.1.2. Actions dus aux poussées des terres

Les actions dues au terrain sur les parois latérales du cadre sont analysées grâce au Coefficient de poussée des terres, dans les hypothèses de poussée au repos, en Considérant un angle de frottement interne du remblai φ=30° et une densité γ=2t/m^3.

$$\mathbf{Pt=K_0 \times \gamma \times hi \times L \quad avec \quad K_0=0,5}$$

Chargement trapézoïdal repartie :

Pour h=1.24 m Pt=12.4KN/ml

Pour h=3.19 m Pt=31.9KN/ml

Pour h=7.54 m Pt=75.4 KN/ml

Les charges seront multipliées par la valeur de tableau 6-1 de RCPR :

Charges	G_{max}	G_{min}
Poids propre	1,06	0,9
Terres	1,05	0,95
Etanchéité	1,2	0,8
Enrobé et béton bitumineux	1,4	0,8
Autres équipements	1,2	0,8
Autres charges	1	1

Tableau 6.1 – Coefficients multiplicateurs des actions permanentes

Ce qui nous donnes :

Tableau VI-3:Récapulatif des charges après pondération

Charge	Coefficient multiplicateur	Résultats (KN/ml)
Poids propre	1.06	400.02
Poids du remblai	1.05	24.8 x 1.05 = 26.04
Actions dus aux poussées des terres	1.05	Pour h=1.24 m : 12.4 x 1.05= 13.02 Pour h=3.19 m : 31.9 x 1.05=33.5 Pour h=7.54 m :75.4 x 1.05= 79.14

VI.4. LES SOLLICITATIONS DU AU CHARGES APPLIQUE SUR LE CADRE

VI.4.1. Poids permanent

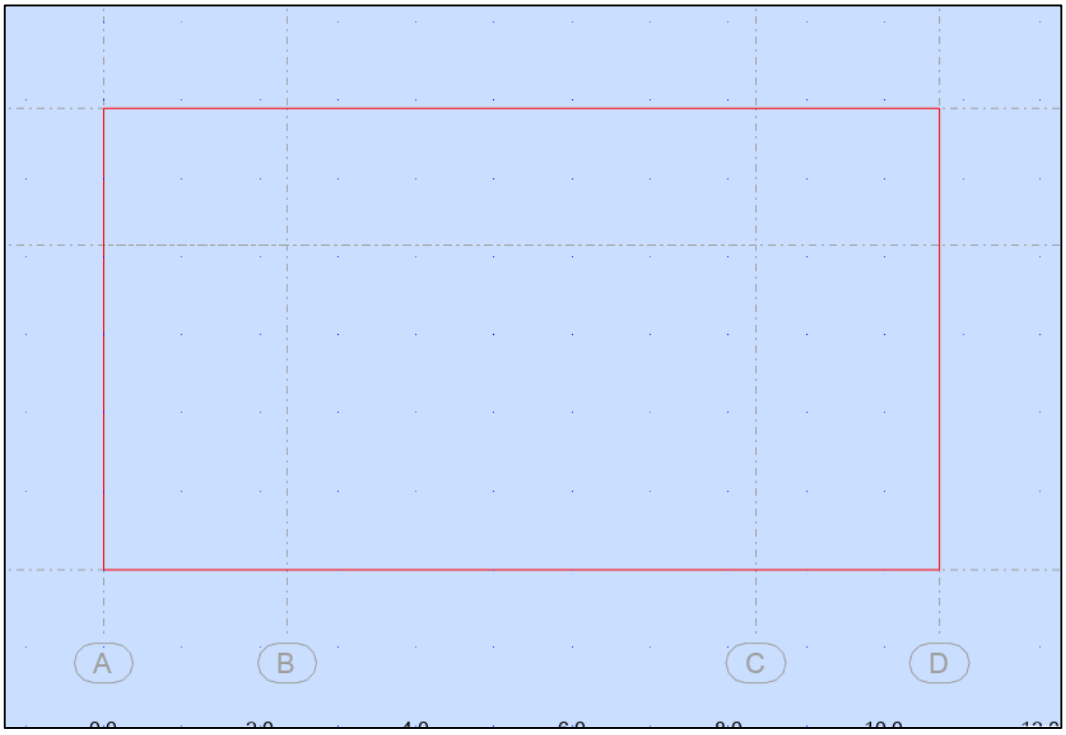


Figure VI-5: poids permanent

VI.4.2. Les sollicitations du au poids du remblai

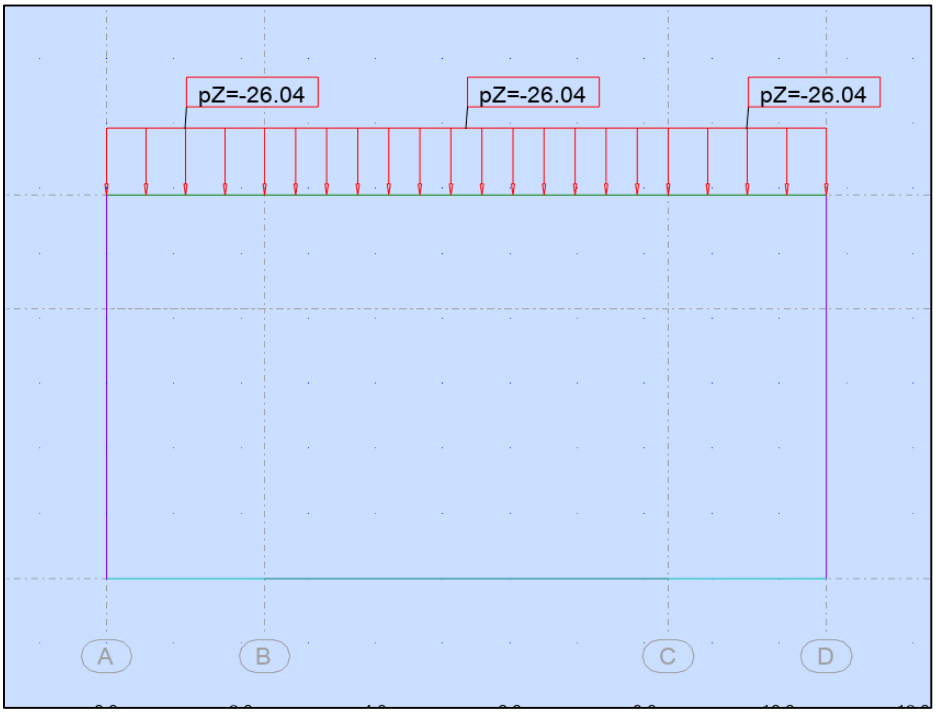


Figure VI-6: poids du remblai

VI.4.3. Les sollicitations du au actions du aux poussées des terres

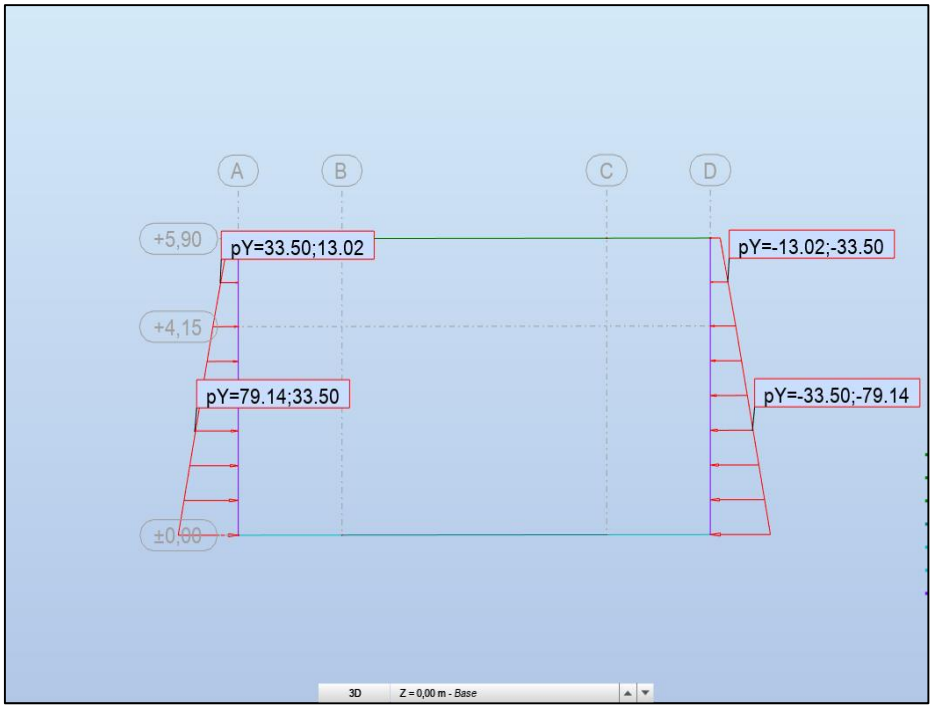


Figure VI-7:La poussées des terres

VI.4.4. Charges et surcharges de chantier

Surcharge de chantier Q= 10 KN/m^2

Qv=1×1.0=10 KN /ml
Qh=1×10×0.5=5 KN /ml

VI.4.4.1. Les sollicitations du au actions dus aux surcharges de chantier

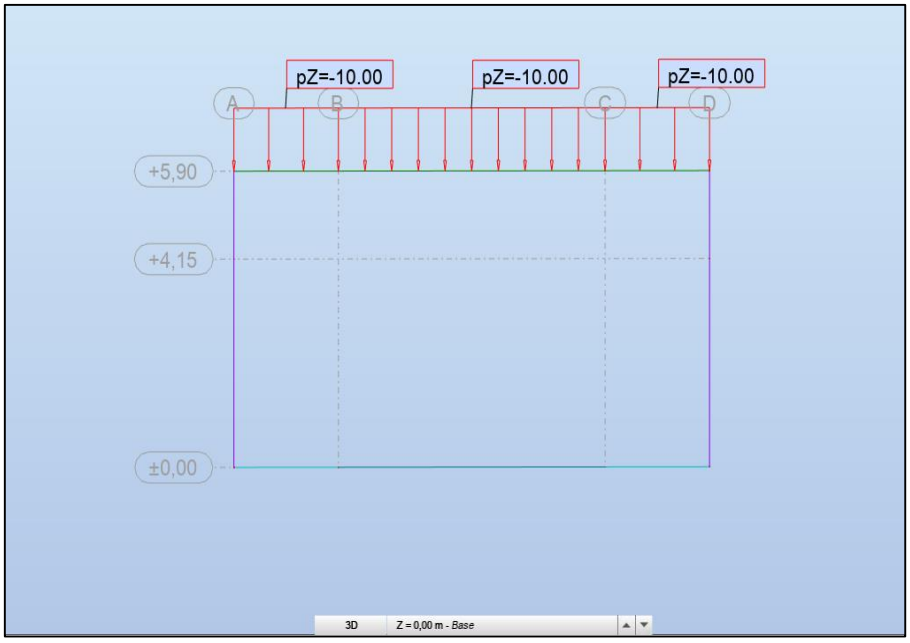


Figure VI-8: La charge Qv

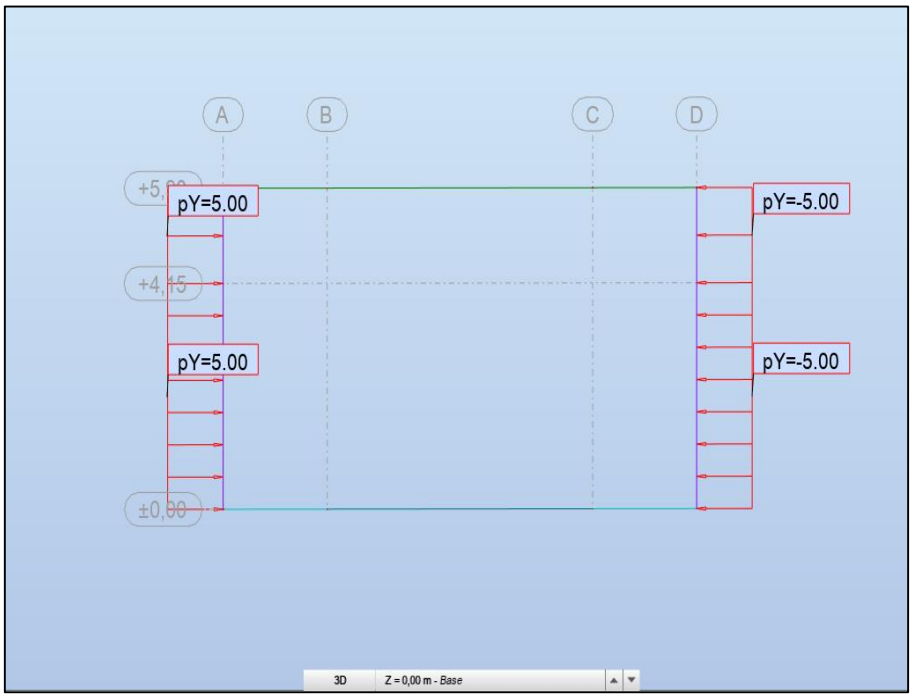


Figure VI-9: La charge Qh

VI.4.5. Action de séisme

- **Le cas sismique sera étudié suivant le RPOA**

Le coefficient d'accélération de zone A=0.30

K_h=0.3

K_v=0.3×K_h=0.3×0.3=0.09

- **Principe générale**

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

Sollicitations actives :

- incrément de poussée active du sol.

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

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

Réactions passives :

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

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

- L'action de séisme est modélisée comme suit:

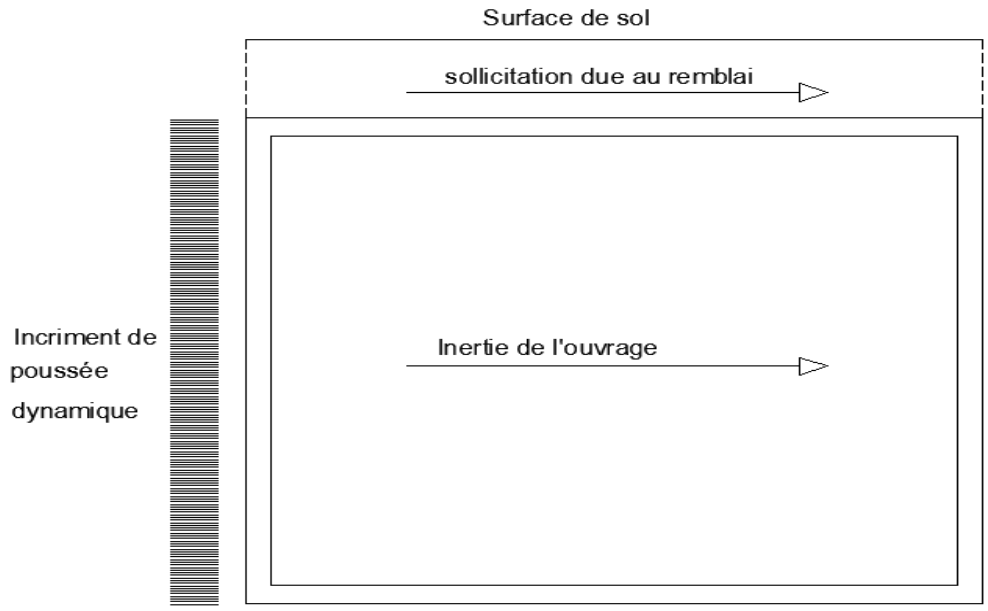


Figure VI-10:Modélisation de l'action de séisme

VI.4.5.1. Force d'inertie de la structure

La force d'inertie par unité de volume qui s'exerce sur un élément de poids volumique g est égale à : $fi = \gamma\ kh(inertiel)$

On prend le poid propre dans la direction (x) et on le multiplier fois kh=0.30 dans le logicial de calcul

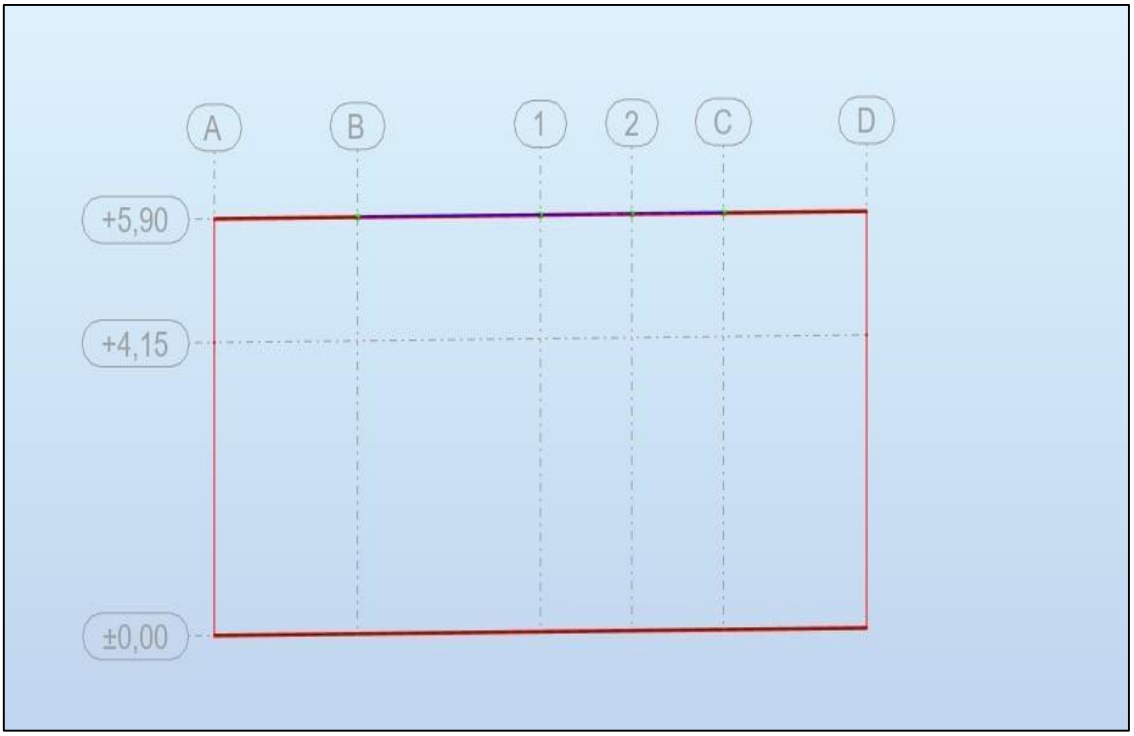


Figure VI-11:Modélisation de la force d'inertie

VI.4.5.2. L'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur les PDL

$$\Delta \boldsymbol{F_{ad}} = \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{2}} \boldsymbol{\gamma H^2} [(\mathbf{1} \pm \boldsymbol{K_V}) \boldsymbol{K_{ad}} - \boldsymbol{K_a}]$$

K_a=0.33

$$K_{ad} = \frac{\cos 2\ (\varphi - \theta)}{cos^2\ \theta (1 + \sqrt{\frac{sin\varphi\ \sin(\varphi - \theta)}{cos\theta}}^{-2})}$$

$$\begin{cases} \theta^+ = arctg \frac{k_h}{1+k_v} \\ \theta^- = arctg \frac{k_h}{1-k_v} \end{cases}$$

$1+ K_v=1.09 \rightarrow \quad \theta^+ = 15.38° \rightarrow$ **K_{ad} =0.54**

1- K_v=0.91 → $\theta^- = 18.25°$ → **K_{ad} =0.6**

ΔF_{ad} = 128.6 KN/ml pour h = 6.3m



Figure VI-12:sollicitation de l'incrément dynamique de poussée active

VI.4.5.3. La force d'inertie sur le remblai

$$Sr = \frac{1}{2}\gamma Hr^2(K_{ad} - K_{pd}) + \gamma K_H \text{ HrL}$$

$$K_{pd} = \frac{\cos 2\ (\varphi - \theta)}{cos^2\ \theta(1 - \sqrt{\frac{sin\varphi\ \sin(\varphi - \theta)}{cos\theta}})^2}$$

Pour : $\theta^+ = 15.38°$ Kpd = 2.3

Pour $\theta^- = 18.25°$ Kpd= 2.25

Hr =1.24 m Donc :

Sr = 1.6 KN/m^2

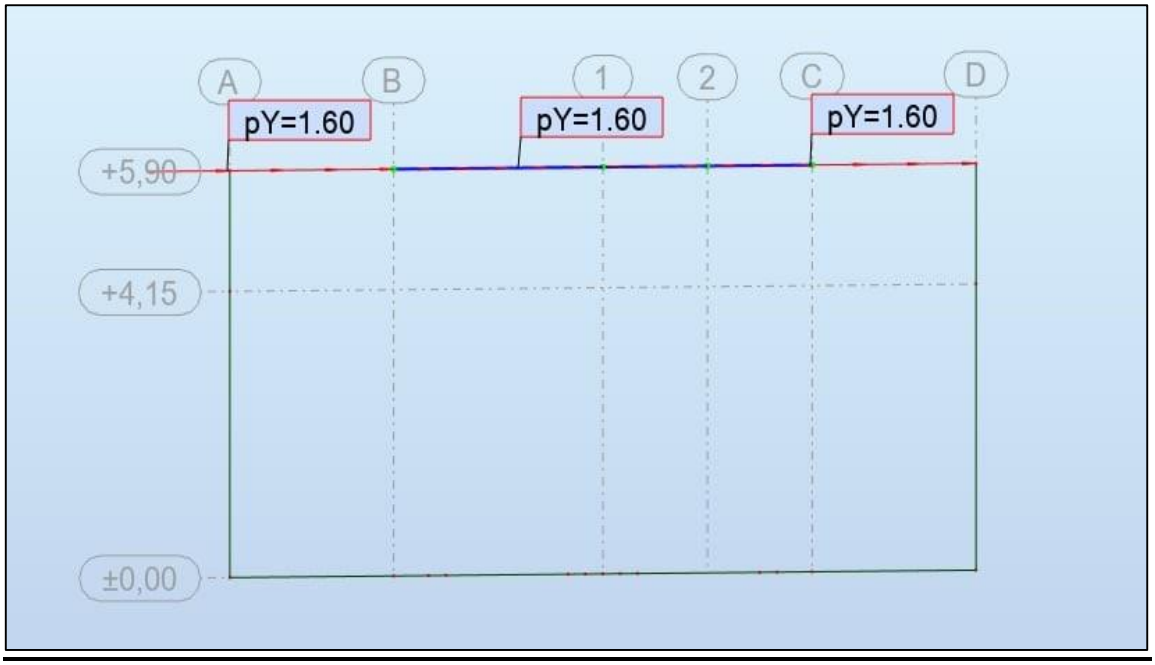


Figure VI-13:Sollicitation de la force d'inertie

VI.4.6. Charges d'exploitation

VI.4.6.1. Charge BC

- **BC1:(sur route l'opticadre)**

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. On dispose sur la chaussée autant de camions que de voies de circulation. Les valeurs du système Bc sont majorées d'un coefficient de majoration dynamique δ et d'un facteur bc dont la valeur dépend du nombre de files de camions et de la classe de l'ouvrage.

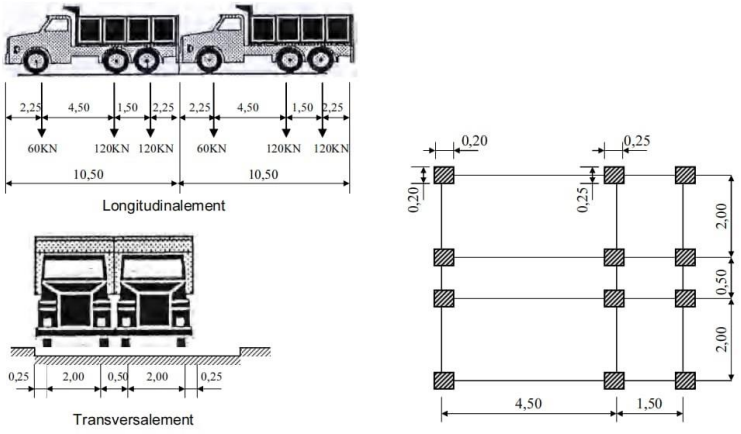


Figure VI-14:Système Bc

Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{Q}}$$

L : portée de la travée L = 10.35 m

G : poids total de la couverture +le poids de remblai de 1m de largeur (G=7+109.71 = 116.71KN).

Q : Le poids total des essieux de système B qu'il est possible de déposer

Q =(bcBc)=30*1.1=33t avec : b_c=1.1 pour 2 voies chargées.

$$\boldsymbol{\delta = 1.37}$$

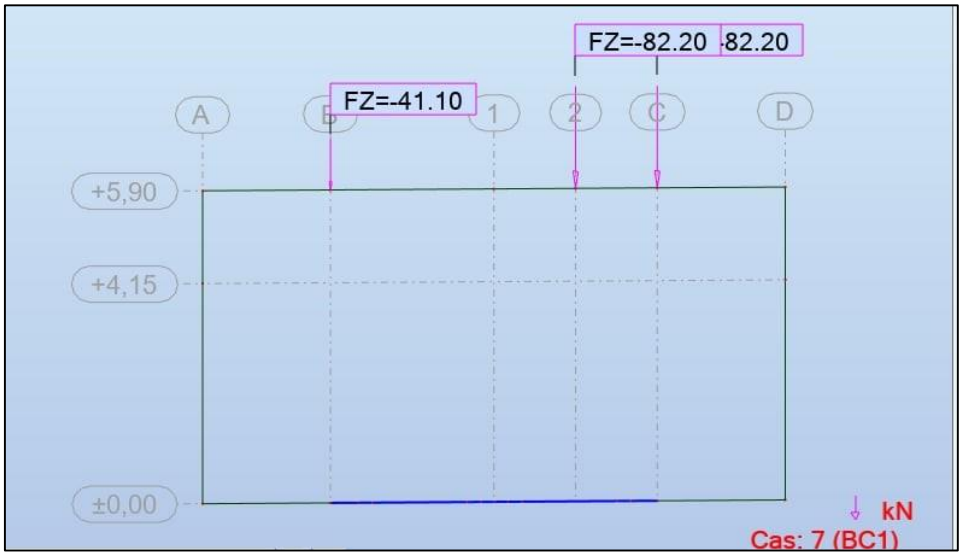


Figure VI-15:Sollicitation de système Bc1

- **BC 2:(Sur passage inférieur)**

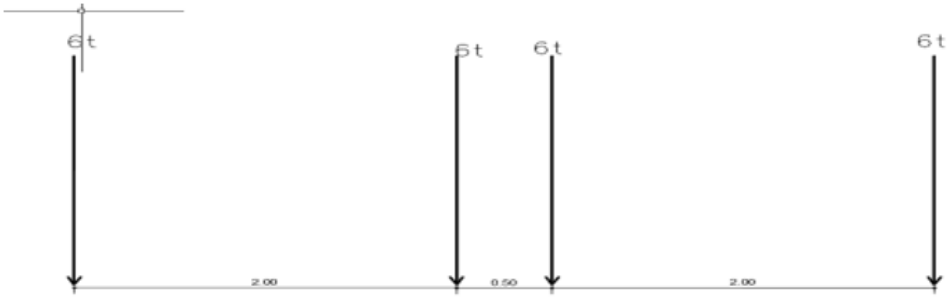


Figure VI-16:système Bc transversalement

Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{Q}}$$

L : portée de la travée L = 10 m

G : poids total de radier de 1m de largeur +le remplissage revêtement (G=60+52.08=112.08 KN).

Q : Le poids total des essieux de système B qu'il est possible de déposer

Q =($b_c B_c$)=24*1.1=26.40t avec : b_c=1.1 pour 2 voies chargées

$$\boldsymbol{\delta = 1.16}$$

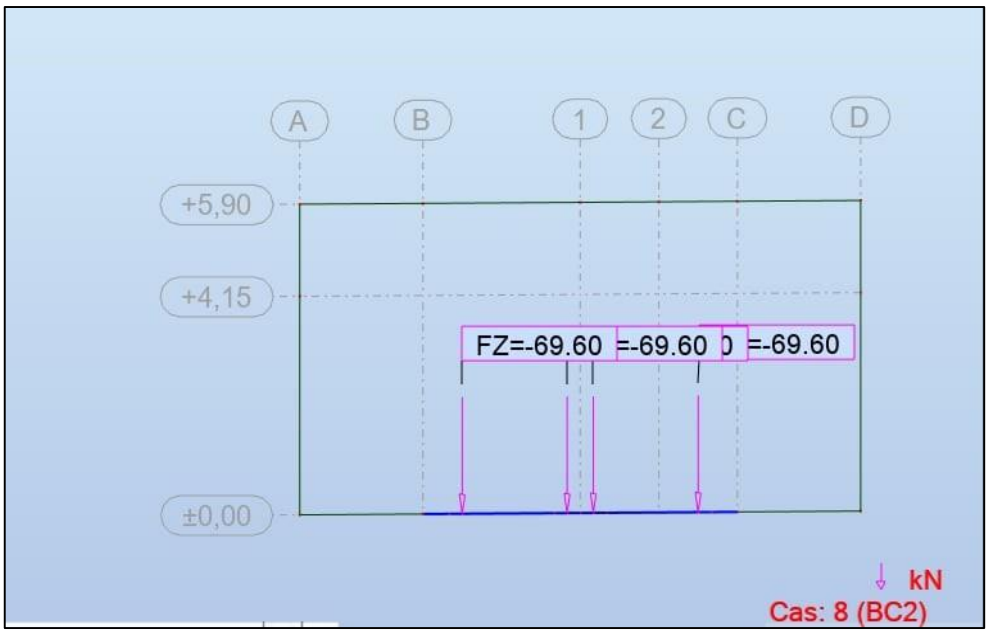


Figure VI-17: Sollicitation de Bc 2

VI.4.6.2. Tandem Bt :

Le sous- système Bt se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues Chacun, le poids de chaque essieu étant de 16 t:

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe ;
- Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal ;

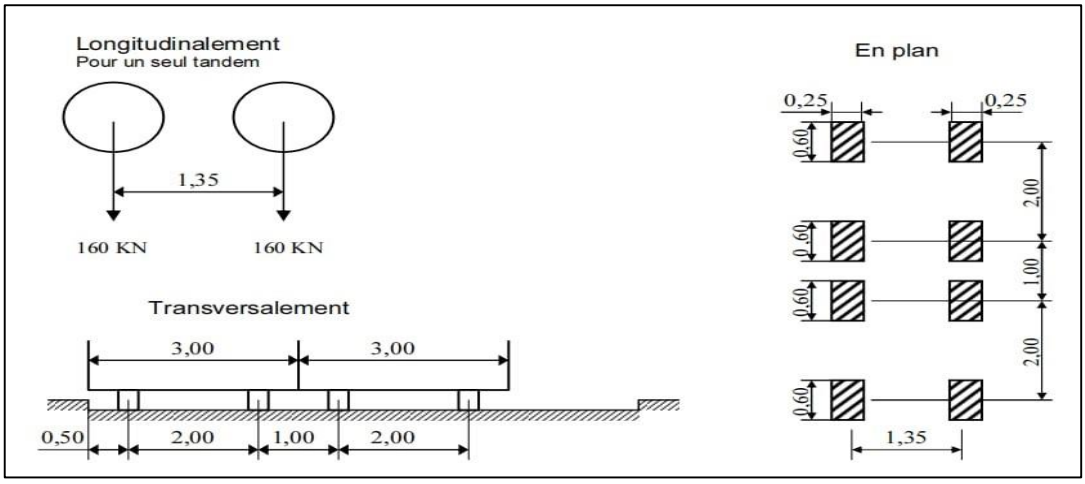


Figure VI-18:Système Bt

Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{Q}}$$

L : portée de la travée L = 10.35

G : poids total de la couverture +le poids de remblai de 1m de largeur (G= 7+109.71 = 116.71KN).

Q : Le poids total des essieux de système Bt qu'il est possible de déposer

Q =($b_t B_t$)=32*1.2=38.40t avec : b_t=1.2(première classe)

$$\boldsymbol{\delta = 1.17}$$

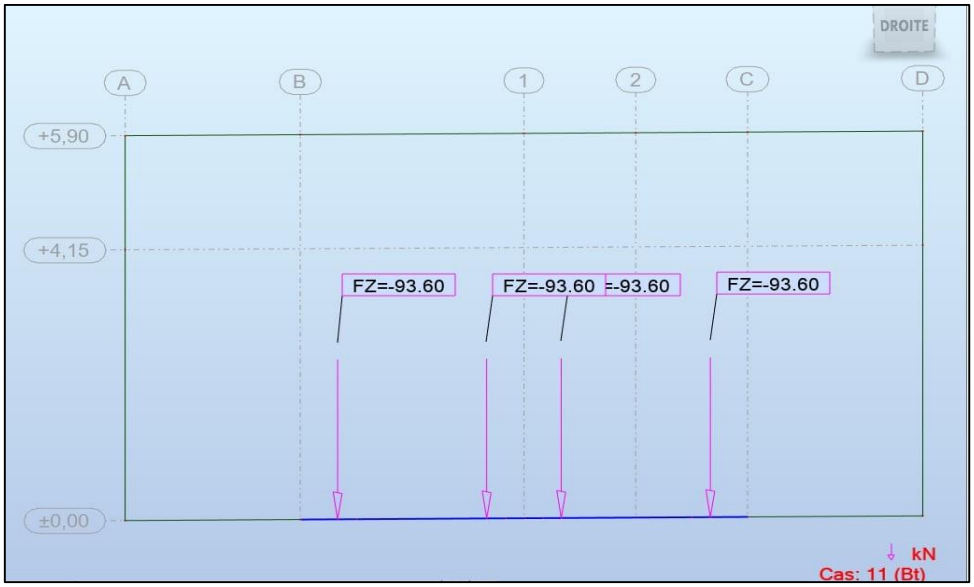


Figure VI-19:Sollicitation de Bt

VI.4.6.3. Roue Br de 10 T :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0, 60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

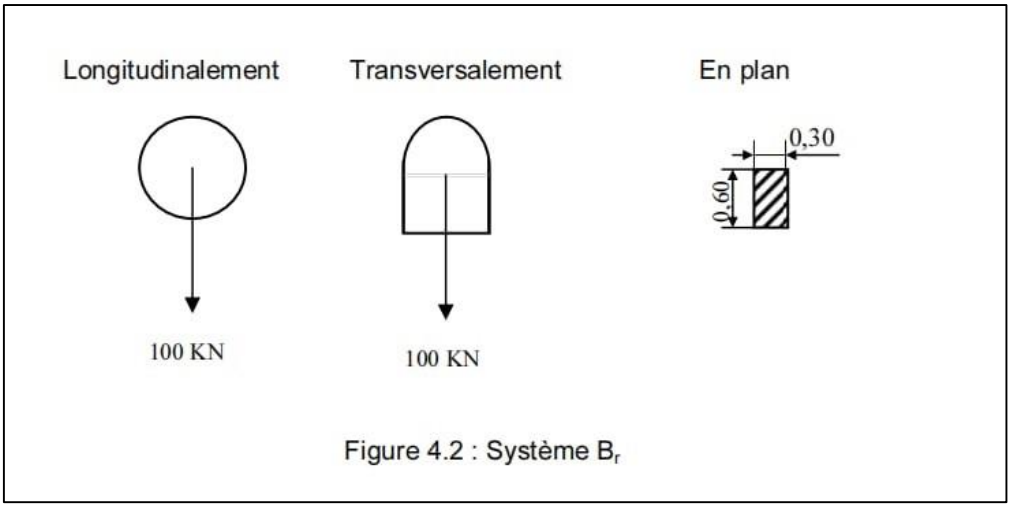


Figure 4.2 : Système B_r

VI.4.6.4. Effet du char Mc120 :

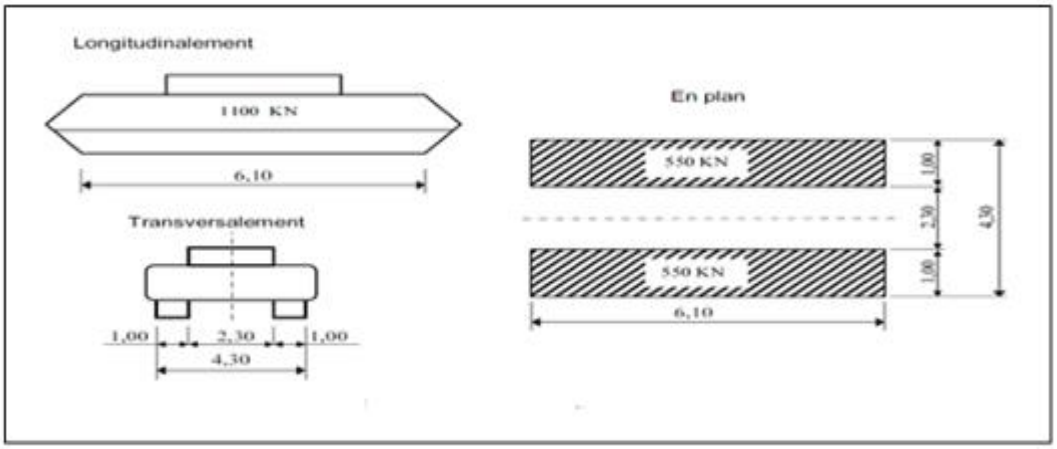


Figure VI-20:Système Mc120

Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{Q}}$$

L : portée de la travée L = 10.35

G : poids total de la couverture +le poids de remblai de 1m de largeur (G= 7+109.71 = 116.71KN).

Q : Le poids total de systèmes MC120 = 550 KN

$$\delta = 1.46$$

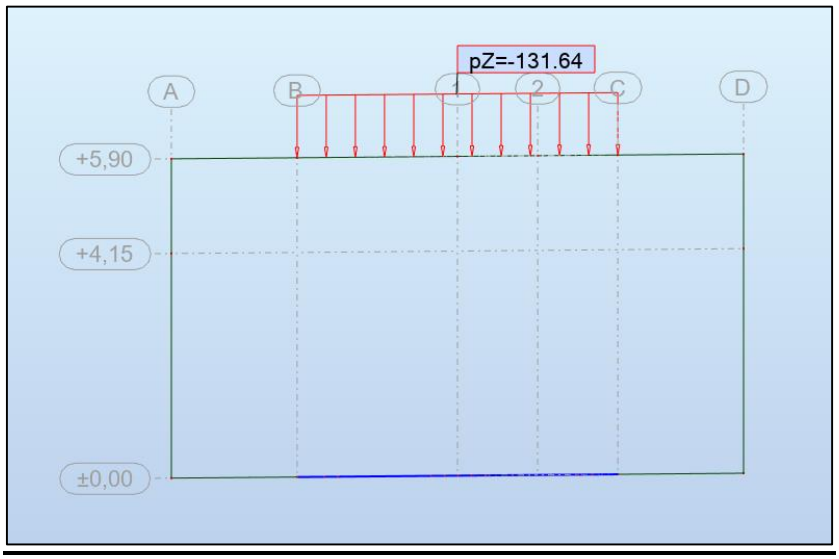


Figure VI-21:Sollicitation deMC120

VI.4.6.5. Effet de A(l) :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{l+12} \quad \text{en (Kg/m}^2\text{)} \quad A(L)=18.15 \text{ KN/m}^2$$

- ***AL 1:(sur l'opticadre):***

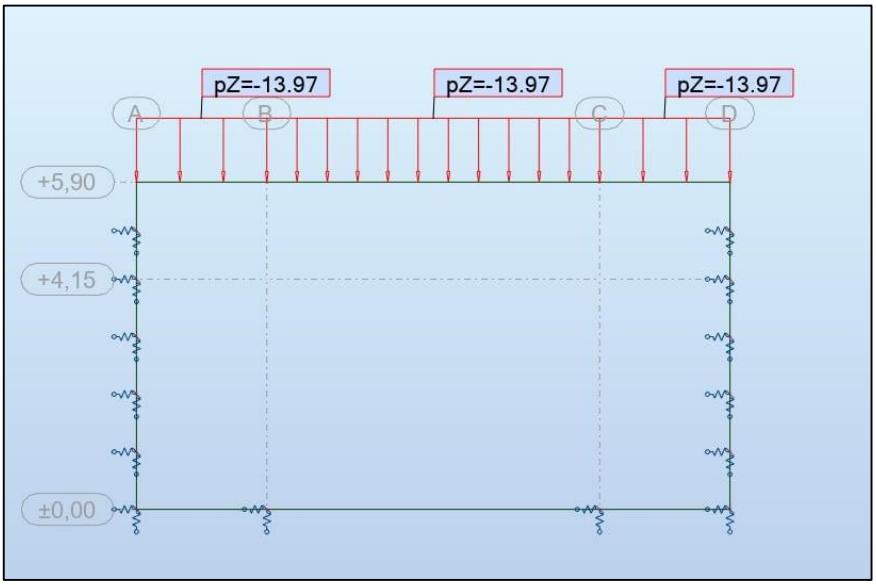


Figure VI-22:sollicitation de AL(1)

- ***AL 2(sur passage inférieur):***

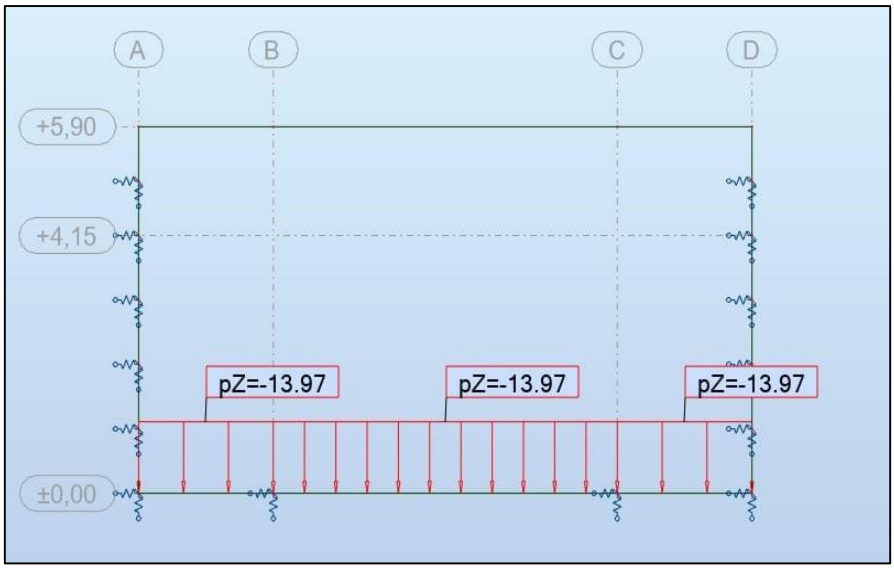


Figure VI-23:sollicitation de AL(2)

VI.4.7. Cas des charges :

- Poids propre (élément en béton) G
- Poussée des terres ……..…….... cas 01
- Poids de remblai(1.24m).....…… …….. cas 02
- Poussée dynamique…… cas 03
- BC :Charges après diffusion
- BC2:Charges sur passage inférieur
- Bt :Charges après diffusion
- Roue Br de 10 t
- MC120: Charges militaire après diffusion
- AL: Charges après diffusion
- AL2 Charges sur passage inférieur
- Qv
- Qh
- Inertiel
- Sr: force de frottement due au remblai situé sur la traverse sup

VI.4.7.1. Combinaisons des charges :

ELU :

- Comb 1 : 1.35 (G+cas1+cas2)+1.60 BC1
- Comb 2: 1.35 (G+cas1+cas2)+1.60 BC2
- Comb 4 : 1.35 (G+cas1+cas2)+1.60 Bt
- Comb 5 : 1.35 (G+cas1+cas2)+1.6 MC120
- Comb 6 : 1.35 (G+cas1+cas2)+1.6 AL1
- Comb 7 : 1.35 (G+cas1+cas2)+1.60AL2

ELS:

- Comb 1: 1 (G+cas1+cas2)+1.20 BC1
- Comb 2: 1 (G+cas1+cas2)+1.20 BC2
- Comb 4: 1 (G+cas1+cas2)+MC120
- Comb 5: 1 (G+cas1+cas2)+1.20 Bt
- Comb 6: 1 (G+cas1+cas2)+1.20 AL1
- Comb 7: 1 (G+cas1+cas2)+1.20 AL2

ELA:

- Comb 1 : (G+inertiel+Sr+cas3) + cas2+0.2 BC1
- Comb 2 : (G+ inertiel+Sr +cas3) + cas2+0.2 BC2
- Comb 4: (G+inertiel+Sr+cas3) + cas2+0.2 Bt
- Comb 5 : (G+inertiel+Sr+cas3) + cas2+0.2 MC120
- Comb 6 : : (G+inertiel+Sr+cas3) + cas2+0.2 AL
- Comb 7: : (G+inertiel+Sr+cas3)) + cas2+0.2 AL2

VI.5. EVALUATION DES SOLLICITATIONS :

VI.5.1. Le diagramme de moment maximal à L'ELU :

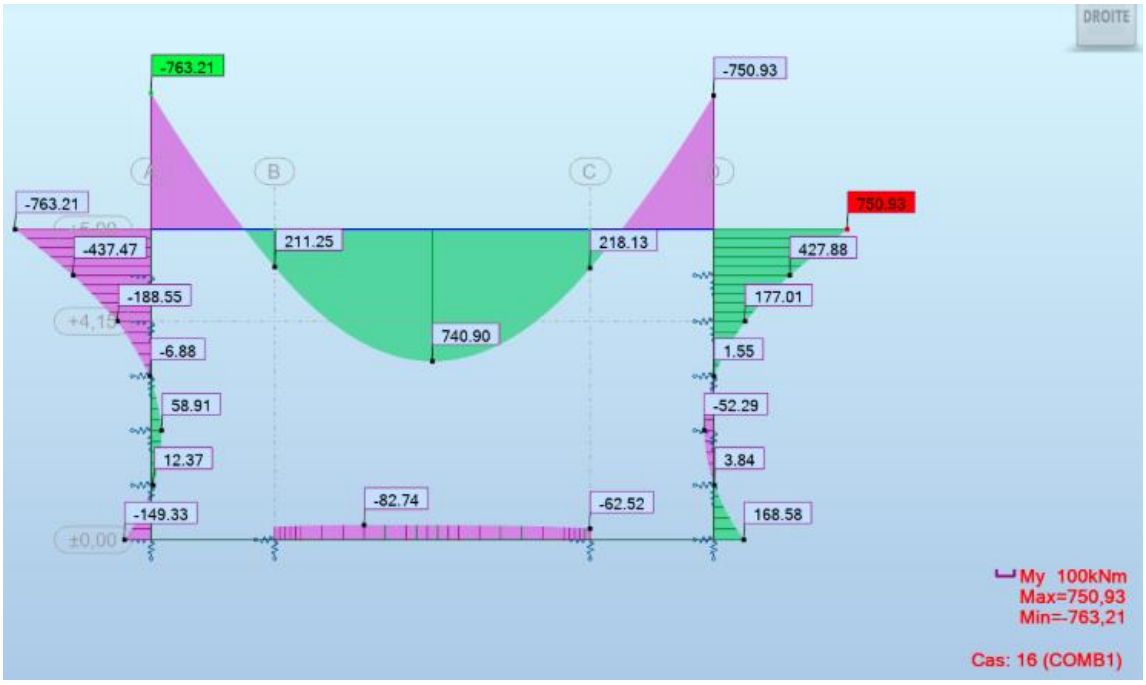


Figure VI-24: Le diagramme de moment maximal à L'ELU

VI.5.2. Le diagramme de moment maximal à L'ELS :

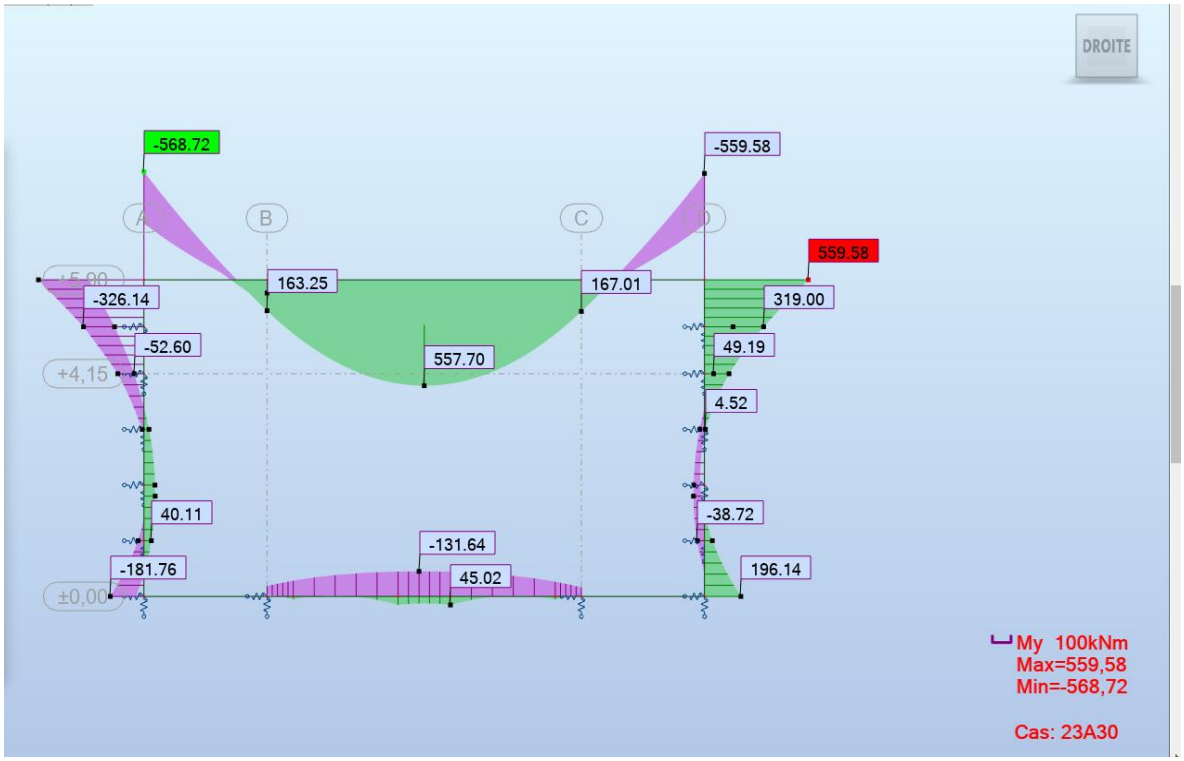


Figure VI-25: Le diagramme de moment maximal à L'ELS

VI.5.3. Le diagramme de moment maximal à L'ELA

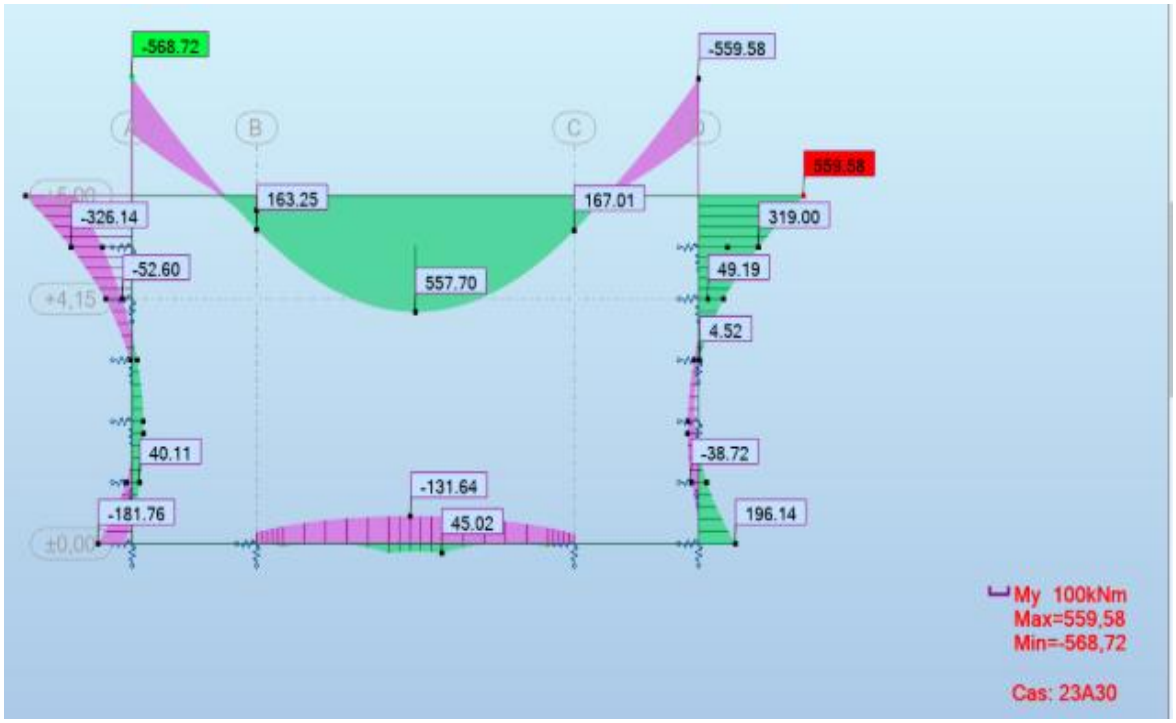


Figure VI-26:Le diagramme de moment maximal à L'ELA

VI.6. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE COUVERTE

Pré dimensionnement des murs de soutènement par la méthode de SETRA :

Dans cette optique, une méthode pratique repose sur l'exploitation des abaques fournis par le SETRA, tels que présentés dans le dossier MUR 73 [5.2].

