

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

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**Etude de conception d'un passage dénivelé au
PK0+307.97 y compris la stabilité des écrans de
soutènement par appuis**

Présenté par :

Mlle REFIF Mahdia

Mlle LAROUCI Yousra

Encadré par :

Mr SEBEH Omar

Co-encadré par :

Mr HAMADI Kamel

Promotion 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Avant tout, nous remercions **ALLAH** le Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé, la volonté et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail. Nous adressons également nos prières et notre gratitude à notre **Prophète Mohamed** (صلى الله عليه وسلم), guide et modèle pour toute la communauté musulmane.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à nos **chers parents** pour leurs sacrifices, leur soutien indéfectible, leurs encouragements et leur confiance tout au long de notre parcours universitaire. Leur présence et leur appui ont été une source constante de motivation.

Nos sincères remerciements s'adressent à nos encadrants, **Mr.SEBAH** et **Mr.HAMADI**, pour leur disponibilité, leurs précieux conseils, leur accompagnement et l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants de **l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP)**, qui ont contribué à notre formation académique et professionnelle.

Nous adressons nos remerciements particuliers à **Mr.FEDGHOUC Ferhat**, Directeur des études, pour leurs efforts et leur engagement au service des étudiants.

Nous exprimons notre gratitude aux ingénieurs de **SAPTA** : **Mr. KHADRAOUI Shemseddine**, **Mr. SIOUANI Toufik**, **Mr. HENNA Youcef**, **Mr. Abdellah** et **Mr. Dahmen**. pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité et les informations précieuses qu'ils nous ont fournies durant l'élaboration de ce projet.

Nous exprimons notre gratitude à l'architecte de **SAPTA** : **Mme Imen Kacel** pour son accompagnement et son aide dans la réalisation de la vidéo 3D du projet.

Nos remerciements vont également aux ingénieurs du bureau d'études **IMSRN**, en particulier **Mr. MESSAI Abdesselam**, ainsi qu'à **Mr. BERRAHAL Mahdi**, ingénieur au sein de la **SAITI**, pour leur aide, leurs orientations et leur soutien technique.

Enfin, nous souhaitons nous remercier nous-mêmes pour les efforts, la persévérance et l'investissement fournis tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'études. Malgré les difficultés rencontrées, nous avons su rester motivés et déterminés jusqu'à l'aboutissement de ce travail.

Nous exprimons également notre gratitude à **M. HAMZI Sid Ali**, Directeur de l'**ENCC Metaleng**, pour sa disponibilité et son accompagnement. Ses conseils et son soutien ont constitué une aide précieuse dans la réalisation de ce projet de fin d'études.

Nous exprimons également notre profonde gratitude aux honorables membres du **jury** qui nous font l'honneur d'examiner ce mémoire. Nous les remercions pour l'intérêt porté à notre travail, pour le temps qu'ils ont consacré à son évaluation ainsi que pour leurs remarques et recommandations qui permettront d'enrichir et de valoriser cette étude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail,

À mon très cher père, **LAROUCI Ouatik**, pour tous les sacrifices qu'il a consentis afin de m'offrir les meilleures conditions de réussite. Merci pour ton soutien, tes encouragements et ta confiance qui m'ont toujours accompagnée.

À ma très chère mère, **BOUCHAMA Rania**, source inépuisable d'amour, de tendresse et de bienveillance. Aucun mot ne saurait exprimer toute ma gratitude pour tout ce que tu as fait pour moi.

À ma grande sœur, **Hiba**, pour son soutien et ses encouragements tout au long de mon parcours.

À mes chères petites sœurs, **Anfel** et **Ranim**, avec toute mon affection et mes vœux de réussite et de bonheur.

À toute ma famille paternelle et maternelle, en particulier mes grands-mères, mes tantes, mes oncles, ainsi que tous mes cousins et cousines, pour leur soutien, leur affection et leurs encouragements.

À ma binôme, **REFIF Mahdia**, avec qui j'ai partagé les efforts, les défis et les moments marquants de ce projet. Je lui souhaite beaucoup de réussite dans sa vie professionnelle et personnelle.

À mes amis, pour leur présence, leur soutien et les agréables moments passés ensemble.

À tous mes camarades de l'ENSTP, et plus précisément du groupe 3 (**Anfel, Lyna, Lyna, Insaf, Saoussen, Maria et Sarra**) avec qui j'ai partagé de belles années d'études, de travail et de souvenirs.

Enfin, à toutes les personnes qui m'ont soutenue de près ou de loin durant mon parcours universitaire.

Je me dédie également ce travail, pour toutes les heures de travail, les sacrifices, les moments de doute surmontés et la persévérance dont j'ai fait preuve durant ces années d'études. Cette réussite représente le fruit de mes efforts et de ma volonté d'aller toujours de l'avant.

Je dédie ce travail avec toute ma gratitude et mon profond respect.

LAROUCI Yousra

Dédicace

C'est avec une immense joie et une profonde émotion que je dédie ce travail à toutes les personnes qui ont occupé une place importante dans mon parcours et qui m'ont accompagnée jusqu'à l'aboutissement de cette étape.

À mon père, **REFIF Tahar**, dont les sacrifices, les conseils et le soutien constant ont été une source de force et de motivation. Merci pour tous les efforts consentis afin de m'offrir les meilleures conditions pour réussir.

À ma mère, **SOUKEHAL Fatima Zouhera**, pour son amour infini, sa patience, ses prières et son soutien sans faille. Ta présence à mes côtés a toujours été mon plus grand réconfort.

À mon frère **Mohamed Walid**, qui, malgré la distance qui nous sépare, reste toujours présent dans mon cœur. Que cette réussite soit aussi la tienne.

À mes chères sœurs, **Zahira** et **Marwa**, pour leur affection, leurs encouragements et leur confiance tout au long de mon parcours.

À mes chers beaux-frères, **CHIKHI Rafik** et **KOUADRI Yacine**, pour leur soutien, leur confiance et leur présence. Qu'ils trouvent dans ce travail l'expression de ma sincère gratitude et de mon profond respect.

À mes petits frères, **Rahma** et **Sofiane**, en leur souhaitant un avenir rempli de réussite, de bonheur et d'accomplissement.

À toute ma famille maternelle, particulièrement à mes grands-parents, mes tantes, mes oncles, mes cousins et mes cousines, pour leur soutien, leur affection et leurs encouragements qui m'ont toujours accompagnée.

À ma binôme, **LAROUCI Yousra**, avec qui j'ai partagé cette expérience universitaire et les différentes étapes de ce projet. Je lui souhaite beaucoup de réussite dans sa carrière professionnelle et dans sa vie personnelle.

À **OUCHÉFOUN Aimen**, en témoignage de ma reconnaissance et de mon estime pour son soutien et ses encouragements.

À mes amis (**lyna, lyna, saoussen, anfel, insaf, maria, sarra**), qui ont partagé avec moi les joies, les défis et les souvenirs de ces années d'études.

Enfin, je dédie ce travail à **moi-même**, pour la détermination, la patience et les efforts fournis durant toutes ces années d'études. Ce mémoire représente l'aboutissement d'un parcours marqué par le travail, la persévérance et la volonté d'atteindre les objectifs fixés.

REFIF Mahdia

Résumé

Ce mémoire présente l'étude d'un projet de suppression d'un passage à niveau situé à Boufarik afin d'améliorer la fluidité et la sécurité de la circulation routière et ferroviaire. Deux variantes d'aménagement ont été examinées : un pont à poutres et une trémie ferroviaire. Après une analyse technique des contraintes du site, la solution de la trémie a été retenue comme étant la plus adaptée. L'étude a porté sur les aspects géotechniques, le dimensionnement des ouvrages de soutènement, les vérifications structurelles, le phasage des travaux ainsi que l'assainissement de l'ouvrage. Les résultats obtenus ont permis de confirmer la faisabilité, la stabilité et la sécurité de la solution retenue.

Mots clés : Trémie ferroviaire, Pont à poutres, Passage à niveau, Géotechnique, Écran en pieux, Soutènement, Buton, Phasage des travaux.

Abstract

This dissertation presents the study of a project aimed at eliminating a level crossing located in Boufarik in order to improve the safety and flow of both road and railway traffic. Two alternative solutions were investigated: a beam bridge and a railway underpass. After a technical assessment of the site constraints, the underpass solution was selected as the most suitable option. The study focused on geotechnical investigations, the design of retaining structures, structural verifications, construction phasing, and the drainage system of the structure. The results obtained confirmed the feasibility, stability, and safety of the adopted solution.

Keywords: Railway underpass, Beam bridge, Level crossing, Geotechnics, Pile wall, Retaining structure, Strut, Construction phasing.

المخلص

يتناول هذا المذكرة دراسة مشروع إلغاء معبر سكة حديدية مستوي بمدينة بوفاريك بهدف تحسين انسيابية وأمان حركة المرور البرية والسككية. تم دراسة بديلين هندسيين يتمثلان في جسر علوي ونفق سفلي، وبعد تحليل مختلف القيود التقنية الخاصة بالموقع تم اعتماد حل النفق السفلي باعتباره الأنسب. شملت الدراسة الجوانب الجيوتقنية، وتصميم منشآت السند، والتحقق من العناصر الإنشائية، ومراحل تنفيذ المشروع، بالإضافة إلى دراسة نظام تصريف مياه الأمطار. وقد أكدت النتائج المتحصل عليها قابلية تنفيذ الحل المعتمد واستقراره وسلامته.

الكلمات المفتاحية : نفق سفلي للسكك الحديدية، جسر ذو عوارض، معبر مستوي، الجيوتقنية، جدار من الخوازيق، السند، الدعامات الأفقية، مراحل الإنجاز.

Liste des abréviations

- P_l : Pression limite de rupture
- E_m : module préssiométrique.
- γ_h : Densité humide.
- γ_d :Densité sèche.
- W_l : Limite de liquidité.
- W_p : Limite de plasticité.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- C' : Cohésion.
- φ' :Angle de frottement interne.
- E :Module de déformation.
- K_v : Coefficient élastique à long terme.
- ν :Coefficient de Poisson (drainé ou non drainé).
- E : Module de Young du sol massif.
- C_c : Coefficient de compressibilité.
- C_g :Coefficient de gonflement.
- α : Coefficient de structure du sol.
- A : Coefficient rhéologique.
- f_{cj} :Résistance caractéristique à la compression du béton.
- f_{tj} :Résistance caractéristique à la traction du béton.
- η :Coefficient de fissuration.
- f_y : limite d'élasticité.
- f_u : résistance à la rupture.
- E : module de Young.
- G : module de cisaillement.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1.Introduction générale :	1
-----------------------------------	---

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. Introduction :	3
----------------------------	---

II.2. Présentation du projet :	3
--------------------------------------	---

II.2.1. Objectif du projet :	3
------------------------------------	---

II.2.2. Situation de projet :	3
-------------------------------------	---

II.2.3. Problèmes existants :	4
-------------------------------------	---

II.2.4. Contraintes du site :	5
-------------------------------------	---

II.3. Données de projet :	5
---------------------------------	---

II.3.1. Données fonctionnelles de projet :	5
--	---

II.3.2. Données naturelles :	5
------------------------------------	---

II.4. Conclusion :	7
--------------------------	---

CHAPITRE III : INVESTIGATION GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

III.1. Introduction :	9
-----------------------------	---

III.2. Géologie du site :	9
---------------------------------	---

III.3. Campagne d'investigation géotechnique :	10
--	----

III.3.1. Programme de reconnaissance géotechnique :	10
---	----

III.3.2. Lithologie :	11
-----------------------------	----

III.3.4. Essai pressiométrique :	14
--	----

III.3.5. Essai au pénétromètre dynamique lourd de type B (norme NF P94-115) :	15
---	----

III.3.6. Profil géologique représentatif d'une coupe de la zone de projet :	16
---	----

III.3.7. Paramètres géotechniques de calcul:	17
--	----

III.3.8. Calcul de la raideur du sol :	19
--	----

III.4. Conclusion :	20
---------------------------	----

CHAPITRE IV: CONCEPTION DES DEUX VARIANTE

IV.1. Introduction :	22
----------------------------	----

IV.2. Présentation des variantes :	22
IV.2.1. Variante 1: Pont a poutre :	22
IV.2.2. Variante 2 : trémie	25
IV.3. Analyse estimative et des variantes :	36
IV.4. Conclusion :	36

CHAPITRE V : ANALYSE MULTICRITERE DES DEUX VARIANTES

V.1. Introduction :	38
V.2. Objectif de l'étude :	38
V.3. Analyse multicritères entre les deux variantes :	38
V.4. Solution constructive retenue :	40
V.4.1. Impossibilité de réalisation du pont a poutre :	40
V.4.2. Solution constructive retenue :	40
V.5. Conclusion :	40

CHAPITRES VI : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

VI.1. Introduction:	42
VI.2. Règlements de calcul et documents de référence :	42
VI.3. Caractéristiques des matériaux :	42
VI.3.1. Le béton :	42
VI.3.2. L'acier :	45
VI.4. Conclusion :	47

CHAPITRES VII : PHASAGE DES TRAVAUX

VII.1. Introduction :	49
VII.2. Objectif du phasage de construction :	49
VII.3. Contraintes liées à la construction sous voie ferrée :	49
VII.4. Phasage de construction de la trémie :	50
VII.5. Conclusion :	57

CHAPITRE VIII : VERIFICATION DE LA STABILITE DES ELEMENTS DE PHASAGE

VIII.1. Introduction :	59
VIII.2. Objectif de l'étude :	59

VIII.3. Vérification de la stabilité des éléments :.....	59
VIII.3.2. La palée :.....	64
VIII.3.3. Vérification des camarteaux (1m ×1.2m) : (détaille de calcul Annexe A).....	66
VIII.3.4. Vérification de tassement de radier :	66
VIII.4. Conclusion :	66

CHAPITRE IX : EVALUATION ET MODELISATION DES CHARGES ET SOLLICITATIONS

IX.1. Introduction :.....	68
IX.2. Modele de calcul :.....	68
IX.2.1. Modélisation du cadre :	68
IX.2.2. Évaluation des charges et surcharges :	70
X.3. Cas des charges :.....	84
X.3.1. Combinaison des charges :.....	84
IX.4. Ferrailage du cadre :.....	89
IX.5. Conclusion :	90

CHAPITRE X :

VERIFICATION DE LA STABILITE DES ECRANS EN PIEUX

X.1.Introduction :	92
X.2. Les vérifications (NF P 94-282) :	92
X.2.1. Vérification des tirants :.....	95
X.2.2. Résistance des boutons en béton armé :	96
X.2.3. Stabilité structurale des liernes (Poutre de couronnement):	97
X.3. Modélisation et vérification des écrans de pieux :	98
X.3.1. La partie couverte :	98
X.3.2. La partie ouverte :	112
X.5. L’habillage des écrans des pieux :.....	136
X.6. Conclusion :	137

CHAPITRE XI : ASSAINISSEMENT

XI.1. Introduction :.....	139
XI.2. Objectif de l’étude :.....	139
XI.3. Étude hydraulique :	139

XI.4. Délimitation des bassins versants :	139
XI.4.1. Synthèse des Caractéristiques des Bassins Versants :	139
XI.4.2. Calcul de débit de point Qp (pluvial):	140
XI.4.3. Coefficient de ruissellement pondéré de l'impluvium :	140
XI.4.4. Intensité de la pluie :	140
XI.4.5. Temps de concentration :	141
XI.4.6. Étude du dimensionnement hydraulique de la canalisation d'assainissement :	142
XI.4.7. Calcul du débit équivalent totale :	144
XI.5. Vérification des conditions d'autocurages :	144
XI.6. Collecte et évacuation des eaux pluviales :	145
XI.6.1. Dimensionnement du puisard :	145
XI.7. Dimensionnement du système de relevages des eaux pluviales :	146
XI.7.1. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt :	146
XI.8. Plan d'assainissement :	149
XI.9. Conclusion :	150

CHAPITRE XII : CONCLUSION GENERALE

XII.1. Conclusion générale :	152
-------------------------------------	------------

Références bibliographiques et logicielles :

Annexes :

Annexe A : Données de rapport géotechnique.....	156
Annexe B : Vérifications des éléments de phasage	176
Annexe C : Ferraillage	193
Annexe D : Etude de stabilité des pieux	199

Liste des figures

Figure 1: Plan de situation du projet.....	4
Figure 2: Passage à niveau existant	4
Figure 3: vue en plan du site de projet	5
Figure 4: Classification des sites	6
Figure 5: Classification sismique d'Algérie	7
Figure 6: Extrait de la carte géologique de Blida 1/50 000	9
Figure 7: Plan d'implantation des sondages	10
Figure 8: photos des sondages carotte	12
Figure 9: Variation du module pressiométrique E en fonction de la profondeur	15
Figure 10: Profil géologique représentatif sens coupe de la zone de projet	17
Figure 11: Tableau de corrélation empirique de Jean-Michel Vaillant et Valentin Cateau	18
Figure 12: Coupe longitudinale du pont.....	23
Figure 13: coupe sur poutre.....	24
Figure 14: coupe longitudinale – partie couverte	26
Figure 15: coupe longitudinale – partie ouverte (vers Bahli)	26
Figure 16: coupe longitudinale – partie ouverte (vers Blida)	27
Figure 17: La forme des cadres fermé.....	28
Figure 18: elements de dimensionnement du cadre	29
Figure 19: schéma de calcule de l'écran de la partie couverte	30
Figure 20: Diagramme des poussees et des butees	31
Figure 21: Profile en travers de la galerie – partie couverte	34
Figure 22: Coupe transversale des écrans de EC01 a EC05 – partie ouverte.....	35
Figure 23: Coupe transversale des écrans EC06 et EC07 – partie ouvert	35
Figure 24: diagramme de contrainte – déformation du béton	45
Figure 25: Courbe contrainte-déformation en compression - Modèle élastique linéaire.....	45
Figure 26: comportement de l'acier.....	47
Figure 27: Phasage de la première étape de construction de la trémie	51
Figure 28: coupe transversale de la première étape de construction de la trémie.....	51
Figure 29: Pose des deux tabliers auxiliaires	51
Figure 30: Réalisation et mise en place de la palée métallique.....	52
Figure 31: Vue en plan de la palée métallique	52
Figure 32: Photos réelles de la mise en place de la palée métallique	53
Figure 33: Coupe transversale de la troisième étape de construction	54
Figure 34: Photo réelle de l'étape de déplacement du tablier de 22m	54
Figure 35: Photo réelle de la pose du tablier de 17m	55
Figure 36: Photo au dessus du tablier provisoire	55
Figure 37: Phasage de la sixième étape de construction de la trémie	56
Figure 38: Coupe transversale après coulage du radier et de la dalle.....	57
Figure 39: coupe transversale de la dernière étape du phasage.....	57
Figure 40: Modélisation 2D du cadre	68
Figure 41: Modele de Winkler	69
Figure 42: Modélisation du poids de remblai	71

Figure 43: Modélisation de la charge complémentaire permanente CCP.....	72
Figure 44: Actions dus aux poussées des terres	73
Figure 45 : modèle de charge 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales	74
Figure 46: Modélisation du système de charge UIC 71.....	74
Figure 47: modèles de charges SW/0 et SW/2.....	75
Figure 48: modélisation du système de charge SW/0.....	75
Figure 49: modélisation du système de charge SW/2.....	76
Figure 50: Force de freinage.....	78
Figure 51: Force de démarrage.....	78
Figure 52: modélisation du système de charge Al	79
Figure 53 : Système de charge Bc	79
Figure 54: modélisation de la charge Bc.....	80
Figure 55 : Système de charge Bt.....	80
Figure 56: modélisation de la charge Bt.....	81
Figure 57: Modélisation de la force d'inertie de la structure	82
Figure 58: Modélisation de l'incrément dynamique de poussée active	83
Figure 59: Modélisation de la force d'inertie du remblai	84
Figure 60: Diagramme de moment maximal à l'ELU	85
Figure 61: Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU	86
Figure 62: Diagramme de l'effort normal maximal à l'ELU	86
Figure 63: Diagramme de moment maximal a l'ELS	87
Figure 64: Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELS.....	87
Figure 65: Diagramme de l'effort normal maximal à l'ELS.....	88
Figure 66: Diagramme de moment maximal à l'ELU sismique.....	88
Figure 67: Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU sismique	89
Figure 68: Diagramme de l'effort normal maximal à l'ELU sismique.....	89
Figure 69: plan de ferrailage de la traverse supérieure.....	90
Figure 70: Plan de ferrailage du pieds droits.....	90
Figure 71: Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran-source.....	93
Figure 72: Modèle de calcul de l'écran en pieux ancrés à la phase finale d'excavation EC 01 C (phase transitoire).....	99
Figure 73 : Vérification de la stabilité globale par méthode de Bishop EC 01C (phase transitoire).	100
Figure 74: Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) EC 01C (phase transitoire).....	100
Figure 75: Efforts interne de EC 01C (phase transitoire)	101
Figure 76: Déformation et contraintes de EC 01C (phase transitoire).....	102
Figure 77: Mobilisation des butées de EC 01C (phase transitoire).....	102
Figure 78: Stabilité générale (cercle de glissement) Phase de service EC 01C	103
Figure 79: stabilité interne de EC 01C (Phase de service).....	104
Figure 80: Efforts interne de EC 01C (Phase de service)	104
Figure 81: Déformation et contraintes de EC 01C (Phase de service).....	105
Figure 82: Mobilisation des butées de EC 01C (Phase de service).....	106
Figure 83: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 01C (Phase sismique).....	106

Figure 84: Stabilité interne de EC 01C (Phase sismique)	107
Figure 85: Efforts interne de EC 01C (Phase sismique)	108
Figure 86: Mobilisation des butées de EC 01C (Phase sismique)	108
Figure 87: Diagrammes des déformations et efforts internes obtenus.	111
Figure 88: Ferrailage de EC01C	111
Figure 89: Détail du ferrailage de l'écran EC01C	112
Figure 90: Modèle de calcul de l'écran en pieux contreventé par des butons à la phase finale d'excavation de EC 01O (phase transitoire)	115
Figure 91: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 01O (phase transitoire)	115
Figure 92: Stabilité interne de EC 01O (phase transitoire)	116
Figure 93: Efforts interne de EC 01O (phase transitoire)	116
Figure 94: Déformations + Contraints de EC 01O (phase transitoire)	117
Figure 95: Mobilisation des butées de EC 01O (phase transitoire)	118
Figure 96: Stabilité générale (cercle de glissement) de L'EC 01O (Phase de service)	118
Figure 97: Stabilité interne de L'EC 01O (Phase de service)	119
Figure 98: Efforts interne L'EC 01O (Phase de service)	120
Figure 99: Déformations + Contraints (Phase de service)	120
Figure 100: Mobilisation des butées (Phase de service)	121
Figure 101: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 01O (Phase de sismique)	122
Figure 102: Stabilité interne EC 01O (Phase de sismique)	122
Figure 103: Efforts interne EC 01O (Phase de sismique)	123
Figure 104: Mobilisation des butées EC 01O (Phase de sismique)	123
Figure 105: Diagrammes des déformations et efforts internes de EC 01O	124
Figure 106: Détail du ferrailage de l'écran EC01O	125
Figure 107: plan de ferrailage de lierne	129
Figure 108: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 06 (Phase de service)	130
Figure 109: Stabilité interne de EC 06 (Phase de service)	130
Figure 110: Efforts interne de EC 06 (Phase de service)	131
Figure 111: Déformations + Contraints de EC 06 (Phase de service)	131
Figure 112: Mobilisation des butées de EC 06 (Phase de service)	132
Figure 113: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 06 (Phase sismique)	132
Figure 114: Stabilité interne de EC 06 (Phase sismique)	133
Figure 115: Efforts interne de EC 06 (Phase sismique)	133
Figure 116: Déformations + Contraints de EC 06 (Phase sismique)	134
Figure 117: Mobilisation des butées de EC 06 (Phase sismique)	134
Figure 118: Diagrammes des déformations et efforts internes de EC 06	135
Figure 119: Ferrailage EC 06	135
Figure 120: Ferrailage de EC 06	136
Figure 121: Courbes intensités-durées-fréquences	141
Figure 122: Caractéristiques géométriques et dimensionnelles	148
Figure 123: Plan d'assainissement de la partie ouverte – vers Blida –	149
Figure 124: Plan d'assainissement de la partie ouverte – vers Bahli –	149
Figure 125: Plan d'assainissement de la partie couverte – centrale –	150

Liste des tableaux :

Tableau 1: Coordonnées des essais	10
Tableau 2: Résultats des essais physiques	12
Tableau 3: Résultats des essais d'Atterberg par profondeur	13
Tableau 4: résultats des essais mécaniques	13
Tableau 5: Résultats de l'essai pressiométrique	14
Tableau 6: Résultats des essais pénétrométriques.....	16
Tableau 7: Caractéristiques géotechniques.....	18
Tableau 8: Récapitulatif des valeurs de L/B	19
Tableau 9: Présentions des valeurs des dimensions du pont	23
Tableau 10: dimensions des goussets	23
Tableau 11: Dimensions de culée	24
Tableau 12: Paramètres de poussée active et passive des sols	29
Tableau 13: Calcul des contraintes de poussée active des terres	30
Tableau 14: Calcul des moments déstabilisants dus à la poussée des terres.....	31
Tableau 15: Calcul des moments dus à la pression interstitielle.....	32
Tableau 16: Calcul des moments stabilisants des terres.....	32
Tableau 17: Récapitulatif des dimensions des écrans en pieux	33
Tableau 18: Devis estimatif des deux variantes	36
Tableau 19:Avantage et inconvénients des deux variantes.....	38
Tableau 20: valeurs du coefficient θ	44
Tableau 21: valeurs du coefficient γ_b	44
Tableau 22: Les nuances d'acier HA	45
Tableau 23: Caractéristiques techniques	46
Tableau 24: Coefficient de sécurité de l'acier	46
Tableau 25: Verifications sur les poutres PRS 1100	60
Tableau 26: Verification sur les entretoises HEB 600.....	60
Tableau 27: Vérifications sur les poutres HEB 800.....	62
Tableau 28: Verifications sur les entretoises HEB 600 du tablier de 17m	63
Tableau 29: Poids des elements de la palée	65
Tableau 30: Modélisation de sol de fondation	69
Tableau 31 : Modélisation des remblais latéraux.....	69
Tableau 32: Poids propre.....	70
Tableau 33: Poids du remblai.....	70
Tableau 34: Charges complémentaire permanente.....	71
Tableau 35: Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2.....	75
Tableau 36: Les forces de démarrage et de freinage.....	77
Tableau 37: Valeurs minimales recommandées pour le facteur modèle NF P 94-282	94
Tableau 38: Caractéristiques géométriques de EC01C	98
Tableau 39: Caractéristiques des tirants.....	98
Tableau 40: Récapitulatif des résultats des différents phases d'excavation en situation transitoire.....	99
Tableau 41: Vérification de la Résistance de l'armature de tirant pour les différentes situation de projet	109

Tableau 42: Vérification de l'arrachement pour les différentes situation de projet.....	110
Tableau 43: Vérification du massif d'ancrage pour les différentes situations de projet	110
Tableau 44: Paramètres utilisés pour le calcul	110
Tableau 45: Caractéristiques géométriques des boutons.....	113
Tableau 46: Caractéristiques géométriques des liernes.....	113
Tableau 47: Résultats des vérifications (Situation durable et transitoire).....	113
Tableau 48 : Résultats des vérifications (Situation sismique)	114
Tableau 49 : Caractéristiques géométriques de EC01 (partie ouverte).....	114
Tableau 50: Récapitulatif des résultats des différents phases d'excavation en situation transitoire de EC01 (partie ouverte).....	114
Tableau 51: Paramètres utilisés pour le calcul de EC01 (partie ouverte).....	124
Tableau 52: Caractéristiques géométriques de EC 06	129
Tableau 53: Caractéristiques des Bassins Versants	140
Tableau 54: Coefficient de ruissellement pondéré de l'impluvium	140
Tableau 55: Les caractéristiques hydrologiques	142
Tableau 56: Dimensionnement des conduites d'assainissement de la première itération	142
Tableau 57: Vitesse d'écoulement de la première itération.....	143
Tableau 58: Dimensionnement des conduites d'assainissement de la deuxième itération.....	143
Tableau 59: Vitesse d'écoulement de la deuxième itération	144
Tableau 60: Débit équivalent total dans la partie couverte	144
Tableau 61: Résultat de calcul du volume du puisard	145
Tableau 62: Résultats de calcul du coefficient de la perte de charge.....	147

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1.Introduction générale :

Le développement des infrastructures de transport en Algérie constitue un enjeu majeur pour améliorer la mobilité et renforcer la sécurité des usagers. Les passages à niveau représentent des points critiques dans l'intersection entre les réseaux routier et ferroviaire, en raison des risques d'accidents, des congestions et des interruptions fréquentes de la circulation. Dans ce cadre, la suppression des passages à niveau et leur remplacement par des ouvrages dénivelés est devenue une solution essentielle, d'autant plus que l'Algérie compte déjà plusieurs aménagements de ce type, avec environ 92 passages dénivelés réalisés.

Le présent projet de fin d'études a pour objectif principal l'élimination d'un passage à niveau existant situé à Blida–Boufarik sur le CW113, à travers l'étude et la conception d'un ouvrage d'art assurant la séparation entre la circulation routière et la voie ferrée. Une contrainte importante du projet réside dans la présence de la voie ferrée, qui doit être maintenue en circulation pendant la réalisation des travaux, ce qui nécessite une analyse technique et constructive adaptée.

La conception d'un tel ouvrage nécessite la prise en compte d'autres contraintes, notamment les caractéristiques géométriques du site, les conditions géotechniques du sol, les charges liées aux trafics routier et ferroviaire, ainsi que les exigences de durabilité et de stabilité. Le choix du type d'ouvrage est une étape déterminante, car il doit répondre de manière optimale aux contraintes techniques, économiques et d'exécution, tout en permettant le maintien de la circulation ferroviaire durant les travaux.

Deux variantes d'ouvrages sont envisagées dans cette étude : un pont à poutres pour un passage supérieur et une trémie pour un passage inférieur. Ces deux solutions feront l'objet d'une analyse comparative pour déterminer la variante la plus adaptée aux conditions du site et aux exigences du projet. Le travail portera également sur le calcul des charges, le prédimensionnement des éléments structuraux, ainsi que sur l'étude des conditions de réalisation de l'ouvrage.

L'objectif de ce mémoire est d'aboutir à une solution de conception fiable, sécuritaire et économiquement optimisée, conforme aux normes en vigueur, et répondant aux contraintes spécifiques du projet.

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

II.1. Introduction :

La commune de Boufarik fait face à un problème majeur de congestion routière, notamment dans les intersections de différents réseaux routiers. Le site de notre étude se trouve dans la wilaya de Blida, sur le CW113, qui relie Boufarik à Bahli. Il s'agit d'une zone caractérisée par un flux élevé de trafic routier, combinée à la présence d'une voie ferrée, ce qui pose des problèmes de sécurité et de circulation.

Pour améliorer la situation, nous proposons de construire un ouvrage dénivelé afin de séparer les deux réseaux et supprimer l'intersection. Nous avons étudié deux variantes de conception : un pont à poutres correspondant à un passage supérieur, et une trémie représentant un passage inférieur. Ces solutions seront présentées et analysées afin d'identifier celle qui répond le mieux aux exigences techniques et aux contraintes du site.

II.2. Présentation du projet :

II.2.1. Objectif du projet :

Ce projet vise à trouver une solution d'aménagement efficace pour supprimer le passage à niveau sur la route W113, qui relie Boufarik à Bahli. L'objectif est d'améliorer la sécurité des usagers et la fluidité du trafic. Pour cela, nous allons mener une étude complète qui inclut la conception et le prédimensionnement de deux variantes d'ouvrages dénivelés à savoir un pont à poutres (passage supérieur), et une trémie (passage inférieur). En vue de déterminer quelle solution est la plus performante.

II.2.2. Situation de projet :

Notre projet est localisé dans la wilaya de Blida, au niveau de la route W113. Il se situe précisément à proximité d'un passage à niveau existant, au croisement entre le réseau routier et la voie ferrée. Il est bordé par des routes menant à :

- Au nord par la route menant à Boufarik
- Au sud par la route menante à Bahli

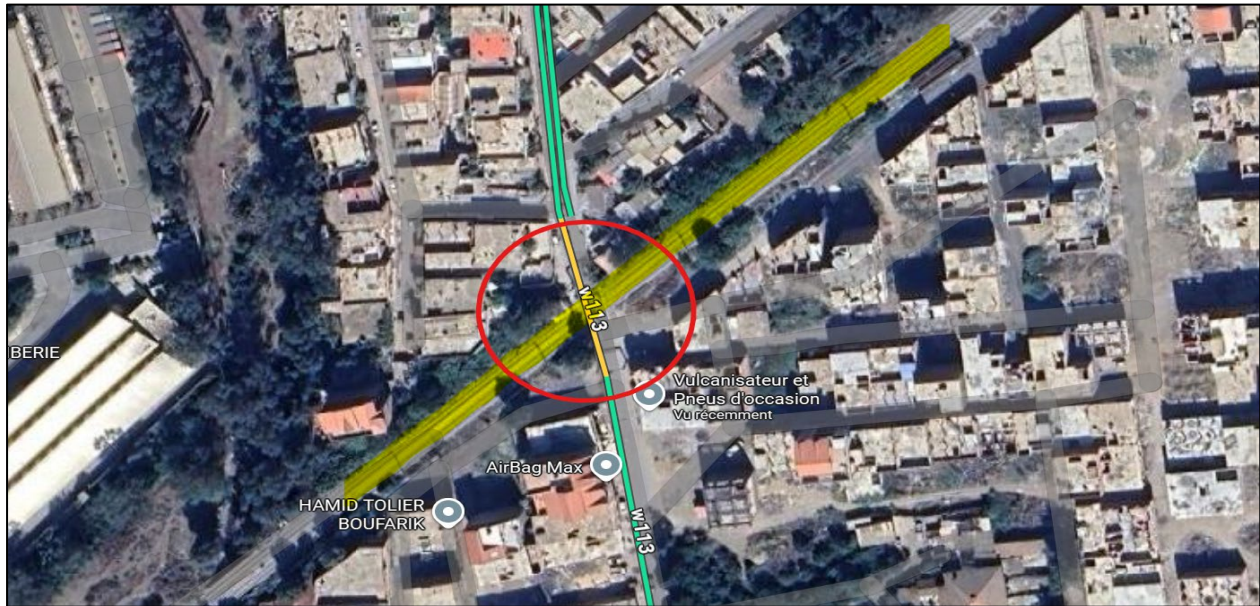


Figure 1: Plan de situation du projet

II.2.3. Problèmes existants :

- La présence du passage à niveau.
- La congestion du trafic en raison de l'arrêt fréquent des véhicules lors du passage des trains.
- Un risque élevé d'accidents à cause de la mauvaise discipline des usagers.
- Manque d'organisation de la circulation et absence d'aménagements modernes de régulation.



Figure 2: Passage à niveau existant

II.2.4. Contraintes du site :

- Site urbain dense, ce qui rend l'implantation de l'ouvrage compliquée en raison de l'espace réduit pour les travaux.
- L'obligation de maintenir le trafic ferroviaire durant les travaux.
- Conditions géotechniques à vérifier pour révéler la présence de la nappe phréatique.

II.3. Données de projet :

II.3.1. Données fonctionnelles de projet :

- Vue en plan :

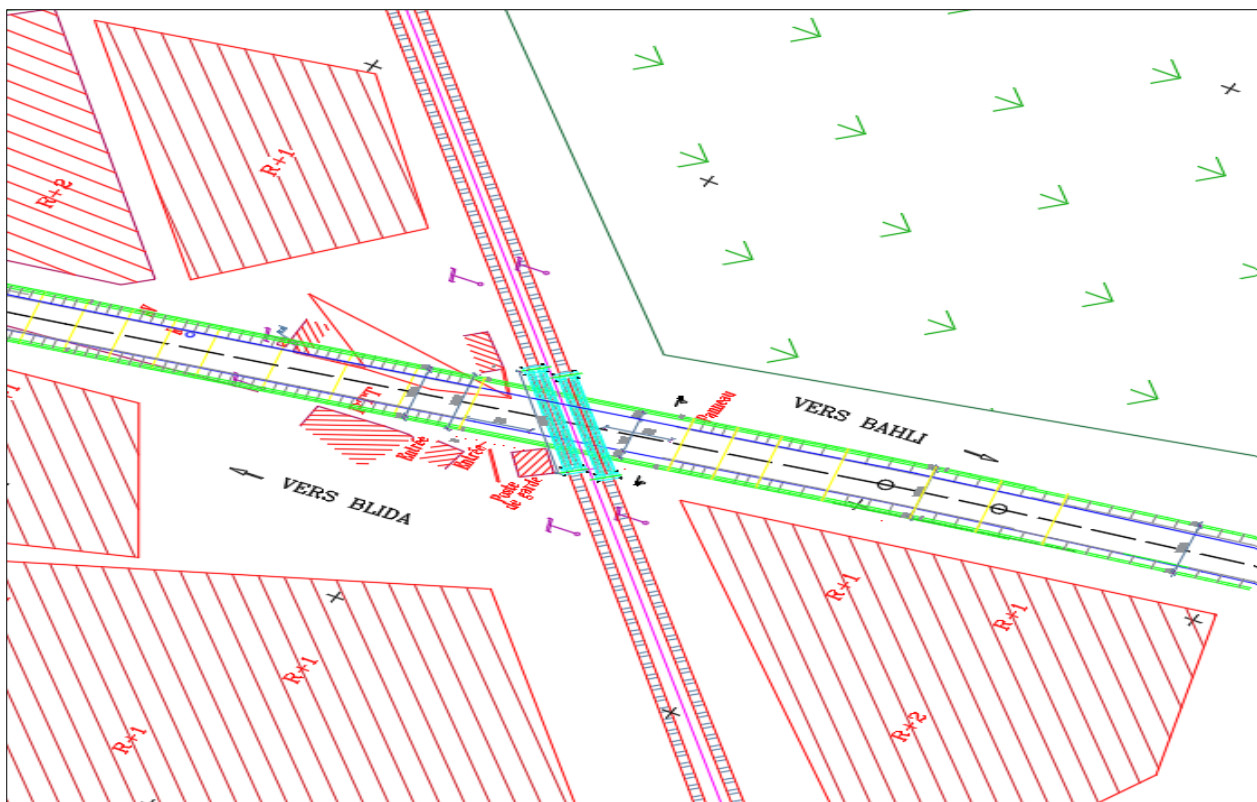


Figure 3: vue en plan du site de projet

II.3.2. Données naturelles :

II.3.2.1. Topographie:

D'après le levé topographique et la visite du site on a constaté que le terrain est plat.

II.3.2.2. Géotechnique :

Les caractéristiques naturelles du site, notamment l'environnement, la nature du sol ainsi que les conditions climatiques locales, influencent directement la conception et le dimensionnement de l'ouvrage. Selon le Règlement Parasismique (RPOA, version 2008), le site est classé en catégorie S2 (sols ferme).

Cat	Description		$\bar{q}_c$ (MPa) (c)	$\bar{N}$ (d)	$\bar{p}_l$ (MPa) (e)	$\bar{E}_p$ (MPa) (e)	$\bar{q}_u$ (MPa) (f)	$\bar{V}_s$ (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

Figure 4: Classification des sites

II.3.2.3. Activité sismique :

La conception et la réalisation du projet doivent intégrer les effets de la sismicité de la région tout en respectant la réglementation en vigueur. Le secteur d'étude fait partie de la zone sismogène Blida. Cette région ayant une activité sismique très élevée (zone III). Ainsi, le dimensionnement dynamique des ouvrages doit être réalisé conformément au Règlement Parasismique Algérien (RPOA, version 2008).

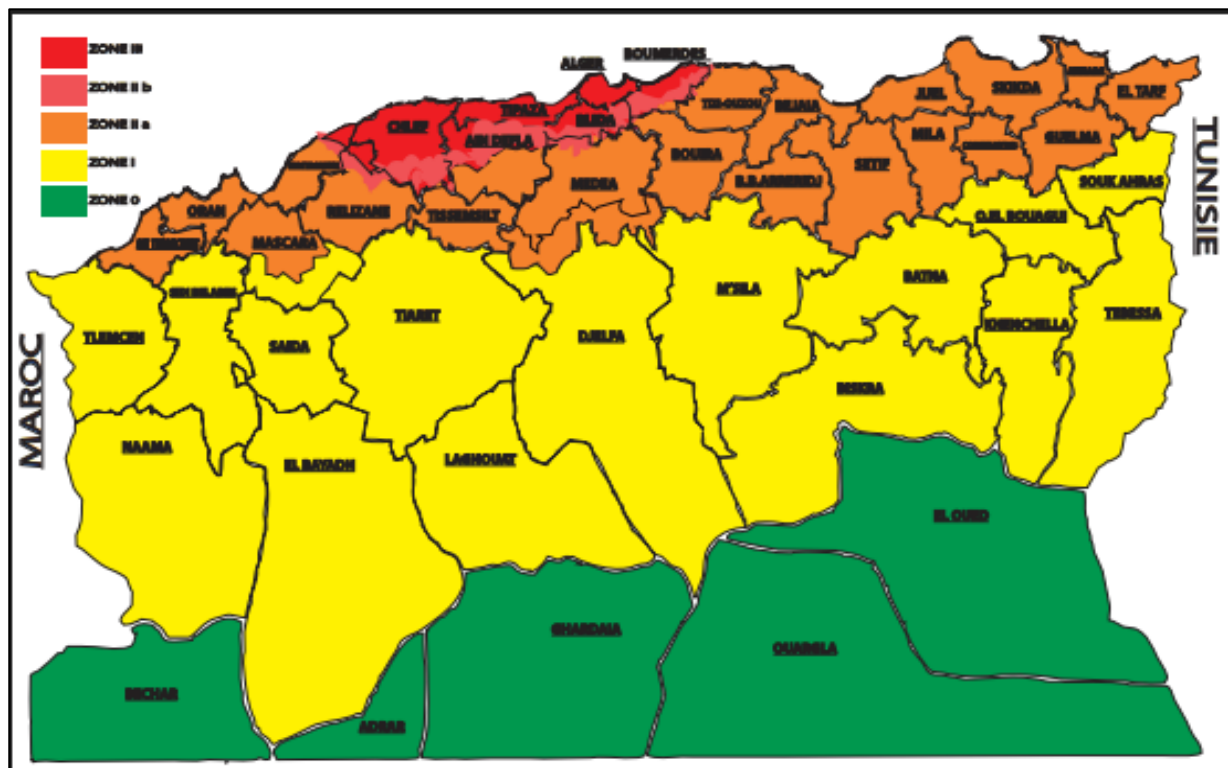


Figure 5: Classification sismique d'Algérie

II.3.2.4. Pluviométrie :

La région de Boufarik (wilaya de Blida) bénéficie d'un climat méditerranéen avec des précipitations concentrées en hiver et en printemps avec une moyenne annuelle de précipitations d'environ 700mm. La saison connaissant le plus de précipitation dure de la fin de septembre jusqu'au début de mai, avec une probabilité de précipitation quotidienne supérieure à 15 %.

II.3.2.5. Climat :

Le climat de la région de Boufarik la wilaya de Blida est de type méditerranéen avec des influences continentales légères dues à sa position dans la plaine de la Mitidja. La température annuelle est généralement comprise entre 5°C et 33°C, souvent >30°C en été et entre 5°C et 15°C en hiver.

II.4. Conclusion :

Ce chapitre a permis de présenter le contexte général du projet ainsi que les principales caractéristiques du site d'étude. Les données fonctionnelles, géotechniques, climatiques et sismiques ont été définies afin de fournir les éléments nécessaires à la conception et au dimensionnement de l'ouvrage.

**CHAPITRE III :
INVESTIGATION
GEOLOGIQUE ET
GEOTECHNIQUE**

III.1. Introduction :

Une étude géologique et géotechnique constitue une étape essentielle dans l'étude d'un ouvrage d'art, elle permet de caractériser la nature du sol de fondation et d'évaluer leur comportement sous l'effet des charges appliquées par l'ouvrage, cela permet de choisir le type de fondation et la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis le glissement, le tassement ou le soulèvement. Cette étude vise ainsi à fournir des paramètres nécessaires au dimensionnement des éléments de l'ouvrage en tenant compte de la présence de la nappe phréatique et des contraintes environnementales en s'appuyant sur des essais in situ et des essais en laboratoire permettant d'établir un modèle géotechnique représentatif du site.

III.2. Géologie du site :

La région d'étude est caractérisée par des formations sédimentaires d'âge Quaternaire constituées principalement d'alluvions actuelles et anciennes issues de l'oued Chiffa. Le terrain du projet se situe au niveau des alluvions anciennes des vallées (q1), correspondant à des cônes de déjection formés par des dépôts fluviaux. La présence d'alluvions récentes et de travertins traduit un environnement géologique alluvionnaire marqué par des dépôts sédimentaires variés.

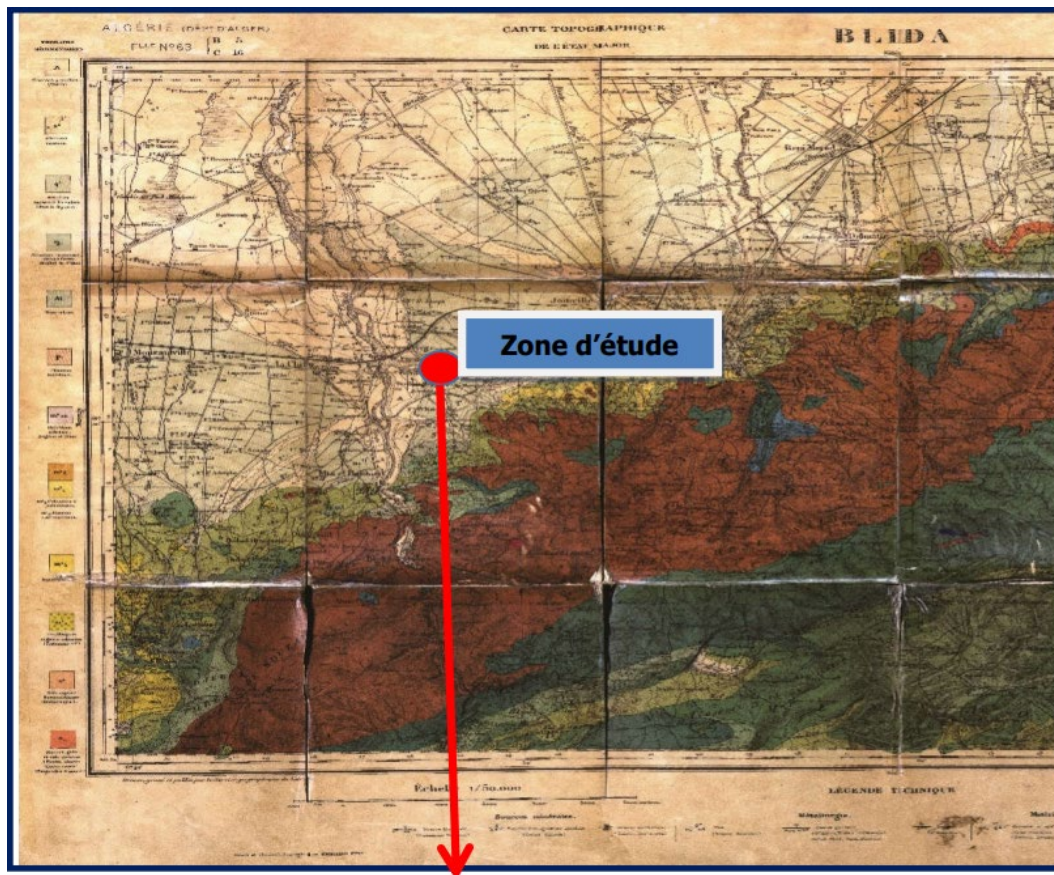


Figure 6: Extrait de la carte géologique de Blida 1/50 000

III.3. Campagne d'investigation géotechnique :

Le but de la campagne de reconnaissance est de déterminer avec précision :

- La nature des sols en place
- Les caractéristiques géotechniques des sols
- Les éventuels niveaux d'eau
- Les paramètres de dimensionnement des fondations (contrainte de calculs, tassements...)

III.3.1. Programme de reconnaissance géotechnique :

Le programme de reconnaissance a été basé sur la réalisation de :

- Un sondage carotté désigné par **SC01**, de 22.00m de profondeur.
- Deux (2) sondages pressiométrique désigné par **SP01** et **SP02**, de 20.00m et 22.00m de profondeur, avec réalisation des essais pressiométriques tous les 2m à partir de 2m/TN.
- Douze (12) essais pénétromètres dynamiques lourds, notés **PDL01** à **PDL12**.

Toutes les profondeurs sont données par rapport à la surface actuelle du sol le jour même de l'intervention.

- Une série d'essais en laboratoire a été réalisée sur des échantillons, intacts ou remaniés, prélevés à différentes profondeurs des sondages carottés.

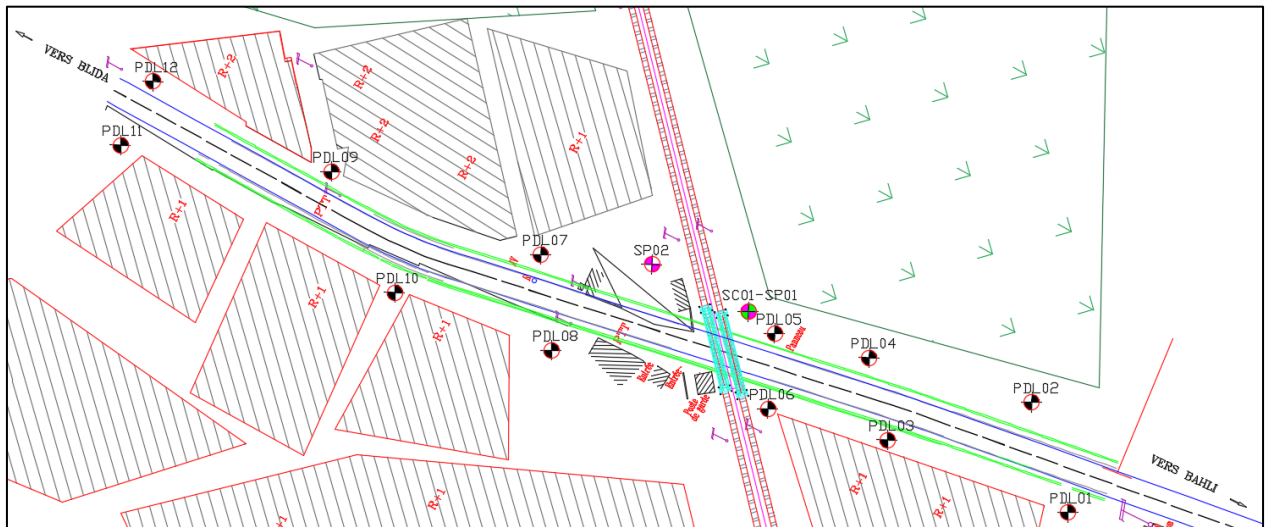


Figure 7: Plan d'implantation des sondages

Les coordonnées des sondages et essais in situ réalisés sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 1: Coordonnées des essais

Essai	N° d'essai	X(m)	Y(m)
-------	------------	------	------

Sondage carotté	SC01	491012.6	4046128.4
Sondage pressiométrique	SP01	491398.49	4046139.62
	SP02	491399.74	4046145.83
Pénétromètre dynamique	PDL01	491411.6	4046075.3
	PDL02	491414.52	4046035.79
	PDL03	491387.20	4046206.80
	PDL04	491384.90	4046299.60
	PDL05	491000	4047000
	PDL06	491000	4046995
	PDL07	490999	4047002
	PDL08	490996	4047004
	PDL09	490991	4047039
	PDL10	490984	4047096
	PDL11	491031	4046829
	PDL12	491046	4046734

III.3.2. Lithologie :

Le sondage carotté SC01 réalisé au niveau du site du projet a permis de mettre en évidence une succession de formations lithologiques hétérogènes.

- De 0,00 à 1,00 m de profondeur, le terrain est constitué d'un remblai formé de tout-venant de l'oued (TVO) à matrice argileuse.
- Entre 1,00 et 2,50 m, on rencontre un limon sableux brunâtre à très faible consistance, récupéré en cutines.
- De 2,50 à 4,50 m, le sol est composé d'une argile beige jaunâtre présentant des concrétions carbonatées ainsi que des traces de matière organique, avec une consistance plus ou moins plastique.
- Entre 4,50 et 13,00 m, apparaît une argile grise noirâtre très riche en matière organique, à aspect vaseux, de consistance très molle et saturée, avec l'intercalation d'un niveau graveleux argileux entre 7,70 m et 10,50 m.
- De 13,00 à 22,00 m de profondeur, le terrain est constitué d'un sable grossier à matrice argileuse brunâtre, présentant une consistance compacte.

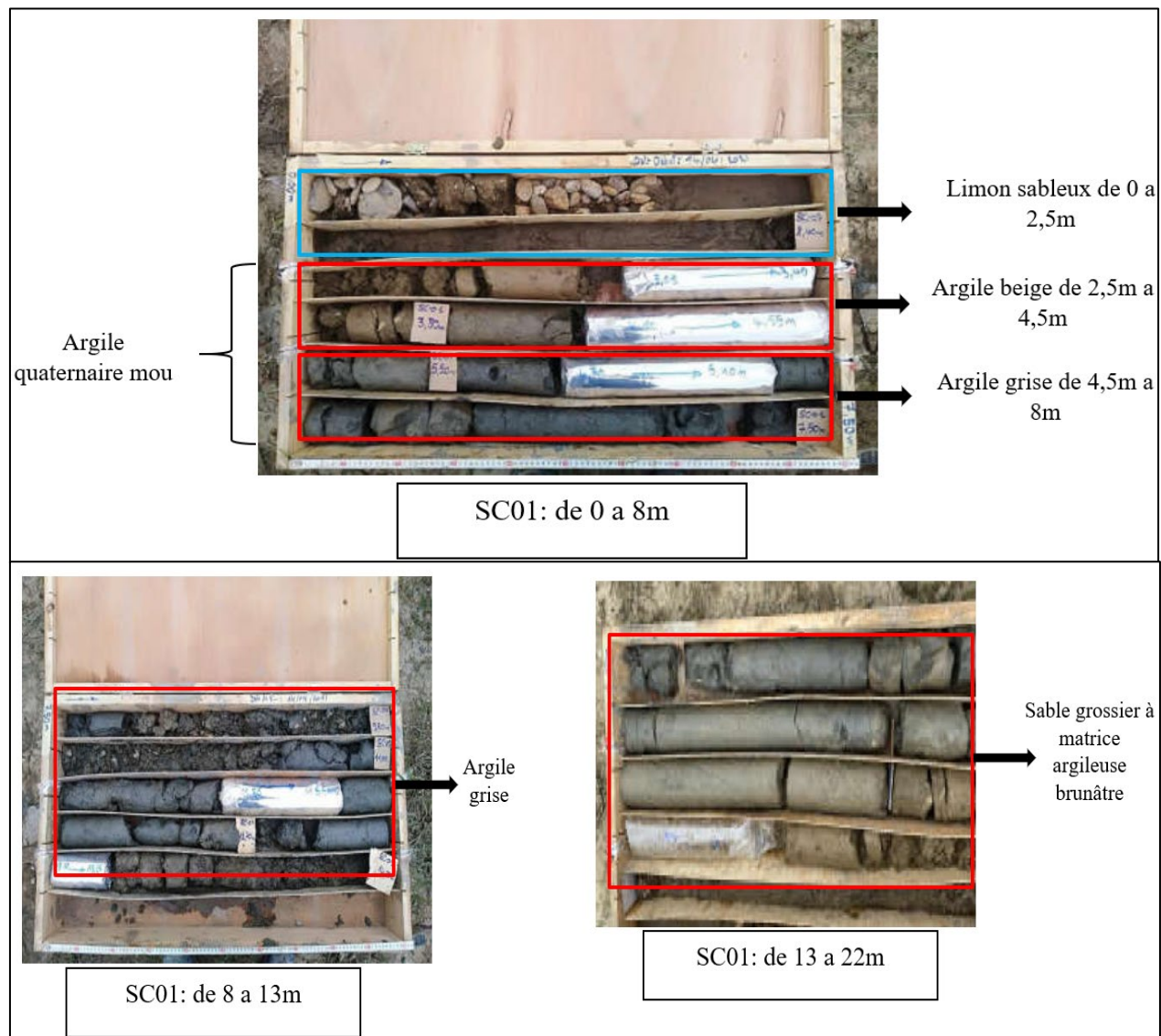


Figure 8: photos des sondages carotte

III.3.3. Résultats des essais au laboratoire :

Les résultats des essais d'identification physiques, chimiques et mécaniques sont récapitulés dans les tableaux ci-après :

III.3.3.1. Essais d'identification physiques :

Tableau 2: Résultats des essais physiques

Sonda ge N	Profondeur (m)	Nature du sol	W (%)	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	% < 2 mm	% < 80 μ m	% < 2 μ m
SC01	3,05 – 3,40	Ar-beige	16,62	1,95	1,67	-	-	-

	4,70 – 5,10	Ar-beige	12,67	1,84	1,63	96	70	52
	9.00 – 10.00	Ar-grise	-	-	-	100	97	67
	11,5 – 11,85	Ar-grise	12,68	1,94	1,72	-	-	-
	13,1 – 13,25	SAmd	15,50	1,97	1,70	56	26	0

Tableau 3: Résultats des essais d'Atterberg par profondeur

Sondage N	Profondeur (m)	Nature du sol	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)	Ic (%)
SC01	3,05 – 3,40	Ar-beige	35,35	20,97	14,38	1,3
	4,70 – 5,10	Ar-beige	45,59	23,16	22,43	1,47
	9.00 – 10.00	Ar-grise	38,99	19,81	19,18	1,37
	11,5 – 11,85	Ar-grise	46,14	21,15	24,99	1,34
	13,1 – 13,25	SAmd	-	-	-	-

❖ Interprétation :

L'analyse des résultats des tableaux montre que le sol traversé par le sondage SC01 est constitué de sols fins à dominante argileuse, avec une stratification en plusieurs couches distinctes.

- De 3,05 à 5,10 m, on rencontre une première couche d'argile (Ar-b) relativement humide, avec des teneurs en eau modérées et une plasticité moyenne à faible ($I_p \approx 14$ à 22 %), indiquant un sol cohérent de consistance moyenne à ferme.
- Entre 9,00 et 11,85 m, apparaît une deuxième couche argileuse (Ar-g), plus fine et très riche en particules $< 80 \mu\text{m}$, confirmant un sol très argileux. Les limites d'Atterberg montrent une plasticité assez élevée (I_p jusqu'à ~ 25 %) et un indice de consistance $I_c > 1$, traduisant un sol globalement ferme à rigide.
- Enfin, à partir de 13,10 m jusqu'à 13,25 m, on observe une couche sableuse (SAmd), caractérisée par une diminution nette des fines et une absence de fraction argileuse, indiquant un matériau plus granulaire et moins plastique.

III.3.3.2. Essais mécaniques :

Tableau 4: résultats des essais mécaniques

Sondage N	Profondeur (m)	Nature du sol	Cu (bars)	Φ_u (°)	Pc (bars)	Cc (%)	Cg (%)
SC01	3,05 – 3,40	Ar-beige	0,56	16,87	-	-	-
	4,70 – 5,10	Ar-beige	0,28	16,46	1,3	32,55	5,76
	11,5 – 11,85	Ar-grise	0,40	14,84	-	-	-

	13,1 – 13,25	SAmd	0,46	11,23	2,59	26,24	7,86
--	--------------	------	------	-------	------	-------	------

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

❖ Interprétation :

Les résultats montrent un sol cohérent, avec une cohésion comprise entre 0,4 et 0,56 bars et un angle de frottement de 11° à 16°. L'essai œdométrique indique un sol sur consolidé, dont la pression de pré consolidation dépasse les contraintes en place. Il présente une compressibilité moyenne de $C_c \approx 26\%$ à 33 % et un comportement gonflant notable, avec un indice de gonflement de 5 % à 8 %.

III.3.4. Essai pressiométrique :

L'essai pressiométrique est un essai géotechnique réalisé in situ permettant d'évaluer les caractéristiques mécaniques du sol en place. Il consiste à exercer une pression radiale sur les parois d'un forage à l'aide d'une sonde pressiométrique afin de mesurer la déformation du terrain. Cet essai permet principalement de déterminer le module pressiométrique E_m ainsi que la pression limite PL , paramètres essentiels pour le dimensionnement des fondations et des ouvrages de soutènement. Les sondages ont été réalisés en mode destructif, avec l'exécution d'essais pressiométriques tous les 2 m à partir de 2 m sous le terrain naturel (TN).

Les essais ont été effectués selon la norme française **NF P 94-110**.

❖ Résultats de l'essai pressiométrique :

Les résultats des essais pressiométriques sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5: Résultats de l'essai pressiométrique

Prof (m)	E (bars)	PL (bars)	Prof (m)	E (bars)	PL (bars)
2	40,16	4,73	2	39,8	5,64
4	100,68	4,46	4	89,79	5,3
6	189,3	4,51	6	156,9	4,98
8	200,15	4,18	8	191,56	4,41
10	203,8	10,54	10	198,7	11,98
12	215,4	10,69	12	211,63	11,65
14	223,3	10,69	14	221,58	12,51
16	232,7	10,89	16	219,36	12,9
18	240,8	11,01	18	236,71	10,32
20	265,9	11,26	20	241,31	11,4
			22,0	259,9	11,4

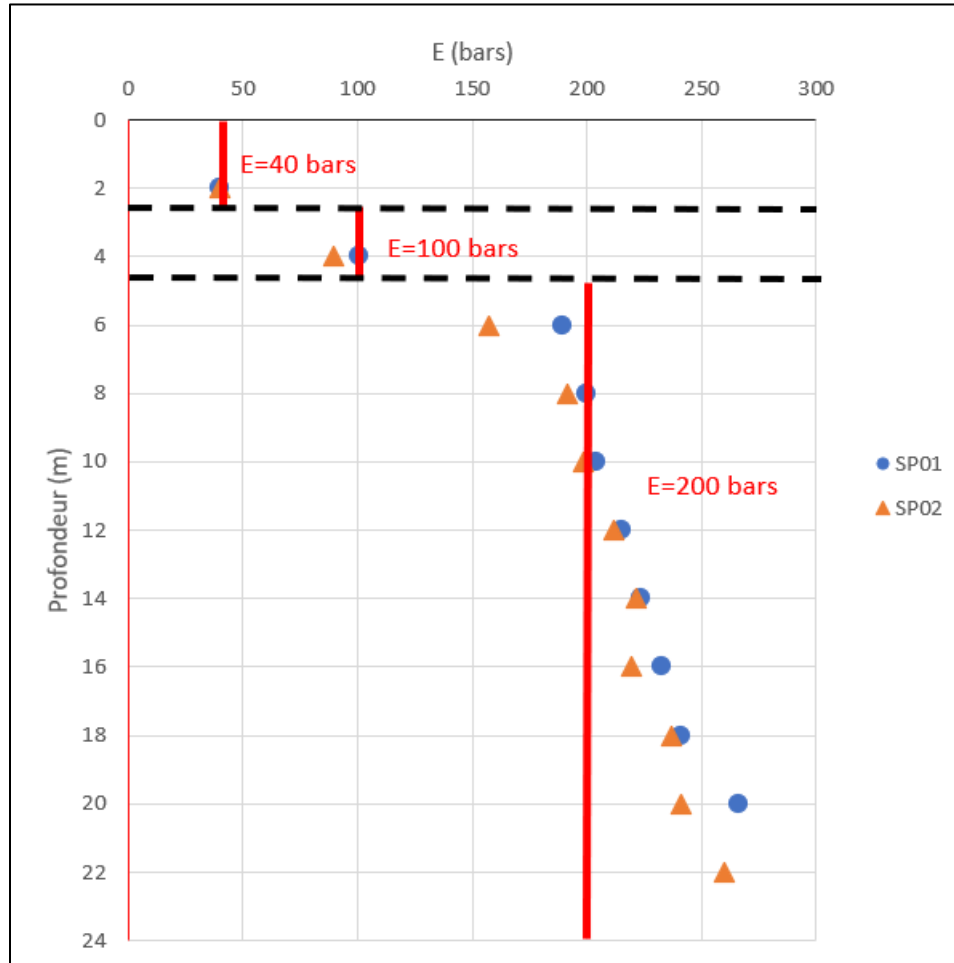


Figure 9: Variation du module pressiométrique E en fonction de la profondeur

Interprétation :

Les deux tableaux montrent une évolution similaire des paramètres géotechniques avec la profondeur, ce qui permet d'identifier clairement deux principales couches de sol :

- Une couche superficielle de 0 à environ 8 m de profondeur dont les valeurs de module pressiométrique E restent relativement faibles à moyennes (de 20 à 35 bars) et les pressions limites PL sont faibles (de 4 à 5 bars). Cette zone correspond à une couche de sol relativement compressible et peu résistante, probablement constituée de sols fins meubles à moyennement compacts.
- À partir d'environ 8 à 10 m de profondeur, on observe une augmentation nette de E (de 55 à 61 bars) et de PL (de 10 à 12 bars), indiquant une couche plus rigide et plus résistante. Cette seconde couche correspond à un sol dense à très dense (ou fortement consolidé), présentant de bonnes caractéristiques mécaniques et une meilleure capacité portante.

III.3.5. Essai au pénétromètre dynamique lourd de type B (norme NF P94-115) :

Le pénétromètre dynamique lourd permet d'explorer le sol en enfonçant une pointe conique par battage. Le nombre de coups pour 20 cm de pénétration est relevé afin d'établir le profil de résistance du sol jusqu'au refus ($R_d > 300$ bars) ou 10 m de profondeur. Cette méthode sert à identifier les couches aptes à supporter les fondations.

Les essais exécutés ont été réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique lourd type B, dont les caractéristiques principales sont : masse (M) = 63,5Kg et hauteur de chute (H) = 0,5m. La résistance dynamique de pointe R_d en fonction de la profondeur est estimée à partir de la formule de battage dite des Hollandais.

$$R_d = \frac{M \cdot g \cdot H}{S \cdot v} \times \frac{M}{M + M'}$$

M : masse du mouton en Kg

H : hauteur de chute du mouton en cm

M' : masse totale des tiges et de l'enclume

S : section de la pointe en cm²

v : pénétration pour un coup

g : accélération de la gravité terrestre. Les résultats sont alors portés sur un graphique qui exprime la résistance dynamique en pointe R_d , en Kg/cm², en fonction de la profondeur en mètres.

❖ Interprétation des résultats :

Les essais au pénétromètre dynamique montrent, à partir des pénétrogrammes, une variation de la résistance avec la profondeur, révélant un sol globalement homogène.

Les variations de résistance traduisent la compacité des couches, avec quelques pics indiquant la présence probable de blocs.

La capacité portante correspondante est présentée dans le tableau associé :

Tableau 6: Résultats des essais pénétrométriques

Profondeur (m)	R_d minimale moyenne
De 0.00 à 3.00m	32 bars
A partir de 3.00m	40 bars

III.3.6. Profil géologique représentatif d'une coupe de la zone de projet :

Le profil géologique représentatif d'une coupe de la zone du projet permet de mettre en évidence la répartition des différentes couches de sol en profondeur. Il illustre la succession des formations

lithologiques ainsi que leurs caractéristiques géotechniques, ce qui facilite le choix des solutions de fondation et des ouvrages de soutènement les plus adaptés aux conditions du terrain.

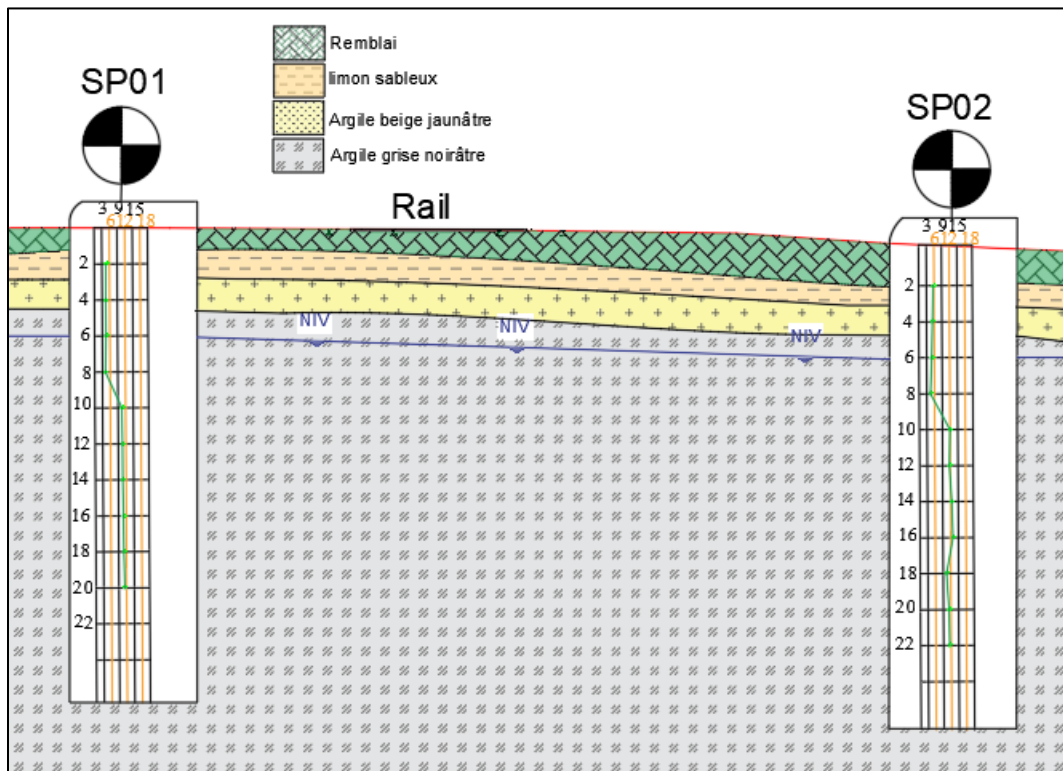


Figure 10: Profil géologique représentatif sens coupe de la zone de projet

III.3.7. Paramètres géotechniques de calcul:

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

Les Paramètres géotechniques de Claus sont issus de deux mesures principales:

- **Mesure directe** : elle concerne les résultats issus dès la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée, investigations de terrain et des essais de laboratoire effectués sur les échantillons prélevés.
- **Mesure indirecte (corrélation)** : correspond à l'utilisation des corrélations entre paramètres géotechniques dans le cas d'une absence d'une mesure directe sur certains paramètres.
 - Notamment celles proposées par Jean-Michel Vaillant et Valentin Cateau, à partir des résultats des essais pressiométriques réalisés sur site

Le tableau présenté ci-après regroupe ces corrélations empiriques et permet d'estimer certains paramètres géotechniques indispensables à l'analyse et au dimensionnement des fondations et ouvrages de soutènement.

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

Figure 11: Tableau de corrélation empirique de Jean-Michel Vaillant et Valentin Cateau

Pour le remblai, un matériau sélectionné de classe B2 a été retenu en raison de ses bonnes caractéristiques géotechniques. Il présente une portance élevée, une faible compressibilité et un bon drainage, assurant ainsi la stabilité de l'ouvrage et la limitation des tassements. Sa résistance repose principalement sur le frottement interne ($\varphi = 30^\circ \text{ à } 35^\circ$), avec une cohésion considérée nulle ($c' = 0$).

- Les paramètres caractéristiques retenus pour les calculs sont présentés ci-dessous :

Tableau 7: Caractéristiques géotechniques

		Les Caractéristiques géotechnique							
		Profon deur (m)	γh (KN/m3)	γ_{sat} (KN/m3)	Emoy (bars)	Plmoy (bars)	φ ` (°)	C` (KPa)	α
Remblai B2		-	19	20	250	10	30	0	-
Limon sableux		0 - 2.50	19.5	21,45	40	5	32	8	½
Argile quater naire mou	Argile beige jaunâtre	2.50 - 4.50	19.5	21,45	100	5	25	19	1
	Argile grise noirâtre	4.50 – 8.00	19.7	21,7	200	5	25	19	1
		8.00 – 13.00	19,7	21,7	200	11	28	17	1

III.3.8. Calcul de la raideur du sol :

❖ Sol de fondation :

Les coefficients de raideur du sol ont été déterminés à partir des résultats de l'essai pressiométrique selon la méthode de menard.

$$\frac{1}{K_v} = \frac{a.B}{9.E_c} \lambda_c + \frac{2.B_0}{9.E_d} \left[\frac{B}{B_0} \lambda_d \right]^\alpha$$

- $\alpha = 0.5$
- B = largeur de la semelle assimilée à la hauteur de l'ouvrage = 7.35 m
- B0= 0.60 m largeur de référence.
- L : longueur de la semelle = 9m
- Ec : module pressiométrique (sphérique)
- Ed : module pressiométrique (déviatorique)
- λ_c, λ_d : paramètres géométriques fonction du rapport L/B :

D'après le fascicule 62 titre V :

Tableau 8: Récapitulatif des valeurs de L/B

L/B	Cercle	Carre	2	3	5	20
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
λ_d	1	1	1,12	1,78	2,14	2,56

Ce qui nous donne : $\lambda_c = 1,12$; $\lambda_d = 1,03$

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

$$E_c = E_1$$

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

E₁: Module pressiométrique calculé à (B/2) = 86,4 bars

E₂ : Module pressiométrique calculé à (B) = 188,46 bars

E_{3,5} : module pressiométrique calculé à (2B) = 223,4 bars

Donc : Ed = 143,54 bars

D'où : $K_v = 1163,8 \text{ t/m}^3$ (Coefficient élastique du sol à long terme).

$K_v = 2327,6 \text{ t/m}^3$ (Coefficient élastique du sol à court terme (cas accidentelle)).

❖ **Les remblais latéraux :**

Les remblais latéraux sont faits soit des matériaux locaux ou de matériaux couramment utilisés pour la construction des routes. Ces matériaux présentent un angle de frottement interne qui de 30 degrés et leur cohésion est considérée comme nulle.

Les calculs ont été faits en tenant compte de l'interaction entre le sol et la structure. Cette interaction est représentée par des appuis qui peuvent se déformer de manière élastique, modélisés sous forme des ressorts horizontaux placés aux points de jonction de la structure. La raideur de ces appuis est déterminée en fonction du module pressiométrique qui est pris en compte.

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

La méthode de MENARD, permet le passage du module de Young E au module pressiométrique

$E_p = \alpha E$

D'après le fascicule 62 Titre V:

$\alpha = 1$ et $\nu = 0,33$

$E_p = 189,57 \text{ bars}$

Donc : $E = 189,57 \text{ bars}$

D'où : $K_h = 853,5 \text{ t/m}^3$ (Coefficient élastique du sol à long terme).

$K_h = 1707 \text{ t/m}^3$ (Coefficient élastique du sol à court terme (cas accidentelle)).

III.4. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, l'étude du site a permis de caractériser les formations géologiques et d'identifier les propriétés des sols. Les investigations ont montré que le site est principalement composé d'alluvions quaternaires argileuses dont les caractéristiques changent avec la profondeur. Ces résultats sont essentiels pour concevoir et dimensionner l'ouvrage en garantissant sa stabilité et sa durabilité.

CHAPITRE IV: CONCEPTION DES DEUX VARIANTE

IV.1. Introduction :

Dans le cadre de la présente étude, deux variantes d'aménagement ont été proposées pour la réalisation de l'ouvrage au niveau de la commune de Boufarik, caractérisé par la présence d'une voie ferrée constituant une contrainte majeure du projet. La première variante consiste en la réalisation d'une trémie routière permettant le passage de la route sous la voie ferrée, tout en maintenant la ligne ferroviaire en position supérieure et en assurant la continuité du trafic routier dans des conditions de sécurité et de fluidité optimales. La seconde variante repose sur la construction d'un pont à poutres en béton armé permettant le franchissement de la voie ferrée par la route, le pont étant implanté au-dessus de la ligne ferroviaire afin de garantir la séparation des flux et la sécurité des circulations. La conception géométrique des deux variantes a été réalisée à l'aide du logiciel AutoCAD en se basant sur les données topographiques, les contraintes liées à la voie ferrée, ainsi que les exigences techniques et réglementaires en vigueur. Les schémas obtenus ont permis d'établir les profils en long, les profils en travers et le tracé en plan pour chaque variante, facilitant ainsi l'analyse comparative et le choix de la solution la plus adaptée.

IV.2. Présentation des variantes :

IV.2.1. Variante 1: Pont a poutre :

La première solution consiste à construire un pont à poutres précontraintes de type VIPP pour traverser la voie ferrée à Boufarik. Ce type de pont convient bien aux portées moyennes entre 30m et 50m en raison de ses bonnes propriétés mécaniques et de sa facilité de construction. La structure se compose de poutres préfabriquées en béton précontraint qui sont associées à un hourdis supportant la chaussée. Les poutres reposent sur des culées et des appuis qui aident à transmettre les charges vers les fondations. Cela permet de garantir la continuité et la sécurité de la circulation au-dessus de la ligne ferroviaire à Boufarik.

IV.2.1.1. Conception longitudinale:

On propose dans cette variante à projeter un pont à 10 travées de 28m de longueur.

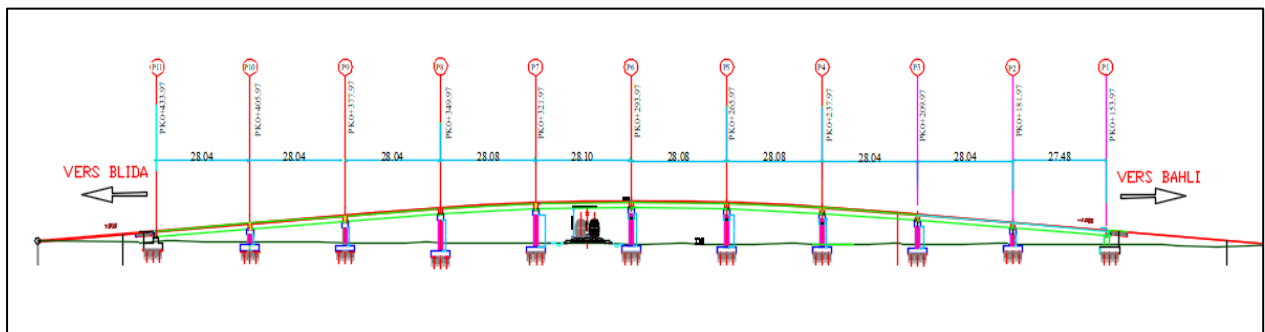


Figure 12: Coupe longitudinale du pont

IV.2.1.2. Conception transversale :

Le prédimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA (VIPP/ 1996)

On a un tablier de 10m de largeur.

Tableau 9: Présentations des valeurs des dimensions du pont

Élément	Ratio usuel	Valeur retenue
L'espacement	$1\text{m} \leq \lambda \leq 2,5\text{m}$	1,1m
Entraxe des poutres de rives	La	8,8m
Nombre de poutre	$\frac{La}{\lambda} + 1$	9 poutres
Hauteur totale du tablier	Ht	1,55m
Épaisseur de la dalle	Ed	0,25m
Hauteur de la poutre	$\frac{Lp}{22} \leq Hp \leq \frac{Lp}{17}$	1,30m
Largeur de la table de compression	bc	0,80m
Épaisseur de la table de compression	Ec	0,15m
Largeur du talon	$0,40\text{m} \leq Lt \leq 0,60\text{m}$	0,50m
Épaisseur du talon	$0,10\text{m} \leq Et \leq 0,20\text{m}$	0,15m
Épaisseur de l'âme en travée	$0,20\text{m} \leq b0 \leq 0,22\text{m}$	0,20m

Tableau 10: dimensions des goussets

Gousset du talon en travée	$\alpha = 45^\circ ; e3 = 0,15\text{m}$
Gousset du talon à l'appuis	$\alpha = 0^\circ$
Gousset de la table de compression a l'appuis	$\alpha = 6^\circ ; e1 = 0,021\text{m}$
Gousset de la table de compression en travée	$\alpha = 6^\circ ; e1 = 0,021\text{m}$ $\alpha = 45^\circ ; e2 = 0,10\text{m}$

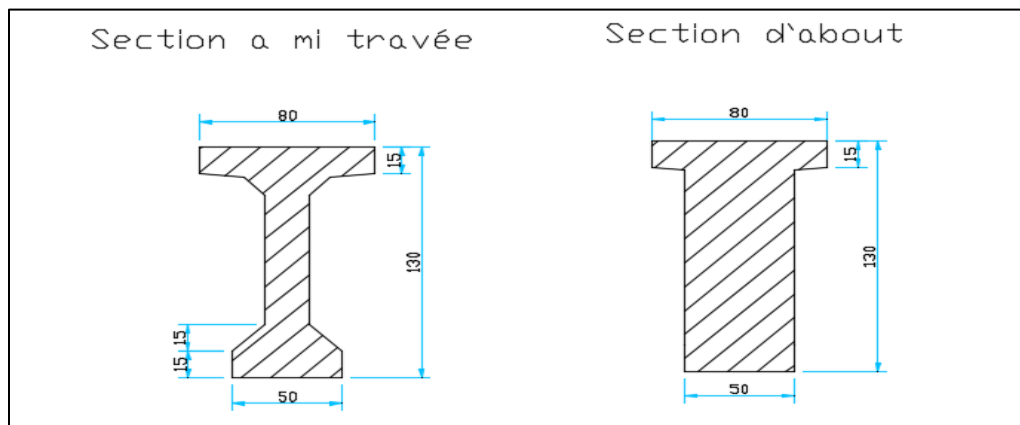


Figure 13: coupe sur poutre

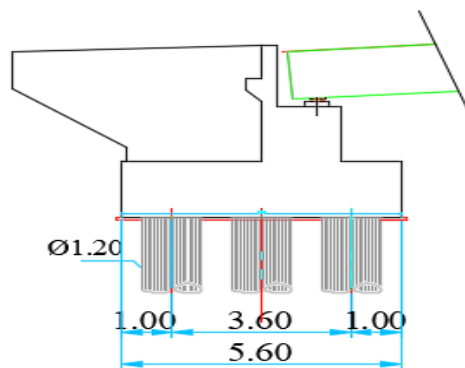
IV.2.1.3. Conception de la culée :

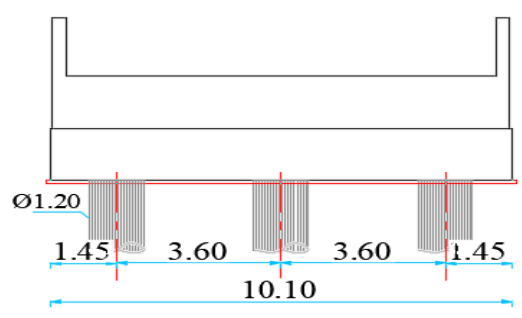
Pour les culées, on a opté pour des culées remblayées qui sont constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton arme : un mur de front supporte le tablier et des murs latéraux retiennent le remblai. Ces derniers peuvent être des murs en aile ou des murs en retour selon qu'ils soient parallèles ou non à l'axe de l'ouvrage.

Le mur de front est un voile épais et présente un redan horizontal pour recevoir le tablier et un mur garde grève à l'arrière qui isole le tablier du remblai.

Tableau 11: Dimensions de culée

Élément	Dimensions (m)	Figure
Mur de front	Hauteur	1,5
	Épaisseur	1,6
	Longueur	10
Mur garde grève	Hauteur	1,68
	Épaisseur	0,32
	Longueur	10
Mur en retours	Hauteur	3,18
	Épaisseur	0,3
	Longueur	5
Sommier d'appuis	Largeur	1,28
	Longueur	10
La semelle	Épaisseur	1,5
	Largeur	5,6



	Longueur	10,1	 The diagram illustrates a bridge structure with three piers. The total length of the bridge is 10.10. The piers have a diameter of 1.20. The spacing between the piers is 3.60. The distance from the ends to the first and last piers is 1.45.
--	----------	------	---

IV.2.2. Variante 2 : trémie

La deuxième variante consiste en la réalisation d'une trémie routière sous la voie ferrée afin d'assurer la séparation entre les deux réseaux : routier et ferroviaire. Cette trémie est composée de deux parties : une partie couverte réalisée sous forme de pont cadre en béton armé et une partie ouverte réalisée à l'aide de pieux en béton armé disposés le long de l'ouvrage. Les pieux assurent le soutènement des terres et la stabilité de la structure en transmettant les charges vers les couches profondes résistantes. Cette solution permet d'obtenir une conception simple, stable et adaptée aux contraintes de réalisation.

IV.2.2.1. Conception longitudinale :

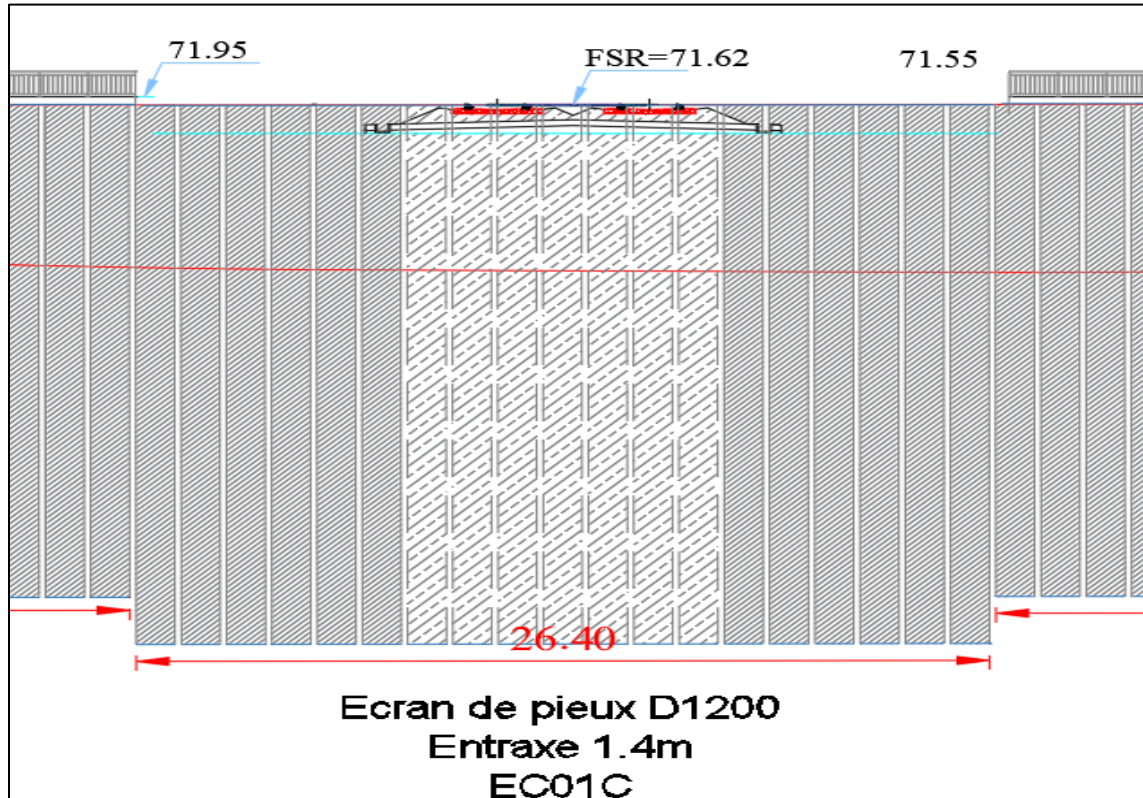


Figure 14: coupe longitudinale – partie couverte

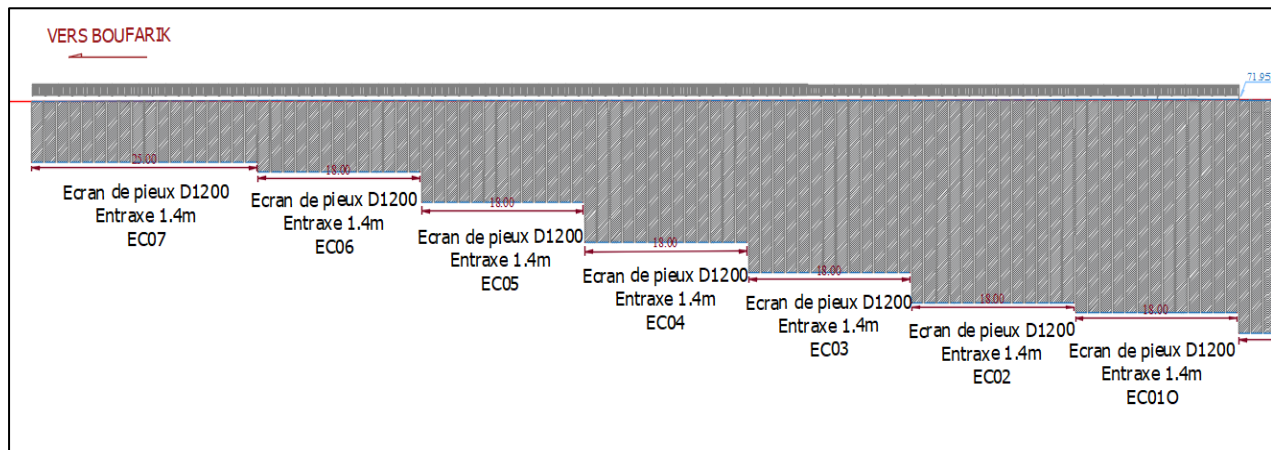


Figure 15: coupe longitudinale – partie ouverte (vers Boufarik)

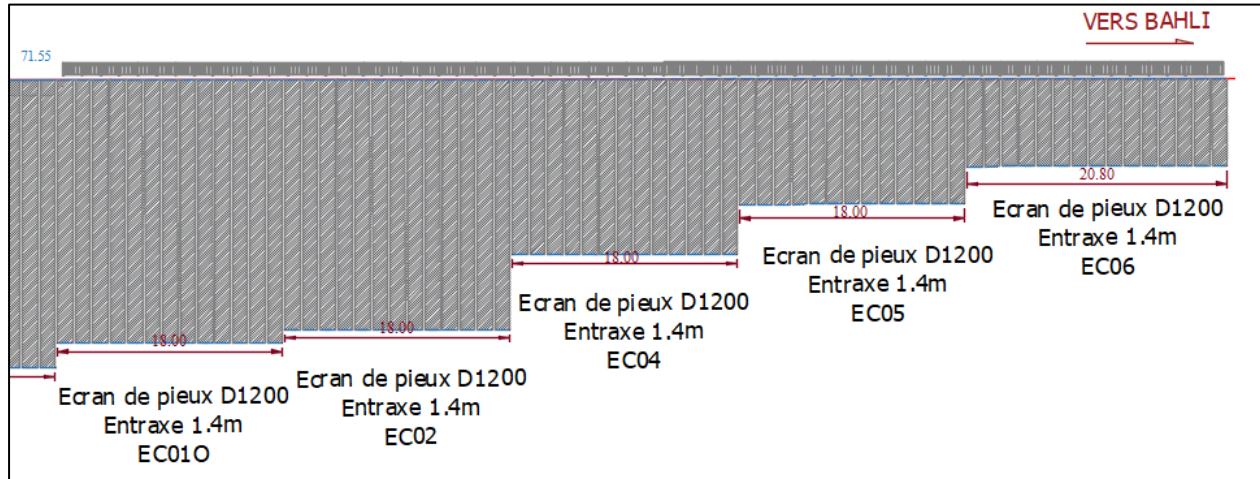


Figure 16: coupe longitudinale – partie ouverte (vers Bahli)

IV.2.2.2. Conception transversale :

IV.2.2.2.1. Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage:

➤ La partie couverte :

La partie couverte de la trémie est constituée d'un passage unidirectionnel de 10 m de largeur, comprenant deux voies de circulation de 3,5 m chacune et une hauteur libre de 7,35 m, assurant des conditions de circulation conformes aux exigences fonctionnelles et de sécurité. La structure est formée d'une dalle préfabriquée en béton armé d'une épaisseur de 1 m, reposant sur un radier général coulé en place d'une épaisseur de 0,8 m, permettant d'assurer la reprise des charges d'exploitation et leur transmission uniforme vers le sol de fondation. Transversalement, l'ouvrage adopte une configuration en optcadre, constituée d'un élément en forme de U reposant sur deux piédroits latéraux solidaires du radier, formant ainsi un cadre rigide garantissant la stabilité globale de la structure, la résistance aux poussées des terres et une bonne répartition des efforts vers les fondations.

❖ Le cadre fermé :

Les cadres fermés présentent une configuration simple et fonctionnelle, généralement assimilée à celle d'un portique. Ils se présentent sous la forme d'un tube rigide à section rectangulaire, constitué de deux piédroits verticaux reliés par une traverse supérieure et une traverse inférieure. Cette dernière joue le rôle de fondation enterrée et est généralement conçue sous forme de radier en béton armé assurant la transmission des charges au sol. Dans ce type de structure, des goussets de renfort sont souvent prévus au niveau des angles formés par les piédroits et les traverses, afin d'améliorer la continuité structurale et de limiter les concentrations d'efforts dans ces zones

critiques, garantissant ainsi une meilleure résistance et un comportement mécanique plus fiable de l'ouvrage.

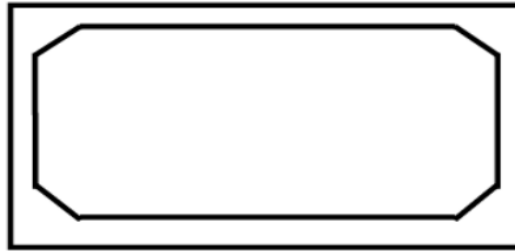


Figure 17: La forme des cadres fermé

❖ **Détermination de la section de la trémie:**

Le choix de la section d'une trémie repose sur plusieurs paramètres techniques et fonctionnels essentiels, notamment les gabarits des véhicules et des matériaux appelés à circuler dans l'ouvrage, la nature du sol caractérisée par sa résistance, son degré de saturation en eau et les sollicitations géotechniques associées, ainsi que la méthode de construction retenue, telle que la tranchée ouverte ou la préfabrication. Il dépend également du type de matériau utilisé pour le revêtement, de sa résistance et des charges internes qu'il doit supporter, ainsi que de la configuration de la circulation, en particulier la présence d'une ou de deux voies au sein de la trémie.

❖ **Éléments de dimensionnement:**

Les cadres fermés sont généralement conçus comme des structures planes, tout comme les portiques. La différence clé réside dans la façon dont on modélise la traverse inférieure. On la considère comme une poutre qui repose sur un sol élastique. Ce sol est représenté par un ensemble de ressorts qui ont tous la même raideur et qui sont répartis le long de la poutre. Cela permet de simuler la façon dont le sol et la structure interagissent. Cette façon de modéliser les choses rend les calculs manuels plus compliqués, notamment parce qu'il faut prendre en compte la façon dont le sol se déforme et comment cela affecte le comportement global de la structure.

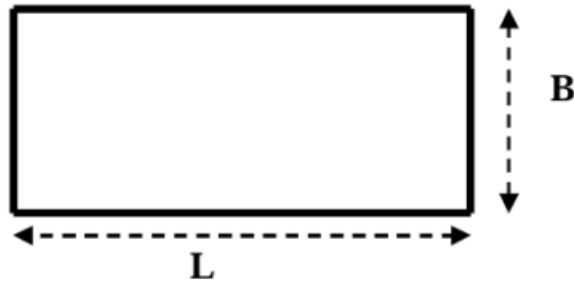


Figure 18: éléments de dimensionnement du cadre

Le dimensionnement du cadre a été réalisé pour le cas d'une voie ferrée avec une hauteur de remblai inférieure à un mètre. Dans ce cas, les charges ferroviaires sont directement transmises à la dalle supérieure de l'ouvrage en raison de la faible épaisseur du remblai. Les efforts appliqués sur la structure comprennent les charges ferroviaires, le poids du remblai et les pressions latérales du sol. Les dimensions géométriques du cadre adoptées dans cette étude sont les suivantes :

- **L'ouverture de l'ouvrage** : $L=9\text{m}$
- **La hauteur de l'ouvrage** : $H=5,75\text{m}$
- **L'épaisseur de la traverse supérieure** : $E=0,8\text{m}$
- **L'épaisseur de la traverse inférieure** : $E_j=0,8\text{m}$
- **L'épaisseur de pîdroits** : $E_j=0,8\text{m}$
- **Les goussets** : -gousset supérieure : $0,6\times 0,6$
 -gousset inférieure : $0,5\times 0,2$

➤ **Les écrans des pieux :**

Le prédimensionnement des pieux est une étape essentielle dans la conception des fondations profondes, car il permet d'assurer la stabilité de l'ouvrage et le bon transfert des charges vers le sol. Dans ce projet, les pieux constituent un soutènement définitif garantissant la stabilité aussi bien pendant l'exécution qu'après la mise en service. Leur dimensionnement préliminaire, basé sur la méthode des écrans encastrés de Blum, permet de déterminer la fiche, le diamètre des pieux ainsi que les principales sollicitations internes, tout en respectant les conditions de sécurité et de stabilité.

❖ **Coefficient de poussée / butée :**

Tableau 12: Paramètres de poussée active et passive des sols

Profondeur (m)	γ_h (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	ϕ (°)	Coeff de poussée active des terres K_a	Coeff de poussée passive des terres K_p
0 – 2,5	19,5	21,45	32	0,31	3,23

2,5 – 4,5	19,5	21,45	25	0,41	2,44
4,5 – 8	19,7	21,7	25	0,41	2,44
8 -13	19,7	21,7	28	0,36	2,78

Avec : $K_p = 1/K_a 30^\circ$

❖ **Hypothèse de calcul adoptées :**

- L'écran est encastré en pied, ce qui permet de reprendre efficacement les moments fléchissant ainsi que les efforts tranchants induits par les poussées latérales.
- Une surcharge uniforme de 30 kN/m² est appliquée en surface.
- Le niveau de terrassement descend jusqu'à une profondeur de 9,09 m par rapport au terrain naturel (TN).

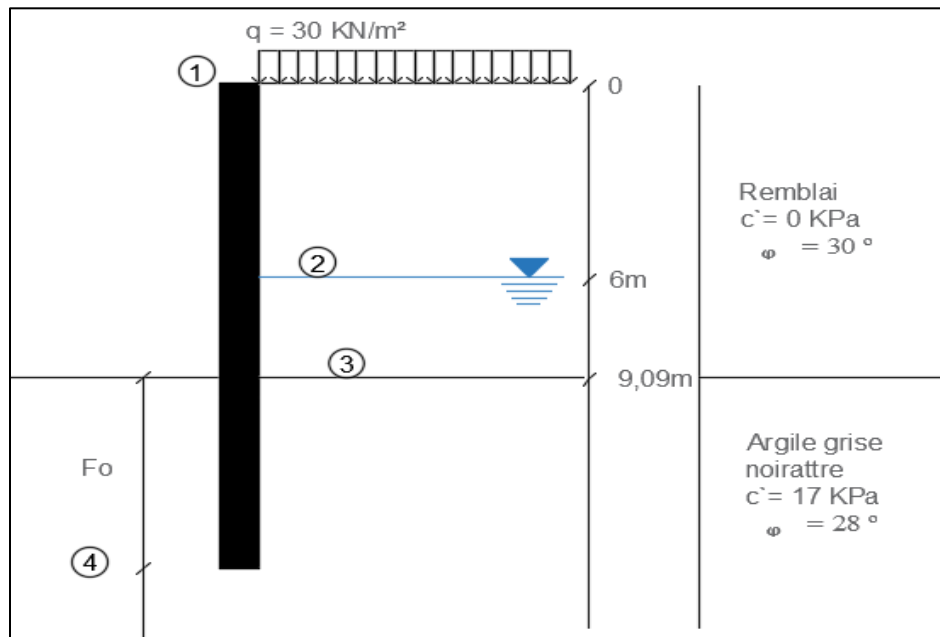


Figure 19: schéma de calcul de l'écran de la partie couverte

❖ **Calcul de la poussée et la buttée :**

- **La pression interstitielle :**

$$U = \gamma_{\text{eau}} \cdot \text{Heau}$$

$$U = 10 \times (3,09 + F_o) \text{ (KPa)}$$

- **Calcul de la poussée :**

Tableau 13: Calcul des contraintes de poussée active des terres

Point	Force (KN/m ²)
Z= 0	$\sigma p1 = 30 \times 0,33 = 9,9$
Z= 6	$\sigma p2 = \sigma p1 + 0,31 (19,5 \times 6) = 47,52$
Z= 9.09	$\sigma p3 = \sigma p2 + 0,31 (11,45 \times 3.09) = 57,72$
Z= Fo	$\sigma p4 = \sigma p3 + 0,31 (11,7 \times Fo) = 57,72 + 3,861 Fo$

• **Butée :**

$$\sigma b = K_p \cdot \gamma \cdot z + K_p \cdot q + 2 \cdot C \cdot \tan(\pi/4 + \phi/2)$$

$$\sigma b (z = 9,09m) = 0$$

$$\sigma b (z = Fo) = \sigma p1 + 2,78 \times 21,7 \times Fo = 60,326 \times Fo \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

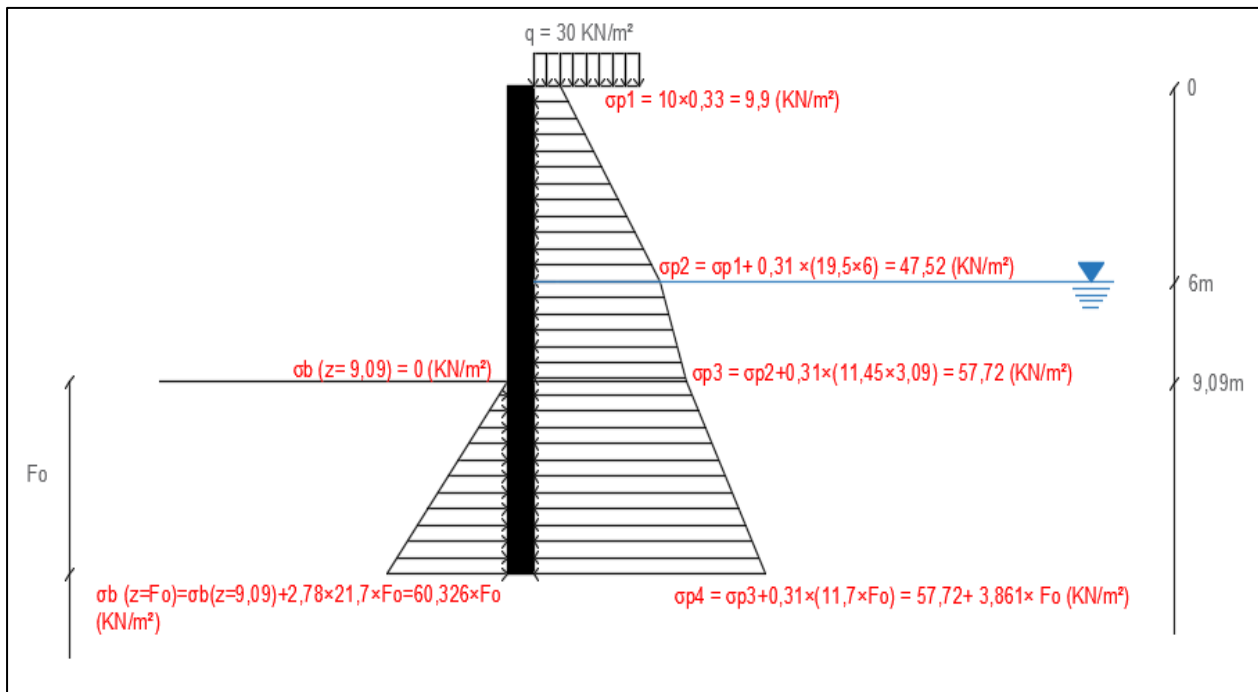


Figure 20: Diagramme des poussées et des butées

❖ **Calcule les moments déstabilisants des terres en fonction de la fiche Fo :**

- Les moments dus à la poussée des terres :

Tableau 14: Calcul des moments déstabilisants dus à la poussée des terres

Point	Calcul d'effort (KN)	Bras de levier (m)	Moment /E (KN.m)
F1	59,4	6,09 + Fo	361,75 + 59,4 Fo
F2	112,86	5,09 + Fo	574,46 + 112,86 Fo
F3	146,84	1,545 + Fo	226,87 + 146,84 Fo

F4	15,76	$1,03 + F_o$	$16,23 + 15,76 F_o$
F5	$57,72F_o$	$0,5 + F_o$	$28,86 F_o + 57,72 F_o^2$
F6	$1,92F_o^2$	$0,33 F_o$	$0,63F_o^3$

- Les moments dus à la pression interstitielle :

Tableau 15: Calcul des moments dus à la pression interstitielle

Effort (KN)	Bras de levier (m)	Moment /E (KN.m)
$5(3,09+F_o)^2$	$0,33 \times (3,09+F_o)$	$1,65(3,09+F_o)^3$

La somme totale des moments déstabilisant :

$$2,25 \times F_o^3 + 71,84 \times F_o^2 + 369,64 \times F_o + 1205,642 = 0$$

- ❖ Calcule les moments stabilisants des terres en fonction de la fiche fo :

Tableau 16: Calcul des moments stabilisants des terres

Effort (KN)	Bras de levier (m)	Moment /E (KN.m)
$30,163 F_o^2$	$0,33 \times F_o$	$9,95 F_o^3$

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

$$9,95 F_o^3 = 0$$

- ❖ Calcul de la fiche :

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

$$-7,7 \times F_o^3 + 71,84 \times F_o^2 + 369,64 \times F_o + 1205,642 = 0$$

D'ou:

$$F_o = 13,67m$$

La longueur totale du pieux est (Excavation + la fiche minimale) = $9,09 + 13,91 = 23m$

On prend $L = 23 m$

- La partie ouverte :

La conception de la partie ouverte de la trémie a été basée sur un système de soutènement définitif par écrans de pieux, assurant à la fois la stabilité des terres et le maintien durable des parois de l'ouvrage. Du côté de Blida, sept écrans de pieux ont été prévus, comprenant six écrans de 18 m de longueur et un écran de 26,4 m. Du côté de Bahli, le soutènement est assuré par cinq écrans,

dont quatre écrans de 18 m et un écran de 20,40 m. Ces écrans de pieux constituent l'élément principal et définitif de soutènement, ce qui a permis de se dispenser de la réalisation de murs de soutènement complémentaires derrière les pieux. Cette solution constructive présente l'avantage de réduire les volumes de béton, d'optimiser l'emprise de l'ouvrage et d'assurer une bonne adaptation aux conditions géotechniques du site.