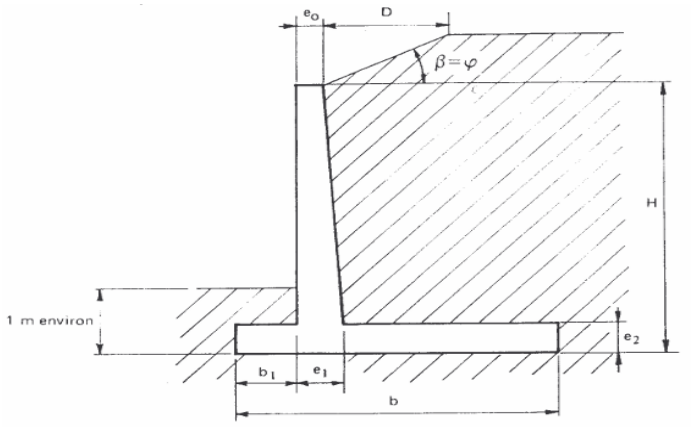


Figure VI-27 : Mur de soutènement en porte- à-faux (cantilever).

VI.6.1. Hypothèses de calcul

- Cohésion du sol nul (remblai) C = 0.
- Angle de frottement interne φ = 30°.
- Poids volumique des terres γ = 20 $kN/m3$.
- Pas de nappe aquifère (présence d'un dispositif de drainage et d'évacuation des eaux).
- Butée nulle sur l'avant du patin.
- Terre-plein horizontal non chargé.
- La hauteur de la tête du mur par rapport à la base de la semelle H= 8,01 m.
- Pression limite admissible du sol de fondation $\bar{\sigma}ser$=0,3 MPa.

VI.6.2. Prédimensionnement du MS d'une hauteur de 8.01m

- **Pré dimensionnement des épaisseurs :**

1. **Epaisseur en tête du mur :**

e0 = 20 $cm\ si\ H \leq 6\ m$

$e0$ = 35 $cm\ si\ H > 6\ m$ Puisque H = 8,01 m on prendra : $\boldsymbol{e0}$ **= 35 cm**

2. **Les épaisseurs $\boldsymbol{e1}$ du mur à la base et $\boldsymbol{e2}$ de la semelle :**

Ces épaisseurs sont prises égales. La valeur commune est donnée par les abaques 5.1 à 5.3 du SETRA. Ces abaques sont donnés pour un angle de frottement interne donné, en fonction de deux paramètres qui sont :

- La hauteur (en m) de la tête du mur par rapport à la base de la semelle H
- $a = D/H$ nombre sans dimensions caractérisant le talus.

Nous on va travailler avec l'abaque 5.2 :

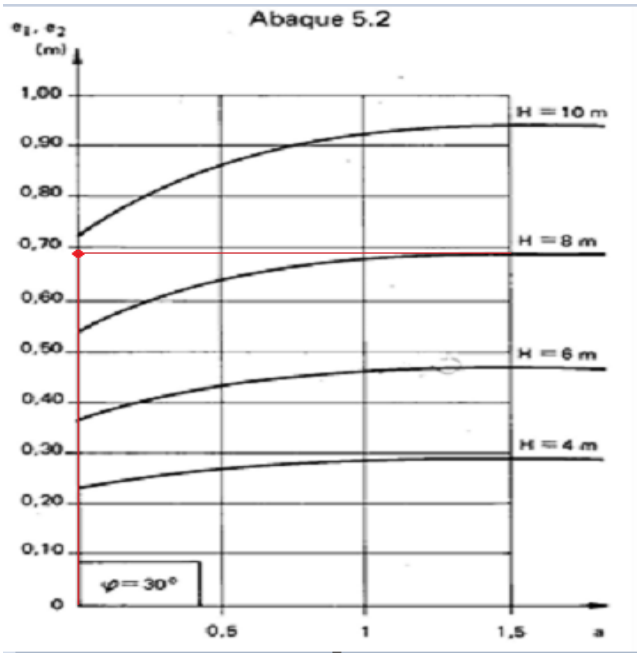


Figure VI-28: Abaque 5.2 du SETRA dossier Mur 73

Donc d'après l'abaque 5.2 on aura les valeurs de $e1$ et $e2$:

Pour H = 8,01 m on prendra $\boldsymbol{e1 = e2 = 0.69\ m}$

Remarque :

Les épaisseurs $e1$ ou $e2$ données par ces abaques correspondent à une section minimale de béton. Dans certains cas, notamment pour optimiser la section de treillis soudés, il peut être intéressant d'augmenter ces épaisseurs.

Donc on prend : **e1= e2 = 0.9 m**

3. Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensions $b1$ et b de la semelle sont données par les abaques 5.4 à 5.7 (voir hypothèses précitées) en fonction des quantités :

- $\bar{\sigma}ser$: pression limite admissible du sol de fondation, correspondant à l'ELS (en MPa)
- H : La hauteur de la tête du mur par rapport à la base de la semelle

Ces abaques correspondent à des valeurs du rapport $a = D/H$ respectivement égales à 0, 0,5 et 2 et sont valables pour :

• Un angle de frottement interne du remblai φ = 30°

• Un coefficient de frottement admissible sol-béton $\bar{\mu}$ = 0,4

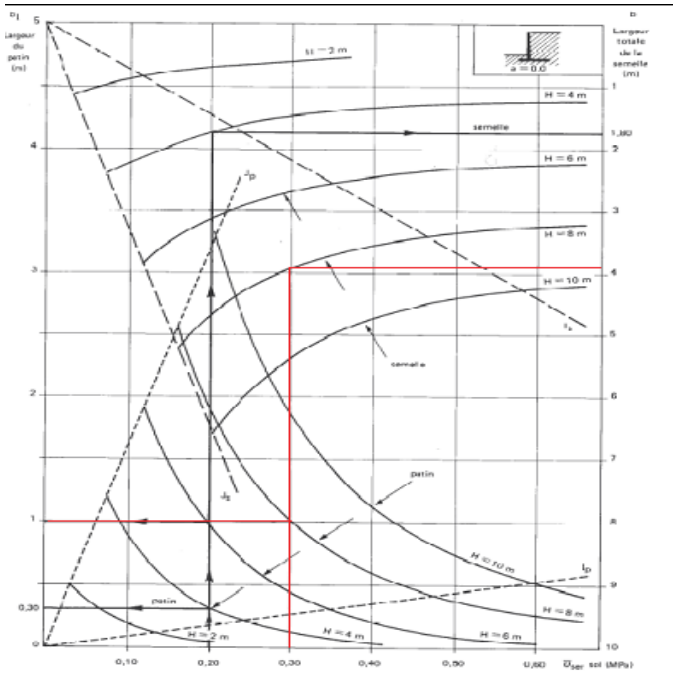


Figure VI-29: Abaque 5.4 du SETRA dossier Mur 73

Sur l'abaque 5.4 on lit :

Pour : H= 8,01 m

b1=1 m

b= 4 m

Remarque importante :

La justification de la stabilité externe impose normalement de majorer d'environ 15% la largeur *b* de semelle lue dans les abaques. D'où :

$$bcorrigée = 1{,}15 \times b = 1{,}15 \times 4 = 4{,}6 \text{ m}$$

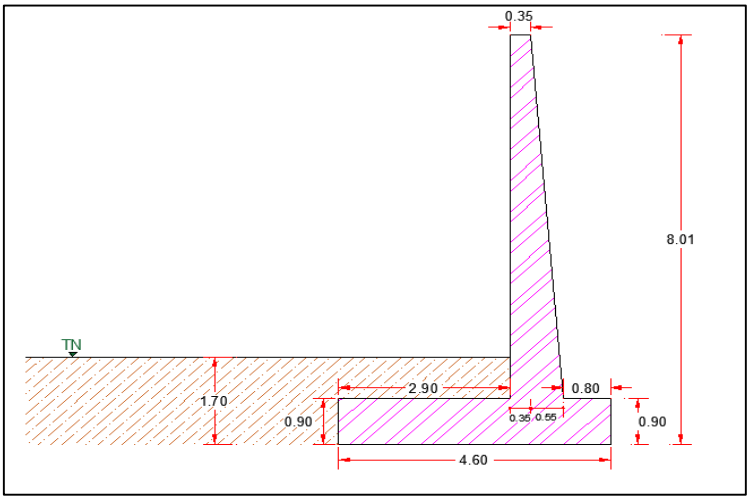


Figure VI-30: Coupe transversale de mur de soutènement

VI.7. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PARTIE OUVERTE

VI.7.1.1. Hypothèses de calcul

- Pas de nappe aquifère (présence d'un dispositif de drainage et d'évacuation des eaux)
- Butée nulle sur l'avant du patin
- Terre-plein horizontal non chargé

VI.7.1.2. Prédimensionnement de MS1 d'hauteur de 2.85 m

- **Prédimensionnement des épaisseurs :**

1. Épaisseur en tête du mur :

e0 = 20 cm si $H \leq 6$ m

$e0 = 30$ cm si $H > 6$ m Puisque $H = 2.85$ m alors on prendra :

e0 = 30cm

2. Les épaisseurs $e1$ du mur à la base et $e2$ de la semelle :

Donc d'après l'abaque 5.2 on aura les valeurs de $e1$ et $e2$:

Pour $H = 2.85$ m on prendra $\boldsymbol{e1 = e2 = 0.21}$ **m**

Donc on prend : **e1=e2 =0.3 m**

3 . Prédimensionnement de la semelle :

Sur l'abaque on lit :

- **Coté semelle**

Pour : H= 2m B=1.3m

Pour : H= 4m B=2.6m

Par interpolation : B=1.3+((2.85- 2) /(4-2)) x (2.6-1.3) = 1.85m

$$\boldsymbol{bcorrigée = 1{,}15 \times b = 1{,}15 \times 1.85 = 2.3m}$$

- **Coté patin :**

Pour : H= 2m b=1.1m

Pour : H= 4m b=2 m

Par interpolation : b= 1.1 +0.425x 0.9 =1.4m

Donc on prend :

B= 2.3 m (semelle)

b=1.4m (patin)

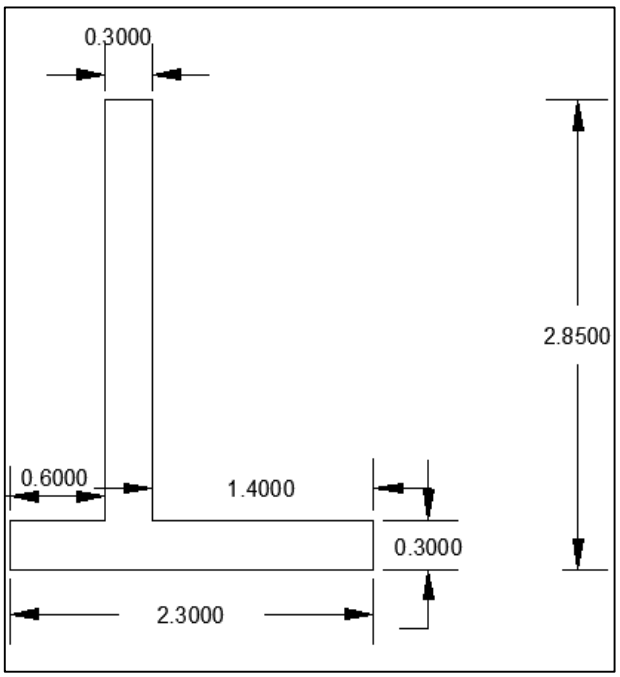


Figure VI-31:coupe transversale de MS

VI.8. CONCLUSION

Les éléments structurels de la trémie ont été prédimensionnés selon une approche rigoureuse combinant modélisation numérique et hypothèses réalistes de charges. Ces prédimensionnements assurent une base solide pour les calculs détaillés à venir et valident la faisabilité technique de la solution retenant.

CHAPITRES VII

Etude de stabilité des murs de soutènements

VII.1. VERIFICATION DE LA STABILITE EXTERNE DU LA PARTIE CENTRALE (MS 01)

Par sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée (*Pb*) à l'avant d'un mur de soutènement. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et incompatibles avec l'esthétique et la destination future de l'ouvrage. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassement ultérieurs (pose de canalisations par exemple) Il serait donc dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

Pour la vérification de la stabilité les calculs seront conduits sous les sollicitations de service.

1. Caractéristiques Géotechnique :

- Poids volumique du remblai : γ= 20KN/m3
- Contrainte admissible sur sol : Qadm = 600 KPa
- Angle de frottement interne du remblai : $\phi = 30°$
- Angle de frottement sol /béton : 24 °
- Coefficient de frottement sol béton : m = tan (F sol) = 0.44
- Angle d'inclinaison du remblai $\beta < \phi$: $\beta = 0°$
- angle de friction du mur $\delta = 0°$
- hauteur de la nappe phréatique H_nappe = 3 m
- tassement admissible t = 20 mm

2. Données des charges :

- Qexp=10kn/m^2

3. Coefficient de poussée des terres actif :

Tableau VII-1: Coefficient de poussée des terres

Ka	Kav=Ka.sin β	Kah = Ka
0.334	0	0.334

4. Coefficient de poussée des terres au repos :

$$Ko = 1-\sin\phi \qquad Ko = 0.5$$

5. Données sismiques :

- Zone sismique : Zone "III" *(Wilaya D'ALGER _ RPOA-2008)*
- Accélération sismique horizontale: Ah = 0.3 g
- Coefficient sismique horizontal: Kh = 0.3
- Coefficient sismique vertical: Kv = 0.3 × Kh = 0.09

6. Coefficient de poussée dynamique :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^2} \qquad \theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Valeurs trigonométriques utilisées :

- Cos (φr − θ) = 0.9701
- Sin (φr − θ) = 0.2426
- Sin (φr) = 0.4998
- cos(θ) = 0.9615 On trouve : **Kad = 0.554**

VII.1.1. Calcul des efforts horizontaux et moment renversent pour MS 01

Tableau VII-2: efforts horizontaux et moment renversent

Force	Effort horizontal (KN)	Bras de levier (m)	Moment renversant (KN .m)
Poussé statique des terres $P_{stat_ter} = 1/2.\ Ko.\ \gamma\ .L_mur.H^2$	214	2,67	571,4
Poussée hydrostatique $P_{hyd_sta} = 1/2.\ \gamma\ e.L_mur.(H_{nappe})^2$	50	1	50
Poussée due aux surcharges d'exploitation Pexp = Ko.Qexp.H.L_mur	26,7	4,01	107
Poussée dynamique du sol Pad = 0,5.Kad.(1+Kv). γ .(H)².gr.L_mur	400	4,01	1604
Forces horizontales dynamique : PE1 = W1.Kh W1= 0.8x 8.01x20=128,16KN	32,04	4,45	142.578
Forces horizontales dynamique totales P_{dyn_ter} = PE1 + Pad	432,04	4,038	1744,57
Poussée hydrodynamique $P_{hyd_dyn} = 1/2.\ \gamma\ e.Kh..(H_{f_hyd_dyn})^2$ Avec $H_{FDYN = 1/2}$ xhnappe (0.5)=0.6m	16,2	1,2	19,44

Forces d'inertie :

D'après ce schéma :

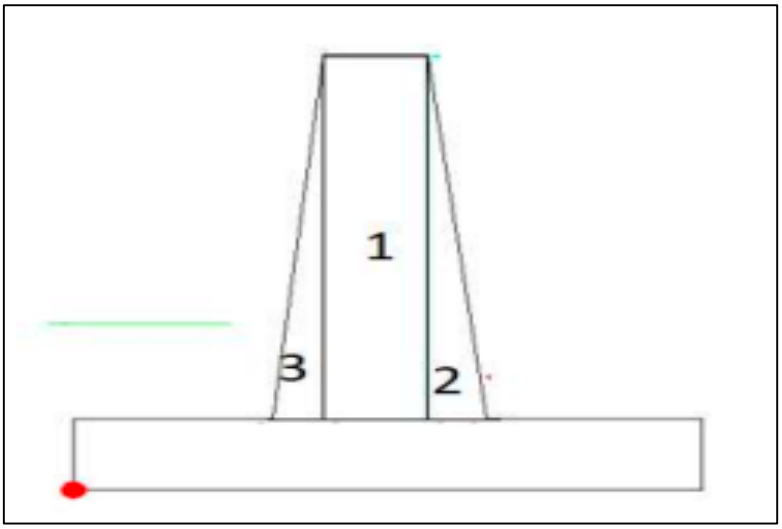


Figure VII-1: schéma de calcul

Tableau VII-3:Moment renversant de la force d'inertie

Mur	Force d'inerties (KN) Fc= γ b x V x kh	Bras de levier (m)	Moment renversant (KN .m)
Mur 01	15,53	4,45	69,29
Mur 02	12,20	3,27	39,96
Mur 03	0.00	3,27	0
Semelle	25,87	0,45	11,64
Totale	53,64	/	121

VII.1.2. Calcul des efforts stabilisants

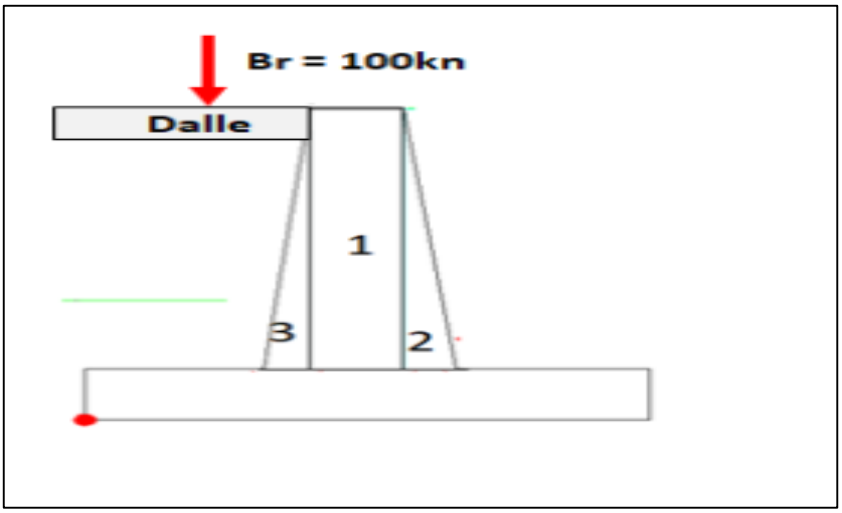


Figure VII-2: schéma de calcul

Tableau VII-4:Moment stabilisant

	Poids du MS V_S(KN) $W= BxHx\ \gamma$	Bras de levier (m) Y	Moment stabilisant (kn.m) $M_{STAT} = WxY$
Mur 01	62,213	3,07	191,3
Mur 02	48,88	3,43	167,81
Mur 03	0	2,9	0
Dalle	58,5	2,9	169,659
La charge routière sur la dalle	100	2,9	290
La semelle	103,5	2,3	238,05
Totale	373,09	/	1260,264

1. **Poids des terres :**

Tableau VII-5:Moment stabilisant des poids de terre

	Poids (KN) Vterr	Bras de levier (m)	Moment stabilisant (kn.m)
Poids des terres sur le talon	Vterr = W1 128,16	4,2	538,27
Poids des terres sur le patin	46,40	1,45	67,28
Totale	175	/	606

2. **Poids de l'eau sur le talon :**

Tableau VII-6:Moment stabilisant de poids de l'eau

Enappe (m)	Poids $V_{eau\ (KN)}$	Bras de levier(m)	Moment stabilisant (KN.m)
Enappe =Hnappe - Esem = 2,1	16,8	3,65	61,32

3. **Poids de la surcharge uniformément répartie :**

Tableau VII-7:Moment stabilisant de poids de la surcharge

Poids (KN)	Bras de levier (m)	Moment stabilisant (KN.m)
10	4,2	33,6

Combinaison des efforts :

- **Etat limite de service ELS**

Efforts renversants :

$MR_{ELS} = MR_{terre} + MR_{hyd\ stat} + MR_{Qexp}$

$MR_{ELS} = 723,37$ KN.m

$PR_{ELS} = .P_{sta_ter} + P_{hyd_stat} + .P_Qexp$

$PR_{ELs} = 285,71$ KN

Efforts stabilisants :

$Ms_{ELS} = Ms + Ms_terre + MR_q\ exp$

$Ms_{ELS} = 1899,4$ KN.m

$VS_{ELS} = Vs_MS + VS_ter + VSQexp$

$VS_{ELS} = 555,65$ KN

Etat limite ultime ELS

Efforts renversants :

$MR_{ELU} = 1.35\ (M_{sta_ter} + M_{hyd_stat}) + 1.5.M_{RQexp}$

$MR_{ELU} = 976,85$ KN.m

$PR_{ELS} = 1.35(.P_{sta_ter} + P_{hyd_stat}) + 1.5.P_{Qexp}$

$PR_{ELS} = 389,72$ KN

Efforts stabilisants :

$Ms_{ELU} = 1.35*(Ms + Ms_{terre}) + 1.35*MR_{Qexp}$

$Ms_{ELU} = 2569,3$ KN.m

$VS_{ELS} = Vs_MS + VS_ter + VSQexp$

$V_{S_ELU} = 751,33$ KN

Vérification de la stabilité :

- **Stabilité au renversement**

Coefficient de sécurité contre le renversement ELS : **CSR = 1.5**

$$\frac{\sum Mrésistants}{\sum Mmoteurs} > 1.5$$

Vérification l'ELS :

$(Ms_{ELS} = 1899,4) / (MR_{ELU} = 723,37) = 2,62 > 1.5$

Vérification l'ELU :

$(Ms_{ELU} = 2569,3) / (MR_{ELU} = 976,85) = 2.43 > 1.5$

- Stabilité au renversement est vérifiée.

- **Stabilité au glissement**

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base

$$Fs\ glissement = \frac{Rv.tan\Psi}{RH} > 1.5$$

Fs $_{glissement}$ = (0,44 x 555,56) / 389,72= 0,82

- Stabilité au glissement est non vérifiée.
- Prévoir une béche anti glissement.

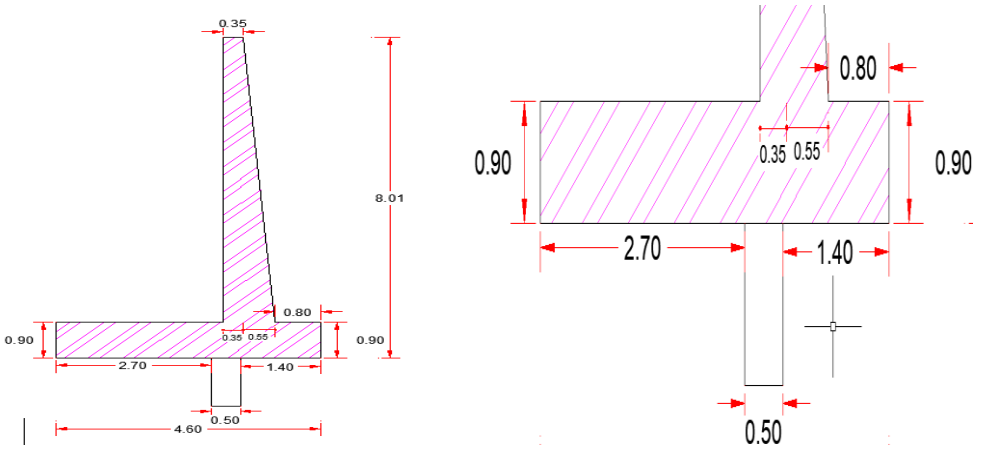
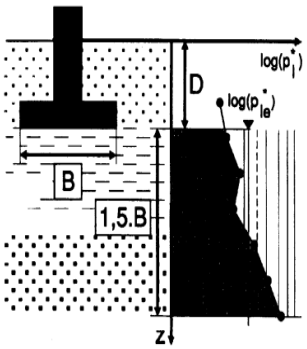


Figure VII-3: Coupe transversale de mur de soutènement avec béche

- **La portance du sol :**

1. **Évaluation de la pression limite équivalente**



D'après l'annexe E2 du fascicule 62 titre V :

- Terrain non homogène :

Pour le calcul de Ple* on procède une moyenne géométrique sur la tranche du sol [D ; D+1,5.B]

On trouve [1,7 ; 1,7+1,5*4, 6 = 8,6m]

SP01- TREMIE CHERAGA		
Profondeur (m)	Pl*	PL (MPa)
1,5	1,078	1,09
3	1,386	1,41
4,5	1,584	1,62
6	2,722	2,77
7,5	3,89	3,95
9	3,948	4,02

$Ple* = \sqrt[n]{Pl1* . Pl2* \ldots . Pln*}$ par une interpolation linéaire entre (Z=7,5m et Z=9m)
Pl*(Z=8,6m) = Ple7.5*+ (9−7.5 / Z−7.5) ×(Ple*(z= 9m)−Ple*(Z=7.5m))

Pl*(Z=8,6m) = 3,93 MPa

$$Ple* = \sqrt[6]{1{,}078 \times 1{,}386 \times 1{,}584 \times 2{,}722 \times 3{,}89 \times 3{,}93}$$

$$Ple* = 2{,}3\ MPa$$

2. **Hauteur d'encastrement équivalente De :**

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_l^*(z) \, . \, dz$$

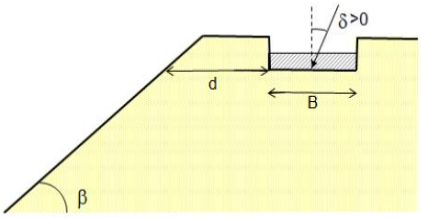
On trouve : De = 0,6 m

3. **Facteur de portance (coefficient d'influence du sol) ; Type de sol :** *Argiles C*

$Kp = 0{,}8 \times [1 + 0{,}5 \times (0{,}6 + 0{,}4 \times \frac{B}{L}) \times \frac{De}{B}]$

$Kp = 0{,}8 \times [1 + 0{,}5 \times (0{,}6 + 0{,}4 \times \frac{4{,}6}{18{,}89}) \times \frac{0{,}6}{4{,}6}]$

$Kp = 0{,}83$



- β = 0,00° Inclinaison du talus
- δ = 0,00° Inclinaison de la charge

- **Calcul de la pression admissible :**

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q}(q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$$

Avec :

qu'-qo' = kp·Ple* =189.4 t/m2

qo'= γ*De = 0,95 t/m2

4. Le coefficient minorateur iδβ est pris égal à la valeur proposée par Corté et Garnier :

$$i_\beta = \Psi\left(\beta, \frac{d}{B}\right) = 1 - 0{,}9 \, . \tan\beta \, . (2 - \tan\beta) \, . \left[\max\left\{\left(1 - \frac{d}{8B}\right); 0\right\}\right]^2$$

iδβ = 1

Ce qui donne les portances suivantes :

qref'≤ 6 Bars

- **Calcul des pressions aux extrémités (Qmax et Qmin) :**

Qmax_ELS = [Vs_ELS × (1 + 6 × Exc_ELS / Bsem)] / (Bsem × Lmur)

Qmax_ELS = 1 49,7 KPa

Qmin_ELS = 91, 88 KPa

- **Calcule la contrainte de référence $\sigma réf$:**

$$\sigma réf = \frac{3\sigma max + \sigma min}{4}$$

$\sigma réf$ =(3 x 149,7 + 91,8) / 4 = 123,5 KPA < 600 KPA

Donc la portance du sol est Vérifiée.

VII.2. VERIFICATION DE LA STABILITE DE MUR DE LA PARTIE OUVERTE

1. **Caractéristiques Géotechnique :**

- Poids volumique du remblai : $\gamma =$ 18 KN/m3
- Contrainte admissible sur sol :Qadm 150 Kpa
- Angle de frottement interne du remblai : $\phi = 30°$
- Angle de frottement sol /béton :29.25 °
- Coefficient de frottement sol béton : m = tan (Fsol) = 0.56
- Angle d'inclinaison du remblai $\beta < \phi$: $\beta = 0°$
- Angle de friction du mur $\delta = 0°$
- Hauteur de la nappe phréatique Hnapp = 0.50 m
- Poids volumique de l'eau ge 10 KN/m3
- Tassement admissible t 20 mm
- Facteur de sécurité Fs = 3

2. **Données des charges :**

- Qexp=10kn/m^2

3. **Coefficient de poussée des terres actif :** Ka=0.334

Kav = 0

Kah = 0.334

4. **Coefficient de poussée des terres au repos :** Ko = 1-sin ϕ

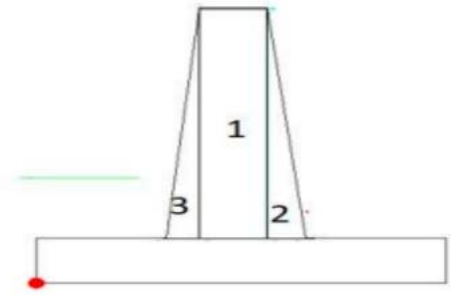
Ko = 0.5

VII.2.1. Calcul des efforts horizontaux et moment renversent pour MS 01

Tableau VII-1:récapitulatif des efforts horizontaux et moments renversant

Force	Effort horizontal (KN)	Bras de levier / A (m)	Moment renversant (KN .m)
Poussé statique des terres $P_{stat_ter} = 1/2.\ K0.\ \gamma.H^2$	36.568	0.95	34.73
Poussée hydrostatique $P_{hyd_sta} = 1/2.\ \gamma e.(H_{nappe})^2$	1.25	0.1667	0.2083
Poussée due aux surcharges d'exploitation Pexp = K0.Qexp.H	9.506	1.425	13.546
Poussée dynamique du sol Pad = 0,5.Kad.(1+Kv). $\gamma.(H)^2$	38.74	1.425	55.208
Forces horizontales dynamique : PE1 = W1.Kh Avec : W1= 0.6x 2.85x18=30.78KN	7.695	1.575	/
Forces horizontales dynamique totales P_{dyn_ter} = PE1 + Pad	46.44	1.45	67.328
Poussée hydrodynamique $P_{hyd_dyn} = 1/2.\ \gamma e.Kh..(H_{f_hyd_dyn})^2$ Avec $H_{FDYN = 1/2}$ xhnappe (0.5)=0.6m	0.45	0.2	0.09

VII.2.1.1. Forces d'inertie :



D'après ce schéma :

Tableau VII-2: récapitulatif des forces d'inertie et moment renversant

Mur	Force d'inerties (KN) Fc= γb x V x kh	Bras de levier (m)	Moment renversant (KN .m)
Mur 01	4.78125	1.575	7.5305
Mur 02	0	1.15	0
Mur 03	0.00	1.15	0
Semelle	4.31	0.15	0.65
Totale	9.094	/	8.177

VII.2.2. Calcul des efforts stabilisants :

Tableau VII-3: récapitulatif des efforts stabilisants

	Poids du MS V_S(KN)	Bras de levier (m)	Moment stbilisant (kn.m)
	W= BxHx γ	Y	M_{STAT} = WxY
Mur 01	19.125	1.550	29.644
Mur 02	0	1.700	0

Mur 03	0	1.400	0
Semelle	17.250	1.150	19.838
Totale	36.375	/	**49.481**

1. Poids des terres :

Tableau VII-4: récapitulatif des poids des terres et moment stabilisant

	Poids (KN) Vterr	Bras de levier(m)	Moment stabilisant(kn.m)
Poids des terres sur le talon	Vterr = W1 30.78	2	61.56
Poids des terres sur le patin	17.64	0.70	12.35
Totale	48.42	/	73.91

2. Poids de l'eau sur le talon :

Tableau VII-5:Poids de l'eau sur le talon

Enappe (m)	Poids $V_{eau\ (KN)}$	Bras de levier(m)	Moment stabilisant (KN.m)
Enappe =Hnappe - Esem = 0.2	1.20	2	2.4

3. Poids de la surcharge uniformément répartie :

Tableau VII-6:Poids de la surcharge uniformément répartie

Poids (KN)	Bras de levier (m)	Moment stabilisant (KN.m)
6	2	12

Combinations des efforts:

- **ELS :**

Efforts renversants :

$MR_{ELS} = MR_{terre} + MR_{hyd\ stat} + MR_{Qexp}$

$= 34.74 + 0.2083 + 13.546$

$MR_{ELS} = 48.49$ kn.m

$PR_{ELS} = .P_{sta_ter} + P_{hyd_stat} + .P_Qexp$

$= 9.505 + 36.568 + 1.25$

$PR_{ELs} = 47.324$ KN

Efforts stabilisants :

$Ms_{ELS} = Ms + Ms_terre + MR_q\ exp$

$= 49.48 + 73.91 + 12$

$Ms_{ELS} = 135.39$ KN.m

$VS_{ELS} = Vs_MS + VS_ter + VSQexp$

$= 48.42 + 36.37 + 2$

$VS_{ELS} = 90.795$ KN

- **ELU :**

Efforts renversants :

$MR_{ELU} = 1.35\ (M_{sta_ter} + M_{hyd_stat}) + 1.5.M_{RQexp}$

$= 1.35\ (34.74 + 0.208) + 1.5x13.546$

$MR_{ELU} = 67.43$ kn.m

$PR_{ELS} = 1.35(.P_{sta_ter} + P_{hyd_stat}) + 1.5.P_Qexp$

$= 1.35(9.505 + 36.568) + 1.5x1.25$

$PR_{ELS} = 65.313$ KN

Efforts stabilisants :

$Ms_{ELU} = 1.35(Ms + Ms_{terre}) + 1.35xMR_{Qexp}$

$= 1.35(49.48 + 73.91) + 1.5x12$

$Ms_{ELU} = 184.58$ KN.m

$V_{S_ELU} = 1.35(Vs_{MS} + VS_{ter} + .VS_{q_exp}$

$V_{S_ELU} = 123.47$ KN

Vérification de la stabilité :

- **Stabilité au renversement**

Coefficient de sécurité contre le renversement ELS : **CSR = 1.5**

$$\frac{\sum Mrésistants}{\sum Mmoteurs} > 1.5$$

Vérification l'ELS :

($Ms_{_ELS}$ = 135.39) / (MR_{ELU}= 67.43) = 2.1 > 1.5

Vérification l'ELU :

(Ms_{ELU} = 184.58) /(MR_{ELU}= 67.43) = 2.73 > 1.5

Stabilité au renversement est vérifié

- **Stabilité au glissement**

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base

$$Fs\ glissement = \frac{Rv.tan\Psi}{RH} > 1.5$$

$Fs_{\ glissement}$ = (90.795 x 0.57) / 47.324 = 1.7 > 1.5

Stabilité au glissement est vérifié

- **Vérification de la capacité portante :**

1. Calcul de l'excentricité :

e = $(B/2) - X$ avec X= (Ms_{ELS}–MR_{ELS}) / ∑ VSELS

X= (135.39-47.324) / 90.795 = 0.957 m

D'où : e = (2.3 / 2) – 0.957

e=0.193m

2. Calculer les contraintes maximale et minimale appliquées au sol de la fondation :

$$\sigma \max = \frac{\sum Fv\ (1 + \frac{6e}{B})}{B}$$

$$\sigma \max = \frac{\sum Fv\ (1 - \frac{6e}{B})}{B}$$

σ_{max} =(90.795x(1+(6x0.193) / 2.3) / 2.3 = 59.35 KPA

$\sigma_{\min}$ =(90.795x(1- (6x0.193) / 2.3) / 2.3 = 19.61 KPA

3. Calculer la contrainte de référence $\sigma réf$:

$$\sigma réf = \frac{3\sigma max + \sigma min}{4}$$

$\sigma réf$ =(3 x 59.35 + 19.61) / 4 = 49.415 KPA < 300 KPA

Donc la portance du sol est Vérifie

VII.3. CALCUL ANALYTIQUE ET MODELISATION NUMERIQUE DE LA PARTIE OUVERTE

Introduction

la modélisation globale de l'ouvrage a été réalisée a l'aide du logiciel **AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS.** Un modèle numérique en trois dimensions a été développé, dans lequel les murs en béton arme ont été simules au moyen d'éléments finis de type plaque, particulièrement appropries pour representer le comportement des structures en voile mince.

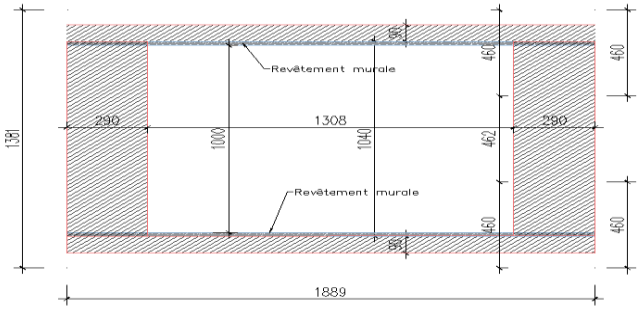


Figure VII-4: vu en plan de la partie centrale de la trémie

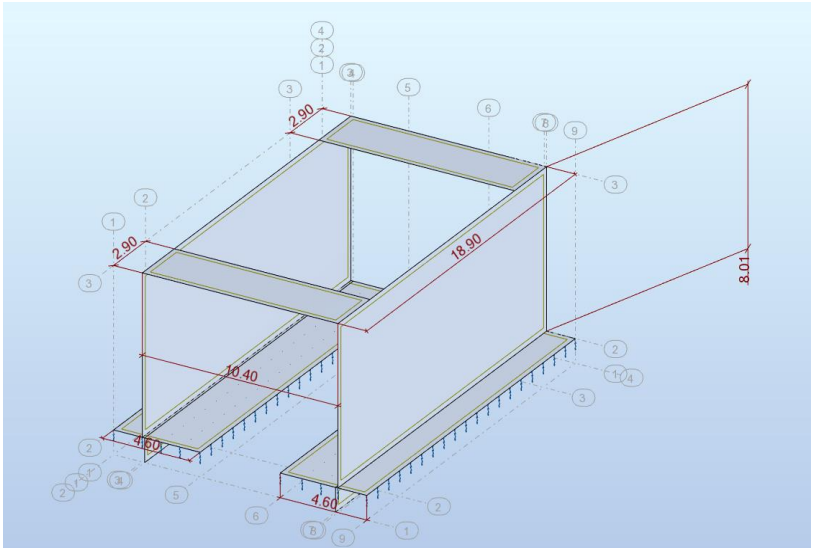


Figure VII-5: Modélisation tridimensionnelle de la tranchée ouverte

VII.3.1. Charges et surcharges

VII.3.1.1. Charges permanentes :

- **G :** ensemble des actions totales de poids propre.
- **P :** poussées des terres.
- **$Q_{trottoire}$:** est prise à 150 kg/m^2**.**

- **Qgarde corps :** 100 kg /m^2

VII.3.1.2. Surcharges d'exploitations routières

- **Surcharge Br**

VII.3.2. Modélisation de la structure sous différentes hypothèses de chargement

- **Sous le poids propre :**

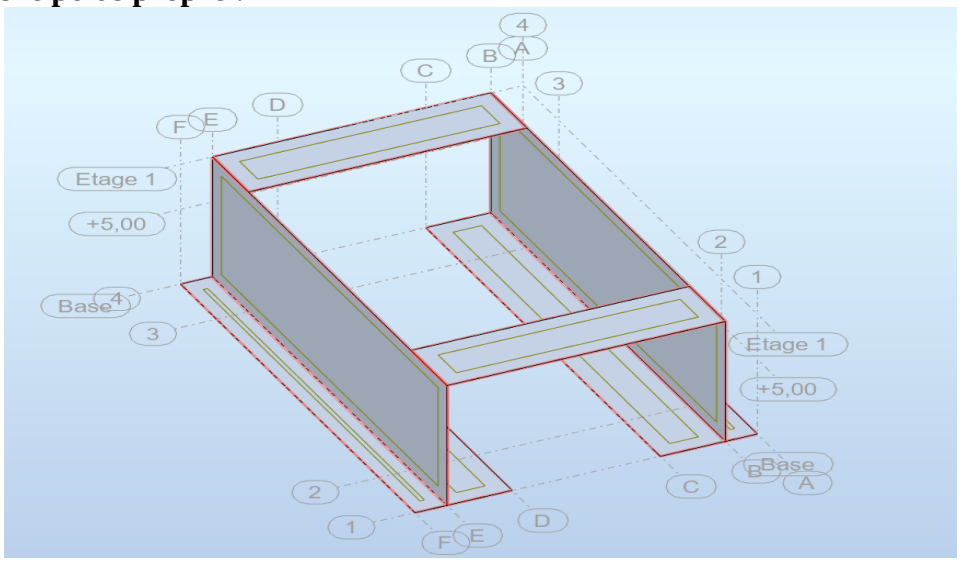


Figure VII-6: Modélisation de la structure sous le cas de charge : poids propre (G)

- **Sous la charge de trottoir :**

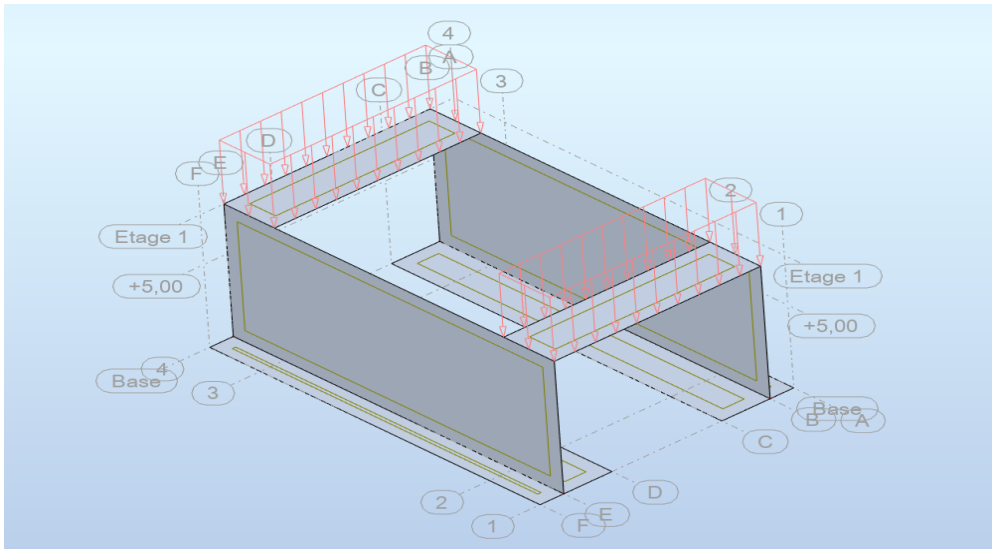


Figure VII-7: Modélisation de la structure sous le cas de charge sous la surcharge de trottoir

- **Sous la pression des terres**

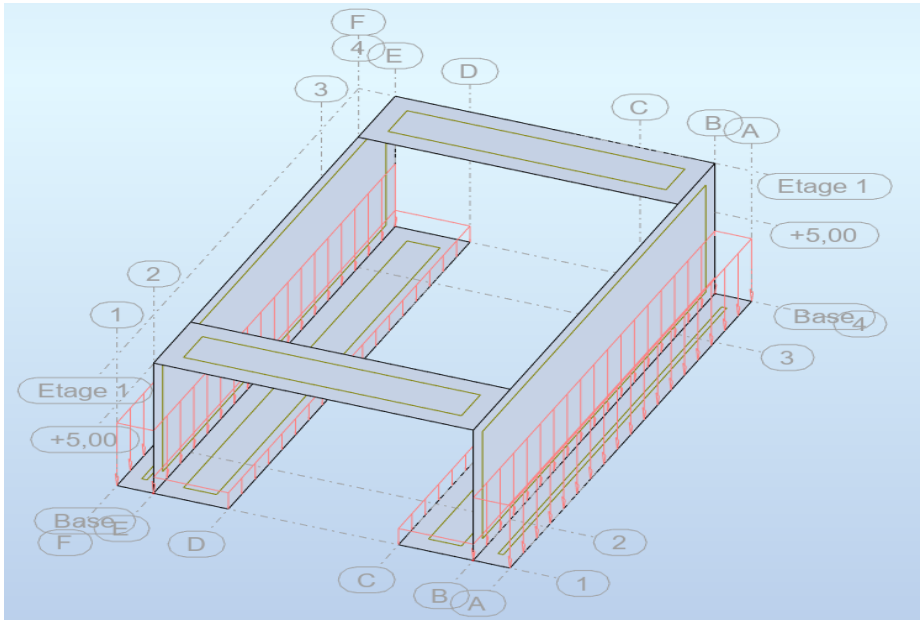


Figure VII-8: Modélisation de la structure sous l'effet du poids propres des terres.

- **Sous la surcharge d'exploitation :**

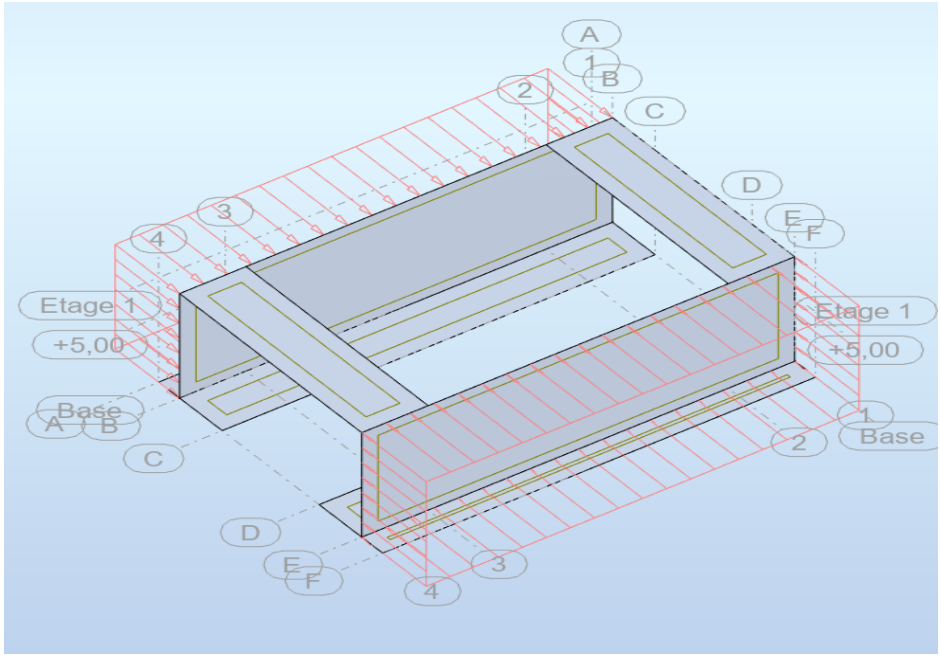


Figure VII-9: : **Modélisation de la structure sous l'l'effet de la surcharge d'exploitation**

- **Sous la pression des terres :**

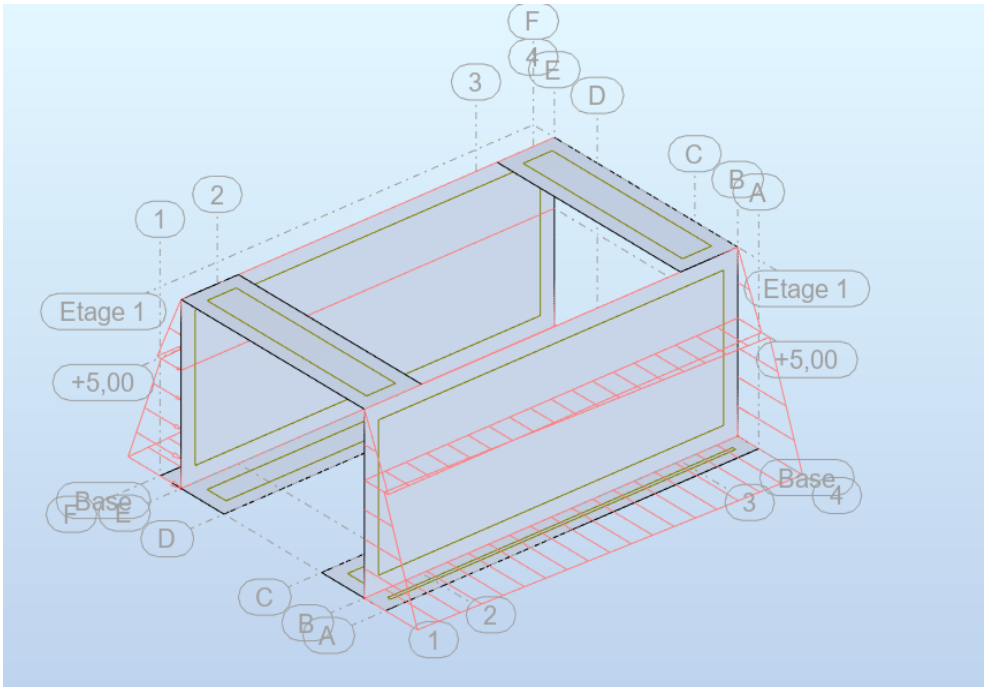


Figure VII-10: **Modélisation sous l'effet de la pression des terres.**

- **Sous la pression hydrostatique :**

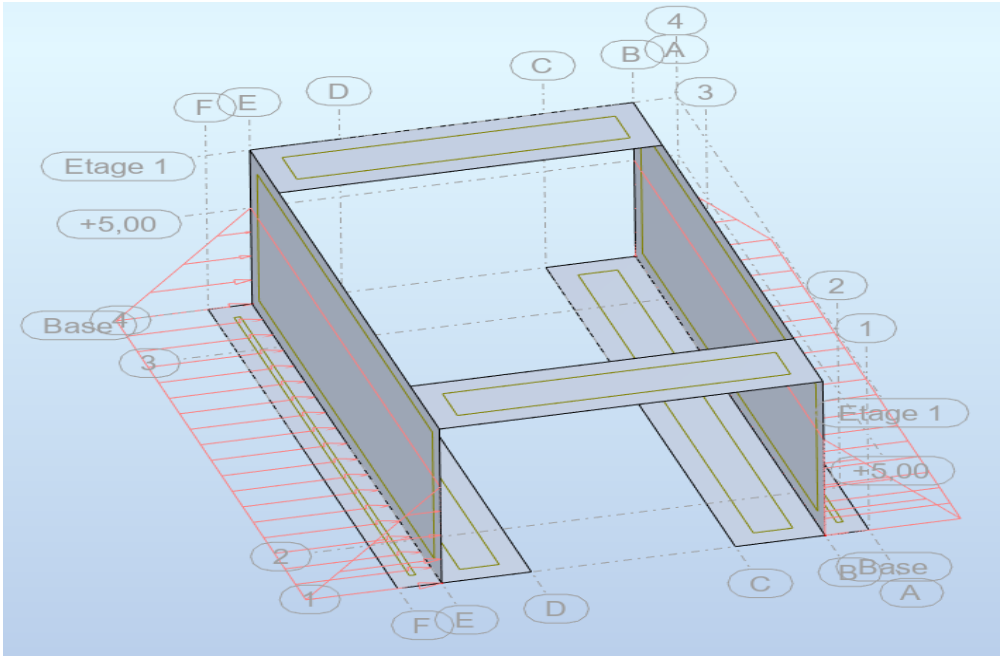


Figure VII-11: **Modélisation sous l'effet de la pression hydrostatique.**

- **Sous la poussée hydrodynamique :**

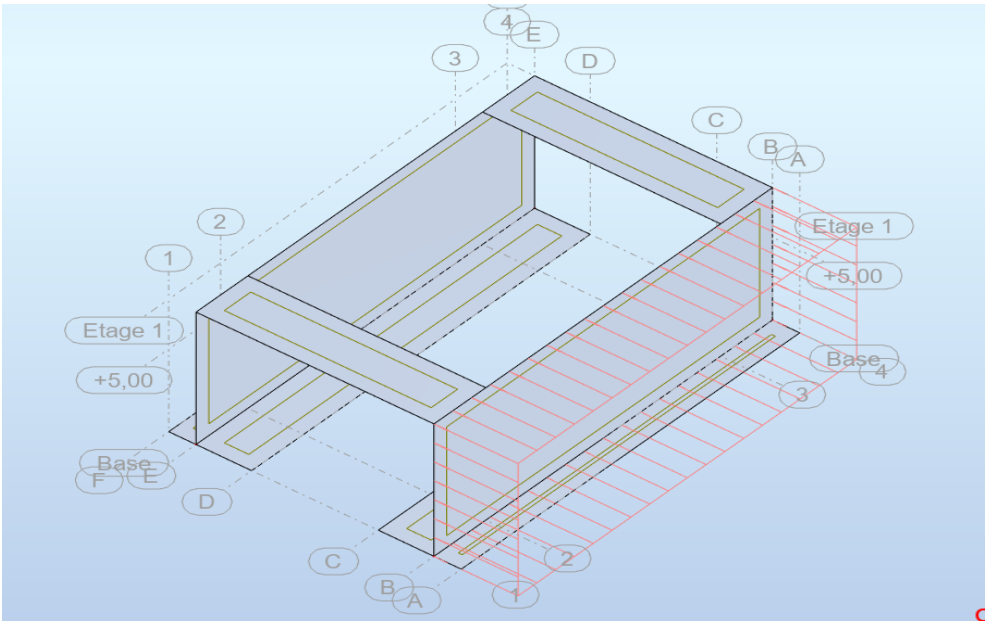


Figure VII-12: **Modélisation sous l'effet de la poussée hydrodynamique.**

Résultats d'analyse :

- **ELS :**

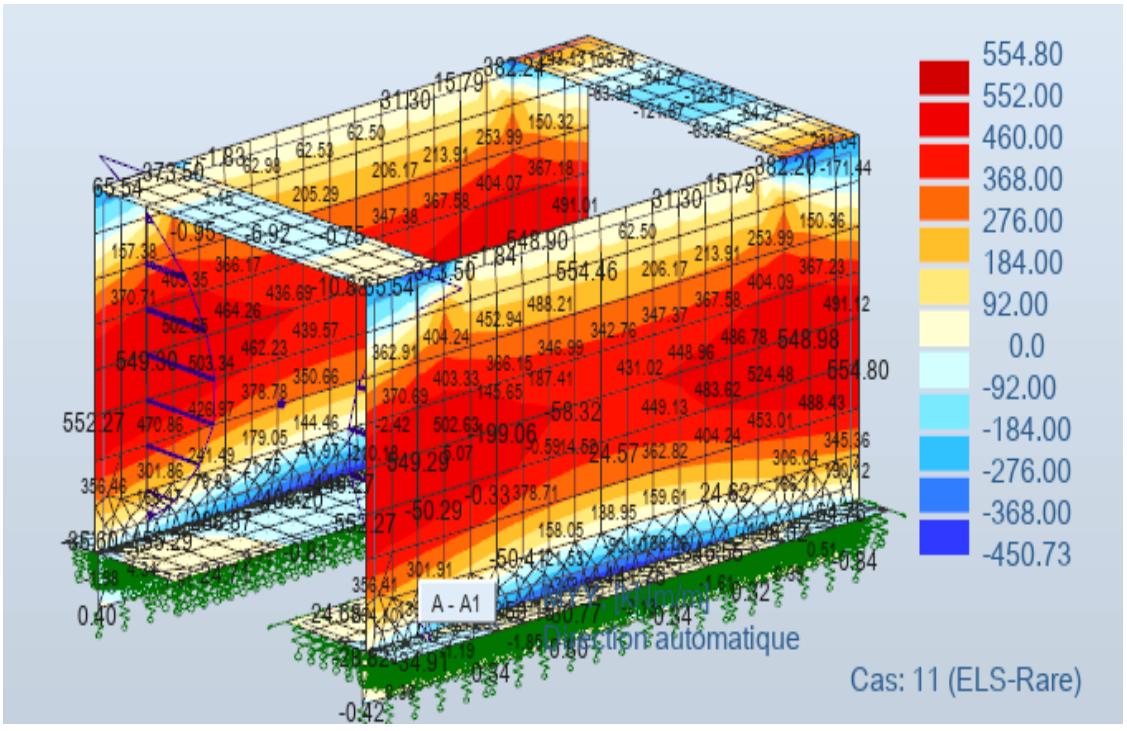


Figure VII-13: : **Distribution des Moments Fléchissant sur les Parois de la Trémie – Cas ELS.**

- **ELU :**

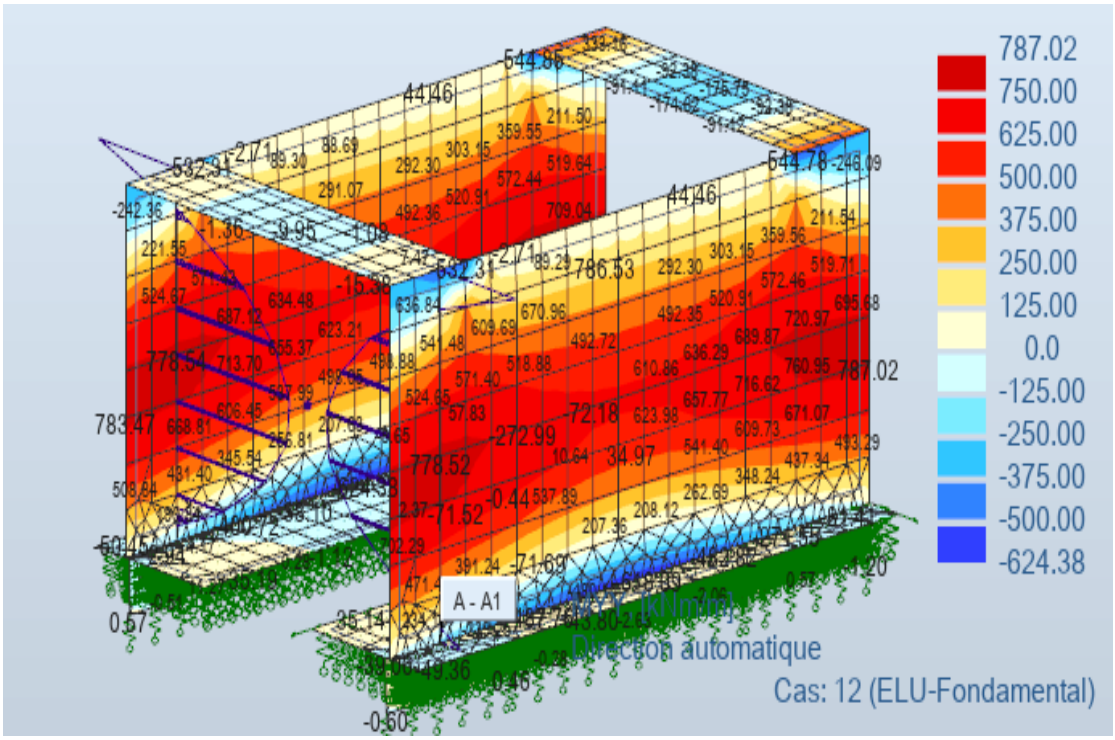


Figure VII-14: Distribution des Moments Fléchissant sur les Parois de la Trémie – Cas ELU.