- Les autres écrans de la partie ouverte ont été calculé de la même manière de calcul de l'écran de la partie couverte et les résultats sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau 17: Récapitulatif des dimensions des écrans en pieux

	Longueur totale de l'écran	Longueur totale du pieu	Hauteur d'excavation H_max	Longueur ancrée dans le sol
EC01C	27	23	9,09	13,91
EC01O	18	21	9,09	11,91
EC02	18	20	8,13	11,87
EC03	18	17	7,14	9,86
EC04	18	14	6	8
EC05	18	10	4,6	5,4
EC06	18	7	3,73	3,27
EC07	20,8	6	2,74	3,26
	25			

Les figures suivantes présentent les coupes transversales des parties couverte et ouverte de l'ouvrage :

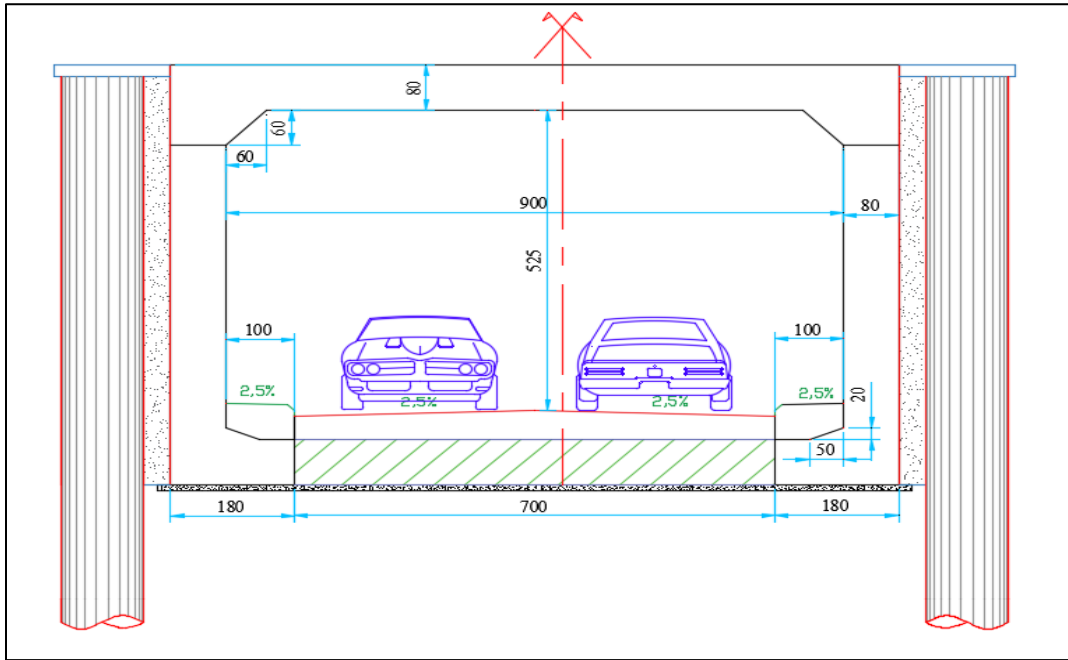


Figure 21: Profile en travers de la galerie – partie couverte

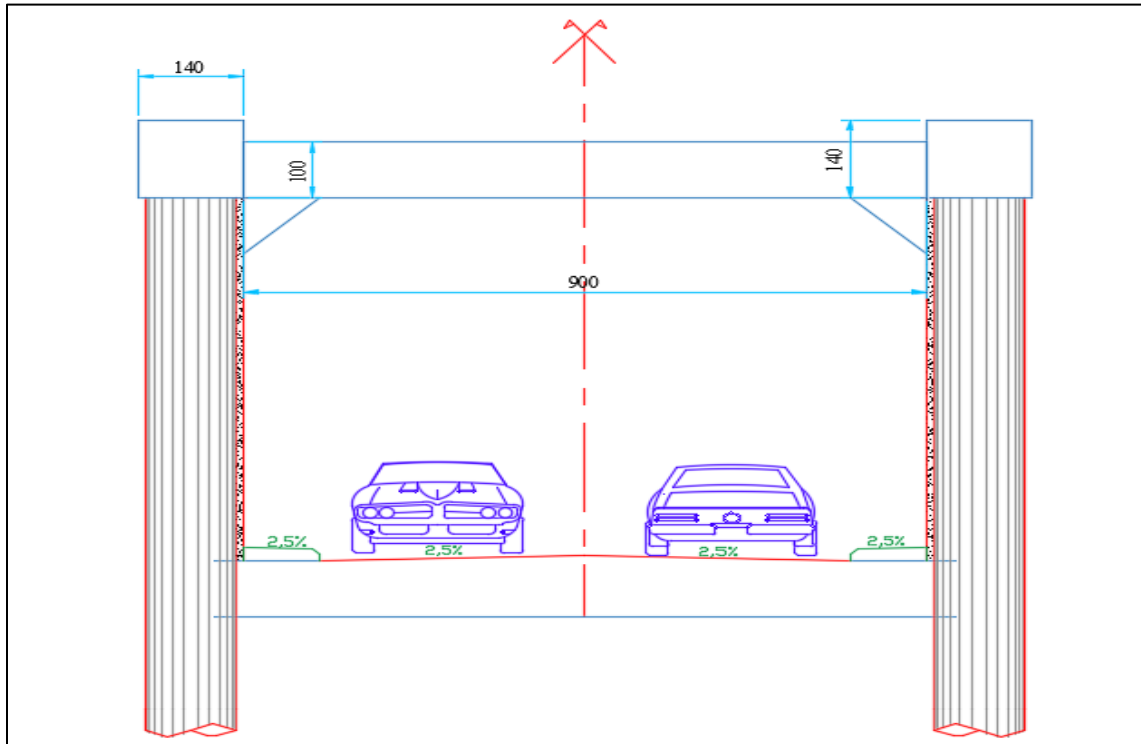


Figure 22: Coupe transversale des écrans de EC01 à EC05 – partie ouverte

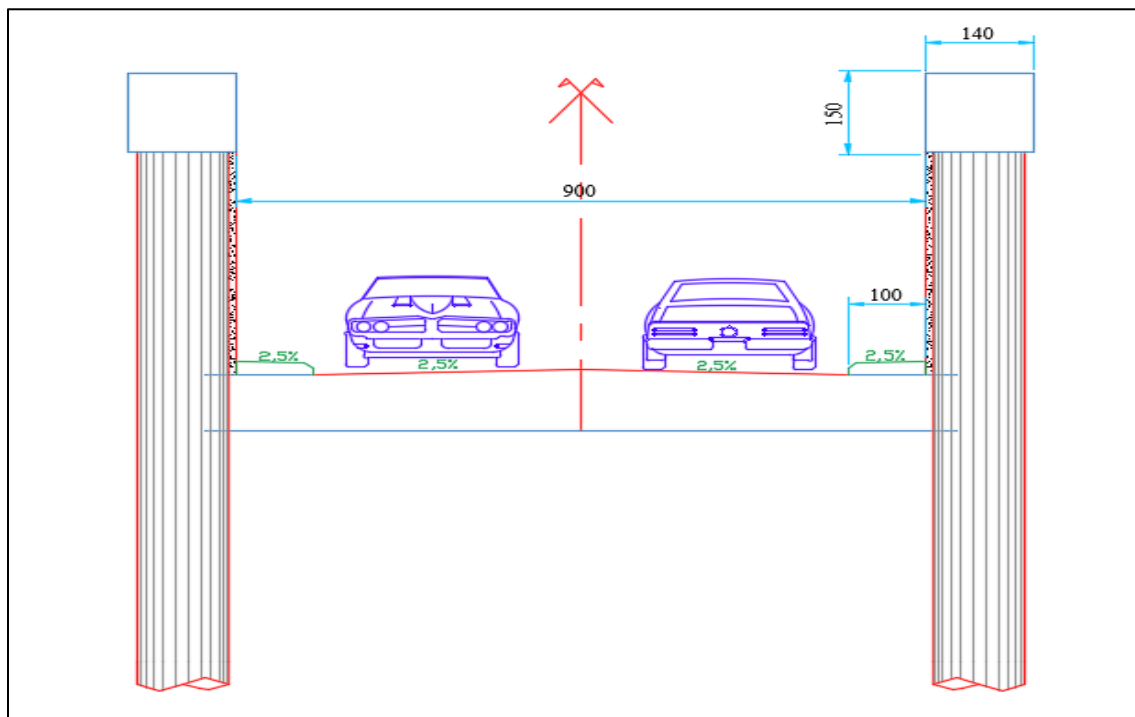
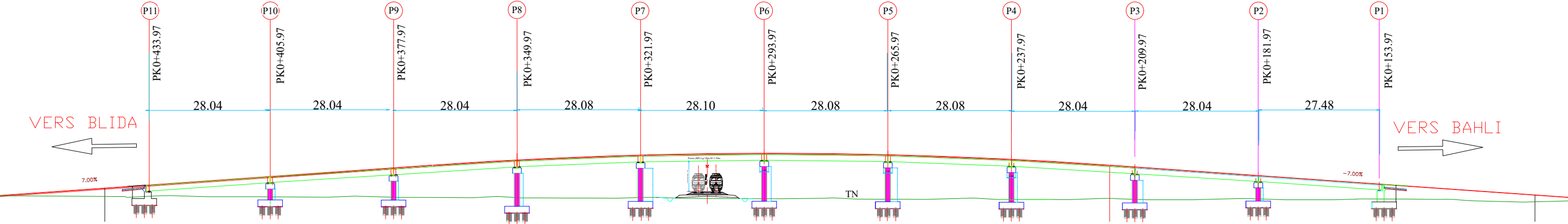


Figure 23: Coupe transversale des écrans EC06 et EC07 – partie ouvert

Coupe longitudinale

Ech: 1/900

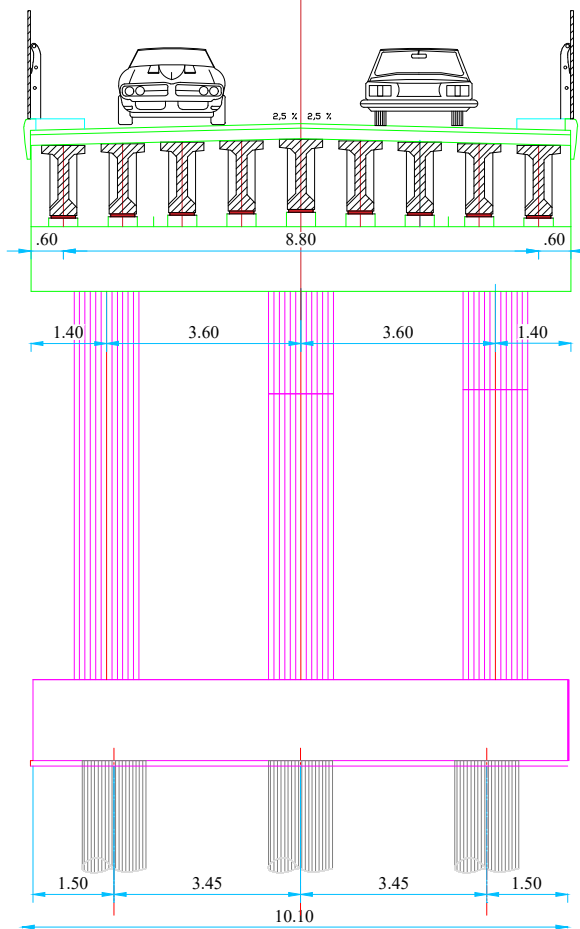


Section poutre

Ech: 1/25

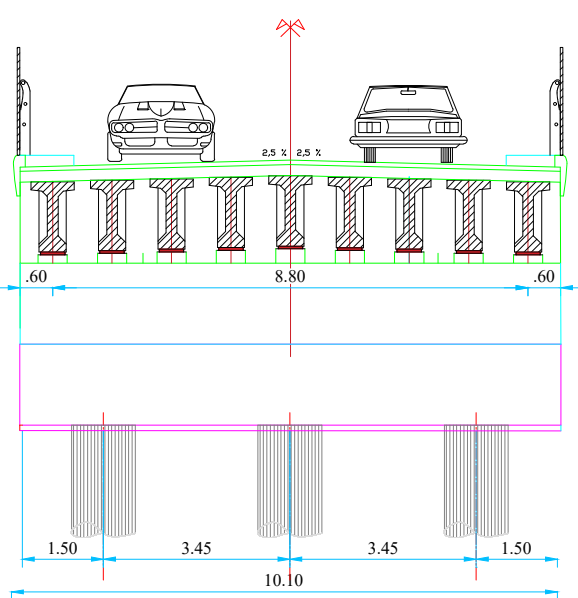
Coupe transversale sur culée

Ech: 1/140



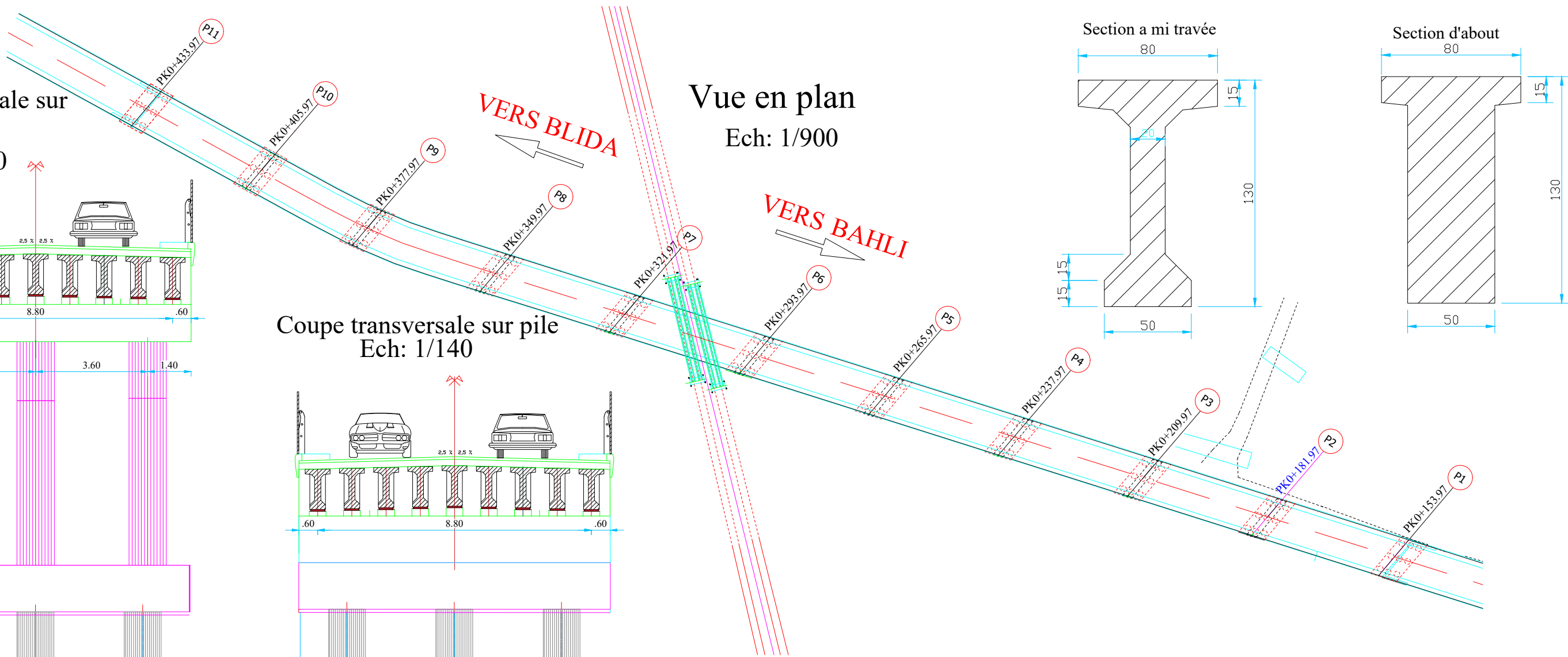
Coupe transversale sur pile

Ech: 1/140

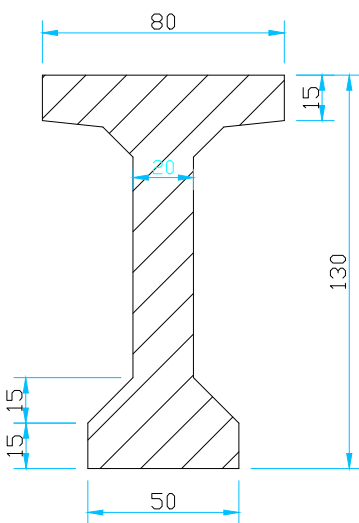


Vue en plan

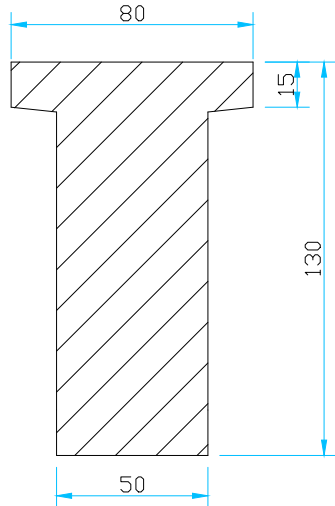
Ech: 1/900



Section a mi travée



Section d'about



PROJET DE FIN D'ETUDES

Etude de conception d'un passage dénivelé au
PK 0+307.97 y compris la stabilité des écrans de
soutènement par appuis

Réalisé par

REFIF Mahdia
LAROUCI Yousra

Encadré par

SEBAH Omar
HAMADI Kamel

Département

DIB

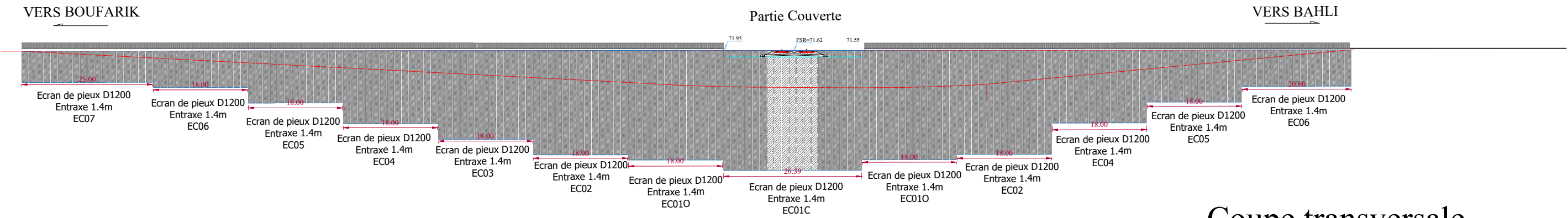
Variante :

Variante 01

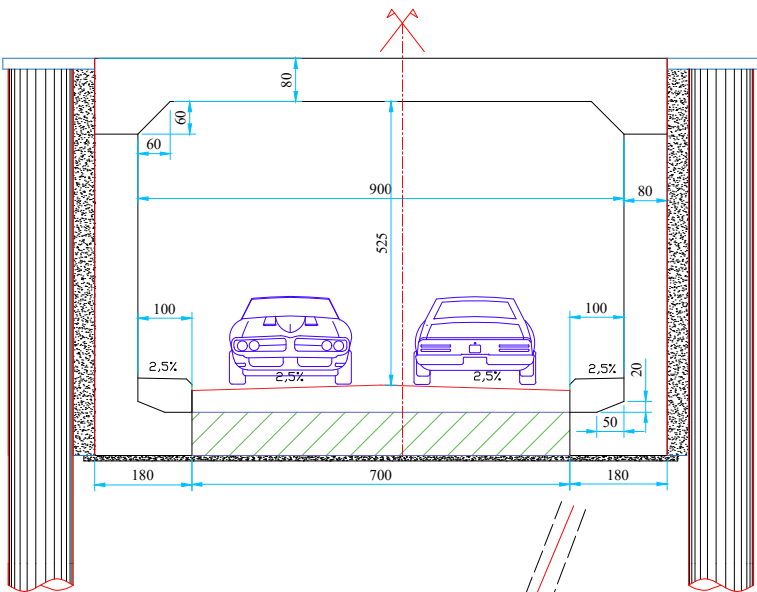
Année universitaire

2025 / 2026

Coupe longitudinale
Ech: 1/800

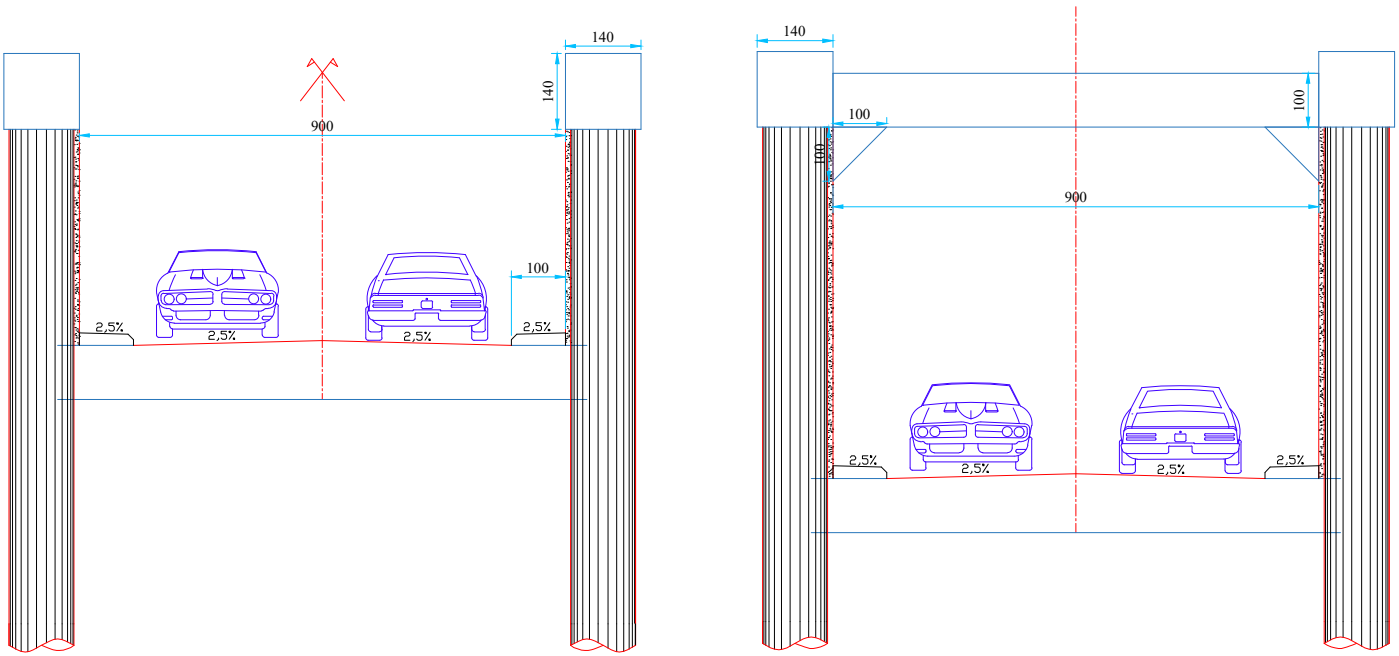


Coupe transversale
partie couverte
Ech: 1/140



Tracé en plan
Ech: 1/900

Coupe transversale
partie ouverte
Ech: 1/140



IV.3. Analyse estimative et des variantes :

Tableau 18: Devis estimatif des deux variantes

Designation	Unité	Variante 01		Variante 02	
		Quantité	Montant	Quantité	Montant
Béton	m ³	6696.1	100441500	7572.22	113583300
Acier	Kg	1691940.2	253791030	1255469.4	188320410
Appareil d'appui	U	180	10800000	/	/
Tirant	ml	/	/	532	5320000
Glissiere de securite	ml	560	11200000	474	9480000
Chappe d'étanchiete	m ²	1960	1312000	286.2	629640
Corp de chaussée	ml	/	/	228	227800000
Location des elements de phasage	/	/	/	/	5584000
Assainissement	/	/	2500000	/	15000000
Total	/	383044530		473662710	

IV.4. Conclusion :

L'étude des deux variantes proposées pour la suppression du passage à niveau sur le CW113 reliant Boufarik à Bahli a permis de définir les principales caractéristiques de chaque solution, en tenant compte des contraintes du site et des exigences d'exploitation

CHAPITRE V : ANALYSE MULTICRITERE DES DEUX VARIANTES

V.1. Introduction :

Ce chapitre a pour objectif de faire une étude des deux solutions techniques envisagées pour la réalisation de l'ouvrage étudiée.

Le choix d'un type d'ouvrage ne dépend pas d'un seul facteur, mais de plusieurs paramètres techniques, économiques et fonctionnels.

Une analyse multicritère a été menée pour évaluer ces deux options selon différents aspects : le coût, la facilité de construction, l'impact sur la circulation, la sécurité, ainsi que les contraintes du site et de l'exploitation ferroviaire. Cette approche permet une comparaison objective.

V.2. Objectif de l'étude :

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer et de comparer les deux variantes proposées: le pont à poutres (passage supérieur) et la trémie (passage inférieur). Cela passera par une analyse qui prend en compte plusieurs critères, notamment les aspects techniques, économiques et fonctionnels. Cette étude vise à identifier la solution qui convient le mieux aux contraintes du site et aux exigences du projet. Cela nous permettra de choisir de manière objective la meilleure option pour les prochaines étapes de dimensionnement détaillé.

V.3. Analyse multicritère entre les deux variantes :

Tableau 19:Avantage et inconvénients des deux variantes

Variante	Avantage	Inconvénients
Pont à poutre	• Moins sensible à la présence de la nappe phréatique, ce qui réduit les coûts liés au drainage et aux systèmes de pompage ; • Limitation des terrassements profonds, ce qui simplifie l'exécution dans certaines zones ; • Bonne durabilité structurelle et entretien généralement plus simple à long terme ; • Meilleure adaptation lorsque les conditions géotechniques sont défavorables ; • Possibilité de réduire certains délais liés aux travaux géotechniques complexes ;	• Nécessité de longues rampes d'accès, ce qui augmente fortement le coût global du projet ; • Emprise foncière importante, difficilement compatible avec un site urbain dense ; • Expropriations supplémentaires entraînant des coûts élevés et des délais administratifs importants ; • Déplacement des réseaux existants (eau, gaz, électricité, assainissement), ce qui augmente les dépenses ;

	• Meilleure accessibilité pour l'inspection et la maintenance des éléments porteurs ; • Réduction des risques liés aux infiltrations d'eau et aux tassements différentiels.	• Fermeture partielle ou totale des accès aux habitations et forte gêne pour les riverains ; • Perturbation importante de la circulation locale pendant une longue durée ; • Coût élevé de la superstructure (tablier, poutres, appuis, fondations) ; • Délai de réalisation plus long à cause de la construction des appuis, du lancement des poutres et du maintien du trafic ferroviaire ; • Impact visuel important et difficulté d'intégration dans le tissu urbain existant
Trémie	• Mieux adaptée aux sites urbains denses grâce à une emprise au sol plus réduite ; • Diminution des besoins en expropriation, ce qui permet de réduire les coûts fonciers ; • Absence de longues rampes d'accès, ce qui diminue les dépenses liées aux acquisitions de terrain ; • Meilleure intégration urbaine avec un faible impact visuel ; • Préservation des accès aux habitations et limitation des perturbations pour les riverains ; • Maintien plus facile du trafic ferroviaire pendant les travaux ; • Meilleure fluidité de la circulation routière après mise en service ; • Réduction des délais administratifs grâce à moins d'expropriations ;	• Coût élevé des terrassements profonds nécessaires à la réalisation de la trémie ; • Coût important des soutènements provisoires et définitifs ; • Forte sensibilité à la présence de la nappe phréatique pouvant nécessiter un rabattement de nappe coûteux ; • Dépenses supplémentaires pour les systèmes de drainage, d'étanchéité et de pompage ; • Installation et maintenance des pompes de relevage générant des coûts permanents ; • Entretien continu des ouvrages d'assainissement ; • Exécution technique délicate nécessitant une planification rigoureuse ;

	• Délai global souvent mieux maîtrisé par rapport au pont à poutres dans un site urbain dense	• Délai pouvant être prolongé en cas de conditions géotechniques défavorables ou de présence importante de la nappe ; • Contrôle géotechnique permanent indispensable durant l'exécution, augmentant le coût global du projet.
--	---	--

V.4. Solution constructive retenue :

V.4.1. Limites de la solution en pont à poutres :

La réalisation d'un pont à poutres est difficile dans ce projet en raison de la forte densité urbaine et de la proximité immédiate des habitations. Cette solution nécessite de longues rampes d'accès pour respecter les pentes admissibles, ce qui demande une emprise foncière importante.

Cela peut entraîner la fermeture des accès aux habitations, perturber la circulation locale et nécessiter des expropriations coûteuses. De plus, le pont présente un impact visuel important, des nuisances pour les riverains et complique le maintien du trafic ferroviaire pendant les travaux.

V.4.2. Solution constructive retenue :

Malgré les contraintes techniques liées aux terrassements profonds, au drainage et à la présence éventuelle de la nappe phréatique, la variante trémie a été retenue comme la solution la plus adaptée.

Elle nécessite moins d'espace au sol, s'intègre mieux dans le milieu urbain et permet de préserver les accès aux habitations tout en réduisant les besoins en expropriation. Elle facilite également le maintien du trafic ferroviaire durant les travaux et présente un impact visuel plus faible.

Même si son exécution demande des soutènements et des dispositifs de drainage adaptés, la trémie reste plus avantageuse sur le plan technique, économique et urbain, ce qui justifie son choix comme solution constructive retenue.

V.5. Conclusion :

L'étude des deux variantes proposées pour la suppression du passage à niveau sur le CW113 reliant Boufarik à Bahli a permis de définir les principales caractéristiques de chaque solution, en tenant compte des contraintes du site et des exigences d'exploitation.

**CHAPITRES VI :
CARACTERISTIQUE DES
MATERIAUX**

VI.1. Introduction:

Le dimensionnement d'un ouvrage d'art en béton armé repose fondamentalement sur la définition des propriétés mécaniques et physiques des matériaux utilisés, principalement le béton et l'acier qui assurent respectivement la résistance à la compression et la reprise des efforts de traction.

La détermination de ces paramètres est une étape fondamentale pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

VI.2. Règlements de calcul et documents de référence :

Le dimensionnement de l'ouvrage en béton armé est réalisé conformément au règlement français BAEL 91 (béton armé aux états limites) publié en 1991 et modifié en 1999. Il s'applique dans les ouvrages en béton armé courant, que ce soit dans les bâtiments ou dans les travaux publics.

VI.3. Caractéristiques des matériaux :

VI.3.1. Le béton :

❖ Composition du béton :

Le béton est un matériau de construction obtenue en mélangeant les granulats (sables, graviers...) avec du ciment et de l'eau en ajoutant des adjuvants pour améliorer les propriétés du béton frais et durcis.

Aujourd'hui le béton est le matériau le plus utilisé en génie civil et en ouvrages d'art en raison de sa résistance mécanique adaptée aux ouvrages lourds, sa durabilité élevée et son coût économique.

❖ Caractéristiques physiques du béton :

• Masse volumique :

La masse volumique du béton armé est généralement comprise entre 2200 kg/m^3 et 2500 kg/m^3 . Pour le calcul de structure, une valeur standard de 2500 kg/m^3 est retenue.

• Retrait :

Le retrait du béton est la diminution de son volume au cours du temps due au séchage et à des réactions chimiques lors de la prise et du durcissement.

• Fluage :

Le fluage du béton est une déformation lente et irréversible sous l'effet d'une charge permanente constante.

❖ Caractéristiques mécaniques du béton :

Resistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression notée f_{cj} . Est une référence principale en dimensionnement obtenue par des essais de compression axial sur des éprouvettes cylindriques de béton ($\varnothing 16 \times 32\text{cm}$). La force d'écrasement (en N) divisée par la section de l'éprouvette (200 cm^2) donne la valeur f_{c28} en MPa.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{si: } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} \quad \text{si: } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour notre étude on prend : **$F_{c28} = 35 \text{ MPa}$.**

Resistance caractéristique a la traction :

La résistance à la traction du béton a 28 jours notée f_{t28} est obtenue par des essais en laboratoire, ou généralement estimée par des formules empiriques basées sur sa résistance en compression f_{c28} .

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ (BAEL 91 mod 99 (Art A.2.1,12))}$$

$$\text{Donc: } f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 35 = \mathbf{2,7 \text{ MPa.}}$$

❖ **Déformation longitudinale du béton:**

Module de déformation instantané : (BAEL 91 mod 99 (Art A.2.1,21))

Sous des contraintes normales d'une durée d'application $< 24\text{h}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si exprime en MPa}$$

$$E_{ij} = 51000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si exprime en bars}$$

$$\text{On prend pour notre étude : } E_{ij} = 11000 * (35)^{1/3} = \mathbf{35981,73 \text{ MPa.}}$$

Module de déformation différé : (BAEL 91 mod 99 (Art A.2.1,22))

Sous des contraintes de longue durée d'application

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si exprime en MPa}$$

$$E_{ij} = 17000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si exprime en bars}$$

$$\text{On prend pour notre étude : } E_{vj} = 3700 * (35)^{1/3} = \mathbf{12102,95 \text{ MPa.}}$$

❖ **Contrainte de calcul du béton comprimé:**

État limite ultime (ELU) : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$ (*selon BAEL*)

θ : est le coefficient de durée de chargement, varie en fonction du temps d'application de la charge.

Tableau 20: valeurs du coefficient θ

La durée	$t > 24h$	$1h \leq t \leq 24h$	$t < 1h$
θ	1	0,9	0,85

γ_b : est le coefficient de sécurité.

Tableau 21: valeurs du coefficient γ_b

Situation	Combinaison fondamentale	Combinaison rare (accidentelle)
Valeur de γ_b	1,5	1,15

Donc : pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$:

❖ En situation durable et transitoire :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 35}{1 \times 1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

❖ En situation accidentelle :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 35}{0,85 \times 1,15} = 30,43 \text{ MPa}$$

État limite de service (ELS) : la contrainte de compression est limitée, souvent prise à :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

Diagramme de contrainte – déformation du béton : (BAEL 91 mod 99 (Art A.4.3.4))

Le règlement BAEL 91 définit 2 principaux modèles pour représenter le comportement du béton en compression :

A l'ELU : le diagramme de contrainte – déformation du béton est généralement représenté par une parabole – rectangle, Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ϵ_{bc} et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3,5 ‰.

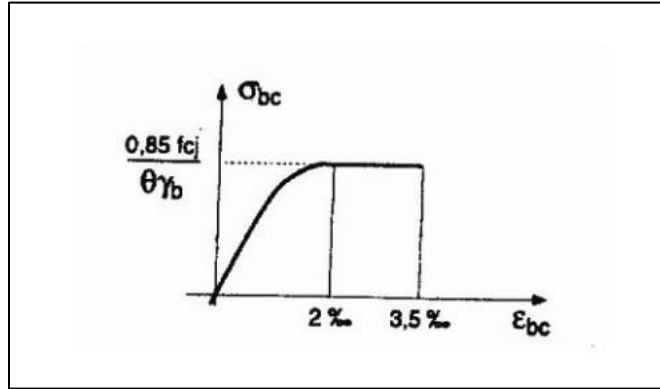


Figure 24: diagramme de contrainte – déformation du béton

A l'ELS : le diagramme de contrainte – déformation du béton est linéaire et réversible et proportionnelle à la déformation $\sigma_{bc} = E_{ij} \epsilon_{bc}$.

Fissuration préjudiciable en service à la construction.

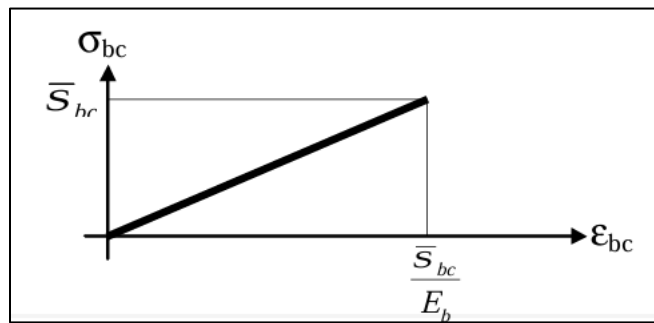


Figure 25: Courbe contrainte-déformation en compression - Modèle élastique linéaire

VI.3.2. L'acier :

Les armatures pour béton armé se distinguent principalement en deux types : les ronds lisses (RL) et les hautes adhérences (HA)

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

Tableau 22: Les nuances d'acier HA

Nuance	Fe en MPa	Utilisations
Fe E400	400	Ouvrages moins sollicités
Fe E500	500	Bâtiments courants et ouvrages d'art

Dans notre cas on utilise les armatures à haute adhérence, un acier de **FeE500**

Fe = 500 MPa.

❖ **Caractéristiques techniques :**

Tableau 23: Caractéristiques techniques

Type d'acier	Module d'élasticité Es	Fissuration	Coefficient de fissuration η
FeE500	200000	Préjudiciables	1,6

Tableau 24: Coefficient de sécurité de l'acier

Situation	Durable et transitoire	Accidentelle
Coefficient de sécurité γ_s	1,15	1

❖ **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont déterminés à partir des essais de traction en donnant la relation entre la contrainte de traction σ et la déformation relative ϵ .

État limite ultime (ELU) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

La déformation à la limite d'élasticité de l'acier est :

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{500}{1,15 \times 200000} = 2,17\text{‰} \text{ en situation durable et transitoire}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{500}{1 \times 200000} = 2,5\text{‰} \text{ en situation accidentelle}$$

État limite de service (ELS) :

La contrainte de traction de l'acier à l'ELS est limitée pour contrôler la fissuration du béton.

Dans le cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{1,6 \times 2,7}\right)$$

$$\sigma_s = \min(333,33; 229) = \mathbf{229 \text{ MPa}}$$

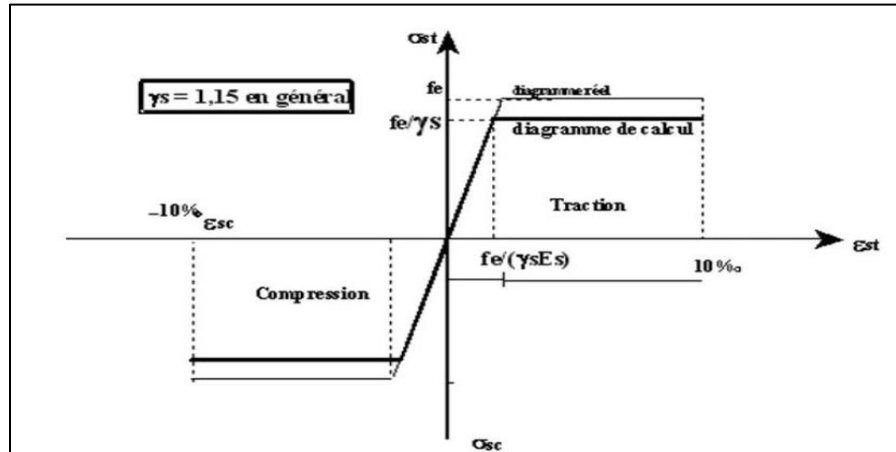


Figure 26: comportement de l'acier

VI.4. Conclusion :

La détermination des caractéristiques mécaniques et des propriétés physiques des matériaux utilisés dans la conception de l'ouvrage, notamment le béton armé et l'acier des armatures, et le choix approprié des classes de matériaux conformément aux règlements en vigueur, permet de garantir une résistance aux sollicitations et d'assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

CHAPITRES VII : PHASAGE DES TRAVAUX

VII.1. Introduction :

La réalisation d'une trémie sous voie ferrée constitue une opération complexe nécessitant une organisation rigoureuse des différentes phases de construction afin d'assurer la continuité de la circulation ferroviaire tout en garantissant la sécurité du chantier et la stabilité de l'ouvrage. En effet, la présence de deux voies ferrées impose des contraintes importantes liées au maintien du trafic ferroviaire, à la stabilité des rails et à la limitation des interruptions de circulation.

Dans ce contexte, un phasage de construction détaillé a été adopté afin de permettre l'exécution progressive de la trémie tout en assurant la mise en place de structures provisoires telles que les camarteaux, les tabliers auxiliaires et la palée métallique. Cette méthodologie permet de réaliser les travaux dans des conditions techniques optimales tout en respectant les exigences de sécurité et de stabilité.

Le phasage de construction est ainsi organisé en sept opérations successives, allant de l'implantation de l'ouvrage jusqu'au rétablissement définitif de la circulation ferroviaire.

VII.2. Objectif du phasage de construction :

Le phasage de construction a pour objectif principal d'assurer la réalisation de la trémie sous voie ferrée tout en maintenant la circulation ferroviaire et en garantissant la sécurité des travailleurs et des usagers.

Les principaux objectifs sont :

- Maintenir la circulation ferroviaire pendant toute la durée des travaux.
- Assurer la stabilité des voies ferrées.
- Garantir la sécurité du chantier.
- Réaliser progressivement la structure définitive.
- Optimiser l'organisation et la durée des travaux.

VII.3. Contraintes liées à la construction sous voie ferrée :

La construction d'une trémie sous voie ferrée présente plusieurs contraintes techniques importantes :

- Maintien permanent de la circulation ferroviaire
- Stabilité du ballast et des rails
- Limitation des tassements et des vibrations
- Mise en place de structures provisoires

- Sécurité des ouvriers et du matériel
- Respect des normes ferroviaires

Pour répondre à ces contraintes, une méthodologie en plusieurs phases a été adoptée.

VII.4. Phasage de construction de la trémie :

❖ Première phase :

La première opération consiste à préparer le chantier et à mettre en place les premières structures provisoires nécessaires au maintien de la circulation ferroviaire tout en libérant la zone de travail pour l'exécution de la trémie.

a) Mise en place du tablier auxiliaire (22m) sur la première voie ferrée (Alger – Oran) :

- Implantation de l'OA.
- Implantation des massifs BA (camarteaux) destinés à supporter le tablier auxiliaire sur la première voie ferrée (Alger-Oran).
- Implantation de la découpe des rails sur l'axe des camarteaux.
- Fermeture provisoire de la circulation des trains de la première voie ferrée.
- Découpe et dépose des rails de la voie et posés à côté.
- Réalisation des travaux de terrassement et des fouilles nécessaires à l'exécution des massifs BA et à l'installation du tablier auxiliaire.
- Pose des 02 massifs BA (camarteaux).
- Pose du premier tablier auxiliaire de 22m sur la première voie ferrée (Alger-Oran).
- Réouverture de la circulation ferroviaire sur la première voie.

b) Mise en place du tablier auxiliaire (22m) sur la deuxième voie ferrée (Alger – Oran) :

- Implantation des massifs BA (camarteaux) sur la 2 -ème voie ferrée (Alger-Oran).
- Implantation de la découpe des rails sur l'axe des camarteaux.
- Interruption provisoire de circulation ferroviaire sur la deuxième voie.
- Découpe et dépose des rails de la voie.
- Réalisation des travaux de terrassement et des fouilles nécessaires à l'exécution des massifs BA et à l'installation du tablier auxiliaire
- Pose des 02 massifs BA (camarteaux).
- Pose du 2 ème tablier auxiliaire N°02 de 22 m sur la voie ferrée (Alger-Oran).
- Réouverture de la circulation ferroviaire.

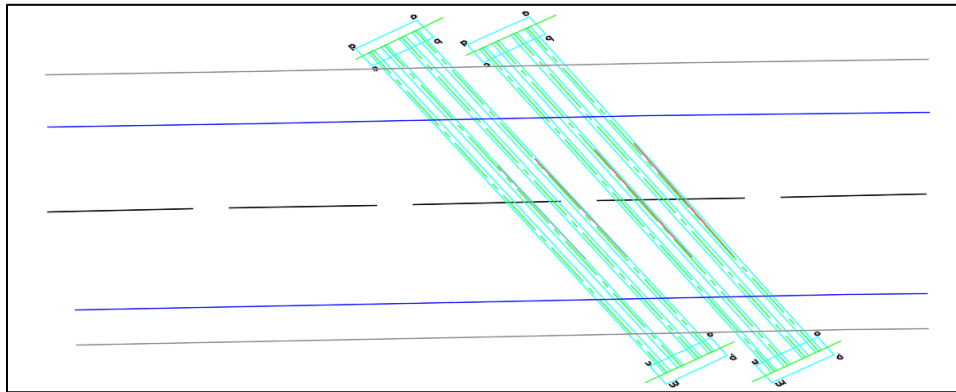


Figure 27: Phasage de la première étape de construction de la trémie

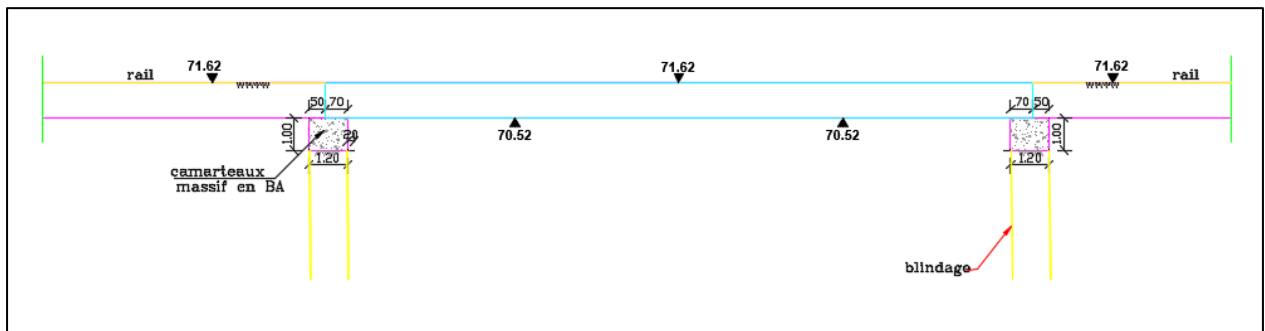


Figure 28: coupe transversale de la première étape de construction de la trémie



Figure 29: Pose des deux tabliers auxiliaires

❖ **Deuxième phase :**

Cette phase vise à mettre en place la structure provisoire principale permettant de soutenir les tabliers auxiliaires et de stabiliser la voie ferrée pendant les travaux.

- Réalisation des travaux de terrassement sous les deux tabliers auxiliaires.
- Implantation de la semelle de la palée métallique.
- Exécution du blindage autour de la semelle palée déjà implantée.
- Exécution du déblai de la fouille pour la semelle de la palée métallique.
- Exécution du béton de propreté pour la semelle.
- Exécution et coulage du béton de la semelle.
- Fourniture, montage et la mise en place de la palée métallique.

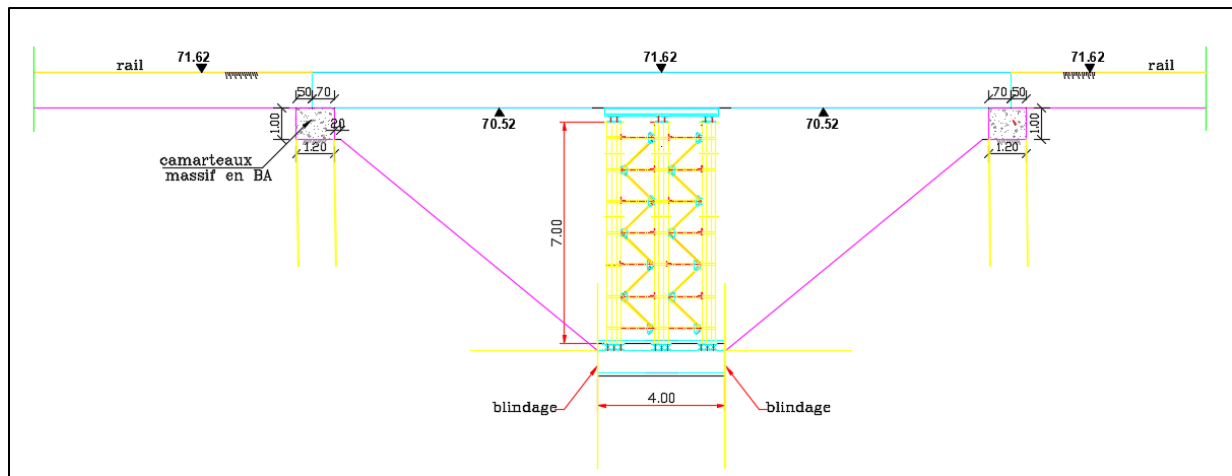


Figure 30: Réalisation et mise en place de la palée métallique

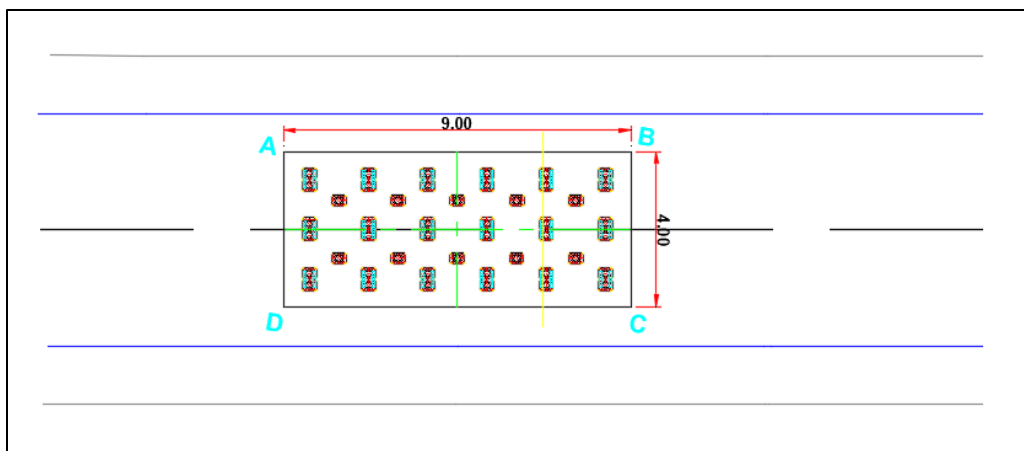


Figure 31: Vue en plan de la palée métallique



Figure 32: Photos réelles de la mise en place de la palée métallique

❖ **Troisième phase :**

- Réimplantation des massifs en béton armé (camarteaux) au niveau de la première voie ferrée.
- Définition et matérialisation d'une nouvelle zone de découpe des rails sur la première voie ferrée.
- Interruption temporaire de la circulation ferroviaire afin de permettre l'exécution des travaux.
- Découpe et dépose des rails dans la zone concernée.
- Réalisation des travaux de terrassement et des fouilles nécessaires à la mise en place des camarteaux dans les nouvelles positions.
- Mise en place des camarteaux et déplacement du tablier auxiliaire de 22 m vers sa nouvelle position.

- Fourniture et pose d'un tablier auxiliaire de 17,00 m, avec appui d'une extrémité au centre de la palée et de l'autre au centre du camarteau.
- Vérification de la stabilité des installations provisoires.
- Réouverture de la circulation ferroviaire sur la voie concernée.
- Les mêmes opérations sont ensuite réalisées sur la deuxième voie ferrée après réimplantation des camarteaux, jusqu'au rétablissement de la circulation ferroviaire.
- Réalisation des déblais selon le schéma

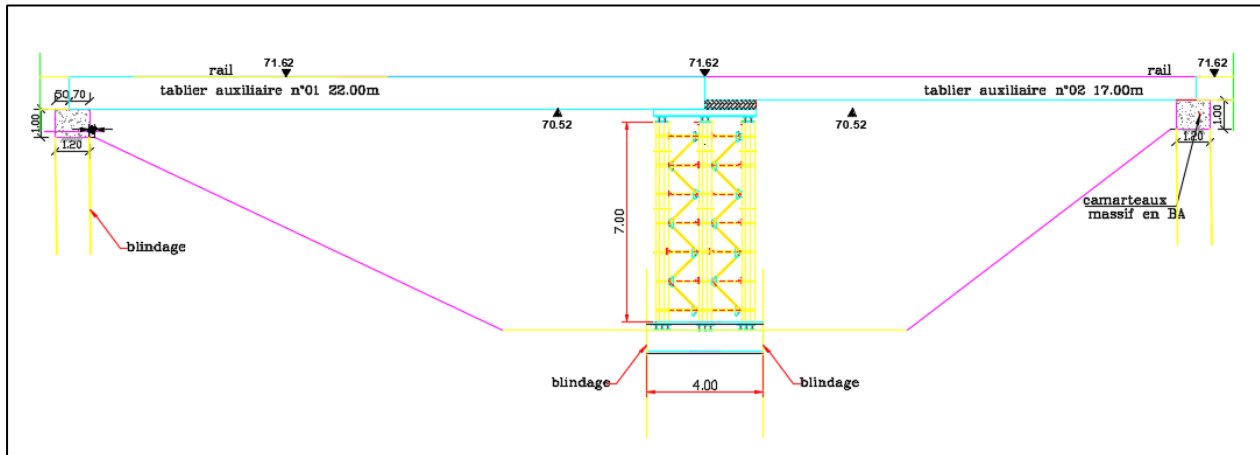


Figure 33: Coupe transversale de la troisième étape de construction



Figure 34: Photo réelle de l'étape de déplacement du tablier de 22m



Figure 35: Photo réelle de la pose du tablier de 17m



Figure 36: Photo au-dessus du tablier provisoire

❖ **Quatrième phase:**

Les travaux de construction des pieds droits et de reconfiguration des dispositifs provisoires sont exécutés selon le phasage suivant :

- Mise en place des pieds droits constituant la structure du cadre.
- Réalisation des travaux de remblaiement à l'arrière des pieds droits conformément aux prescriptions du projet.
- Dépose des tabliers auxiliaires de 22 m et de 17 m installés sur la première voie ferrée.
- Exécution des travaux de terrassement et des fouilles nécessaires à la réimplantation des camarteaux dans leur nouvelle position.
- Mise en place des camarteaux, suivie de la pose du tablier auxiliaire de 22 m.
- Rétablissement de la circulation ferroviaire sur la première voie après vérification de la stabilité des installations provisoires.
- Reproduction des mêmes opérations sur la deuxième voie ferrée jusqu'au rétablissement de la circulation ferroviaire.

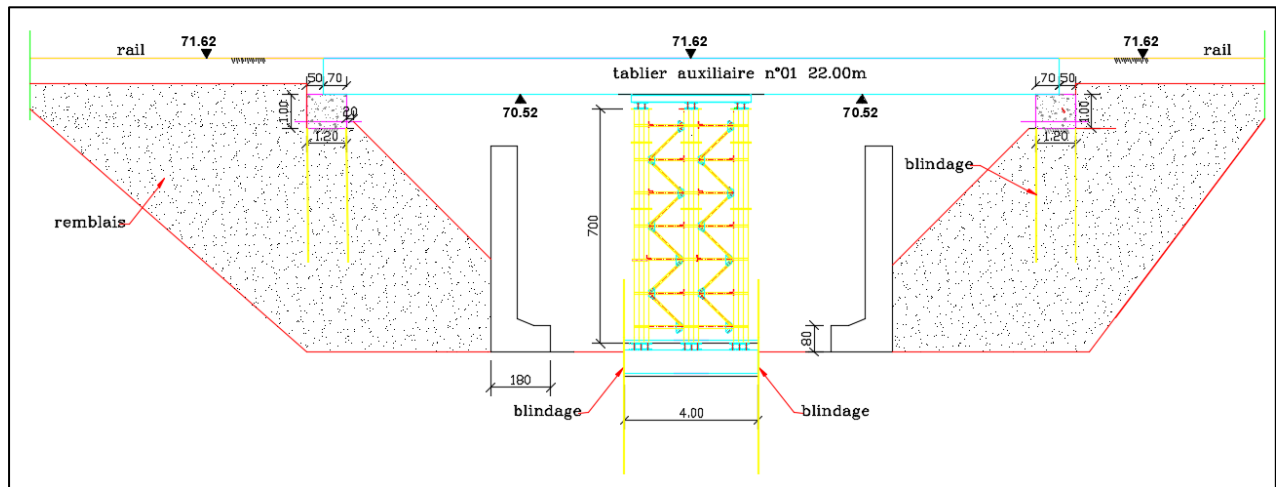


Figure 37: Phasage de la sixième étape de construction de la trémie

❖ **Cinquième phase :**

La phase finale des travaux comprend la réalisation du radier et la dalle supérieure, le démontage des ouvrages provisoires et la reconstitution de la plateforme ferroviaire selon les étapes suivantes:

- Dépose de la palée métallique provisoire.
- Réalisation du radier assurant la liaison entre les deux pieds droits du cadre.
- Mise en place de l'étalement provisoire destiné au support de la dalle pendant les phases de coffrage et de bétonnage.
- Exécution de la dalle supérieure coulée en place, conformément aux dispositions du projet.
- Dépose du tablier auxiliaire de 22 m, suivie du démontage et de la dépose des camarteaux.
- Réalisation du remblaiement au-dessus du cadre, puis reconstitution de la plateforme ferroviaire avec mise en place du ballast et repose des rails.

- Rétablissement de la circulation ferroviaire après achèvement des travaux et contrôle de la conformité de la voie.

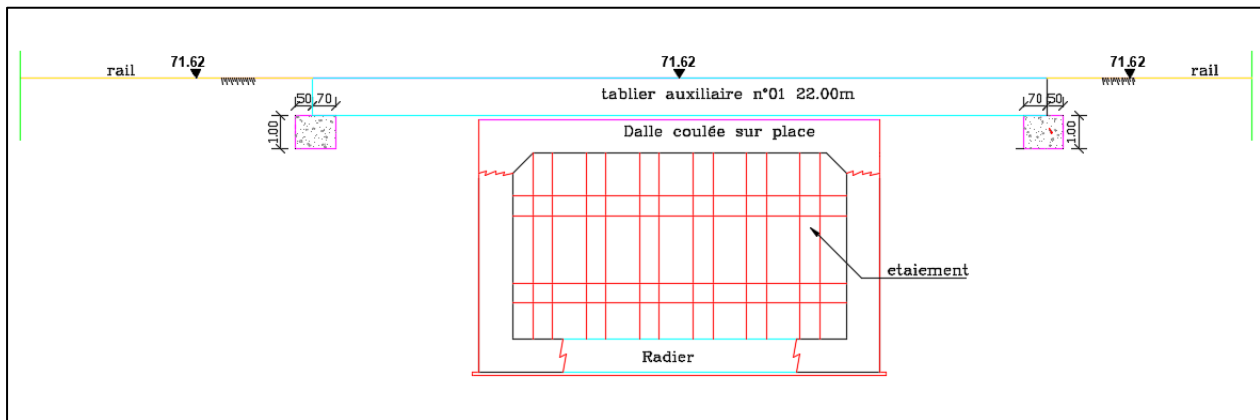


Figure 38: Coupe transversale après coulage du radier et de la dalle

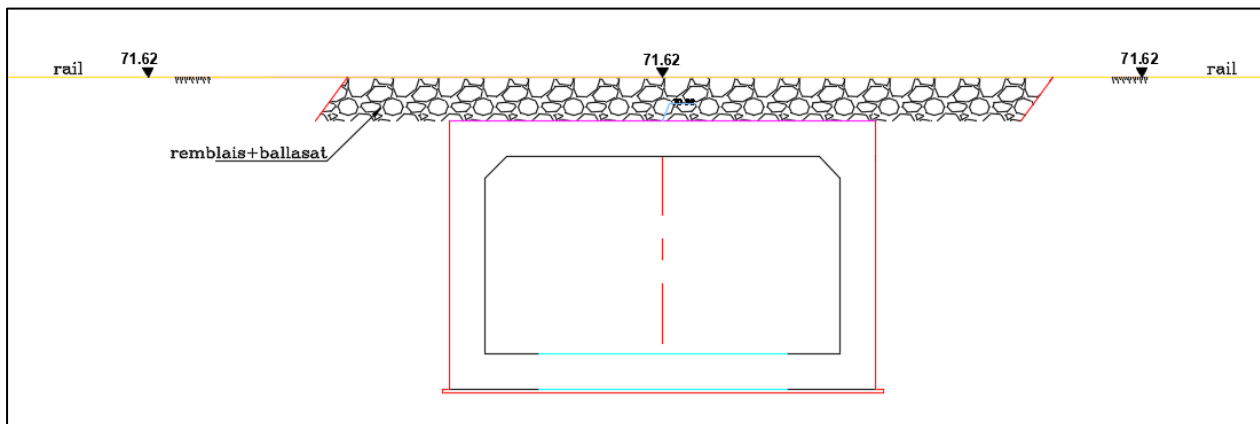


Figure 39: coupe transversale de la dernière étape du phasage

VII.5. Conclusion :

Le phasage de construction retenu pour la réalisation de la trémie sous voie ferrée a été conçu de manière à assurer des conditions de sécurité optimales, tout en garantissant le maintien de la circulation ferroviaire pendant toute la durée des travaux. Le recours à des structures provisoires, telles que les camarteaux, les tabliers auxiliaires ainsi que la palée métallique, permet d'assurer la stabilité des voies ferrées et de faciliter l'exécution progressive des différentes phases de l'ouvrage.

Par ailleurs, cette méthodologie, organisée en sept opérations successives, contribue à une meilleure organisation du chantier, à la limitation des perturbations du trafic ferroviaire et à la réalisation de l'ouvrage dans des conditions efficaces et sécurisées.

**CHAPITRE VIII :
VERIFICATION DE LA
STABILITE DES
ELEMENTS DE PHASAGE**

VIII.1. Introduction :

En tenant compte de l'importance des sollicitations générées par le trafic ferroviaire, une étude de vérification de la stabilité et de la résistance des éléments de phasage s'avère indispensable.

Cette étude porte principalement sur le comportement du tablier auxiliaire et de la palée métallique vis-à-vis des différents états limites, notamment la résistance en flexion, le cisaillement, le voilement des éléments comprimés, l'écrasement des sections ainsi que la stabilité globale de la structure provisoire.

VIII.2. Objectif de l'étude :

L'objectif de ce chapitre est de vérifier que les éléments métalliques adoptés présentent une capacité portante suffisante et répondent aux exigences de sécurité et de stabilité imposées par les conditions d'exploitation ferroviaire durant les phases provisoires du chantier.

VIII.3. Vérification de la stabilité des éléments :

VIII.3.1. Les tabliers auxiliaires :

Au cours des travaux on a utilisé 2 tabliers auxiliaires pour chaque voie ferroviaire : un tablier de 22m et un autre de 17m.

On a opté pour un acier de construction de S355J2+N :

$f_y = 345 \text{ MPa}$

$f_u = 470 \text{ MPa}$

$E = 210000 \text{ MPa}$

$G = 81000 \text{ MPa}$

VIII.3.1.1. Tablier auxiliaire N° 1 (22m) :

❖ Stabilité des poutres PRS 1100 :

Caractéristiques du profile :

H : hauteur totale = 1100 mm

b : largeur de la semelle = 300 mm

t_f : épaisseur de la semelle = 30 mm

t_w : épaisseur de la semelle = 16 mm

r : rayon de congé de raccordement = 0 (lamine)

A : aire de section brute du profile = 346,4 cm²

I_y : moment d'inertie par rapport à l'axe y = 665321,867 cm⁴

Tableau 25: Vérifications sur les poutres PRS 1100

Sollicitation	Flexion	Cisaillement
Condition à vérifier	$\sigma \leq \sigma_{adm}$	$V_{ed} \leq V_{pl,rd}$
ELU	$\sigma = \frac{M.y}{I}$ $\sigma = \frac{2,82 \times 0,55}{665321,867 \times 10^{-8}}$ $\sigma = 233 \text{ MPa}$ $\sigma_{adm} = 345 \text{ MPa} > 233 \text{ MPa}$ Stabilité vis à vis flexion est vérifié	$V_{pl,rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}}$ $A_v = A - 2.b.tf + (tw + 2.r).tf$ $A_v = 346,4 - 2 \times 30 \times 3 + 1,6 \times 3 = 171,2 \text{ cm}^2$ $V_{pl,rd} = \frac{0,01712 \times \left(\frac{345}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 3,41 \text{ MN}$ $V_{ed} = 0,5701 \text{ MN} < 3,41 \text{ MN}$ Stabilité vis à vis cisaillement est vérifié
ELS	$\sigma = \frac{M.y}{I}$ $\sigma = \frac{1,964 \times 0,55}{665321,867 \times 10^{-8}}$ $\sigma = 162,36 \text{ MPa}$ $\sigma_{adm} = 345 \text{ MPa} > 162,36 \text{ MPa}$ Stabilité vis à vis flexion est vérifié	$V_{pl,rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = 3,41 \text{ MN}$ $V_{ed} = 0,397 \text{ MN} < 3,41 \text{ MN}$ Stabilité vis à vis cisaillement est vérifié

❖ **Stabilité des entretoises HEB600 :**

Caractéristiques du profile :

A : aire de section brute du profile = 269,958 cm²

I_y : moment d'inertie par rapport à l'axe y = 171041,0 cm⁴

Vérification à l'ELU :

Tableau 26: Verification sur les entretoises HEB 600

Sollicitation	Condition à vérifier		Vérification
Cisaillement	$V_{ed} \leq V_{pl,rd}$	$V_{pl,rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}}$ $A_v = A - 2.b.tf + (tw + 2.r).tf$ $A_v = 269,958 - 2 \times 30 \times 3 + (1,55 + 2 \times 2,7) \times 3$ $= 110,81 \text{ cm}^2$	Vérifié

		$V_{pl,rd} = \frac{0,011081 \times \left(\frac{345}{\sqrt{3}}\right)}{1}$ $V_{pl,rd} = 2,21 \text{ MN}$ $V_{ed} = 0,2115 \text{ MN} < V_{pl,rd} = 2,21 \text{ MN}$	
Écrasement de la section	$N_{ed} \leq N_{c,rd}$	$N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$ $N_{c,rd} = \frac{269,958 \times 10^{-4} \times 345}{1} = 9,31 \text{ MN}$ $N_{ed} = 0,125 \text{ MN} < N_{c,rd} = 9,31 \text{ MN}$	Vérifié
Voilement de l'âme par cisaillement	L'élancement : $\frac{b_w}{t_w} < 72 \frac{\epsilon}{\eta}$ → voilement impossible Sinon : $V_{ed} \leq V_{b,rd}$	$\frac{b_w}{t_w} = \frac{540}{15,5} = 34,84$ $72 \frac{\epsilon}{\eta} = 72 \times \frac{0,81}{1,2} = 48,6$ L'élancement : $\frac{b_w}{t_w} = 34,84 < 48,6$ Donc : l'âme est robuste → pas besoin de vérification de stabilité au voilement par cisaillement	Vérifié
Enfoncement local	$F_{ed} \leq F_{rd}$	$F_{rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma_{m1}}$ Longueur efficace : $L_{eff} = \chi_f \cdot l_y$ Avec : $l_y = S_s + 2 \cdot t_f [1 + \sqrt{m_1 + m_2}]$ $m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot b_w} = \frac{345 \times 300}{345 \times 540} = 0,56$ $m_2 = 0$ Donc : $l_y = 140 + 2 \times 30 \times (1 + \sqrt{0,56})$ $l_y = 245 \text{ mm}$ $\chi_f = \frac{0,5}{\lambda_f}$ Avec : $\lambda_f = \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}}$ Et : $F_{cr} = 0,9 \cdot K_f \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w}$ $K_f = 6 + 2 \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 6 + 2 \left(\frac{540}{640}\right)^2 = 7,42$ $F_{cr} = 0,9 \times 7,42 \times 210 \times \frac{15,5^3}{540} = 9671 \text{ KN}$	Vérifié

		Donc : $\lambda f = 0,37$ $\chi f = \frac{0,5}{0,37} = 1,35$ $L_{eff} = 1,35 \times 245 = 330,75 \text{ mm}$ D'où : $F_{rd} = \frac{345 \times 330,75 \times 15,5 \times 10^{-3}}{1,1}$ $F_{rd} = 1607,9 \text{ KN}$ $F_{ed} = 125 \text{ KN} < F_{rd} = 1607,9 \text{ KN}$	
--	--	--	--

VIII.3.1.2. Tablier auxiliaire N° 2 (17m) :

❖ Stabilité des poutres HEB 800 :

Caractéristiques du profile :

H : hauteur totale = 800 mm

b : largeur de la semelle = 300 mm

tf : épaisseur de la semelle = 33 mm

tw : épaisseur de la semelle = 17,5 mm

r : rayon de conge de raccordement = 30 mm

A : aire de section brute du profile = 344 cm²

I_y : moment d'inertie par rapport à l'axe y = 359080 cm⁴

Tableau 27: Vérifications sur les poutres HEB 800

Sollicitation	Flexion	Cisaillement
Condition à vérifier	$\sigma \leq \sigma_{adm}$	$V_{ed} \leq V_{pl,rd}$
ELU	$\sigma = \frac{M \cdot y}{I}$ $\sigma = \frac{1,9 \times 0,4}{359080 \times 10^{-8}}$ $\sigma = 211,65 \text{ MPa}$ $\sigma_{adm} = 345 \text{ MPa} > 211,65 \text{ MPa}$ Stabilité vis à vis flexion vérifié	$V_{pl,rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}}$ $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$ $A_v = 344 - 2 \times 30 \times 3,3 + (1,75 + 2 \times 3) \times 3$ $= 171,575 \text{ cm}^2$ $V_{pl,rd} = \frac{0,0171575 \times \left(\frac{345}{\sqrt{3}} \right)}{1}$ $V_{pl,rd} = 3,42 \text{ MN}$ $V_{ed} = 0,489 \text{ MN} < 3,42 \text{ MN}$ Stabilité vis à vis cisaillement vérifié

ELS	$\sigma = \frac{M \cdot y}{I}$ $\sigma = \frac{1,3205 \times 0,4}{359080 \times 10^{-8}}$ $\sigma = 147,1 \text{ MPa}$ $\sigma_{adm} = 345 \text{ MPa} > 147,1 \text{ MPa}$ Stabilité vis à vis flexion vérifié	$V_{pl,rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = 3,42 \text{ MN}$ $V_{ed} = 0,34 \text{ MN} < 3,42 \text{ MN}$ Stabilité vis à vis cisaillement vérifié
-----	---	---

❖ **Stabilité des entretoise HEB600 :**

Caractéristiques du profile :

A : aire de section brute du profile = 269,958 cm²

I_y : moment d'inertie par rapport à l'axe y = 171041,0 cm⁴

Vérification a l'ELU :

Tableau 28: Vérifications sur les entretoises HEB 600 du tablier de 17m

Sollicitation	Condition à vérifier		Vérification
Cisaillement	$V_{ed} \leq V_{pl,rd}$	$V_{pl,rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}}$ $A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$ $A_v = 269,958 - 2 \times 30 \times 3 + (1,55 + 2 \times 2,7) \times 3$ $= 110,81 \text{ cm}^2$ $V_{pl,rd} = \frac{0,011081 \times \left(\frac{345}{\sqrt{3}} \right)}{1}$ $V_{pl,rd} = 2,21 \text{ MN}$ $V_{ed} = 0,2149 \text{ MN} < V_{pl,rd} = 2,21 \text{ MN}$	Vérifié
Écrasement de la section	$N_{ed} \leq N_{c,rd}$	$N_{c,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$ $N_{c,rd} = \frac{269,958 \times 10^{-4} \times 345}{1} = 9,31 \text{ MN}$ $N_{ed} = 0,125 \text{ MN} < N_{c,rd} = 9,31 \text{ MN}$	Vérifié
Voilement de l'âme par cisaillement	L'élancement : $\frac{b_w}{t_w} < 72 \frac{\epsilon}{\eta}$ → voilement impossible Sinon : $V_{ed} \leq V_{b,rd}$	$\frac{b_w}{t_w} = \frac{540}{15,5} = 34,84$ $72 \frac{\epsilon}{\eta} = 72 \times \frac{0,81}{1,2} = 48,6$ L'élancement : $\frac{b_w}{t_w} = 34,84 < 48,6$	Vérifié

		Donc : l'âme est robuste → pas besoin de vérification de stabilité au violement par cisaillement	
Enfoncement local	$F_{ed} \leq F_{rd}$	$F_{rd} = \frac{f_{yw} \cdot L_{eff} \cdot t_w}{\gamma m_1}$ Longueur efficace : $L_{eff} = \chi_f \cdot l_y$ Avec : $l_y = S_s + 2 \cdot t_f [1 + \sqrt{m_1 + m_2}]$ $m_1 = \frac{f_{yf} \cdot b_f}{f_{yw} \cdot b_w} = \frac{345 \times 300}{345 \times 540} = 0,56$ $m_2 = 0$ Donc : $l_y = 140 + 2 \times 30 \times (1 + \sqrt{0,56})$ $l_y = 245 \text{ mm}$ $\chi_f = \frac{0,5}{\lambda_f}$ Avec : $\lambda_f = \sqrt{\frac{l_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{F_{cr}}}$ Et : $F_{cr} = 0,9 \cdot K_f \cdot E \cdot \frac{t_w^3}{h_w}$ $K_f = 6 + 2 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 = 6 + 2 \left(\frac{540}{640} \right)^2 = 7,42$ $F_{cr} = 0,9 \times 7,42 \times 210 \times \frac{15,5^3}{540} = 9671 \text{ KN}$ Donc : $\lambda_f = 0,37$ $\chi_f = \frac{0,5}{0,37} = 1,35$ $L_{eff} = 1,35 \times 245 = 330,75 \text{ mm}$ D'où : $F_{rd} = \frac{345 \times 330,75 \times 15,5 \times 10^{-3}}{1,1}$ $F_{rd} = 1607,9 \text{ KN}$ $F_{ed} = 125 \text{ KN} < F_{rd} = 1607,9 \text{ KN}$	Vérifié

VIII.3.2. La palée :

L'étude de stabilité est menée pour la configuration la plus défavorable, dans laquelle la palée reprend les charges de deux tabliers auxiliaires de 22 m et 17 m. Ces charges ont été déterminées à partir du modèle numérique élaboré sous Robot.

Vérification à l'ELU:

❖ Nombres de poteaux nécessaires :

La réaction du tablier existant revenant sur la palée est de : $R = 137.72 + 114.76 = 252.48 \text{ t}$

On prend **R=252.48t**

❖ **Poids de la palée :**

Tableau 29: Poids des éléments de la palée

Élément	Poids (t)
Les poteaux	$P(poteau) = 46 \times 6 \times 0,044 \times 7,85 = 96$
Les entretoises de face L60×6 (EF)	$P(EF) = 72 \times 0,89 \times 6,91 \times 10^{-4} \times 7,85 = 0,35$
Les entretoises de profil L60×6 (EP)	$P(EP) = 180 \times 1,16 \times 6,91 \times 10^{-4} \times 7,85 = 1,2$
Les diagonales horizontales L60×6 (DH)	$P(DH) = 120 \times 0,735 \times 7,2 \times 10^{-4} \times 7,85 = 0,5$
Les diagonales verticales L60×6 (DV)	$P(DH) = (150 \times 1,53 + 60 \times 1,29) \times 7,2 \times 10^{-4} \times 7,85 = 1,7$
Les HEB200	$P(HEB200) = (9 \times 8,5 + 20 \times 3,5 + 6 \times 8,3) \times 7,85 \times 7,53 \times 10^{-3} = 12$
Poids total de la palée	$P = 111,75 \rightarrow$ on prend P =120t

❖ **L'effort normal total a la base de la palée :**

$$N_{tot} = P + R = 120 + 2 \times 252.48 = 625t$$

La charge admissible par poteau est estimée à 35,00 t pour un poteau neuf. Toutefois, cette capacité diminue en fonction du nombre d'utilisations et de l'état d'usure du poteau. Une charge admissible réduite d'environ de 13 tonnes.

Donc : $N = \frac{625}{13} = 48$ poteaux

❖ **Vérification de la semelle : (9m ×4m ×1m)**

Condition à vérifier : $\sigma_{ELS} < \sigma_{SOL}$

Poids de la semelle : $P = 9 \times 4 \times 1 \times 2.5 = 90t$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{6e_0}{B} \right)$$

Avec : $e_0 = \frac{M}{N}$

$$M = (137,72 - 114,76) \times 2 \times 0.5 = 22.96 \text{ t.m}$$

$$\text{D'ou : } e_0 = \frac{22,96}{625} = 0,037$$

$$S = 9 \times 4 = 36 \text{ m}^2$$

$$\text{D'ou : } \sigma_{max} = 18.32 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 16.4 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } \sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 17,84 \text{ t/m}^2$$

La contrainte admissible du sol : (détaille de calcul Annexe A)

$$\sigma_{SOL} = 5.855 \text{ bar} \Rightarrow \text{D'où condition vérifiée}$$

Évaluation de tassement : (détaille de calcul Annexe A)

$$S = 2.308 \text{ cm} < 5 \Rightarrow \text{Condition vérifié (SP01)}$$

$$S = 2.371 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié (SP02)}$$

Ferrailage de la semelle :

Soit 6HA16

VIII.3.3. Vérification des camarteaux (1m × 1.2m) : (détaille de calcul Annexe A)

Évaluation de tassement :

$$S = 13.557 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition non vérifié (SP01)}$$

$$S = 13.895 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition non vérifié (SP02)}$$

Solution :

Les vérifications effectuées ont montré que les tassements admissibles ne sont pas satisfaits. Afin de limiter les déformations et d'assurer la stabilité de l'ouvrage, une solution de renforcement du sol par micropieux a été retenue.

VIII.3.4. Vérification de tassement de radier :

$$S = 2.308 \text{ cm} < 5 \Rightarrow \text{Condition vérifié (SP01)}$$

$$S = 4.740 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié (SP02)}$$

VIII.4. Conclusion :

En conclusion, l'étude de vérification des éléments de phasage a permis de s'assurer que le tablier auxiliaire métallique ainsi que la palée métallique présentent une stabilité et une résistance suffisantes pour supporter les sollicitations engendrées par le trafic ferroviaire durant les différentes phases des travaux. Les différentes vérifications effectuées ont montré que les éléments adoptés répondent aux exigences de sécurité et de service imposées pour ce type d'ouvrage provisoire. Ainsi, la solution de phasage retenue garantit le maintien de la circulation ferroviaire dans des conditions satisfaisantes tout en assurant la réalisation de la trémie en toute sécurité.

CHAPITRE IX : EVALUATION ET MODELISATION DES CHARGES ET SOLLICITATIO

IX.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons examiner les charges et surcharges qui s'appliquent à l'ouvrage lorsqu'il s'agit d'un passage inférieur utilisé par une voie ferrée à écartement normal.

Pour cela, nous allons présenter les modèles de charges utilisés pour le trafic ferroviaire, comme l'UIC 71, les chargements SW et le train à vide. Il faut également prendre en compte les charges permanentes causées par les remblais, ainsi que les effets des poussées des terres et les actions hydrauliques qui peuvent se produire. Ces modèles nous permettent de définir les combinaisons fondamentales de chargement à considérer pour l'étude de l'ouvrage.

Une fois ces chargements ajustés avec les coefficients dynamiques appropriés, et complétés par les efforts horizontaux associés, tels que ceux dus à l'accélération, au freinage et aux effets centrifuges, ainsi qu'aux pressions latérales des sols, ils constituent l'ensemble des actions à prendre en compte pour le dimensionnement de l'ouvrage en trémie ferroviaire.

IX.2. Modelé de calcul :

Le calcul du cadre est réalisé par une série de programmes de calcul articulés autour du logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis**, permettant la modélisation, l'analyse des efforts et la vérification de la structure.

IX.2.1. Modélisation du cadre :

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

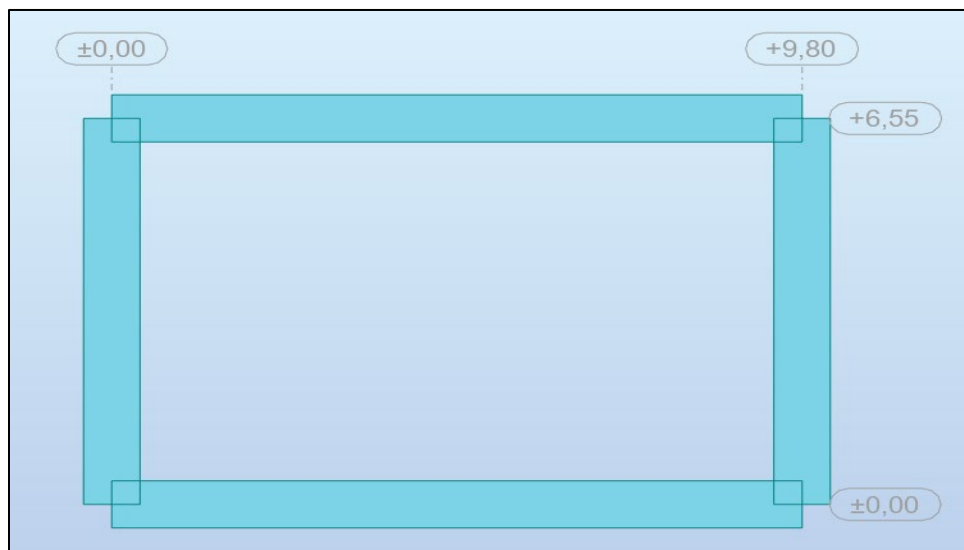


Figure 40: Modélisation 2D du cadre

❖ **Modélisation de Sol de fondation: (Modèle de Winkler)**

Le modèle de Winkler est une approche géotechnique simplifiée pour l'interaction sol-structure, représentant le sol par une série de ressorts élastiques indépendants.

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

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

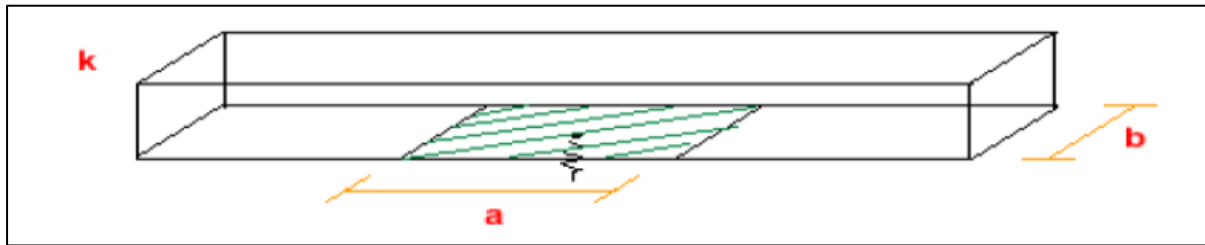


Figure 41: modèle de Winkler

a : distance entre chaque ressort.

b : largeur de la poutre.

Ksol : coefficient de réaction du sol (matériau continue).

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

Tableau IX. : Modélisation de sol de fondation

Tableau 30: Modélisation de sol de fondation

	a(m)	b(m)	Kv sol(t/m3)	Kv ressort(t/m)
Cas normal	1	1	325,6	325,6
Cas accidentels	1	1	651,2	651,2

❖ **Modélisation des remblais latéraux :**

Dans la modélisation, les remblais latéraux sont assimilés à des ressorts horizontaux, dont la rigidité est calculée à partir du module de réaction horizontale du sol.

Tableau 31 : Modélisation des remblais latéraux

	a(m)	b(m)	Kh sol(t/m3)	Kh ressort(t/m)
Ressort 1	1	1	214,1	214,1
Ressort 2	0.5	1	214,1	107,05

IX.2.2. Évaluation des charges et surcharges :

XI.2.2.1. Charges permanentes :

a) Poids propre :

Le poids propre des sections est déterminé en considérant une masse volumique de 25 kN/m³ pour les éléments en béton armé

Tableau 32: Poids propre

Élément	Section (2)		Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/ml)
Pied droit	S1	4,76	25	193,5
	S2	1,44		
	S3	0,05		
Traverse supérieure	S1	8,48	25	245
	S2	0,48		
	S3	0,18		
Radier	5,6		25	140
Poids total				787,956

b) Poids du remblai :

Tableau 33: Poids du remblai

Élément	Section (2)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN/ml)
Remblai	11,024	19	209,456

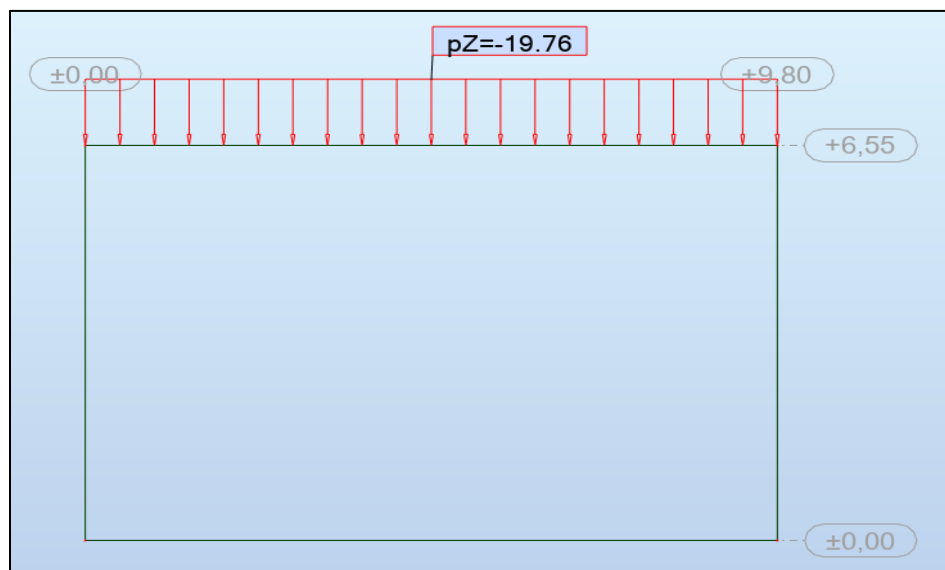


Figure 42: Modélisation du poids de remblai

c) Charge complémentaire permanente :

Tableau 34: Charges complémentaire permanente

Élément	Charges	Poids total (KN/ml)
Rails	1,2 KN/ml	1,2
Ballast	20 KN/m3	14,2
Travers bi blocs	4,2 KN/ml	4,2
Trottoirs	3 KN/m2	0,5
Garde-corps	1 KN/ml	2
Caniveaux	25 KN/m3	4,1
Murettes	25 KN/m3	7,9
Catenaires	2,8 KN/ml	2,8
Chape de béton	25 KN/m3	2,5
CCP		103,875

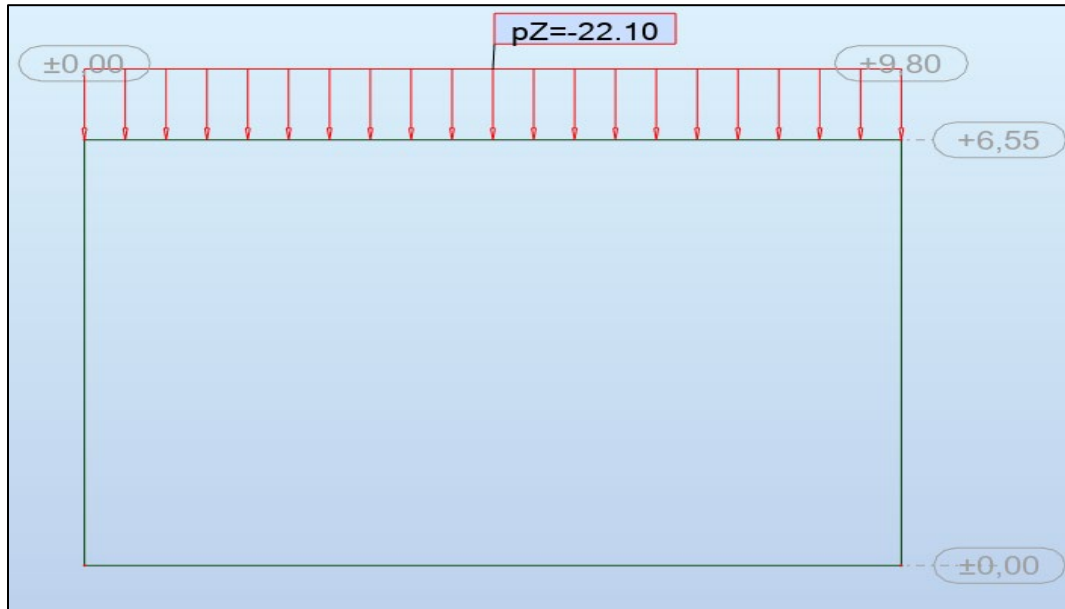


Figure 43: Modélisation de la charge complémentaire permanente CCP

d) 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 $\varphi=30^\circ$ et une densité $\gamma=1,9 \text{ t/m}^3$.

$P_t = K_0 \times \gamma \times h_i \times L$ avec : $K_0=0,5$

Chargement trapézoïdal repartie :

- Pour $h=1,74\text{m}$: $P_t=16,88\text{KN/ml}$
- Pour $h=3,14\text{m}$: $P_t=30,18\text{KN/ml}$
- Pour $h=9,09\text{m}$: $P_t=86,705\text{KN/ml}$

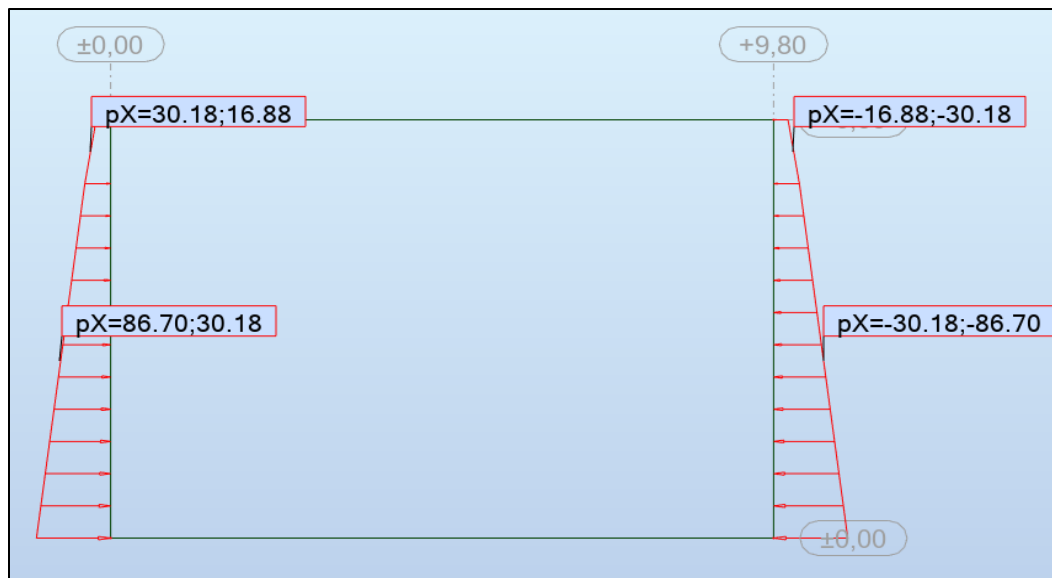


Figure 44: Actions dus aux poussées des terres

XI.2.2.2. Surcharge d'exploitation ferroviaire (EN 1991-2 :2003):

❖ Charges verticales:

- Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois :
 - UIC71
 - SW/0 ; SW/2
 - Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

• Modèle de charge 71(article 6.3.2 de l'EN 1991-2):

Le modèle de charge 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.

Pour le calcul des ouvrages sous rails sur les itinéraires internationaux, les schémas de charges à utiliser sont les suivants :

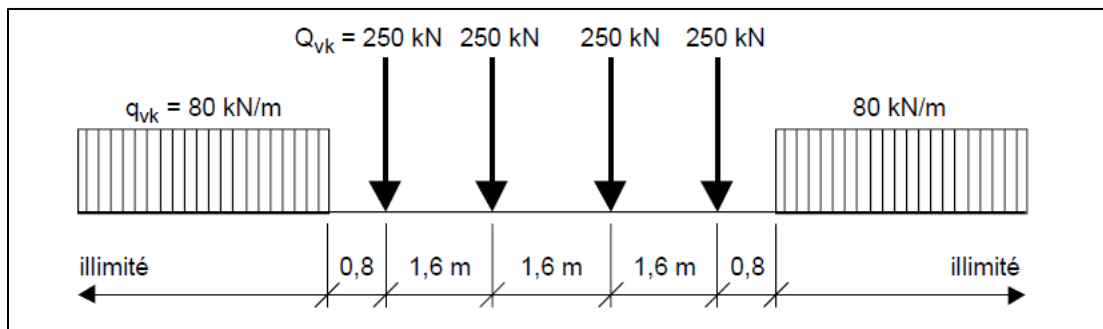


Figure 45 : modèle de charge 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

Les valeurs caractéristiques indiquées dans la figure ci-dessus sont multipliées par un coefficient α sur les lignes acheminant un trafic plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal. Après multiplication par ce coefficient, les charges sont appelées (charges verticales classées) le coefficient α prend l'une des valeurs suivantes : 0,75 – 0,83 – 0,91 – 1,00 – 1,10 – 1,33 – 1,46 .



Figure 46: Modélisation du système de charge UIC 71

- **Modèle de charges SW/0 et SW/2 (Article 6.3.3 de l'EN 1991-2):**

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Le modèle de charges SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges correspond au schéma de la figure ci-dessous, les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent dans le **tableau ci-dessous** :

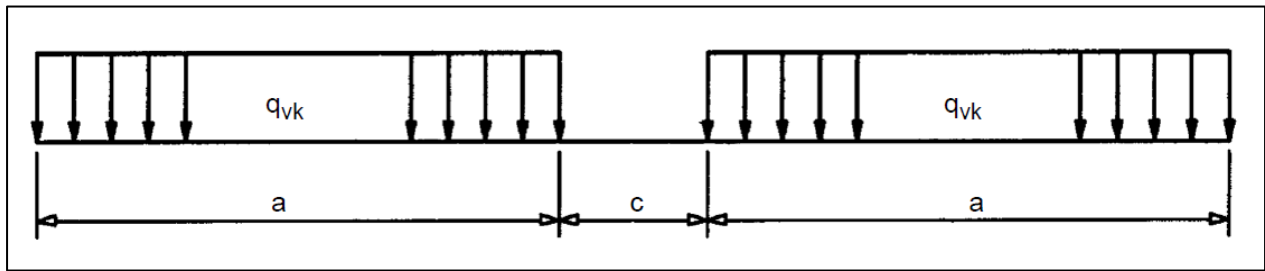


Figure 47: modèles de charges SW/0 et SW/2

Le tableau suivant présente les caractéristiques des charges SW/0 et SW/2 :

Tableau 35: Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2

Modèle de charges	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0



Figure 48: modélisation du système de charge SW/0

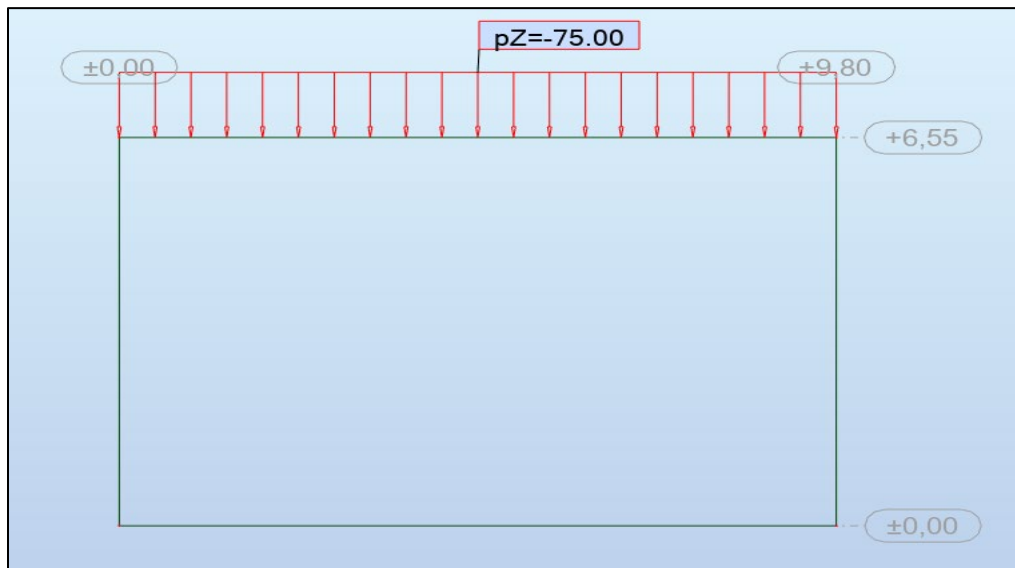


Figure 49: modélisation du système de charge SW/2

- **Modèle de charges « Train à vide » (Article 6.3.4 de l'EN 1991-2):**

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé "Train à vide". Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 10,0 KN/m.

- ❖ **Charges horizontales :**

- **Effort de lacet :**

L'effort de lacet est considéré comme un effort concentré agissant dans un plan horizontal, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement que dans celui des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à $Q_{sk} = 100 \text{ KN}$.

- **Effort de déraillement :**

Il faut envisager deux cas :

- **Situation I :** les véhicules déraillés restent sur le tablier, retenus par le rail voisin ou muret.

Il faut éviter l'effondrement d'une grande partie de la structure, mais des dommages locaux peuvent être tolérés.

Les parties intéressées doivent être dimensionnées pour des charges concentrées dans l'état accidentel de valeur : $\alpha \times 0,7 \times \text{UIC71}$ (avec $\alpha = 1$)

Application numérique:

$$QA1d = 1 \times 0,7 \times 250 = 175 \text{ KN}$$

$$qA1D = 1 \times 0,7 \times 80 = 56 \text{ KN/m}$$

- **Situation II** : les véhicules déraillés sont en équilibre sur le bord du pont, sollicitant

Le bord de la superstructure (hors éléments non structuraux tels que les passerelles).

Pour la Situation de Conception II, qui correspond au déraillement de véhicules ferroviaires restant en équilibre sur le bord du pont et sollicitant le bord de la superstructure (hors éléments non structuraux tels que les passerelles), l'ouvrage ne doit pas se renverser ni s'effondrer.

La stabilité globale est contrôlée pour une longueur maximale de 20m soumise à une charge verticale uniformément répartie : $\alpha \times 1,4 \times \text{UIC71}$ appliquée le long du bord de la charpente.

Application numérique:

$$qA2D = 1 \times 1,4 \times 80 = 112 \text{ KN/m}$$

- **Effort due aux actions de démarrage et de freinage :**

Les efforts de démarrage et de freinage agissent au sommet des rails dans le sens longitudinal de la voie. Ils sont considérés comme uniformément répartis sur la longueur d'influence correspondante $L_{a,b}$ pour les effets de traction et de freinage sur l'élément de structure considéré. Le sens des forces de traction et de freinage doit tenir compte du (des) sens de circulation autorisé(s) sur chaque voie.

Les valeurs caractéristiques des forces de démarrage et de freinage sont définies comme suit :

Force de démarrage :

$$Q_{lak} = 33 \text{ (KN/m)} L(m) \leq 1000 \text{ KN pour le schéma de charges UIC71 et SW.}$$

Force de freinage :

- $Q_{lbk} = 20 \text{ (KN/m)} \times L(m) \leq 6000 \text{ KN}$ pour les schémas de charges UIC 71 ; SW/0
- $Q_{lbk} = 35 \text{ (KN/m)} \times L(m)$ pour le modèle de charge SW/2.

Avec: L : longueur de la partie d'ouvrage chargée.

Tableau 36: Les forces de démarrage et de freinage

	Schéma de charge	UIC 71	SW/0	SW/2
Force de démarrage	Q_{lak} (KN)	349,8	349,8	323,4
Force de freinage	Q_{lbk} (KN)	212	212	371

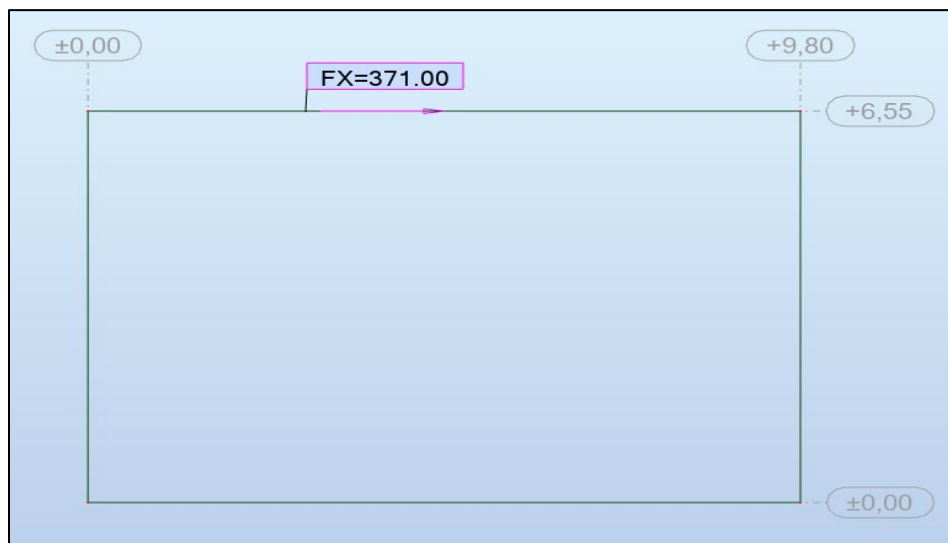


Figure 50: Force de freinage

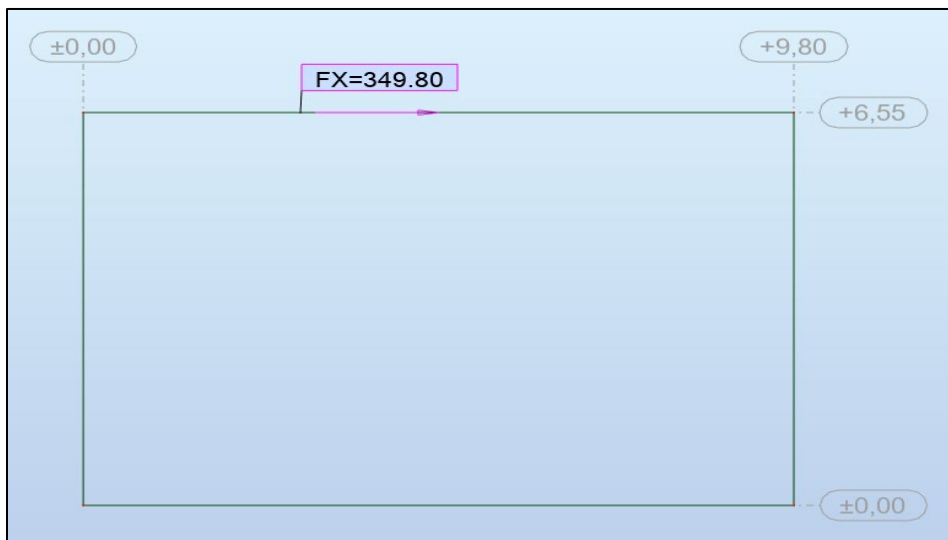


Figure 51: Force de démarrage

XI.2.2.3. Surcharges d'exploitation routière (sur le passage inférieur):

Les charges du trafic agissant sur le passage inférieur ont été modélisées conformément aux règles applicables aux ouvrages d'arts routiers, en considérant le radier comme un tablier supportant directement la circulation.

- **Classe du pont :**

La largeur roulable du pont $\geq 7\text{m}$ donc : pont de classe I

- **Système de charge A :**

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l + 12} = 2,3 + \frac{360}{9 + 12} = 19,44 \text{ KN/m}^2$$

l : la longueur chargée = 1 ml

A = a1. a2. **A(l) avec** : a1 = 1 et a2 = V0/V = 3,5/3,5 = 1

❖ **V** : largeur de voie

D'où : A = 19,44 KN/ml

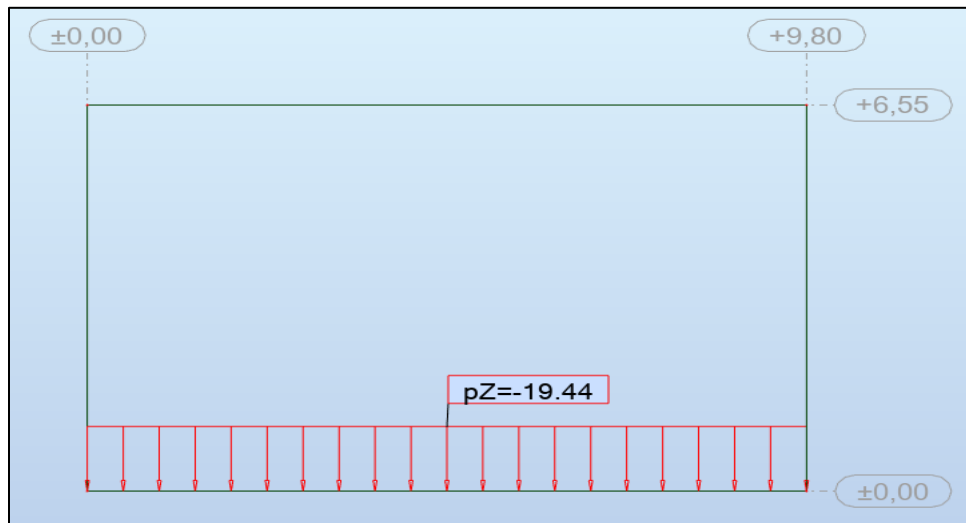


Figure 52: modélisation du système de charge Al

- **Système de charge Bc :**

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.

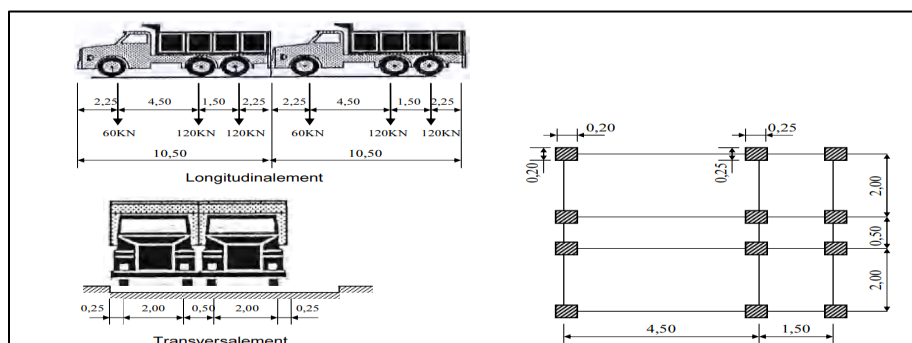


Figure 53 : Système de charge Bc

Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{Q}} \rightarrow \delta = 1,51$$

- ❖ **L** : portée de la travée $L = 1 \text{ ml}$
- ❖ **G** : poids total de radier de 1m de largeur +le remplissage revêtement = 155,4 KN/ml
- ❖ **Q** : Le poids total des essieux de système Bc qu'il est possible de déposer

$Q = (bc \cdot Bc) = 1,1 \times 240 = 264 \text{ t}$ avec : $bc=1.1$ pour 2 voies chargées.

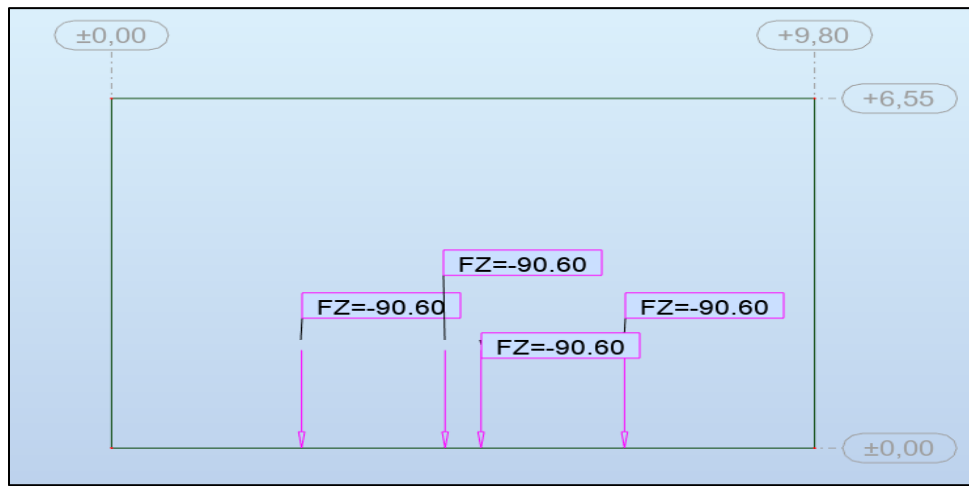


Figure 54: modélisation de la charge Bc

• **Système de charge 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 ;

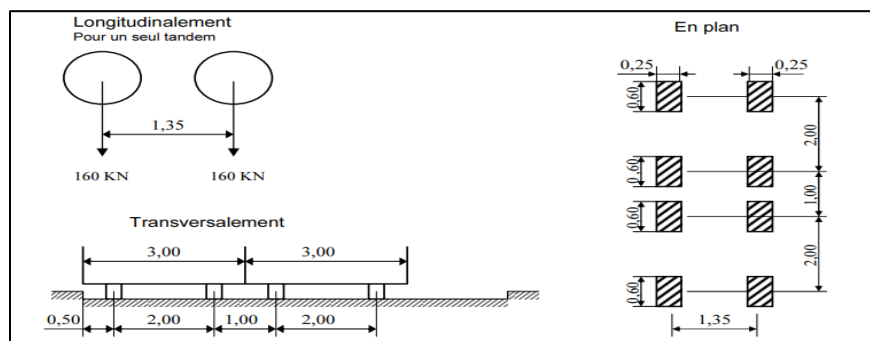


Figure 55 : Système de charge Bt

Détermination du coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{Q}} \rightarrow \delta = 1,56$$

- ❖ **L** : portée de la travée $L = 1 \text{ ml}$
- ❖ **G** : poids total de radier de 1m de largeur +le remplissage revêtement = 155,4 KN/ml
- ❖ **Q** : Le poids total des essieux de système Bt qu'il est possible de déposer

$Q = (\text{bt. Bt}) = 1,2 \times 320 = 384 \text{ t}$ avec : bt=1.2 Pour 2 voies chargées.

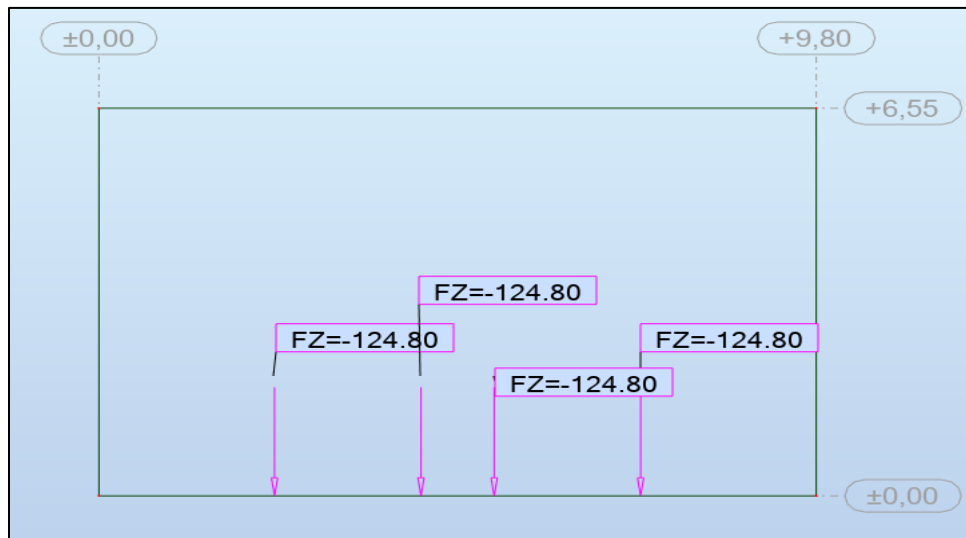


Figure 56: modélisation de la charge Bt

XI.2.2.4. Action de séisme:

- Le cas sismique sera étudié suivant le RPOA
- Le coefficient d'accélération de zone A=0.30 (Groupe de pont 2 et zone sismique III)

$K_h=0.3$ et $K_v=0.3 \times K_h=0.3 \times 0.3=0.09$

Principe général:

- Les sollicitations dues à une accélération horizontale se décomposent en actions actives et réactions passives.
- Les sollicitations actives comprennent l'incrément de poussée des terres, les forces d'inertie engendrées par l'accélération horizontale de l'ouvrage ainsi que le frottement du remblai situé au niveau de la traverse supérieure.
- Les réactions passives sont constituées de la force de butée du sol et du frottement à la base de l'ouvrage.

- La force de butée du sol est généralement négligée dans les calculs, car sa mobilisation nécessite des déplacements importants de la structure.
- Le frottement sous l'ouvrage est également négligé afin d'adopter une approche conservatrice dans l'analyse sismique de la trémie.