- **ELA :**

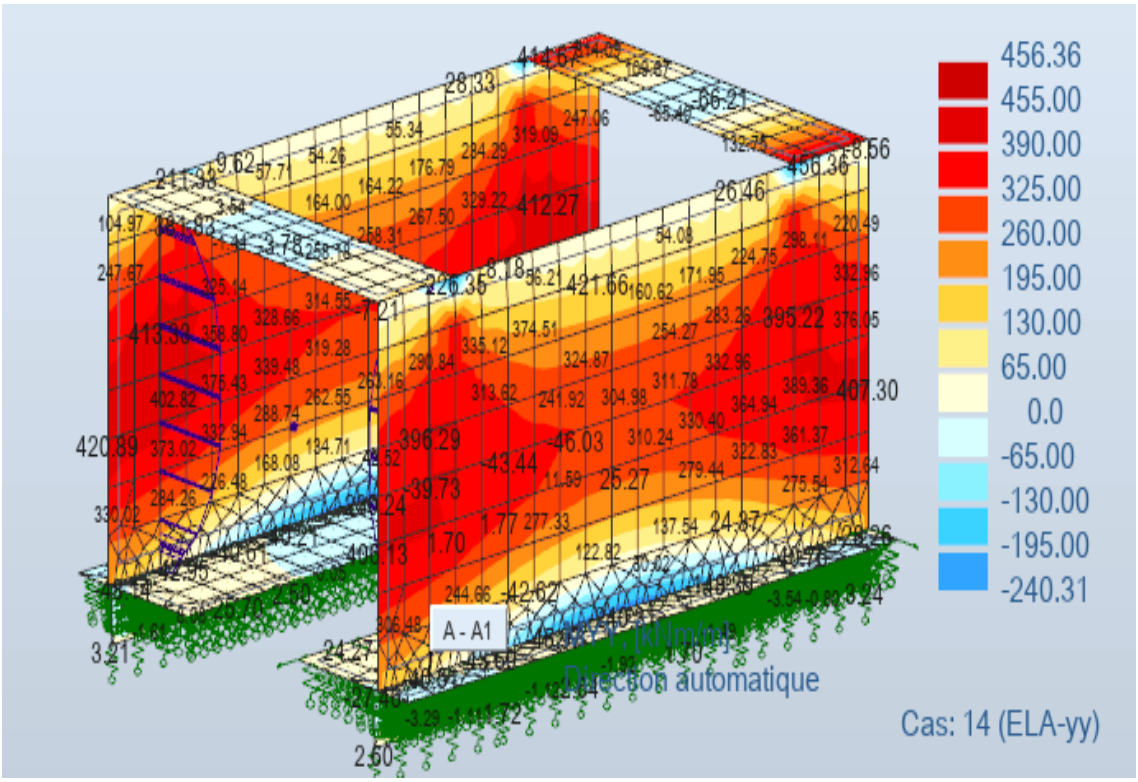


Figure VII-15: Distribution des Moments Fléchissant sur les Parois de la Trémie – Cas ELA

VII.3.3. Ferraillage de la dalle:

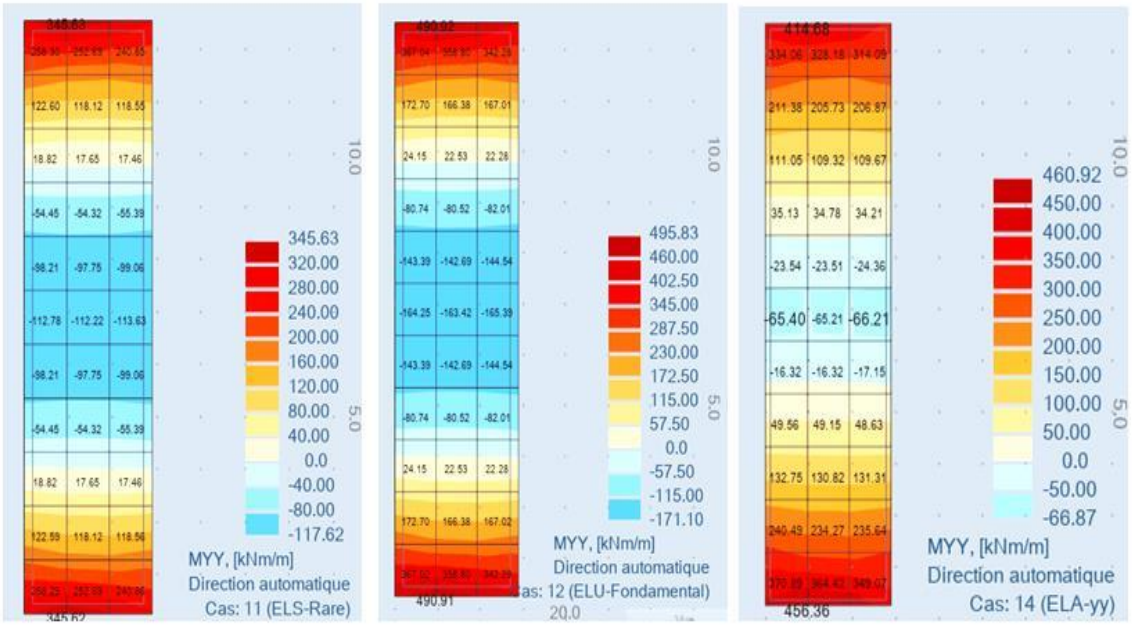


Figure VII-16: Distribution des Moments Fléchissant sur La dalle dans les différents cas de chargement

Calcul de Section en Flexion Simple

Tableau VII-8: résultats des moments appliqués

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime	495,83	-171.10
Etat **L**imite de **S**ervice	345,63	-117.10
Etat **L**imite Ultime **A**ccidentel	460,92	-66,87

3. <u>Résultats :</u>

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 40.6 (cm2)

On prendre **7HA20+7HA16 (nappe supérieur /sur appui)**

Section théorique A_{s2} = 12.9 (cm2)

On prendre **7HA20 (nappe inférieur)**

VII.3.4. Ferraillage de voiles

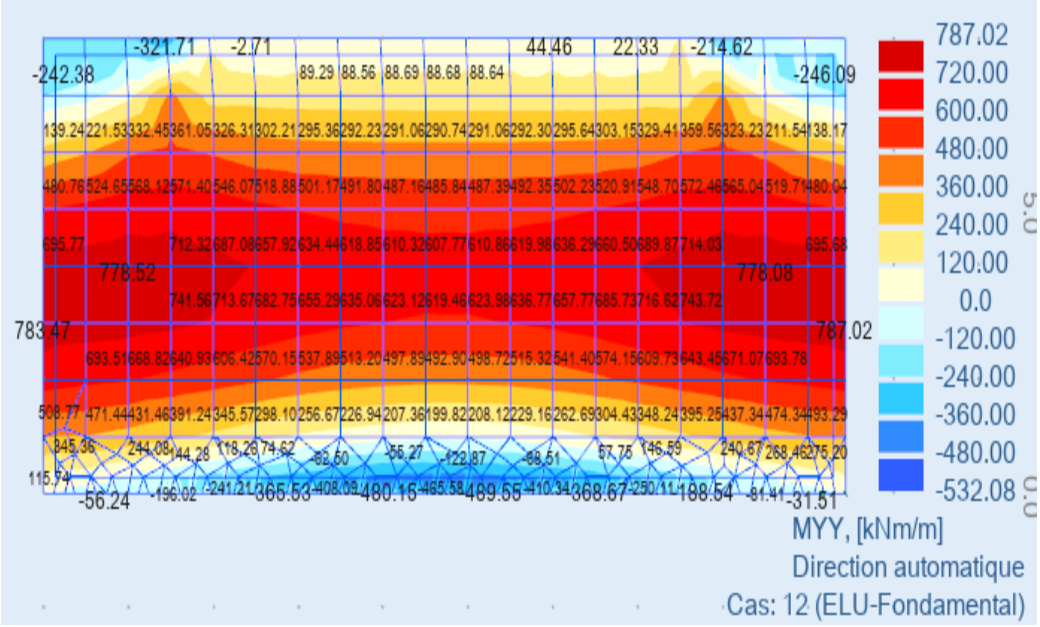


Figure VII-17 : Distribution des Moments Fléchissant sur le voile – Cas ELU

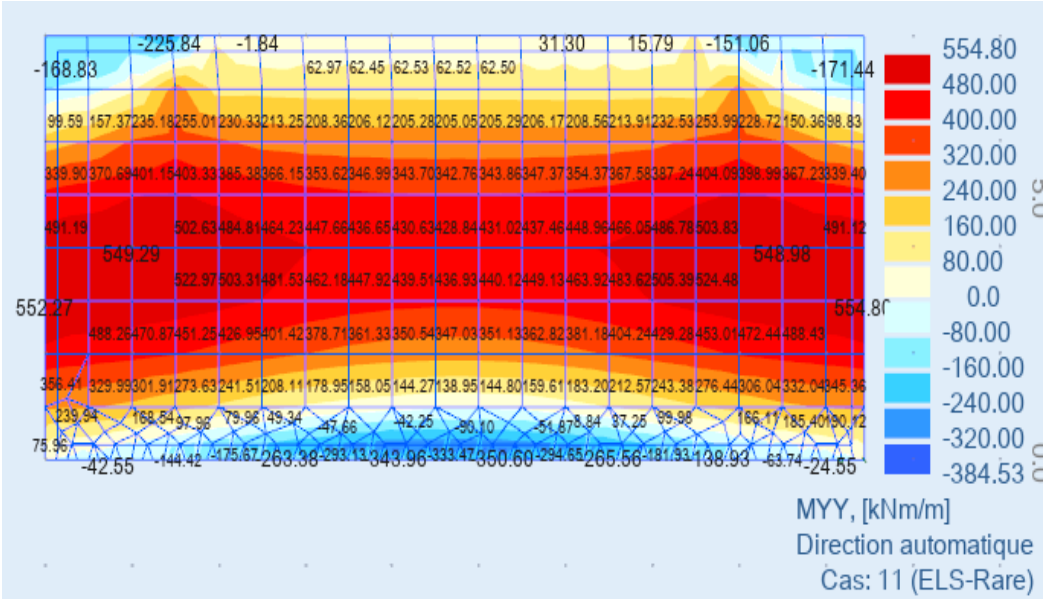


Figure VII-18: Distribution des Moments Fléchissant sur le voile – Cas ELS.

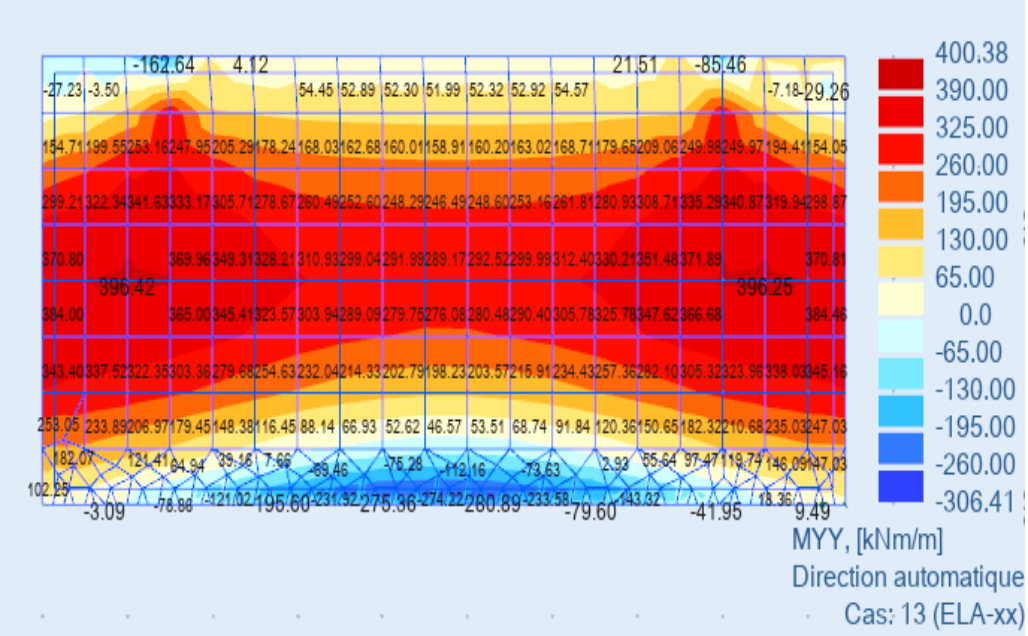


Figure VII-19: Distribution des Moments Fléchissant sur le voile – Cas ELA.

VII.3.4.1. Projection sur une coupe transversale

Cela permet de visualiser les zones de traction**,** donc où placer des armatures principales.

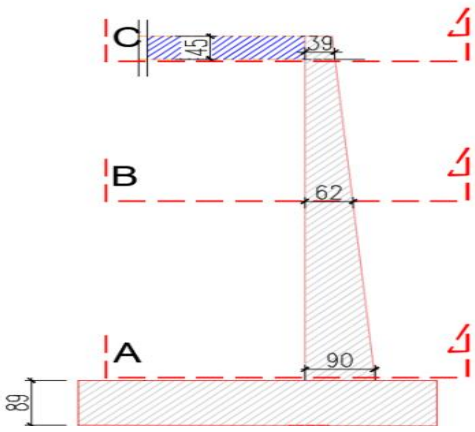


Figure VII-20: une coupe transversale d'un mur de soutènement.

Résultats des moments :

Tableau VII-9: Résultats des moments

Les moments (kN/m^2)		ELS	ELU	ELA
COUPE A-A	H =90cm	384.53	532.08	306.41
COUPE	H =62cm	554.80	787.02	400.38

B-B				
COUPE C-C	H =39cm	225.63	321.71	162.64

1. **Ferraillage de la section A-A :**

Tableau VII-10: résultats des moments appliqués section A-A

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat Limite Ultime	384.53	0
Etat Limite de Service	532.08	0
Etat Limite Ultime Accidentel	306.41	0

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 19.60 (cm2) on prendre 7HA25 /ML (Coté Remblai)

Section théorique As2 = 0.0 (cm2) on prendre 7HA20 /ML (Coté intérieur)

2. **Ferraillage de la section B-B :**

Tableau VII-11: résultats des moments appliqués section B-B

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat Limite Ultime	787.02	0
Etat Limite de Service	554.80	0
Etat Limite Ultime Accidentel	400.38	0

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 43.70 (cm2) on prendre 7HA25 /ML+7HA20 (Coté Remblai)

Section théorique As2 = 0.0 (cm2) on prendre 7HA20 /ML (Coté Remblai)

3. **Ferraillage de la section C-C :**

Moments fléchissant appliqués :

Tableau VII-12: résultats des moments appliqués section C-C

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat Limite Ultime	321.71	0
Etat Limite de Service	225.63	0
Etat Limite Ultime Accidentel	162.64	0

Résultats :

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 30.70 (cm2) on prendre 7HA20 /ML+7HA16 (coté Remblai)

Section théorique As2 = 0.0 (cm2) on prendre 7HA20 /ML (Coté intérieur)

VII.3.5. Ferraillage de la semelle

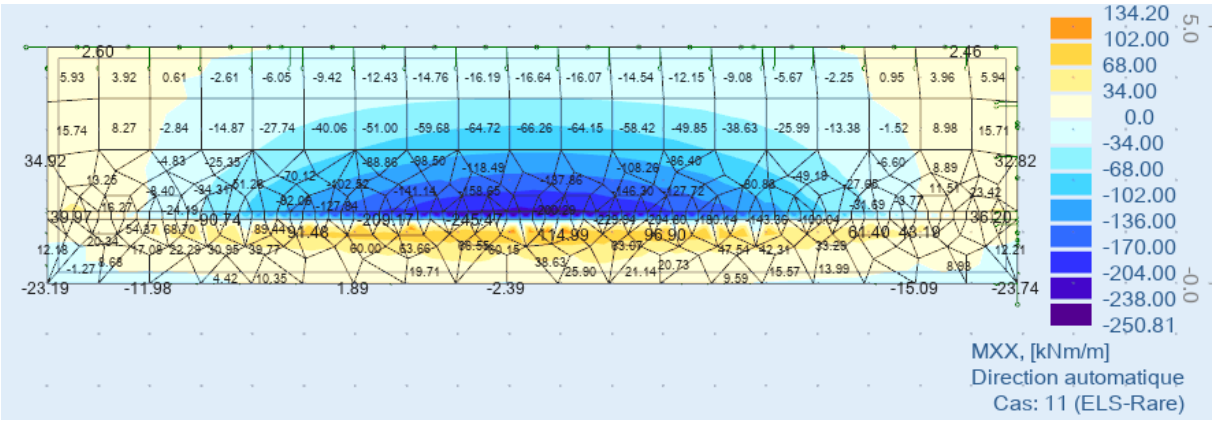


Figure VII-21 : Distribution des Moments Fléchissant sur la semelle – Cas ELS Rare.

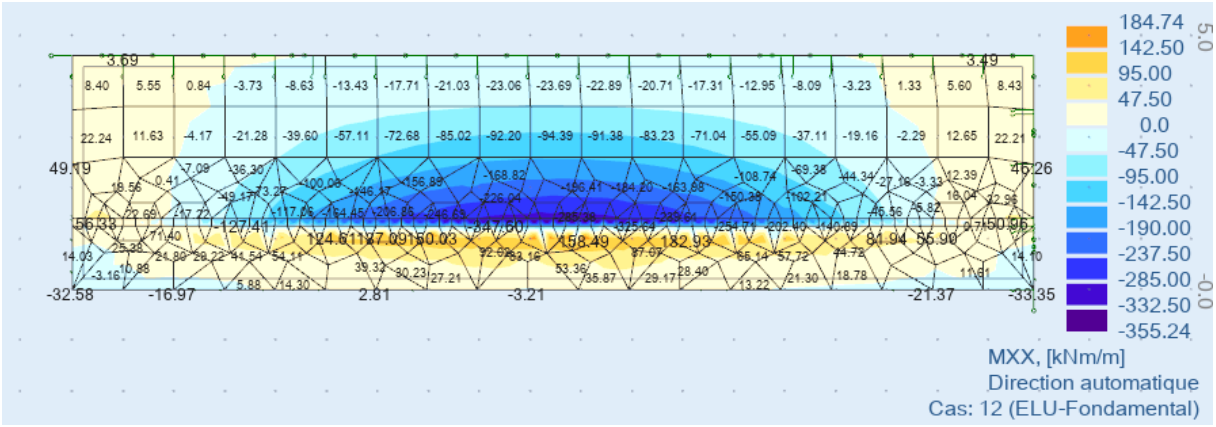


Figure VII-22: Distribution des Moments Fléchissant sur la semelle – Cas ELU fondamental.

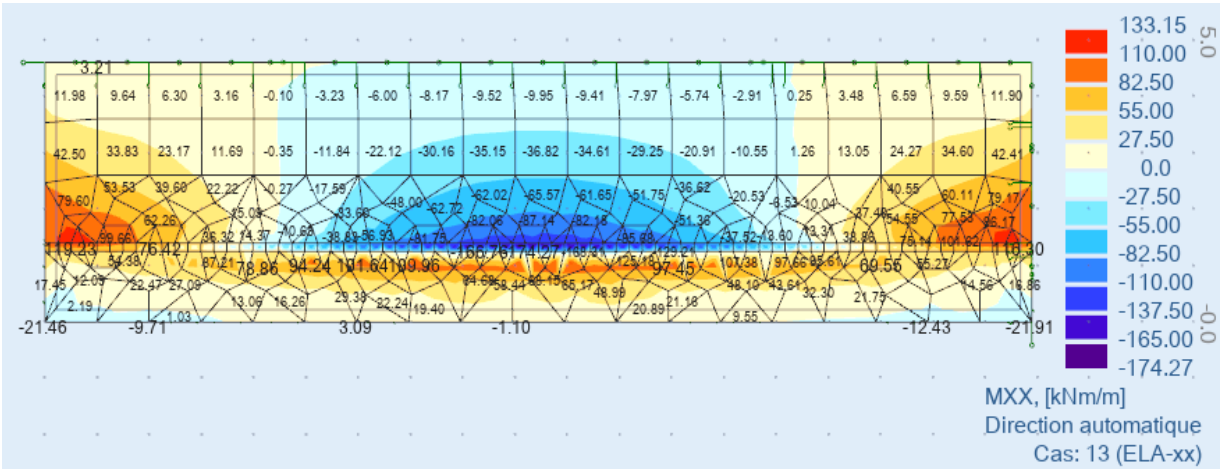


Figure VII-23: Distribution des Moments Fléchissant sur la semelle – Cas ELA

Calcul de Section en Flexion Simple

Moments fléchissant appliqués :

Tableau VII-13: résultats des moments appliqués sur la semelle

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime	184.74	-355.34
Etat Limite de Service	134.20	-250.81
Etat Limite Ultime Accidentel	133.15	-174.27

Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 22.1 (cm2) on prendre 7HA25 Nappe inférieur.

Section théorique As2 = 22.1 (cm2) on prendre 7HA25 Nappe supérieur.

VII.4. LES PLANS DE FERRAILLAGE :

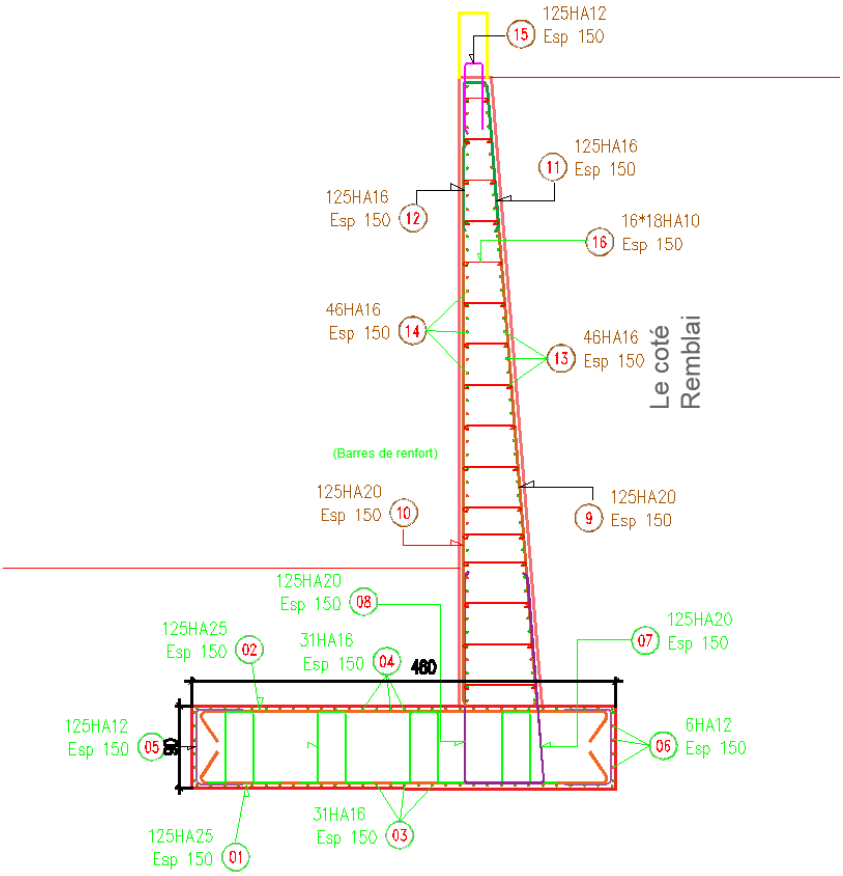


Figure VII-24: Coupe longitudinale de ferraillage – Mur de soutènement

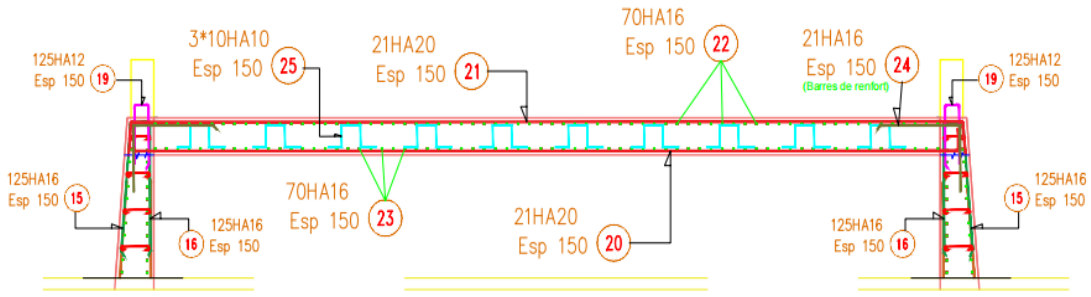


Figure VII-25: Plan de ferraillage – Dalle supérieure entre murs de soutènement

CHAPITRES VIII

Etude des pieux

VIII.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement des pieux constitue ainsi une étape clé, visant à vérifier la capacité portante du sol, la stabilité de l'ouvrage, ainsi que le bon transfert des charges structurelles. Ce chapitre s'inscrit dans une démarche de justification technique préalable à la vérification numérique via le logiciel CYPE.

L'étude d'un pieu de soutènement, vise à déterminer á partir des sollicitations (Moment fléchissant M max et effort tranchant T), données par Blum (écran encastré) les caractéristiques géométriques et mécaniques pour l'ouvrage, compatible avec la sécurité exigée et l'économie du projet. Il s'agit :

- De la fiche de l'écran,
- De l'épaisseur de la paroi en béton (pieu).
- De son ferraillage.

COEFFICIENTS DE POUSSEE/BUTEE

L'étude sera basée sur les coefficients de (**poussée/butée**) données directement par les Tables de poussée et de butée des terres » de J. KERISEL et E. ABSI.

Les coefficients de poussée/ butée sont données en fonction :

- L'angle de frottement « δ».
- L'inclinaison de la surface libre « β».
- L'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale « λ».
- L'angle « α» que fait la surcharge q avec la surface libre.
- L'angle de frottement interne du sol « φ» (Voir Tableau VIII-1)

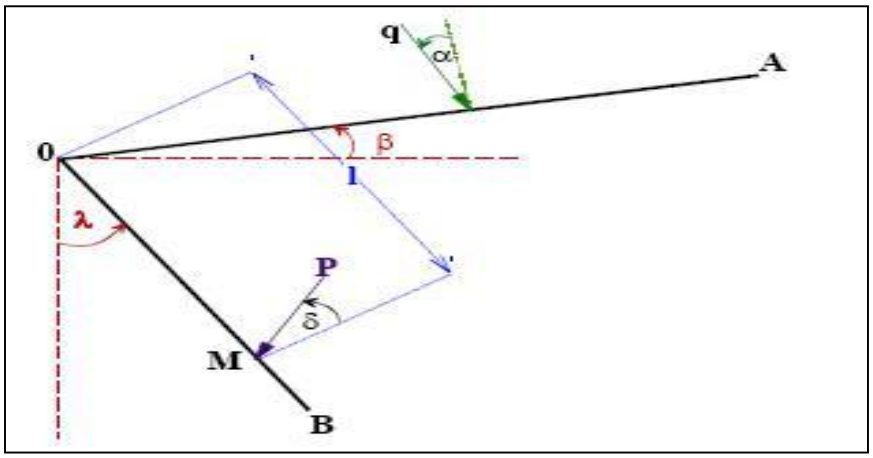


Figure VIII-1 : Convention de signe des butée et poussée

Tableau VIII-2 : Valeur de ka et kp

Profonde(m)	Angle de frottement interne ϕ' °	Coefficient de poussée active des terres Ka	Coefficient de Poussée passive des terres Kp
[0 - 3]	29,3	0,34	2,9
[3 - 9]	32,6	0,29	3,4
[9 - 20]	36,0	0.26	3,8

VIII.2. PRE DIMENSIONNEMENT D'UN ECRAN DE LA PARTIE OUVERTE DE LA TREMIE

VIII.2.1. Détermination de la fiche

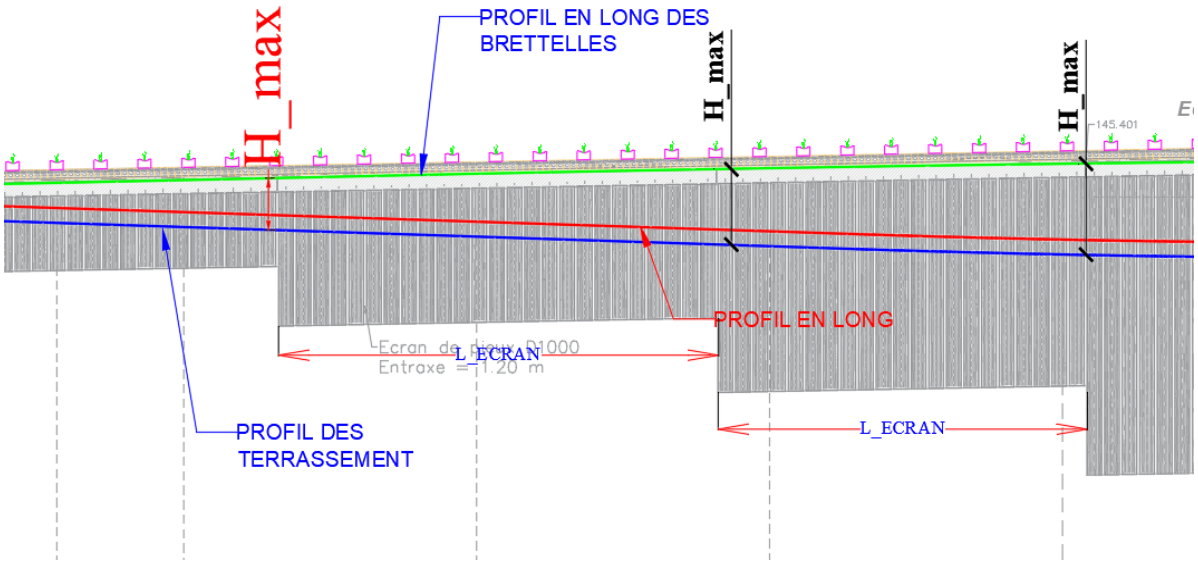


Figure VIII-2: Profil en Long de l'Écran de Soutènement avec Indication de la Hauteur d'Excavation et des Bretelles (H_max)

VIII.2.1.1. Hypothèses de calcul adoptées

- L'écran est encastré à sa base, assurant ainsi une reprise efficace des moments et des efforts tranchants générés par les poussées latérales.
- Une surcharge uniforme de 10 (KN/m^2) est considérée en surface.
- Le niveau de terrassement atteint une profondeur de 6,15 m par rapport au TN.

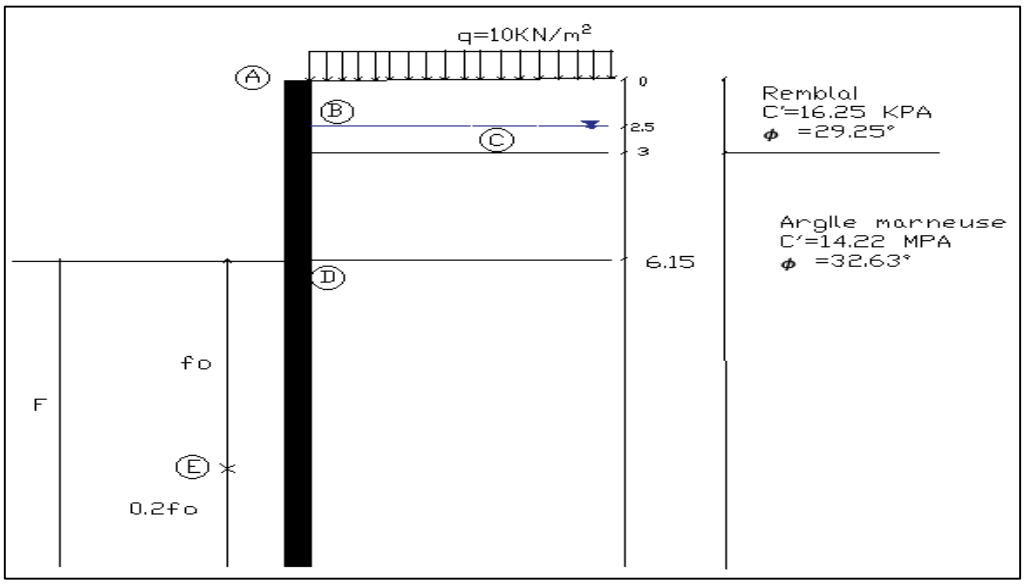


Figure VIII-3:Schéma de calcul de l'écran partie ouverte

VIII.2.1.2. Calcul de la poussée et buté

- **Calcul de la poussé :**

Tableau VIII-3:la poussée active

Point	Force (KN/m²)
A (z=0m)	σpa= 10×0,34 = **3,4**
B(z=2.5m)	σpb=σpa+0,34×18×2,5 =**18,7**
C(z=3m)	σpc=σpb+0,5×0,34×9,6 =**19,7**
D(z=6.15m)	σpd=σpbc+3,15×0,29×9,6 **=28,46**
E(z=f0 m)	σpE=σpd+0,29×9,6×fo=**28,46+2,78**×f**o**

- **La pression interstitielle :**

$$U = \gamma eau \,.\, Heau$$

U =10× (3,65+Fo) (KPa)

- **Butée :**

$$\sigma p = Kp \cdot \gamma \cdot z + Kp \cdot q + 2 \cdot C \cdot \tan(\pi/4 + \varphi/2)$$

σp(z=6.15m)= 0

σp (z=fo) = σpa+34×18×fo= 0+3,4×18×fo =**61,2**×**fo (KN/m**

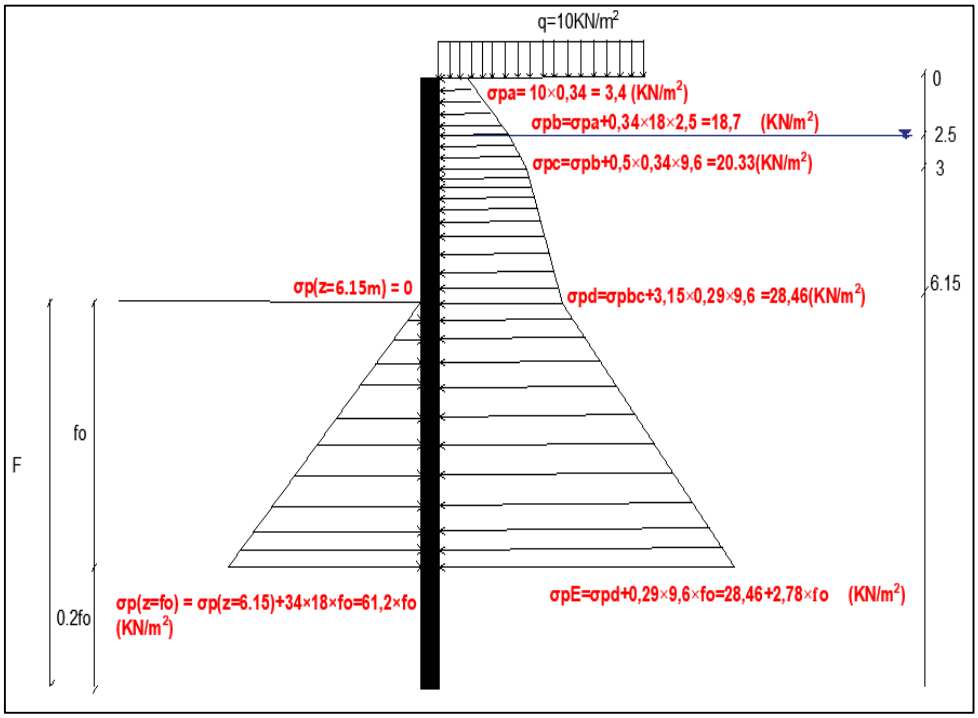


Figure VIII-4 : Diagramme des pressions

VIII.2.1.3. Calcule les moments déstabilisants des terres en fonction de la fiche fo

1. Les moments dus à la poussée des terres :

Tableau VIII-4: Les moments dus à la poussée des terres

	Calcule d'effort (KN)	Bras de leviers en (m)	Moment par rapport point E (KN.m)
F1	8,5	fo+4,9	8,5× fo + 41,65
F2	19,12	fo+4,48	19,12× fo + 85,65
F3	9,35	fo+3,4	9,35×fo +74,23
F4	0,25	fo+3,31	0.25×fo +0,827
F5	60.32	fo+1,57	60,32×fo + 94,7
F6	13,79	fo+1,05	13,79×fo + 14,47
F7	28,46*Fo	0,5×fo	14,22× (fo)^2
F8	1,39*Fo^2	0,33×fo	0,46× (fo)^3

2. Les moments dus à la pression interstitielle :

Tableau VIII-5: Les moments dus à la pression interstitielle

Effort (KN)	Bras de leviers en (m)	Moment par rapport point E (KN.m)
5.(fo+3,65)^2	(1/3)×(fo+3,65)	(5/3)×(fo+3,65)^3

La somme totale des moments déstabilisant :

$$2,12 \times fo^3 + 32,47\times fo^2 + 77,99\times fo + 392,29=0$$

VIII.2.1.4. Calcule les moments stabilisants des terres en fonction de la fiche fo

Tableau VIII-6: moments stabilisants des terres

	Calcule d'effort (KN)	Bras de leviers en (m)	Moment par rapport point E (KN.m)
F2	30,6*(Fo)^2	(0,3*Fo)	10,2*(Fo)^3

La somme totale des moments stabilisant par rapport au point E :

$$10,2 \text{ x } (Fo)^3 = 0$$

VIII.2.1.5. Calcul de la fiche :

La somme des moments de stabilisant = la somme des moments stabilisants

$$- 8,08 \times fo^3 + 32,47\times fo^2 + 77,99\times fo + 392,29=0$$

D'ou :

Fo=6,5m F=1,2*6,9 =7,8m

La longueur totale du pieux est (Hexcavation + la fiche minimale) = 6,15+8,34 =13,95m

On prend L=14 m

VIII.3. PRE DIMENSIONNEMENT D'UN ECRAN DE LA PARTIE COUVERTE DE LA TREMIE :

- Le niveau de terrassement atteint une profondeur de 7,3 m par rapport au terrain naturel.

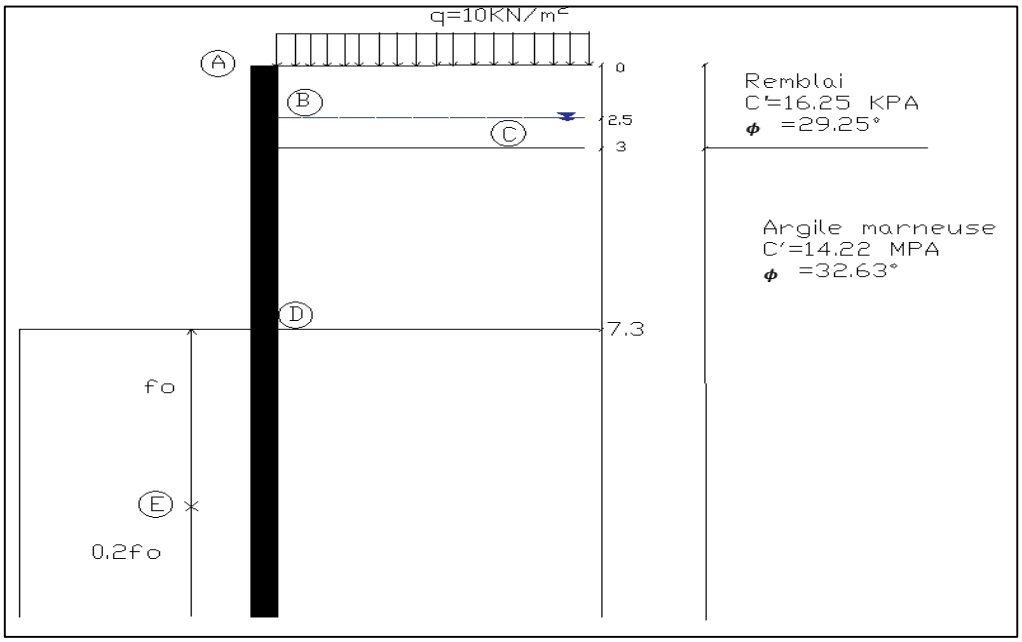


Figure VIII-5:Schéma de calcul de l'écran partie couverte

VIII.3.1. Calcule les moments déstabilisants des terres en fonction de la fiche fo

VIII.3.1.1. Calcule de la poussée et de la buté

- **Poussée :** $\sigma a = Ka \cdot \gamma \cdot z + Ka \cdot q \cdot -2 \cdot C \cdot \tan(\pi/4 - \varphi/2)$

Point	Force (KN/m^2)
A (z=0m)	σpa= 10*0,34= **3,4**
B(z=2.5m)	σpb=σpa+0,34*18*2,5=**18,7**
C(z=3m)	σpc=σpb+0,5*0,34*9,6=20.3
D(z=7.3m)	σpd=σpbc+4,3*0,29*9,6=31,67
E(z=f0m)	σpE=σpd+0,29*9,6*Fo=31,67+2,78*Fo

- **La pression interstitielle de l'eau :**

$$U = \gamma eau \,.\, Heau$$

$U = 10\times (4{,}8+Fo)$ (KPa)

- **Butée :**

$$\sigma p = Kp\cdot\gamma\cdot z + Kp\cdot q + 2\cdot C\cdot\tan(\pi/4+\varphi/2)$$

$\sigma p(\ z=7.3m) = 0$

$\sigma p\ (z=fo) = \sigma pa + 34\times 18\times fo = 0+3{,}4\times 18\times fo = 61{,}2\times fo$ (KN/m^2)

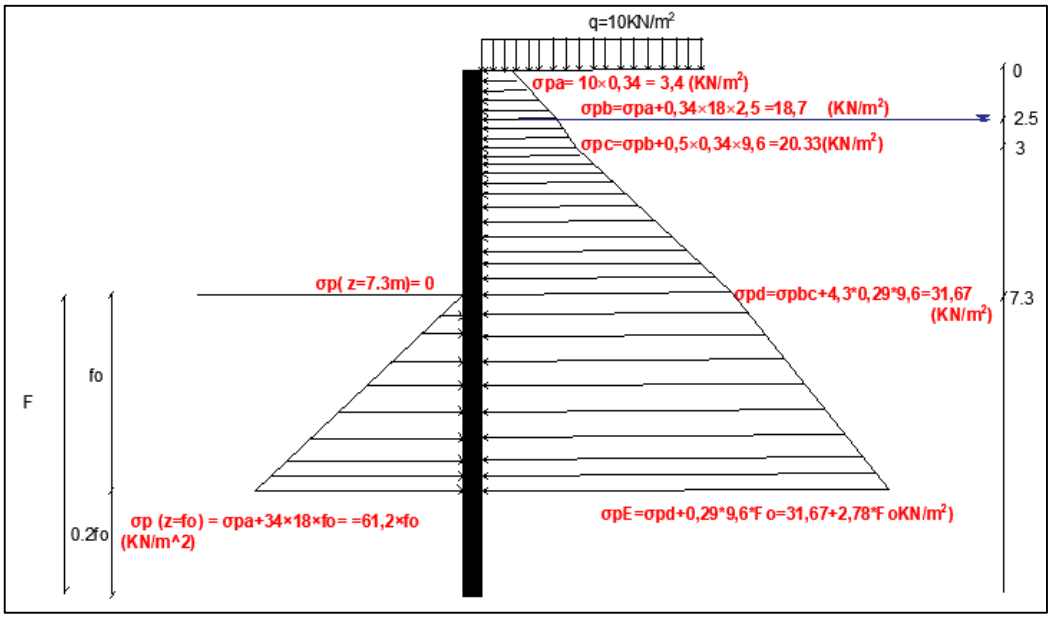


Figure VIII-6:schéma des pressions

VIII.3.1.2. Calcule les moments déstabilisants des terres en fonction de la fiche fo

1. Les moments dus à la poussée des terres :

Tableau VIII-7: Les moments dus à la poussée des terres

	Calcule d'effort (KN)	Bras de leviers en (m)	Moment par rapport point E (KN.m)
F1	8,5	fo+6,05	8,5× fo + 51,42
F2	19,12	fo+5,63	19,12× fo + 107,6
F3	9,35	fo+4,55	9,35×fo +42,5
F4	0,25	fo+4,47	0.25×fo +1,12
F5	84,71	fo+2,15	84,71×fo + 182,12
F6	25,73	fo+1,43	25,73×fo + 36,79

F7	31,67*Fo	0,5×fo	15,83× (fo)^2
F8	1,39*Fo^2	0,33×fo	0,46× (fo)^3

2. Les moments dus à la pression interstitielle :

Tableau VIII-8: Les moments dus à la pression interstitielle

Effort (KN)	Bras de leviers en (m)	moment (KN.m)
5.(fo+4,8)^2	(1/3)×(fo+4,8)	(5/3)×(fo+4,8)^3

VIII.3.1.3. Calcule les moments stabilisants des terres en fonction de la fiche fo

Tableau VIII-9: les moments stabilisants des terres

	calcule d'effort **(KN)**	Bras de leviers en **(m)**	moment par rapport point E **(KN.m)**
F2	30,6*(Fo)^2	(0,3*Fo)	10,2*(Fo)^3

La somme totale des moments stabilisant par rapport au point E :

$$\mathbf{10,2*(Fo)^3=0}$$

VIII.3.1.4. Calcul de la fiche

La somme des moments de stabilisant = la somme des moments stabilisants

_8,08 × fo^3 +39,83× fo^2 + 262,86× fo + 605,87=0

D'où :

Fo=9.3m

F=1,2*9.3=11,2m

On prend F=11,5m

La longueur totale du pieux est (Hexcavation + la fiche minimale) = 11.5+7 .13=18.8m

On prend : L=20m

Les autres écrans ont été calculé de la même manière et les résultats sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VIII-10:détailles des pieux

	Longueur totale de l'écran	Longueur totale du pieu	Hauteur d'excavation H_max	Longueur ancrée dans le sol
Ecran type EC01	31,13 ml	6.00	3.60m	2.40m
Ecran type EC02	29,98 ml	9.00	5.05m	3.95m
Ecran type EC03	25,18 ml	14.00	6.150m	7.85m
Ecran type EC04/EC4b	25,12 ml	20.00	7.30m	7.85m

VIII.3.2. Détermination de l'entraxe entre pieux des écrans de soutènement :

La détermination de l'entraxe entre pieux est une étape clé dans la conception d'un écran de soutènement. Un espacement minimal de 1,5 fois le diamètre du pieu est recommandé pour éviter les interactions défavorables entre zones d'influence, assurer la stabilité de l'ouvrage et optimiser le comportement du sol. Cette disposition permet une répartition équilibrée des efforts, limite les déformations latérales et s'inscrit dans les principes de l'ingénierie géotechnique moderne.

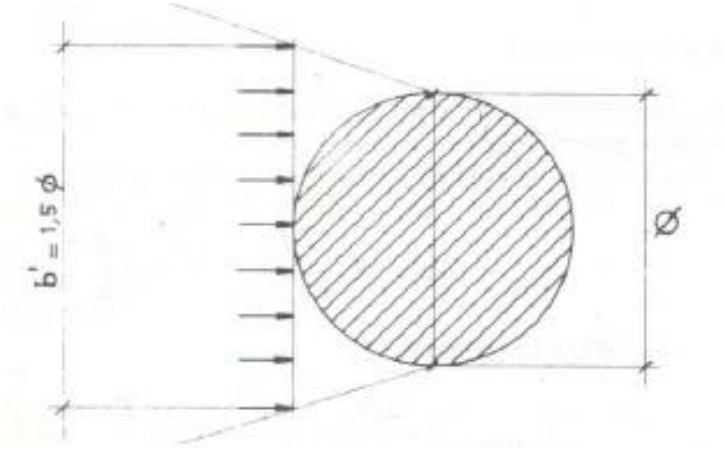


Figure VIII-7: Zone d'influence latérale d'un pieu soumis à une poussée horizontale

b'= 1,5 *1

b'=1,5 m

- L'entraxe de **1,20 m** a donc été retenu afin de respecter cette exigence et assurer une bonne efficacité du soutènement.

VIII.4. CONCLUSION

Le dimensionnement des pieux de soutènement a permis de garantir une stabilité optimale des parois lors des phases de terrassement et d'exploitation. Les calculs effectués et les hypothèses adoptées respectent les exigences des normes géotechniques en vigueur et assurent une efficacité structurelle compatible avec les contraintes du projet.