❖ **Force d'inertie de la structure:**

La force d'inertie appliquée par unité de volume sur un élément de sol de poids volumique γ est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \gamma \times K_h(\text{inertiel}) = 25 \times 0,3 = 7,5 \text{ KN/m}^3$$

Où K_h représente le coefficient d'accélération horizontale (effet inertiel)

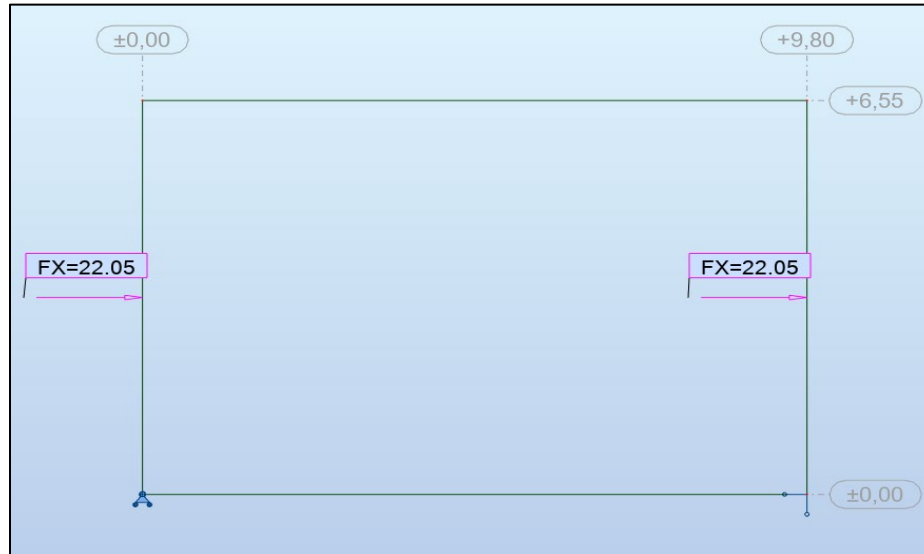


Figure 57: Modélisation de la force d'inertie de la structure

❖ **L'incrément dynamique de poussée active qui s'exerce sur les PDL:**

$$\Delta F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma H^2 ((1 \pm K_v) K_{ad} - K_a)$$

Avec :

- K_a : pression du sol en situation normale (statique).
- K_{ad} : pression du sol en situation sismique (dynamique).
- $H = 7,35 \text{ m}$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

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

Avec : $\theta^+ = \arctg \frac{Kh}{1+Kv}$ et $\theta^- = \arctg \frac{Kh}{1-Kv}$

D'où : $\theta^+ = 15.38^\circ \rightarrow K_{ad} = 0,54$

$\theta^- = 18.25^\circ \rightarrow K_{ad} = 0,6$

Donc : pour $H = 7,35\text{m}$: $\Delta F_{ad} = 132,72 \text{ KN/m}$

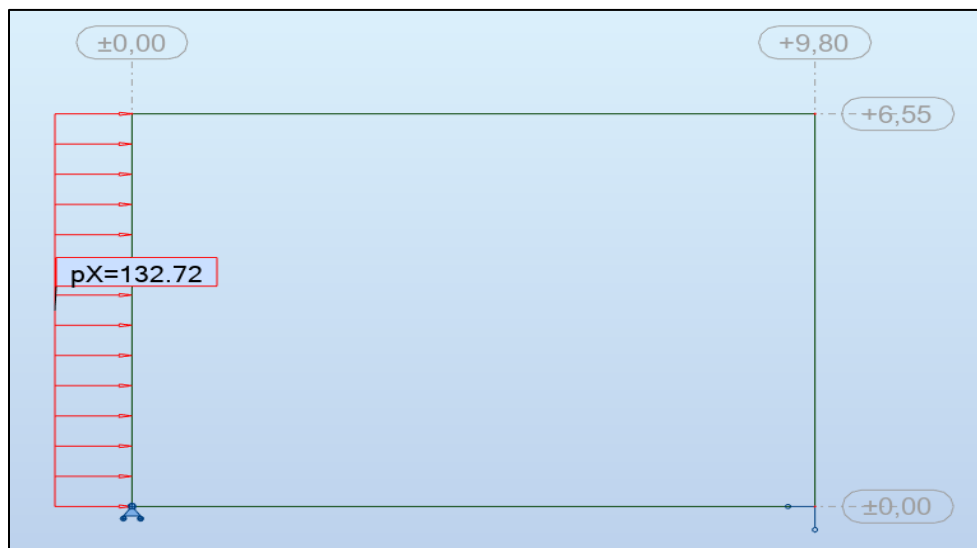


Figure 58: Modélisation de l'incrément dynamique de poussée active

❖ La force d'inertie sur le remblai:

$$S_r = \frac{1}{2} \times \gamma \times H r^2 (K_{ad} - K_{pd}) + \gamma \times Kh \times Hr \times L$$

Avec :

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

D'où : Pour $\theta^+ = 15.38^\circ \rightarrow K_{pd} = 2,47$

Pour $\theta^- = 18.25^\circ \rightarrow K_{pd} = 2,35$

Donc : pour $H_r = 1,04\text{m}$: $S_r = 44,86 \text{ KN/m}$.

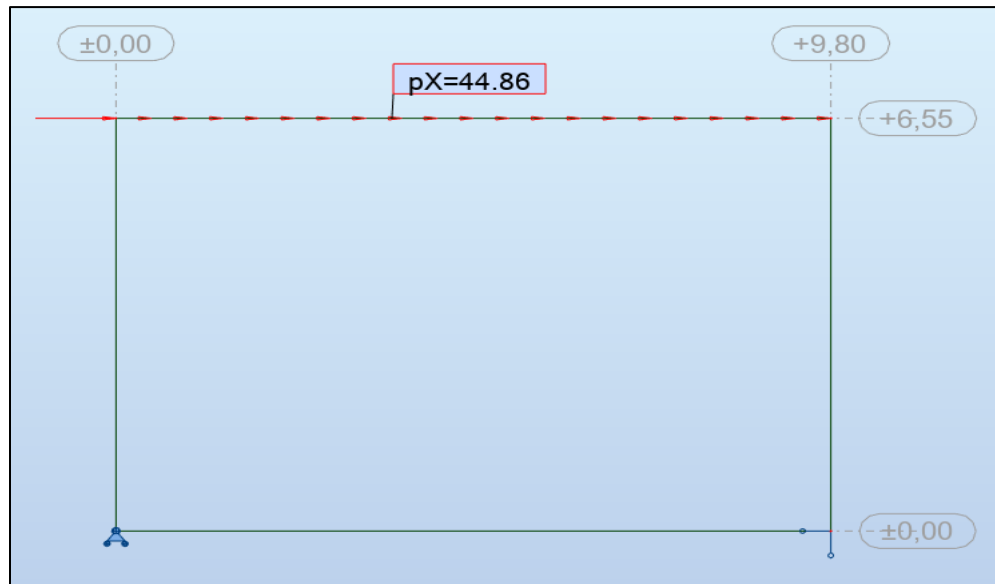


Figure 59: Modélisation de la force d'inertie du remblai

X.3. Cas des charges :

- Poids propre (élément en béton) G
- Poussée des terres (cas 01)
- Charge complémentaire permanente (remblai + équipements de la voie ferre) (cas 02)
- Poussée dynamique (cas 03)
- UIC 71 : charge ferroviaire au-dessus du cadre
- SW/0 : charge ferroviaire au-dessus du cadre
- SW/2 : charge ferroviaire au-dessus du cadre
- AL : Charges sur passage inférieur
- Bc: Charges sur passage inférieur
- Bt : Charges sur passage inférieur
- Qv et Qh
- Force d'inertie de la structure
- Incrément dynamique des poussées actives
- Force d'inertie sur remblai

X.3.1. Combinaison des charges :

L'ELU :

- **Comb 1** : $1.35 (G + \text{cas1} + \text{cas2}) + 1.45 \text{ UIC} + 1.16 \text{ Al}$
- **Comb 2** : $1.35 (G + \text{cas1} + \text{cas2}) + 1.45 \text{ UIC} + 1.16 \text{ Bc}$
- **Comb 3** : $1.35 (G + \text{cas1} + \text{cas2}) + 1.45 \text{ UIC} + 1.16 \text{ Bt}$
- **Comb 4** : $1.35 (G + \text{cas1} + \text{cas2}) + 1.45 \text{ SW/0} + 1.16 \text{ Al}$

- **Comb 5** : $1.35 (G+cas1+cas2) + 1,45 SW/0 + 1,16 Bc$
- **Comb 6** : $1.35 (G+cas1+cas2) + 1,45 SW/0 + 1,16 Bt$
- **Comb 7** : $1.35 (G+cas1+cas2) + 1,35 SW/2$

L'ELS :

- **Comb 1** : $(G+cas1+cas2) + UIC + 0,8 Al$
- **Comb 2** : $(G+cas1+cas2) + UIC + 0,8 Bc$
- **Comb 3** : $(G+cas1+cas2) + UIC + 0,8 Bt$
- **Comb 4** : $(G+cas1+cas2) + SW/0 + 0,8 Al$
- **Comb 5** : $(G+cas1+cas2) + SW/0 + 0,8 Bc$
- **Comb 6** : $(G+cas1+cas2) + SW/0 + 0,8 Bt$
- **Comb 7** : $(G+cas1+cas2) + SW/2$

L'ELA :

- **Comb 1** : $G + \text{inertie de la structure} + \text{incrément dynamique} + \text{inertie sur remblai} + 0,3UIC$
- **Comb 2** : $G + \text{inertie de la structure} + \text{incrément dynamique} + \text{inertie sur remblai} + 0,3SW0$
- **Comb 3** : $G + \text{inertie de la structure} + \text{incrément dynamique} + \text{inertie sur remblai} + 0,3SW2$

Évaluation des sollicitations :

Présentation du cas le plus critique :

L'ELU :

Moment fléchissant :



Figure 60: Diagramme de moment maximal à l'ELU

Effort tranchant :



Figure 61: Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU

Effort normale :



Figure 62: Diagramme de l'effort normal maximal à l'ELU

L'ELS :

Moment fléchissant :



Figure 63: Diagramme de moment maximal a l'ELS

Effort tranchant :



Figure 64: Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELS

Effort normale :

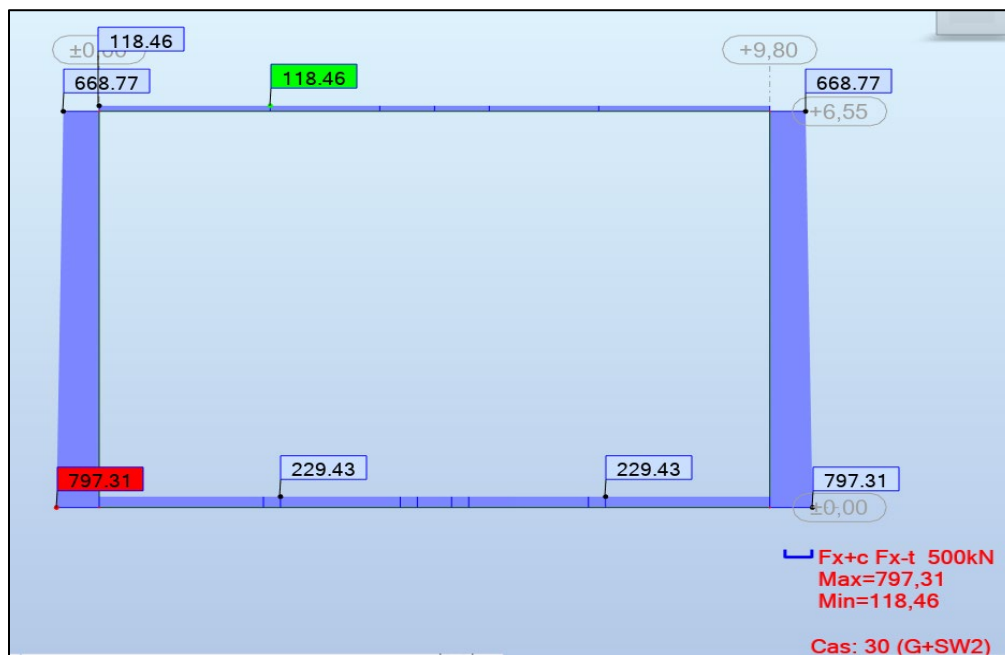


Figure 65: Diagramme de l'effort normal maximal à l'ELS

L'ELA :

Moment fléchissant :

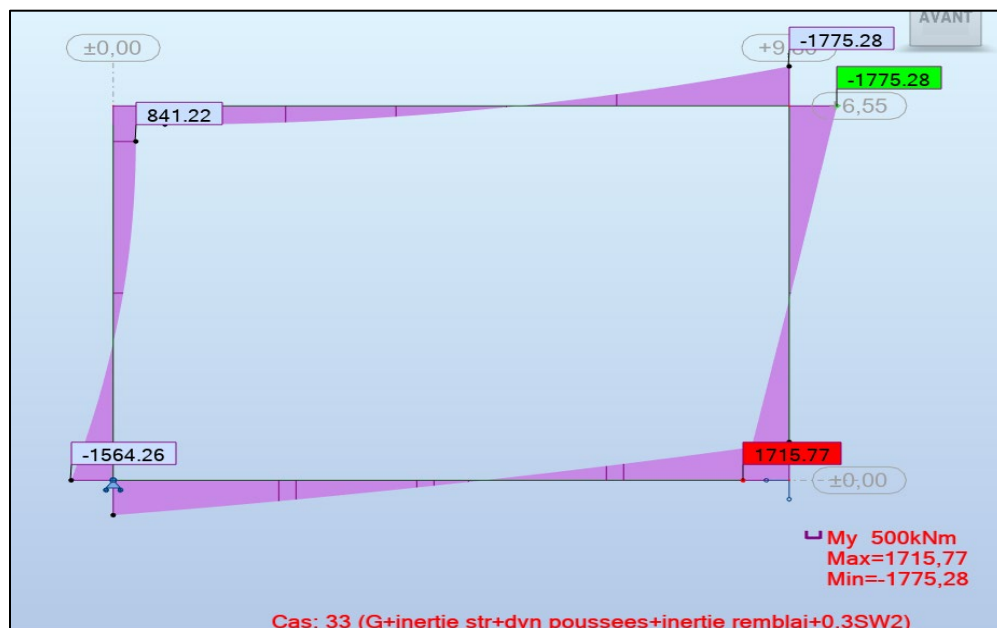


Figure 66: Diagramme de moment maximal à l'ELU sismique

Effort tranchant :

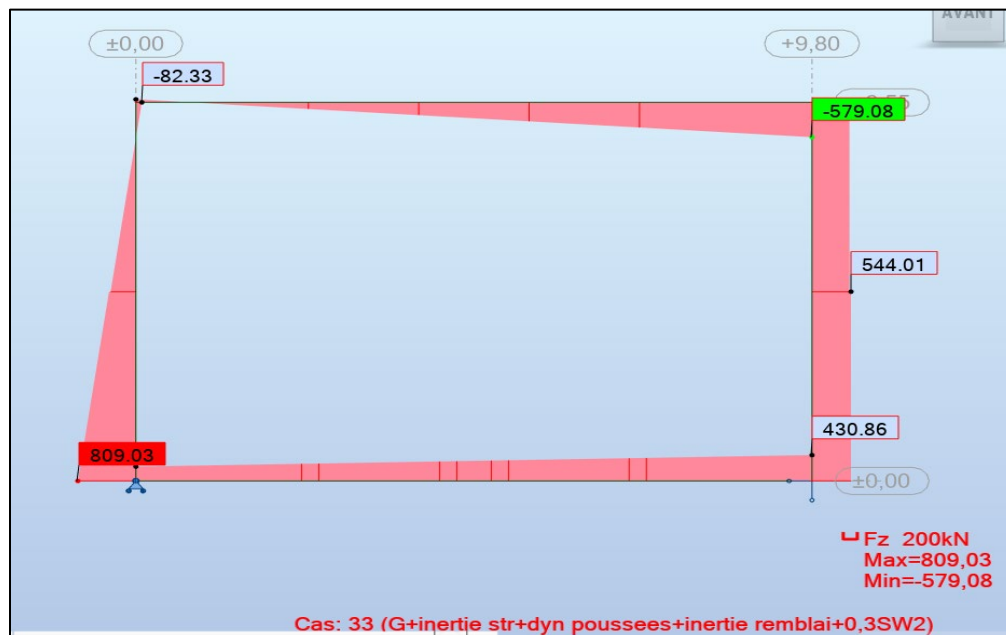


Figure 67: Diagramme de l'effort tranchant maximal à l'ELU sismique

Effort normale :

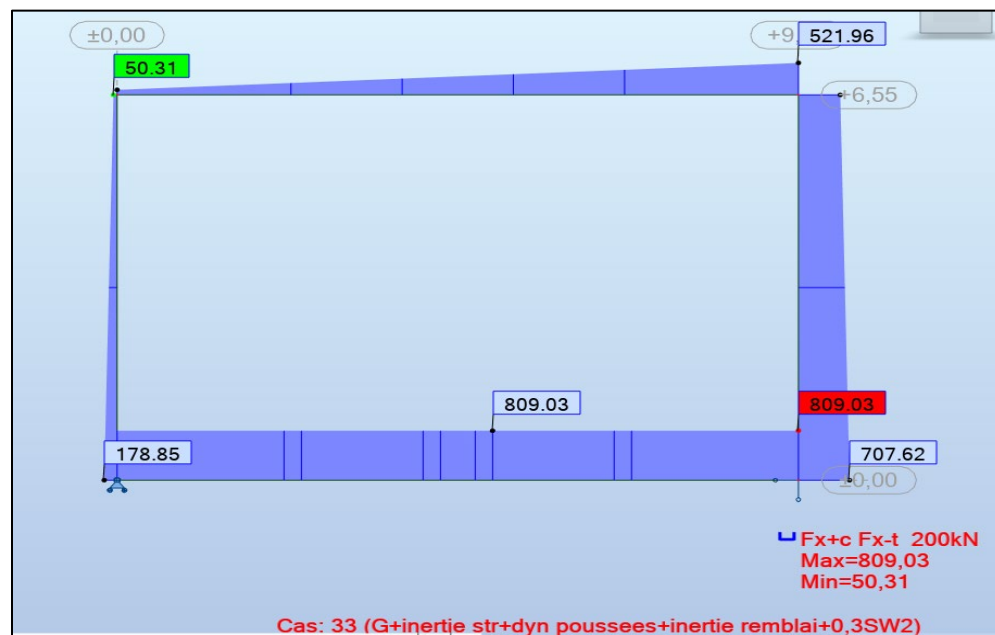


Figure 68: Diagramme de l'effort normal maximal à l'ELU sismique

IX.4. Ferrailage du cadre :

Après dimensionnement sous Robot Structural Analysis Expert, le plan de ferrailage retenue est présente ci-dessous : (détails de calcul dans l'annexe C)

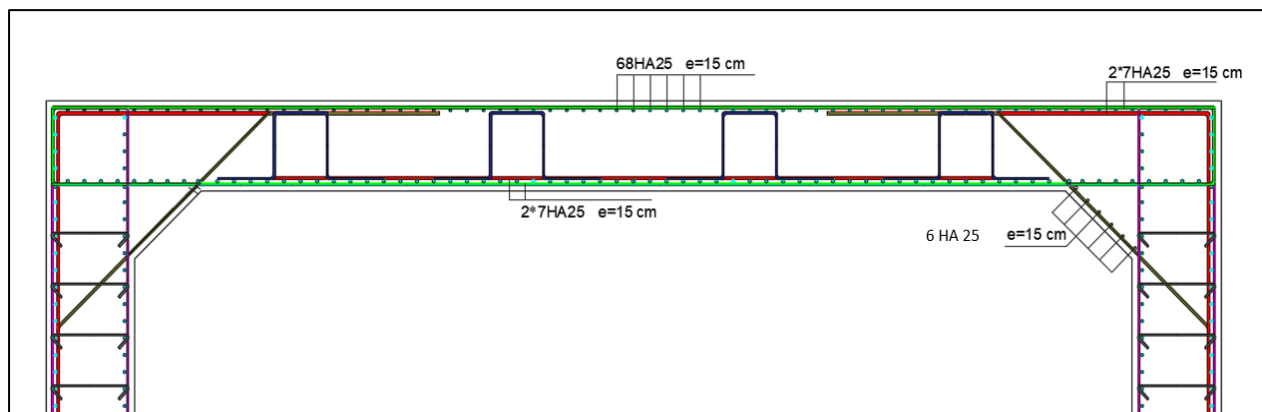


Figure 69: plan de ferrailage de la traverse supérieure

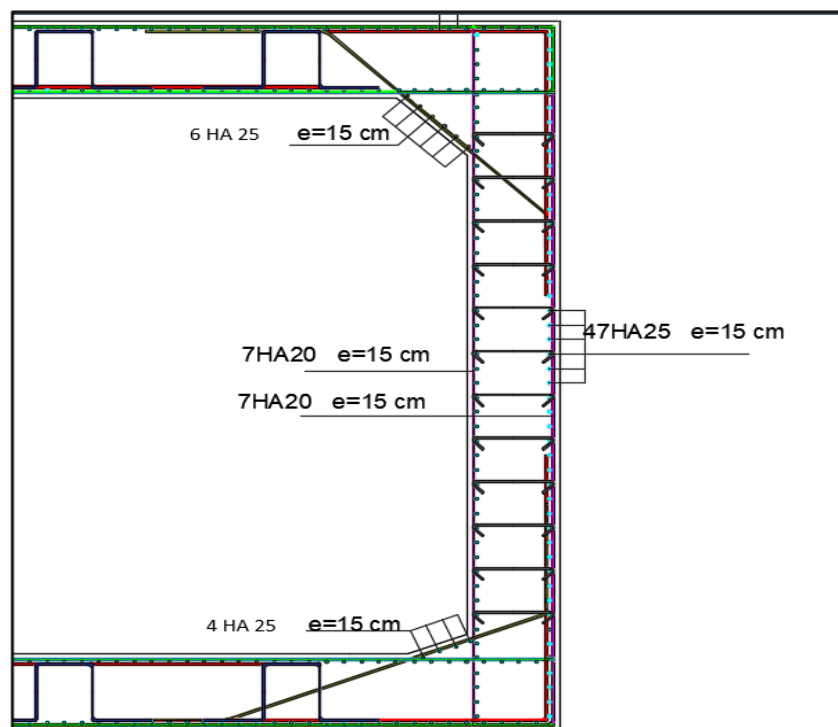


Figure 70: Plan de ferrailage du pieds droits

IX.5. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, les différentes charges et sollicitations agissant sur l'ouvrage ont été évaluées et modélisées conformément aux règlements en vigueur. L'analyse structurale a permis de déterminer les efforts et moments de calcul les plus défavorables, qui ont servi de base au

dimensionnement et au ferrailage du cadre. Les résultats obtenus garantissent ainsi la résistance et le bon comportement de l'ouvrage dans les différentes situations de fonctionnement.

CHAPITRE X :
VERIFICATION DE LA
STABILITE DES ECRANS
EN PIEUX

X.1.Introduction :

Dans le cadre de ce projet, les vérifications géotechniques et structurales des écrans de soutènement ont été réalisées à l'aide du logiciel GEO5, en s'appuyant sur la méthode des coefficients de réaction (modèle MISS : Modèle d'Interaction Sol–Structure).

Cette approche permet de représenter le comportement du sol par des ressorts élastiques répartis le long de l'écran, simulant ainsi la réaction du terrain en fonction des déplacements de la structure.

Le projet comporte deux configurations distinctes :

- ❖ **Une partie couverte** : constituée d'un écran de pieux stabilisé par des tirants d'ancrage.
- ❖ **Une partie ouverte** : constituée d'un écran de pieux contreventé par des butons et des liernes.

Les vérifications ont été réalisées conformément aux exigences des normes :

- NF EN 1997-1 (EC 07-calcul géotechnique).
- NF P 94-282 (justification des écrans de soutènement).
- NF EN 1992-1-1 (EC 02-calcul des structures en béton).
- NF EN 1993-1-1 (EC 03-calcul des structures en aciers)
- RPOA 2008-Règlement parasismique des ouvrages d'arts.
- Guide TA2020- Règles professionnelles relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance des tirants d'ancrage.

Les analyses portent à la fois sur :

- ❖ **La stabilité externe de l'ouvrage (GEO)** : Vérification de la stabilité géotechnique du massif de sol encaissant l'ouvrage Vis-à-vis aux mécanismes de ruines suivants :
 - Instabilité globale
 - Défaut de butée
 - Rupture du fond de fouille
- ❖ **La stabilité interne et structurale des différents éléments (STR)** :
 - Justification du dimensionnement des éléments constitutifs (Pieux, tirant, butons, liernes. Etc.).
 - Les déplacements de l'écran.

X.2. Les vérifications (NF P 94-282) :

- ❖ **Stabilité globale** :

Dans le cas des écrans de soutènement ancrés, la stabilité générale est vérifiée en considérant des surfaces de rupture circulaires situées derrière les pieux. Cette vérification relève des états limites géotechniques (**GEO**) et est réalisée conformément au **NF P94-282**.

Elle consiste à s'assurer que les efforts susceptibles de provoquer le glissement du massif de sol sont compensés par la résistance au cisaillement du sol, en tenant compte de l'effet stabilisateur des tirants.

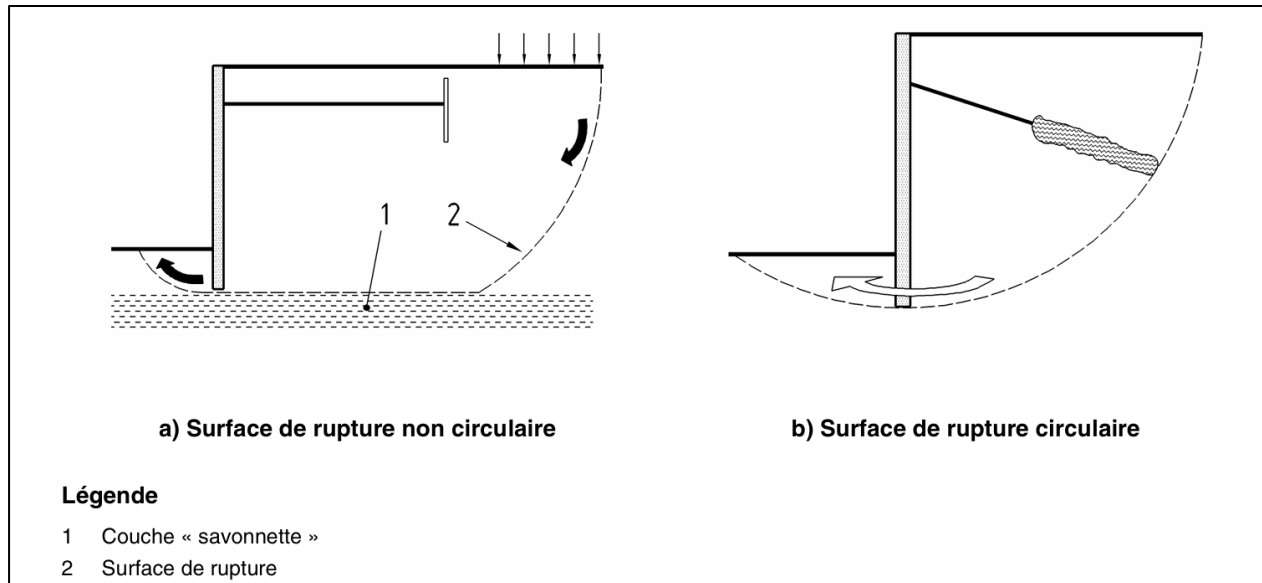


Figure 71: Exemples de mécanismes de rupture monobloc pouvant provoquer une instabilité d'ensemble d'un écran-source

Les analyses de stabilité ont été élaborées selon le principe de l'équilibre limite, suivant la version de Bishop de la méthode des tranches.

Les vérifications ont été menées selon les situations du projet suivantes :

- Situation durable et transitoire (en conditions normales à long terme).
- Situation sismiques (séisme pesant et séisme allégeant, à long terme).

- **Facteur de sécurité :**

Les vérifications de stabilité ont été effectuées conformément à l'**Approche 3 de l'Eurocode 7 (AC3)**. Cette approche consiste à Pondérer les paramètres de résistance au cisaillement du sol.

Les propriétés de résistance du sol sont pondérées par les coefficients de l'ensemble M2 :

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

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

• **Le facteur partiel de modèle γ_{Rd} :**

Le facteur partiel de modèle $\gamma_{R,d}$, lié au caractère transitoire de l'ouvrage et à sa sensibilité aux déformations, n'a pas été pris en compte dans la modélisation. L'ouvrage étant classé en catégorie géotechnique 2 (CG2), il est recommandé d'adopter les valeurs préconisées par la norme NF P 94-282.

Tableau 37: Valeurs minimales recommandées pour le facteur modèle NF P 94-282

	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	$\gamma_{R;d} = 1,00$	$\gamma_{R;d} = 1,00$

➤ $FS \geq 1.20$ pour tous les cercles de rupture (situation durable et transitoire).

➤ $FS \geq 1.0$ pour tous les cercles de rupture (situation sismique).

❖ **Défaut de butée (article 4.2.2) :**

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.

Les mécanismes de rupture peuvent dans ce cas se décliner en basculement autour :

- D'un centre de rotation situé sous le fond de fouille dans le cas d'un écran en console.
- D'un appui en pied, ou d'un appui en tête, dans le cas d'un écran avec un niveau d'appui.

❖ **Instabilité d'origine hydraulique du fond de l'excavation (article 4.2.6) :**

La ruine d'un écran en liaison avec la pression de l'eau interstitielle et son écoulement autour de celui-ci est un risque important lorsque les conditions hydrogéologiques sont défavorables. La rupture du terrain en pied de l'écran peut se produire par :

- Soulèvement hydraulique global du terrain en fond de fouille dû à la poussée d'Archimède.
- Annulation de la butée du terrain en fond de fouille due aux forces d'écoulement.
- Érosion interne et érosion régressive dues aux circulations d'eau.

❖ **Les déplacements (article 4.3):**

Les déplacements de l'écran de soutènement, au cours de sa construction et de son exploitation, peuvent engendrer des désordres aussi bien sur la structure que sur les ouvrages avoisinants. Il est donc nécessaire de fixer une limite admissible et de prévoir des mesures préventives.

Dans ce cadre, le déplacement maximal de l'écran est limité à **20 mm**, en tenant compte de la sensibilité structure voisines et de la présence d'ouvrages situés dans sa zone d'influence.

❖ **Vérification de la structure :**

a) Vérification à la flexion

Les pieux sont soumis à des moments fléchissant générés par les poussées des terres et les efforts transmis par les tirants.

Condition à vérifier :

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

- M_{Ed} : moment sollicitant obtenu à partir de modèle MISS.
- M_{Rd} : moment résistant de la section en béton armé.

b) Vérification au cisaillement

Les pieux sont également soumis à des efforts tranchants importants durant les différentes phases d'excavation.

Condition à vérifier :

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

- V_{Ed} : effort tranchant sollicitant.
- V_{Rd} : effort tranchant résistant.

X.2.1. Vérification des tirants :

Les tirants d'ancrage sont vérifiés vis-à-vis de :

- La résistance de l'armature.
- La résistance à l'arrachement.
- La stabilité du massif d'ancrage.

❖ **Vérification de la résistance de l'armature**

La résistance des tirants est vérifiée par :

$$T_{Rd} > T_{Ed}$$

- T_{Ed} : effort de traction obtenu sous GEO5 ;
- T_{Rd} : résistance de calcul du tirant.

❖ **Vérification à l'arrachement**

La résistance du terrain autour de la zone scellée doit satisfaire :

$$R_e > T_{Ed}$$

- R_e : résistance d'arrachement du terrain.

❖ **Vérification du massif d'ancrage**

La longueur scellée des tirants doit être située hors de la zone active afin d'assurer un transfert correct des efforts vers le terrain stable.

X.2.2. Résistance des butons en béton armé :

Les butons sont des éléments horizontaux travaillant principalement à la compression. Ils assurent la reprise des efforts horizontaux transmis par les écrans de soutènement durant les différentes phases d'excavation.

Les vérifications des butons portent principalement sur :

- La résistance à la compression.
- La stabilité au flambement.

❖ **Vérification à la compression**

La vérification consiste à comparer l'effort normal appliqué par les écrans de pieux sur les butons avec la résistance de calcul de la section :

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

- N_{Ed} : effort normal de compression ;
- N_{Rd} : résistance de calcul du bouton.

❖ **Résistance au flambement**

Les butons étant des éléments comprimés, une vérification de leur stabilité au flambement est nécessaire afin de prévenir tout phénomène d'instabilité sous l'effet des efforts de compression.

La condition à vérifier est : $N_{ed} \leq N_{cr}$

- N_{ed} : l'effort normal de calcul.
- N_{cr} : la charge critique de flambement.

X.2.3. Stabilité structurale des liernes (Poutre de couronnement) :

Les liernes sont des poutres horizontales en béton armé assurant la transmission et la répartition des efforts des butons vers les pieux.

Les vérifications des liernes portent principalement sur :

- La résistance à la flexion.
- La résistance au cisaillement.

❖ Vérification à la flexion

La vérification à la flexion consiste à comparer le moment sollicitant au moment résistant de la section :

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

- M_{Ed} : moment sollicitant ;
- M_{Rd} : moment résistant de la section.

Le dimensionnement des armatures longitudinales est effectué conformément aux prescriptions de l'Eurocode 2.

❖ Vérification au cisaillement

Les efforts tranchants appliqués aux liernes doivent rester inférieurs à la résistance au cisaillement des sections :

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

- V_{Ed} : effort tranchant sollicitant ;
- V_{Rd} : résistance au cisaillement de la section.

Les armatures transversales assurent la résistance des liernes vis-à-vis des efforts tranchants.

X.3. Modélisation et vérification des écrans de pieux :

Dans GEO5, le coefficient de réaction horizontale K_h a été évalué selon la méthode de Schmitt à partir des paramètres géotechniques du sol. Cette approche permet de représenter l'interaction sol-structure et d'analyser le comportement des pieux sous les sollicitations horizontales.

Ce coefficient est calculé à partir de la formule suivante :

$$k_h = 2 \frac{\left(\frac{E_M}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{\left(\frac{E_{str} I_{str}}{B_0} \right)^{\frac{1}{3}}}$$

X.3.1. La partie couverte :

- Caractéristiques géométriques de l'écran de soutènement de type EC01C :

Tableau 38: Caractéristiques géométriques de EC01C

Élément	Valeurs
Longueur des pieux armés (m)	23
Hauteur d'excavation (m)	9,09
Entraxe entre pieux (m)	1,4
Diamètre des pieux (m)	1,2
Type de structure	Ancré (tirants)

- Caractéristiques géométriques des tirants :

Tableau 39: Caractéristiques des tirants

Appui (tirant)	Tirant 1
Type de tirant	Précontraint
Profondeur (m)	2,5
Longueur libre (m)	8
Longueur d'ancrage (m)	20
Inclinaison (°)	30
Espacement des tirants (m)	1,4
Diamètre des torons (mm)	15,7
Nombre de torons	7
Force de précontrainte (kN)	500
Diamètre de scellement (mm)	300
Résistance unitaire de frottement sol-coulis (kPa)	100

X.3.1.1. Vérification de la stabilité externe des écrans :

Phase de construction (situation transitoire) :

La situation transitoire correspond aux différentes phases d'excavation et de mise en place des systèmes de soutènement. Les résultats obtenus sous GEO5 pour les différentes phases sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 40: Récapitulatif des résultats des différents phases d'excavation en situation transitoire

	Phase 1 (Initiale)	Phase 2 (excavation - 2.70m)	Phase 3(mise en place 1 ^{er} tirant)	Phase 5 (exc finale - 9.09m)
Déplacement max	2,1 mm	5.6 mm	5 mm	8,5 mm
Tassement	0 mm	4,5 mm	1,3 mm	6,8 mm
Stabilité globale (Bishop)	FS=11,70	FS=4,99	FS=4,98	FS=1,78

❖ Présentation du phase critique :

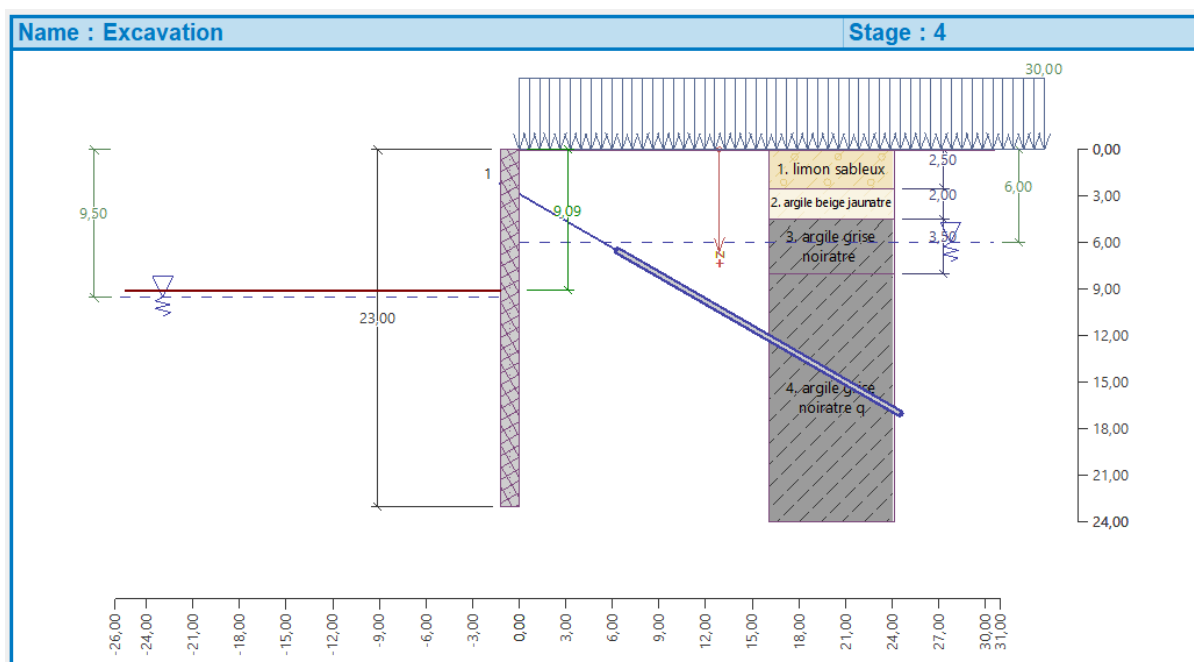


Figure 72: Modèle de calcul de l'écran en pieux ancrés à la phase finale d'excavation EC 01 C (phase transitoire)

❖ Vérification de la stabilité générale :

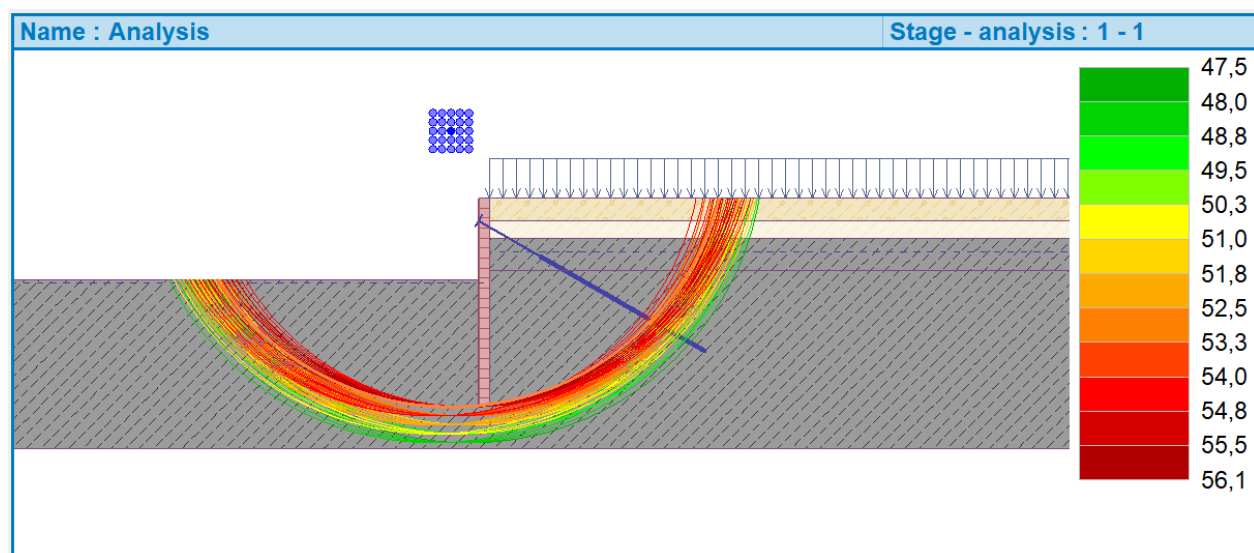


Figure 73 : Vérification de la stabilité globale par méthode de Bishop EC 01C (phase transitoire).

Analyse des efforts internes et des déformations :

❖ Stabilité interne :

La figure suivante montre :

La distribution des pressions des terres (actives, au repos et passives) et le profil des déplacements de l'écran. Ainsi que les efforts développés dans le tirant et les déplacements correspondants.

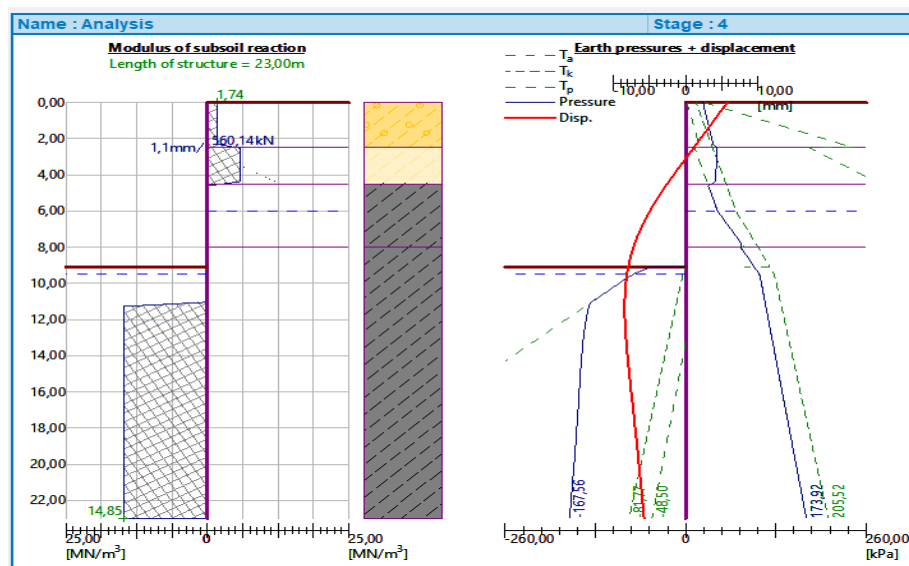


Figure 74: Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) EC 01C (phase transitoire)

❖ **Efforts interne :**

La figure suivante montre :

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants agissant sur l'écran.

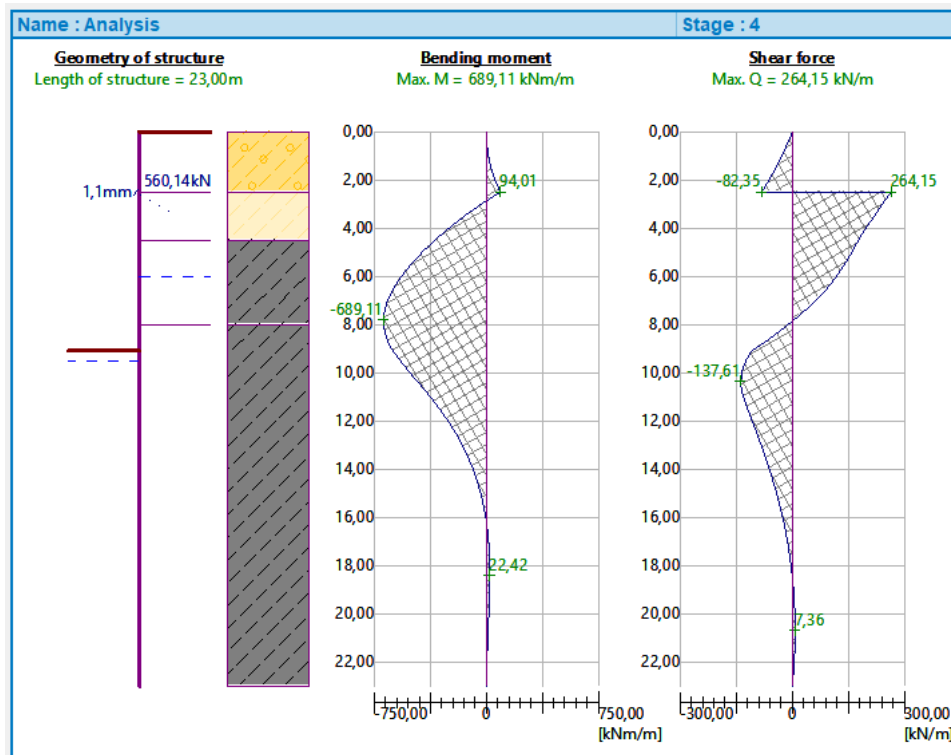


Figure 75: Efforts interne de EC 01C (phase transitoire)

❖ **Déformations + Contraints :**

La figure suivante montre :

Le profil des déplacements de l'écran. Ainsi la distribution des pressions exercées sur la structure.

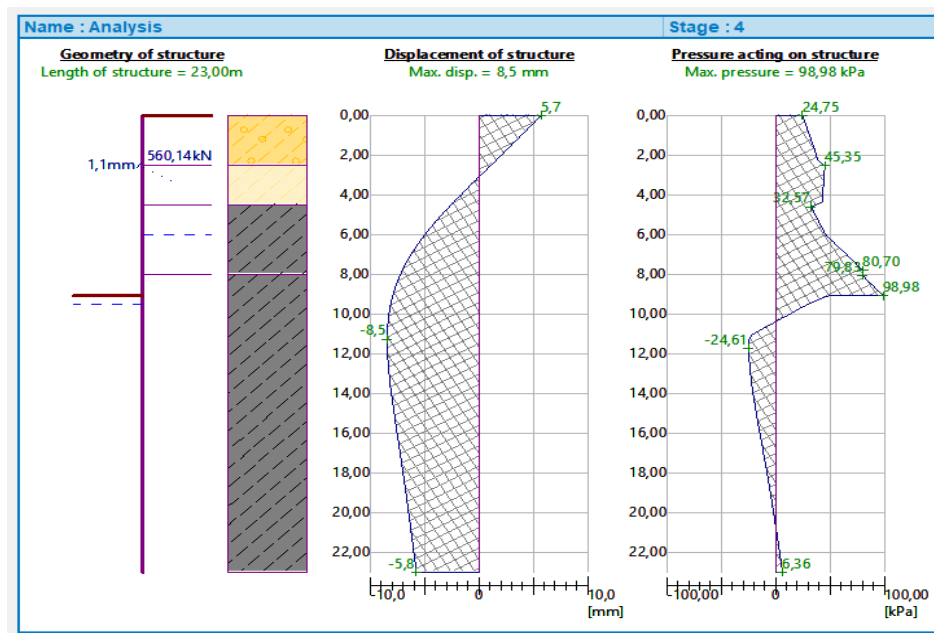


Figure 76: Déformation et contraintes de EC 01C (phase transitoire)

❖ Mobilisation des butées :

La figure suivante montre les efforts dans les tirants, la répartition des pressions des terres, la mobilisation de la butée passive ainsi que les déplacements de l'écran de soutènement

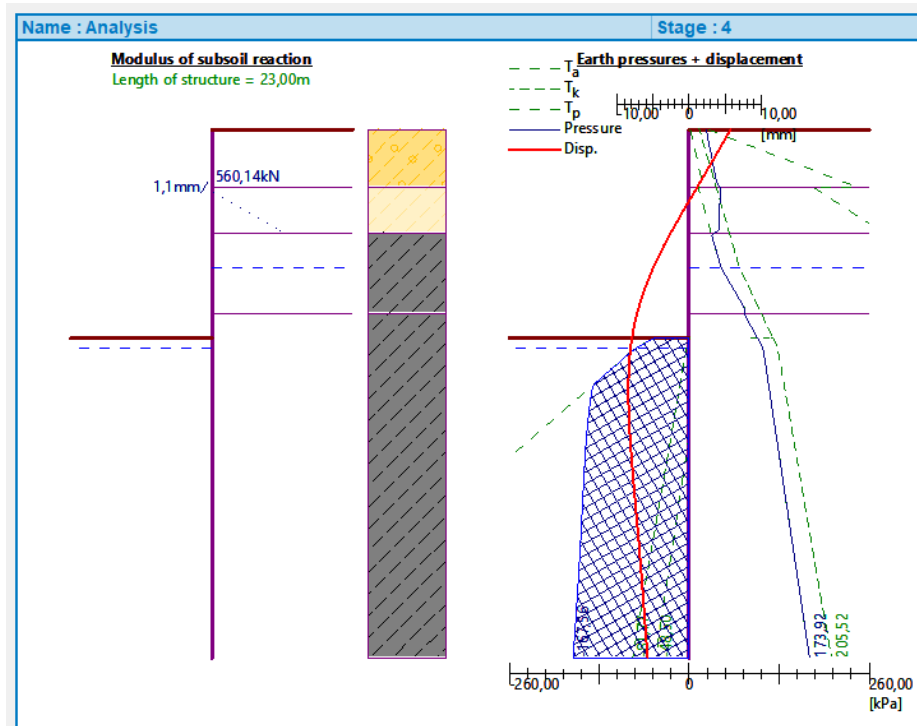


Figure 77: Mobilisation des butées de EC 01C (phase transitoire)

- Résistance passive mobilisée : $R_{mob} = 2044,12 \text{ kN/m}$
- Résistance passive maximale : $R_{max} = 4554,43 \text{ kN/m}$
- Coefficient de sécurité requis : $SF_p = 1,50 < 2,22$

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

❖ **Vérification de la stabilité générale :**

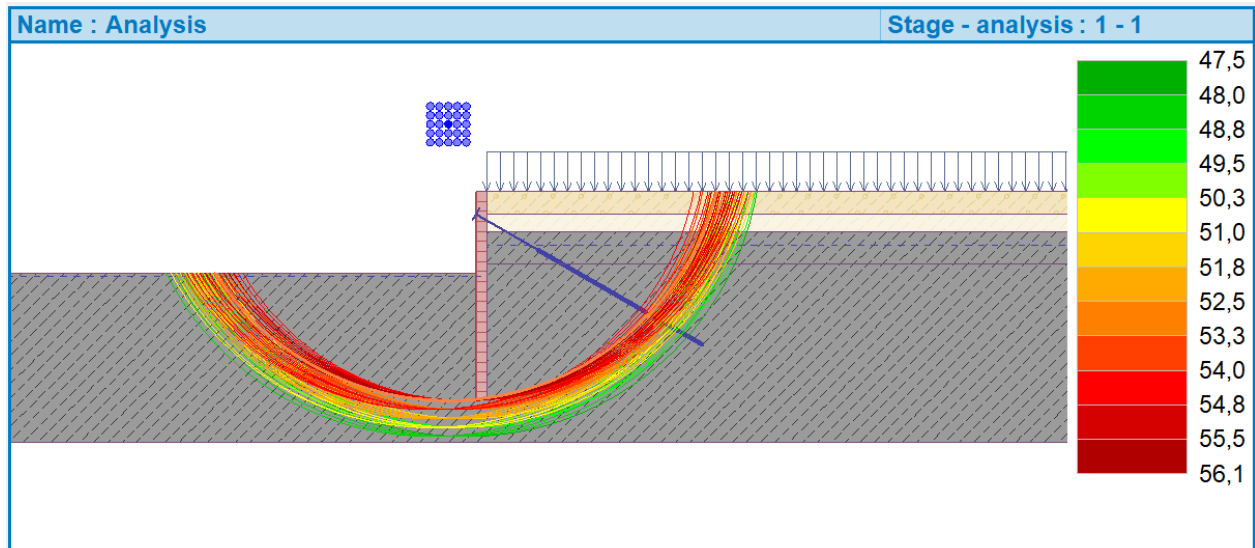


Figure 78: Stabilité générale (cercle de glissement) Phase de service EC 01C

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

Le facteur de sécurité : $F_s = 1.78 \Rightarrow$ Stabilité de pente admissible.

Analyse des efforts internes et des déformations :

❖ **Stabilité interne :**

La figure suivante présente le comportement de l'écran de soutènement en phase de service, notamment la répartition du module de réaction du sol, les pressions des terres et les déplacements de l'ouvrage.

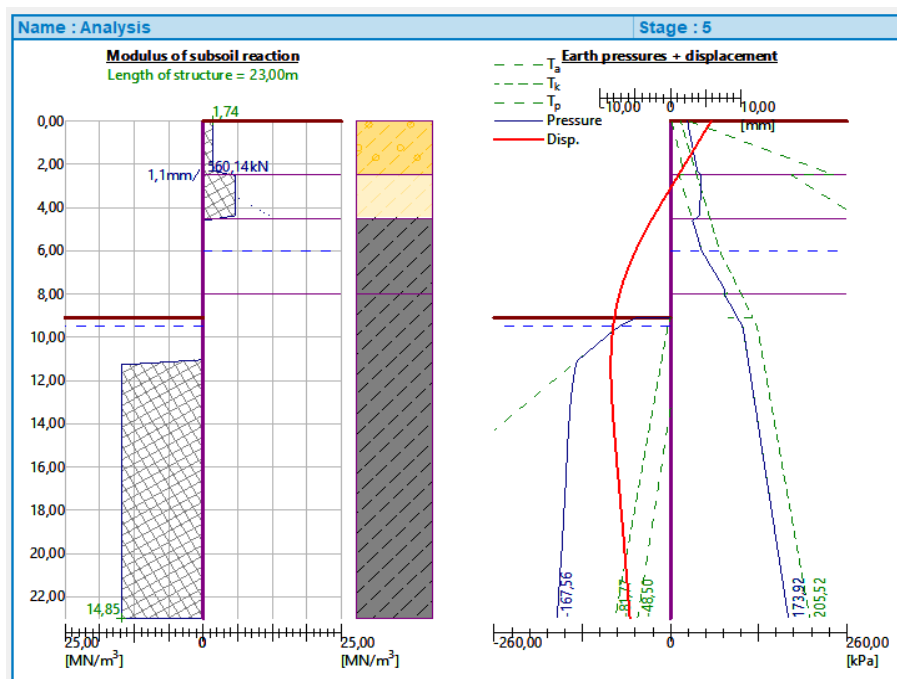


Figure 79: stabilité interne de EC 01C (Phase de service)

❖ Efforts interne :

La figure suivante présente, en phase de service, les efforts dans les tirants ainsi que les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants développés dans l'écran de soutènement

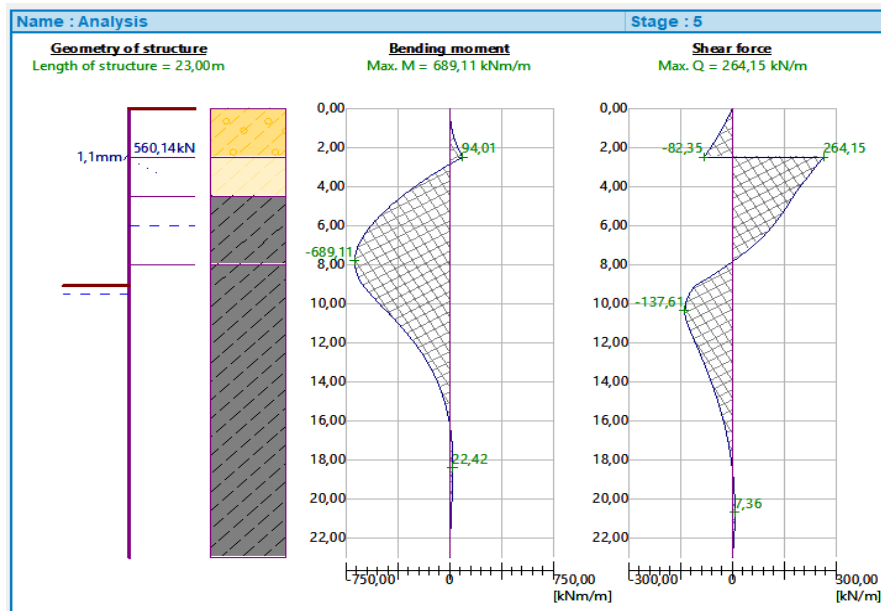


Figure 80: Efforts interne de EC 01C (Phase de service)

❖ **Déformations + Contraints :**

La figure suivante illustre, en phase de service, les efforts dans les tirants, les déplacements de l'écran de soutènement et les pressions agissant sur la structure.

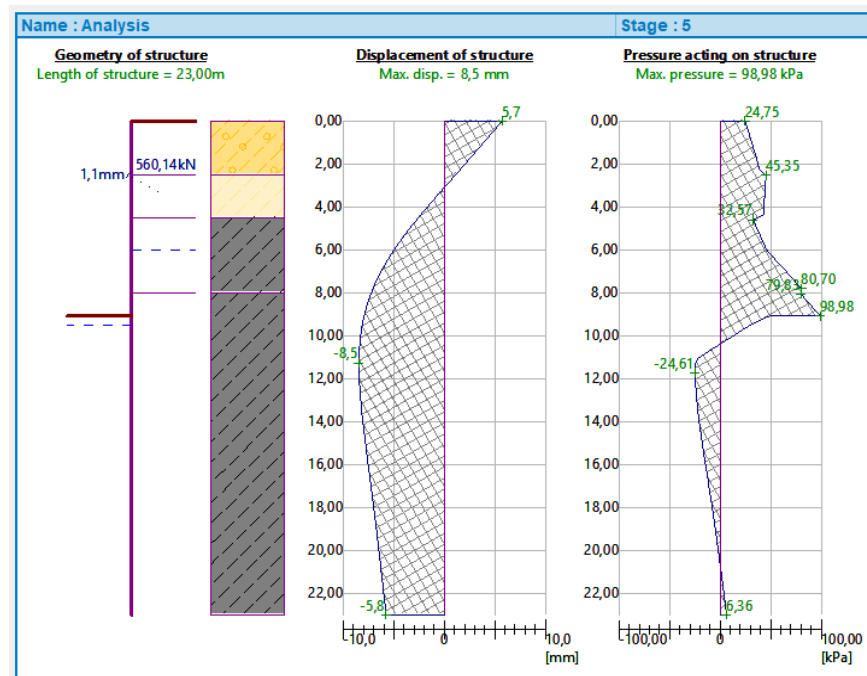


Figure 81: Déformation et contraintes de EC 01C (Phase de service)

❖ **Mobilisation des butées :**

La figure suivante illustre, en phase de service, les pressions des terres, la mobilisation de la butée passive et les déplacements de l'écran de soutènement.

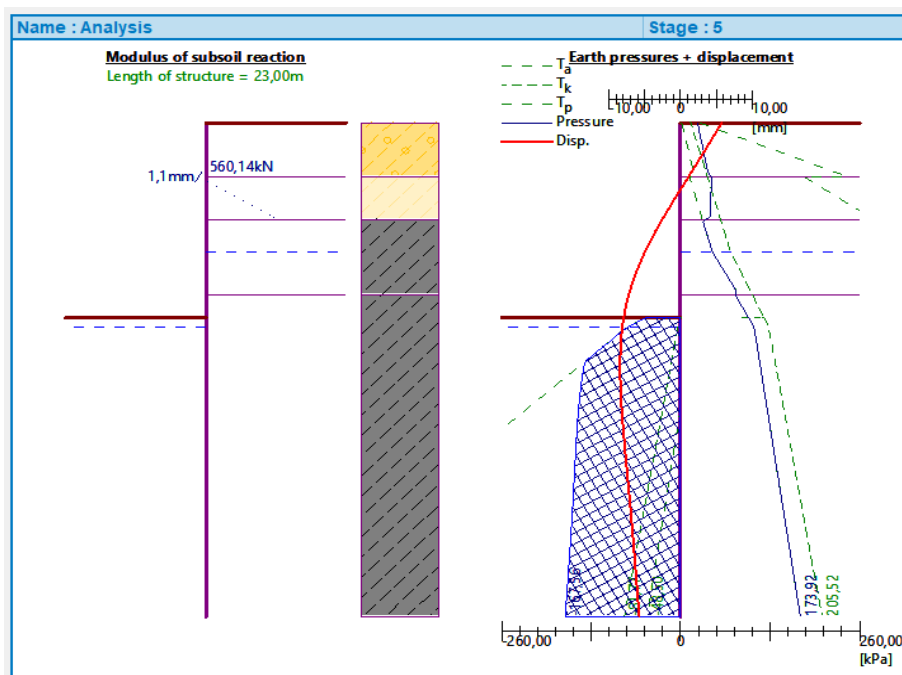


Figure 82: Mobilisation des butées de EC 01C (Phase de service)

- Résistance passive mobilisée : $R_{mob} = 2044,12 \text{ kN/m}$
- Résistance passive maximale : $R_{max} = 4554,43 \text{ kN/m}$
- Coefficient de sécurité requis : $SF_p = 1,50 < 2,23$

Phase sismique :

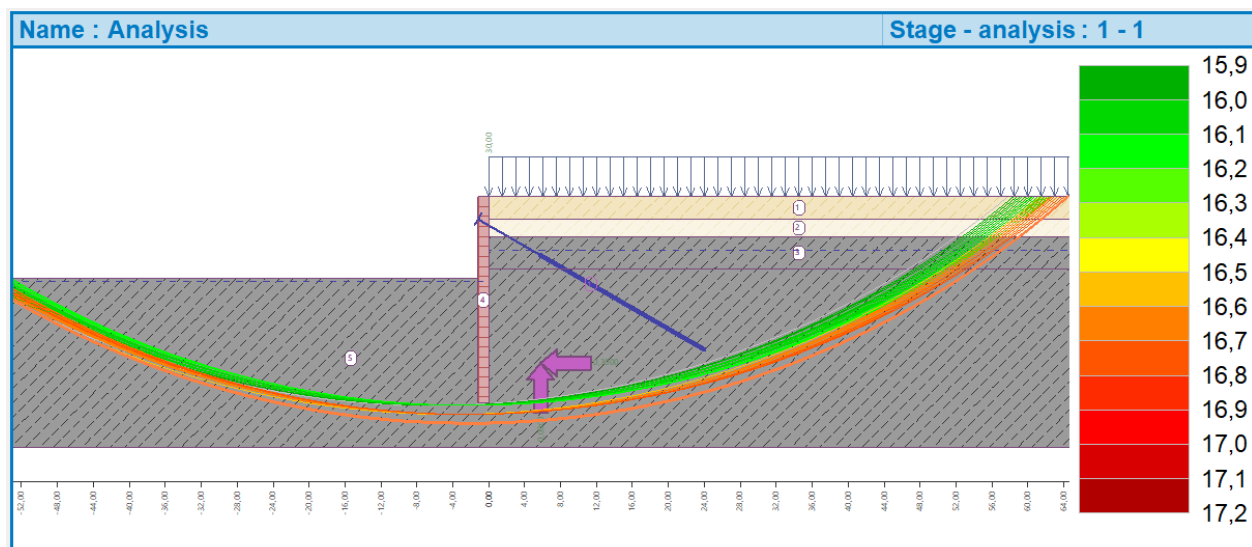


Figure 83: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 01C (Phase sismique)

❖ Vérification de la stabilité de pente (Bishop) :

Le facteur de sécurité : $F_s = 5.80 \Rightarrow$ Stabilité de pente **admissible**.

Analyse des efforts internes et des déformations :

❖ Stabilité interne :

Les résultats présentés permettent d'évaluer le comportement de l'écran de soutènement et de vérifier sa stabilité interne sous l'effet des sollicitations sismiques.

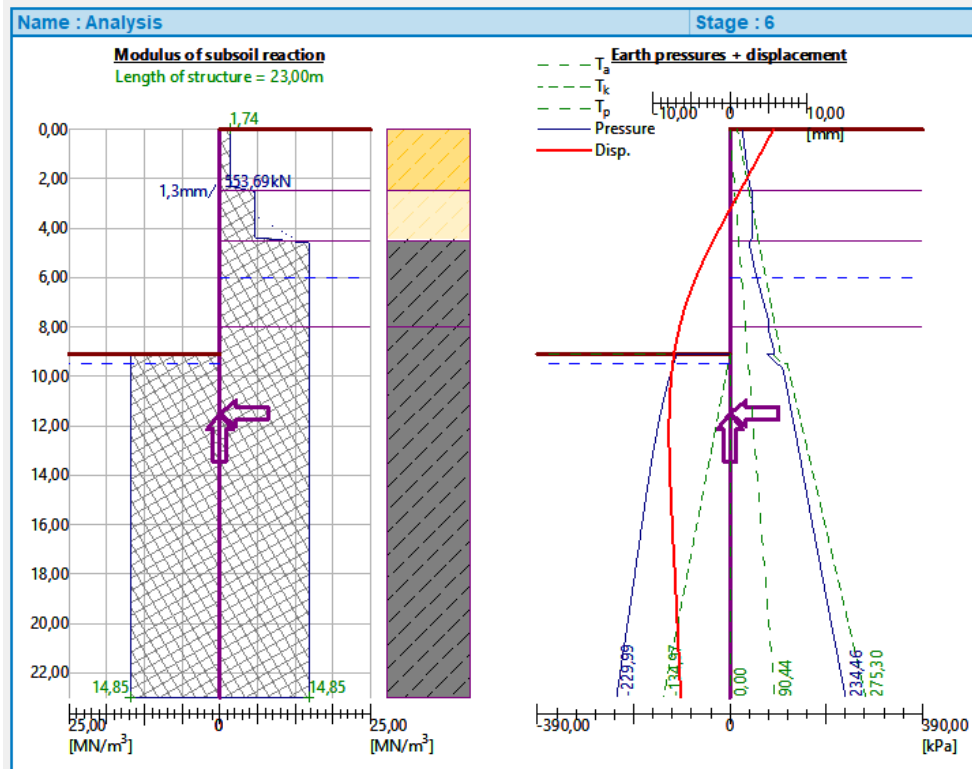


Figure 84: Stabilité interne de EC 01C (Phase sismique)

❖ Efforts interne :

La figure suivante illustre, en phase sismique, les efforts internes de l'écran de soutènement, notamment les moments fléchissant et les efforts tranchants, ainsi que les efforts développés dans les tirants.

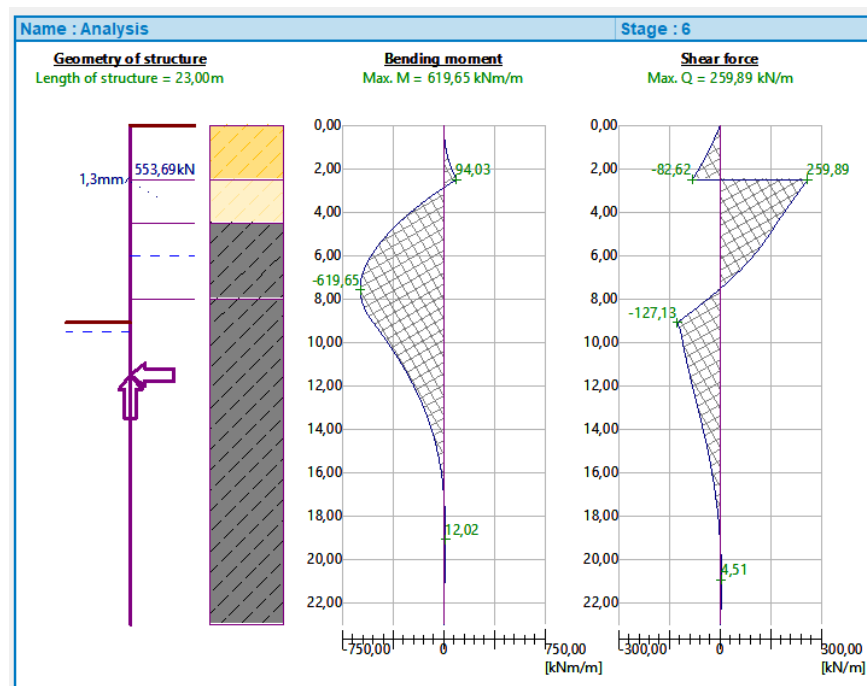


Figure 85: Efforts interne de EC 01C (Phase sismique)

❖ Mobilisation des butées :

La figure suivante illustre, en phase sismique, la mobilisation de la butée passive et les déplacements de l'écran de soutènement, permettant d'apprécier son comportement sous chargement sismique.

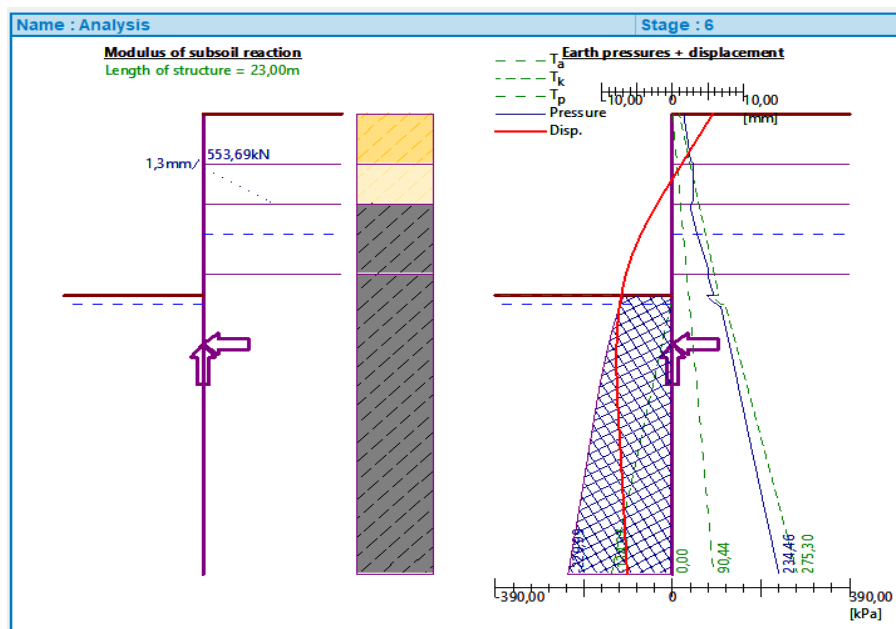


Figure 86: Mobilisation des butées de EC 01C (Phase sismique)

Mobilisation de la butée passive :

L'étude de la mobilisation de la résistance passive du sol a été menée dans le but de contrôler la stabilité de l'écran de pieux en phase d'exploitation sous l'effet des poussées latérales exercées par le terrain.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- Résistance passive mobilisée : $R_{mob} = 17498,85 \text{ kN/m}$
- Résistance passive maximale : $R_{max} = 2454,85 \text{ kN/m}$
- Coefficient de sécurité requis : $SF_p = 1,50 < 7,13$

X.3.1.2. Stabilité de l'ancrage

X.3.1.2.1. Résistance de l'armature de tirant :

Correspond à l'effort maximal que l'acier du tirant peut reprendre en traction avant d'atteindre sa limite d'élasticité. Elle est déterminée par :

$$R_s = A_s \times f_{yd} > T_{ed}$$

$$f_{yd} = \frac{1860}{1.15} = 1617 \text{ MPa}$$

$$R_s = 980 \times 1617 = 1584660 \text{ N}$$

$$R_s = 1585 \text{ KN}$$

Tableau 41: Vérification de la Résistance de l'armature de tirant pour les différentes situations de projet

	Effort maximale F max (kN)	Résistance de l'armature de tirant	Vérification
Transitoire	500	1585	✓
	560.14	1585	✓
Permanente	560.14	1585	✓
Sismique	553.69	1585	✓

X.3.1.2.2. Résistance à l'arrachement :

La vérification du tirant d'ancrage réalisée sous GEO5 met en évidence que l'effort de traction maximal mobilisé reste inférieur aux capacités résistantes du tirant, à la résistance à l'arrachement du sol et à la résistance du scellement, ce qui garantit la sécurité et la stabilité du système d'ancrage.

Tableau 42: Vérification de l'arrachement pour les différentes situations de projet

	Effort maximale F max (kN)	La résistance à l'arrachement du sol (kN)	La résistance en traction du tirant (kN)	La résistance du scellement (kN)	Vérification
Transitoire	500	1599.08	1319.47	2298.86	✓
	560.14	1599.08	1319.47	2298.86	✓
Permanente	560.14	1599.08	1319.47	2298.86	✓
Sismique	553.69	1599.08	1319.47	2298.86	✓

X.3.1.2.2. Massif d'ancrage :

Le tableau suivant présent la phase critique des différentes situations de projet :

Tableau 43: Vérification du massif d'ancrage pour les différentes situations de projet

	Situation		
	Transitoire	Permanente	Sismique
Vérification	2670.65 kN > 500 kN	2085.87 kN > 560.14 kN	14094.69 kN > 553.69 kN
	2085.87 kN > 560.14 kN		

X.3.1.3. Ferrailage des pieux :**Tableau 44: Paramètres utilisés pour le calcul**

Élément	Valeur
Déformation maximale	8,5 mm
Moment maximale	964,75 kN.m
Force de cisaillement maximale	369,81 kN

La figure suivante illustre les diagrammes des déformations, des moments fléchissant et des efforts tranchants utilisés pour le calcul du ferrailage de l'écran de soutènement.

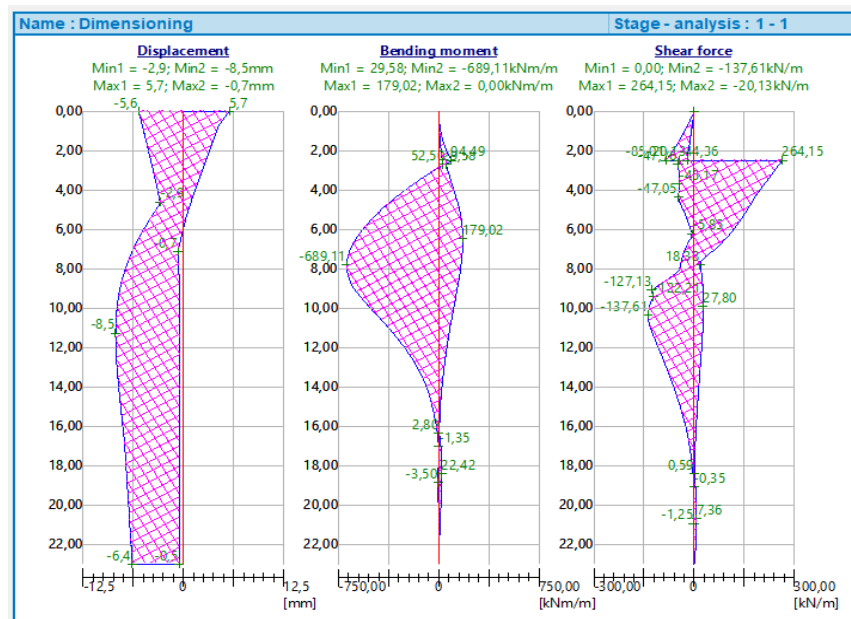


Figure 87: Diagrammes des déformations et efforts internes obtenus.

❖ Disposition des armatures :

— Reinforcement —

Reinforcement : ☒ Shear reinforcement

No. of bars : [pcs] Profile : [mm]

Cover : [mm] Spacing : [mm]

Profile : [mm]

Additional reinf. profile : [mm]

Figure 88: Ferrailage de EC01C

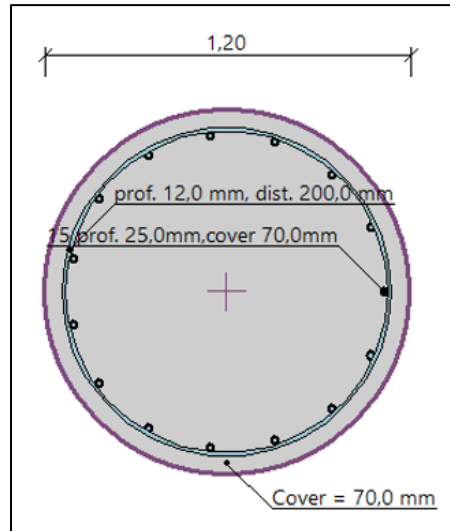


Figure 89: Détail du ferrailage de l'écran EC01C

❖ Vérification de la résistance à la flexion :

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 15 pc bars 25,0 mm; cover 70,0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0,326 \% > 0,130 \% = \rho_{min}$

Load : $M_{Ed} = 964,75 \text{ kNm}$

Bearing capacity : $M_{Rd} = 1496,04 \text{ kNm}$

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

- L'analyse de la résistance en flexion indique que le moment de calcul appliqué au pieu reste inférieur à la capacité résistante de la section en béton armé. Les armatures adoptées permettent ainsi d'assurer un comportement satisfaisant du pieu vis-à-vis des sollicitations de flexion.

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

❖ Vérification de la résistance au cisaillement :

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - profile 12,0 mm; spacing 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 565,5 = 1131,0 \text{ mm}^2$

$b_w = 1,06 \text{ m}$; $d = 0,96 \text{ m}$

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1062,13 \text{ kN} > 369,81 \text{ kN} = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

X.3.2. La partie ouverte :

❖ Présentation du système de soutènement :

Dans la partie ouverte, le soutènement est assuré par sept écrans en pieux de longueurs variables :

- Les écrans EC01 à EC05 sont stabilisés à l'aide de butons et de liernes en béton armé.
- Les écrans EC06 et EC07 fonctionnent en écrans auto-stables sans appuis intermédiaires.

Les vérifications ont été réalisées sous GEO5 pour les différentes phases d'excavation et selon les situations de calcul considérées.

X.3.2.1. Première partie : Écrans avec butons et liernes (EC01 → EC05) :

❖ Principe de fonctionnement :

Dans la partie ouverte, certains écrans en pieux sont stabilisés par des butons et des liernes en béton armé afin de reprendre les poussées horizontales du terrain et de limiter les déplacements durant les phases d'excavation. Les butons assurent la reprise des efforts de compression, tandis que les liernes permettent leur répartition vers les pieux de soutènement.

❖ Caractéristiques géométriques des butons et des liernes :

• Butons :

Tableau 45: Caractéristiques géométriques des butons

Paramètre	Valeur
Profondeur	0,5 m
Longueur	9 m
Espacement entre butons	6 m
Inclinaison	0°
Section	1000000 mm ²

• Liernes :

Tableau 46: Caractéristiques géométriques des liernes

Élément	Lierne
Section (b × h)	1,4 × 1,4 m ²
Béton	C25/30

❖ Résultats des vérifications :

a) Situation durable et transitoire :

Tableau 47: Résultats des vérifications (Situation durable et transitoire)

Ecrans	EC01O	EC02	EC03	EC04	EC05
Longueur	21 m	20 m	17 m	14 m	10 m
Déplacement max	0.7 mm	7 mm	4.7 mm	3 mm	1.9 mm
FS	1.78	3.1	1.99	2.07	2.17

b) Situation sismique :

Tableau 48 : Résultats des vérifications (Situation sismique)

Ecrans	EC01O	EC02	EC03	EC04	EC05
Longueur	21 m	20 m	17 m	14 m	10 m
Déplacement max	11.7 mm	8.8 mm	6.7 mm	5.1 mm	5.5 mm
FS	4.98	5.27	6.13	7.39	10.08

c) Vérification détaillée de l'écran le plus critique :

❖ Caractéristiques géométriques de l'écran de soutènement de type EC01 (partie ouverte) :

Tableau 49 : Caractéristiques géométriques de EC01 (partie ouverte)

Élément	Valeurs
Longueur des pieux armés	21 m
Hauteur d'excavation	9,09 m
Entraxe entre pieux	1,4 m
Diamètre des pieux	1,2 m
Type de structure	Contreventé par des butons

X.3.2.1.1. Vérification de la stabilité externe des écrans :

Phase de construction (situation transitoire) :

Tableau 50: Récapitulatif des résultats des différents phases d'excavation en situation transitoire de EC01 (partie ouverte)

	Phase 1 (Initiale)	Phase 2 (exc - 1.0m+mise en place bouton)	Phase 3(exc -9.09m)
Déplacement max	0.7 mm	0.8 mm	10 mm
Tassement	0,0 mm	0,7 mm	8 mm
Stabilité générale (Bishop)	FS=30.92	FS=13.19	FS=1.78

❖ Présentation du phase critique :

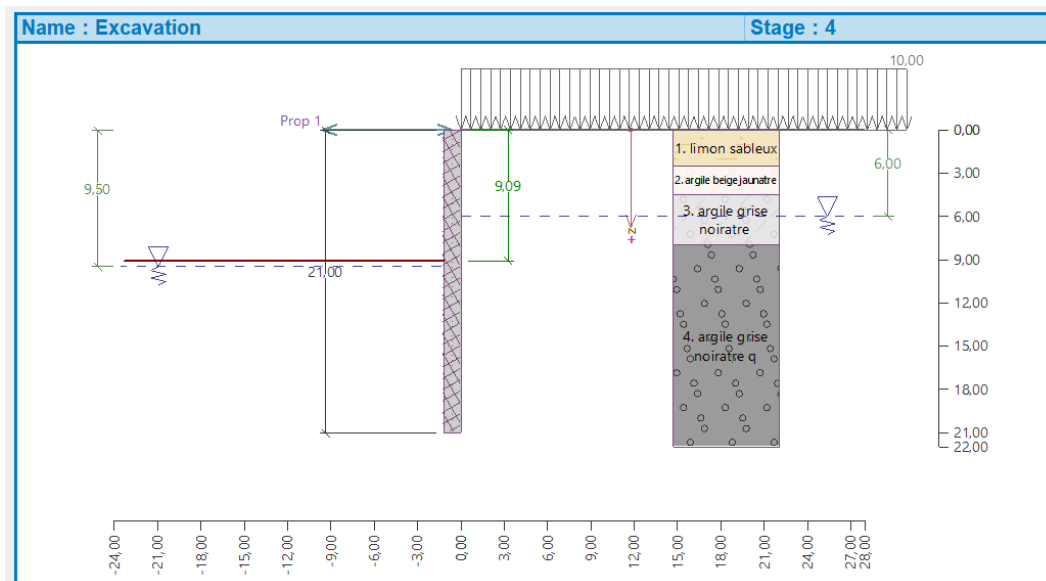


Figure 90: Modèle de calcul de l'écran en pieux contreventé par des butons à la phase finale d'excavation de EC 01O (phase transitoire)

❖ Vérification de la stabilité générale :

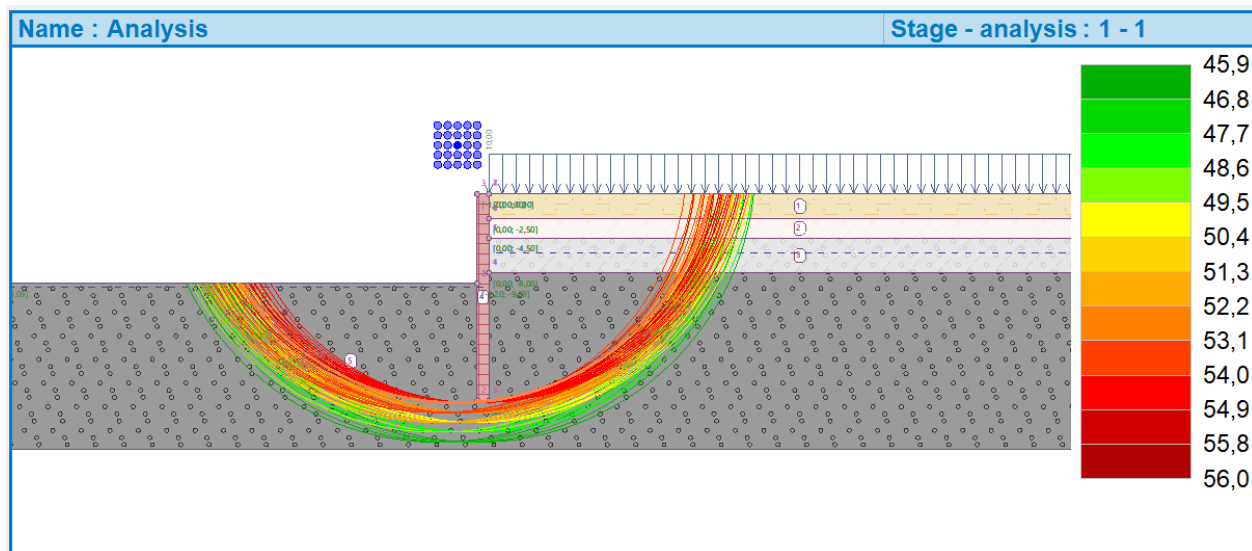


Figure 91: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 01O (phase transitoire)

Analyse des efforts internes et des déformations :

❖ Stabilité interne :

La figure suivante illustre, en phase transitoire, les efforts dans les butons, les pressions des terres et les déplacements de l'écran de soutènement, nécessaires à la vérification de sa stabilité interne.

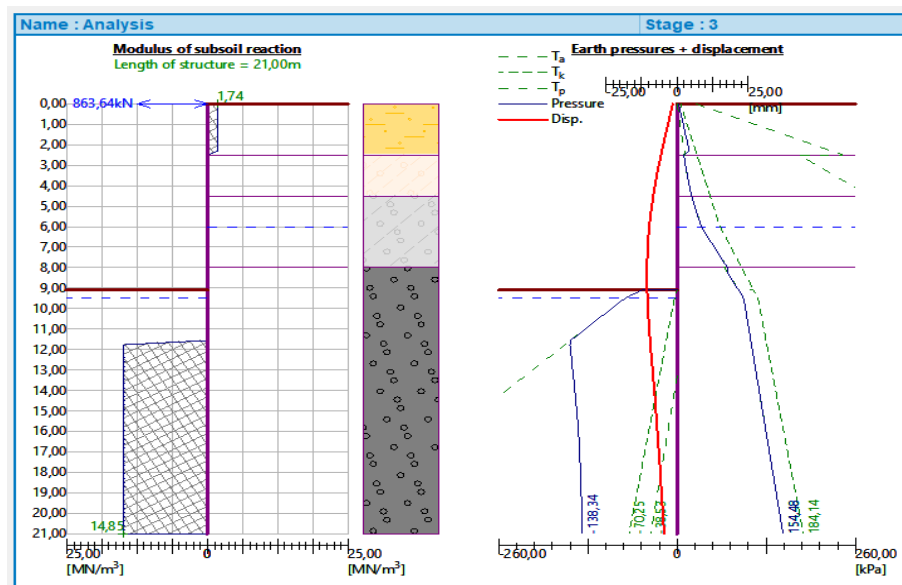


Figure 92: Stabilité interne de EC 01O (phase transitoire)

❖ Efforts interne :

La figure suivante illustre, en phase transitoire, les efforts internes de l'écran de soutènement, représentés par les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants, ainsi que l'effort repris par le buton.

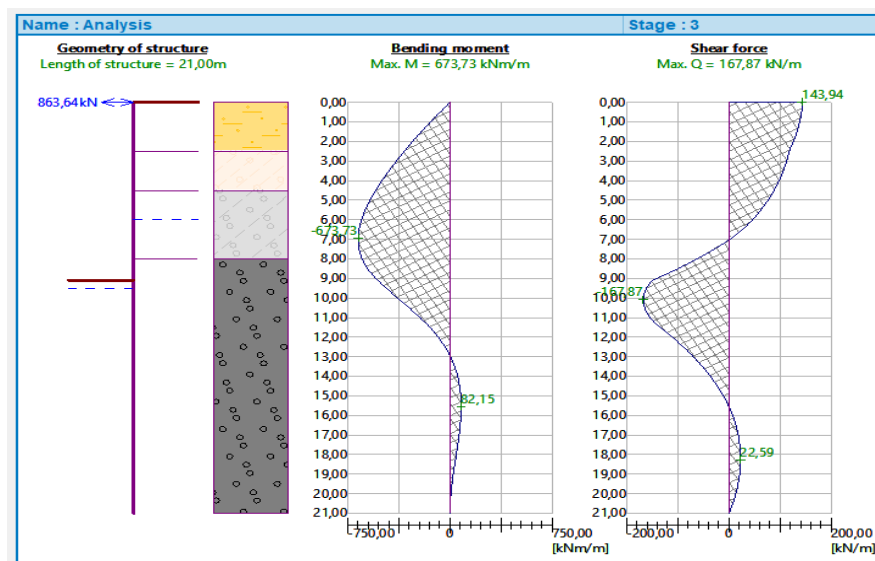


Figure 93: Efforts interne de EC 01O (phase transitoire)

❖ **Déformations + Contraints :**

La figure suivante illustre, en phase transitoire, les déformations et les contraintes développées dans l'écran de soutènement à travers les profils de déplacement et de pression agissant sur la structure.

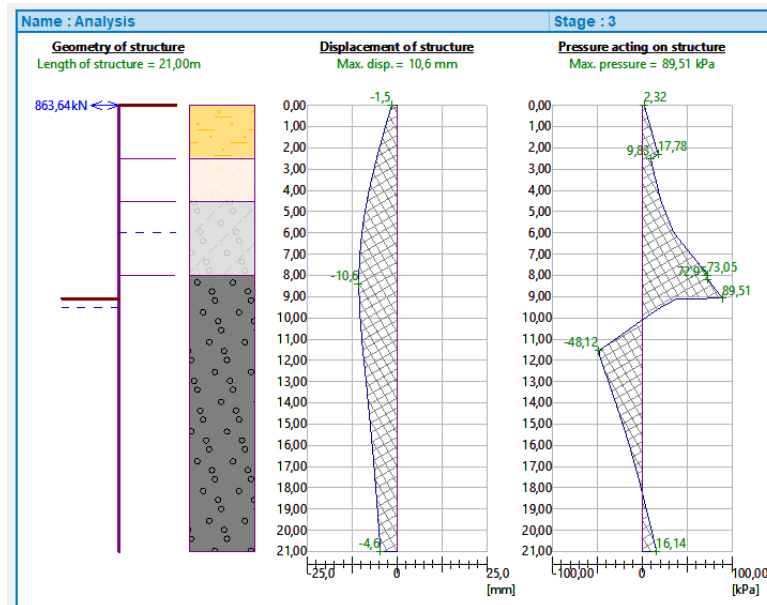


Figure 94: Déformations + Contraints de EC 01O (phase transitoire)

❖ **Mobilisation des butées :**

La figure suivante illustre, en phase transitoire, la mobilisation de la butée passive et les déplacements de l'écran de soutènement.

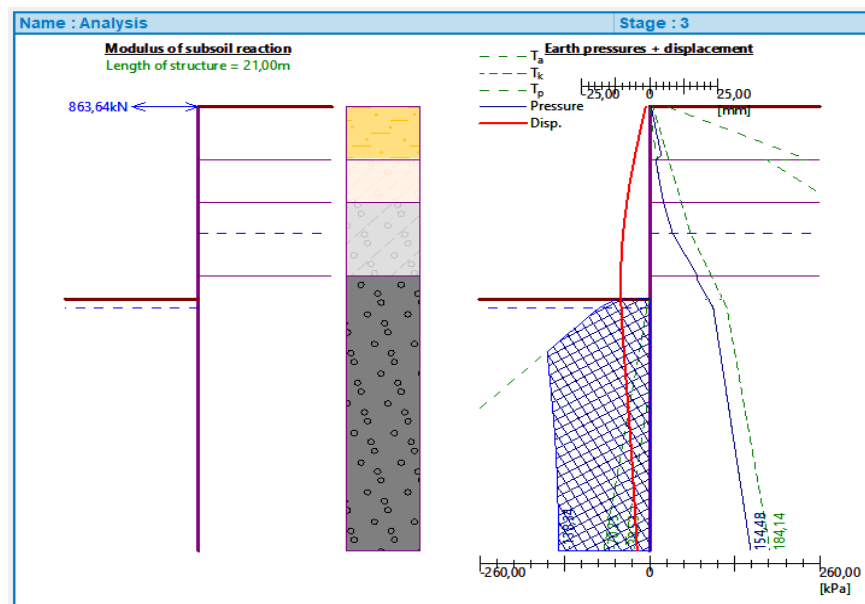


Figure 95: Mobilisation des buttées de EC 01O (phase transitoire)

Utilization of passive pressure

Maximum passive pressure $R_{max} = 3443,32 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{mob} = 1634,68 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 2,11$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

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

La figure suivante illustre, en phase de service, les cercles de glissement critiques utilisés pour la vérification de la stabilité globale de l'ouvrage.

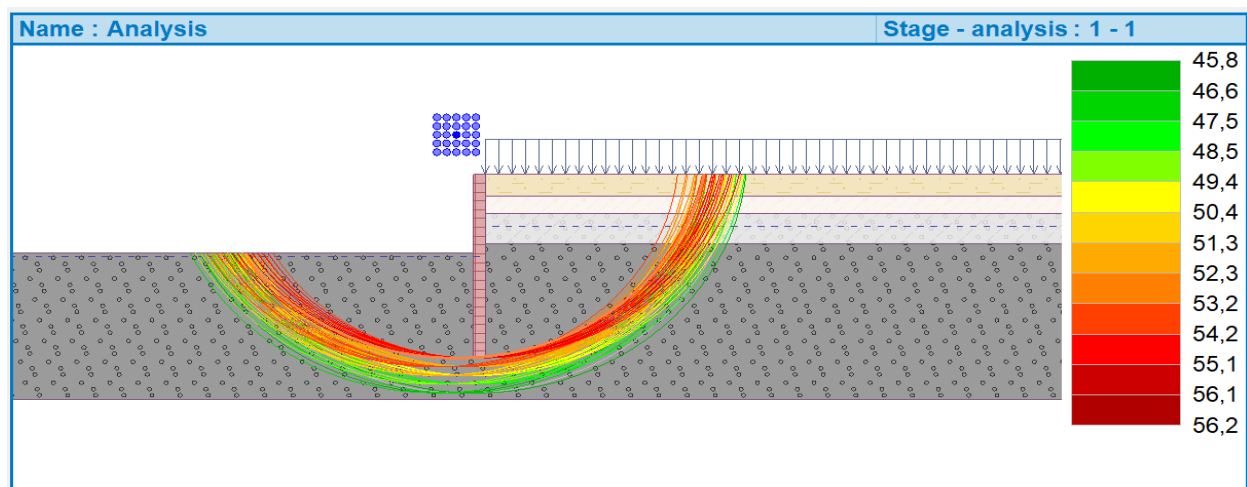


Figure 96: Stabilité générale (cercle de glissement) de L'EC 01O (Phase de service)

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

Le facteur de sécurité : $F_s = 1,78 \Rightarrow$ La stabilité de pente est **admissible**.

Analyse des efforts internes et des déformations :

❖ **Stabilité interne :**

La figure suivante illustre, en phase de service, les efforts dans le buton, les pressions des terres et les déplacements de l'écran de soutènement nécessaires à la vérification de sa stabilité interne.

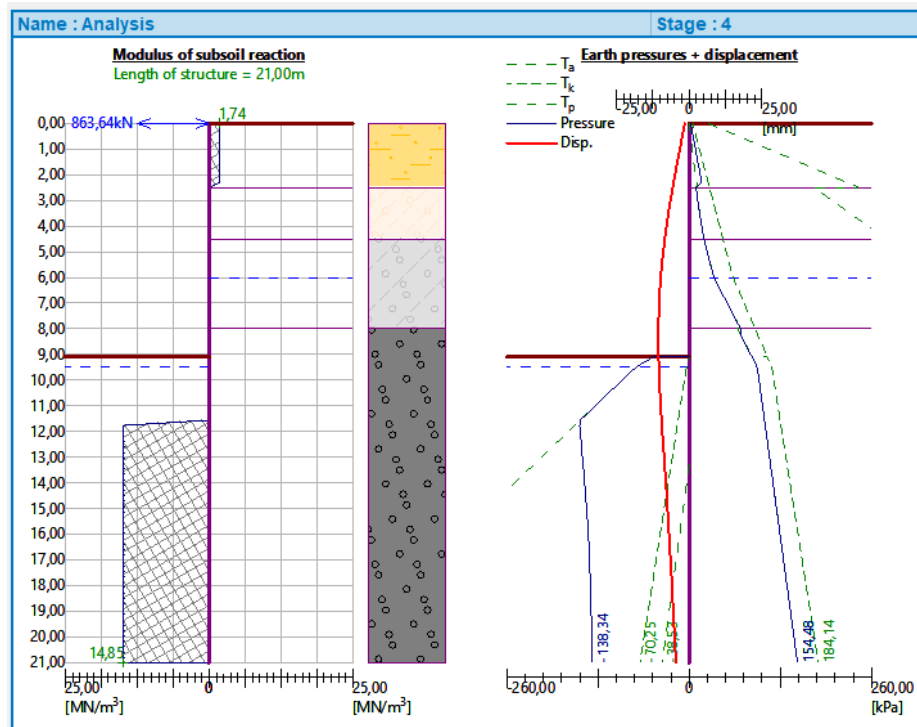


Figure 97: Stabilité interne de L'EC 01O (Phase de service)

❖ **Effort interne :**

La figure suivante illustre, en phase de service, les efforts internes de l'écran de soutènement, représentés par les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants, ainsi que l'effort repris par le buton.

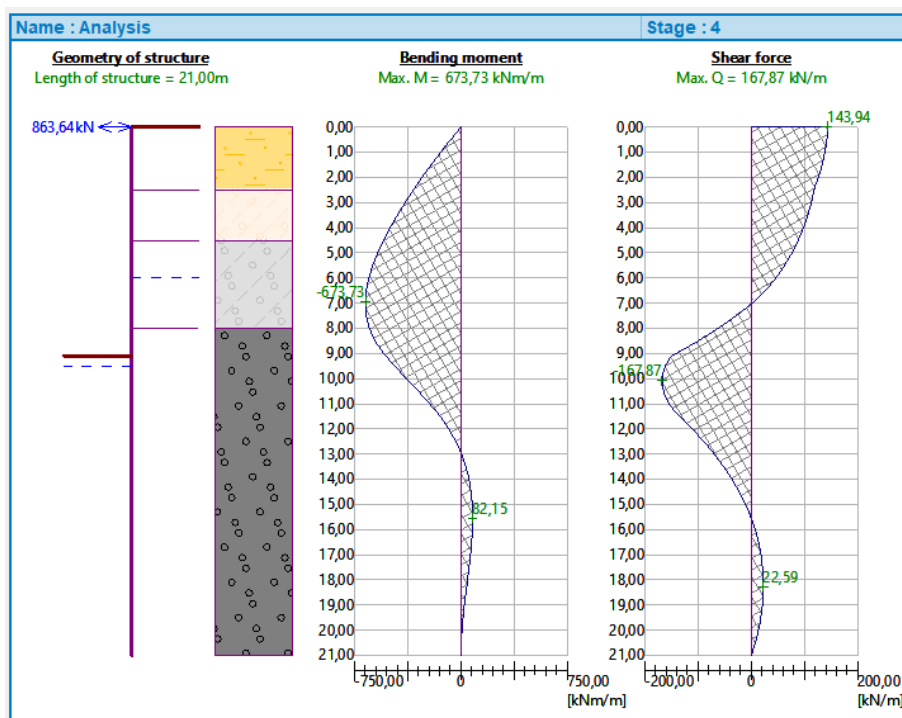


Figure 98: Efforts interne L'EC 01O (Phase de service)

❖ Déformations + Contraints :

La figure suivante illustre, en phase de service, les déformations et les contraintes de l'écran de soutènement à travers les profils de déplacement et de pression agissant sur la structure.

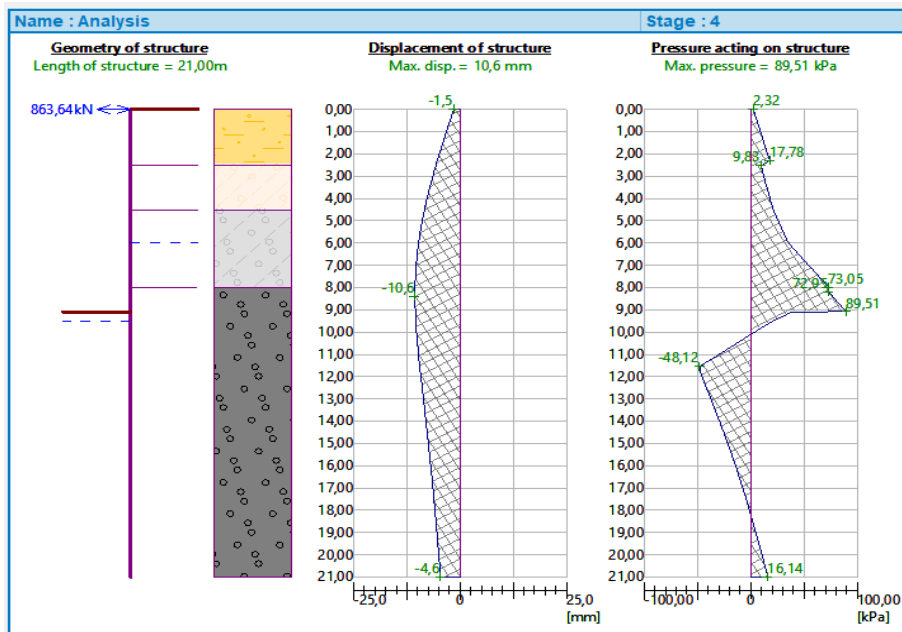


Figure 99: Déformations + Contraints (Phase de service)

❖ Mobilisation des buttées :

La figure suivante illustre, en phase de service, la mobilisation de la butée passive et les déplacements de l'écran de soutènement, nécessaires à la vérification de sa stabilité.

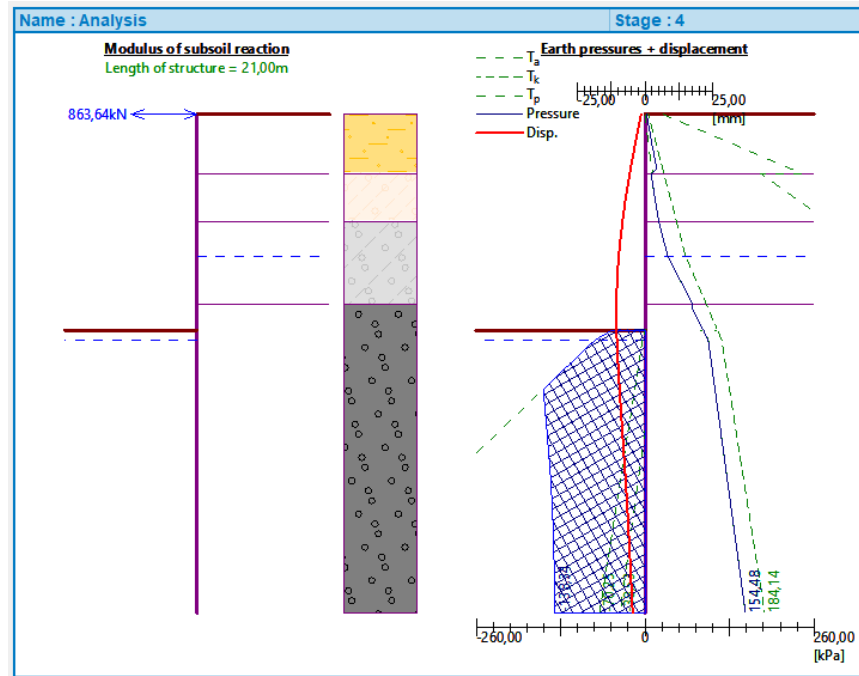


Figure 100: Mobilisation des buttées (Phase de service)

Utilization of passive pressure

Maximum passive pressure $R_{max} = 3443,32 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{mob} = 1634,68 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 2,11$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

Phase de sismique :

La figure suivante montre, en phase sismique, les cercles de glissement critiques utilisés pour la vérification de la stabilité globale de l'ouvrage sous l'action du séisme.

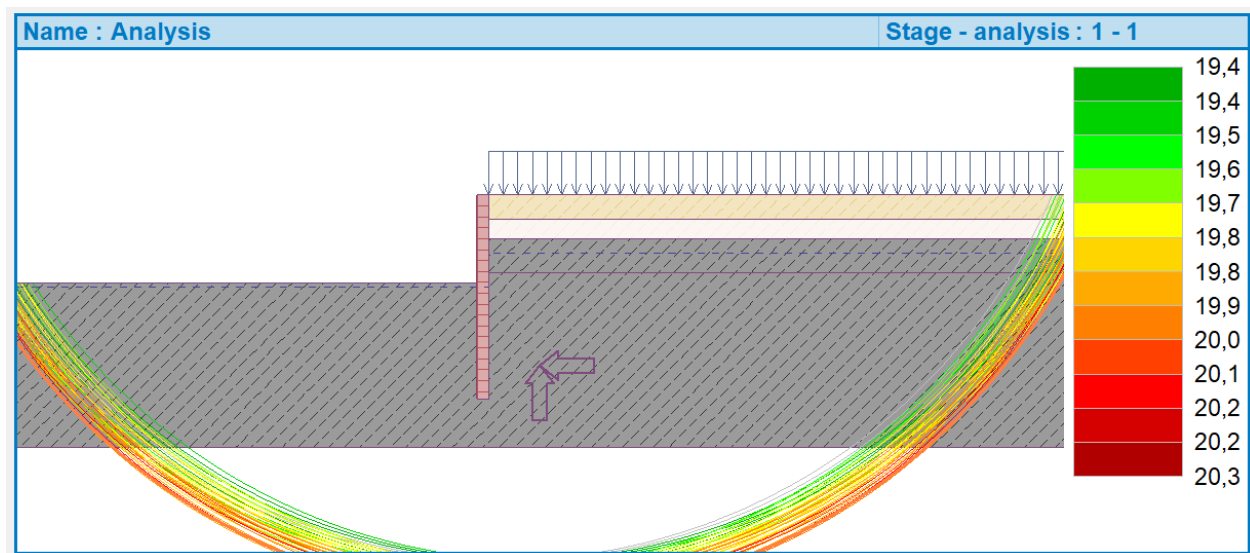


Figure 101: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 010 (Phase de sismique)

❖ Vérification de la stabilité de pente (Bishop) :

Le facteur de sécurité : $F_s = 4,93 \Rightarrow$ La stabilité de pente est **admissible**.

Analyse des efforts internes et des déformations :

❖ Stabilité interne :

La figure suivante montre, en phase sismique, les efforts dans le buton, les pressions des terres et les déplacements de l'écran de soutènement, utilisés pour la vérification de sa stabilité interne sous l'action sismique.

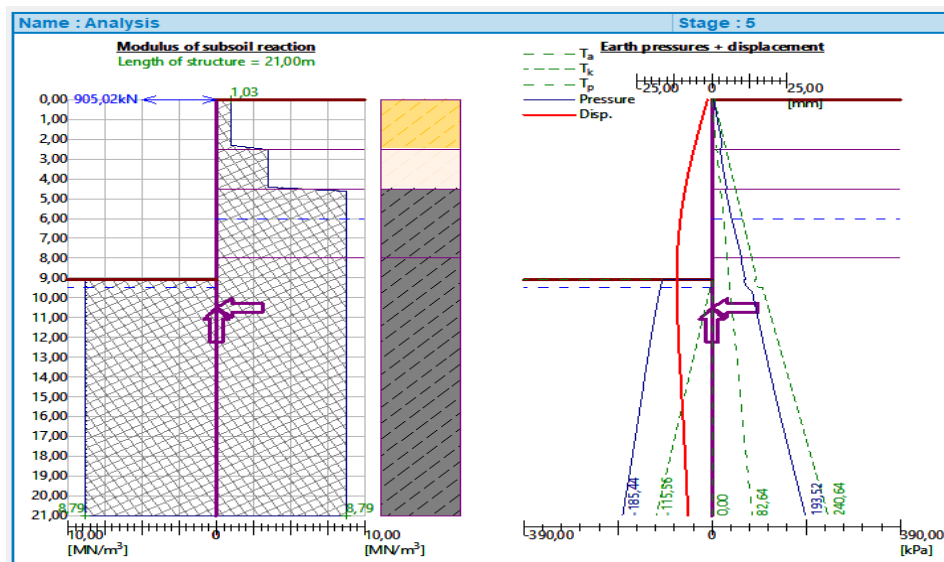


Figure 102: Stabilité interne EC 010 (Phase de sismique)

❖ Efforts interne :

La figure suivante montre les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants obtenus en phase sismique, ainsi que l'effort développé dans le buton.

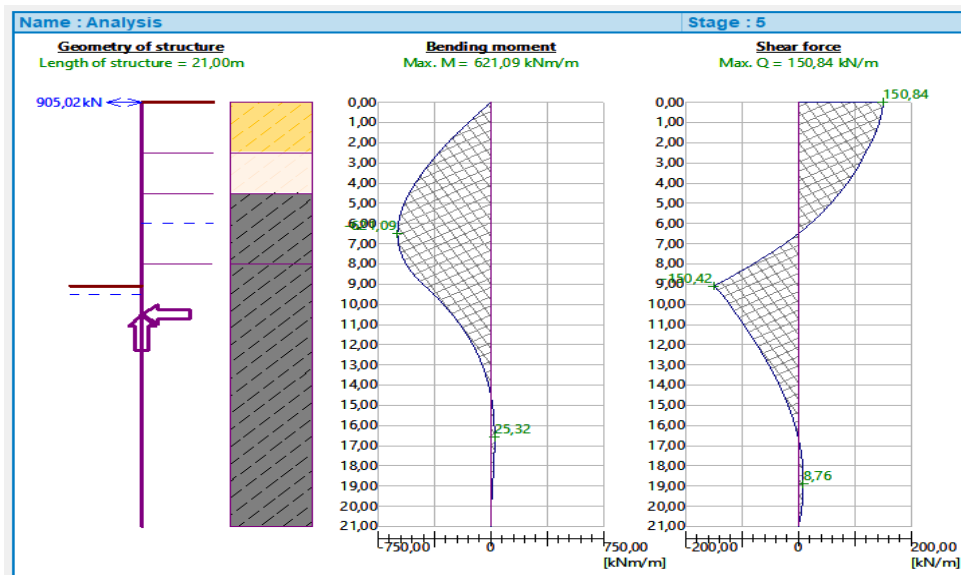


Figure 103: Efforts interne EC 01O (Phase de sismique)

❖ Mobilisation des butées :

La figure suivante présente la mobilisation de la butée passive au niveau de la fiche de l'écran de soutènement en phase sismique et les déplacements associés, ce qui permet d'apprécier sa contribution à la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques.