CHAPITRE IX :

Vérification de la stabilité des écrans en pieux

CHAPITRE IX :

IX.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de cette étude, la vérification des écrans de soutènement a été réalisée à l'aide du logiciel GEO5, en s'appuyant sur la méthode des coefficients de réaction (ou modèle MISS : Modèle d'Interaction Sol-Structure). Cette méthode consiste à modéliser le comportement du sol au moyen de ressorts élastiques linéaires répartis le long de la structure, permettant ainsi de simuler la réaction du terrain en fonction des déplacements. Elle tient compte à la fois de la flexibilité de l'ouvrage, de l'enfoncement de l'écran, et des actions exercées par le sol et l'eau. Le module utilisé dans GEO5 permet d'évaluer les sollicitations internes (moment fléchissant, effort tranchant), de vérifier la stabilité de pieux et de garantir la conformité aux exigences normatives en matière de sécurité et de performance.

IX.2. HYPOTHESES DE VERIFICATION DE LA STABILITE DES ECRANS

Les vérifications de stabilité STR et GEO des écrans de soutènement sont effectuées conformément aux exigences de la norme NF P94-282 et NF P94-270 :

- Stabilité externe générale – **GEO** : Vérification de stabilité du site vis-à-vis au glissement global
- Stabilité interne de la structure – **STR** et Mixte : Justification du dimensionnement des éléments constitutifs des ouvrages.

IX.2.1. Stabilité GENERALE : GEO

1) **Cercle de glissement :** La vérification de la stabilité générale, dans le cas où les cercles de rupture ne traversent pas les pieux, relève des états limites géotechniques de type GEO et doit être conduite conformément aux prescriptions du Fascicule n°62 – Titre V (§ B.3.6.1)**.**

Cette vérification implique de s'assurer que, pour toute surface de rupture potentielle englobant le massif renforcé, l'ensemble des actions susceptibles d'entraîner un glissement est bien équilibré par la résistance au cisaillement mobilisée par le sol le long de cette surface.

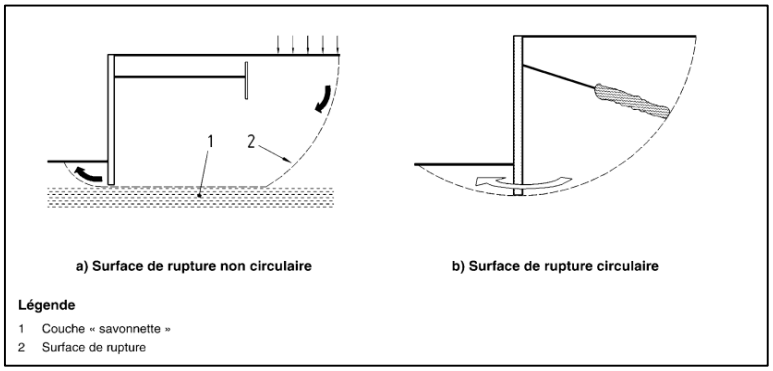


Figure IX-1 : Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran.

Les analyses de stabilité ont été réalisées à l'aide de la méthode de l'équilibre limite**,** en utilisant le module "Stabilité" du logiciel GEO5, qui permet l'applicationde diverses approches d'analyse à l'équilibre limite global.Dans le cadre de ce projet, la méthode de Bishop a été retenue, conformément aux recommandations du Fascicule n°62 – Titre V (§ B.3.6.1).

Cette méthode permet d'évaluer le facteur de sécurité global en étudiant des surfaces de glissement circulaires**.**

Les vérifications ont été menées selon les conditions suivantes :

- Conditions statiques (en conditions normales à long terme).
- Conditions sismiques (séisme pesant et séisme allégeant, à long terme).

La vérification à effectuer consiste à s'assurer que le facteur de sécurité soit :

- FS ≥ 1.30 pour tous les cercles de rupture (phase de service).
- FS ≥ 1.0 pour tous les cercles de rupture (cas sismique).

2) Défaut de butée (art 4.2.2 NF P 94-282) :

La ruine d'un écran peut se produire lorsque la butée mobilisée en pied d'écran dépasse un seuil critique et est trop proche de la butée mobilisable.

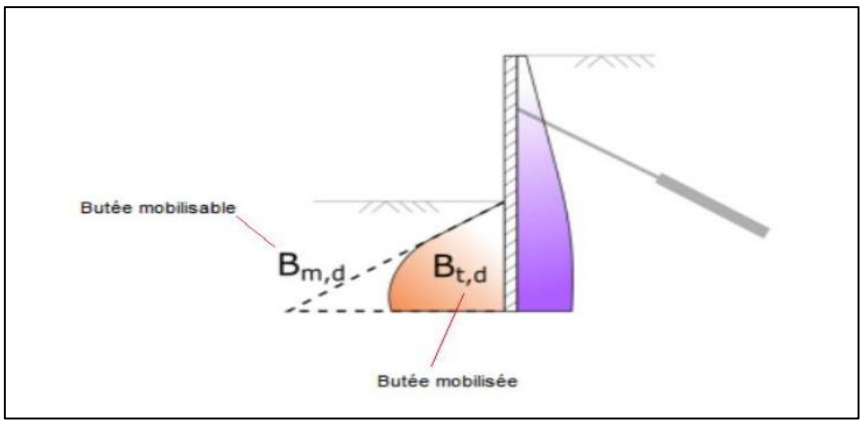


Figure IX-2: buté mobilisé et buté mobilisable.

3) Instabilité d'origine hydraulique du fond de l'excavation :

La défaillance d'un écran de soutènement liée à la pression de l'eau interstitielle et à son écoulement autour de la structure constitue un risque majeur, en particulier en présence de conditions hydrogéologiques défavorables**.**Dans ce contexte, une rupture du sol au pied de l'écran peut survenir, compromettant la stabilité de l'ouvrage :

- Par soulèvement hydraulique global du terrain en fond de fouille dû à la poussée d'Archimède.
- Par annulation de la butée du terrain en fond de fouille due aux forces d'écoulement.

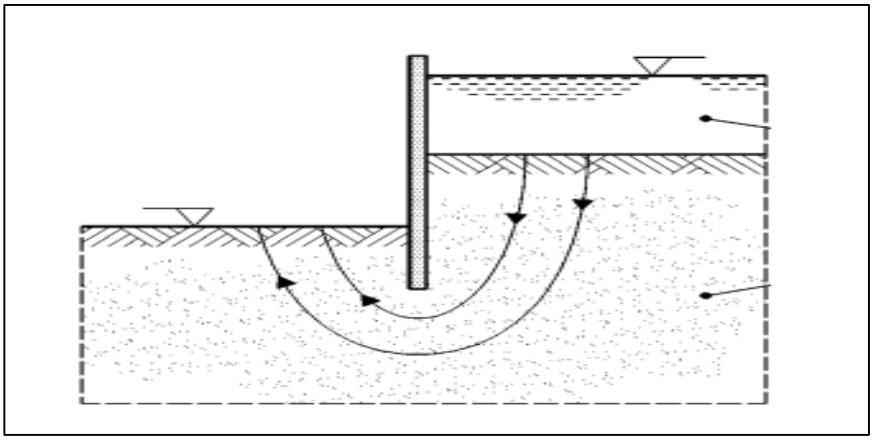


Figure IX-3: Exemple de situation où le soulèvement du sol par annulation des contraintes effectives verticales peut être critique.

4) **Les déplacements :**

Les déplacements d'un écran de soutènement, pendant sa construction ou son exploitation, peuvent engendrer des désordres sur la structure elle-même ainsi que sur les ouvrages environnants, d'où la nécessité de fixer des valeurs limites et de mettre en place des mesures préventifs.

- Le déplacement limite de l'écran est fixé à **50 mm,** en tenant compte de la tolérance de l'ouvrage et des structures voisines situées dans sa zone d'influence.

IX.2.2. Stabilité STR

1) Structure de l'écran (Art 4.2.3 NF P 94-282) :

La ruine d'un écran peut survenir lorsque sa résistance structurelle est insuffisante face aux actions les plus défavorables, que ce soit durant la construction ou en phase d'exploitation**.**

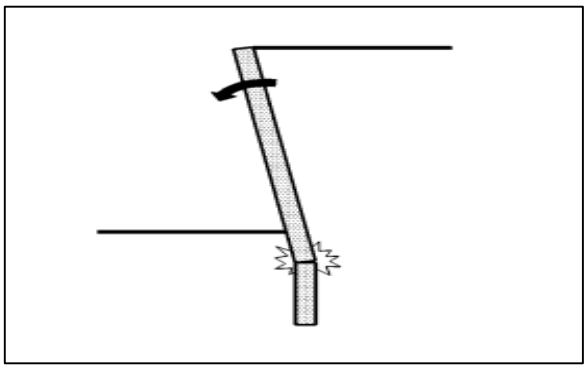


Figure IX-4: Exemples de rupture de structure d'un écran auto stable de soutènement

2) Calcul de la capacité au cisaillement du pieu :

- **Pour les armatures transversales :**

Le choix des cerces de : HA=12mm

L'espacement est S = $\frac{1000}{7}$ = 143 mm …. On prendre S= 150 mm

Asp : l'aire de la section des armatures transversales spirales

$$Asp = n*A\phi$$

Avec :

Aϕ : c'est l'aire d'une section circulaire

Aϕ=(4 /π)*ϕ2 = 4π·(12)2

$$\mathbf{A\phi = 113.1\ mm^2}$$

Pour n=2 barres/cercle :

$$\mathbf{A_{sp}=2*113.1= 226.2\ mm^2}$$

Enrobage des armatures : C= 70 mm

Diamètre du pieux : D=1000 mm

Diamètre des spirales :

Dsp = D − 2C – ϕ selon (l'**EN 1992-1-1)**

Dsp = 1000 – 2*50 −12

$$\mathbf{Dsp = 888\ mm}$$

3) **La capacité au cisaillement du pieu :**

$$VRd,s = \frac{\alpha.Asp\cdot fyd\cdot Dsp}{s}$$

D'où :

$$VRd,s = \frac{0.8*434.78*888}{150} = 465,76\ KN$$

4) Charges verticales d'origine structurale :

L'écran est chargé latéralement.

5) Ruine d'un appui :

Ecran auto-stable (pas d'appuis).

6) RESISTANCE DE LA STRUCTURE SELON (ART 12.12 NF P 94 – 282) :

$$Rt,d = \frac{fe \cdot As}{\gamma s}$$

Avec :

As : est la section totale d'acier longitudinal.

Aϕ= (4/ π)* ϕ^2

$$As=803.84\ mm^2$$

7) VERIFICATION DE LA RESISTANCE A LA FLEXION :

Armature minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA 2008 :

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 IX-5 : Armature minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA 2008

8) VERIFICATION DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT :

Armature minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA 2008 :

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 IX-6 : Armature minimale selon l'article 7.6.2.2 RPOA

IX.3. LA VERIFICATION DES ECRANS DE SOUTENEMENT :

IX.3.1. Calcul du Coefficient de CHADEISSON

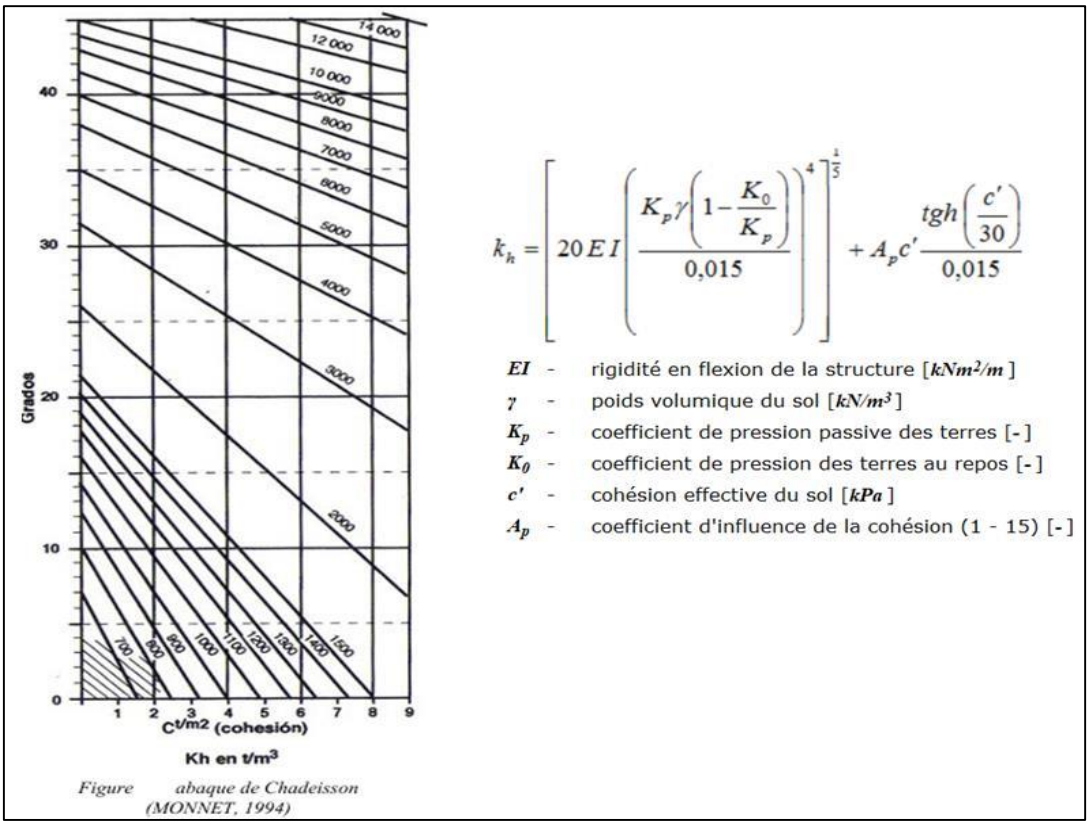


Figure abaque de Chadeisson (MONNET, 1994)

$$k_h = \left[20\,E\,I \left(\frac{K_p \gamma \left(1 - \frac{K_0}{K_p} \right)}{0{,}015} \right)^4 \right]^{\frac{1}{5}} + A_p c' \frac{tgh\left(\frac{c'}{30}\right)}{0{,}015}$$

- EI - rigidité en flexion de la structure [kNm^2/m]
- γ - poids volumique du sol [kN/m^3]
- K_p - coefficient de pression passive des terres [-]
- K_0 - coefficient de pression des terres au repos [-]
- c' - cohésion effective du sol [kPa]
- A_p - coefficient d'influence de la cohésion (1 - 15) [-]

Figure IX-7:abaque de CHADEISSON

Tableau IX-1 : Détermination des Coefficients de Réaction Horizontaux.

Profondeur (m)	E	EI	B0	ALPHA	KH (MPA/m)
1,5	62,61	981,75	1	0,67	85,90
3	62,61	981,75	1	0,67	85,90
4,5	62,61	981,75	1	1,00	50,03
6	62,61	981,75	1	1,00	50,03
7,5	62,61	981,75	1	1,00	50,03
9	74,12	981,75	1	1,00	62,65

10,5	74,12	981,75	1	1,00	62,65
12	74,12	981,75	1	1,00	62,65
13,5	74,12	981,75	1	1,00	62,65
15	250	981,75	1	1,00	316,92
16,5	250	981,75	1	1,00	316,92
18	250	981,75	1	1,00	316,92
19,5	250	981,75	1	1,00	316,92

IX.4. MODELISATION ET VERIFICATION DU PIEU A L'AIDE DU LOGICIEL GEO5

La modélisation de l'écran a été réalisée à l'aide du logiciel GEO5, selon la méthode des coefficients de réaction. Ce procédé permet d'analyser l'interaction sol-structure et de vérifier la stabilité ainsi que les efforts internes du pieu. Les paramètres géométriques et géotechniques ont été intégrés conformément à l'étude, et les résultats obtenus ont servi de base à la validation du dimensionnement.

IX.4.1. L'écran de soutènement de type EC 02

1. Caractéristiques géométriques de l'écran de soutènement de type EC 02 :

Tableau IX-2: Caractéristiques géométriques de EC 02

Élément	Valeur	Unité
Longueur des pieux armés	9.00	m
Hauteur d'excavation	5.00	m
Entraxe entre pieux	1.20	m
Diamètre des pieux	1.00	m
Type de structure	Écran auto-stable	—

Modélisation Géotechnique :

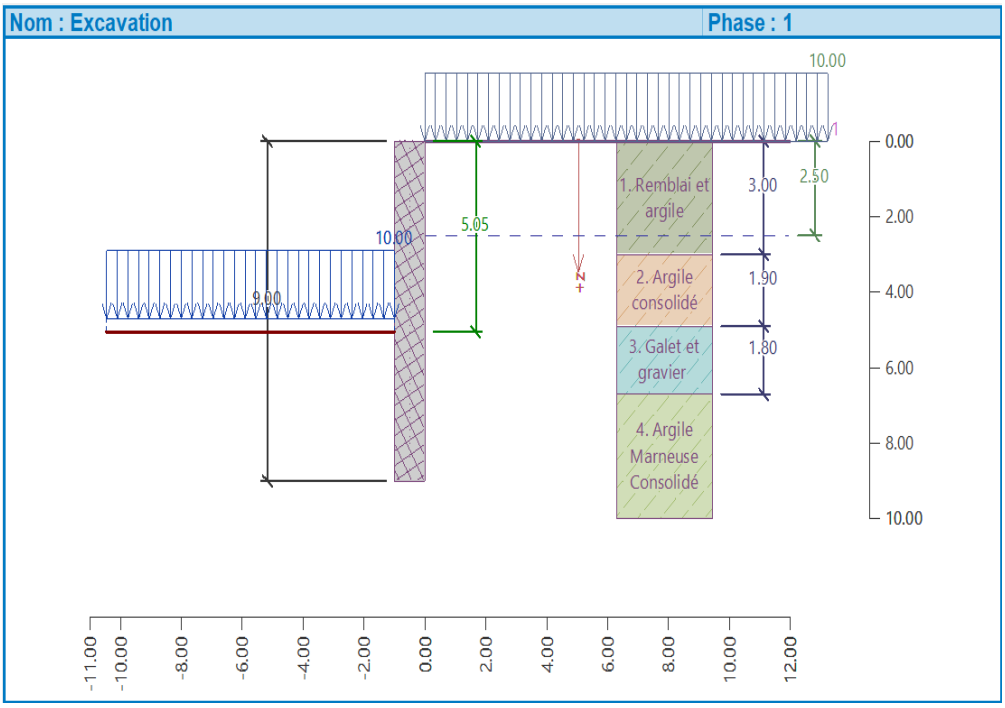


Figure IX-8: Configuration de la Surcharge Appliqu

IX.4.1.1. Vérification de la stabilité générale

1) Phase de service : (l'état permanent de l'ouvrage une fois construit).

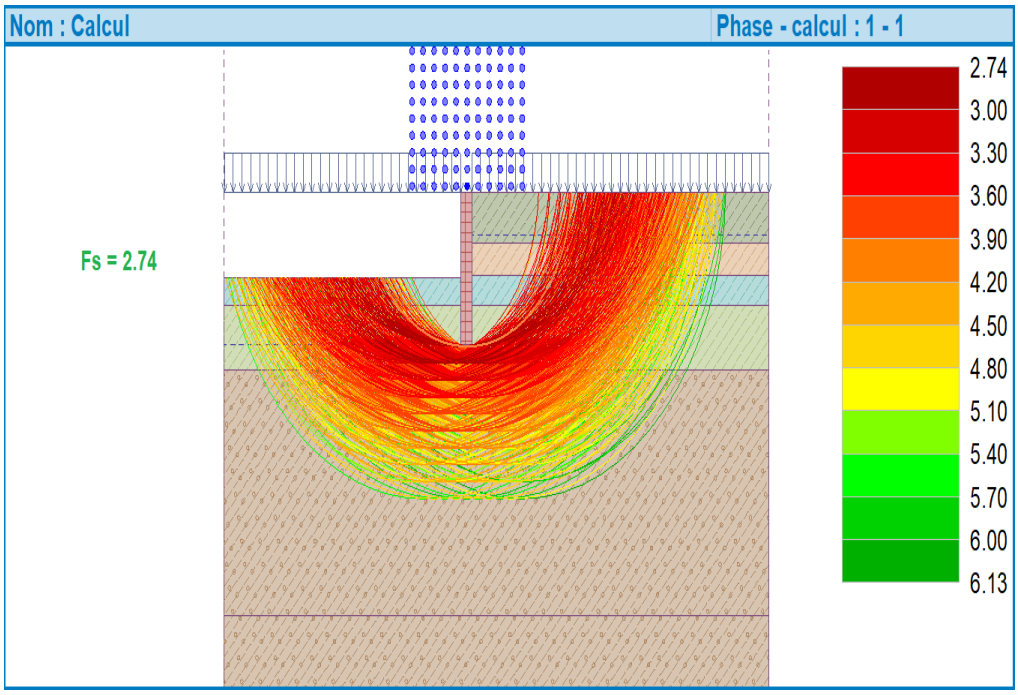


Figure IX-9: Vérification de la stabilité globale par méthode de Bishop.

- **Surface de glissement circulaire :**

Paramètres de la surface de glissement							
Centre :	x =	-0.42	[m]	Angles :	α_1 =	-55.07	[°]
	z =	0.39	[m]		α_2 =	87.65	[°]
Rayon :	R =	9.50	[m]				
Surface de glissement après calcul du faisceau de surfaces de glissement							

Figure IX-10: Surface de glissement circulaire

- **Vérification de la stabilité de pente (Bishop) :**

Tableau IX-3:Résultats des efforts interne

Terme	Valeur
Forces actives (Fa)	463.60 kN/m
Forces passives (Fp)	1271.49 kN/m
Moment de glissement	4404.21 kNm/m
Moment résistant (Mp)	12079.13 kNm/m

- **Le facteur de** sécurité $Fs = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de glissement}} = \frac{12079.13}{4404.21} = \mathbf{2,74}$

Conclusion :

- Le coefficient de sécurité global Fs = 2,74 est largement supérieur à la valeur minimale exigée (1.50) selon l'Eurocode 7.
- La surface de glissement critique a été identifiée, et l'ouvrage présente une stabilité largement suffisante**.**

2) Phase de sismique :

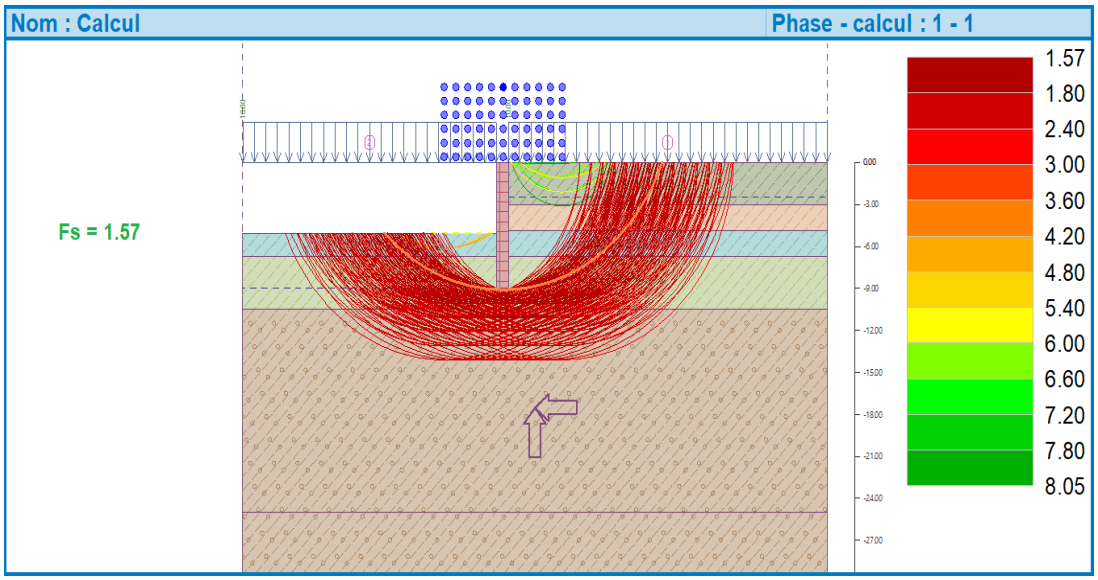


Figure IX-11: Figure IX-12: Vérification de la Stabilité Générale en Phase Sismique.

- **Vérification de la stabilité de pente (Bishop) :**

Terme	Valeur
Forces actives (Fa)	1927.8 kN/m
Forces passives (Fp)	1454.92 kN/m
Moment de glissement	13453.06 Nm/m
Moment résistant (Mp)	21096.30 kNm/m

- **Le facteur de sécurité Fs =** $\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de glissement}} = \frac{21096.30}{13453.06}$ **= 1,56**

Stabilité de pente ADMISSIBLE.

IX.4.1.2. Analyse de la stabilité interne et des efforts internes

- **Stabilité interne :**

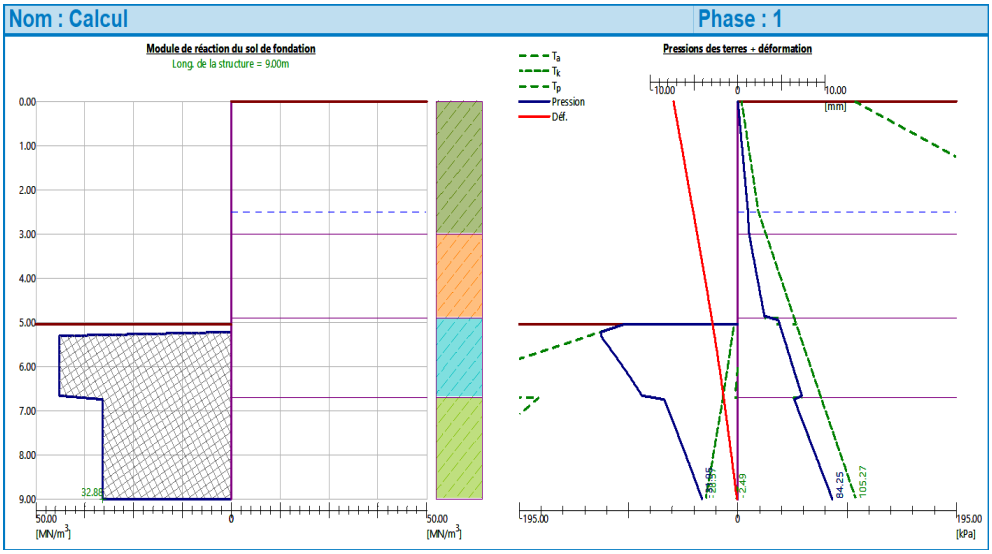


Figure IX-13: Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation)

- **Efforts interne :**

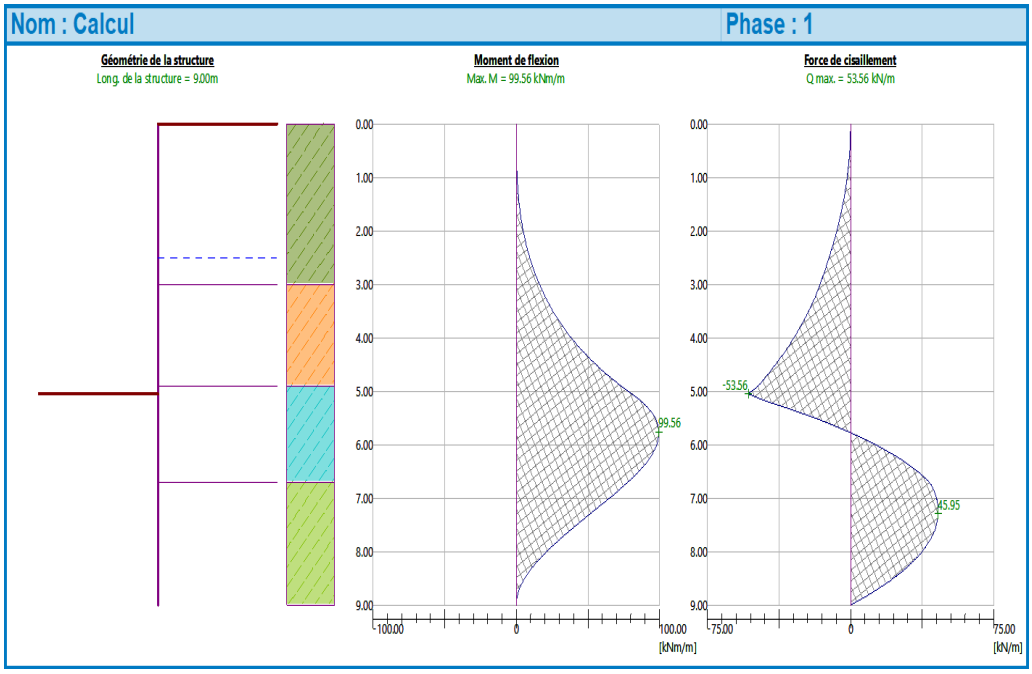


Figure IX-14 :efforts interne

- **` Déformations + Contraints :**

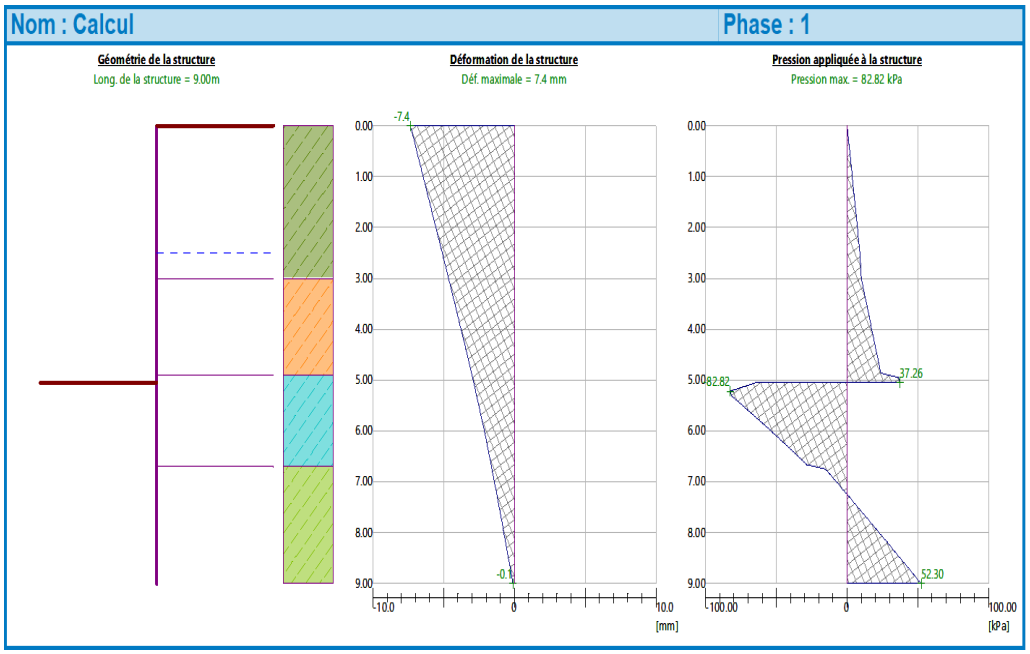


Figure IX-15:Déformation et contraintes

- **Mobilisation des buttées :**

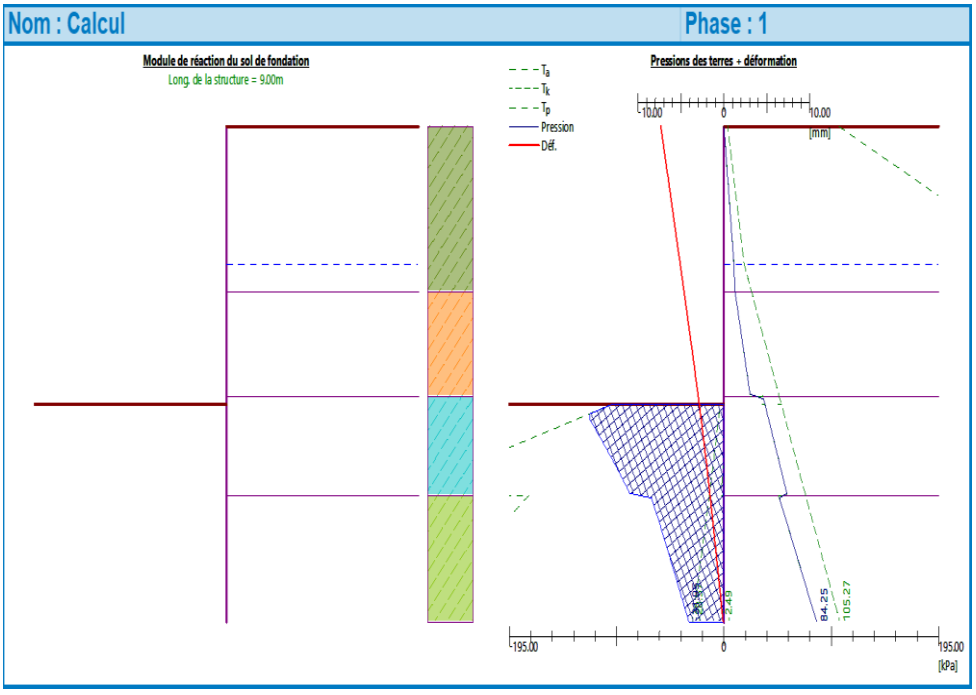


Figure IX-16:Mobilisation des butées

Interprétation :

- **Mobilisation de la butée passive ;**

L'analyse de la mobilisation de la résistance passive a été effectuée afin de vérifier la stabilité de l'écran de pieux en phase de service face aux efforts horizontaux générés par les poussées des terres.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- **Résistance passive maximale :** Rmax=858,73 kN/m
- **Résistance passive mobilisée :** Rmob=285,78 kN/m
- **Coefficient de sécurité requis** : SFp=1,50<3,00

Calcul de la mobilisation en pourcentage :

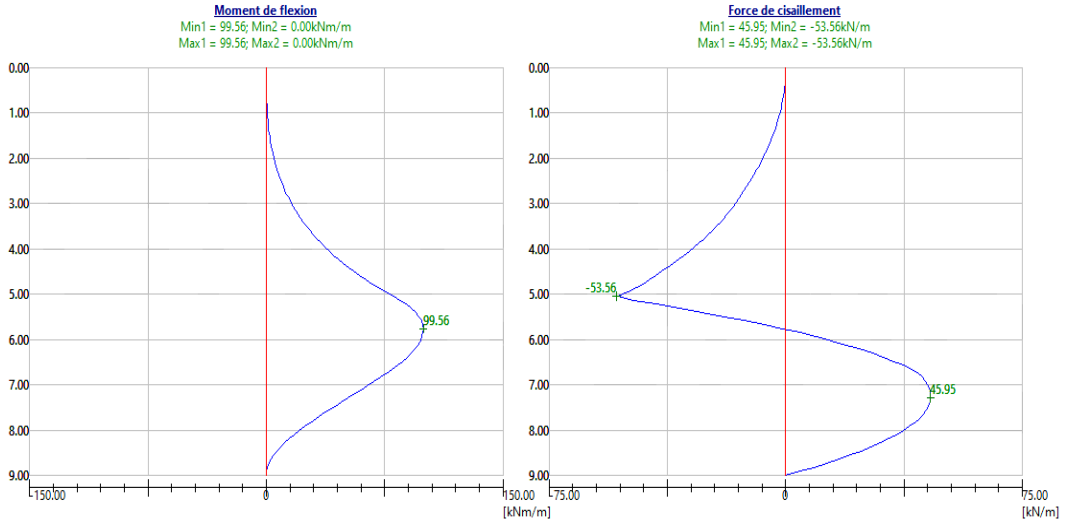
La résistance effectivement mobilisée ne représente qu'environ **33 %** de la capacité maximale du sol. Ce pourcentage signifie que les sollicitations actuelles n'utilisent qu'un tiers de la résistance disponible**,** ce qui est un très bon indicateur de sécurité.

$$\frac{285,78}{858,73} \times 100 = 33.28$$

IX.4.1.3. Stabilité de l'écran type STR (Ferraillage des pieux)

Tableau IX-4:Paramètres de calcul

Paramètre	Valeur	Unité
Déformation maximale	7.4	mm
Force de cisaillement maximal	64.27	kN
Moment maximal	119.47	kN.m



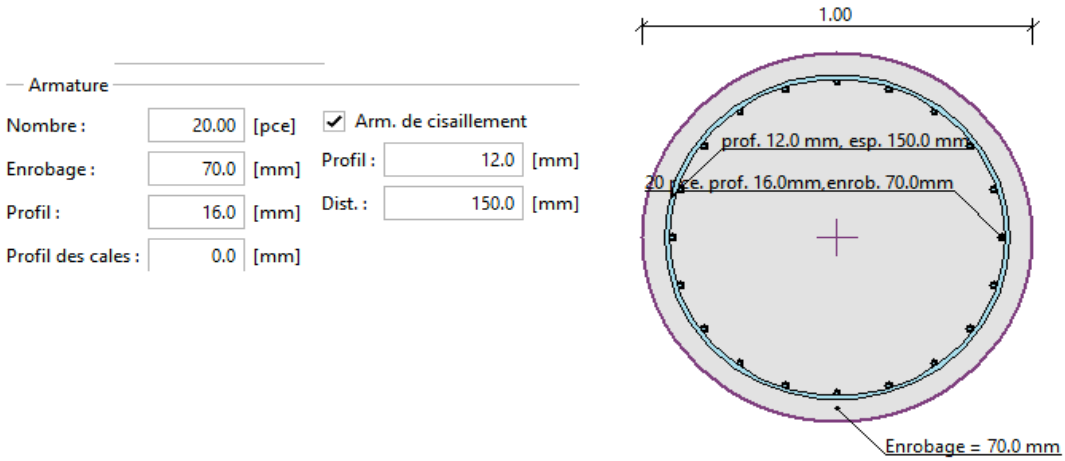


Figure IX-17 : Ferraillage de EC02

1) Vérification de la résistance à la flexion :

On prendre 20-HA16 (40.21 cm²)

- **Calcul de la section du pieu An :**

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

An=π*(50)^2 = π·2500 ≈ 7854 cm^2

Taux = (7854/40.21) ×100 ≈ 0.516%

0.516% > 0.5%

Armatures **20-HA16**, enrobage 70.0mm

Charge : Med = 110.47kn.m

- Capacité portante : MRd = 706. kn.m

Conclusion : le moment que le pieu doit supporter est très largement à sa capacité maximale ce qui implique que Conception de l'armature du pieu admissible (Med < MRd).

2) Vérification de la résistance au cisaillement :

Armature de cisaillement –profil 12.0mm

A_{sw} = 2 x754 = 1508.00 mm²

Force de cisaillement limite ultime : VRd = 1180.15kN > 29.85kN =VEd

Section admissible.

IX.5. PLAN DE FERRAILLAGE

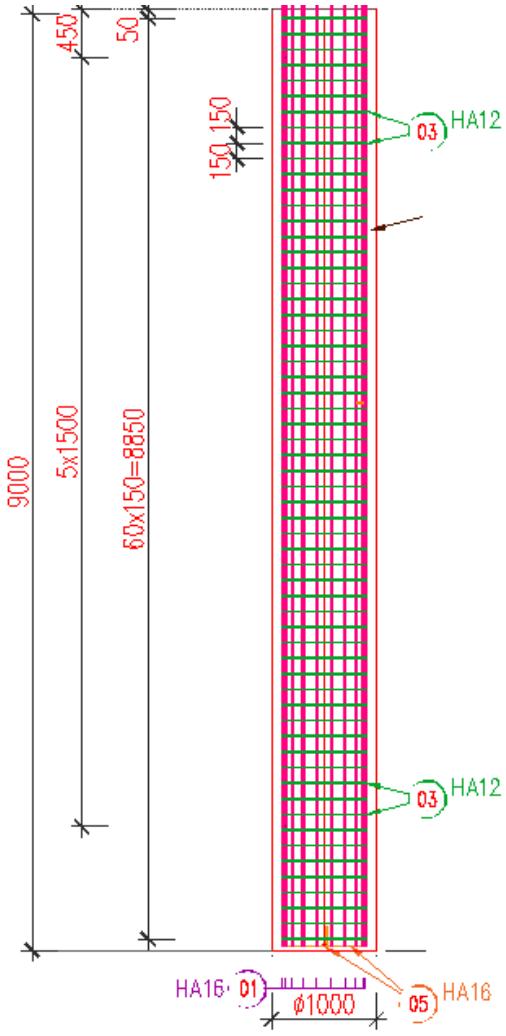


Figure IX-18: : Coupe de ferraillage longitudinale écran

IX.5.1. l'écran de soutènement de type EC 04

1. Caractéristiques géométriques de l'écran de soutènement de type EC 04 :

Tableau IX-5: Caractéristiques géométriques de EC 04

Élément	Valeur	Unité
Longueur des pieux armés	20.00	m
Hauteur d'excavation	7.3	m
Entraxe entre pieux	1.20	m
Diamètre des pieux	1.00	m
Type de structure	Écran auto-stable	—

2. Modélisation géotechnique :

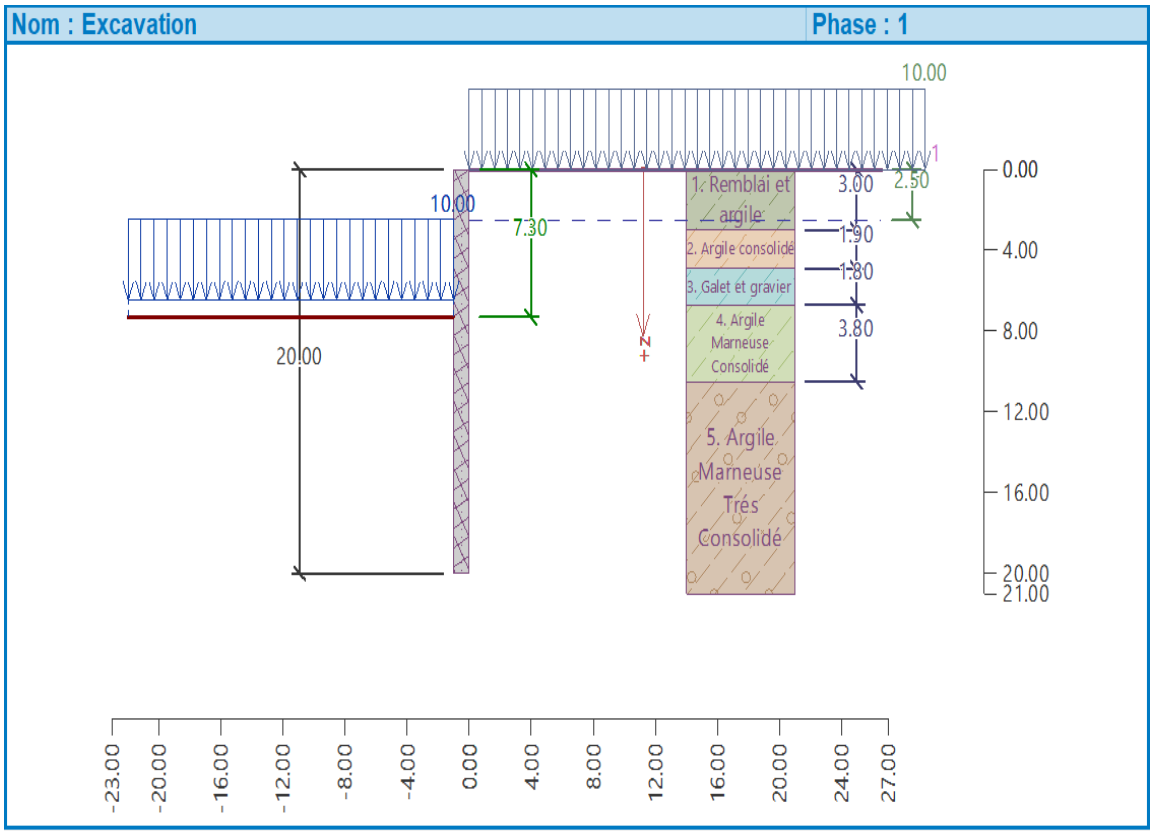
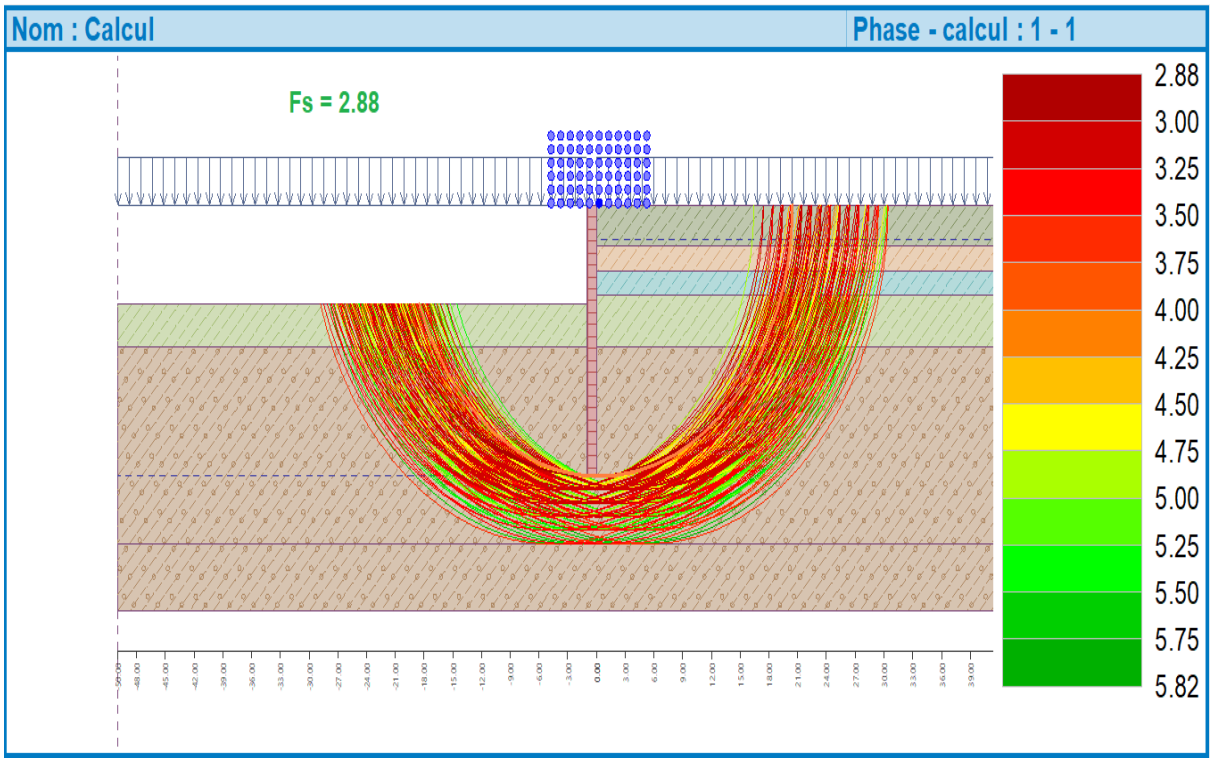


Figure IX-19 : Modélisation géotechnique de EC04

IX.5.1.1. Vérification de stabilité générale :

1. Phase de service : (l'état permanent de l'ouvrage une fois construit).



- **Vérification de la stabilité de pente (Bishop) :**

Tableau IX-6 : Vérification de la stabilité de pente

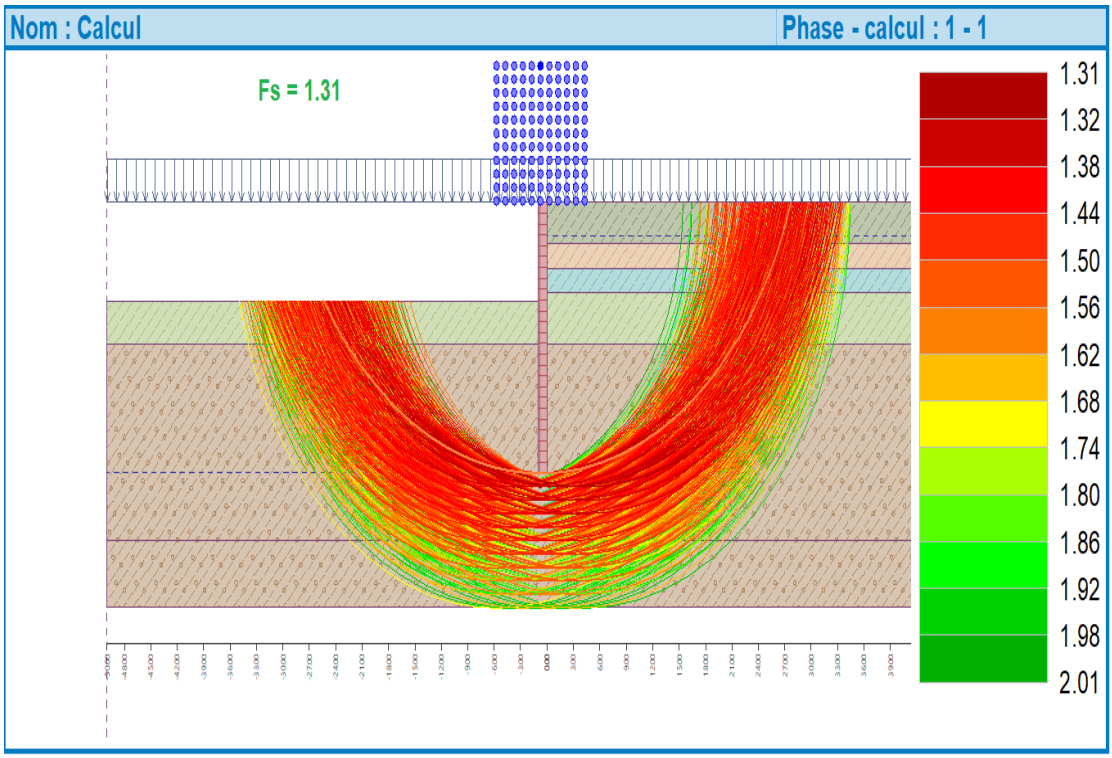
Terme	Valeur
Forces actives (Fa)	1806.18 kN/m
Forces passives (Fp)	5199.44 kN/m
Moment de glissement	36466,85 kNm/m
Moment résistant (Mp)	104986,83 kNm/m

- **Facteur de sécurité Fs = 2,88**

Coefficient de sécurité = 2.88 > 1,50

Stabilité de pente ADMISSIBLE.

2. Phase de sismique :



- Surface de glissement circulaire :

Paramètres de la surface de glissement							
Centre :	x =	-0.74	[m]	Angles :	α_1 =	-54.74	[°]
	z =	10.13	[m]		α_2 =	70.39	[°]
Rayon :	R =	30.19	[m]				
Surface de glissement après calcul du faisceau de surfaces de glissement							

Figure IX-20: Vérification de la Stabilité Générale en Phase Sismique

- Vérification de la stabilité de pente (Bishop) :

Tableau IX-7:résultats des efforts internes

Terme	Valeur
Forces actives (Fa)	4462.84 kN/m
Forces passives (Fp)	585.62 kN/m
Moment de glissement	134733,2 KNm/m
Moment résistant (Mp)	176871,59 kNm/m

- **Le facteur de sécurité FS = $\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de glissement}}$ = 1,31.**

Stabilité de pente ADMISSIBLE.

IX.5.1.2. Analyse de la stabilité interne et des efforts internes

- Stabilité interne :

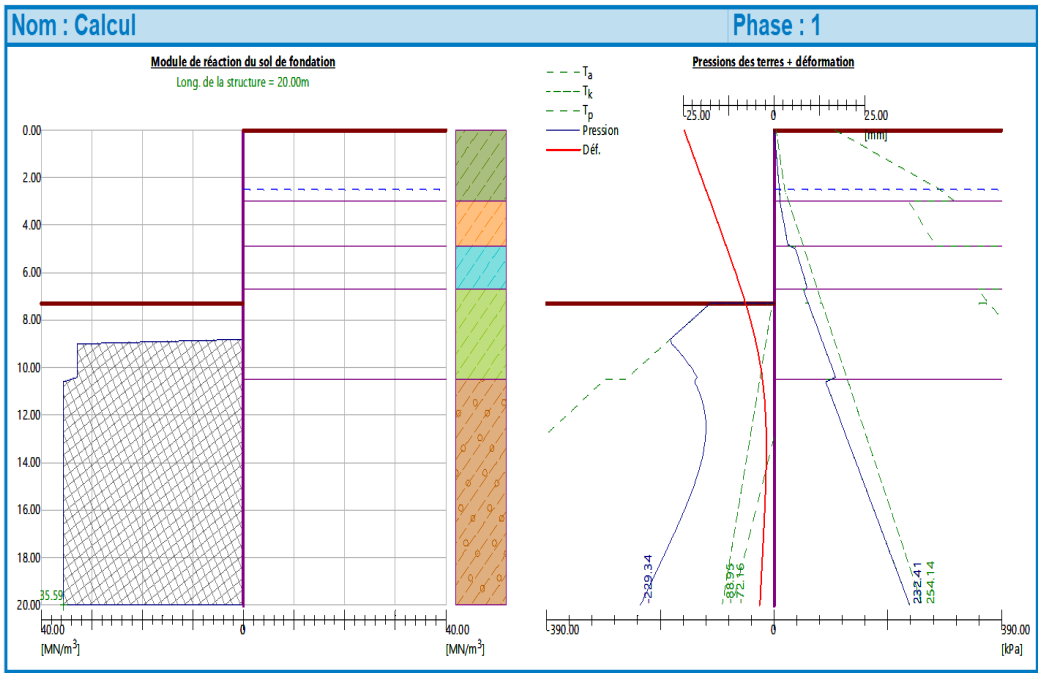


Figure IX-21: Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation)

- Interprétation des résultats :

Les résultats montrent une bonne stabilité interne de la structure :

- Le module de réaction du sol augmente avec la profondeur, ce qui indique une bonne portance du sol en profondeur**.**
- Les pressions des terres restent entre les limites actives et passives, ce qui confirme que la structure est en équilibre**.**
- La déformation du mur est modérée, signe que les déplacements sont maîtrisés et ne compromettent pas la stabilité.
- Le comportement global du sol et de la structure est cohérent et stable, sans signes de défaillance.