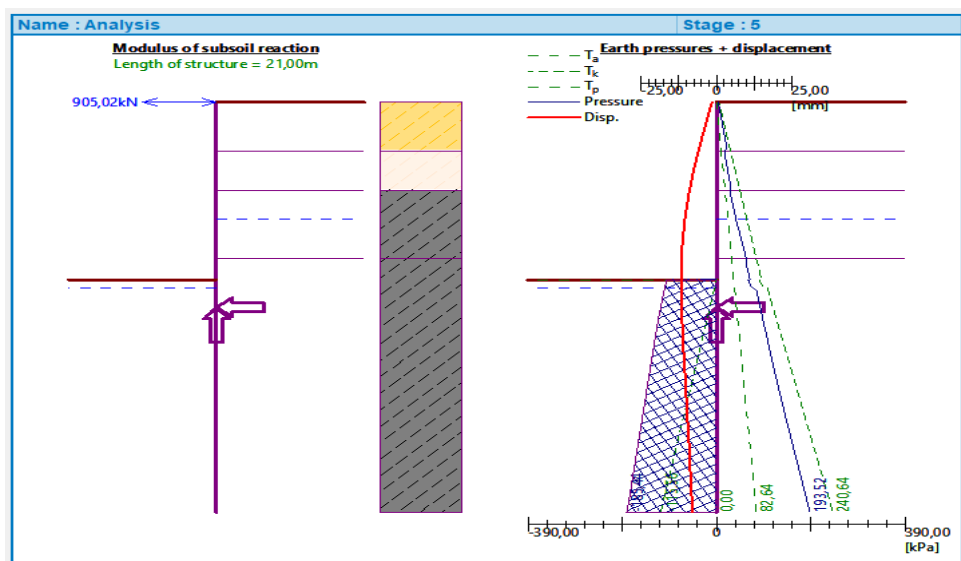


Figure 104: Mobilisation des butées EC 01O (Phase de sismique)

Interprétation :

Utilization of passive pressure

Maximum passive pressure $R_{max} = 14748,06 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{mob} = 1737,48 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 8,49$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

La mobilisation des butées est admissible selon les normes.

Vérification interne des écrans des pieux (Ferrailage) :

Tableau 51: Paramètres utilisés pour le calcul de EC01 (partie ouverte)

Élément	Valeur
Déformation maximale	11.7 mm
Moment maximale	943,22 KN.m
Force de cisaillement maximale	235,01 kN

La figure suivante illustre les enveloppes des déplacements et des efforts internes de l'écran de soutènement, retenues pour son ferrailage.

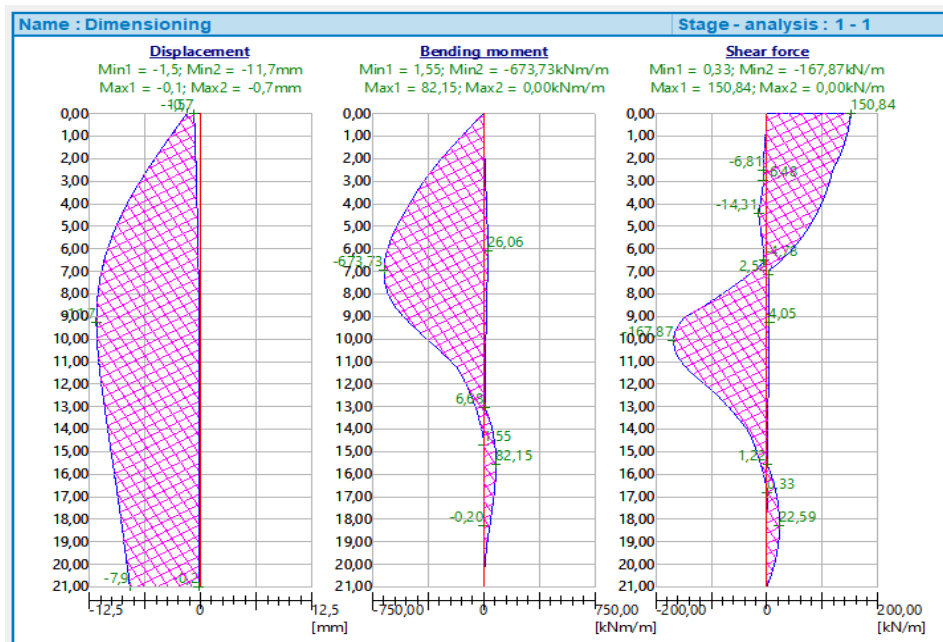


Figure 105: Diagrammes des déformations et efforts internes de EC 010

❖ Disposition des armatures:

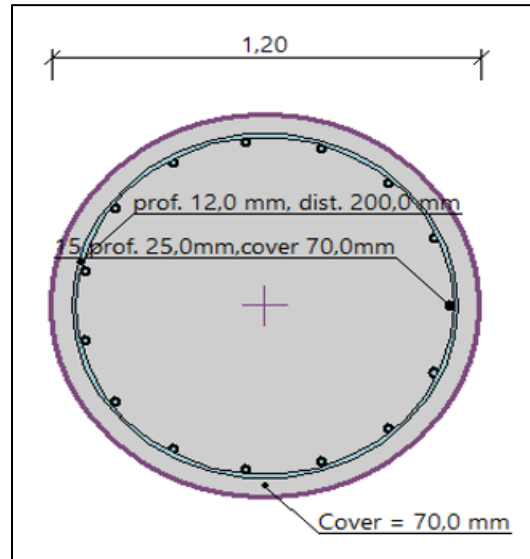


Figure 106: Détail du ferrailage de l'écran EC010

❖ **Vérification :**

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 15 pc bars 25,0 mm; cover 70,0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0,326 \% > 0,130 \% = \rho_{min}$

Load : $M_{Ed} = 943,22 \text{ kNm}$

Bearing capacity : $M_{Rd} = 1496,04 \text{ kNm}$

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - profile 12,0 mm; spacing 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 565,5 = 1131,0 \text{ mm}^2$

$b_w = 1,06 \text{ m}$; $d = 0,96 \text{ m}$

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1062,13 \text{ kN} > 235,01 \text{ kN} = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

only minimal shear reinforcement

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

X.3.2.1.2. Vérification des boutons :

L'analyse numérique réalisée sous GEO5 a permis de déterminer l'effort de compression maximal transmis aux boutons :

$$N_{ed} = 905,02 \text{ kN}$$

a) Résistance à la compression :

La section du bouton est : $1,00 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}$

La résistance de calcul du béton est donnée par :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$.
- $\gamma_c = 1,5$.

$$f_{cd} = \frac{35}{1,5} = 23,33 \text{ MPa}$$

La résistance de calcul de la section vaut alors :

$$N_{Rd} = A \times f_{cd}$$

Avec :

$$A = 1,00 \times 1,00 = 1,00 \text{ m}^2$$

$$N_{Rd} = 1,00 \times 23,33 = 23,33 \text{ MN} = 23330 \text{ kN}$$

Vérification :

$$N_{Rd} = 23330 \text{ kN} > N_{Ed} = 905,02 \text{ kN}$$

→ La résistance de calcul du buton reste largement supérieure à l'effort de compression appliqué.
La vérification à la compression est donc satisfaite.

b) Résistance au flambement des butons :

- Le moment d'inertie de la section carrée est :

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 1^3}{12} = 0,0833 \text{ m}^4$$

- Longueur de flambement :

Les butons étant assimilés à des poutres bi-appuyées, la longueur de flambement est prise égale à

$$L_f = L$$

Avec : $L = 9 \text{ m} \rightarrow L_f = 9 \text{ m}$

- La charge critique de flambement selon la formule d'Euler est donnée par :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_f^2}$$

Avec : $E = 10\,000 \text{ MPa} = 10^7 \text{ kN/m}^2$

On obtient :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 10^7 \times 0,0833}{9^2} = 101550 \text{ kN}$$

$$905,02 \text{ kN} < 101550 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

c) Ferrailage des butons : (détaille Annexe C)

- Armatures longitudinales adoptées : **7HA20**
- Armatures transversales : **Étriers HA10 espacés de 20 cm**

X.3.2.1.3. Vérification des liernes (Poutre de couronnement) en béton armé :

Efforts obtenus :

- Effort maximal : $F_{max} = 863,64 \text{ kN}$
- Moment maximal : $M_{max} = 693,07 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant maximal : $Q_{max} = 655,28 \text{ kN}$

Armatures adoptées :

- Armatures longitudinales : 6HA25
- Armatures transversales : HA12/20
- Enrobage : $c = 5 \text{ cm}$

a) Résistance à la flexion :

Moment sollicitant : $M_{Ed} = 693,07 \text{ KN.m}$

Section d'une barre HA25 :

$$A_{\phi 25} = \frac{\pi \times 25^2}{4} = 490,9 \text{ mm}^2$$

Pour 6 barres :

$$A_s = 6 \times 490,9 = 2945 \text{ mm}^2$$

Hauteur utile

$$d = h - c - \phi_{\text{étrier}} - \frac{\phi_{\text{long}}}{2}$$
$$d = 1400 - 50 - 12 - 12,5$$
$$d = 1325,5 \text{ mm}$$

Bras de levier :

$$z \approx 0,9d$$
$$z = 0,9 \times 1325,5$$
$$z = 1193 \text{ mm}$$

Résistance en flexion

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

Avec :

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

Donc :

$$M_{Rd} = 2945 \times 435 \times 1193$$
$$M_{Rd} = 1528 \times 10^6 \text{ N.mm}$$
$$M_{Rd} = 1528 \text{ kN.m}$$

Vérification :

$$M_{Rd} = 1528 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 693,07 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Vérification en flexion satisfaite.}$$

b) Résistance au cisaillement :

$$\text{Effort tranchant : } V_{Ed} = 655,28 \text{ kN}$$

$$\text{Armatures transversales : HA14/20 cm}$$

$$\text{Section d'un étrier HA14 : } A_{\phi 14} = 153 \text{ mm}^2$$

Étrier fermé $\rightarrow$ 2 branches :

$$A_{sw} = 2 \times 153 = 306 \text{ mm}^2$$

$$\text{Espacement : } s = 200 \text{ mm}$$

Résistance au cisaillement :

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

$$V_{Rd,s} = \frac{306}{200} \times 1191 \times 435$$

$$V_{Rd,s} \approx 797 \text{ kN}$$

Vérification :

$$V_{Rd,s} = 797 \text{ kN} > V_{Ed} = 655,28 \text{ kN} \Rightarrow \text{Résistance au cisaillement satisfaite.}$$

Plan de ferrailage :

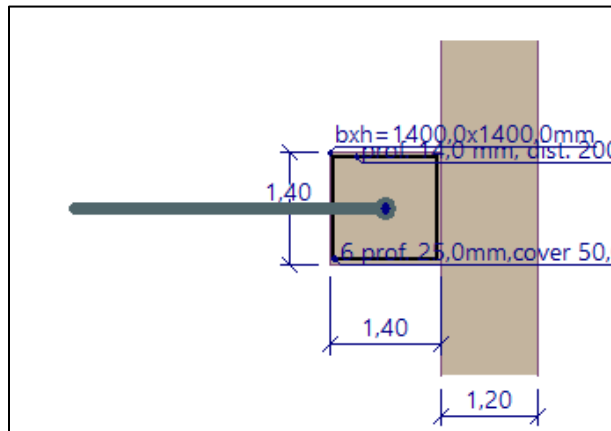


Figure 107: plan de ferrailage de lierne

X.3.2.2. Deuxième partie : EC 06 et EC 07 (auto-stable)

❖ **Caractéristiques géométriques de l'écran de soutènement de type EC 06 :**

Tableau 52: Caractéristiques géométriques de EC 06

Élément	Valeurs
Longueur des pieux armés	7 m
Hauteur d'excavation	3,73 m
Entraxe entre pieux	1,4 m
Diamètre des pieux	1,2 m
Type de structure	Auto-stable

X.3.2.2.1. Vérification de la stabilité des écrans :

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

La figure suivante illustre les cercles de glissement critiques en phase permanente, utilisés pour la vérification de la stabilité globale de l'ouvrage à long terme.

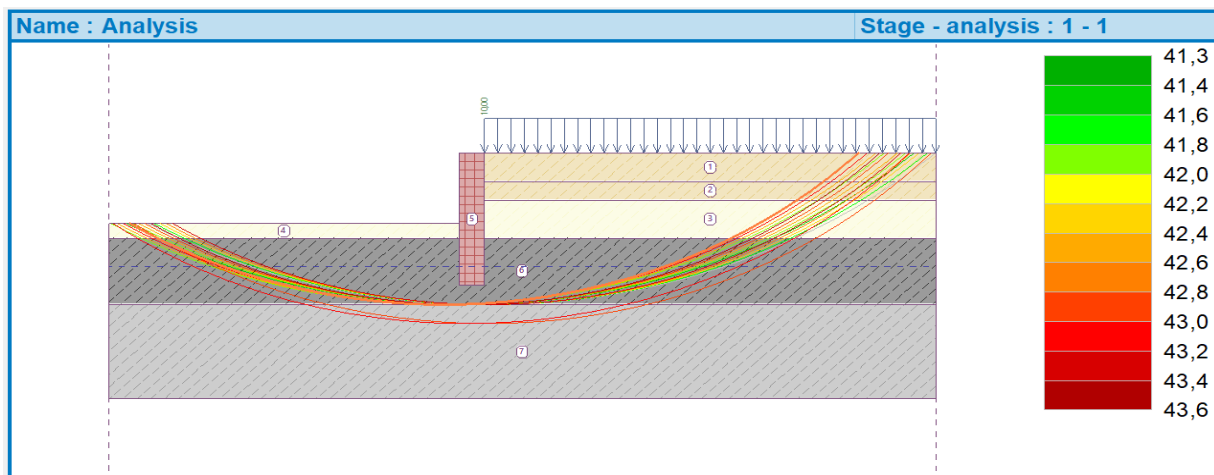


Figure 108: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 06 (Phase de service)

❖ Vérification de la stabilité de pente (Bishop) :

Le facteur de sécurité : $F_s = 2,3 \Rightarrow$ La stabilité de pente est admissible.

Analyse des efforts internes et des déformations :

❖ Stabilité interne :

La figure suivante montre la répartition du module de réaction du sol, les pressions exercées sur l'écran de soutènement ainsi que les déplacements associés en phase permanente. Ces résultats permettent d'apprécier le comportement de la structure et de vérifier sa stabilité interne sous les conditions de service à long terme.

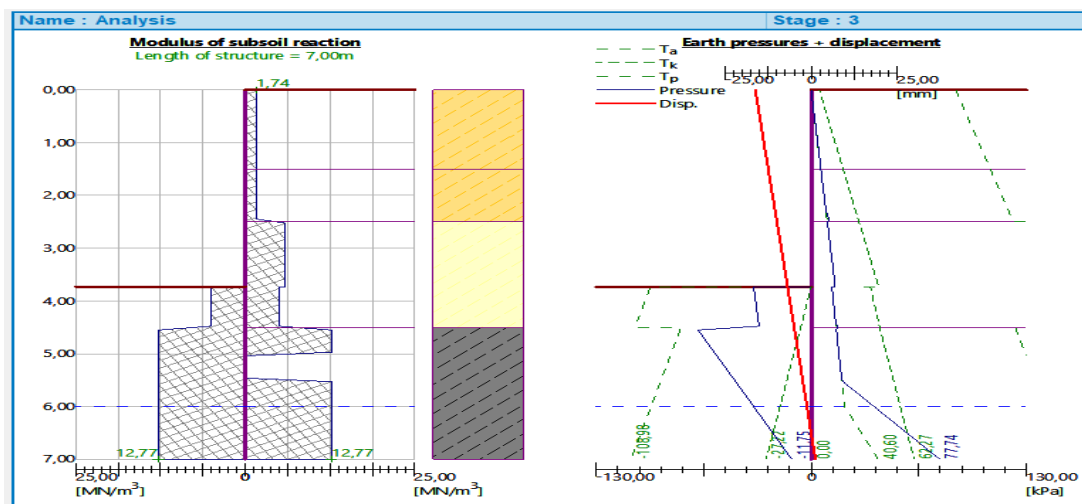


Figure 109: Stabilité interne de EC 06 (Phase de service)

❖ Efforts interne :

La figure suivante illustre les efforts internes de l'écran de soutènement en phase permanente, représentés par les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

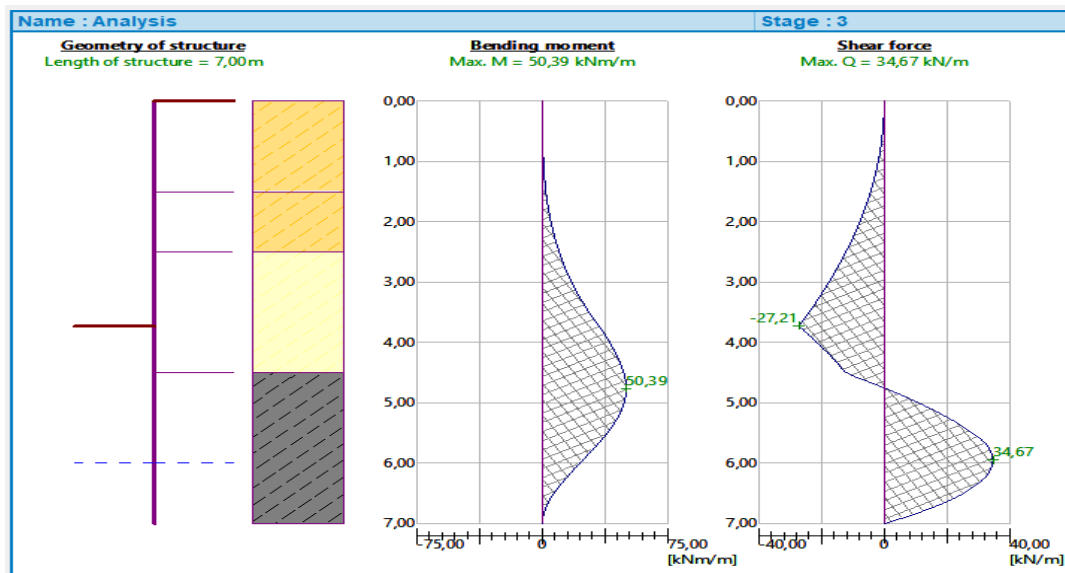


Figure 110: Efforts interne de EC 06 (Phase de service)

❖ ` Déformations + Contraints :

La figure suivante illustre les déformations et les contraintes de l'écran de soutènement en phase permanente à travers les profils de déplacement et de pression agissant sur la structure.

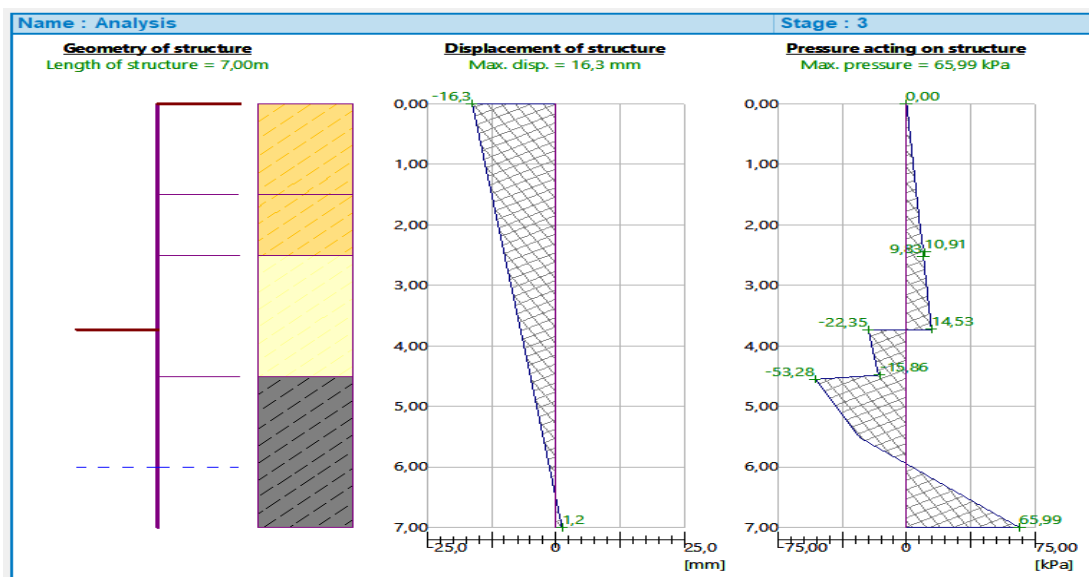


Figure 111: Déformations + Contraints de EC 06 (Phase de service)

❖ Mobilisation des butées :

La figure suivante montre la mobilisation de la butée passive au niveau de la partie fichée de l'écran de soutènement en phase permanente, ainsi que les déplacements qui en résultent. Elle met en évidence le rôle de la butée passive dans le maintien de la stabilité de l'ouvrage sous les conditions d'exploitation à long terme.

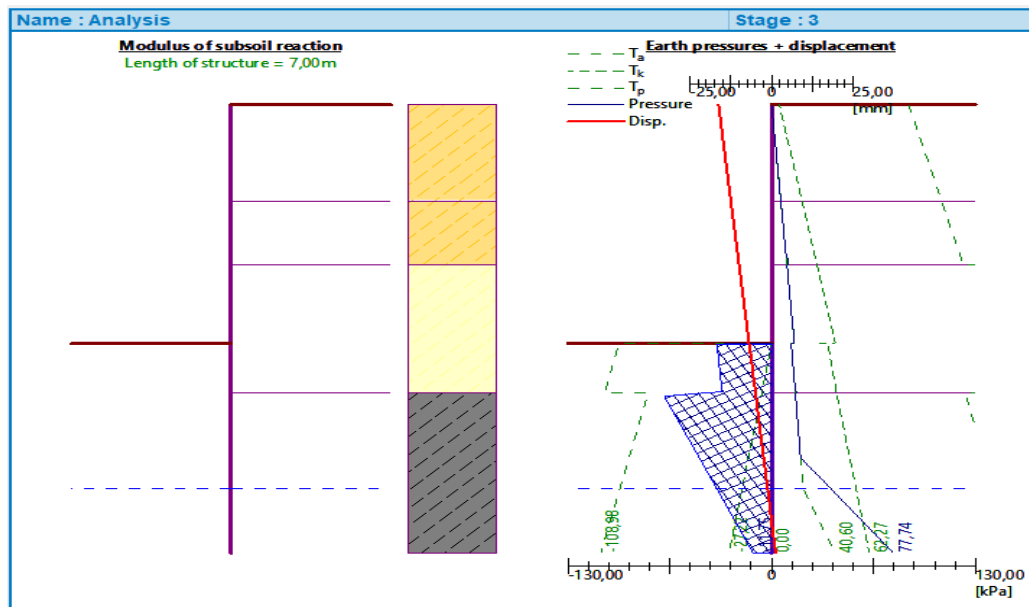


Figure 112: Mobilisation des butées de EC 06 (Phase de service)

Phase sismique :

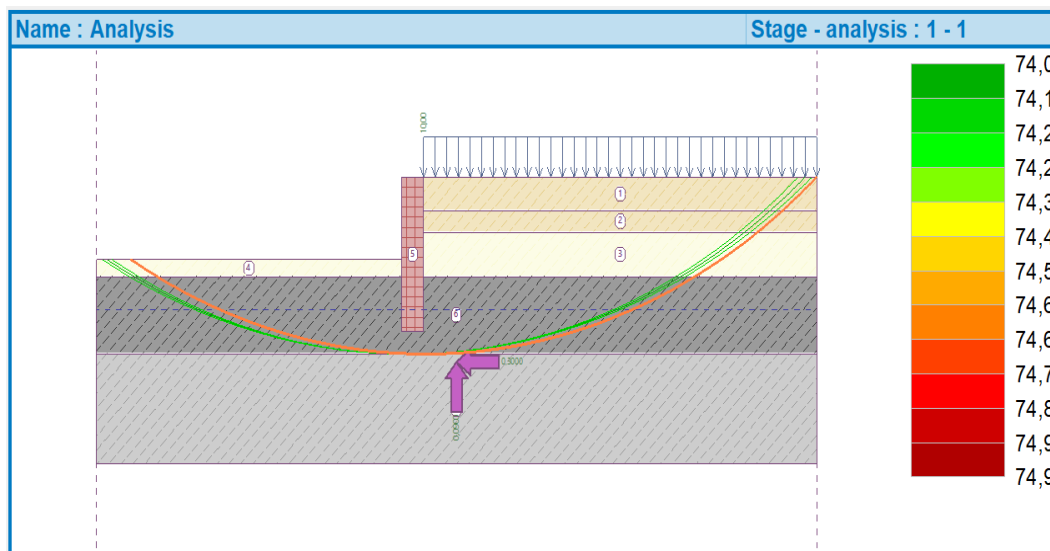


Figure 113: Stabilité générale (cercle de glissement) de EC 06 (Phase sismique)

❖ Vérification de la stabilité de pente (Bishop) :

Le facteur de sécurité : $F_s = 1,34 \Rightarrow$ La stabilité de pente est **admissible**.

Analyse des efforts internes et des déformations :

❖ Stabilité interne :

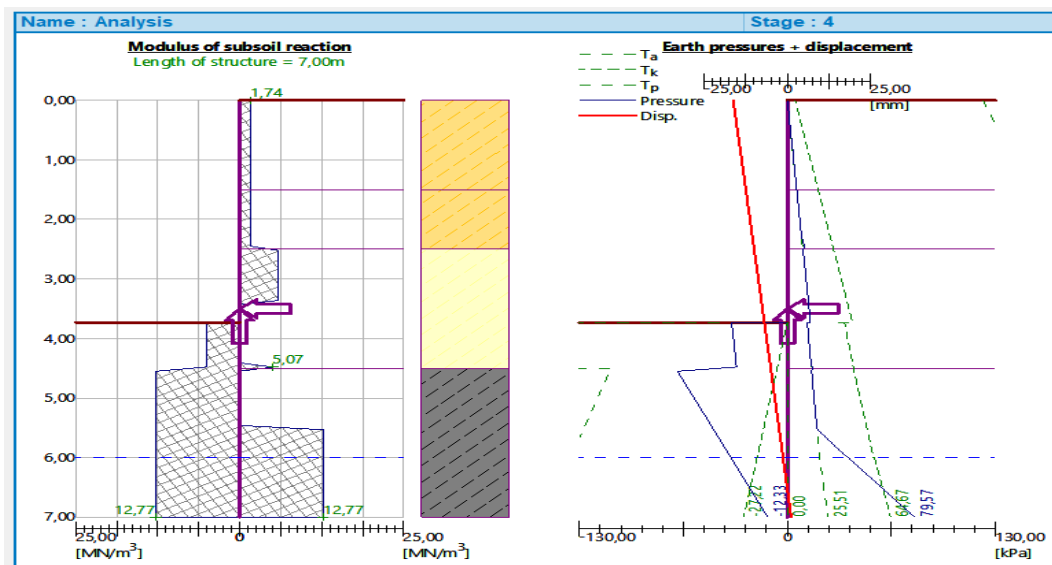


Figure 114: Stabilité interne de EC 06 (Phase sismique)

❖ Effort interne :

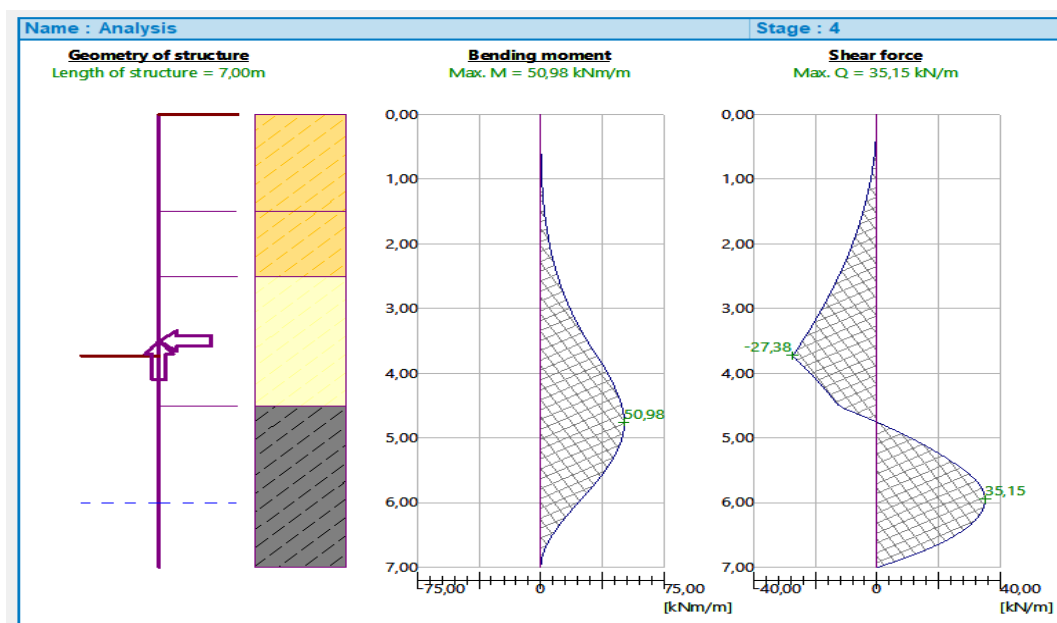


Figure 115: Efforts interne de EC 06 (Phase sismique)

❖ Déformations + Contraints :

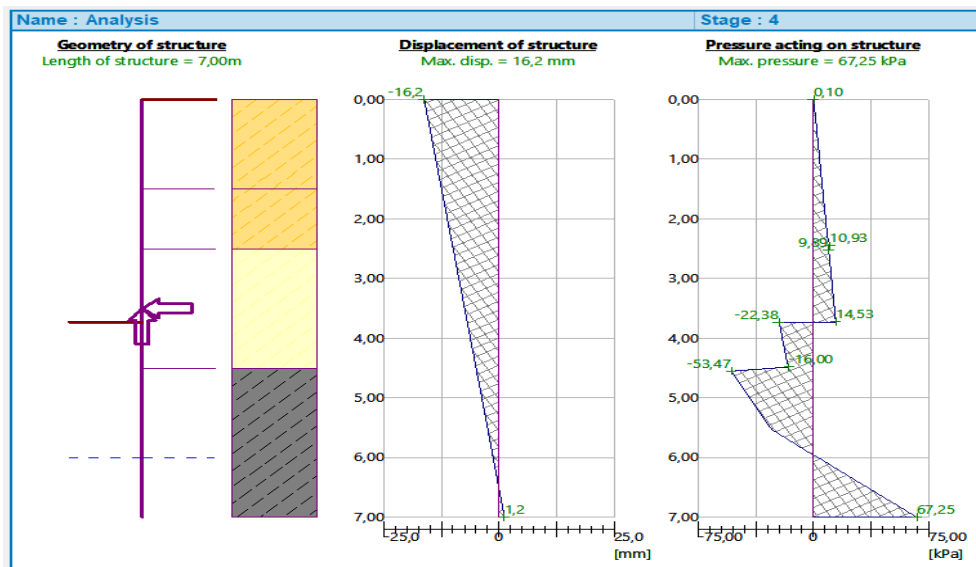


Figure 116: Déformations + Contraints de EC 06 (Phase sismique)

❖ Mobilisation des butées :

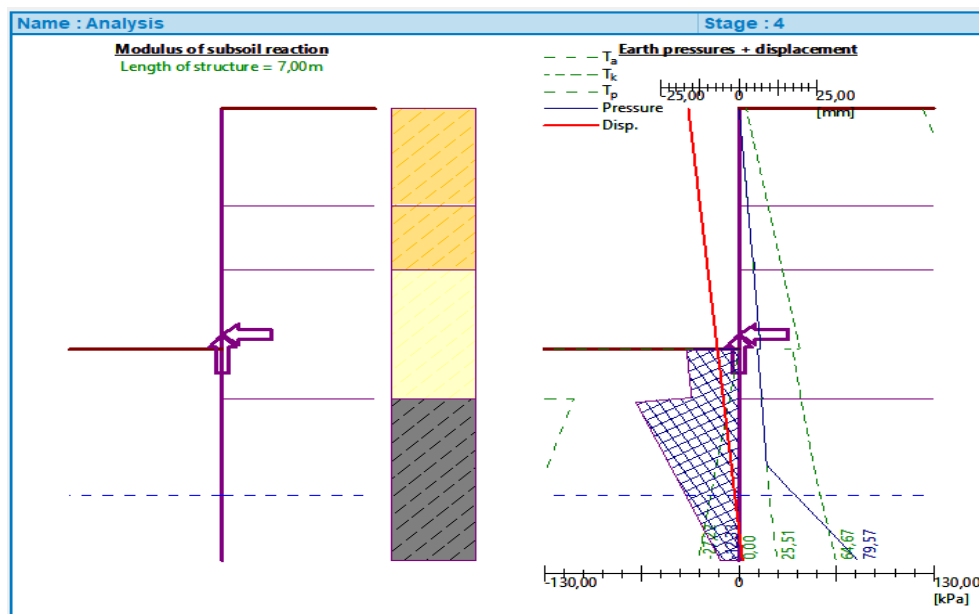


Figure 117: Mobilisation des butées de EC 06 (Phase sismique)

Vérification de la mobilisation de la butée passive :

- ❖ Résistance passive mobilisée : $R_{mob} = 127,53 \text{ kN/m}$
- ❖ Résistance passive maximale : $R_{max} = 438,30 \text{ kN/m}$
- ❖ Coefficient de sécurité requis : $SF_p = 1,50 < 3,44$

La mobilisation des butées est admissible selon les normes.

X.3.2.2.2. Ferrailage des pieux :

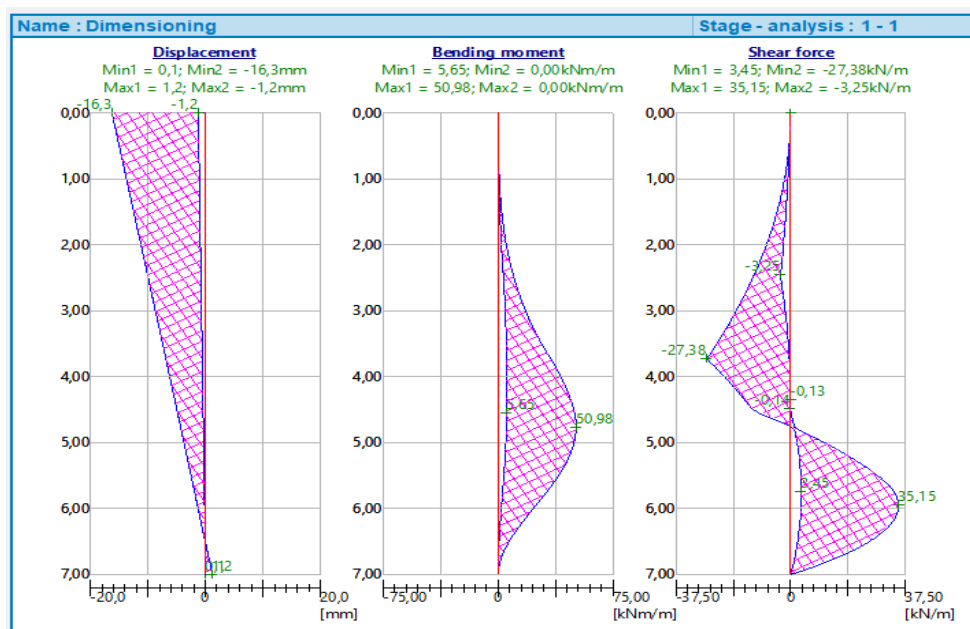


Figure 118: Diagrammes des déformations et efforts internes de EC 06

Reinforcement			
Reinforcement :		☒ Shear reinforcement	
No. of bars :	15,00 [pcs]	Profile :	12,0 [mm]
Cover :	70,0 [mm]	Spacing :	200,0 [mm]
Profile :	20,0 [mm]		
Additional reinf. profile :	0,0 [mm]		

Figure 119: Ferrailage EC 06

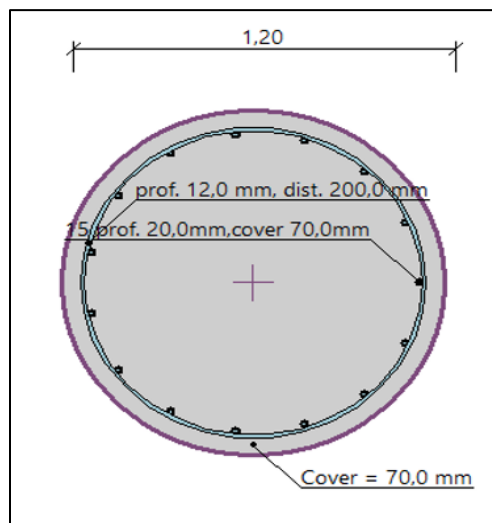


Figure 120: Ferrailage de EC 06

❖ **Vérification :**

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 15 pc bars 20,0 mm; cover 70,0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0,208 \% > 0,130 \% = \rho_{min}$

Load : $M_{Ed} = 71,38 \text{ kNm}$

Bearing capacity : $M_{Rd} = 996,93 \text{ kNm}$

Designed pile reinforcement is **SATISFACTORY**

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - profile 12,0 mm; spacing 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 565,5 = 1131,0 \text{ mm}^2$

$b_w = 1,06 \text{ m}$; $d = 0,96 \text{ m}$

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1062,13 \text{ kN} > 49,21 \text{ kN} = V_{Ed}$

Cross-section is **SATISFACTORY**.

only minimal shear reinforcement

X.4. L'habillage des écrans des pieux :

L'habillage constitue une étape importante dans la réalisation de l'ouvrage, contribuant à la fois à son intégration esthétique et à la protection des éléments de soutènement contre les agressions extérieures. Pour le projet étudié, des panneaux préfabriqués en béton ont été retenus afin d'assurer une finition soignée et une meilleure insertion de la structure dans son environnement.

Ces panneaux, à caractère non structural, remplissent principalement des fonctions de protection, de durabilité et d'amélioration de l'aspect architectural de l'ouvrage. Cette solution permet ainsi de garantir une bonne pérennité de l'infrastructure tout en valorisant son apparence générale.

X.5. Conclusion :

Les vérifications réalisées à l'aide du logiciel GEO5 ont permis de confirmer la stabilité globale et interne des écrans en pieux appuyés dans les différentes situations de calcul. Les résultats obtenus montrent que les coefficients de sécurité satisfont aux exigences réglementaires en vigueur, ce qui valide les dispositions géométriques et les caractéristiques retenues pour le système de soutènement. Ainsi, les écrans en pieux assurent un comportement satisfaisant et garantissent la sécurité de l'ouvrage.

CHAPITRE XI : ASSAINISSEMENT

XI.1. Introduction :

L'assainissement des trémies routières constitue un élément fondamental dans la conception de ces ouvrages. Implantées généralement en zones basses, elles présentent une forte sensibilité aux risques hydrauliques, qu'ils proviennent des eaux pluviales ou des infiltrations souterraines.

Dans ce cadre, ce chapitre présente les solutions retenues pour assurer une gestion efficace des eaux, ainsi que les approches de dimensionnement des dispositifs d'évacuation conformément aux exigences techniques en vigueur.

XI.2. Objectif de l'étude :

Cette étude prend également en considération les enjeux liés à l'environnement et à la sécurité en milieu urbain. Elle vise à éviter toute accumulation d'eau sur la chaussée afin de garantir des conditions de circulation sûres pour les usagers, tout en assurant la protection de l'infrastructure routière contre les effets du ruissellement excessif et de la saturation des dispositifs d'évacuation, susceptibles d'entraîner sa dégradation.

XI.3. Étude hydraulique :

L'étude hydraulique vise à évaluer, de façon statistique, l'intensité des crues pour des périodes de retour de 10 ans. Elle permet ainsi de déterminer les paramètres de conception afin de garantir la protection de la trémie contre les risques d'inondation.

Ce débit de projet (débit à évacuer) est estimé à l'aide de la méthode rationnelle, en s'appuyant sur les données de précipitations et les caractéristiques du bassin versant urbain. Cette démarche conduit à un dimensionnement approprié des ouvrages de drainage garantissant une évacuation efficace des eaux.

XI.4. Délimitation des bassins versants :

Dans le cadre de cette étude, le site a été subdivisé en sept bassins versants distincts d'environ 30 m de longueur. Ces derniers ont été regroupés en deux ensembles correspondant aux deux ouvertures de l'ouvrage (vers Blida et vers Bahli). Les bassins versants constituant chaque ensemble, à savoir (1-2-3-4) et (5-6-7), sont hydrauliquement connectés en série, de manière à assurer l'acheminement progressif des écoulements vers l'ouvrage.

Les eaux de ruissellement issues de ces deux ensembles convergent vers la partie couverte de l'ouvrage (le cadre), où se situe le point bas commun. Ce dernier constitue l'exutoire principal, assurant l'évacuation des débits collectés.

XI.4.1. Synthèse des Caractéristiques des Bassins Versants :

Le tableau ci-dessous représente les caractéristiques géométriques et topographiques des différents bassins versants considérés pour le dimensionnement du réseau d'assainissement pluvial.

Tableau 53: Caractéristiques des Bassins Versants

N° du bassin versant		Surface du bassin versant (Ha)	Longueur du BV (m)	L'altitude maximale Hmax (m)	L'altitude minimale Hmin (m)	Dénivelée (m)	Pente %
Bassin versant vers BOUFARIK	BV01	0.021	30	71,39	69,596	1.794	5.98
	BV02	0.021	30	69,596	67,802	1.794	5.98
	BV03	0.021	30	67,802	66,008	1.794	5.98
	BV04	0.021	30	66,008	64,214	1.794	5.98
Bassin versant vers BAHLI	BV05	0.021	30	67,7	66,62	1.08	3.6
	BV06	0.021	30	66,62	65,54	1.08	3.6
	BV07	0.021	30	65,54	64,46	1.08	3.6

XI.4.2. Calcul de débit de point Qp (pluvial):

Pour déterminer le débit maximal de ruissellement des eaux pluviales en appliquant la méthode rationnelle.

$$Qp = (1/360) \times C \times I \times A$$

Avec :

- C : Coefficient de ruissellement pondéré de l'impluvium.
- I : Intensité de la pluie (mm/h).
- A : La surface du bassin versant (Ha).

XI.4.3. Coefficient de ruissellement pondéré de l'impluvium :**Tableau 54: Coefficient de ruissellement pondéré de l'impluvium**

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**.

XI.4.4. Intensité de la pluie :

Pour calculer l'intensité de la pluie on utilise Les courbes IDF :

- Les courbes IDF (Intensité–Durée–Fréquence) sont obtenues à partir d'une analyse statistique d'un ensemble d'hyétogrammes mesurés.

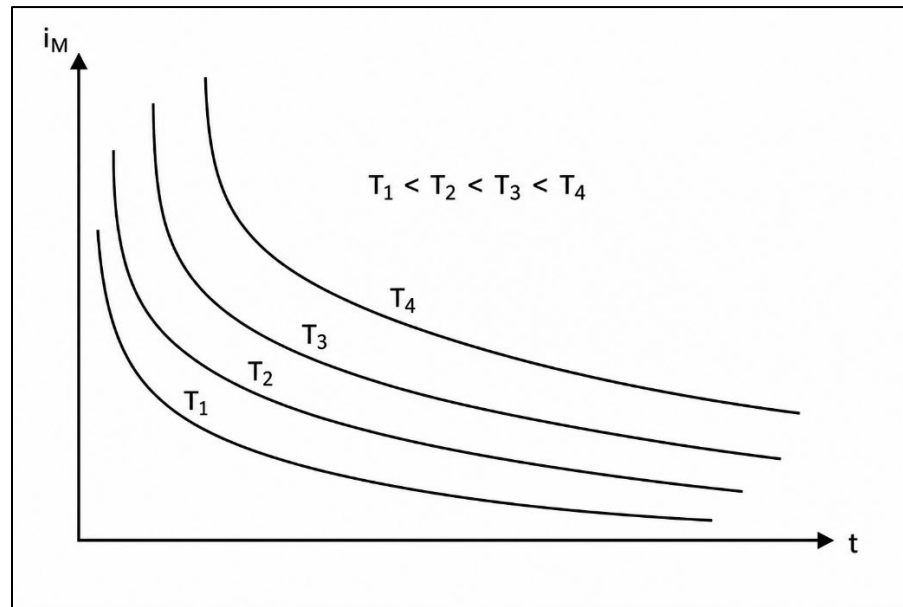


Figure 121: Courbes intensités-durées-fréquences.

- Pour représenter ces relations, différentes lois empiriques peuvent être adoptées. Parmi elles, la formule de Montana figure parmi les plus utilisées :

$$I(T, tc) = a(T) \times tc^{-b}$$

Avec :

- tc : le temps de concentration.
- T : La période (pour un site urbain : $T=10$ ans).

Détermination des coefficients spécifiques au site considéré (BOUFARIK) :

- $a(T=10\text{ans}) = 37.8$
- $b(T=10\text{ans}) = 0.65$

XI.4.5. Temps de concentration :

Pour chaque bassin versant, on doit d'abord déterminer le temps de concentration t_c afin de pouvoir calculer l'intensité moyenne $I(T, t_c)$.

L'estimation de ce dernier est généralement réalisée à l'aide de la relation suivante :

$$Tc = tr + ts$$

Avec :

- Tc : temps de concentration en (min)

- T_r : le temps de ruissellement, on le prend égale 3 min
- T_s : le temps de stockage, avec $t_s = \frac{L}{60.V}$ (min)

XI.4.6. Étude du dimensionnement hydraulique de la canalisation d'assainissement :

Le calcul des débits pluviaux ainsi que le dimensionnement des conduites d'assainissement ont été réalisés suivant une démarche itérative.

- **1^{ère} itération :** : une première itération a permis d'estimer les débits à partir des caractéristiques hydrologiques initiale ($t_s = \frac{L}{60.V}$ avec : $V = 1 \text{ m/s}$), et des dimensions initialement adoptées pour les conduites.

Les tableaux ci-dessous présentent les caractéristiques hydrologiques, ainsi que les débits pluviaux calculés pour chaque bassin versant :

Tableau 55: Les caractéristiques hydrologiques

BV	Vers Blida				Vers Bahli		
	01	02	03	04	05	06	07
Rejet	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
Tr (min)	3	3	3	3	3	3	3
Ts (min)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Tc (min)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Tc (h)	0,0583	0,0583	0,0583	0,0583	0,0583	0,0583	0,0583
I (mm/h)	16,74	16,74	16,74	16,74	16,74	16,74	16,74

Tableau 56: Dimensionnement des conduites d'assainissement de la première itération

BV	Vers Blida				Vers Bahli		
	01	02	03	04	05	06	07
Rejet	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
Tc eq (h)	0,233				0,175		
I eq (mm/h)	97,34				117,36		
A eq (Ha)	0,084				0,063		
Q eq (m³/s)	0,0204				0,0185		
D (m)	0,118				0,125		
Ø commercial (mm)	300				300		

❖ Calcul de la Vitesse a pleine section V_{ps} :

La vitesse maximale est déterminée à l'aide de la formule de **Manning-Strickler** :

$$V_{ps} = K.Rh^{2/3}.I^{1/2}$$

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

$$Rh = \frac{\text{section mouille}}{\text{perimetre mouille}} = \frac{\pi D^2/4}{\pi D}$$

$$V = rv.Vps \text{ Avec : } rv = 0,64$$

Le tableau suivant représente les vitesses d'écoulement de la première itération :

Tableau 57: Vitesse d'écoulement de la première itération

BV	Vers Blida	Vers Bahli
Peq (m/m)	0,0598	0,036
Vps (m/s)	3,48	2,7
V (m/s)	2,23	1,73

Les vitesses d'écoulement et les temps de concentration obtenues ont ensuite été réintroduits dans les calculs afin d'affiner les résultats.

- **2^{ème} itération** : une seconde itération a été effectuée à partir des résultats obtenus dans la 1^{ère} itération, conduisant à des valeurs très proche de celles obtenues précédemment.

$$Tc = tr + ts \text{ avec } ts = \frac{L}{60 \times V}$$

$$\text{Vers Blida : } ts = \frac{30}{60 \times 2,23} = 0,22 \text{ min}$$

$$\text{Vers Bahli : } ts = \frac{30}{60 \times 1,73} = 0,29 \text{ min}$$

Tableau 58: Dimensionnement des conduites d'assainissement de la deuxième itération

BV	Vers Blida				Vers Bahli		
	01	02	03	04	05	06	07
Rejet	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7
Tc eq (h)	0,215				0,1645		
I eq (mm/h)	102,76				122,18		
A eq (Ha)	0,084				0,063		
Q eq (m³/s)	0,0216				0,0192		
D (m)	0,1205				0,127		
Ø commercial (mm)	300				300		

Calcul de la Vitesse a pleine section Vps :**Tableau 59: Vitesse d'écoulement de la deuxième itération**

BV	Vers Blida	Vers Bahli
Peq (m)	0,0598	0,036
Vps (m/s)	3,48	2,7
V (m/s)	2,23	1,73

La convergence des résultats ayant été atteinte, les dimensions retenues pour les conduites ont été jugées satisfaisantes et adoptées pour le dimensionnement définitif du réseau d'assainissement.

XI.4.7. Calcul du débit équivalent totale :

$$Q_{tot} = (1/360) \times C \times I \times A$$

Tableau 60: Débit équivalent total dans la partie couverte

C	Tc (h)	I (mm/h)	A (Ha)	Q (m³/s)	P (m/m)	D (m)	Ø commercial (mm)
0,9	0,1645	122,175	0,147	0,045	0,0486	0,165	300

XI.5. Vérification des conditions d'autocurages :

Les conditions d'autocurages servent à vérifier que la vitesse de l'eau dans les canalisations d'assainissement est suffisante pour éviter le dépôt des matières solides au fond des conduites.

En effet, lorsque le débit devient faible, la vitesse diminue également. Si cette vitesse est trop faible, les sédiments peuvent s'accumuler et provoquer des problèmes d'exploitation du réseau.

Pour garantir le bon fonctionnement des conduites, on impose donc des vitesses minimales :

- $V \geq 0,6$ m/s pour un débit égal à 1/10 du débit a pleine section.
- $V \geq 0,3$ m/s pour un débit égal à 1/100 du débit a pleine section.

Calcule du débit et de la vitesse a pleine section Qps et Vps :

$$Q_{ps} = K \cdot R_h^{2/3} \cdot S \cdot i^{1/2} \text{ avec: } \varnothing=300 \text{ mm}$$

$$Q_{ps} = 0,222 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{D'où : } V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{S} = 3,14 \text{ m/s}$$

❖ **Condition a 0,1 du débit :**

$$\frac{Q}{Q_{ps}} = 0,1 \rightarrow \frac{V}{V_{ps}} = 0,64 \text{ (D'après les abaques hydrauliques)}$$

$$V = 0,64 \times V_{ps} = 0,64 \times 3,14 = 2,01 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s}$$

Donc : la 1^{ère} condition est vérifiée

❖ **Condition a 0,01 du débit :**

$$\frac{Q}{Q_{ps}} = 0,01 \rightarrow \frac{V}{V_{ps}} = 0,32 \text{ (D'après les abaques hydrauliques)}$$

$$V = 0,32 \times V_{ps} = 0,32 \times 3,14 = 1,005 \text{ m/s} > 0,3 \text{ m/s}$$

Donc : la 2^{ème} condition est vérifiée

La vérification des conditions d'autocurages a été réalisée conformément aux recommandations usuelles des réseaux d'assainissements. Les résultats obtenus montrent que les vitesses dans les conduites restent supérieures aux limites minimales recommandées, garantissant ainsi l'absence de dépôts solides et le bon fonctionnement hydraulique du réseau.

XI.6. Collecte et évacuation des eaux pluviales :

Afin d'assurer l'évacuation des eaux pluviales collectées au niveau de la trémie, deux puisards ont été aménagés à 10 m de l'exutoire principale de la partie couverte. Ces ouvrages reçoivent les eaux provenant des deux ensembles de bassins versants situés de part et d'autre de l'ouvrage. Les eaux accumulées dans les puisards sont ensuite relevées par pompage et refoulées vers un regard de raccordement implanté à proximité.

XI.6.1. Dimensionnement du puisard :

Le dimensionnement du puisard repose sur l'évaluation du volume d'eau à emmagasiner pendant le temps de fonctionnement du système de relevage. Le volume utile du puisard est déterminé à partir du débit collecte et du temps de base selon la relation suivante :

$$Q = \frac{V}{tb} \rightarrow V = Q \times tb$$

Où :

- V : le volume du puisard (m³)
- Q : le débit collecte (Q = 0,045 m³/s)
- tb : le temps de base, $tb = tc \times 2$

Une fois ce volume est déterminé, les dimensions géométriques du puisard sont choisies de manière à satisfaire les exigences de stockage et d'exploitation de l'installation.

Les résultats de calculs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 61: Résultat de calcul du volume du puisard

Tc de la conduite (regard centrale – puisard) (s)	Tc le plus grand des 2 ensembles de bassins (vers Blida et vers Bahli) (s)	Tc eq totale (s)	Tb (s)	V (m³)
190	772,8	962,8	1925,6	86,652

D'après les recommandations du SETRA, le volume du puisard a été majoré de 50% afin de tenir compte des incertitudes hydrauliques et des conditions d'exploitations.

Donc : $V_{\text{Puisard}} = 1,5 V = 1,5 \times 86,652 = 129,978 \text{ m}^3$

Afin de déterminer les dimensions géométriques, nous avons adopté une section carrée de $3,5\text{m} \times 3,5\text{m}$, soit une surface de $12,25 \text{ m}^2$. La hauteur est ensuite déduite par la relation :

$H = V/S = 129,978 / 12,25 = 10,61 \text{ m} \rightarrow H = 11 \text{ m}$

XI.7. Dimensionnement du système de relevages des eaux pluviales :

Après le dimensionnement du réseau d'assainissement et la détermination des débits pluviaux à évacuer, il est nécessaire de prévoir un système de relevage permettant d'assurer l'évacuation des eaux accumulées au point bas de la trémie. En raison de la configuration de l'ouvrage, les eaux de ruissellement sont collectées dans un puisard, à partir duquel elles sont refoulées vers le point de rejet à l'aide d'un système de pompage. Le choix de la pompe constitue une étape importante de l'étude, puisqu'il doit garantir l'évacuation efficace des débits de projet tout en assurant la continuité de fonctionnement de l'ouvrage. Dans cette partie, les caractéristiques hydrauliques du système de relevage sont déterminées afin de sélectionner une pompe adaptée aux conditions d'exploitation, notamment en termes de débit, de hauteur manométrique totale et de puissance requise.