- **Efforts interne :**

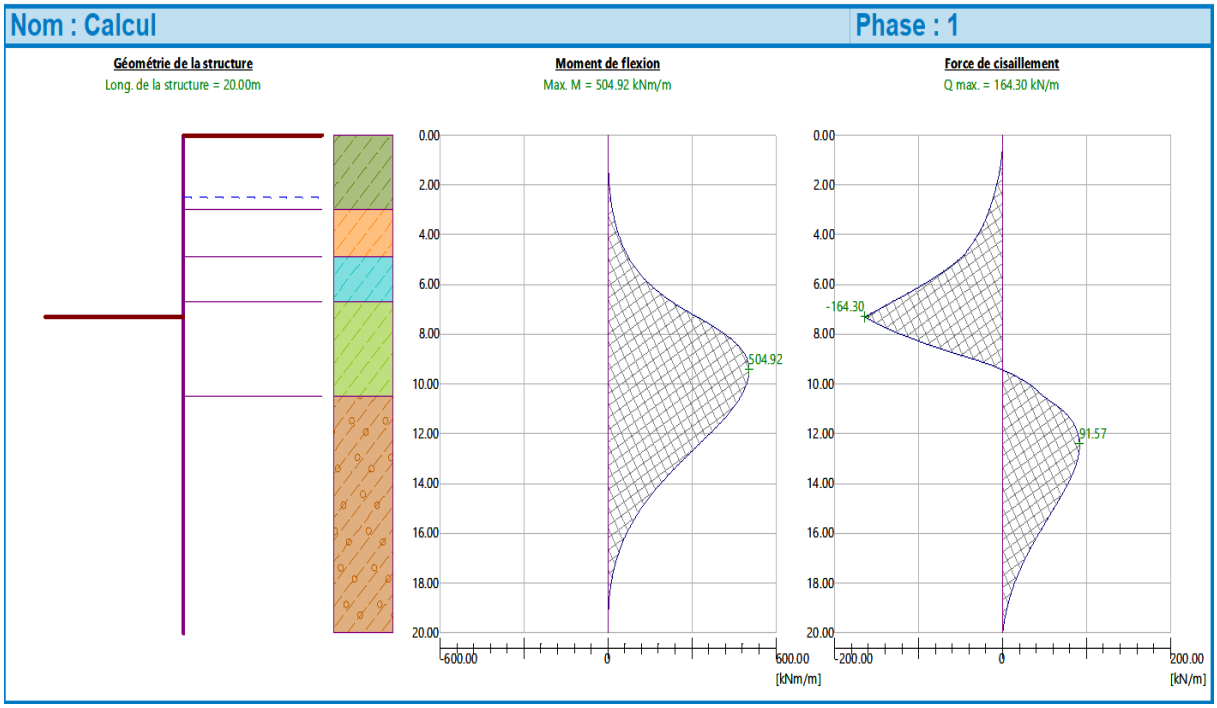


Figure IX-22:efforts internes

- Interprétation :

Cette analyse présente la répartition des sollicitations internes (moment fléchissant et effort tranchant) le long d'un pieu de 20 m de profondeur soumis à des actions horizontales**,** typiquement issues du vent, séisme, poussée de sol ou charge excentrée.

➢ Moment de flexion maximal

- Valeur maximale **: 504.92 kNm/m**

- Profondeur correspondante **: environ** 8 à 10 mètres
- Cette zone représente la profondeur critique où le sol développe une réaction maximale au déplacement latéral du pieu**.**
- Ce moment traduit un encastrement partiel du pieu : la tête est libre ou partiellement libre, et les plus fortes flexions se développent dans le tiers supérieur.
- Le diagramme est régulier et continu**,** sans rupture locale ni inversion de courbure, ce qui indique un bon comportement sol-structure**.**

➢ Effort tranchant maximal

- **Valeur maximale :**

En tête : **164.30 kN/m**

En profondeur (~12,5 m) : **91.57 kN/m**

- L'effort tranchant est maximal en partie haute, ce qui est normal car c'est la zone de transfert immédiat de la charge horizontale appliquée.
- La diminution progressive de l'effort tranchant avec la profondeur montre une bonne interaction pieu-sol**,** avec dissipation des efforts par la résistance latérale du sol**.**

- **Déformations + Contraints** :

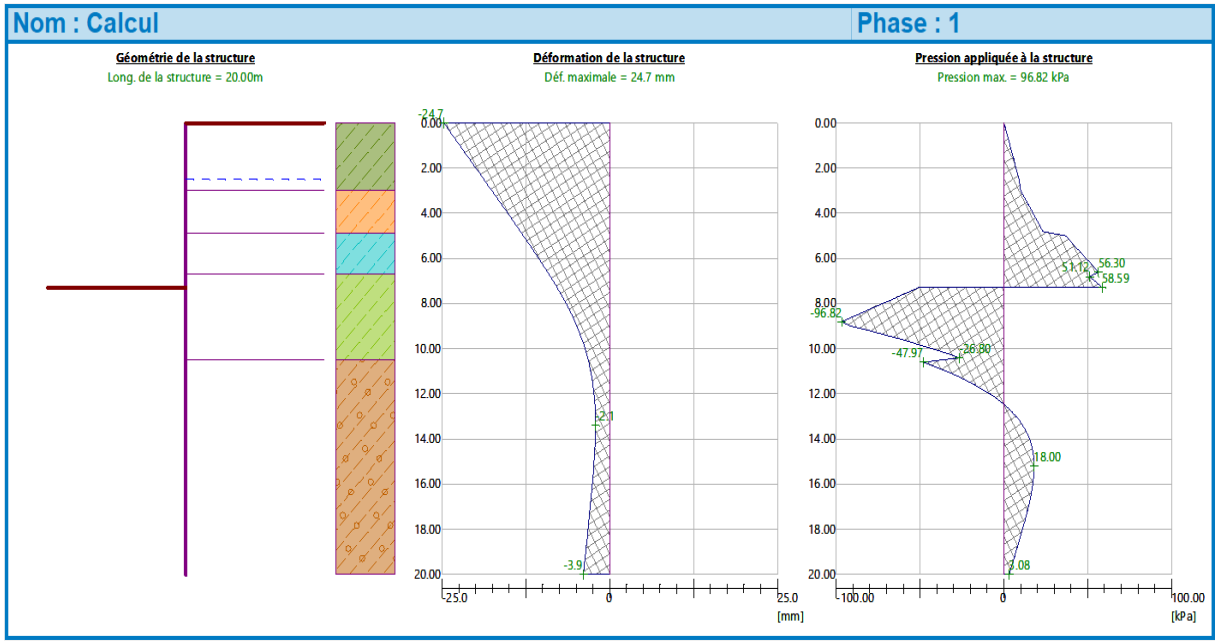


Figure IX-23:Déformation et contrainte

- Interprétation :

L'étude des déformations et pressions montre une déformation latérale maximale de 24.7 mm, concentrée en tête du pieu. Cette déformation diminue régulièrement en profondeur, indiquant une bonne insertion et dissipation des efforts par le sol. La pression maximale appliquée au

pieu atteint 96.82 kPa à environ **7** m de profondeur**,** correspondant à la zone de réaction principale du sol. Le comportement observé est cohérent avec la mécanique des pieux soumis à des efforts horizontaux**,** sans signe de déséquilibre ou d'instabilité. Ce résultat confirme la stabilité du système pieu-sol et la fiabilité du dimensionnement**.**

- **Mobilisation des buttées :**

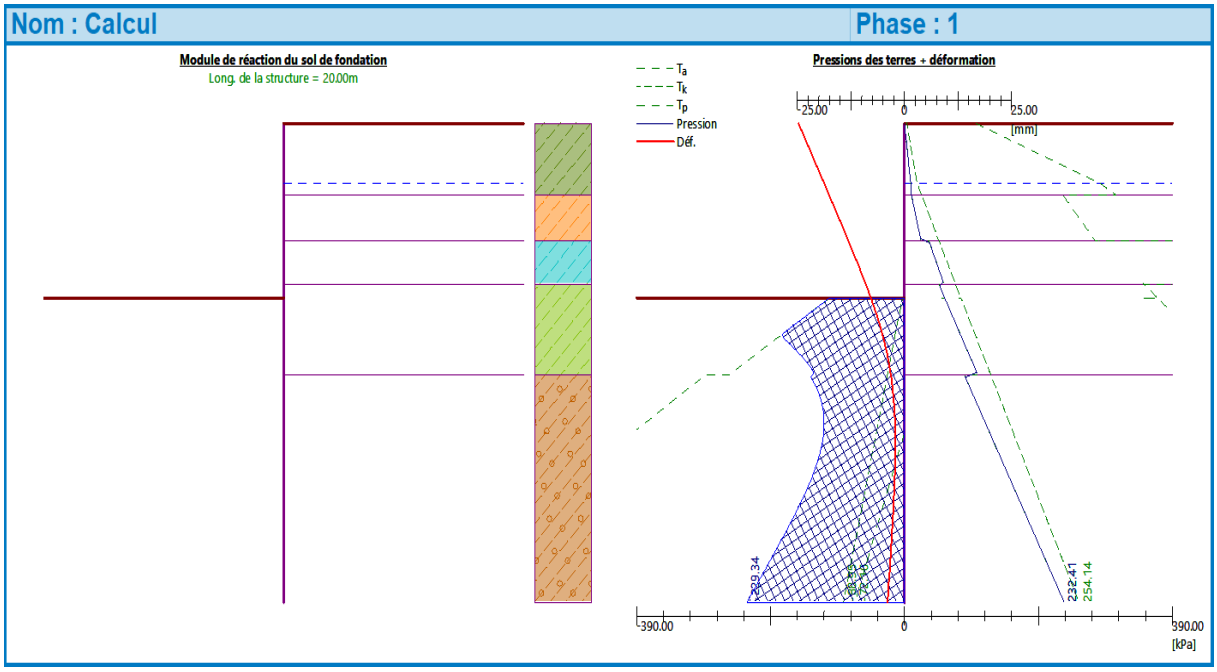


Figure IX-24: Modélisation de la butée

- Interprétation :

Résistance passive maximale = 5304.78 kN/m

Résistance passive mobilisée = 1945.98 kN/m

Le facteur de sécurité Fs = $\frac{5304.78}{1945.98}$ **= 2,73** $>$ 1,5

Le coefficient de sécurité est largement supérieur à l'exigence minimale.

La mobilisation des butées est donc admissible selon les normes.

Calcul de la mobilisation en pourcentage :

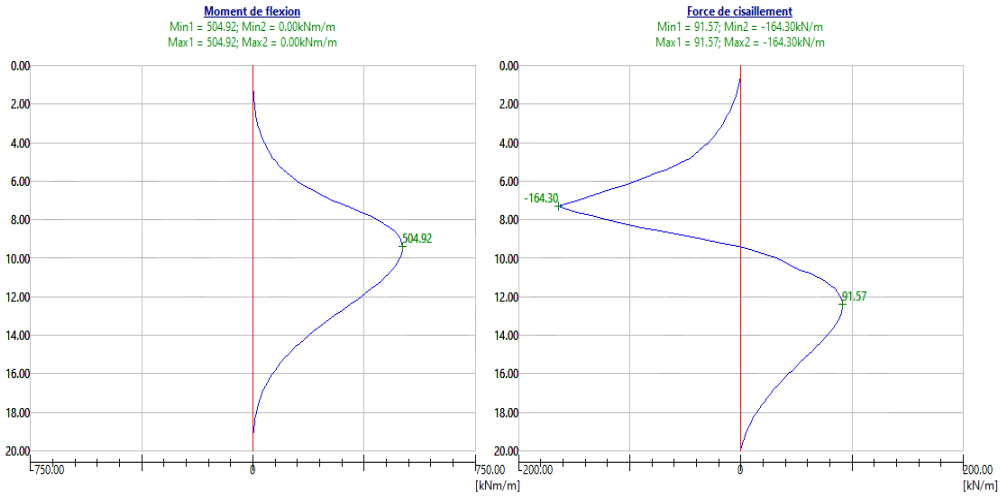
$$\text{la mobilisation} = \frac{\text{Résistance passive mobilisée}}{\text{Résistance passive maximale}} = \frac{1945.98}{5304.78} \times 100 = 36{,}7\%$$

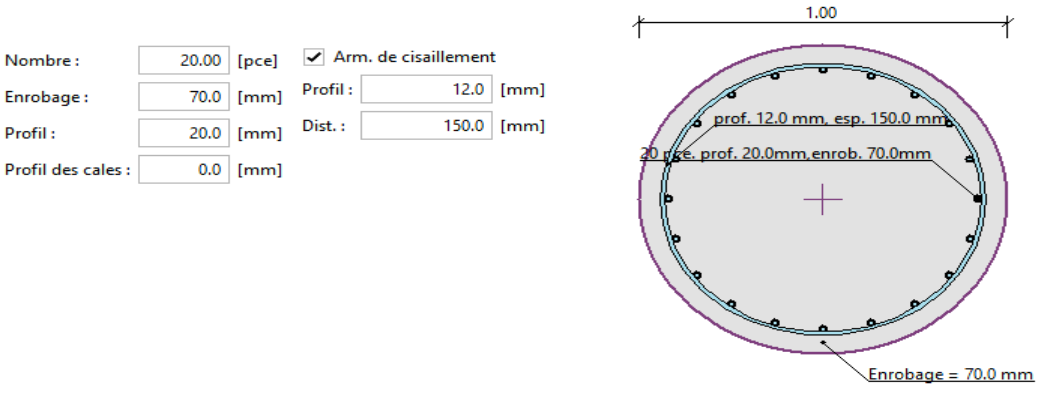
Cela signifie que moins de 40 % de la capacité passive est utilisée.Le sol travaille dans un état non critique, avec une marge de sécurité importante.

IX.5.1.3. Stabilité de l'écran type STR (Ferraillage des pieux) :

Tableau IX-8:Paramètres de calcul

Paramètre	Valeur	Unité
Déformation maximale	24.7	mm
Force de cisaillement maximal	197.16	kN
Moment maximal	605.91	kN.m





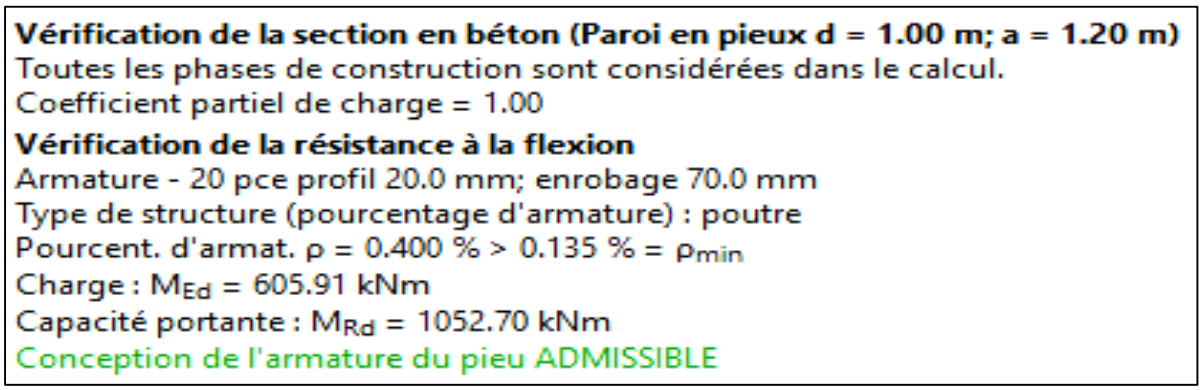


Figure IX-25:ferraillage de EC04

1. **Vérification de la résistance à la flexion :**

On prendre 20-HA20 (62,83cm²)

Calcul de la section du pieu An :

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

An=π*(50)^2 = π·2500 ≈ 7854 cm^2

Taux = (7854/62,83) ×100 ≈ 0.8%

0.8% > 0.5%

Armatures **20-HA20**, enrobage 70.0mm

Charge : Med = 605.91 kn.m

- Capacité portante : MRd = 1052.70 kn.m

Conclusion :

Le moment que le pieu doit supporter est très largement à sa capacité maximale ce qui implique que Conception de l'armature du pieu admissible (Med < MRd).

2. **Vérification de la résistance au cisaillement :**

Armature de cisaillement –**profil 12.0mm**

Asw = 2 x754 = 1508.00 mm²

Force de cisaillement limite ultime : VRd = 1180.15kN > 197,16 kN =VEd

Section admissible.Plan de ferraillage :

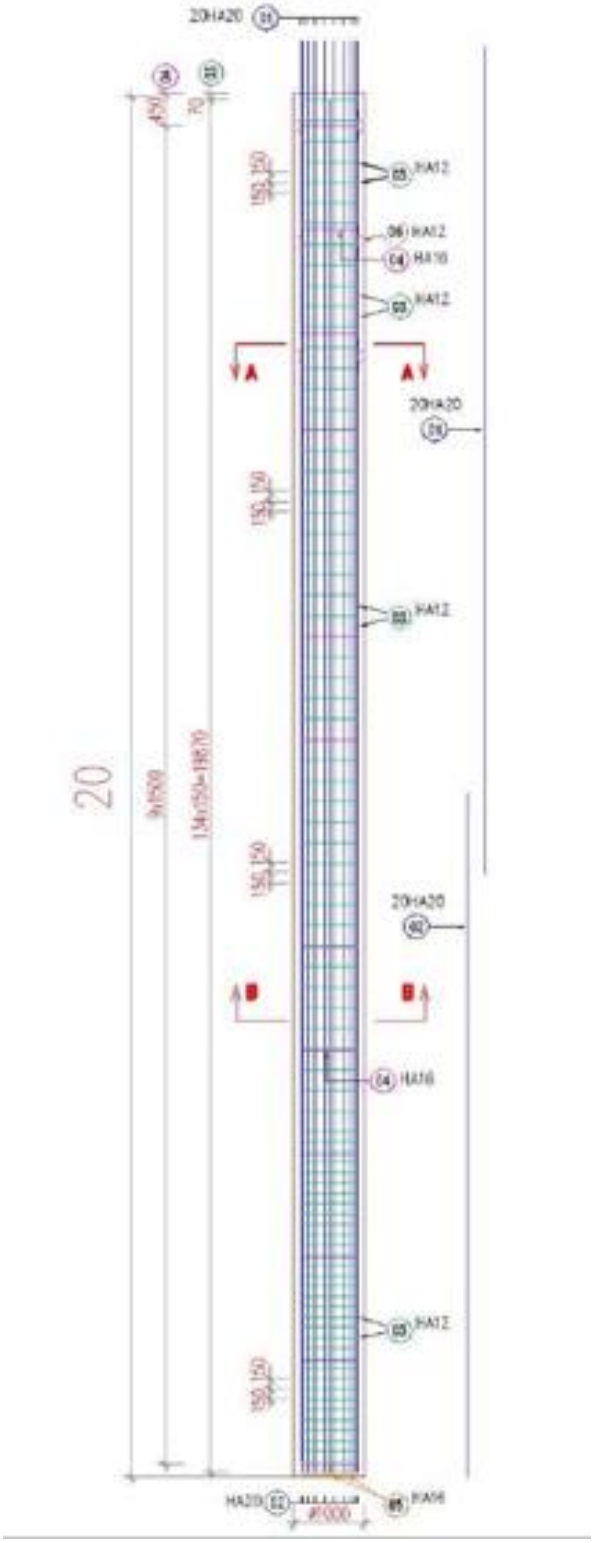


Figure IX-26:coupe verticale de ferraillage adobté

Vue en plan :

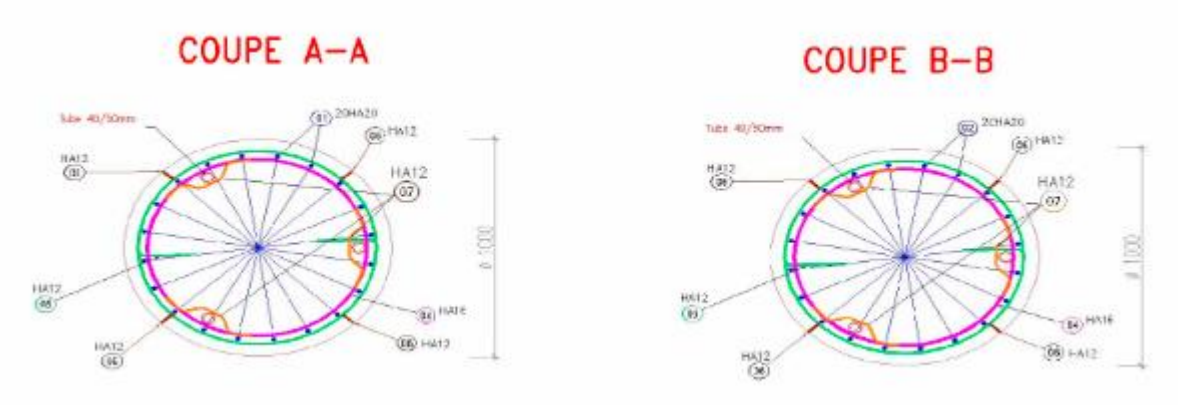


Figure IX-27:Vue en plan de ferraillage

Phase levage :

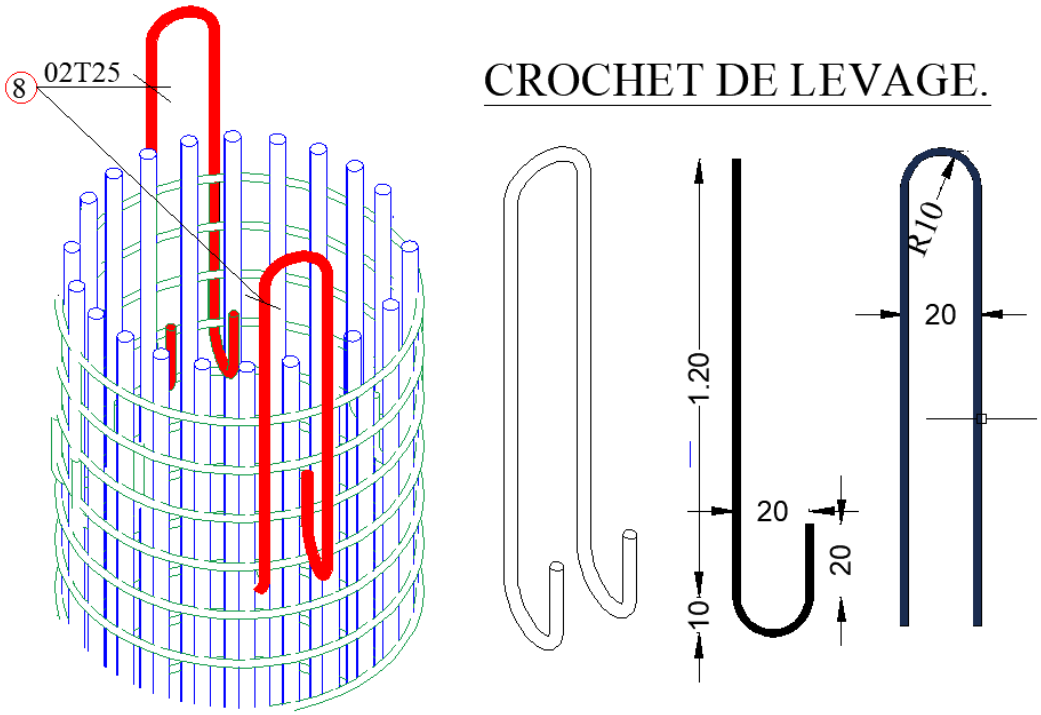


Figure IX-28:le ferraillage en phase levage

IX.6. CONCLUSION

Les résultats obtenus à l'aide du logiciel GEO5 confirment la stabilité globale et locale des écrans en pieux dans les conditions de service normales et sismiques. Les coefficients de sécurité calculés sont conformes aux exigences normatives, validant ainsi les choix géométriques et structuraux des écrans de soutènement.

CHAPITRE X

Etude de soutènement provisoire de la partie centrale

CHAPITRE X : ETUDE DE SOUTENEMENT PROVISOIRE DE LA PARTIE CENTRALE

X.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de ce projet, la technique de la paroi clouée a été retenue comme solution de soutènement provisoire, dans le but de stabiliser les terres lors des travaux de terrassement, en particulier au niveau de la partie centrale de l'ouvrage, encadrée par des murs de soutènement en béton armé.

La configuration du site, marquée par une hauteur importante de déblais et la présence de sols relativement meubles, a nécessité la mise en œuvre d'un soutènement progressif, capable d'assurer la stabilité des talus verticaux au fur et à mesure de l'excavation.

Ce chapitre présente la description de cette solution de clouage, ses principes de fonctionnement, ainsi que son dimensionnement géotechnique réalisé à l'aide du logiciel Slide2, en tenant compte des caractéristiques du sol et des contraintes du chantier.

X.2. PRESENTATION DU LOGICIEL SLIDE :

Le logiciel Slide est un outil largement utilisé en géotechnique pour l'étude de la stabilité des pentes et des talus. Il permet la modélisation du comportement des sols et des roches en prenant en compte les propriétés géotechniques, les conditions de chargement ainsi que les contraintes hydrogéologiques.

Reposant sur la méthode des éléments finis, ce programme offre une représentation réaliste des interactions entre les couches de sol et les structures. Il utilise des formulations mathématiques avancées pour évaluer les contraintes, les déformations et le facteur de sécurité global ou local.

Cet environnement de calcul permet aux ingénieurs de réaliser des analyses fiables et d'identifier les zones potentiellement instables. Il constitue ainsi un outil d'aide à la décision pour la conception et la sécurisation des ouvrages de soutènement, en proposant des mesures adaptées de stabilisation.

X.3. REALISATION DE LA PAROI CLOUEE :

Le soutènement en sol cloué est effectué de manière progressive, de haut en bas, à mesure que les terres sont excavées. Chaque étape comprend les actions suivantes :

- Excavation d'une hauteur déterminée.
- Installation d'éléments de renforcement (clous).
- Mise en place d'un système de drainage
- Réalisation d'une partie de revêtement (utilisation de nappes en treillis soudé et béton projeté).

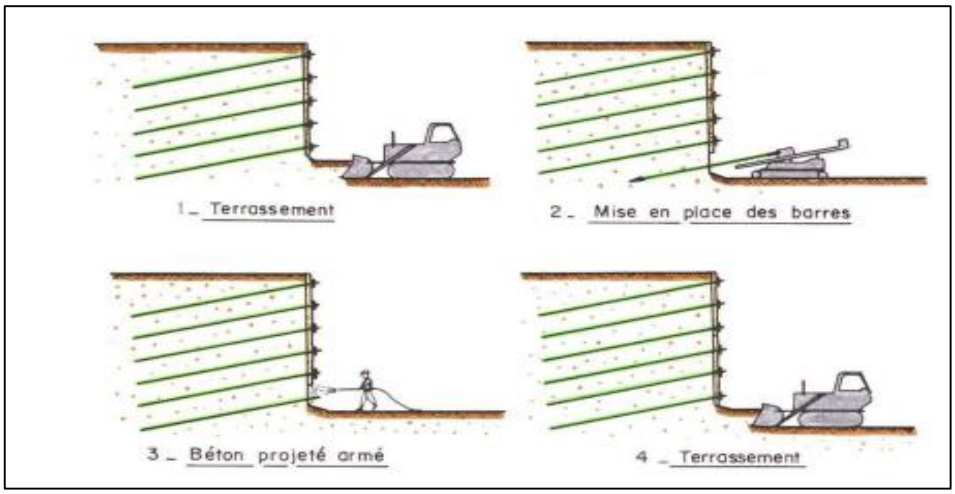


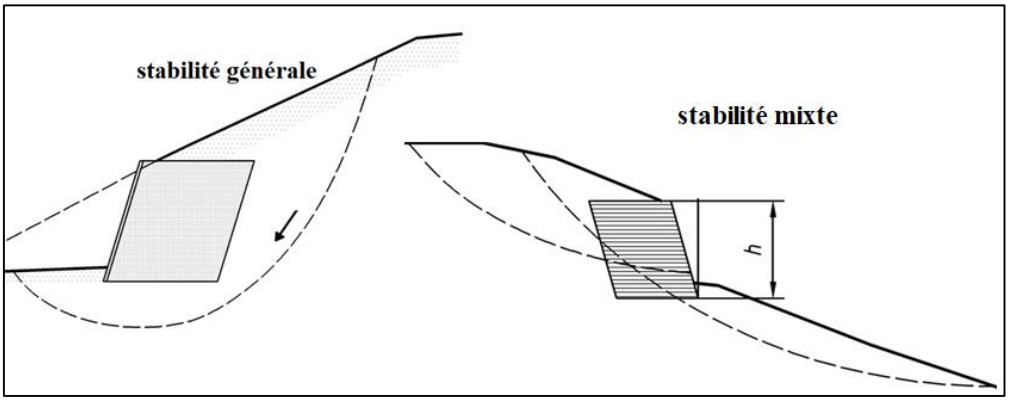
Figure X-1: Etapes de réalisation d'un ouvrage en sol cloué (NF P 94 270)

X.4. PRINCIPE DE VERIFICATION :

Conformément à la norme **NF P94-270**, un ouvrage en sol renforcé peut périr du fait de la défaillance ou de la déformation excessive de ses éléments de renforcement ou de parement, ou du sol support sur lequel il est établi, ou du site dans lequel il est construit.

X.4.1. Les différents états limites ultimes (ELU) à considérer pour les ouvrages en sol renforcé :

- **L'état limite d'instabilité externe générale**, par grand glissement le long d'une ligne de rupture extérieure au massif renforcé ;
- **L'état limite d'instabilité mixte**, par un mécanisme de grand glissement le long d'une ligne de rupture interceptant des lits de renforcement ;



Les états limites d'instabilité a L'ELU

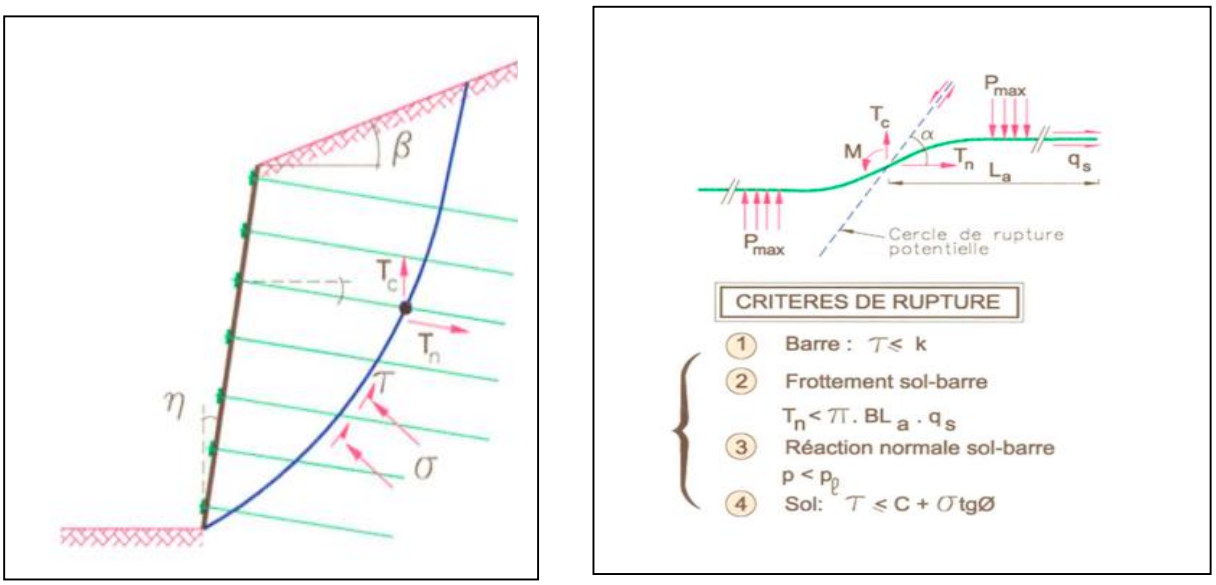


Figure X-2.3: Les différents états limites ultimes (ELU) à considérer pour les ouvrages en sol renforcé

X.4.1. Les états limites d'instabilité interne du massif:

- Par défaillance des renforcements, soit par insuffisance de leur résistance structurelle à la traction (d'adhérence sol/clou(s))
- Par insuffisance de la résistance de l'interaction entre les renforcements et le terrain ;
- Par défaillance du parement, soit par insuffisance de résistance de celui-ci, soit par insuffisance de résistance des dispositifs de liaison aux renforcements.

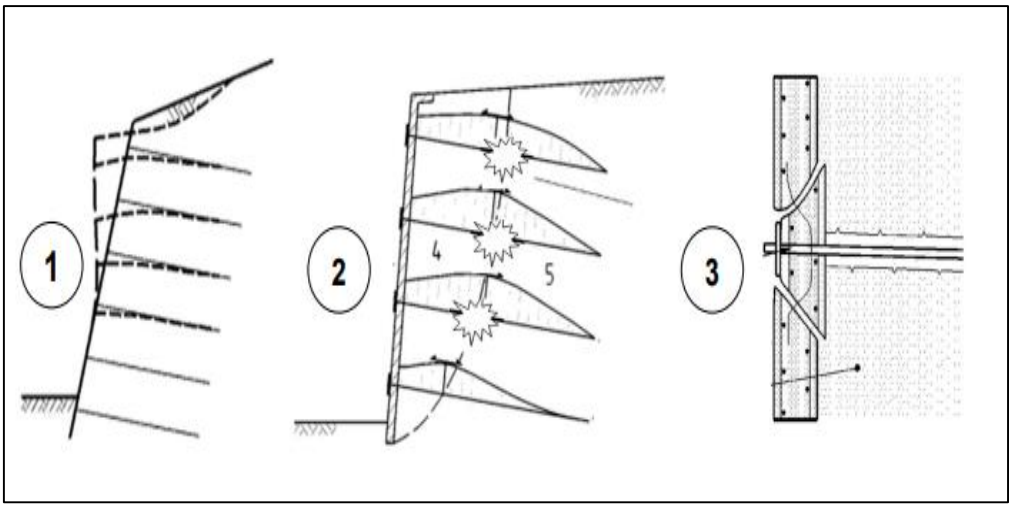


Figure X-3: Les états limites d'instabilité interne du massif

X.5. PREDIMENSIONNEMENT DES PAROIS CLOUES :

X.5.1. Longueur des clous :

D'après la norme : Eurocode 7 NF P94 – 270 Ouvrages de soutènement, Remblais renforcés et massifs en sol cloué 07/2009.

Pour un ouvrage vertical de hauteur totale h la longueur des clous est généralement comprise entre :

- **0,7 h et 1,2 h** pour des clous réalisés par forage, disposés à raison d'environ un clou pour 2,5 à 6 m² de parement.

Ce qui nous donne pour **h= 8.56 m** :

L_{min} = 0.7 x 8.56 = 5.99 L_{min}= 6m (en haut)

L_{max} =0.7 x 1.2 = 10.1 m L_{max} = 10 m (en bas)

La paroi clouée étudiée dans ce projet comporte quatre niveaux de clous, disposé régulièrement sur la hauteur totale de l'ouvrage. Les longueurs des clous sont adaptées en fonction de leur profondeur afin d'assurer un ancrage suffisant dans le sol stable et de répondre aux contraintes croissantes en profondeur.

La répartition adoptée est la suivante :

- 1er lit (en tête) : 6,0 m
- 2e lit : 8,0 m
- 3e lit : 9,0 m
- 4e lit (en pied) : 10,0 m

X.5.2. L'inclinaison des clous :

La norme préconise que les clous soient inclinés vers le bas, avec un angle :

$$10° \leq \alpha \leq 20°$$

Pour H=8.56m :

Les clous ont été inclinés de 16° vers le bas par rapport à l'horizontale.

Ce choix d'inclinaison a pour but :

- D'optimiser la résistance au glissement en maximisant la composante de frottement sol-clou,
- De favoriser le drainage naturel autour des barres afin d'éviter l'accumulation d'eau et la corrosion,
- Et de garantir un ancrage suffisant dans la zone passive du sol.

X.5.3. Espacement vertical entre les clous :

1.3 m < e < 1.5 m

Le sol de la fouille étant de nature argileuse, il faut réduire un peu les espacements pour bien maintenir la masse de sol entre les clous.

On prend e =1.25 m

Cela permet d'avoir un maillage plus serré, donc :

- Une meilleure cohésion entre le parement et le sol
- Moins de risque de déformation locale entre les clous

Justification de diamètre des parois cloués choisi :

Le choix d'un diamètre de **Ø32 mm** pour les barres de clouage a été retenu afin d'assurer :

- Une résistance mécanique adéquate, tant à la traction qu'à l'arrachement, tout en conservant une mise en œuvre aisée sur le chantier.
- Ce diamètre représente un équilibre optimal entre performance structurelle, sécurité et facilité d'exécution, notamment pour une paroi de 8,56 mètres de hauteur, soumise à des sollicitations significatives.

Les caractéristiques des clous utilisés sont présentées dans ce tableau :

Tableau X-1: Caractéristiques des clous

Diamètre de la barre Ø (mm)	32
Section de la barre d'acier Sn (mm2)	804.24
Diamètre Ø de forage (mm)	100
Inclinaison des clous	16°
Longueur (m)	L_{min} = 6m ; L_{max} = 10m
Espacement horizontal et vertical	Ev = Eh = 1.25m

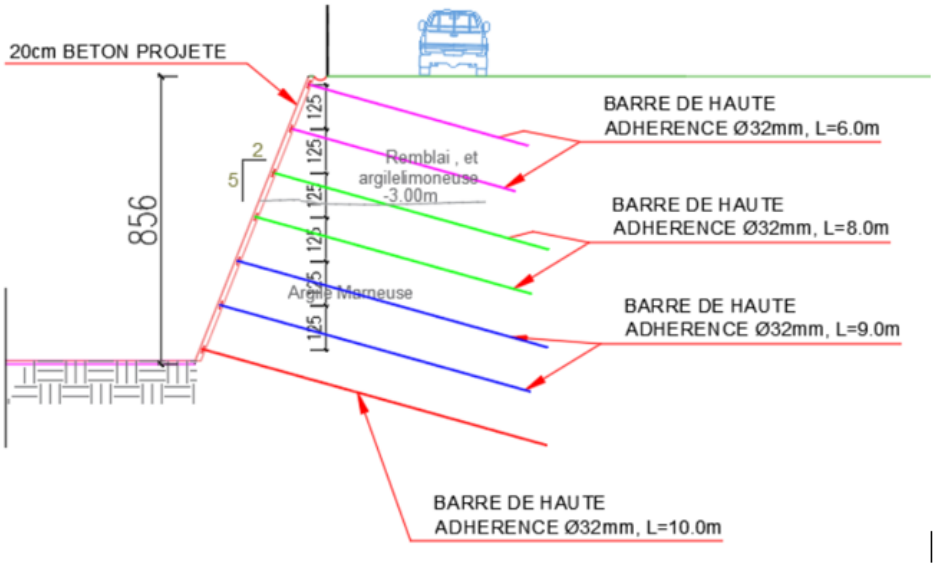


Figure X-4:coupe transversale de la partie clouée

Paramètres de Calcul :

Approche de calcul :

Les vérifications de stabilité de la paroi clouée ont été effectuées selon **l'Approche 3** de l'Eurocode 7, en appliquant les coefficients partiels appropriés aux actions et aux résistances.

Cette approche est une méthode de vérification des états limites (ELU), dans laquelle les actions sont majorées et les résistances géotechniques sont réduites.

Les propriétés de résistance sont pondérées par γM = 1,25 en conditions drainées et 1,40 en conditions non drainées.

Les formalise de sécurité :

- **Le facteur partiel de modèle γRd :**

La valeur du facteur partiel de modèle γR;d dépend du caractère transitoire ainsi que de la sensibilité de l'ouvrage aux déformations.

L'ouvrage est de catégorie géotechnique 2, pour lequel le déplacement n'est pas un critère de dimensionnement

D'où :

Pour la phase durable : γR;d = 1,10

Phase transitoire : γR;d = 1,05

Situation accidentelle : γR;d = 1,00

	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	$\gamma_{R;d} = 1,00$	$\gamma_{R;d} = 1,00$

Figure X-5: La valeur du facteur partiel de modèle γR;d

Facteurs partiels de modèle qs :

A partir des abaques, CLOUTERRE (1991, 2002) :

$$q_{s,k} = \frac{q_{s,abaques}}{\gamma_{Rd,qs}} \qquad \gamma_{Rd,qs} = 1,60$$

→ Clouterre 1991 et 2002

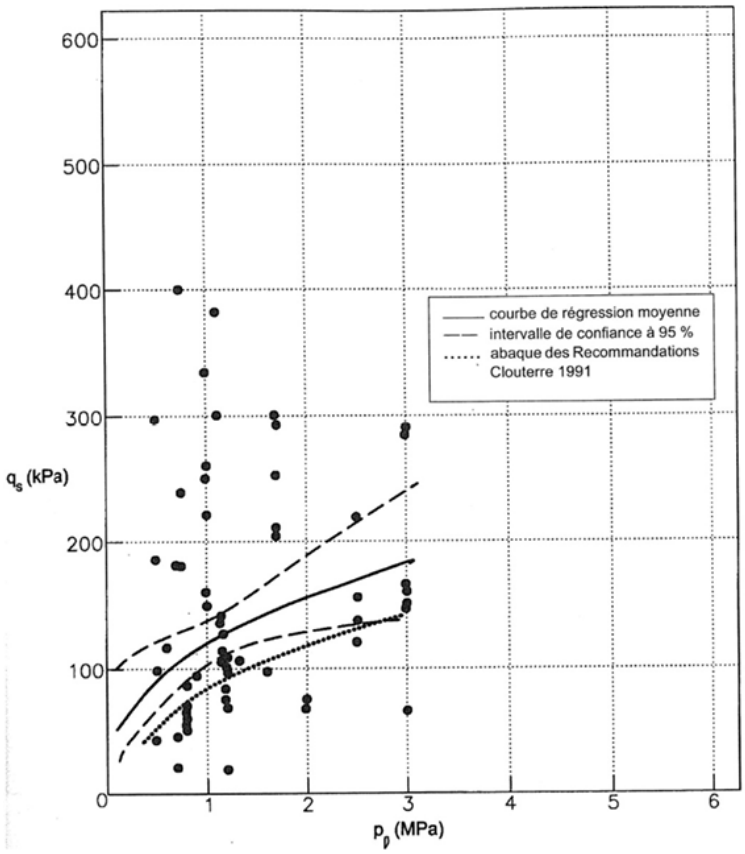


Figure X-6: Abaques, CLOUTERRE

D'où :

valeur moyenne de PL = 2.00Mpa

D'après l'abaque :

$q_{s,abaque}$= 120 KPA

$q_{s,k}$= (120 / 1.6) x 120 = 75 KPA

Les coefficients de sécurité pondérateurs utilisés sont les suivants :

Tableau X-2: Coefficients de sécurité pondérateurs- Approche 3 (NF P 94-270)

		Situation	
		Fondamentale	**Sismique**
Actions permanentes	**Favorable γ_G**	1,00	1,00
	Défavorable γ_G	1,00	1,00
Actions variables	**Favorable γ_Q**	0,00	1,00
	Défavorable γ_Q	1,30	1,00
Poids volumique γ_γ		1,00	1,00
Angle de frottement effectif $\gamma_{\varphi'}$		1,25	1,00
Cohésion effective $\gamma_{c'}$		1,25	1,00
Cohésion non drainé γ_{Cu}		1,40	1,00
Résistance γ_R		1,00	1,00
Sur le model $\gamma_{R,d}$	**Phase provisoire***	1,05	1,00
	Phase définitive	1,10	

Calcul des coefficients d'accélérations sismiques :

D'après chapitre I :

A= 0.3

Kh = 0.5 A = 0,15 m/s^2

Kv = ± 0,3 Kh = 0,045 m/s^2

X.6. VERIFICATION DE STABILITE :

X.6.1. Stabilité mixte et générale :

Pour réaliser l'analyse de stabilité, la méthode d'équilibre limite selon la méthode de Bishop est employée. Cette méthode intègre les coefficients de sécurité partiels fournis par l'approche de calcul 3 de la norme NF P94-270 [1]. Pour faciliter ce processus, le logiciel Slide est utilisé.

Les résultats de stabilité obtenus (coefficient de sécurité et cercles de glissement critique) situation fondamentale et sismique sont présentés sur les figures ci-après :

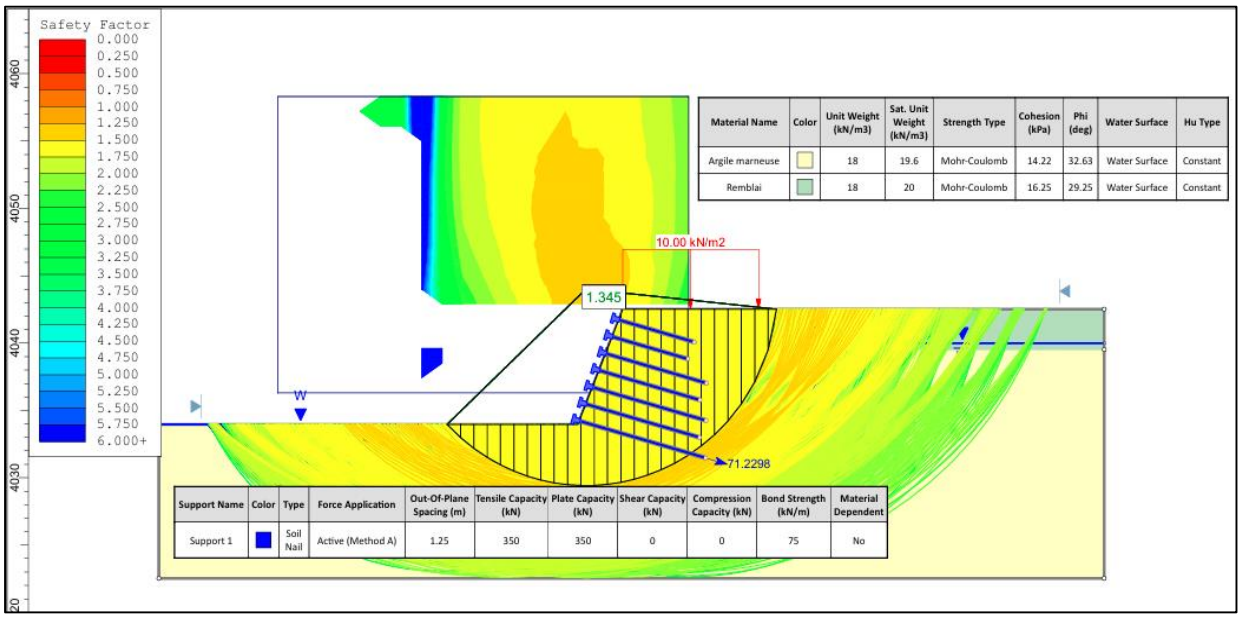


Figure X-7: Vérification de la stabilité mixte (situation durable)

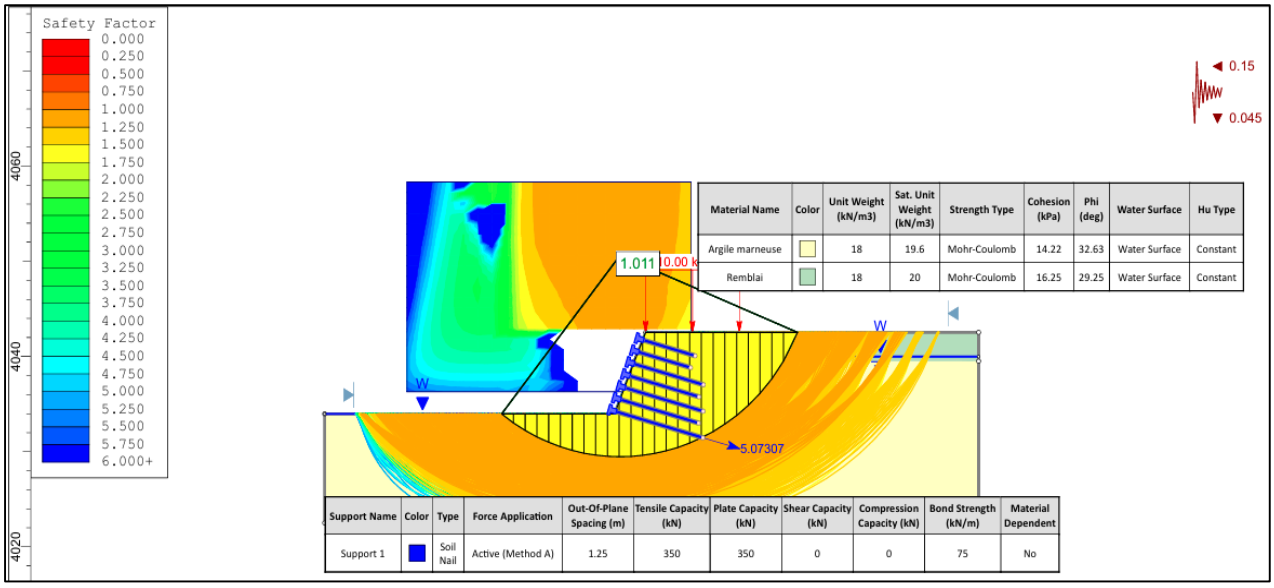


Figure X-8: Vérification de la stabilité mixte (cas sismique)

Tableau X-3: Résultats des calculs de stabilité

	Stabilité mixte et général	
Longueur des clous (m)	Fond (Fsmin ≥1)	Sismique (Fsmin ≥1)
$L_{min} = 5$ $L_{max} = 10$	1.34	1.01
	Vérifié	Vérifié

X.6.2. Stabilité interne :

La stabilité interne de l'ouvrage est vérifiée en utilisant la procédure recommandée par la norme NF P94-270, dans sa révision d'octobre 2020.

X.6.2.1. Calcul du T_{max} après phasage :

$T_{max\,;d} = \text{Min}\,(T_{0;\,d} + P_s q_{s;d} L_{int}\,;\, P_s q_{s;d} L_{ext}\,;R_{tc;d})$

Avec :

$T_{0;\,d}$: Valeur de calcul de l'effort en tête d'ancrage, recherchée itérativement de sorte que $F_{min} = 1$ à chacune des phases de terrassement ;

$\mathbf{q_{s,d} = q_{s,k} / 1.15}$ La contrainte de frottement unitaire limite de calcul

L_{ext} : la longueur de la partie du clou situé à l'extérieur de la surface de glissement

L_{int} : la longueur de la partie du clou situé à l'intérieur de la surface de glissement

$P_s = 2.\,\Pi\,.R$ Périmètre de forage ($R = 100\text{mm}$) ;

$\mathbf{R_{tc;\,d}}$ La valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du lit de clous .

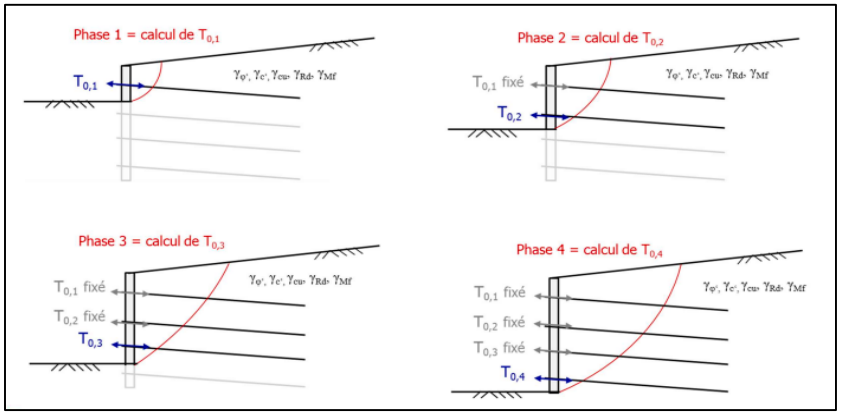


Figure X-9: Schéma explicatif de redistribution des efforts dans les clous

X.6.2.2. Résistance d'interaction sol – renforcement :

On doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite :

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

Où :

$T_{max;d}$: est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement, donné par le logiciel de calcul ;

$R_{tc;d}$: est la valeur de la résistance à la traction des clous.

- La résistance à la traction des clous est déterminée comme suit :

$$R_{tc;d} = \frac{Fy \; x \; As}{\gamma_s}$$

Avec :

$fy = 500 N/mm2$	Limite élastique garantie de la barre ;
$As = \pi D\ 2\ /4 = 804.24 mm2$	Section transversale de la barre ;
$\gamma s = 1.15$	Facteur de sécurité de la résistance des aciers

Donc Rtc;d =350 KN

- Les valeurs de Tmax trouvées de chaque phase de terrassement et pour chaque clou sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau X-4: Calcul du Tmax ; d après phasage de chaque clou

		CLOU						
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
To,i de chaque phase (KN)	Ph 01	10	-	-	-	-	-	-
	Ph 02	26	4	-	-	-	-	-
	Ph 03	72	78	64	-	-	-	-
	Ph 04	45	56	53	34	-	-	-
	Ph 05	74	86	82	60	17	-	-
	Ph 06	71	88	91	79	52	6	-
	Ph 07	-	-	-	-	-	-	107

Ce qui nous donne :

$$T_{max\ ;d} = 107 \text{ KN}$$

Donc : $170 < 350$

D'où :

L'inégalité : $T_{max\ ;d} < R_{tc;d}$ est vérifié .

X.6.2.3. Résistance des dispositifs de liaison au parement :

Pour garantir que le parement puisse supporter la charge de calcul, il est nécessaire de vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec :

Tpar;d = Tmax : Valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement au point où le lit de renforcement est attaché au parement

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

$$R_{par;\ ;d} = \frac{0{,}045 \cdot f_{28} \cdot 4\ h \cdot (a + h)}{1{,}5} + \frac{(a + 2\ h)^2 \cdot Pl^*}{2}$$

Avec :

Fc28 = 27 MPa Résistance caractéristique du béton à la compression ;

h = 20cm Épaisseur du béton sous la plaque d'appui ;

a=20cm Côté de la plaque d'appui ;

Pl'=2 MPa Pression limite du terrain au-dessous de la plaque.

N : est le nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré :

$$N = 1/eh = 0.8$$

Rpar;d = ((0.045 x 25x10^3 x 4 x 0.2 x 0.4) / 1.5) +((0.6) ^{2} x 2000) / 2

D'où :

Rpar;d = 600 KN

Tableau X-5: Vérifications d'interaction sol - renforcement

$e_{h\,(m)}$	1 .25
N	0.8
$T_{par;d}$ (kN)	107
$T_{par;d}$/N	133.75
$R_{a;d}$ (kN)	600
Vérification	ok

Par conséquent, nous adoptons une épaisseur de **20cm** du parement.

Épaisseur de la plaque d'appui (e_{min}) :

$$emin = \sqrt{\frac{Tpar;d}{\pi . fy}}$$

$e_{min} = \sqrt{107 / \pi \cdot 235 \cdot 10^3} = 0.012$ m

Avec :

fy : Limite élastique de la plaque d'appui (235 MPa).

Donc, on prend une épaisseur de la plaque d'appui $\boldsymbol{e = 12\ mm}$.

X.6.2.4. Résistance structurelle du parement :

Les calculs définiront les sections d'acier nécessaires dans le parement conformément aux règles BAEL91/99 en considérant la paroi comme une poutre continue sur appuis simples multiples dans le sens vertical et dans le sens horizontal. Le dimensionnement abordera la vérification du parement à la flexion à l'ELU en situation finale et au poinçonnement.

La charge de dimensionnement est la suivante :

$$\sigma_{par;d} = \inf[1; \sup(0,6; 0,4 + \max(e_v; e_h))] \cdot \frac{T_{par,d}}{e_v \cdot e_h}$$

Avec :

$T_{par,cl} = T_{max,cl}$

Où :

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

Ce qui nous donne :

$\sigma_{par;d} = \inf [1; \sup (0,6,\cdot 0,4+ \max (1.25;1.25))] \times 107 / 1.25^2$

$$\sigma_{par;d} = 68.5 \text{ Kpa}$$

Calcul du moment fléchissant maximal :

En utilisant les formules suivantes :

$$M_{\max\ appuis} = \frac{\sigma_{par;d} \cdot l^2}{12} ; M_{\max\ travée} = \frac{\sigma_{par;d} \cdot l^2}{24}$$

Ce qui nous donne :

Sur appui :

Mappuis= (30,74 x $1,5^2$) / 12 = 5,76 KN.m

En travée :

$M_{travée} = (30,74 \times 1,5^2) / 24 = 2,88$ KN.m

Vérification de la section d'armature (formule BAEL) :

Ce qui nous donne :

Tableau X-6:section As obtenue

	Section obtenue As (cm2/ml)	
Sens	Côté parement	Côté terre
Horizontal eh=1.25	2.2	2.2

On retiendra donc la géométrie suivante :

Tableau X-7:géométrie du parement

Épaisseur parement	20 cm
Treillis côté terre	TSHA ST25C
Treillis côté parement	TSHA ST25C
Enrobage	2 cm
Plaque d'appui	200x200x12 mm extérieure au parement

X.6.2.5. Coupe type de la paroi clouée :

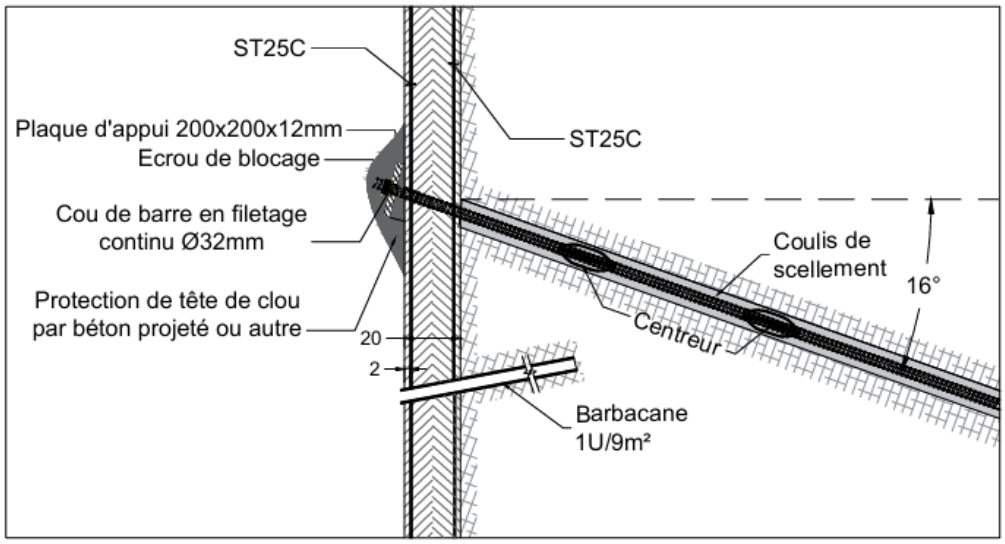


Figure X-10: Coupe type de la paroi clouée

X.7. CONCLUSION

L'étude des soutènements provisoires a démontré l'efficacité de la solution par parois clouées, notamment en termes de stabilité interne et générale. L'approche analytique couplée à l'utilisation du logiciel Slide permet de valider le comportement de l'ouvrage en phase provisoire tout en garantissant la sécurité du chantier.

CHAPITRE XI

Assainissement

XI.1. INTRODUCTION

L'assainissement des trémies routières est une partie essentielle. Ces ouvrages, souvent situes dans des zones basses, sont particulièrement sensibles aux risques liés à l'eau, qu'il s'agisse des eaux de pluie ou des infiltrations souterraines.

XI.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE

Cette étude vise également à répondre des enjeux environnementaux et de sécurité urbaine :

- La sécurité de l'usager **:** Il faut éviter la stagnation d'eau sur la chaussée.
- La protection de la route **:** La saturation des dispositifs d'évacuation des eaux ou le ruissellement trop important peuvent détériorer la route.

XI.3. ETUDE HYDRAULIQUE

L'étude hydraulique vise à estimer, de manière statistique, l'intensité des crues associées à des périodes de retour comprises entre 10 et 100 ans. Ces données permettent de définir les paramètres de conception nécessaires pour assurer la sécurité de la trémie face aux risques d'inondation.

Les débits de projet ont été évalués à l'aide de la méthode rationnelle, fondée sur les précipitations enregistrées et la géométrie du bassin versant urbain. Cette approche permet de dimensionner efficacement les dispositifs de drainage associés à la trémie.

XI.3.1. Delimitation des bassins versants

Dans cette étude, la trémie est considérée comme le bassin versant principal. Elle est subdivisée en deux sous-bassins distincts : l'un orienté vers le côté "CHERAGA", l'autre vers "BOUCHAOUI". Cette division permet de représenter de manière réaliste les écoulements gravitaires.

Le point le plus bas**,** situé au centre de l'ouvrage, est retenu comme ligne de partage des eaux, car il constitue naturellement la zone d'accumulation des ruissellements, ce qui justifie une analyse séparée pour le calcul des débits de projet.

XI.3.2. Synthèse des Caractéristiques des Bassins Versants

Tableau XI-1: caractéristiques des bassins versants.

N° DU BASSIN VERSANT	BV01 vers Bouchaoui	BV01 vers CHERAGA
Surface du bassin versant A (m2)	1337,1	1654
La longueur du BV L	133,7	165,4

L'altitude maximale Hmax (m)	143,24	147,78
L'altitude minimale Hmin (m)	139,4	140,1
Dénivelée (m)	3,84	7,68
Pente %	2,87	4,64

XI.3.3. Calcul de débit de point Qp

Pour calculer le débit maximal de ruissellement pluvial en utilisent la méthode rationnelle

$$Q_p = C.im.A$$

Les unités utilisées pour les calculs sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau XI-2: Homogénéisation des unités dans la loi rationnelle.

Qp	A	IM	
m3/s	**m²**	**m/s**	**C iM A**
	Ha	**mm/h**	**(1/360). C iM A**
		mm/mn	**(1/6). C iM A**
	km²	mm/h mm/mnl/s/m²	**0,278 C iM A**
			0,00463 C i A
			103 C iM A

- Coefficient de ruissellement pondéré de l'impluvium :

Tableau XI--3: Valeurs de coefficient de ruissellement moyen

Occupation de sol	Valeurs de C
Chausses, parking, toitures, trottoir	0,9
Voies piétonnes	0,5
Allées en gravier	0,2
Gazons	0,15
Surfaces boisées	0,05

Pour notre étude on prend C=0,9

- Intensité de la pluie I :

Pour calculer l'intensité de la pluie on utilise Les courbes IDF :

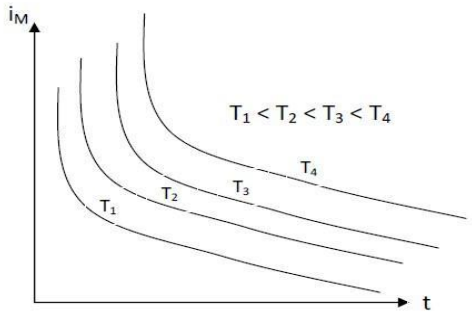


Figure XI-1: Courbes intensités-durées-fréquences.

L**es** courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence) sont établies à partir d'une analyse statistique d'un ensemble d'hyétogrammes observés**.**
Pour modéliser ces courbes, plusieurs lois empiriques peuvent être utilisées.
Parmi celles-ci, la formule de Montana **est** l'une des plus couramment employées :

$$\mathbf{im\ (T, t)\ =\ a(T).\ tc^{-b(T)}}$$

Avec :

tc : le temps de concentration

T : La période (pour un site urbain : T=10ans)

Détermination des coefficients spécifiques au site considéré (CHERAGA) :

a(T= 10 ans) = 41,1

b(T= 10 ans) =0,69

- **Temps de concentration :**

Dans le cas d'un bassin versant, la détermination de l'intensité moyenne im (T,tc) nécessite au préalable la connaissance du temps de concentration tc
Pour estimer ce temps, on utilise souvent la relation empirique de KIRPICH**.**

$$\boldsymbol{Tc = 0.0195 \times (L/\sqrt{P})^{0.77}}$$

Avec : L : la plus grande longueur hydraulique

P : pente en m/m

Tableau XI-4: Valeurs calculées du temps de concentration Tc en min

N bassin versant	Bv01	Bv02
La longueur du Bassin versant L (m)	133,71	165,4
La pente P ( )	2,87	4,64

le temps de concentration : Tc (min)	33,31	3.25

Par mesure de sécurité, on adopte :

$$\mathbf{Tc(BV01) = Tc(BV02) = 15min}$$

$$\mathbf{im1 = im2 = 41.1 \times 15^{-0.69} = 6.34\ mm/min}$$

Le tableau ci-dessous présente les débits maximaux calculés pour chaque bassin versant :

Tableau XI-5: Synthèse des débits de pointe obtenus

N° du Bassin versant	BV01	Bv02
Coefficient de ruissellement (C)	0.9	0.9
Intensité maximale de la pluie (Im)	6.34	6.34
Surface de bassin versant A (Ha)	0.1334	0.165
Le débit pluvial maximal Qp (m3/s)	0.769	0.9358
Qp Max (m3/s)	0.9358	

XI.3.4. Étude du dimensionnement hydraulique de la canalisation d'assainissement

Pour déterminer le diamètre de la conduite, on utilise la relation suivante, dans le cas où l'ouvrage est dimensionné de manière à ce que sa capacité corresponde exactement au débit à évacuer :

$$\mathbf{Qp = Q}$$

Avec :

Qp : le débit de ruissellement pluvial.

Qs : débit d'écoulement au point de saturation.

Le débit maximal est déterminé à l'aide de la formule de **Manning-Strickler :**

$$\boldsymbol{Qs = K.S.Rh^{2/3}.I^{1/2}}$$

Avec :

K: coefficient de rugosité de canalisation.

I: pente de canalisation. (m/m).

S: section transversale de l'écoulement.

RH: rayon hydraulique pour une section circulaire

$$Rh = \frac{section\ mouille}{perimetre\ mouille} = \frac{\pi D^2/4}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

En utilisant la formule de Manning-Strickler, on déduit :

$$D = \left(\frac{n}{0.03117} \cdot \frac{Qp}{\sqrt{I}}\right)^{\frac{3}{8}}$$

Avec :

D : diamètre approximatif de la conduite

n : coefficient de rugosité de Manning

I : pente de la conduite

0,3117 : coefficient d'homogénéité des unités.

$$D = \left(\frac{1}{90 \times 0.03117} \times \frac{0.9358}{\sqrt{4,6}}\right)^{\frac{3}{8}}$$

D =0,497 m

Le débit requis est assuré avec un diamètre de φ = 500 mm

On prend φ = 800 mm

Justification du choix :

Le diamètre a été augmenté pour anticiper une augmentation future du débit et pour des raisons économiques à long terme. Même si un diamètre plus grand coûte un peu plus cher à installer, il permet de réduire les coûts d'exploitation (moins de pompage, moins d'entretien) et d'allonger la durée de vie du réseau.

XI.3.5. Plan d'assainissement

Les schémas du plan d'assainissement illustrent les différentes connexions entre les conduites, la disposition des regards, ainsi que les points d'abus et l'exutoire

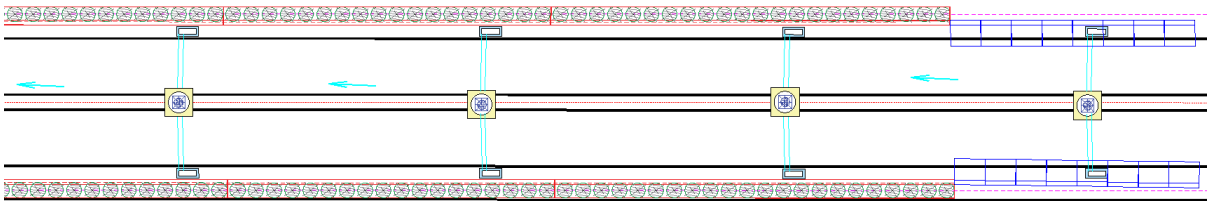


Figure XI-2: vue en plan de la parte ouverte

XI.4. CONCLUSION

L'étude hydraulique menée a permis de concevoir un système d'assainissement adapté aux caractéristiques hydrologiques du site. La modélisation des bassins versants et le dimensionnement des canalisations assurent l'évacuation efficace des eaux pluviales, minimisant les risques d'inondation et assurant la pérennité de l'ouvrage.

CHAPITRE XII

Etude de la poutre de couronnement et habillage

XII.1. CONCEPTION ET MODELISATION DE LA POUTRE DE COURONNEMENT

XII.1.1. Introduction

Dans le cadre de la conception d'une trémie routière, la poutre de couronnement joue un rôle essentiel en assurant la continuité entre les pieux alignés. Elle permet de solidariser ces éléments verticaux afin qu'ils réagissent comme un système unifié, formant un écran rigide capable de transmettre les efforts appliqués par la structure.

XII.1.2. **Hypothèse de modélisation**

Dans un souci de simplification, l'analyse de la poutre de couronnement est menée en assimilant chaque pieu à un appui ponctuel. Cette représentation revient à modéliser la poutre comme un système isostatique, reposant sur une série d'appuis répartis suivant l'entraxe réel des pieux.

Cette hypothèse est largement utilisée dans la pratique lorsque les pieux sont alignés et que leur interaction avec la poutre peut être représentée par des réactions verticales concentrées. À partir de cette base, la modélisation est effectuée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis,** en considérant la poutre comme un élément linéaire en béton armé, soumis à des charges réparties et ponctuelles.

Cette approche permet d'obtenir une estimation fiable des :

- Moments fléchissant**,**
- Efforts tranchants**,**
- Déplacements verticaux**.**

Les résultats issus de cette modélisation serviront de support pour le dimensionnement aux états limites et pour l'établissement du ferraillage, conformément aux prescriptions des Eurocodes**.**

XII.1.2.1. Longueurs des poutres de couronnement par tronçon

Tableau XII-1: Longueurs des poutres de couronnement par tronçon

Longueurs des poutres de couronnement	
EC01	31,13 ml
EC02	29,98 ml
EC03	25,18 ml
EC04	25,12 ml

XII.1.3. Etude de la poutre de couronnement EC.04

XII.1.3.1. Calcul des sollicitations

$PV_{sommier}$ (T)=1*1.20*25,12*2.5=75,36 t

Q_T =2*1=1t/m2

Q_{sur}=1t/m2

XII.1.3.2. Modélisation d'une poutre de couronnement sur appuis multiples



Figure XII-1: Poutre de couronnement modélisée avec appuis ponctuels

XII.1.4. Le ferraillage longitudinal

Digrammes moment fléchissant :

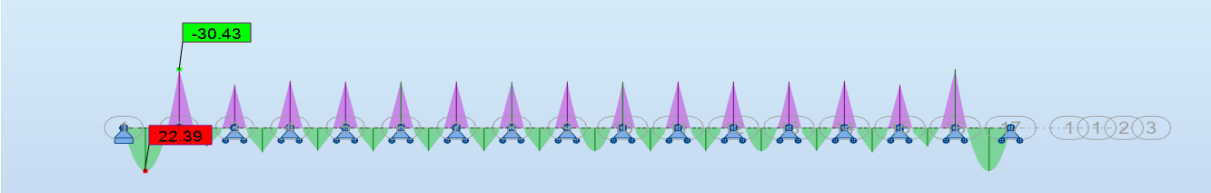


Figure XII-2: Diagramme des moments fléchissant (My) sous combinaison ELS

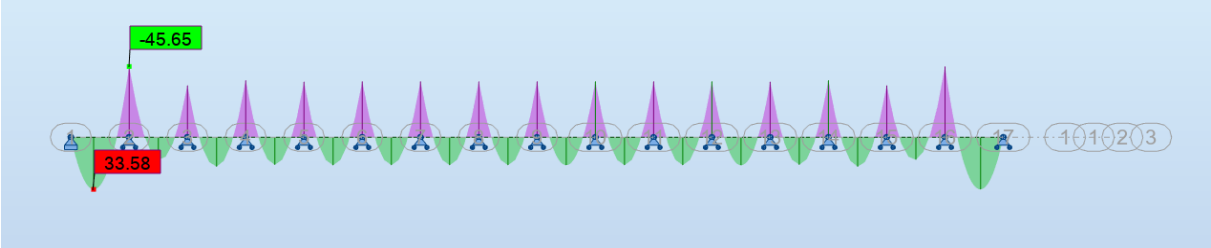


Figure XII-3: Diagramme des moments fléchissant (My) sous combinaison ELU

Tableau XII-2: Résumé des moments fléchissant en appui et en travée – états ELU et ELS

Position	Combinaison	Moment fléchissant Max (KN.m)	Moment fléchissant min (KN.m)
En appui	ELS	/	- 30.43
	ELU	/	-45.65
En travée	ELS	22.39	/
	ELU	33,58	/

XII.1.4.1. Calcul Automatisé du Ferraillage (robot expert)

- La nappe supérieure :

Le ferraillage de la nappe supérieure est déterminé en fonction des moments fléchissant maximaux localisés aux appuis. Ces moments engendrent des zones de traction en partie supérieure, nécessitant un renforcement adapté pour garantir la résistance de la poutre aux sollicitations structurelles.

On adopte As 7 HA16 = 14,07 cm^2

- La nappe inférieure :

  Le ferraillage de la nappe inférieure est dimensionné à partir des moments positifs prédominants en travée. Ces moments induisent des efforts de traction dans la partie inférieure de la section, ce qui nécessite un armement approprié pour garantir la capacité portante en flexion et assurer la sécurité structurelle de l'élément.

On adopte As 7 HA16 = 14,07 cm^2

XII.1.5. Le ferraillage transversal

Digrammes des efforts tranchants :

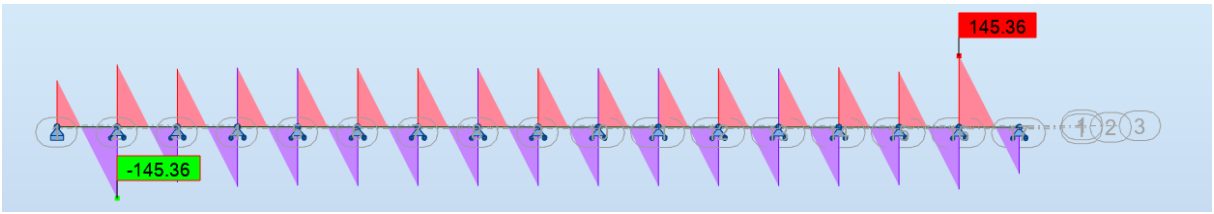


Figure XII-4: Digrammes des efforts tranchants (Fz) sous combinaison ELS

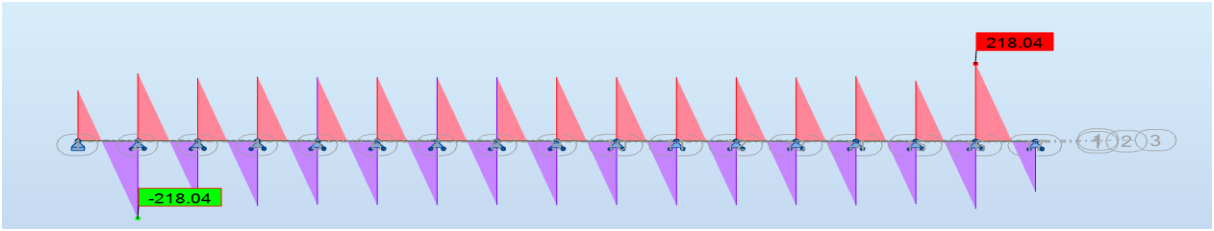


Figure XII-5: Digrammes des efforts tranchants (Fz) sous combinaison ELU

Tableau XII-3: Résumé des efforts tranchants en appui– états ELU et ELS

Position	Combinaison	efforts tranchants Max (KN.)	efforts tranchants min (KN)

En appui	ELS	145,36	- 145,36
	ELU	218.04	-218.04

Des barres de HA16 sont disposées transversalement dans la poutre, avec un espacement régulier de 15 cm.

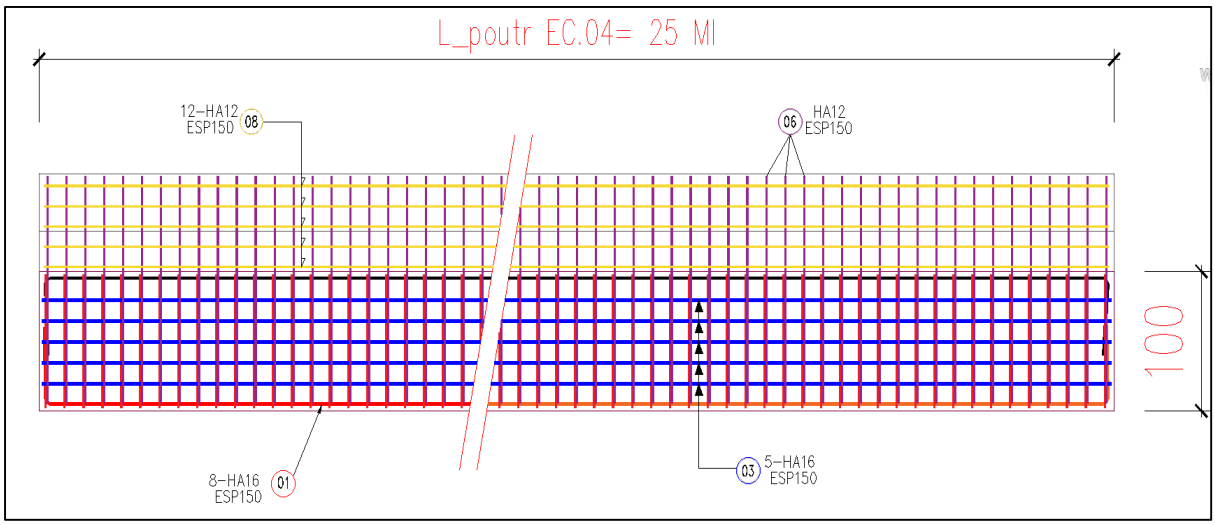


Figure XII-6: coupe longitudinal de ferraillage de la poutre + murette

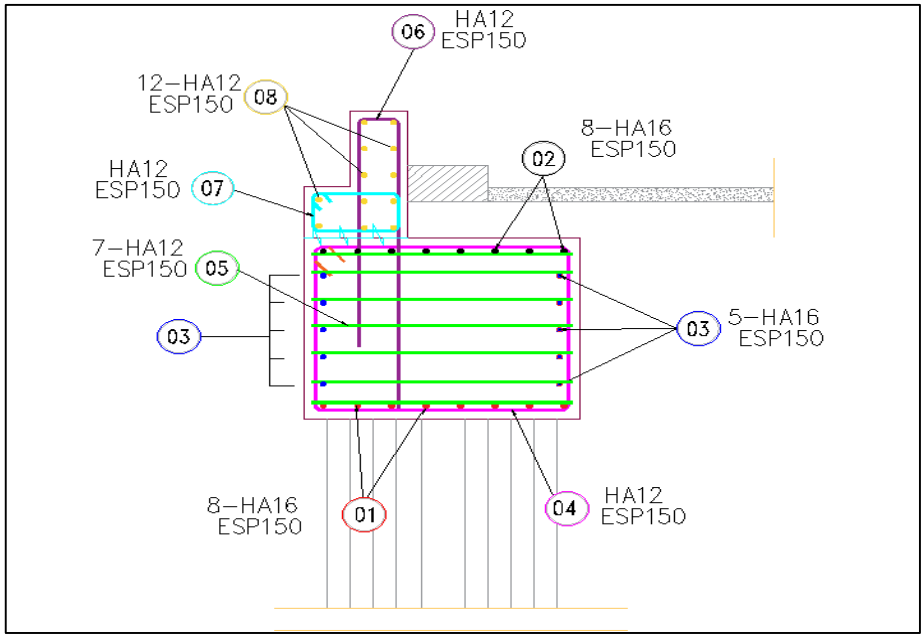


Figure XII-7: coupe transversale de ferraillage de la poutre

XII.2. L'HABILLAGE

XII.2.1. Introduction

L'habillage constitue une phase essentielle dans le processus de réalisation de la trémie routière, visant à assurer une finition à la fois fonctionnelle et esthétique de l'ouvrage. Pour le projet étudié**,** des panneaux spécifiques ont été choisis pour recouvrir les pieux, permettant une intégration harmonieuse de la structure dans son environnement tout en garantissant une protection efficace**.** Ce traitement contribue non seulement à l'amélioration visuelle de l'ensemble, mais aussi à la sécurité et à la durabilité de l'infrastructure.
L'habillage latéral de la trémie est constitué de panneaux préfabriqués en béton fixés à la poutre de couronnement par des barres d'attente T12 soudées sur site. Ce système, simple et fiable, transmet uniquement le poids propre des panneaux à la structure. Les panneaux, non porteurs, jouent un rôle esthétique et protecteur. Cette méthode assure une bonne intégration architecturale et une stabilité face aux sollicitations extérieures

XII.2.2. ETUDE DE l'habillage

XII.2.2.1. Calcul des solicitations

- Charge permanente : Poids de propre du panneau (phase levage).

Dans le cadre de l'étude de l'habillage de la trémie, les efforts pris en compte pour le dimensionnement (notamment pour le ferraillage) proviennent uniquement du poids propre des éléments d'habillage cela signifie que :

- Seule la masse des panneaux eux-mêmes est considérée dans les calculs structurels.
- Aucune charge supplémentaire liée au remblai, au trafic, ou à d'autres éléments de remplissage (terre, béton, etc.) n'est transmise à l'habillage.

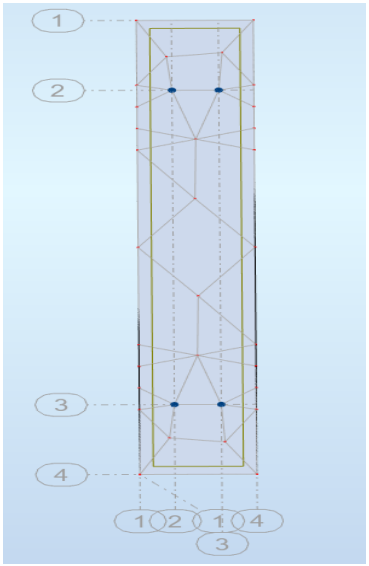


Figure XII-8: Habillage modélisée par Robot Structural An<alysis.

XII.2.2.2. Conséquences sur le dimensionnement

Le ferraillage est donc minimal, puisqu'il ne doit supporter que le poids de l'habillage, sans surcharge extérieure.

Le remplissage (ou remblai) est indépendant structurellement de l'habillage, ce qui signifie qu'il ne crée aucune contrainte supplémentaire sur ces éléments.

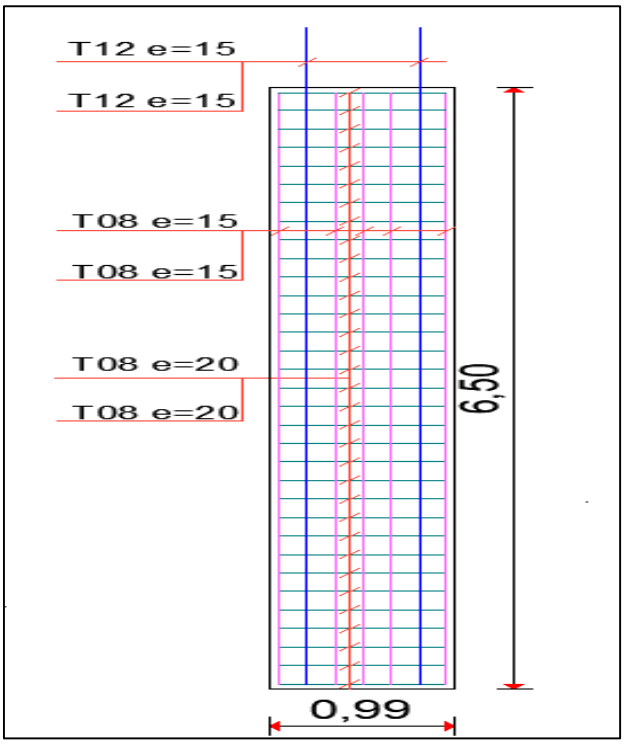


Figure XII-9: Ferraillage de l'habillage

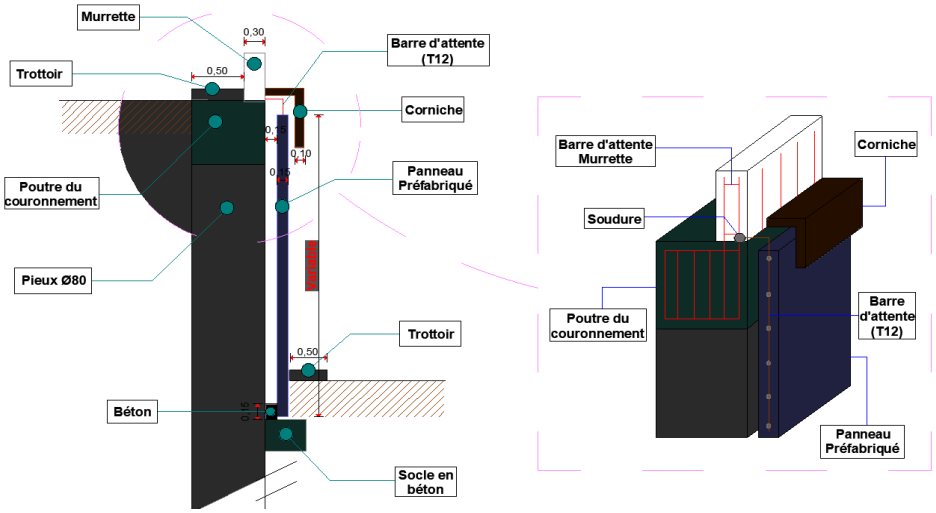


Figure XII-10: Detaille de fixation de panneau préfabriqué

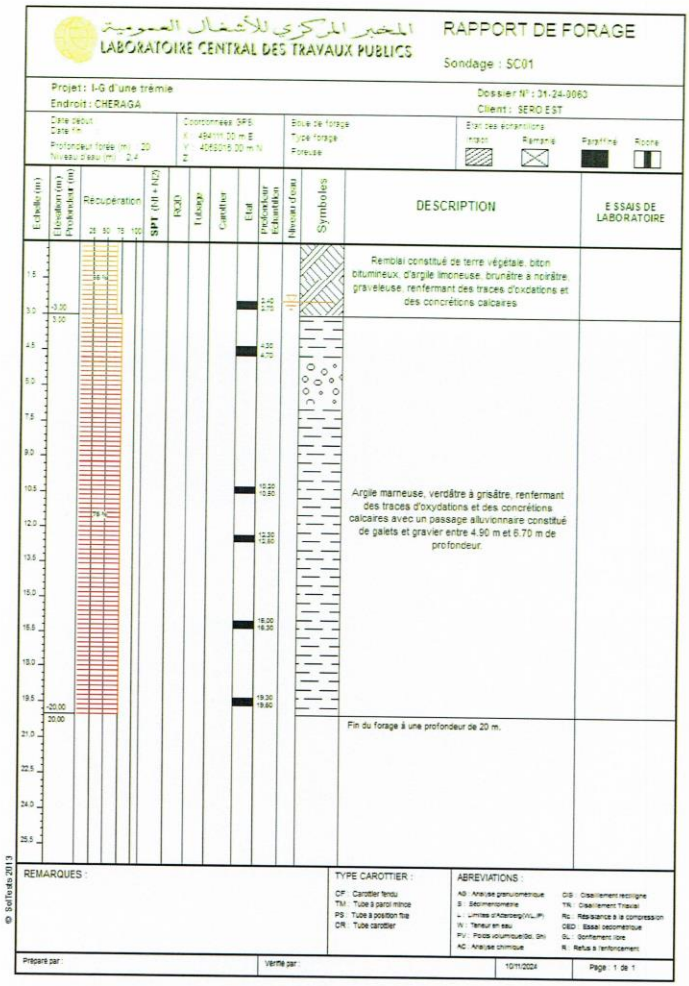
CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce travail de fin d'études a porté sur l'étude technique et géotechnique d'un projet de trémie routière située à El Qaria, dans la commune de Chéraga, dans le but de fluidifier le trafic au niveau d'un carrefour stratégique fortement saturé. Face aux contraintes urbaines, géométriques et géotechniques du site, deux solutions de soutènement ont été envisagées : des murs en béton armé préfabriqués et des écrans de pieux forés. Une analyse multicritère a permis de proposer une solution adaptée à chaque zone de l'ouvrage, conciliant faisabilité technique, performance structurelle et contraintes d'exécution.

La démarche adoptée dans ce projet a mobilisé un ensemble d'outils analytiques et numériques, en s'appuyant sur des données géotechniques issues d'investigations de terrain et de laboratoire. Le dimensionnement des éléments structuraux, la vérification de la stabilité globale et locale, ainsi que l'analyse des actions sismiques ont été menés conformément aux normes en vigueur. Une attention particulière a été accordée à l'assainissement, indispensable au bon fonctionnement de l'ouvrage, ainsi qu'au traitement architectural de l'habillage extérieur.

Ce mémoire a constitué une opportunité concrète de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre formation en génie civil, notamment en matière de conception, de calcul, d'analyse de stabilité et de prise en compte des contraintes réelles du terrain. Il a également permis de développer une approche rigoureuse et intégrée, essentielle dans le contexte actuel de développement des infrastructures urbaines

Annexe A : Donnés de rapport géotechnique



المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC01

Projet : I-G d'une trémie
Endroit : CHERAGA

Dossier N° : 31-24-0063
Client : SERO EST

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) : 2,4

Coordonnées SPS :
X : 484111,00 m E
Y : 4058015,00 m N
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons : Intact, Remanié, Paraffiné, Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (f1f+f2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5											Remblai constitué de terre végétale, béton bitumineux, d'argile limoneuse, brunâtre à noirâtre, graveleuse, renfermant des traces d'oxydations et des concrétions calcaires.	
3.0	-3.00							3.20 3.70				
3.00								4.20 4.70				
4.5												
6.0												
7.5												
9.0												
10.5								10.20 10.90			Argile marneuse, verdâtre à grisâtre, renfermant des traces d'oxydations et des concrétions calcaires avec un passage alluvionnaire constitué de galets et gravier entre 4.90 m et 6.70 m de profondeur.	
12.0								12.20 12.80				
13.5												
15.0												
16.5								18.00 18.30				
18.0												
19.5	-20.00							19.30 19.80				
20.00											Fin du forage à une profondeur de 20 m.	
21.0												
22.5												
24.0												
25.5												

REMARQUES :

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

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

Préparé par :
Vérifié par :
10/11/2024
Page : 1 de 1

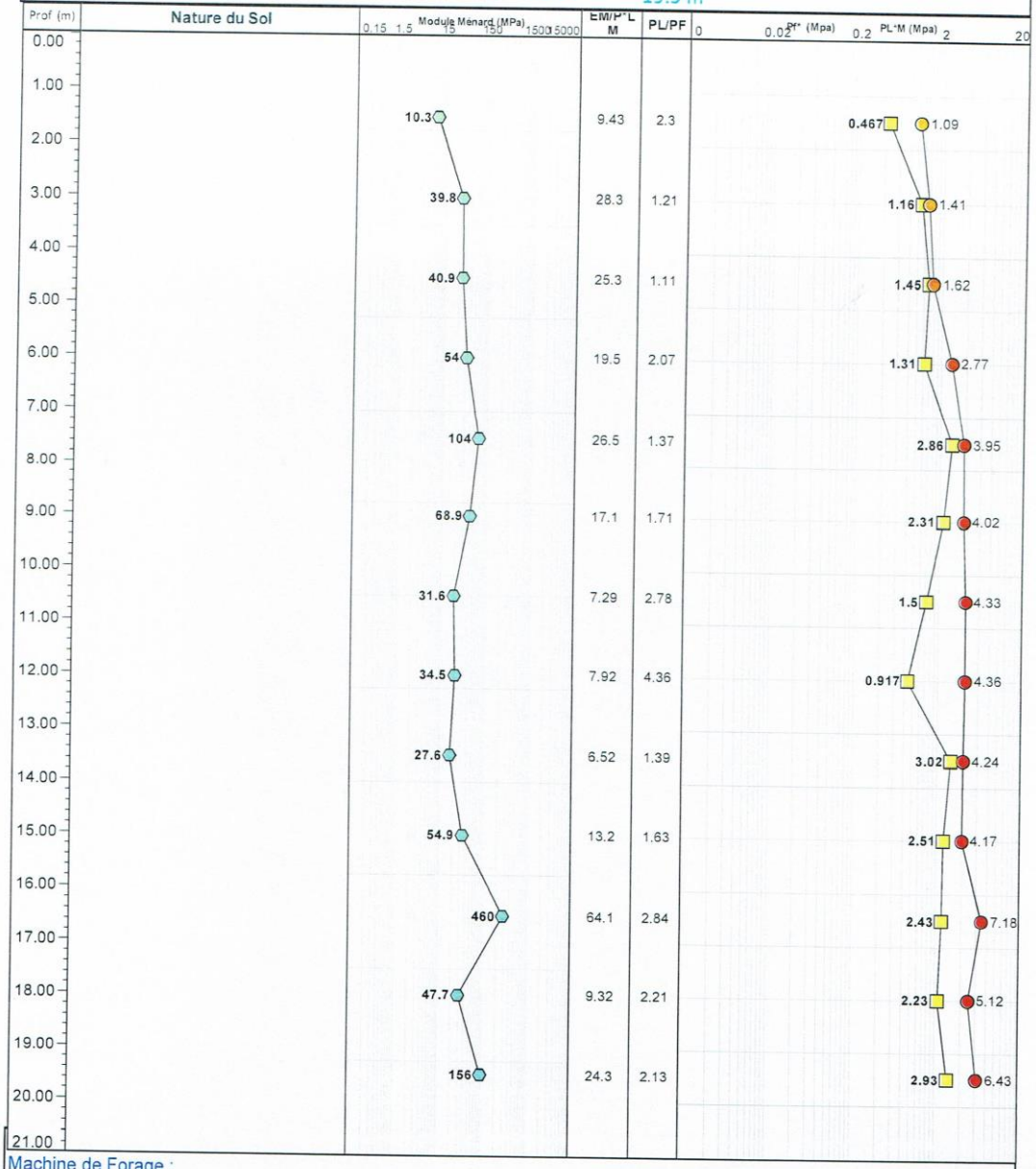
© SolTests 2013

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

Diagraphie de Forage

Dossier : Etude de sol d'une tremie
Sondage : SP 01
Chantier : Etude de sol d'une tremie
Localisation

Profondeur finale : 19.5 m



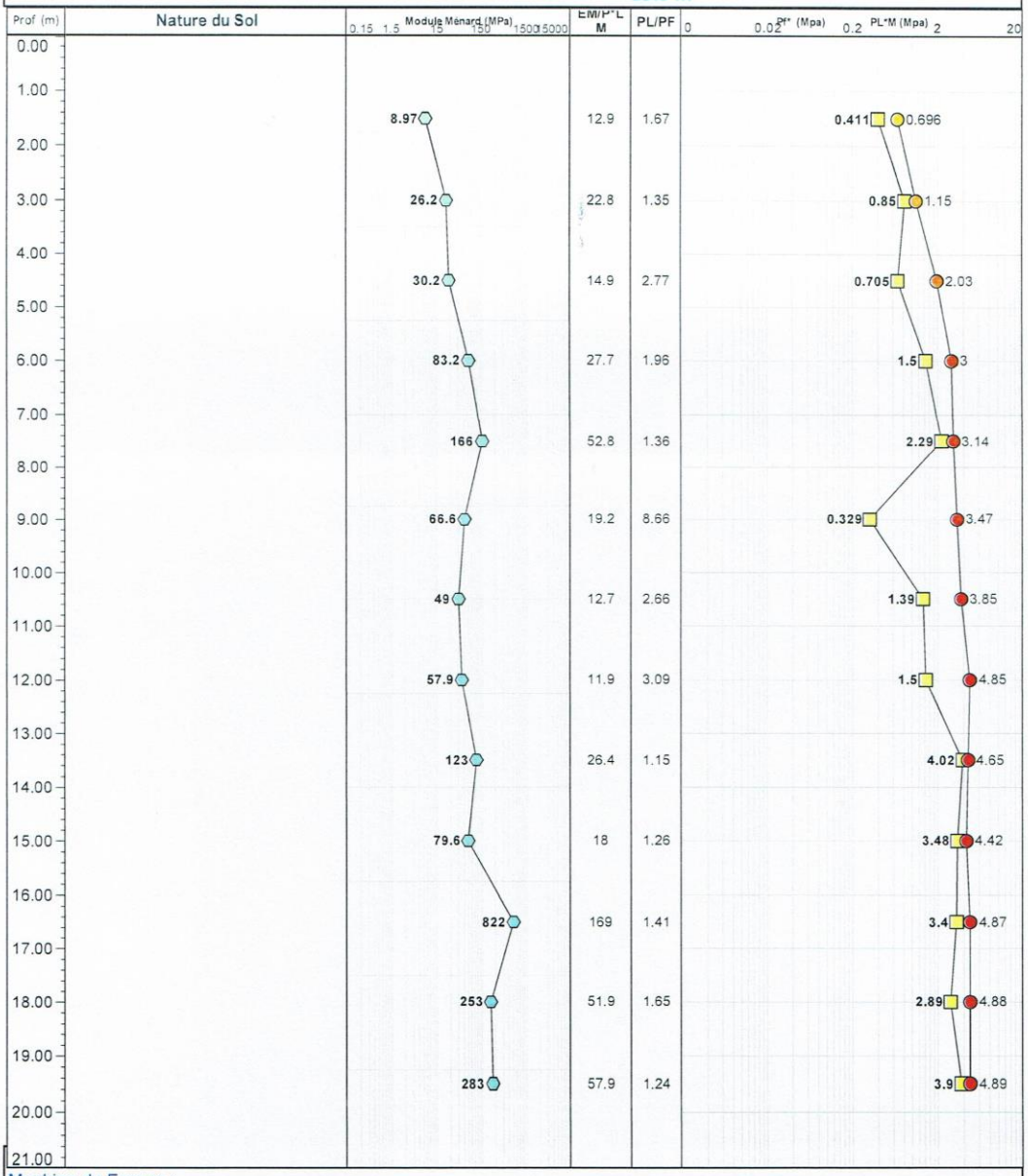
Machine de Forage :
Opérateur :

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

Diagraphie de Forage

Dossier : Etude de sol d'une tremie
Sondage : SP 02
Chantier : Etude de sol d'une tremie
Localisation

Profondeur finale : 19.5 m



Machine de Forage :
Opérateur :

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Détermination de la Teneur en eau

Norme : ISO 17892-1 (2014) + A1 (2022)

Réf : E.G-Id.s/1

STRUCTURE : MECANIQUE DES SOLS

PV N° :

N° Dossier : 31 -24-63

Project : I-G d`une tremie EPQania

Client : SERO EST

Lieu : CHERAGA

Sondage : SC 01

Profondeur : 4,3-4,7

Nature Sol :

Echant. N° : MDS24-227-01

Réceptionné le : 20/10/2024

Prélevé par : Le Laboratoire

Date Essai : 20/10/2024

Résultats des mesures de la teneur en eau

N°Echant	01					
Poids total humide (g)	285,31					
Poids total sec (g)	253,83					
Poids de la tare (g)	123,17					
Poids d'eau (g)	31,48					
Poids du sol sec (g)	130,66					
Teneur en eau (%)	24,09					

Teneur en eau (Weau) = 24,1 %

Dans le cas des clients qui prélèvent et ramènent leurs échantillons au laboratoire; le résultat ne concerne que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population.
L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client.
Les résultats du présent rapport ne valent que pour l'échantillon testé. Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit, sans l'autorisation écrite du LCTP.

Le chef Laboratoire :

HEDJAL

Date du rapport :

29/10/2024

Signature (1) :

(1): le signataire du présent rapport valide son contenu et les relevés de ce rapport

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

ALGERAC

RAPPORT D'ESSAI

Détermination de la Teneur en eau

Norme : ISO 17892-1 (2014) + A1 (2022)

Réf : E.G-Id.s/1

STRUCTURE : MECANIQUE DES SOLS

PV N° :

N° Dossier : 31 -24-63

Project : I-G d'une tremie EPQania

Client : SERO EST

Lieu : CHERAGA

Sondage : SC 01

Profondeur : 10,3-10,5

Nature Sol :

Echant. N° : MDS24-227-02

Réceptionné le : 20/10/2024

Prélevé par : Le Laboratoire

Date Essai : 20/10/2024

Résultats des mesures de la teneur en eau

N°Echant	01					
Poids total humide (g)	256,3					
Poids total sec (g)	230,95					
Poids de la tare (g)	124,1					
Poids d'eau (g)	25,35					
Poids du sol sec (g)	106,85					
Teneur en eau (%)	23,72					

Teneur en eau (Weau) =	23,7 %

Dans le cas des clients qui prélèvent et ramènent leurs échantillons au laboratoire; le résultat ne concerne que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population.
L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client.
Les résultats du présent rapport ne valent que pour l'échantillon testé. Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit, sans l'autorisation écrite du LCTP.

Le chef Laboratoire :

HEDJAL

Date du rapport :

29/10/2024

Signature (1) :

(1): le signataire du présent rapport valide son contenu et les relevés de ce rapport

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Détermination de la Teneur en eau

Norme : ISO 17892-1 (2014) + A1 (2022)

Réf : E.G-Id.s/1

STRUCTURE : MECANIQUE DES SOLS

PV N° :

N° Dossier : 31 -24-63

Project : I-G d'une tremie EPQania

Client : SERO EST

Lieu : CHERAGA

Sondage : SC 01

Profondeur : 12,3-12,6

Nature Sol :

Echant. N° : MDS24-227-03

Réceptionné le : 20/10/2024

Prélevé par : Le Laboratoire

Date Essai : 20/10/2024

Résultats des mesures de la teneur en eau

N°Echant	01					
Poids total humide (g)	309,46					
Poids total sec (g)	275,55					
Poids de la tare (g)	126,41					
Poids d'eau (g)	33,91					
Poids du sol sec (g)	149,14					
Teneur en eau (%)	22,74					

Teneur en eau (Weau) =	22,7 %

Dans le cas des clients qui prélèvent et ramènent leurs échantillons au laboratoire; le résultat ne concerne que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population.
L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client.
Les résultats du présent rapport ne valent que pour l'échantillon testé. Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit, sans l'autorisation écrite du LCTP.

Le chef Laboratoire :

HEDJAL

Date du rapport :

29/10/2024

Signature (1) :

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Détermination de la masse volumique d'un sol fin

Norme : ISO 17892-2 (2014)

Réf : E.G-Id.s/2

STRUCTURE : MECANIQUE DES SOLS

PV N° :

N° Dossier : 31 -24-63

Project : I-G d'une tremie EPQania

Client : SERO EST

Lieu : CHERAGA

Sondage : SC 01

Profondeur : 4,3-4,7

Nature Sol :

Echant. N° : MDS24-227-01

Réceptionné le : 20/10/2024

Prélevé par : Le Laboratoire

Date Essai : 20/10/2024

Résultats des mesures de la Masse volumique

Méthode par immersion dans un fluide (Pesée hydrostatique)

N°Echant	01					
Poids total sans paraffine (g)	259,93					
Poids aprés comblement des vides (g)	264,18					
Poids total avec paraffine (g)	276,02					
Poids total dans l'eau (g)	129,64					
Volume de la paraffine (cm³)	17,94					
Volume Eprouvette (cm³)	133,50					
Masse volumique (g/cm³)	1,95					

Masse volumique (Mg/m³) :	1,95
Teneur en eau (%) :	24,1
Masse volumique séche (Mg/m³) :	1,57

Dans le cas des clients qui prélèvent et ramènent leurs échantillons au laboratoire; le résultat ne concerne que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population.
L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client.
Les résultats du présent rapport ne valent que pour l'échantillon testé. Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit, sans l'autorisation écrite du LCTP.

Le chef Laboratoire :

HEDJAL

Date du rapport :

29/10/2024

Signature (1) :

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Détermination de la masse volumique d'un sol fin

Norme : ISO 17892-2 (2014)

Réf : E.G-Id.s/2

STRUCTURE : MECANIQUE DES SOLS

PV N° :

N° Dossier : 31 -24-63

Project : I-G d'une tremie EPQania

Client : SERO EST

Lieu : CHERAGA

Sondage : SC 01

Profondeur : 10,3-10,5

Nature Sol :

Echant. N° : MDS24-227-02

Réceptionné le : 20/10/2024

Prélevé par : Le Laboratoire

Date Essai : 20/10/2024

Résultats des mesures de la Masse volumique

Méthode par immersion dans un fluide (Pesée hydrostatique)

N°Echant	01					
Poids total sans paraffine (g)	358,73					
Poids aprés comblement des vides (g)	358,73					
Poids total avec paraffine (g)	375,3					
Poids total dans l'eau (g)	181,89					
Volume de la paraffine (cm³)	18,47					
Volume Eprouvette (cm³)	175,36					
Masse volumique (g/cm³)	2,05					

Masse volumique (Mg/m³) :	2,05
Teneur en eau (%) :	23,7
Masse volumique séche (Mg/m³) :	1,66

Dans le cas des clients qui prélèvent et ramènent leurs échantillons au laboratoire; le résultat ne concerne que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population.
L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client.
Les résultats du présent rapport ne valent que pour l'échantillon testé. Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit, sans l'autorisation écrite du LCTP.

Le chef Laboratoire :

HEDJAL

Date du rapport :

29/10/2024

Signature (1) :

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Détermination de la masse volumique d'un sol fin

Norme : ISO 17892-2 (2014)

Réf : E.G-Id.s/2

STRUCTURE : MECANIQUE DES SOLS

PV N° :

N° Dossier : 31 -24-63

Project : I-G d`une tremie EPQania

Client : SERO EST

Lieu : CHERAGA

Sondage : SC 01

Profondeur : 12,3-12,6

Nature Sol :

Echant. N° : MDS24-227-03

Réceptionné le : 20/10/2024

Prélevé par : Le Laboratoire

Date Essai : 20/10/2024

Résultats des mesures de la Masse volumique

Méthode par immersion dans un fluide (Pesée hydrostatique)

N°Echant	01					
Poids total sans paraffine (g)	201,73					
Poids aprés comblement des vides (g)	201,73					
Poids total avec paraffine (g)	211,97					
Poids total dans l'eau (g)	101,19					
Volume de la paraffine (cm³)	11,42					
Volume Eprouvette (cm³)	99,61					
Masse volumique (g/cm³)	2,03					

Masse volumique (Mg/m³) :	**2,03**
Teneur en eau (%) :	**22,7**
Masse volumique séche (Mg/m³) :	**1,65**

Dans le cas des clients qui prélèvent et ramènent leurs échantillons au laboratoire; le résultat ne concerne que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population.
L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client.
Les résultats du présent rapport ne valent que pour l'échantillon testé. Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit, sans l'autorisation écrite du LCTP.

Le chef Laboratoire :
HEDJAL

Date du rapport :
29/10/2024

Signature (1) :

(1): le signataire du présent rapport valide son contenu et les relevés de ce rapport

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

Détermination de la distribution granulométrie des particules

Norme: ISO 17892-4 (Nov.2016)

Réf : E.G-Id.s / 5 & 6

Projet : I-G d`une tremie EPQania

Client : SERO EST

N° Dossier : 31 -24-63

Méthode d'Essai : Essais combinés

Sondage : SC 01

Profondeur : 4,3-4,7 m

Date réception : 20/10/2024

Prélevé par : Laboratoire

Date Essai : 23/10/2024

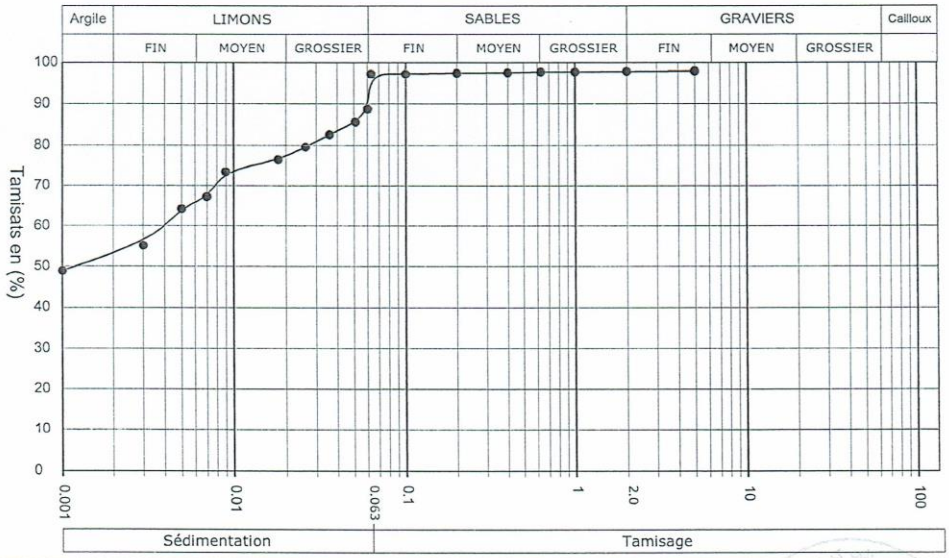
Tamisage		Sédimentation	
Tamis (mm)	Passants (%)	Tamis (mm)	Passants (%)
5	98,0	0,060	88,7
2	97,9	0,051	85,7
1	97,8	0,036	82,6
0,63	97,8	0,026	79,6
0,4	97,6	0,018	76,5
0,2	97,5	0,009	73,4
0,1	97,3	0,007	67,3
0,063	97,3	0,005	64,3
		0,003	55,1
		0,001	49,0

N° Echantillon : MDS24-227-01

Nature :

Dmax : 5 mm

Matériaux resté au fond (P) = 0 g	Masse sèche (M1) = 201,62
Pourcentage de fine sur tamis 63µm : [(M1-M2)+ P] / M1 x 100 = 97,32 %	Masse après lavage (M2) = 5,41
Vérification : [M2-(∑Ri+P)] / M2 x 100 = 0,00 %	(< 1%)



Pour le cas d'un client qui prélève et ramène ses échantillon au laboratoire, le résultat trouvé ne concernera que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population. L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client. Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit sans l'autorisation écrite du LCTP.

Date du rapport :	*Responsable Laboratoire :*	*Signature :*
29/10/2024	*HEDJAL*	

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

IIAC-MRA ALGERAC

Détermination de la distribution granulométrie des particules

Norme: ISO 17892-4 (Nov.2016)

Réf : E.G-Id.s / 5 & 6

Projet : I-G d`une tremie EPQania

Client : SERO EST

N° Dossier : 31 -24-63

Méthode d'Essai : Essais combinés

Sondage : SC 01

Profondeur : 10,3-10,5 m

Date réception : 16/10/2024

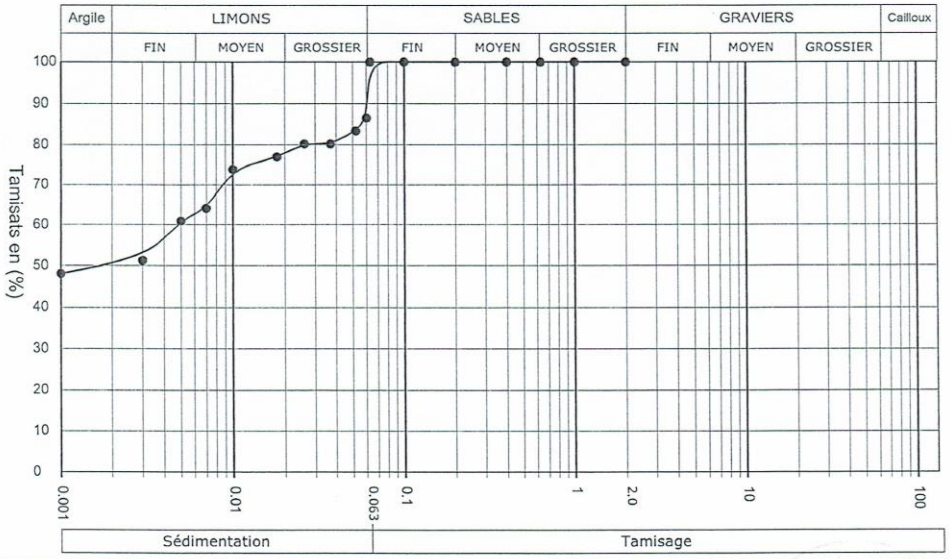
Prélevé par : Laboratoire

Date Essai : 23/10/2024

Tamisage		Sédimentation	
Tamis (mm)	Passants (%)	Tamis (mm)	Passants (%)
2	100,0	0,060	86,6
1	100,0	0,052	83,4
0,63	100,0	0,037	80,2
0,4	100,0	0,026	80,2
0,2	100,0	0,018	77,0
0,1	100,0	0,010	73,8
0,063	100,0	0,007	64,2
		0,005	61,0
		0,003	51,3
		0,001	48,1

N° Echantillon : MDS24/227/02
Nature :
Dmax : mm

Matériaux resté au fond (P) = 0 g	Masse sèche (M1) = 150,38
Pourcentage de fine sur tamis 63µm : [(M1-M2)+ P] / M1 x 100 = 99,95 %	Masse après lavage (M2) = 0,08
Vérification : [M2-(∑Ri+P)] / M2 x 100 = 100,00 %	(< 1%)



Pour le cas d'un client qui prélève et ramène ses échantillon au laboratoire, le résultat trouvé ne concernera que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population. L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client. Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit sans l'autorisation écrite du LCTP.

Date du rapport :	*Responsable Laboratoire :*	*Signature :*
30/10/2024	*HEDJAL*	

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

Détermination de la distribution granulométrie des particules

Norme: ISO 17892-4 (Nov.2016)
Réf : E.G-Id.s / 5 & 6

Projet : I-G d`une tremie EPQania

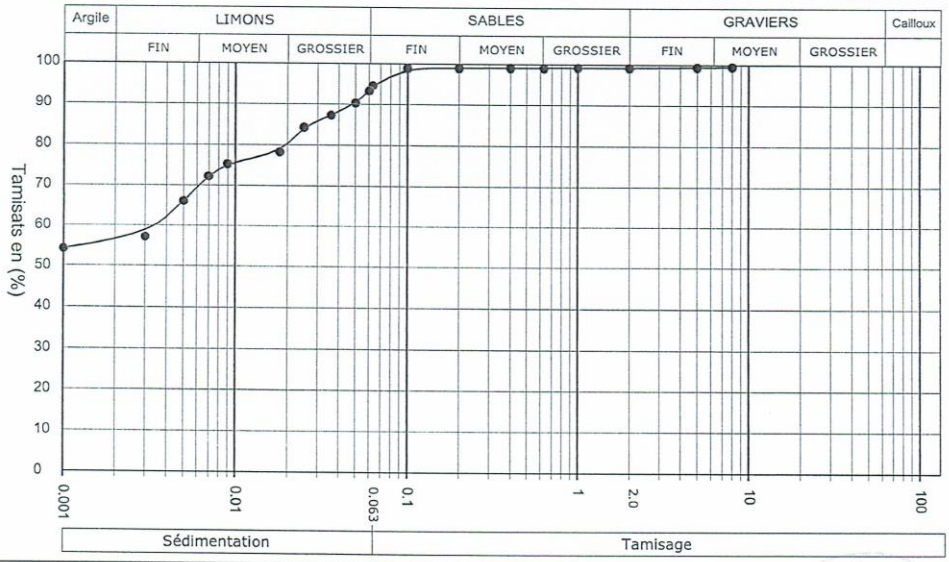
Client : SERO EST
N° Dossier : 31 -24-63
Méthode d'Essai : Essais combinés

Sondage : SC 01
Profondeur : 12,3-12,6 m
Date réception : 20/10/2024
Prélevé par : Laboratoire
Date Essai : 29/10/2024

Tamisage		Sédimentation	
Tamis (mm)	Passants (%)	Tamis (mm)	Passants (%)
8	99,5	0,060	93,3
5	99,4	0,050	90,3
2	99,2	0,036	87,3
1	99,2	0,025	84,3
0,63	99,1	0,018	78,3
0,4	99,1	0,009	75,3
0,2	99,0	0,007	72,3
0,1	98,9	0,005	66,2
0,063	94,7	0,003	57,2
		0,001	54,2

N° Echantillon : MDS24-227-03
Nature :
Dmax : 10 mm

Matériaux resté au fond (P) = 0,3 g	Masse sèche (M1) = 208,91
Pourcentage de fine sur tamis 63µm : [(M1-M2)+ P] / M1 x 100 = 94,69 %	Masse après lavage (M2) = 11,40
Vérification : [M2-(∑Ri+P)] / M2 x 100 = 0,79 %	(< 1%)



Pour le cas d'un client qui prélève et ramène ses échantillon au laboratoire, le résultat trouvé ne concernera que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population. L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client. Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit sans l'autorisation écrite du LCTP.

Date du rapport :	*Responsable Laboratoire :* HEDJAL	*Signature :*

F-5-G-18.2

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

Détermination des limites de liquidité et de plasticité

Norme: ISO 17892-12 (Juin 2018)

Projet : I-G d`une tremie EPQania

Client : SERO EST

N° Dossier : 31 -24-63

N° Echantillon : MDS24-227-02

Méthode d'Essai : Méthode du cône tombant

Sondage : SC 01

Profondeur : 10,3-10,5 m

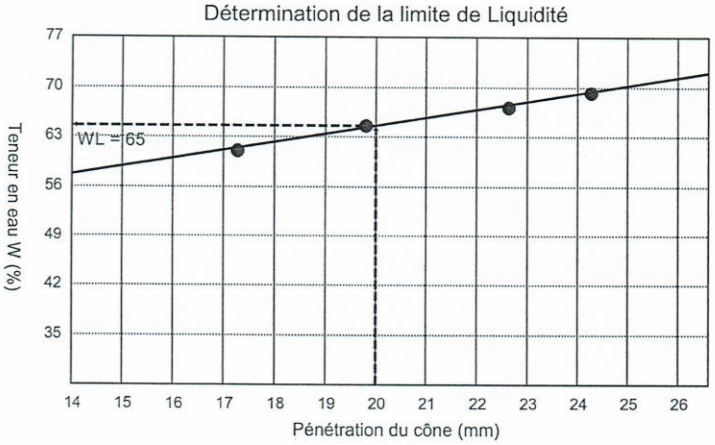
Date réception : 20/10/2024

Prélevé par : Laboratoire

Date Essai : 24/10/2024

Nature Sol :

Détermination de la limite de Liquidité



Pénétration (mm)	Weau (%)
17.25	61,2
19.78	64,7
22.61	67,3
24.25	69,4

Type de cône : 80 g / 30°

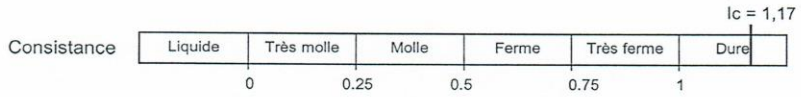
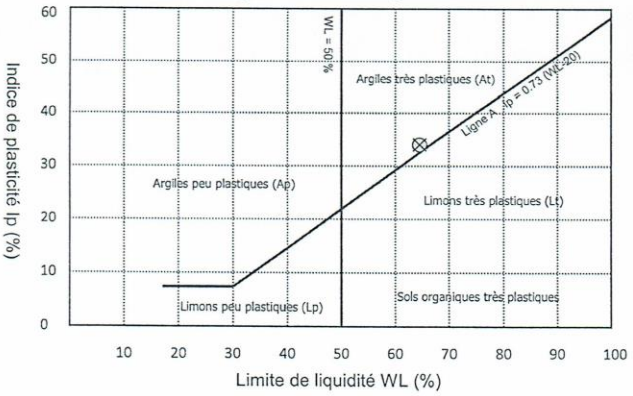


Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	**65 %**
Limite de plasticité Wp =	**30 %**
Indice de plasticité Ip =	**35 %**
Teneur en eau W =	23,7 %
Indice de consistance Ic =	1,17

Pour le cas d'un client qui prélève et ramène ses échantillon au laboratoire, le résultat trouvé ne concernera que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population. L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client.
Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit sans l'autorisation écrite du LCTP.

Observation :	*Responsable Laboratoire :* HEDJAL	*Signature :*

F5-G67-2

Date du rapport : 29/10/2024

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

Détermination des limites de liquidité et de plasticité

Norme: ISO 17892-12 (Juin 2018)

Projet : I-G d`une tremie EPQania

Client : SERO EST

N° Dossier : 31 -24-63

N° Echantillon : MDS24-277-03

Méthode d'Essai : Méthode du cône tombant

Sondage : SC 01

Profondeur : 12,3-12,6 m

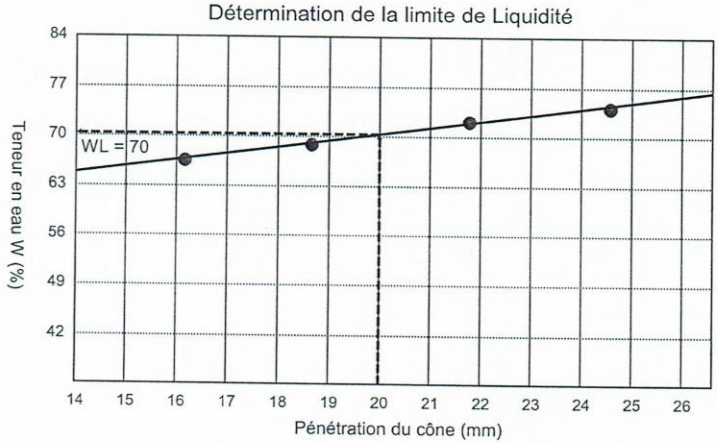
Date réception : 20/10/2024

Prélevé par : Laboratoire

Date Essai : 24/10/2024

Nature Sol :

Détermination de la limite de Liquidité



Pénétration (mm)	Weau (%)
16.14	66,7
18.63	69,0
21.75	72,3
24.55	74,3

Type de cône : 80 g / 30°

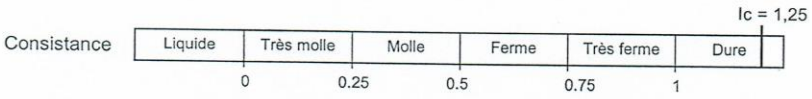
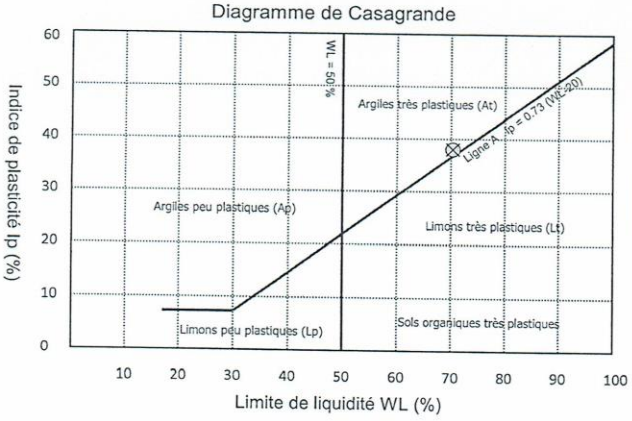


Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	**70 %**
Limite de plasticité Wp =	**32 %**
Indice de plasticité Ip =	**38 %**
Teneur en eau W =	22,7 %
Indice de consistance Ic =	1,25

Pour le cas d'un client qui prélève et ramène ses échantillon au laboratoire, le résultat trouvé ne concernera que l'échantillon soumis à l'essai, et il n'est pas possible pour le laboratoire d'étendre les propriétés de cet échantillon à un lot ou une population. L'estimation des incertitudes de mesure sur le résultat peuvent être communiquées à la demande du client.

Le présent rapport d'essai ne peut être reproduit sans l'autorisation écrite du LCTP.

Observation :	*Responsable Laboratoire :* HEDJAL	*Signature :*

Date du rapport : 29/10/2024

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Essai de cisaillement direct

ISO 17892-10 : 2018

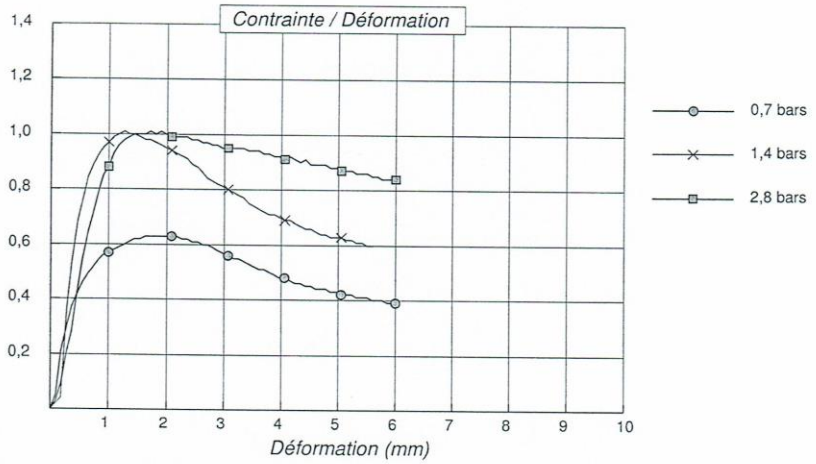
Client : SERO EST

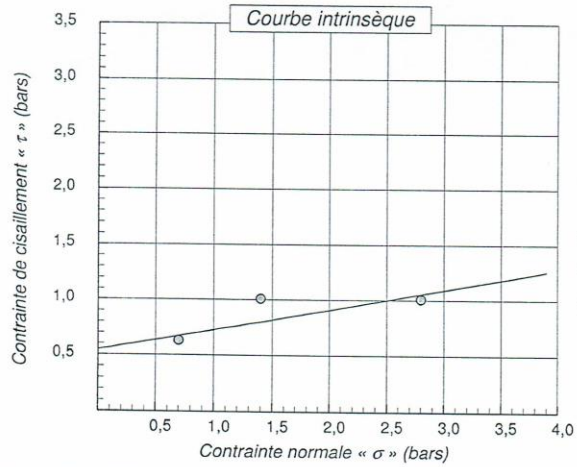
Projet : I-G d`une tremie EPQania

N° Dossier : 31 -24-63

Sondage n° : SC 01
Profondeur : 4,3-4,7
Nature :
Date essais : 21/10/2024

PV-CD N° :
N° Echant. : MDS24-227-01
Prélevé par : Le laboratoire
Date réception :





Cohésion = 0,54 bars
Frottement = 10,34 degrès

σ_1 = 0,7 bars --> τ_1 = 0,63 --> déf = 1,63 mm
σ_2 = 1,4 bars --> τ_2 = 1,01 --> déf = 1,27 mm
σ_3 = 2,8 bars --> τ_3 = 1,01 --> déf = 1,72 mm

Remarque :

Opérateur :	Chef Laboratoire : HEDJAL	Date rapport : 29/10/2024

Soltests 2023

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Essai de cisaillement direct

ISO 17892-10 : 2018

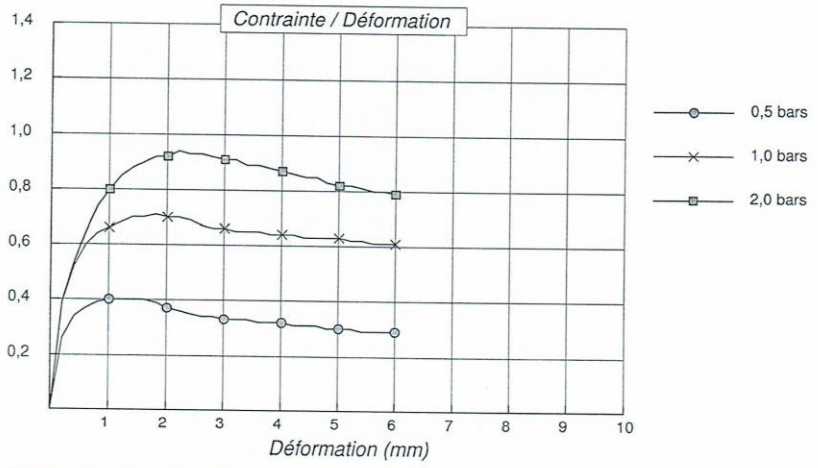
Client : SERO EST

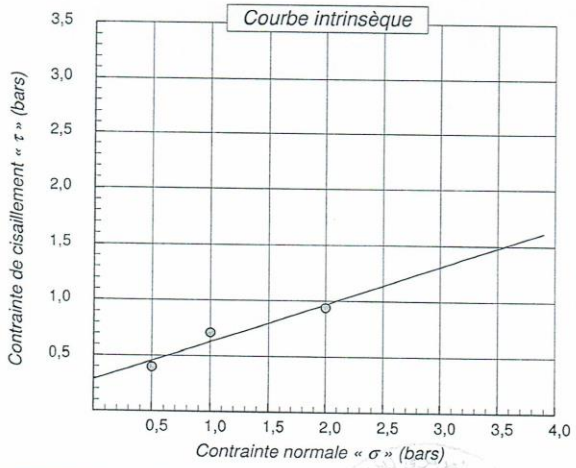
Projet : I-G d`une tremie EPQania

N° Dossier : 31 -24-63

Sondage n° : SC 01
Profondeur : 10,3-10,5
Nature :
Date essais : 21/10/2024

PV-CD N° :
N° Echant. : MDS24-227-02
Prélevé par :
Date réception :





Cohésion = 0,29 bars
Frottement = 18,85 degrès

σ_1 = 0,5 bars --> τ_1 = 0,40 --> déf = 1,01 mm
σ_2 = 1,0 bars --> τ_2 = 0,71 --> déf = 1,81 mm
σ_3 = 2,0 bars --> τ_3 = 0,94 --> déf = 2,21 mm

Remarque :

Opérateur :	Chef Laboratoire : HEDJAL	Date rapport : 29/10/2024

Soltests 2023

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Essai de cisaillement direct

ISO 17892-10 : 2018

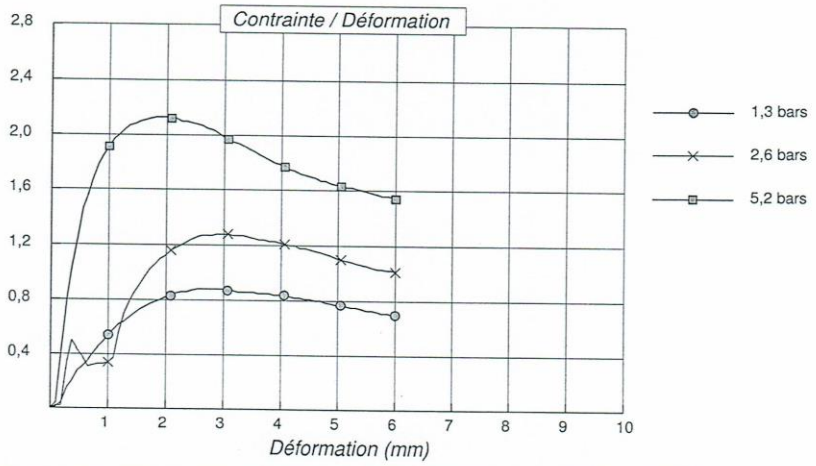
Client : SERO EST

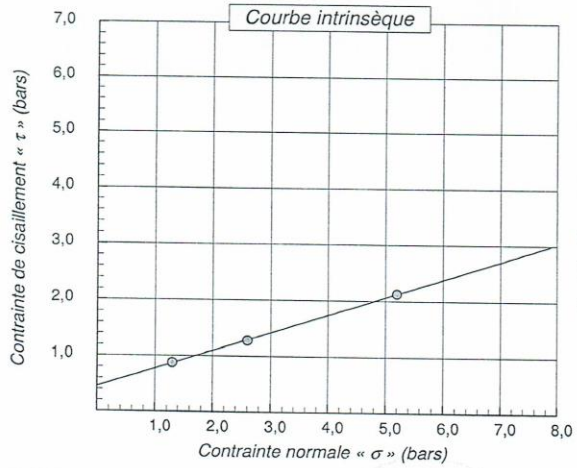
Projet : I-G d`une tremie EPQania

N° Dossier : 31 -24-63

Sondage n° : SC 01
Profondeur : 12,3-12,6
Nature :
Date essais : 22/10/2024

PV-CD N° :
N° Echant. : MDS24-227-03
Prélevé par :
Date réception :





Cohésion = 0,45 bars
Frottement = 17,82 degrès

σ_1 = 1,3 bars --> τ_1 = 0,88 --> déf = 2,53 mm
σ_2 = 2,6 bars --> τ_2 = 1,28 --> déf = 2,88 mm
σ_3 = 5,2 bars --> τ_3 = 2,13 --> déf = 1,81 mm

Remarque :

Opérateur :	Chef Laboratoire : HEDJAL	Date rapport : 29/10/2024

Soltests 2023

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Essai à l'Oedomètre sur sol saturé

Norme : ISO 17892-5:2017

Client : SERO EST

N° Dossier : 31 -24-63

Projet : I-G d`une tremie EPQania

Sondage n° : SC 01

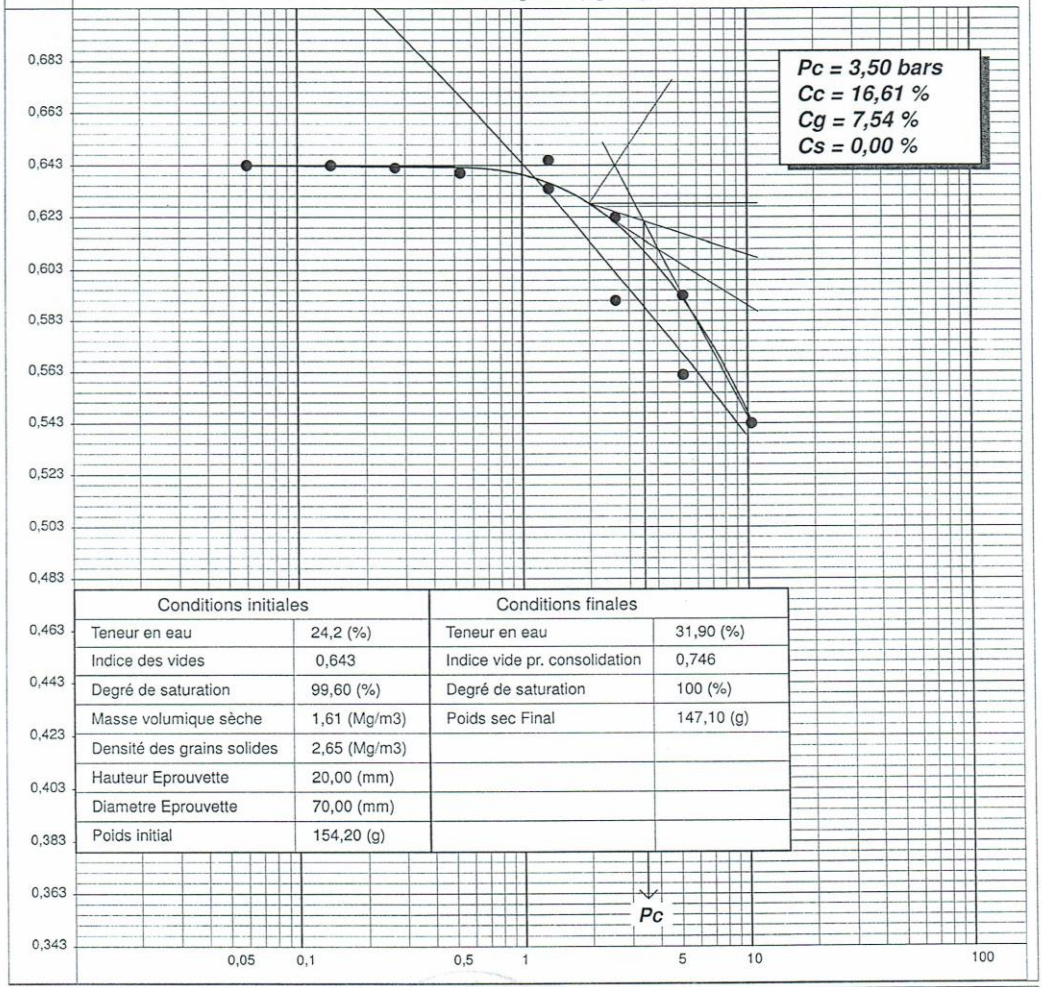
Echantillon n° : MDS24-227-01

Profondeur : 4,3-4,7

PV N° :

Nature :

Date essais : 21/10/2024



Conditions initiales		Conditions finales	
Teneur en eau	24,2 (%)	Teneur en eau	31,90 (%)
Indice des vides	0,643	Indice vide pr. consolidation	0,746
Degré de saturation	99,60 (%)	Degré de saturation	100 (%)
Masse volumique sèche	1,61 (Mg/m3)	Poids sec Final	147,10 (g)
Densité des grains solides	2,65 (Mg/m3)		
Hauteur Eprouvette	20,00 (mm)		
Diametre Eprouvette	70,00 (mm)		
Poids initial	154,20 (g)		

Méthode de préparation :

Opérateur :	Chef Laboratoire :	Date rapport :
	HEDJAL	30/10/2024

Soltests 2023

المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
L.C.T.P

RAPPORT D'ESSAI

Essai à l'Oedomètre sur sol saturé

Norme : ISO 17892-5:2017

Client : SERO EST

N° Dossier : 31 -24-63

Projet : I-G d`une tremie EPQania

Sondage n° : SC 01

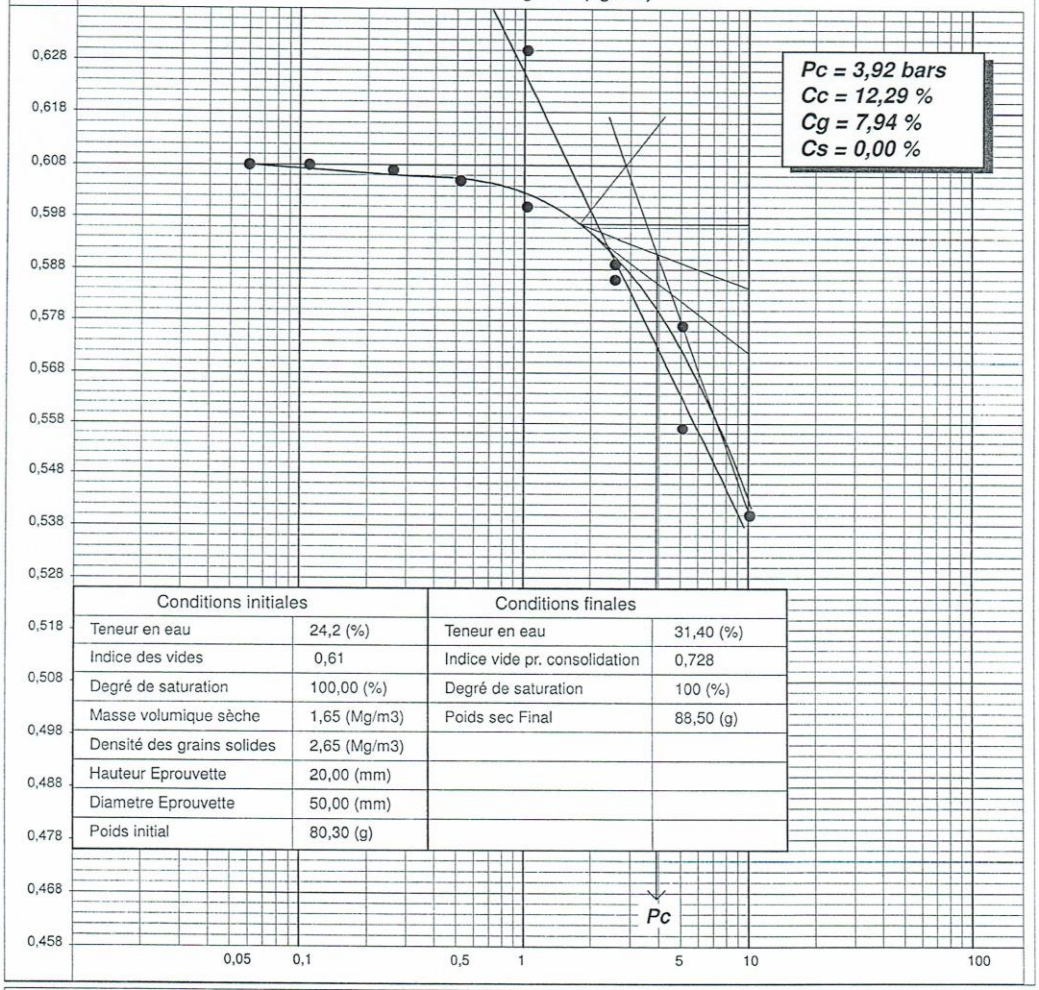
Echantillon n° : MDS24-227-02

Profondeur : 10,3-10,5

PV N° :

Nature :

Date essais : 21/10/2024



Conditions initiales		Conditions finales	
Teneur en eau	24,2 (%)	Teneur en eau	31,40 (%)
Indice des vides	0,61	Indice vide pr. consolidation	0,728
Degré de saturation	100,00 (%)	Degré de saturation	100 (%)
Masse volumique sèche	1,65 (Mg/m3)	Poids sec Final	88,50 (g)
Densité des grains solides	2,65 (Mg/m3)		
Hauteur Eprouvette	20,00 (mm)		
Diametre Eprouvette	50,00 (mm)		
Poids initial	80,30 (g)		

Méthode de préparation :

Opérateur :	Chef Laboratoire : HEDJAL	Date rapport : 30/10/2024

Soltests 2023

ANNEXE B : ferraillage

- # MS de la partie centrale

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferrallaige de la dalle

1. <u>Hypothéses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

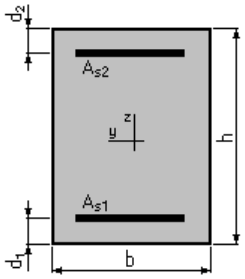
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)

h = 45,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	495,83	-171,10
Etat **L**imite de **S**ervice	345,63	-117,10
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	460,92	-66,87

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 40,6 (cm2) Section théorique As2 = 12,9 (cm2)

Section minimum As min = 5,1 (cm2)

théorique r = 1,34 (%)

minimum rmin = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 495,83 (kN*m) Mmin = -171,10 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,28 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 9,0 (cm)

Bras de levier: Z = 36,4 (cm)

Déformation du béton: eb = 2,91 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 345,63 (kN*m) Mmin = -117,10 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 15,9 (cm)

Bras de levier: Z = 34,7 (cm)

Contrainte maxi du béton:sb = 4,6 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 250,0 (MPa)

comprimée: ss' = 29,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

ss lim = 250,0 (MPa)

Cas ELA Mmax = 460,92 (kN*m) Mmin = -66,87 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,60 Pivot:A

Position de l'axe neutre: y = 8,5 (cm)

Bras de levier: Z = 36,6 (cm)

Déformation du béton: eb = 2,68 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 500,0 (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferraillage du ms section A-A

1. <u>Hypothèses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

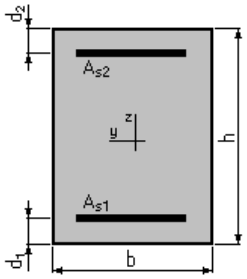
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)

h = 90,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	532,08	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	384,53	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	306,42	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 19,6 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)

Section minimum As min = 9,5 (cm2)

théorique r = 0,23 (%)

minimum rmin = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 532,08 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 5,4 (cm)

Bras de levier: Z = 82,9 (cm)

Déformation du béton: eb = 0,67 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 384,53 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 19,6 (cm)

Bras de levier: Z = 78,5 (cm)

Contrainte maxi du béton:sb = 5,0 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

ss lim = 250,0 (MPa)

Cas ELA Mmax = 306,42 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,66 Pivot:A

Position de l'axe neutre: y = 4,7 (cm)

Bras de levier: Z = 83,1 (cm)

Déformation du béton: eb = 0,59 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 500,0 (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

FERRAILLAGE DE LA COUPE B-B

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

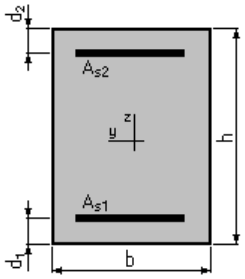
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)

h = 62,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	787,02	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	544,80	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	400,38	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 43,7 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)

Section minimum As min = 6,7 (cm2)

théorique r = 0,77 (%)

minimum rmin = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 787,02 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 12,0 (cm)

Bras de levier: Z = 52,2 (cm)

Déformation du béton: eb = 2,66 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 544,80 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 21,6 (cm)

Bras de levier: Z = 49,8 (cm)

Contrainte maxi du béton:sb = 10,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

ss lim = 250,0 (MPa)

Cas ELA Mmax = 400,38 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,88 Pivot:A

Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)

Bras de levier: Z = 52,8 (cm)

Déformation du béton: eb = 2,28 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 500,0 (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

FERRAILLAGE DE LA SECTION C-C

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

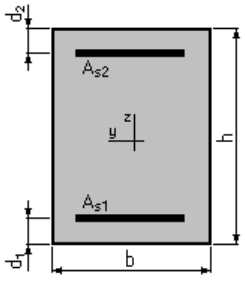
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)

h = 39,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	321,71	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	225,63	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	162,64	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 30,7 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)

Section minimum As min = 4,5 (cm2)

théorique r = 0,90 (%)

minimum rmin = 0,13 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 321,71 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,27 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 8,4 (cm)

Bras de levier: Z = 30,6 (cm)

Déformation du béton: eb = 3,28 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 225,63 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 13,7 (cm)

Bras de levier: Z = 29,4 (cm)

Contrainte maxi du béton:sb = 11,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

ss lim = 250,0 (MPa)

Cas ELA Mmax = 162,64 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,92 Pivot:A

Position de l'axe neutre: y = 7,4 (cm)

Bras de levier: Z = 31,0 (cm)

Déformation du béton: eb = 2,78 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 500,0 (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferraillage de la semelle

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

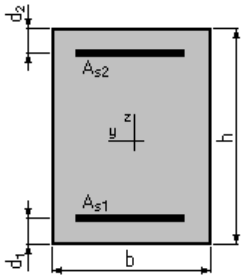
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)

h = 90,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	184,74	-355,24
Etat **L**imite de **S**ervice	134,20	-250,81
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	133,15	-174,27

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique	As1 = 9,5 (cm2)	Section théorique	As2 = 12,6 (cm2)
Section minimum	As min = 9,5 (cm2)		
théorique r	= 0,26 (%)		

minimum rmin = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 184,74 (kN*m) Mmin = -355,24 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 3,6 (cm)

Bras de levier: Z = 83,5 (cm)

Déformation du béton: eb = 0,45 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 134,20 (kN*m) Mmin = -250,81 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 15,3 (cm)

Bras de levier: Z = 79,9 (cm)

Contrainte maxi du béton:sb = 1,7 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 22,9 (MPa)

comprimée: ss' = 22,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

ss lim = 250,0 (MPa)

Cas ELA Mmax = 133,15 (kN*m) Mmin = -174,27 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,03 Pivot:A

Position de l'axe neutre: y = 3,2 (cm)

Bras de levier: Z = 83,7 (cm)

Déformation du béton: eb = 0,40 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 500,0 (MPa)

• Clouage :

Calcul de Section en Flexion Simple

Ferraillage du clouage

1. <u>Hypothéses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

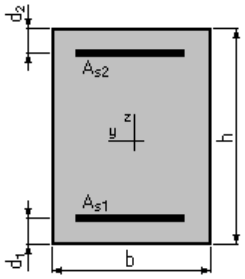
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)

h = 20,0 (cm)

d1 = 2,0 (cm)

d2 = 2,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	2,88	-5,76
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

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

Section minimum As min = 2,2 (cm2)

théorique r = 0,25 (%)

minimum rmin = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 2,88 (kN*m) Mmin = -5,76 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,06 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 0,8 (cm)

Bras de levier: Z = 17,7 (cm)

Déformation du béton: eb = 0,47 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 434,8 (MPa)

• Poutre de couronnement :

Calcul de Section en Flexion Simple

Le ferraillage de la nappe supérieure (Poutre de couronnement)

1. <u>Hypothéses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

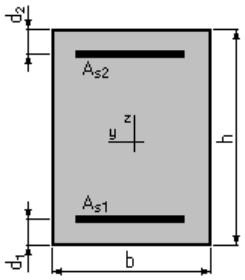
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 120,0 (cm)

h = 100,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	-45,65
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	-30,43
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 0,0 (cm2) Section théorique As2 = 8,5 (cm2)

Section minimum As min = 0,0 (cm2)

théorique r = 0,11 (%)

minimum rmin = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 0,00 (kN*m) Mmin = -45,65 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,02 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2,3 (cm)

Bras de levier: Z = 74,1 (cm)

Déformation du béton: eb = 0,32 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 0,00 (kN*m) Mmin = -30,43 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,96

Position de l'axe neutre: y = 12,6 (cm)

Bras de levier: Z = 70,8 (cm)

Contrainte maxi du béton:sb = 0,3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: ss' = 3,6 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

ss lim = 250,0 (MPa)

Calcul de Section à l'effort Tranchant

Ferraillage transeversal

1. <u>Hypothèses</u> :

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

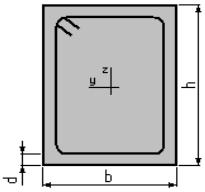
Prise en compte des dispositions sismiques

Fissuration préjudiciable

Reprise de bétonnage

Calcul en poutre dans la zone courante

2. <u>Section</u> :



b = 120,0 (cm)

h = 100,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. <u>Efforts tranchants appliqués</u> :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas NO	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	218,04	0,00

4. <u>Résultats</u> :

Contrainte tangente maximale tu = 0,3 (MPa)

Contrainte tangente limite tu,lim = 3,5 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 25,12 (m)

Cadres: Æ 12

Espacement : St = 14,1 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : St,max = 37,5 (cm) 7 + 14*13 + 9*16 + 9*20 + 8*25 + 7*35 (cm)

Calcul de Section en Flexion Simple

Le ferraillage de la nappe inférieure (Poutre de couronnement)

1. <u>Hypothéses:</u>

Béton: fc28 = 35,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

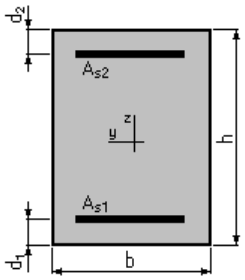
Fissuration préjudiciable

Prise en compte des armatures comprimées

Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. <u>Section:</u>



b = 120,0 (cm)

h = 100,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	33,58	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	22,39	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 8,5 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)

Section minimum As min = 8,5 (cm2)

théorique r = 0,11 (%)

minimum rmin = 0,11 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 33,58 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,18 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 2,3 (cm)

Bras de levier: Z = 74,1 (cm)

Déformation du béton: eb = 0,32 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 22,39 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,74

Position de l'axe neutre: y = 12,6 (cm)

Bras de levier: Z = 70,8 (cm)

Contrainte maxi du béton:sb = 0,2 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:ss = 2,6 (MPa)

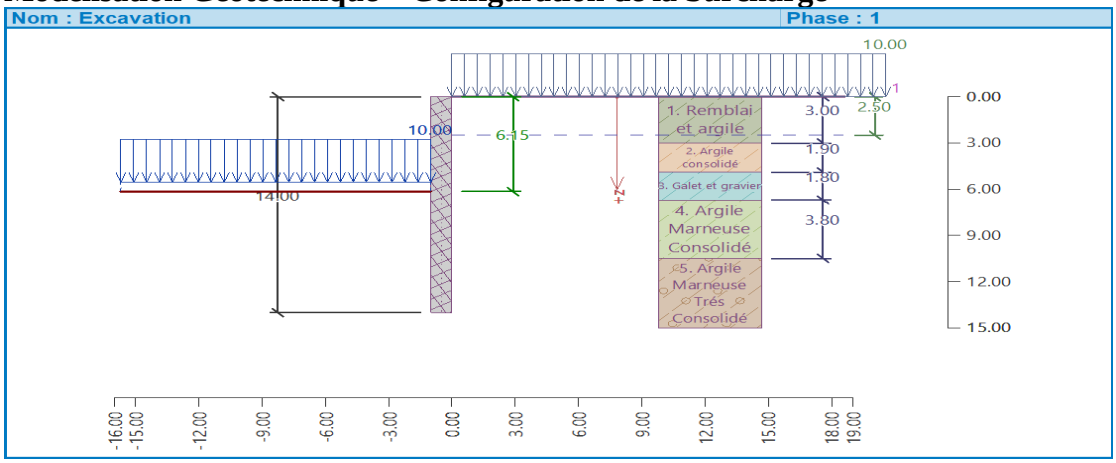
Contrainte limite de l'acier:

ss lim = 250,0 (MPa)

ANNEXE C : étude des pieux

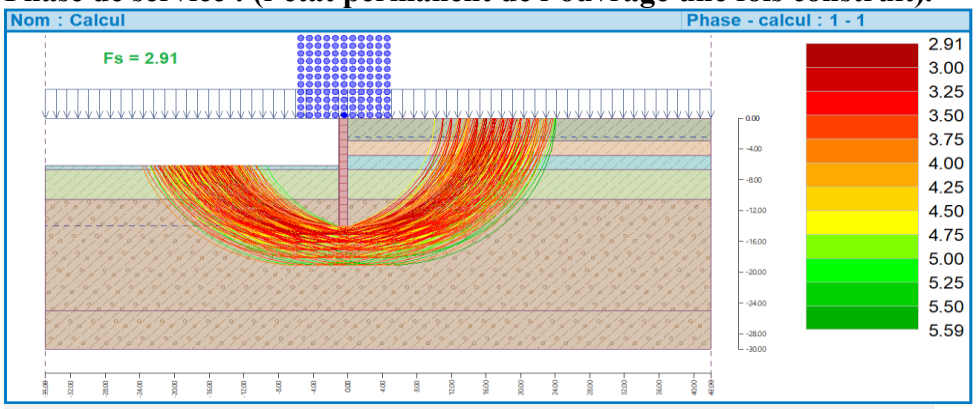
PIEUX 14 m

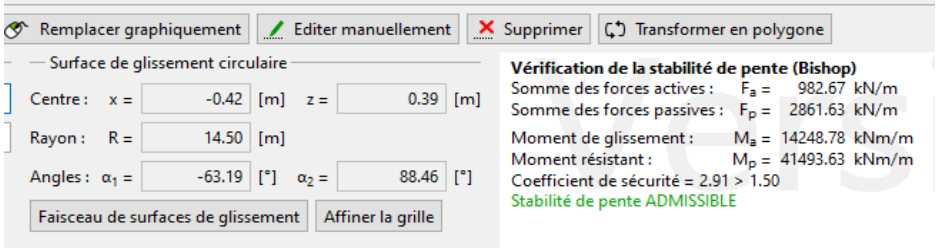
Modélisation Géotechnique – Configuration de la Surcharge



Stabilité générale :

Phase de service : (l'état permanent de l'ouvrage une fois construit).

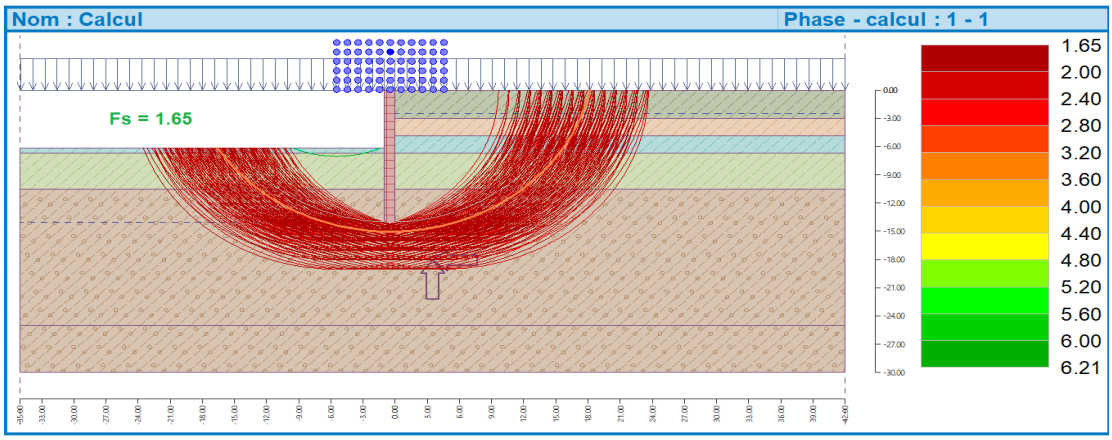




Surface de glissement circulaire

Paramètres de la surface de glissement							
Centre :	x =	-46	[m]	Angles :	α_1 =	-63.87	[°]
	z =	0.06	[m]		α_2 =	89.76	[°]
Rayon :	R =	14.10	[m]				
Surface de glissement après calcul du faisceau de surfaces de glissement							

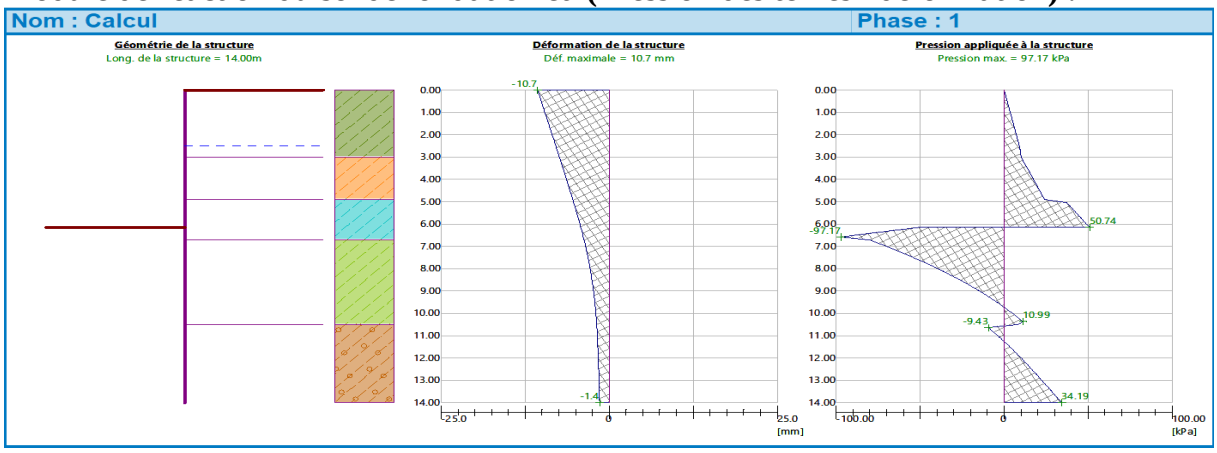
Phase de sismique :



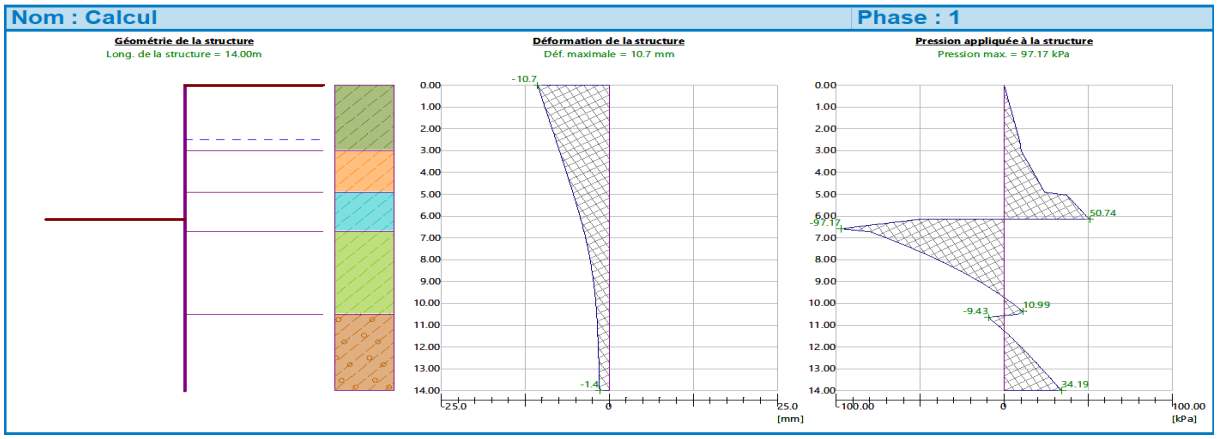
Vérification de la Stabilité Générale en Phase Sismique.
Surface de glissement circulaire

Paramètres de la surface de glissement						
Centre :	x =	-0.46	[m]	Angles :	α_1 =	-57.69 [°]
	z =	4.06	[m]		α_2 =	77.73 [°]
Rayon :	R =	19.10	[m]			
Surface de glissement après calcul du faisceau de surfaces de glissement						

Analyse de la stabilité interne et des efforts internes :
Stabilité interne :
Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) :



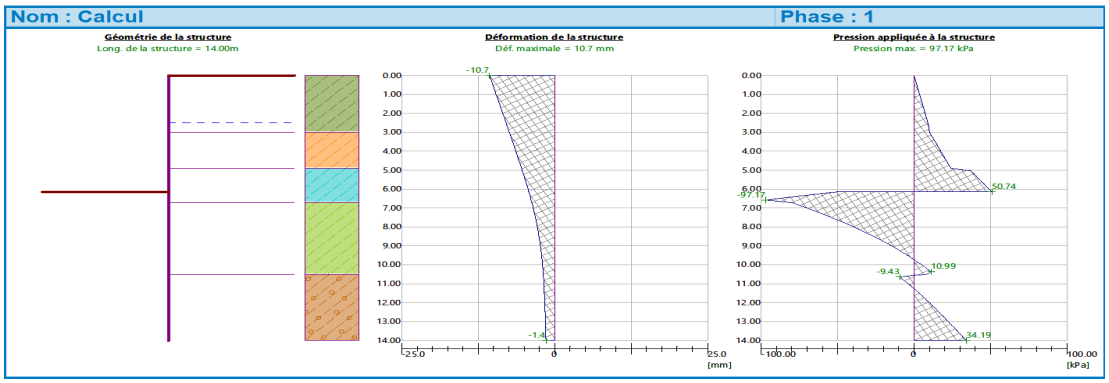
Efforts interne :



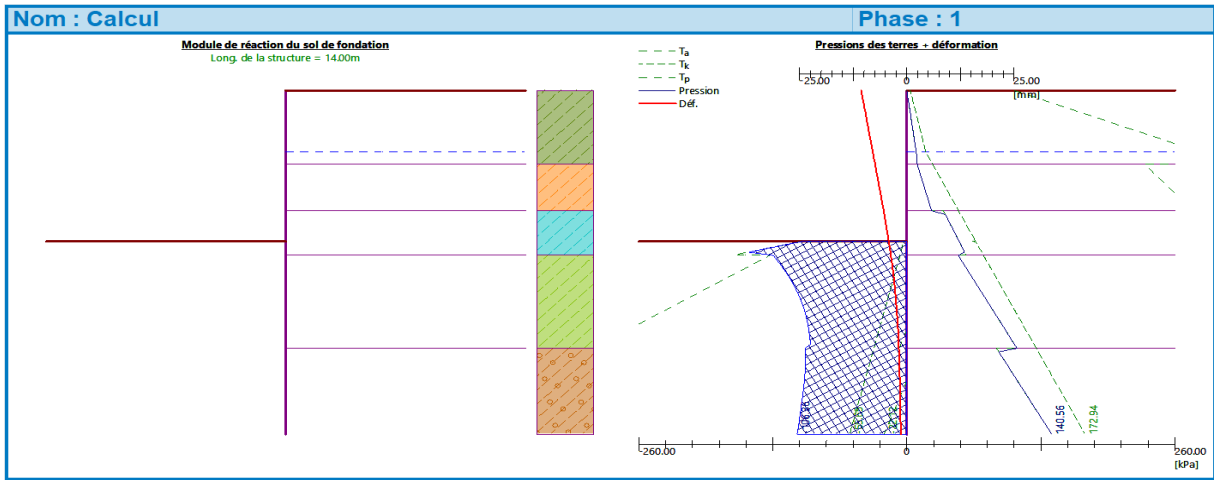
Intensité maximale des forces internes appliquées à la structure

Force de cisaillement maximale = 101.22 kN/m
Moment maximal = 233.26 kNm/m
Déformation maximale = 10.7 mm

Déformations + Contraints :



Mobilisation des buttées :

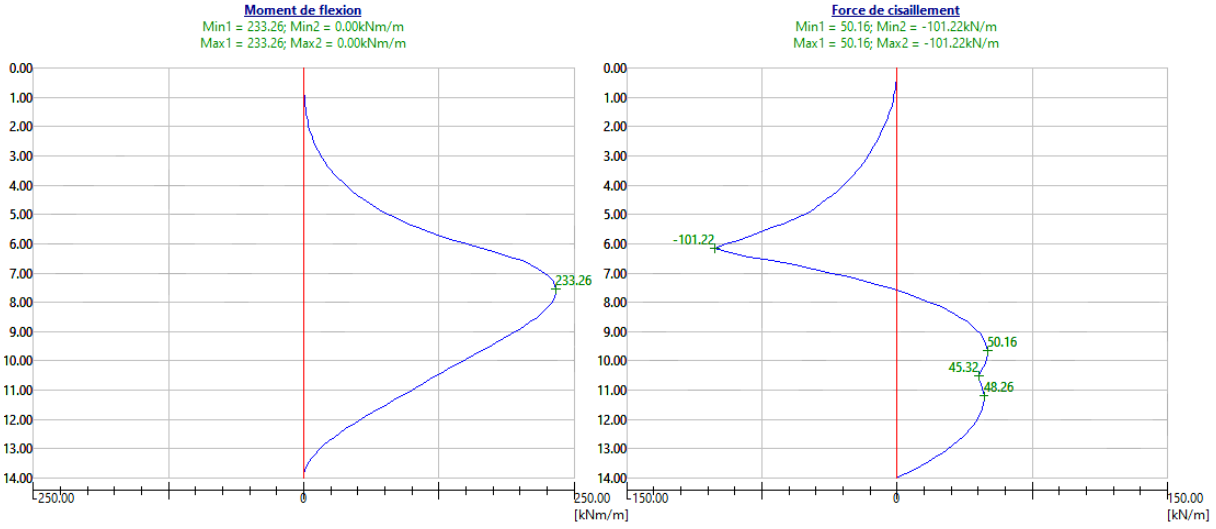


Utilisation de la résistance passive

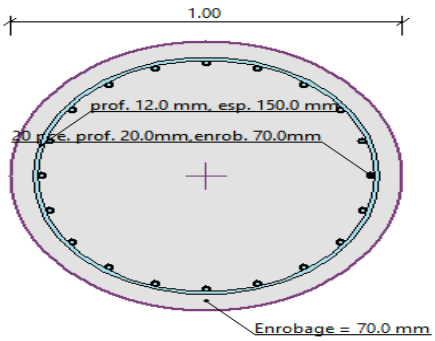
Résistance passive maximale R_{max} = 2351.74 kN/m
Résistance passive mobilisée R_{mob} = 827.46 kN/m

Coefficient de sécurité requis SF_p = 1.50 < 2.84

Évaluation globale de l'utilisation de la résistance passive ADMISSIBLE



Nombre :	20.00	[pce]	☑ Arm. de cisaillement		
Enrobage :	70.0	[mm]	Profil :	12.0	[mm]
Profil :	20.0	[mm]	Dist. :	150.0	[mm]
Profil des cales :	0.0	[mm]			

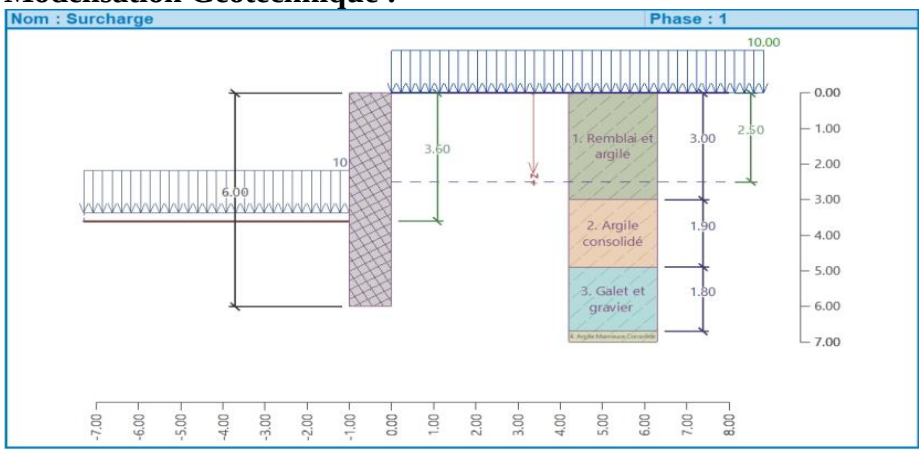


Vérification de la section en béton (Paroi en pieux d = 1.00 m; a = 1.20 m)
Toutes les phases de construction sont considérées dans le calcul.
Coefficient partiel de charge = 1.00

Vérification de la résistance à la flexion
Armature - 20 pce profil 20.0 mm; enrobage 70.0 mm
Type de structure (pourcentage d'armature) : poutre
Pourcent. d'armat. $\rho = 0.400\ \% > 0.135\ \% = \rho_{min}$
Charge : $M_{Ed} = 279.91$ kNm
Capacité portante : $M_{Rd} = 1052.70$ kNm
Conception de l'armature du pieu ADMISSIBLE

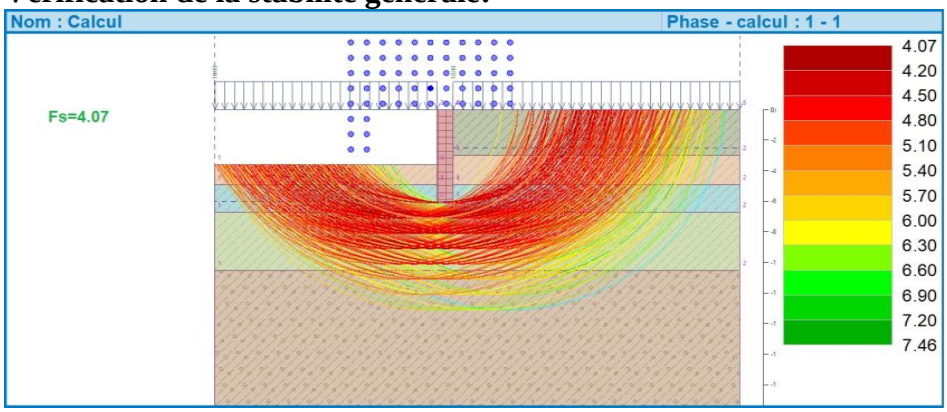
Pieux de 6m :

Modélisation Géotechnique :



Configuration de la Surcharge Appliques

Vérification de la stabilité générale:

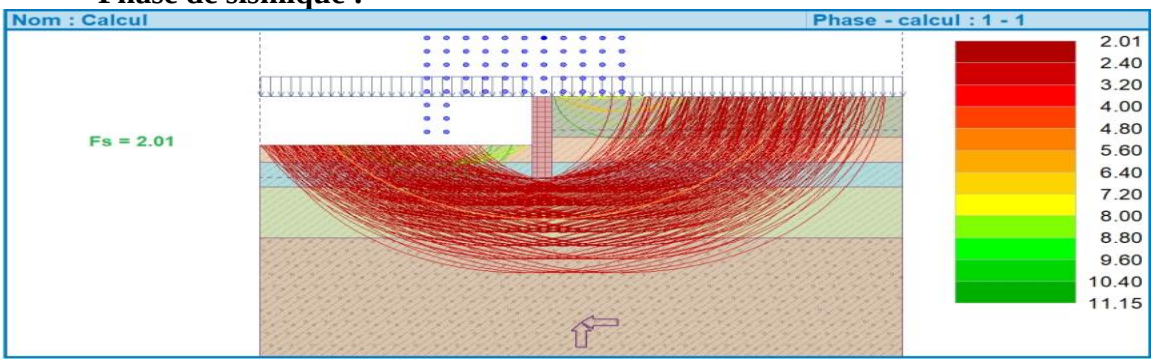


Vérification de la stabilité globale par méthode de Bishop

- **Surface de glissement circulaire :**

Paramètres de la surface de glissement							
Centre :	x =	-1.42	[m]	Angles :	α_1 =	-54.05	[°]
	z =	1.39	[m]		α_2 =	80.59	[°]
Rayon :	R =	8.50	[m]				
Surface de glissement après calcul du faisceau de surfaces de glissement							

- **Phase de sismique :**



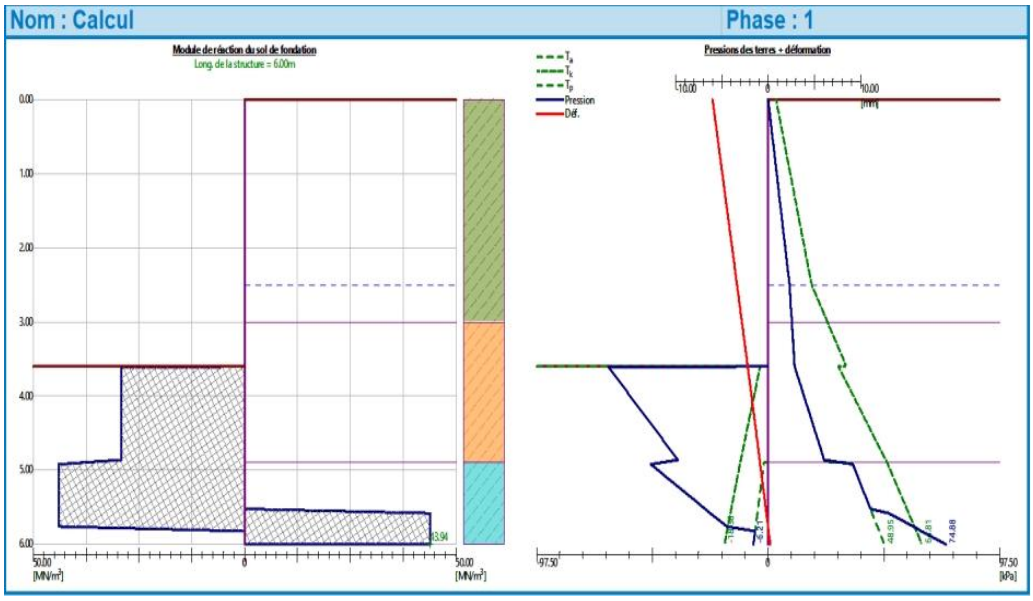
Vérification de la Stabilité Générale en Phase Sismique.

- **Surface de glissement circulaire :**

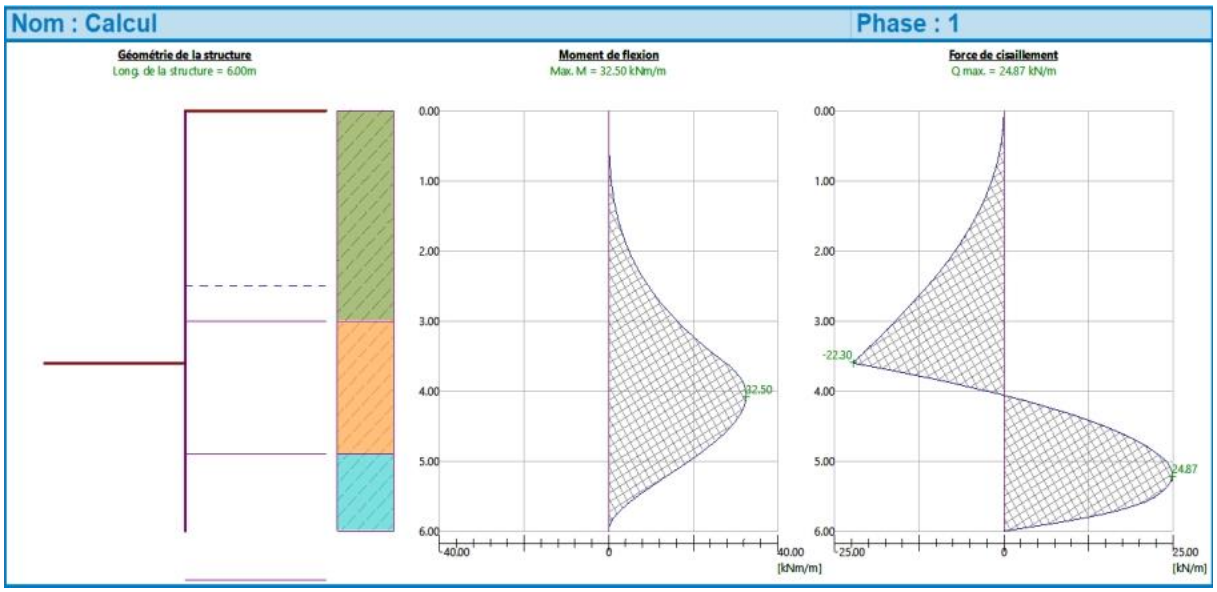
Paramètres de la surface de glissement							
Centre :	x =	-0.42	[m]	Angles :	α_1 =	-53.71	[°]
	z =	4.39	[m]		α_2 =	71.02	[°]
Rayon :	R =	13.50	[m]				
Surface de glissement après calcul du faisceau de surfaces de glissement							

Analyse de la stabilité interne et des efforts internes:

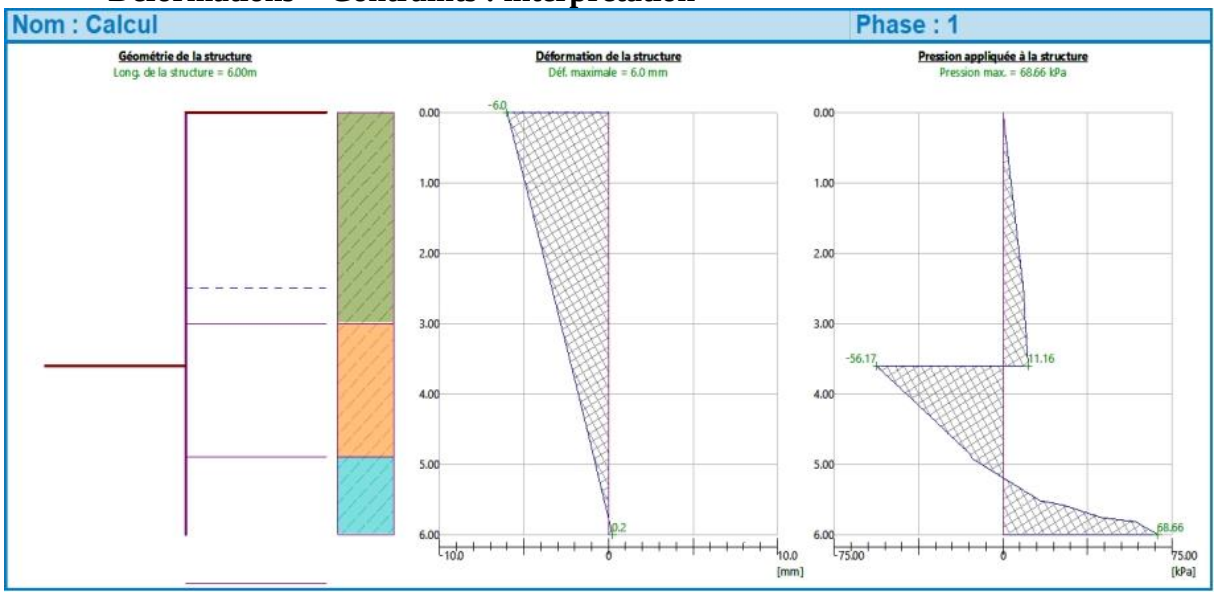
- **Stabilité interne :**



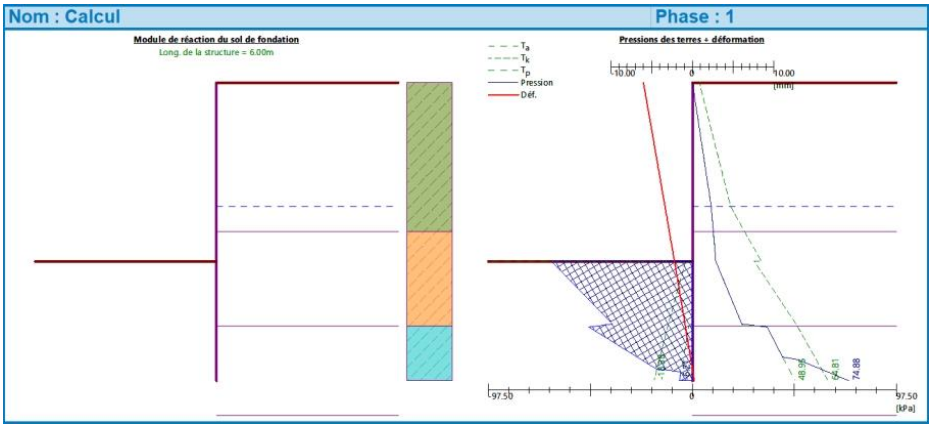
- **Efforts interne :**



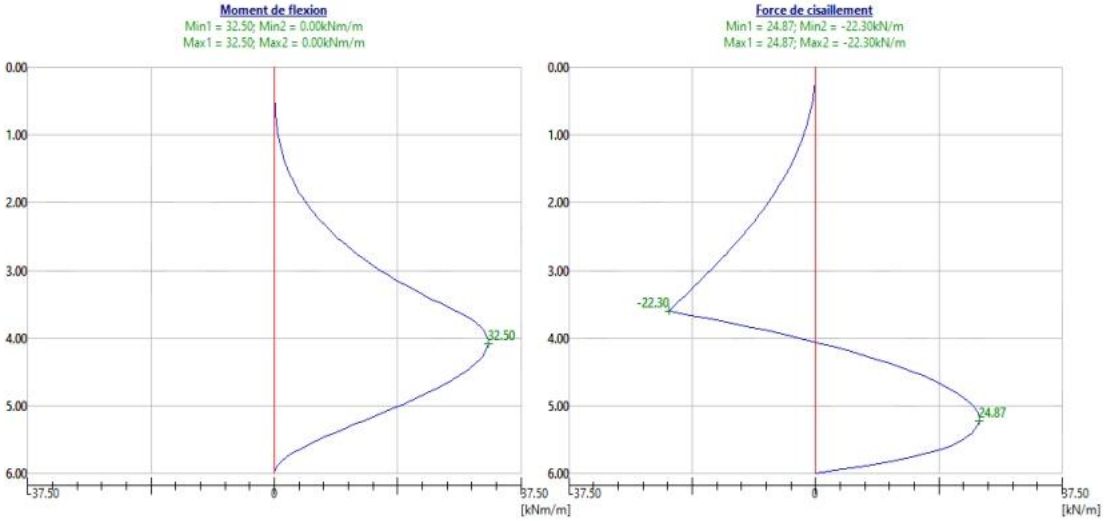
- **Déformations + Contraints : interprétation**

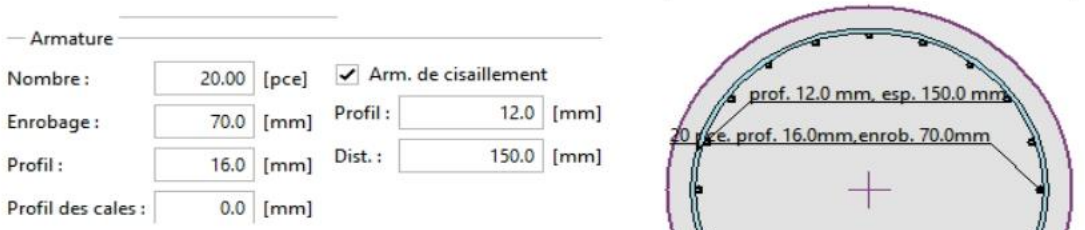


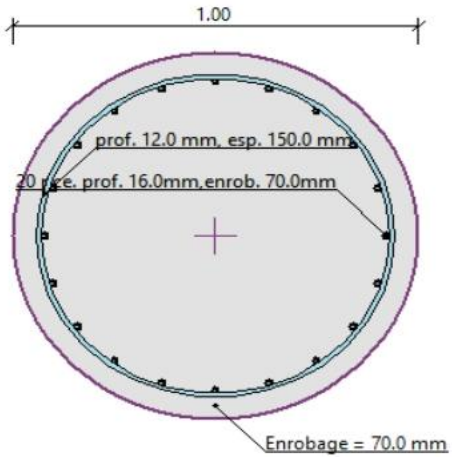
- **Mobilisation des buttées :**



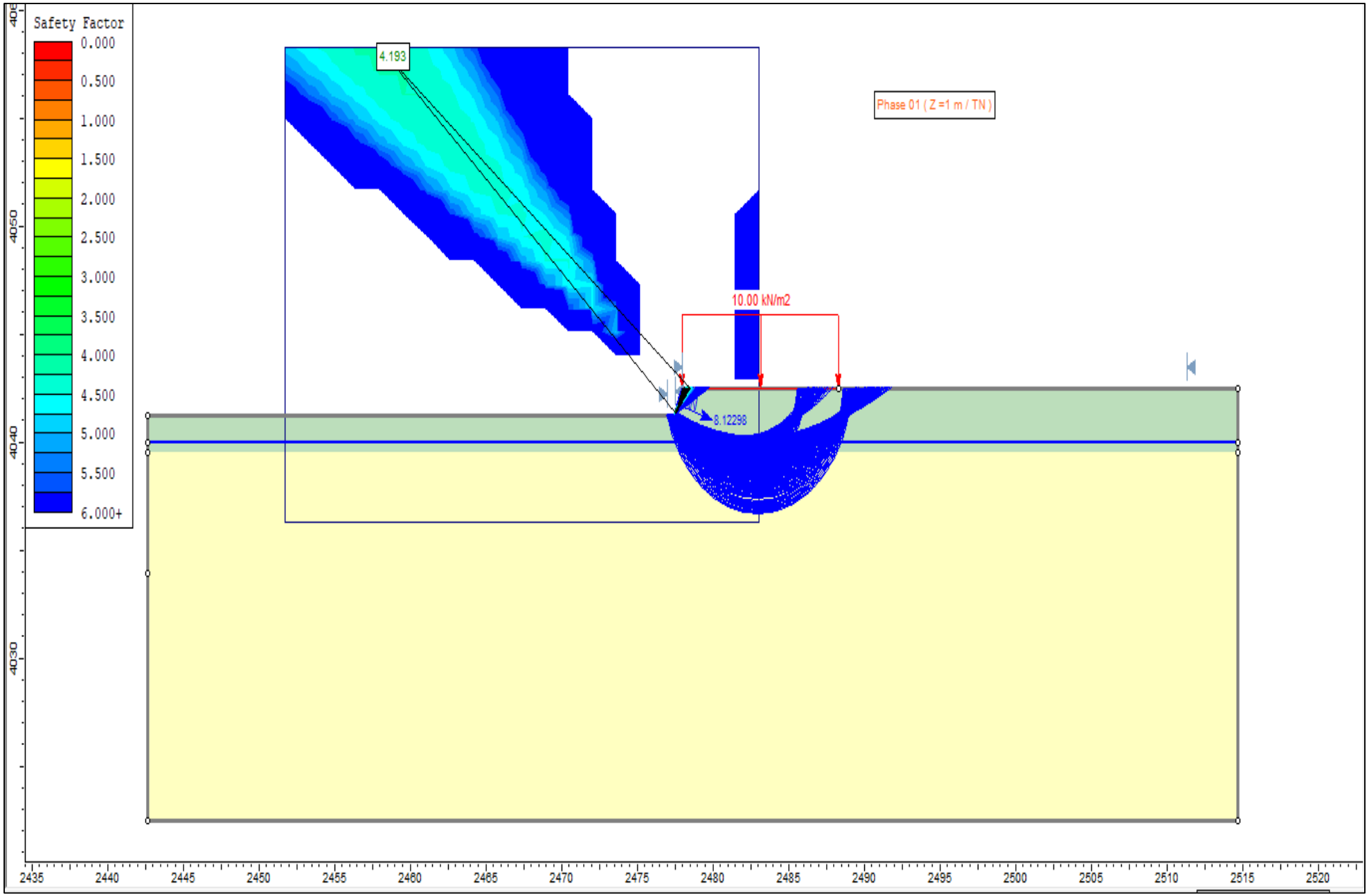
- **Stabilité de l'écran type STR (Ferraillage des pieux) :**

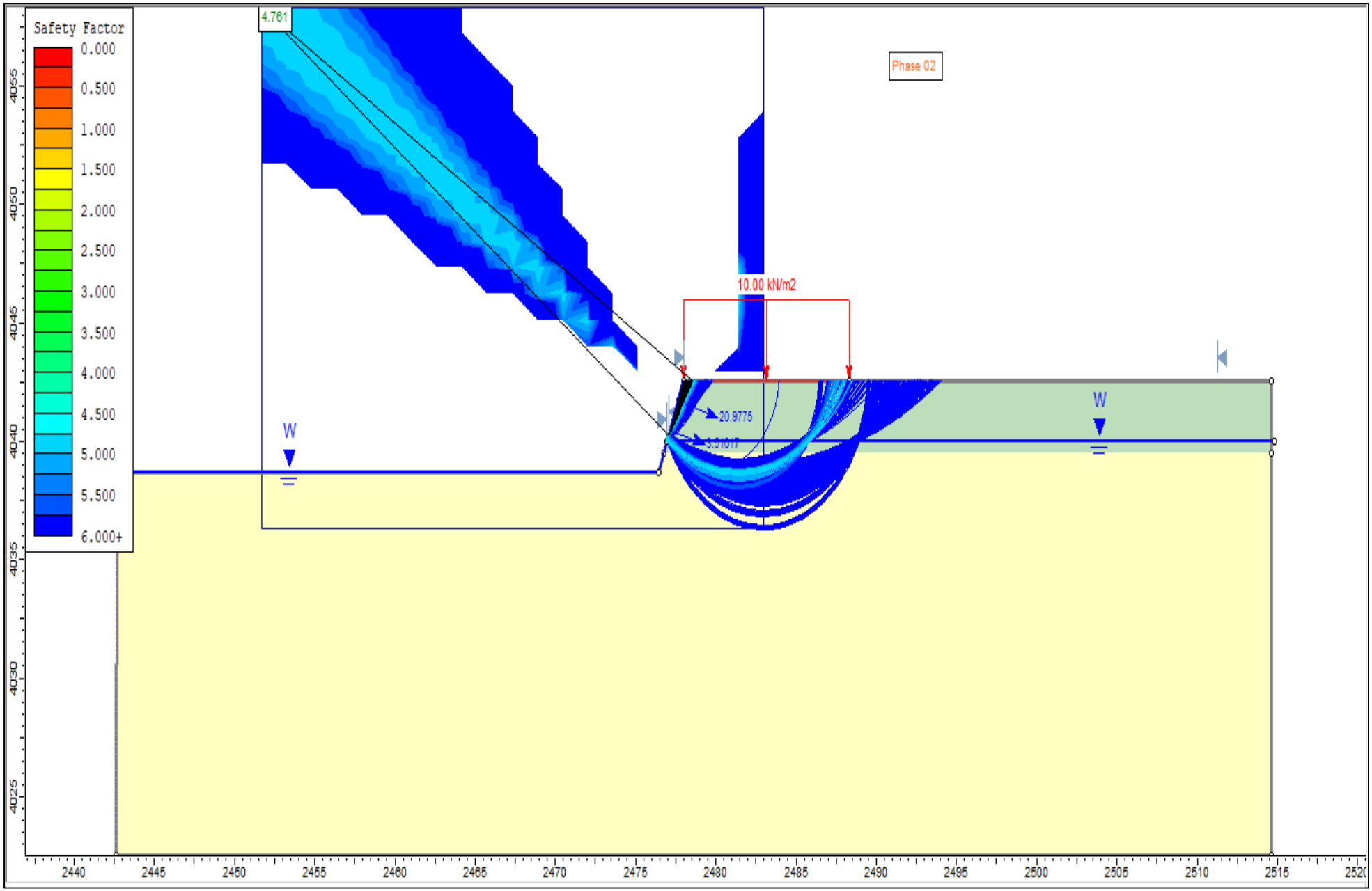


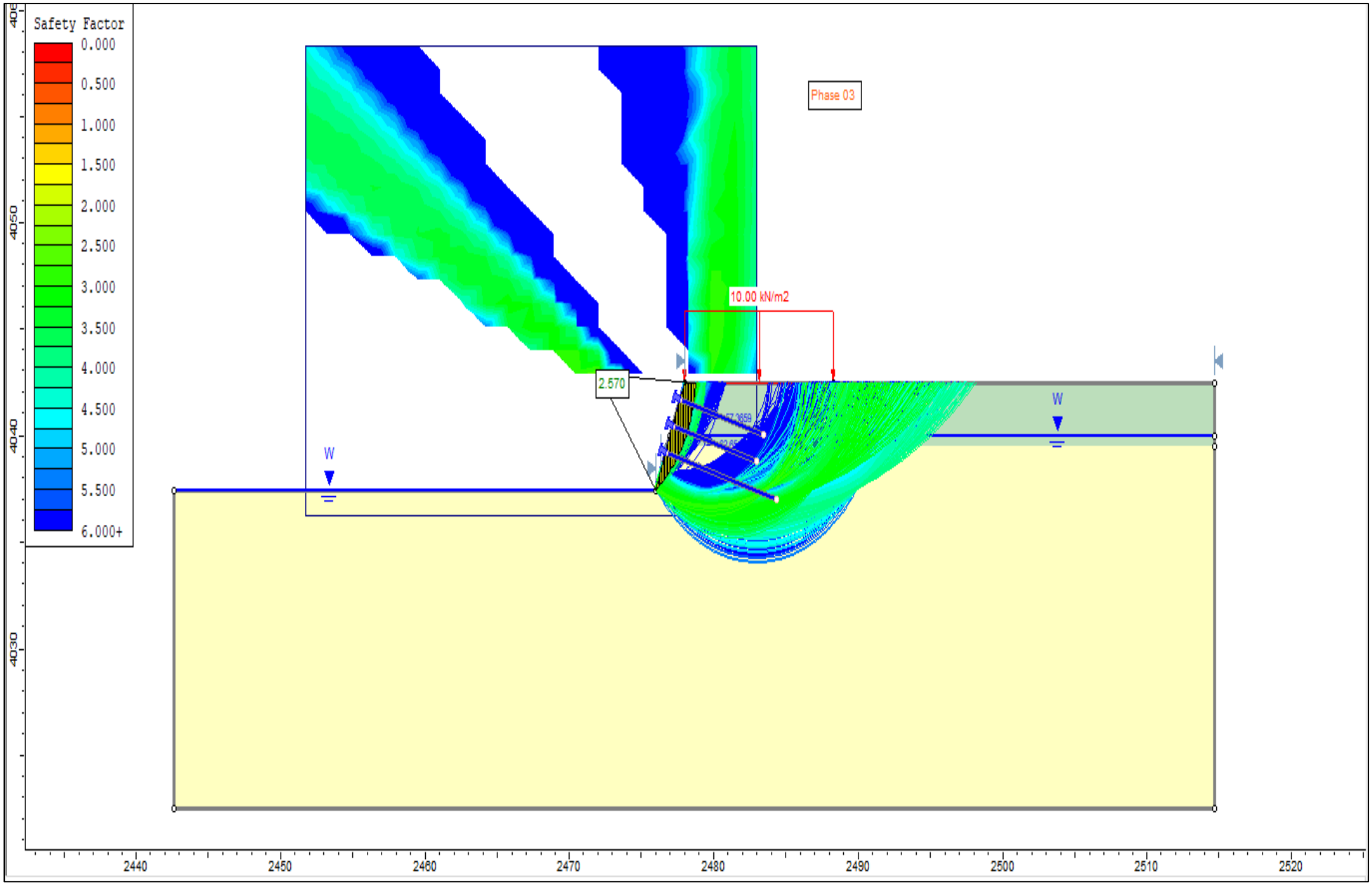


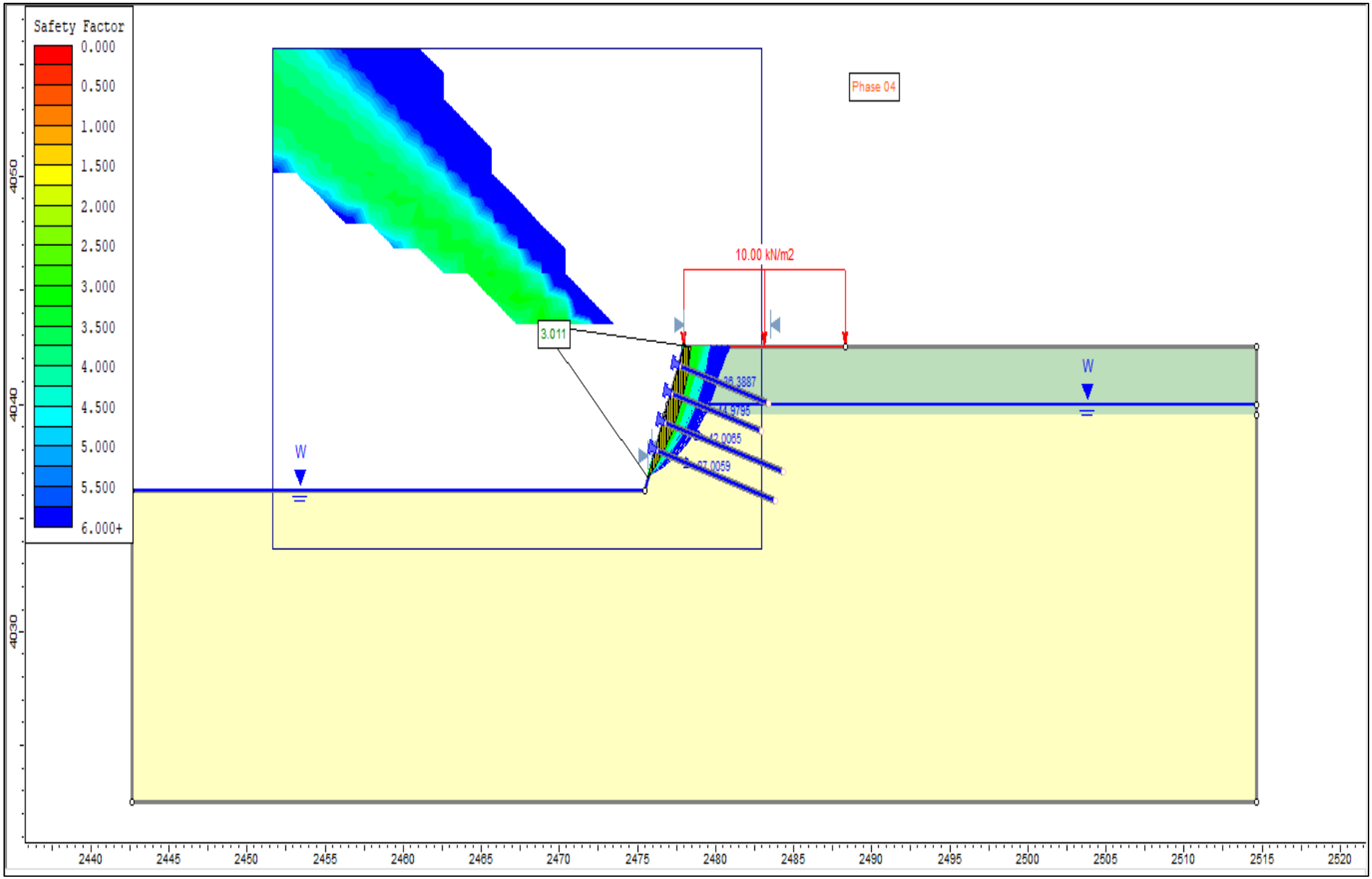


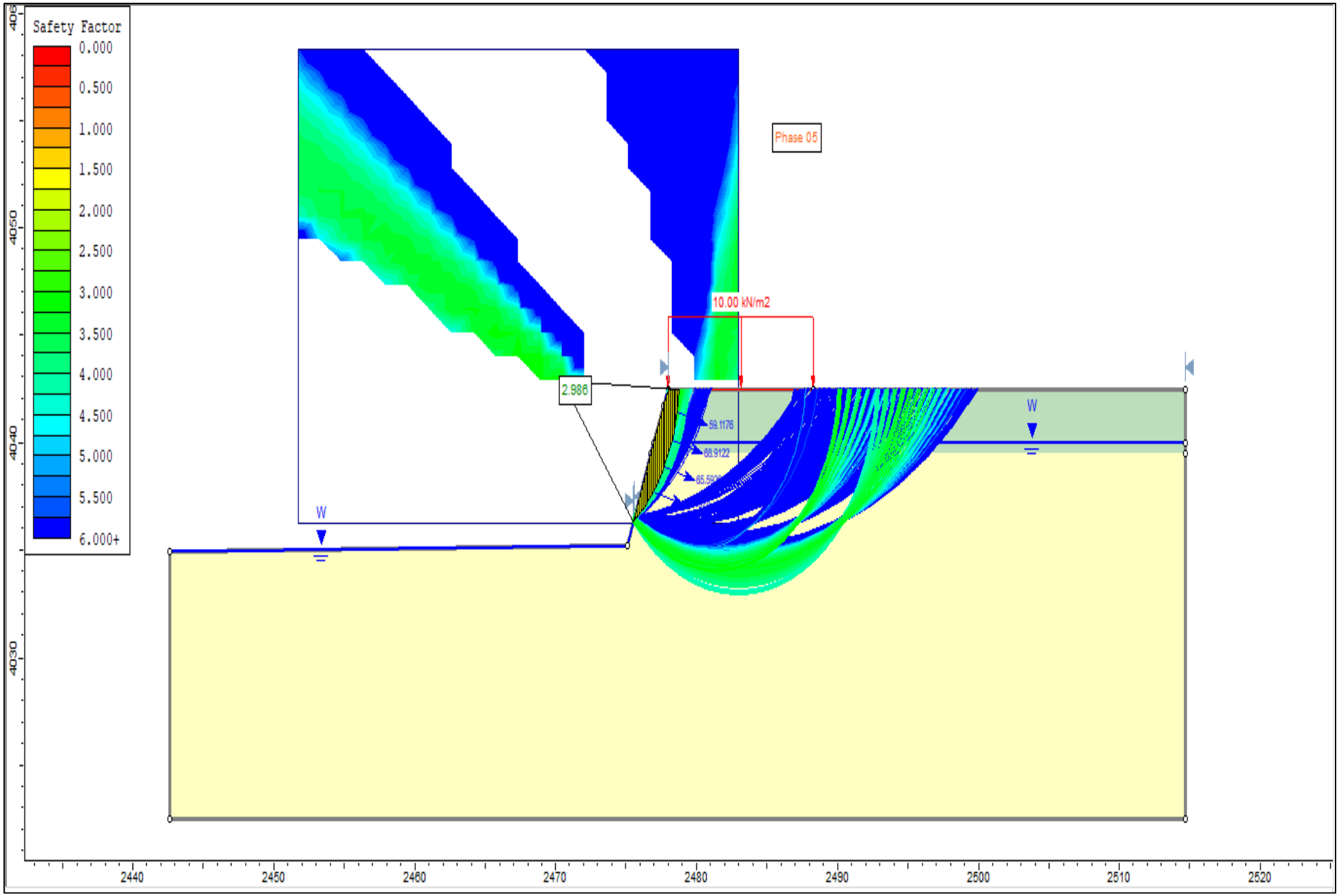
ANNEXE D
Valeur de Td mas après phasage de chaque clou

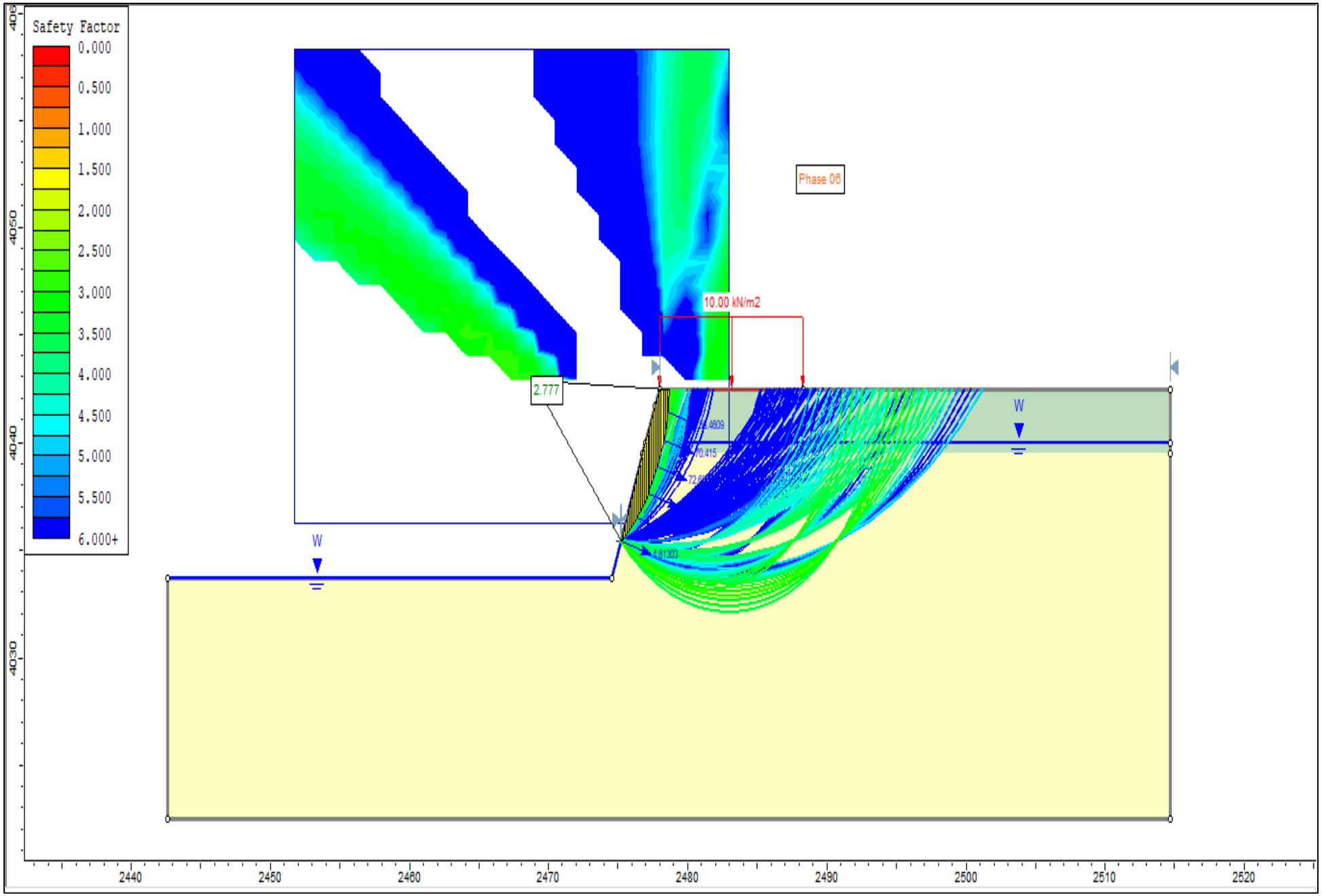

Safety Factor
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
4.500
5.000
5.500
6.000+
4.193
Phase 01 (Z =1 m / TN)
10.00 kN/m2
8.12298
4050
4040
4030
2435
2440
2445
2450
2455
2460
2465
2470
2475
2480
2485
2490
2495
2500
2505
2510
2515
2520

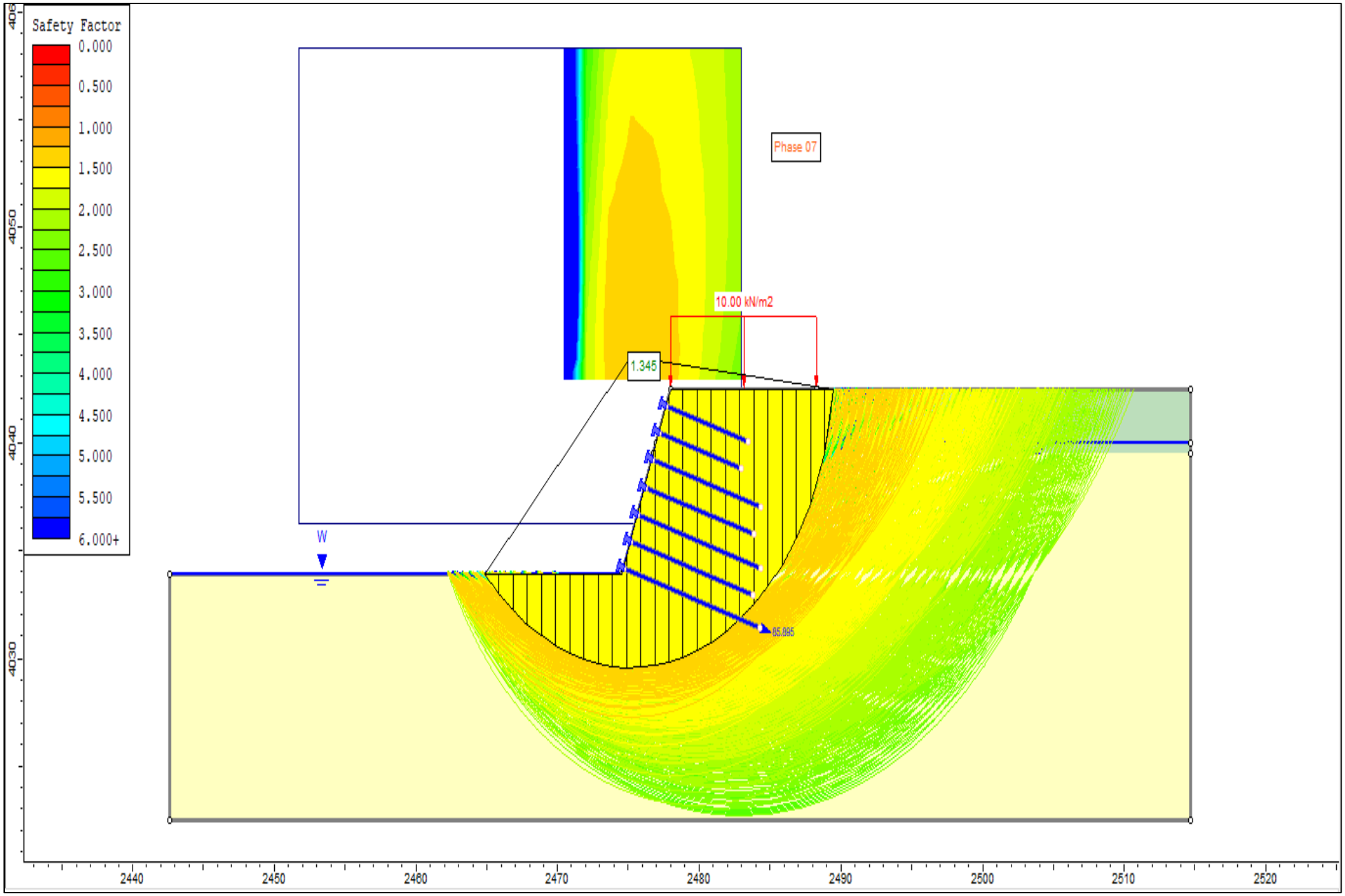

Safety Factor
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
4.500
5.000
5.500
6.000+
4.761
Phase 02
10.00 kN/m2
20.9775
W
W
4055
4050
4045
4040
4035
4030
4025
2440
2445
2450
2455
2460
2465
2470
2475
2480
2485
2490
2495
2500
2505
2510
2515


Safety Factor
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
4.500
5.000
5.500
6.000+
Phase 03
10.00 kN/m2
2.570
W
W
4050
4040
4030
2440
2450
2460
2470
2480
2490
2500
2510
2520


Safety Factor
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
4.500
5.000
5.500
6.000+
Phase 04
10.00 kN/m2
3.011
W
W
4050
4040
4030
2440
2445
2450
2455
2460
2465
2470
2475
2480
2485
2490
2495
2500
2505
2510
2515
2520


Safety Factor
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
4.500
5.000
5.500
6.000+
Phase 05
10.00 kN/m2
2.986
59.1176
68.9122
W
W
4060
4050
4040
4030
2440
2450
2460
2470
2480
2490
2500
2510
2520


Safety Factor
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
4.500
5.000
5.500
6.000+
Phase 06
10.00 kN/m2
2.777
W
W
4060
4050
4040
4030
2440
2450
2460
2470
2480
2490
2500
2510
2520


Safety Factor
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
4.500
5.000
5.500
6.000+
Phase 07
10.00 kN/m2
1.345
W
05.995
4060
4050
4040
4030
2440
2450
2460
2470
2480
2490
2500
2510
2520