XI.7.1. Calcul de la hauteur manométrique totale Hmt :

$H_{mt} = H + \Delta H + P_s$

Avec :

- H : la hauteur géométrique (la dénivelée)
- ΔH : les pertes de charges ($\Delta H = \Delta H_L + \Delta H_S$)
- P_s : pression de sécurité

Où :

- ΔH_S : les pertes de charges singulières, avec : $\Delta H_S = 10\% \Delta H_L$
- ΔH_L : les pertes de charges linéaires, avec : $\Delta H_L = \left(\frac{\lambda L}{D} \right) \cdot \frac{V^2}{2g}$

Où :

- L : longueur totale entre de puisard et le point de rejet

- V : vitesse de l'écoulement (m/s)
- D : diamètre de la conduite
- g : l'accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)
- λ : coefficient de perte de charge linéaire, est calculé par itérations en utilisant la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left(\frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3,71D} \right)$$

Où :

- K : coefficient de rugosité de l'acier (0,002 mm)
- Re : nombre de Reynolds, avec : $Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$

Où : ν : la viscosité de l'eau égale 10⁻⁶ m²/s

❖ **Calcul du nombre de Reynolds:**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{0,045}{\frac{\pi \cdot 0,3^2}{4}} = 0,637 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} = \frac{0,637 \times 0,3}{10^{-6}} = 191100$$

Le tableau ci-dessous représente les résultats des itérations de calcul du coefficient de la perte de charge :

Tableau 62: Résultats de calcul du coefficient de la perte de charge

Numéro d'itération n	λ _n supposée au départ	λ _{n+1} calculée
1	0,02	0,0154
2	0,0154	0,0159
3	0,0159	0,0158
4	0,0158	0,0158

La convergence des résultats a été atteinte au niveau de la 4^{ème} itération, donc on prend :

$$\lambda = 0,0158$$

❖ **Calcul de la perte de charge linéaire :**

$$\Delta HL = \left(\frac{\lambda \cdot L}{D} \right) \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} = \left(\frac{0,0158 \times 14,5}{0,3} \right) \times \frac{0,637^2}{2 \times 9,81} = 0,016 \text{ m}$$

Avec :

L : la distance de la conduite du refoulement (pompe-regards de rejet)

$$L = 10,5 + 4 = 14,5 \text{ m}$$

Donc: $\Delta H_s = 10\%$. $\Delta H_L = 0,1 \times 0,017 = 0,0017 \text{ m}$

D'où : $\Delta H = 0,016 + 0,0016 = 0,0176 \text{ m}$

❖ Calcul de Hmt :

$$H_{mt} = H + \Delta H + P_s$$

H : le dénivelé entre le point le plus bas du puisard et le point le plus bas du regard

$$H = 11 - 2 = 9 \text{ m}$$

Donc : $H_{mt} = 9 + 0,0176 + 1 = 10,0176 \text{ m}$

À partir du regard, l'évacuation s'effectue gravitairement vers le réseau d'assainissement existant, qui constitue le point de rejet final.

Cette solution permet d'assurer une collecte efficace des eaux pluviales et de garantir le bon fonctionnement du système de drainage de la trémie.

❖ Choix de la pompe :

À l'issue du dimensionnement des puisards et de la détermination des caractéristiques hydrauliques du système de relevage, une pompe adaptée aux conditions d'exploitation du projet a été sélectionnée. Le choix de cette pompe a été effectué en tenant compte du débit de refoulement requis, de la hauteur manométrique totale calculée ainsi que des contraintes d'exploitation de l'ouvrage.

La figure suivante présente la pompe retenue ainsi que ses principales caractéristiques géométriques et dimensionnelles :

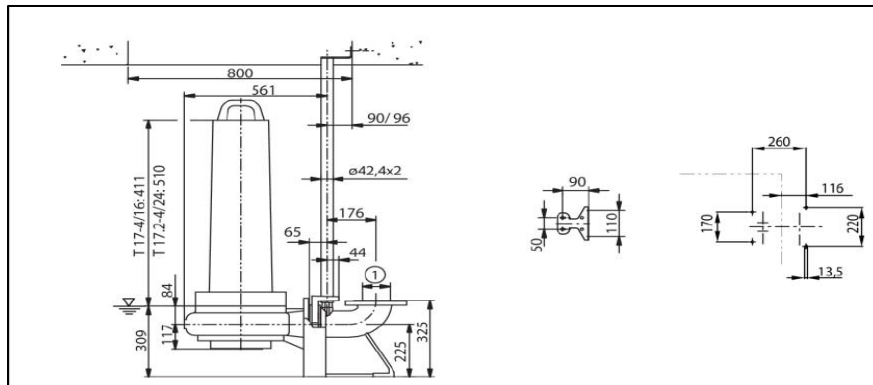


Figure 122: Caractéristiques géométriques et dimensionnelles

XI.8. Plan d'assainissement :

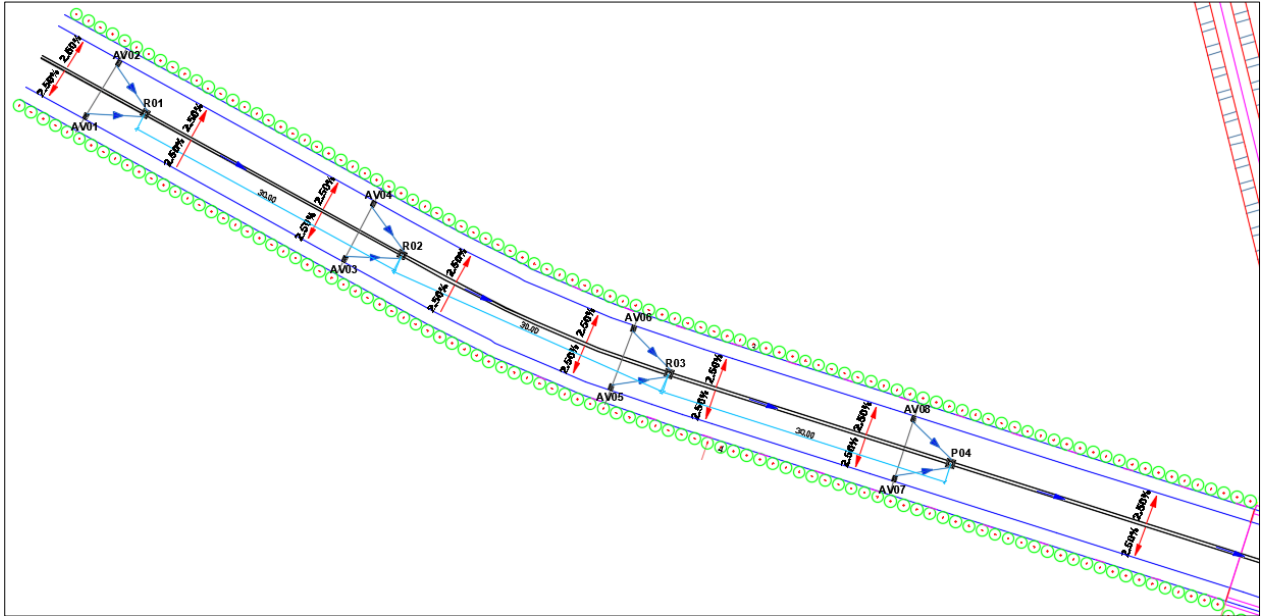


Figure 123: Plan d'assainissement de la partie ouverte – vers Blida –

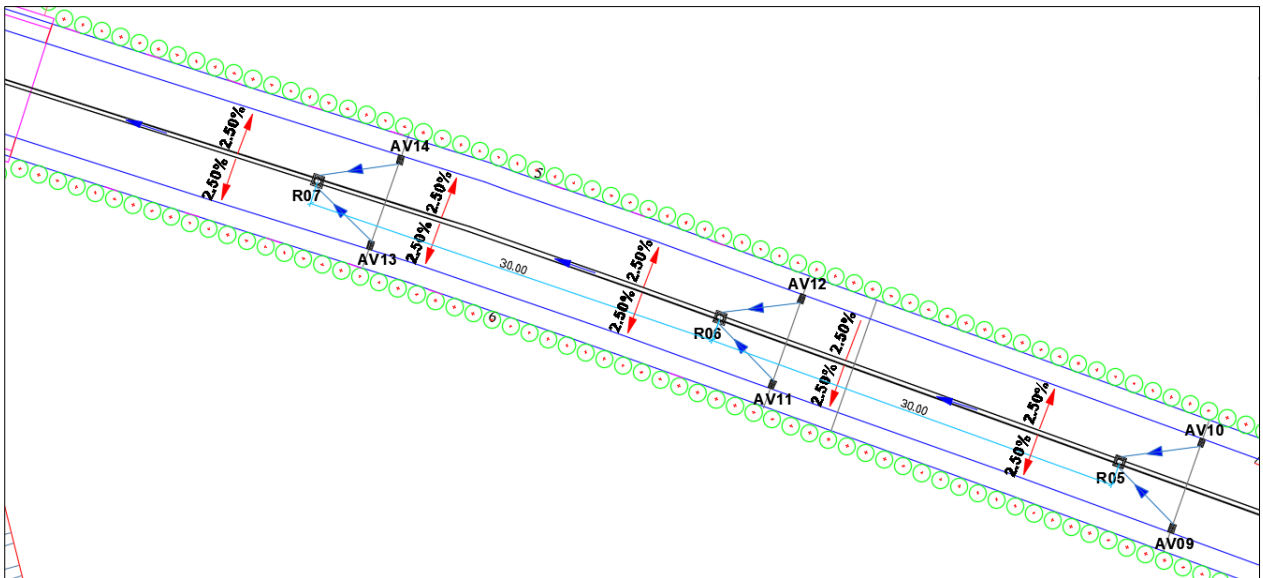


Figure 124: Plan d'assainissement de la partie ouverte – vers Bahli –

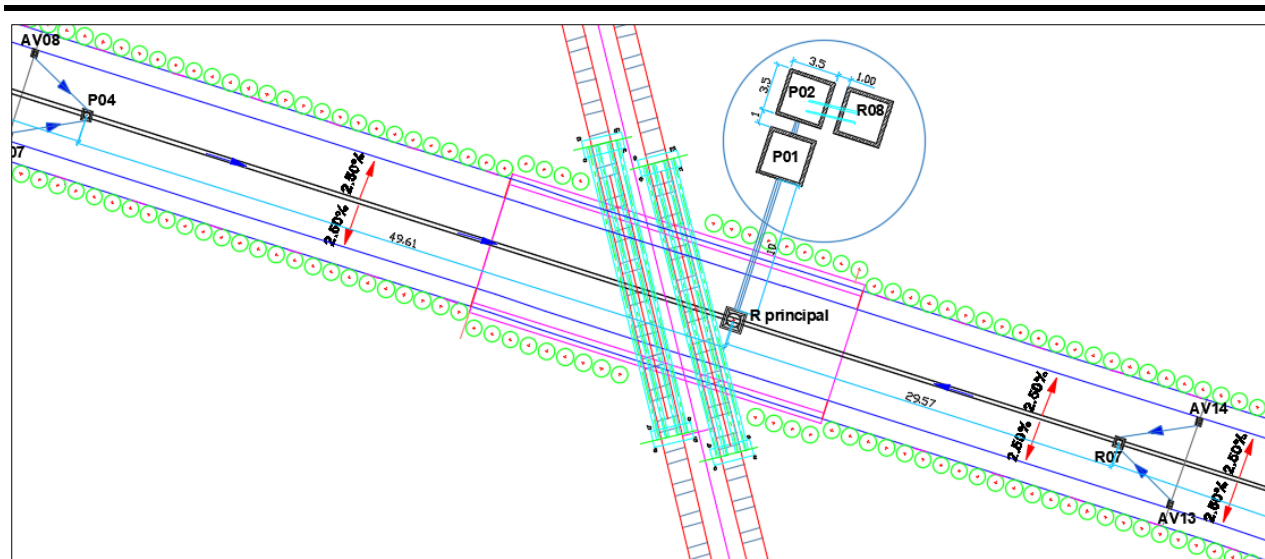


Figure 125: Plan d'assainissement de la partie couverte – centrale –

XI.9. Conclusion :

L'étude hydraulique réalisée a permis de proposer un système d'assainissement adapté aux caractéristiques du site et aux conditions d'écoulement des eaux pluviales. Le dimensionnement des ouvrages et des canalisations garantit une évacuation efficace des eaux tout en réduisant les risques d'inondation au niveau de la trémie.

Les eaux collectées au point bas seront évacuées vers la canalisation existante à l'aide d'un système de pompage, assurant ainsi le bon fonctionnement hydraulique et la durabilité de l'ouvrage même lors des fortes précipitations

CHAPITRE XII : CONCLUSION GENERALE

XII.1. Conclusion générale :

Le présent projet de fin d'études a porté sur l'étude et la conception d'une trémie ferroviaire implantée à Blida, entre les localités de Bahli et de Boufarik. L'objectif principal de cet ouvrage est d'améliorer la fluidité de la circulation routière et ferroviaire tout en supprimant le passage à niveau existant, identifié comme un point de congestion majeur et une source de risque pour les usagers.

L'étude géotechnique réalisée a permis de caractériser les formations de sol en place et de déterminer les paramètres nécessaires au dimensionnement des ouvrages de soutènement par écrans de pieux. Les différentes vérifications effectuées ont mis en évidence un comportement satisfaisant de l'ouvrage, tant en situation d'exploitation normale qu'en situation sismique. Les résultats obtenus en termes d'efforts internes, de déplacements et de contraintes confirment la cohérence de l'interaction sol-structure et attestent de la stabilité globale du système retenu.

Les vérifications relatives aux butons ont également démontré leur aptitude à reprendre les efforts transmis par les écrans de soutènement, aussi bien vis-à-vis de la résistance en compression que du risque de flambement.

Afin de garantir la continuité du trafic ferroviaire durant les travaux, des ouvrages provisoires constitués de tabliers auxiliaires et de palées métalliques ont été mis en œuvre. Les analyses réalisées ont confirmé leur stabilité et leur capacité portante face aux différentes sollicitations appliquées. Le phasage d'exécution adopté a ainsi permis d'assurer le maintien de l'exploitation ferroviaire tout en garantissant la sécurité des opérations de construction.

Par ailleurs, l'étude hydraulique a conduit à la conception d'un système d'assainissement adapté aux contraintes du site. Les eaux pluviales collectées au niveau de la trémie sont acheminées vers des puisards, puis évacuées par un système de pompage avant leur rejet dans le réseau d'assainissement existant. Cette solution permet de prévenir tout risque d'accumulation d'eau et d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage en phase d'exploitation.

En définitive, l'ensemble des études, dimensionnements et vérifications réalisés a permis de valider les solutions techniques retenues. Celles-ci répondent aux exigences de sécurité, de stabilité, de fonctionnalité et de durabilité imposées pour ce type d'infrastructure, tout en assurant la continuité des circulations routière et ferroviaire aussi bien durant les travaux qu'en phase d'exploitation.

Références bibliographiques et logicielles :

- [1] RPOA 2008. *Règlement Parasismique Algérien applicable aux Ouvrages d'Art*, version 2008, Algérie.
- [2] SETRA. *Guide de conception des ponts-cadre et portiques (VIPP)*, Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, France, 1996.
- [3] BAEL 91 révisé 99. *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, France, 1999.
- [4] CEN. *Eurocode 1 (EN 1991) : Actions sur les structures*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles.
- [5] CEN. *Eurocode 2 (EN 1992) : Calcul des structures en béton*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles.
- [6] CEN. *Eurocode 3 (EN 1993) : Calcul des structures en acier*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles.
- [7] CEN. *Eurocode 7 (EN 1997) : Calcul géotechnique*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles.
- [8] DTR. *Documents Techniques Réglementaires algériens*, Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie.
- [9] SNCF – Livret 2.01. *Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes*, Société Nationale des Chemins de fer Français (SNCF), France.
- [10] AFNOR. *NF P94-282 : Fondations profondes – Tirants d'ancrage*, Association Française de Normalisation, France.
- [11] SETRA. *Guide Technique des Terrassements et Assainissements (TA 2020)*, Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, France, 2020.

Références logicielles :

- [1] GEO5, Fine Software.
- [2] Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Autodesk.
- [3] Robot Expert, Graitec.

[4] AutoCAD, Autodesk.

[5] Microsoft Excel, Microsoft Corporation.

Annexes :

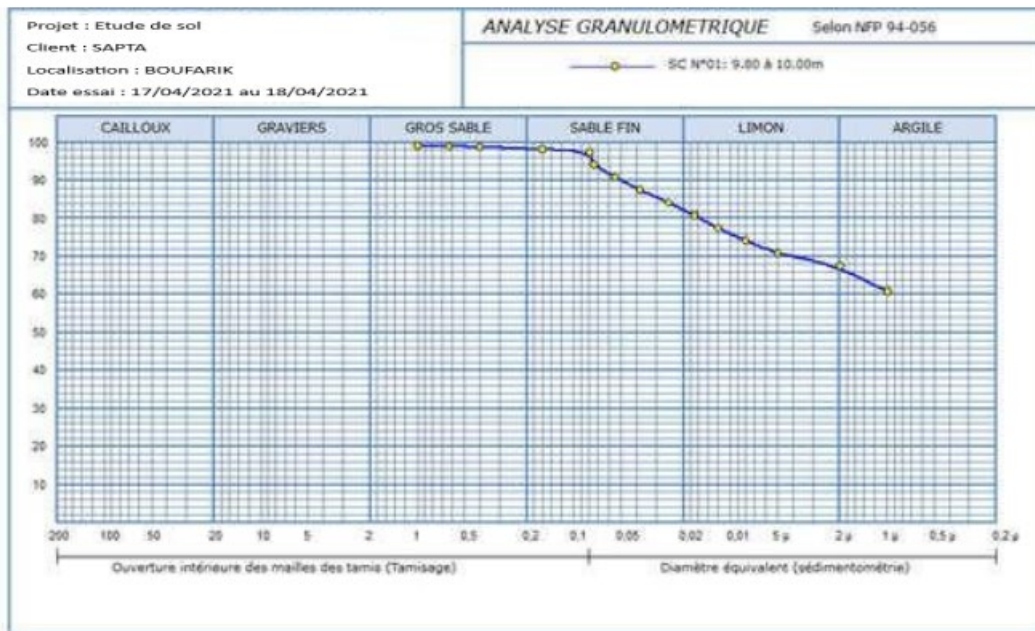
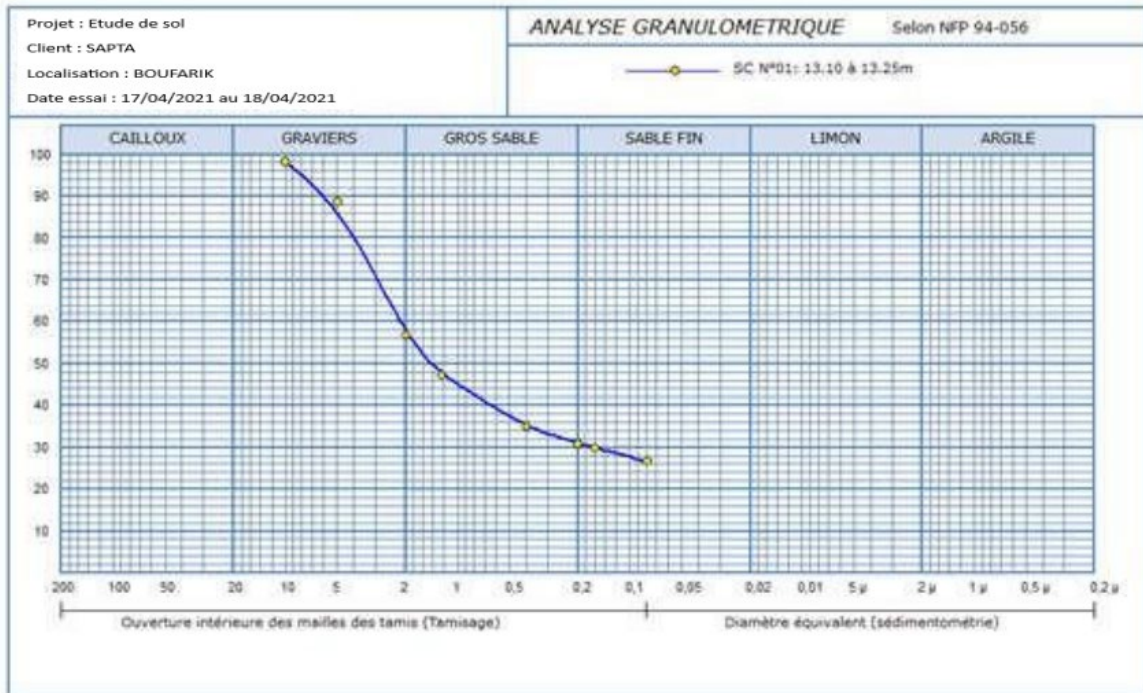
Annexe A : Données de rapport géotechnique

Annexe B : Vérifications des éléments de phasage

Annexe C : Ferrailage

Annexe D : Étude de stabilité des pieux

Annexe A : Données de rapport géotechnique

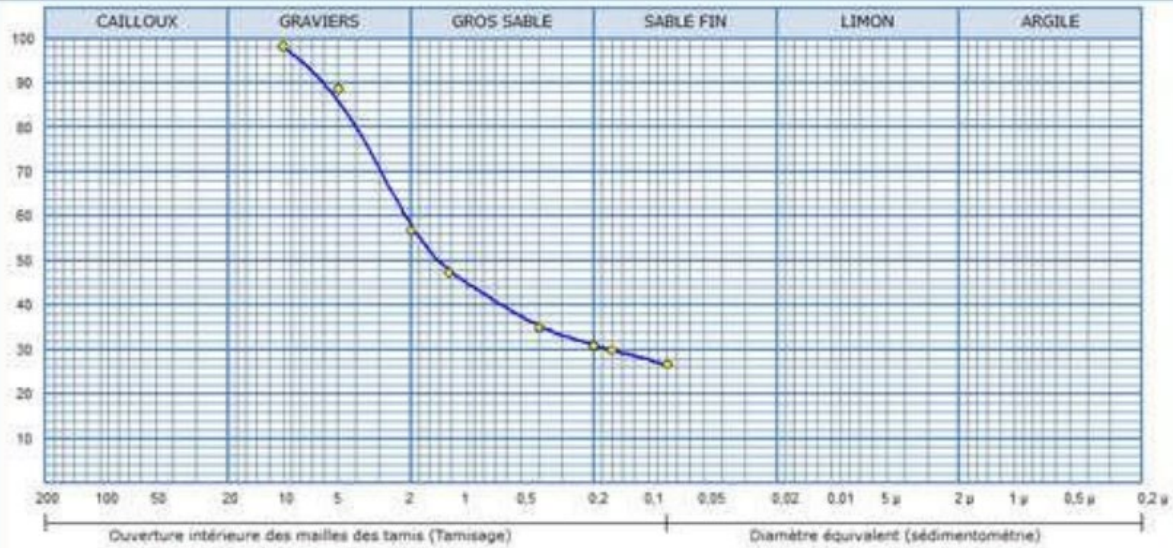


Projet : Etude de sol
 Client : SAPTA
 Localisation : BOUFARIK
 Date essai : 17/04/2021 au 18/04/2021

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056

SC N°01: 13.10 à 13.25m

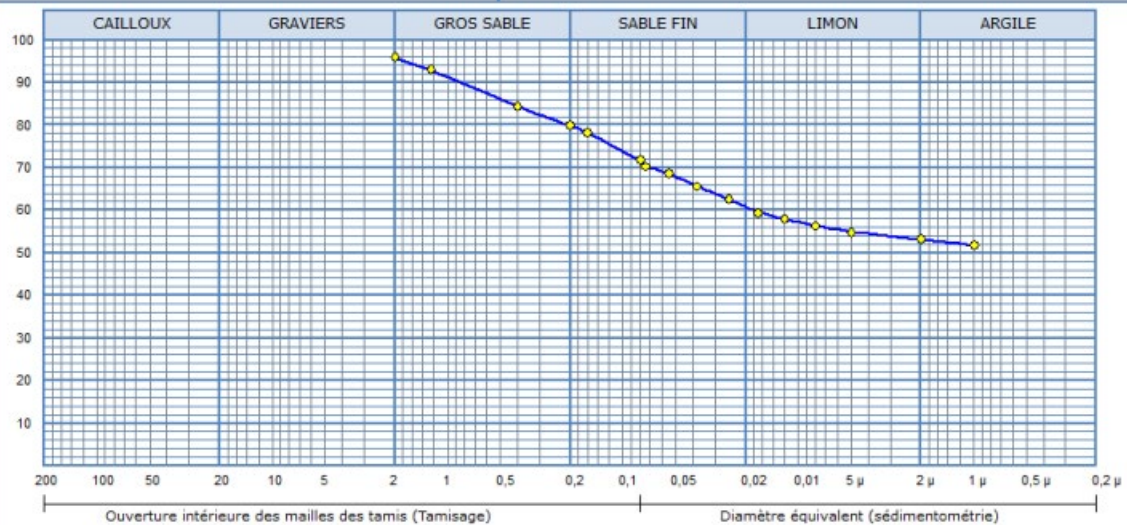


Projet : Etude de sol
 Client : SAPTA
 Localisation : BOUFARIK
 Date essai : 17/04/2021 au 18/04/2021

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056

SC N°01: 4.70 à 5.10m



RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK

Dossier N° : 017/ES/GCGeolab/05/2021

N° Sond : SC N°01

Prof : 3.05 à 3.40m

Nature sol :

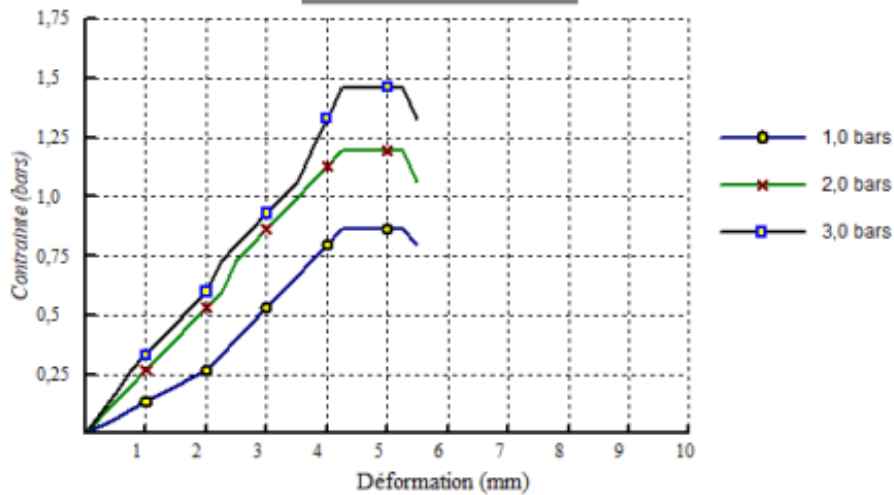
Type d'essai : UU

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

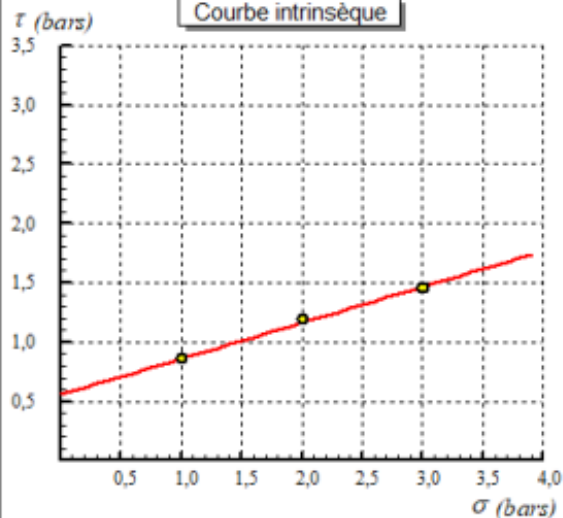
Date début essais : 17/04/2021

Date fin essais : 18/04/2021

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,56 bars

Frottement = 16,87 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,86$

$\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 1,20$

$\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 1,46$

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK

Dossier N° :017/ES/GCGeolab/05/2021

N° Sond : SC N°01

Prof : 4.70 à 5.10m

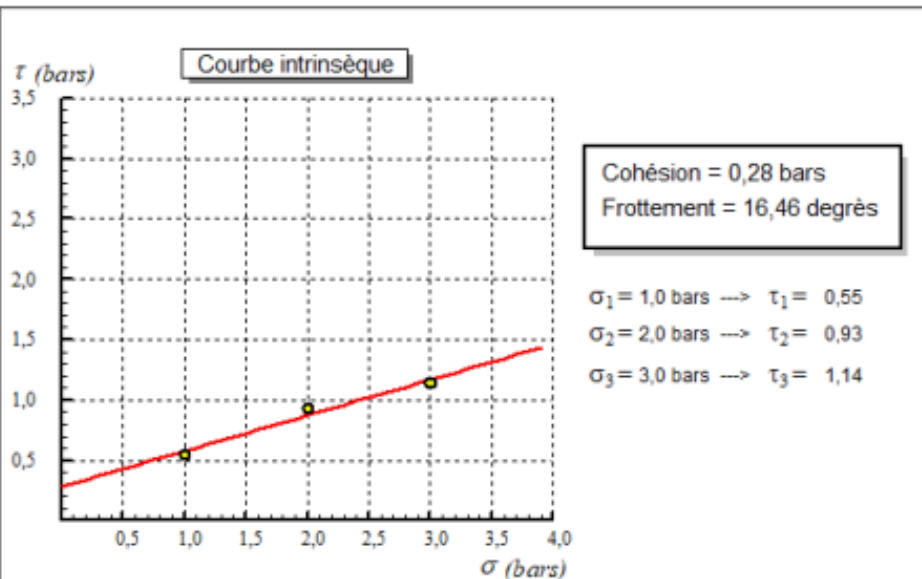
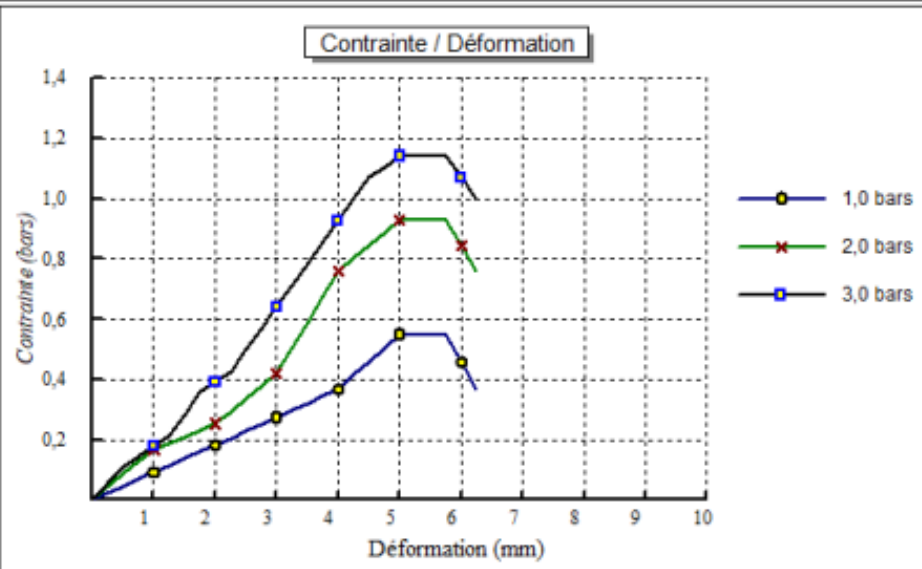
Nature sol :

Type d'essai : UU

Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn

Date début essais : 17/04/2021

Date fin essais : 18/04/2021

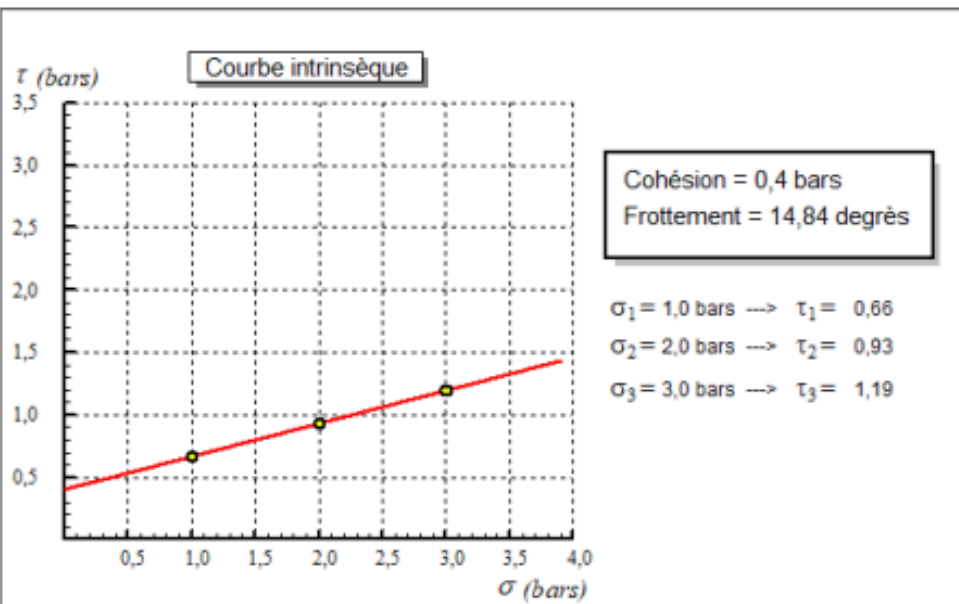
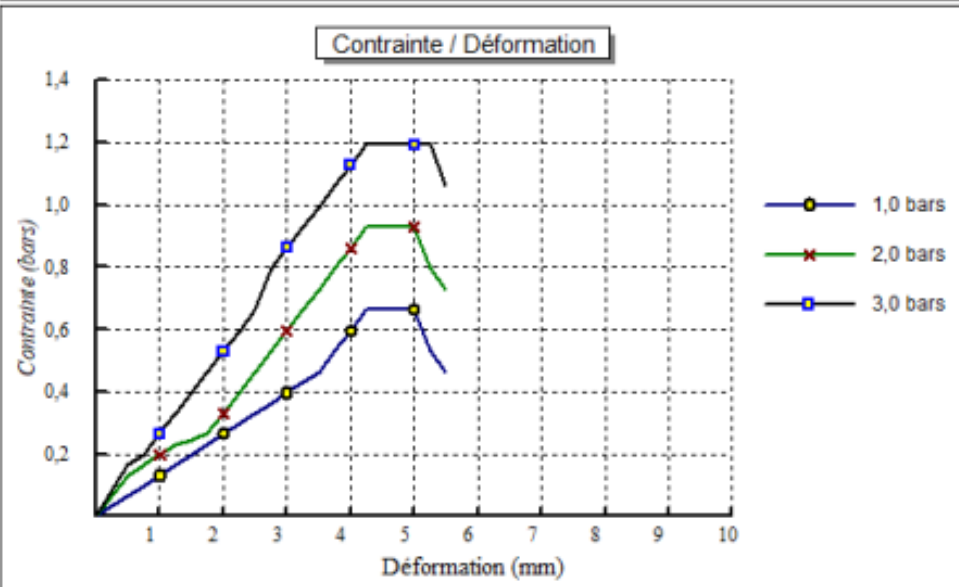


RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK
 Dossier N° :017/ES/GCGeolab/05/2021
 N° Sond : SC N°01
 Prof : 11.50 à 11.85m
 Nature sol :

Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
 Date début essais : 17/04/2021
 Date fin essais : 18/04/2021

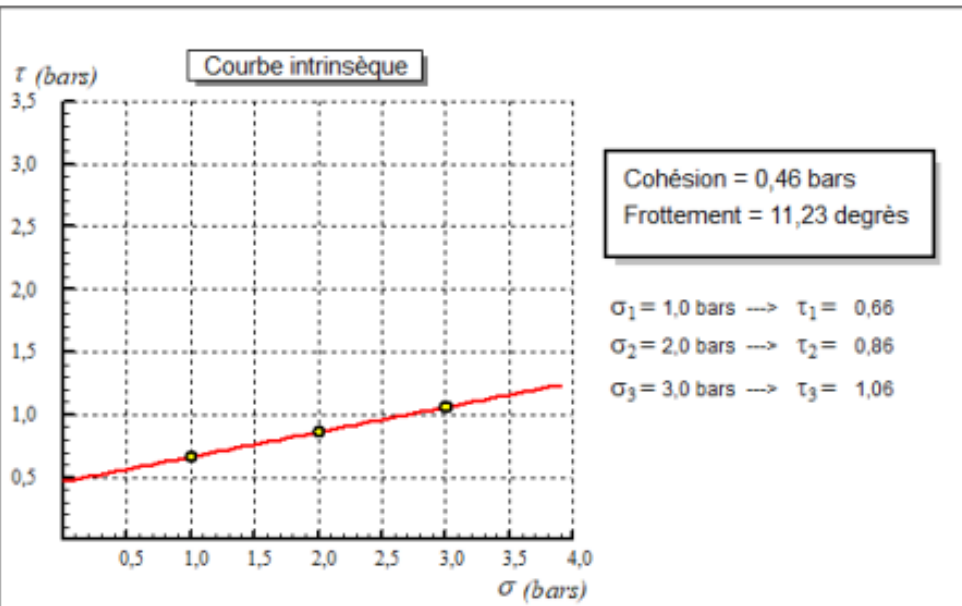
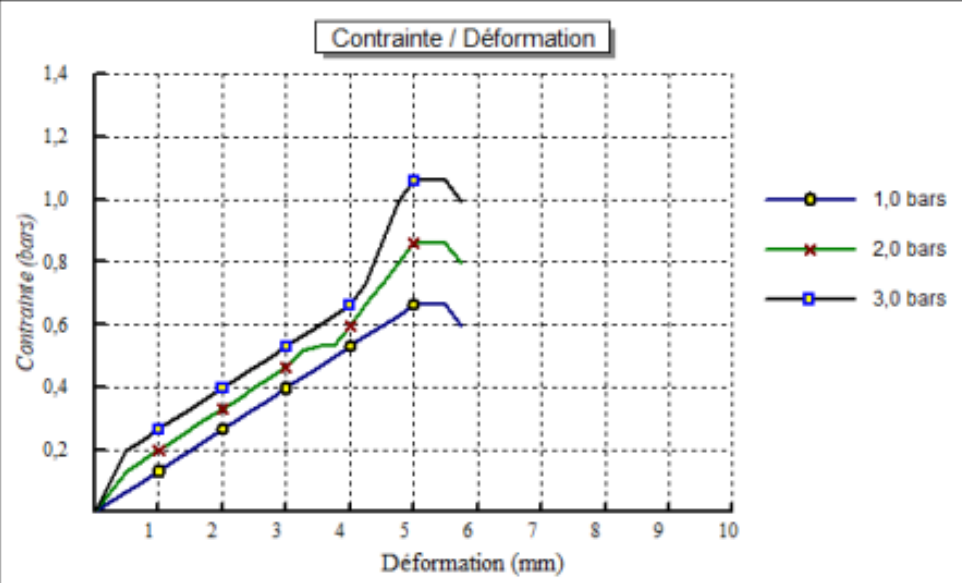


RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK
 Dossier N° :017/ES/GCGeolab/05/2021
 N° Sond : SC N°01
 Prof : 13.10 à 13.25m
 Nature sol :

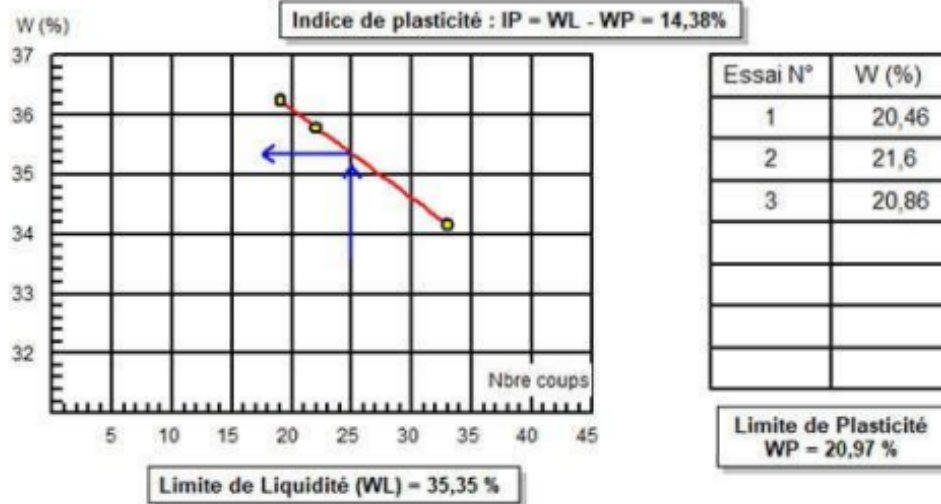
Type d'essai : UU
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
 Date début essais : 17/04/2021
 Date fin essais : 18/04/2021



RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

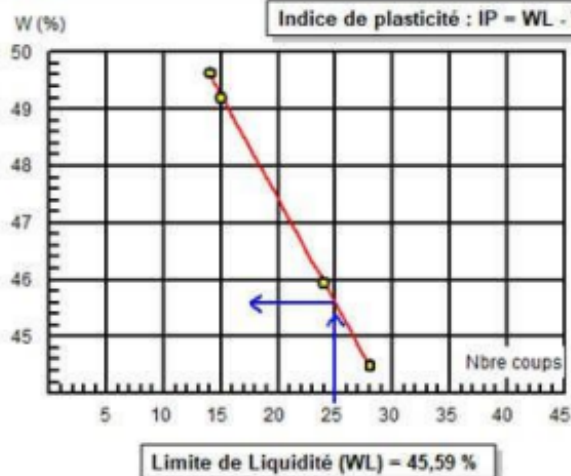
Etude : Etude de sol	Réf : SC N°01
N° Dossier : 017/ES/GCGEOLAB/2021	Profondeur : 3.05 à 3.40m
Lieu : BOUFARIK	Nature :
Client : SAPTA	Date essais : 06/05/2021 au 07/05/2021



RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

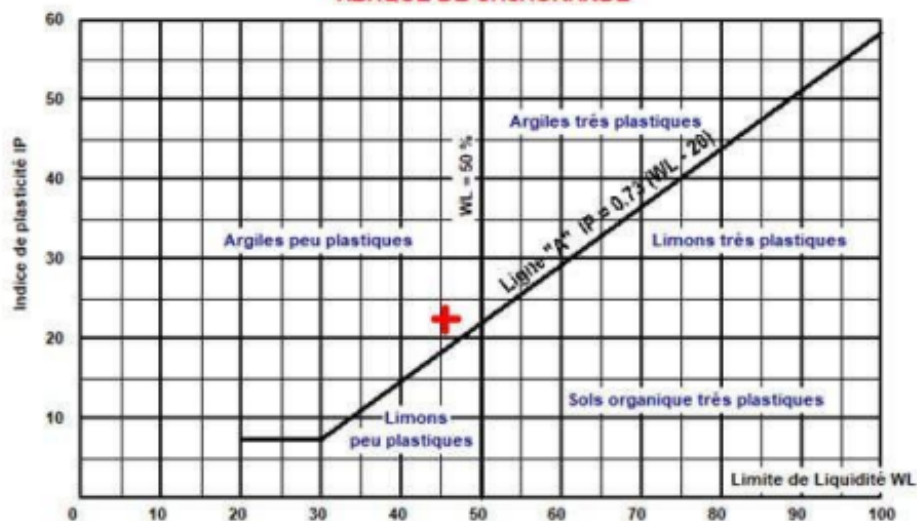
Etude : Etude de sol	Réf : SC N°01
N° Dossier : 017/ES/GCGEOLAB/2021	Profondeur : 4.70 à 5.10m
Lieu : BOUFARIK	Nature :
Client : SAPTA	Date essais : 06/05/2021 au 07/05/2021



Essai N°	W (%)
1	23,88
2	22,5
3	23,1

Limite de Plasticité
WP = 23,16 %

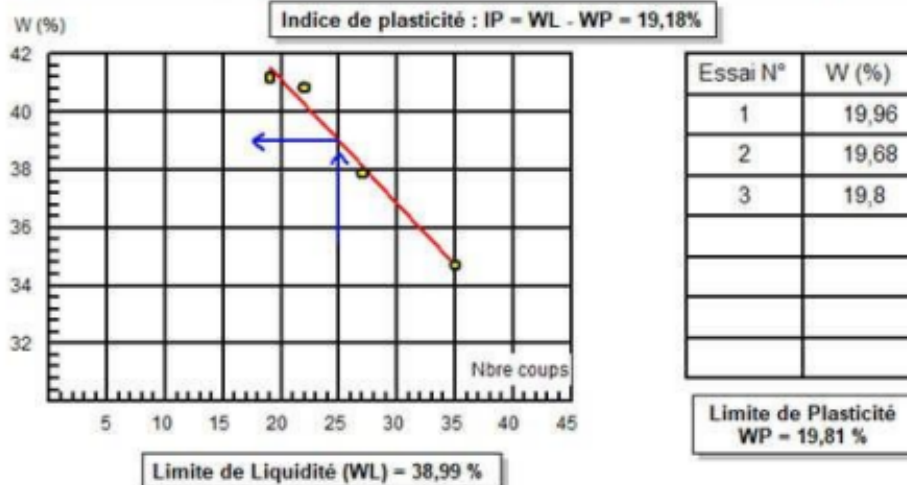
ABAQUE DE CASAGRANDE



RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

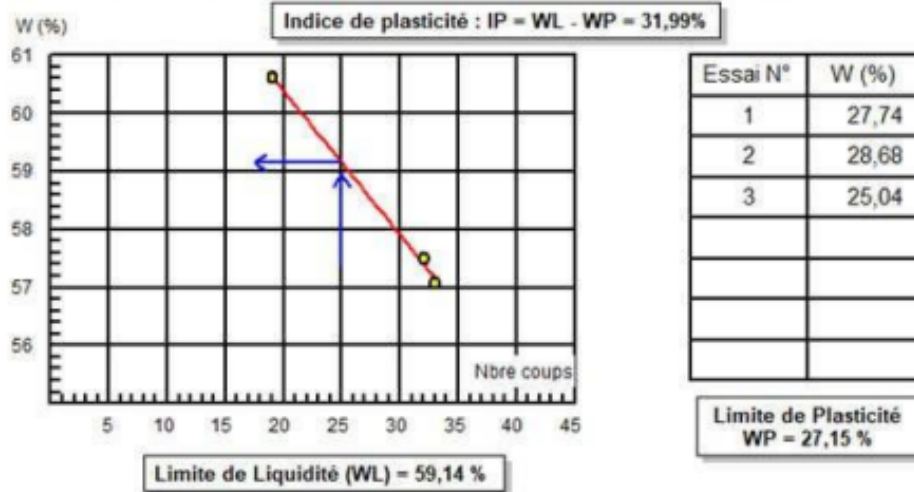
Etude : Etude de sol	Réf : SC N°01
N° Dossier : 017/ES/GCGEOLAB/2021	Profondeur : 11.50 à 11.85m
Lieu : BOUFARIK	Nature :
Client : SAPTA	Date essais : 06/05/2021 au 07/05/2021



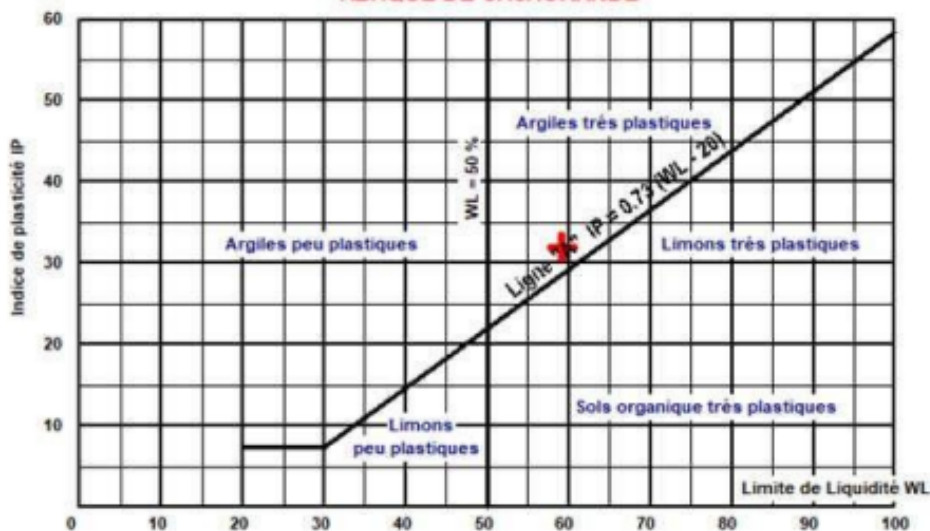
RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : Etude de sol	Réf : SC N°01
N° Dossier : 017/ES/GCGEOLAB/2021	Profondeur : 13.10 à 13.25m
Lieu : BOUFARIK	Nature :
Client : SAPTA	Date essais : 06/05/2021 au 07/05/2021



ABAQUE DE CASAGRANDE

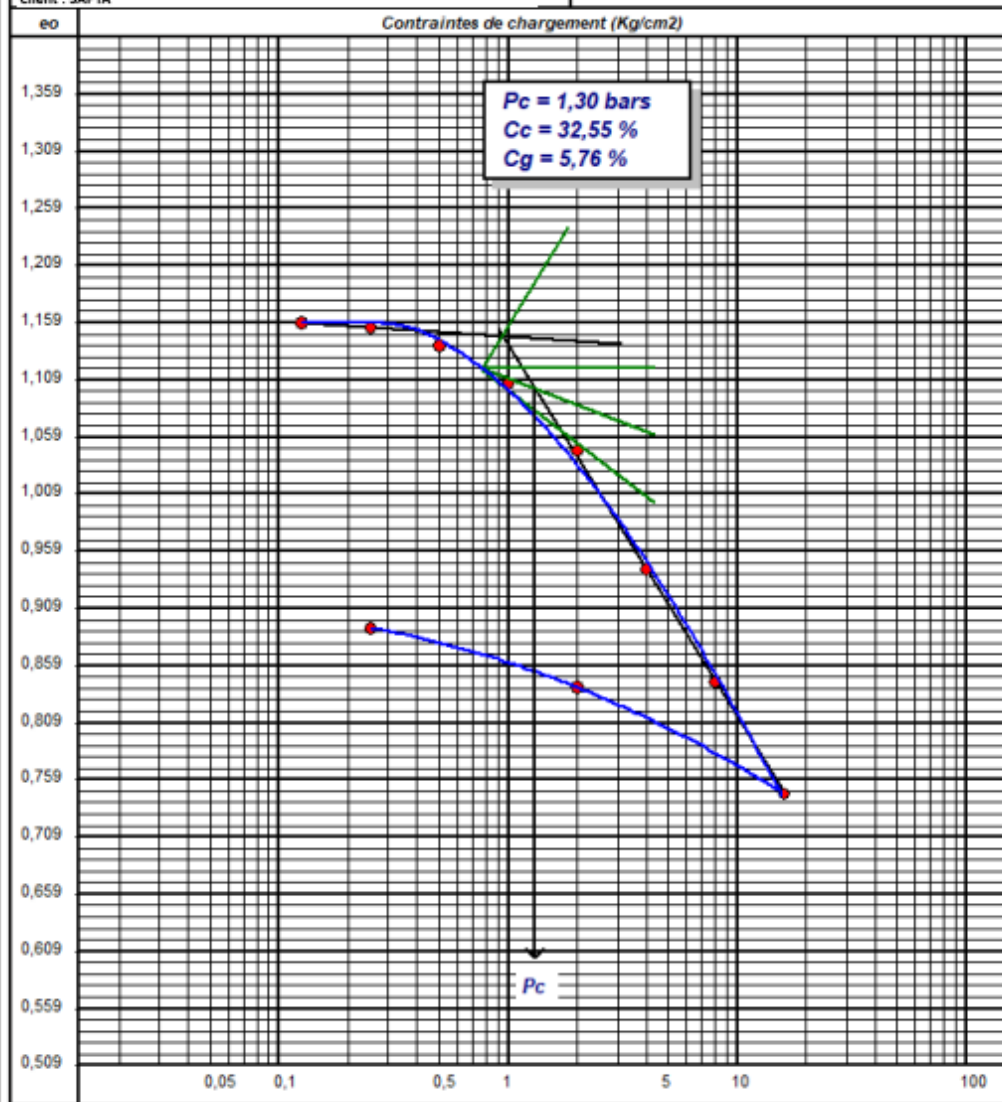


RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK
 Dossier N° : 017/ES/GCGeolab/05/2021
 Lieu : Boufarik W. Blida
 Client : SAPTA

Réf. Sondage : SC N°01
 Profondeur : 4,70 à 5,10m
 Date essais : 17/04/2021 au 30/04/2021
 Nature :



RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK

Dossier N° : 017/ES/GCGeolab/05/2021

Lieu : Boufarik W. Blida

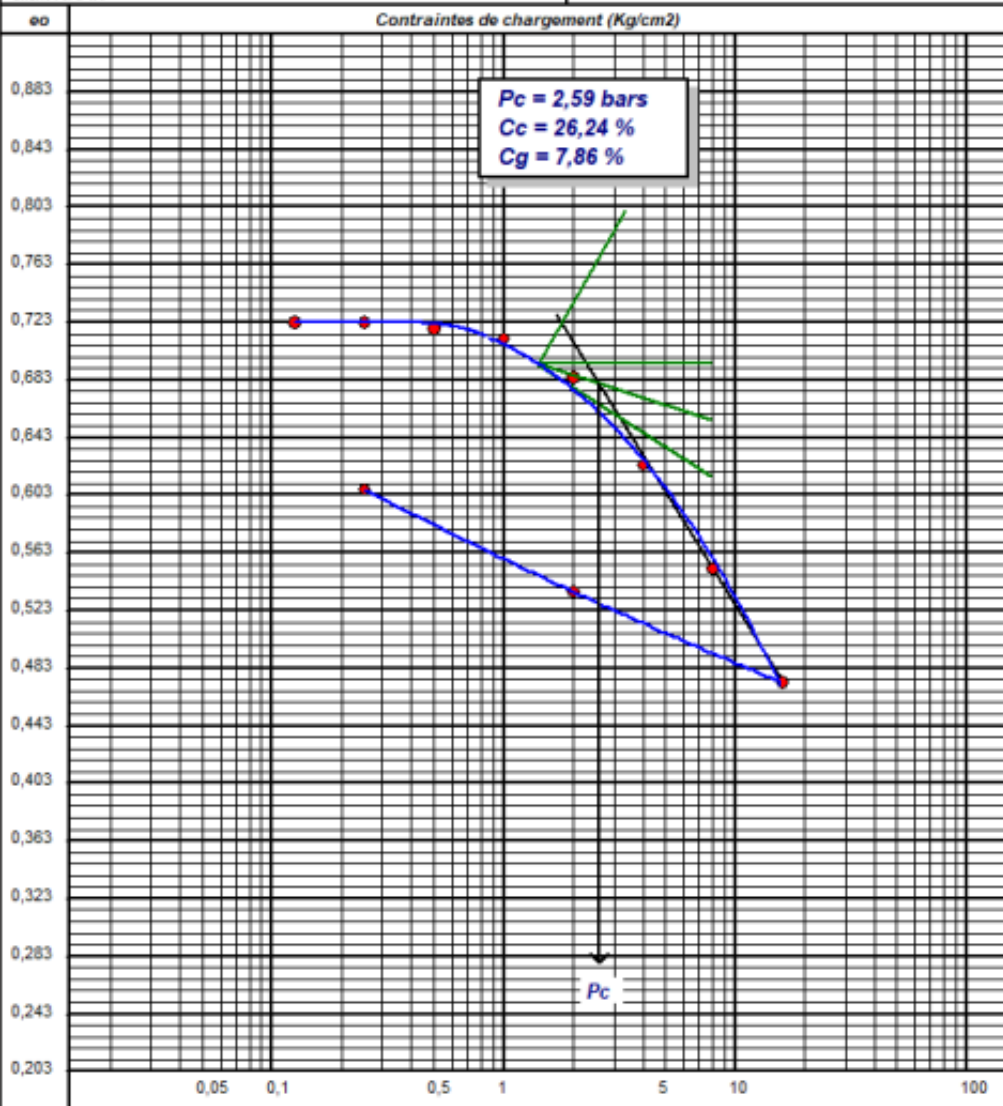
Cliant : SAPTA

Réf. Sondage : SC N°01

Profondeur : 13,10 à 13,25m

Date essais : 17/04/2021 au 30/04/2021

Nature :

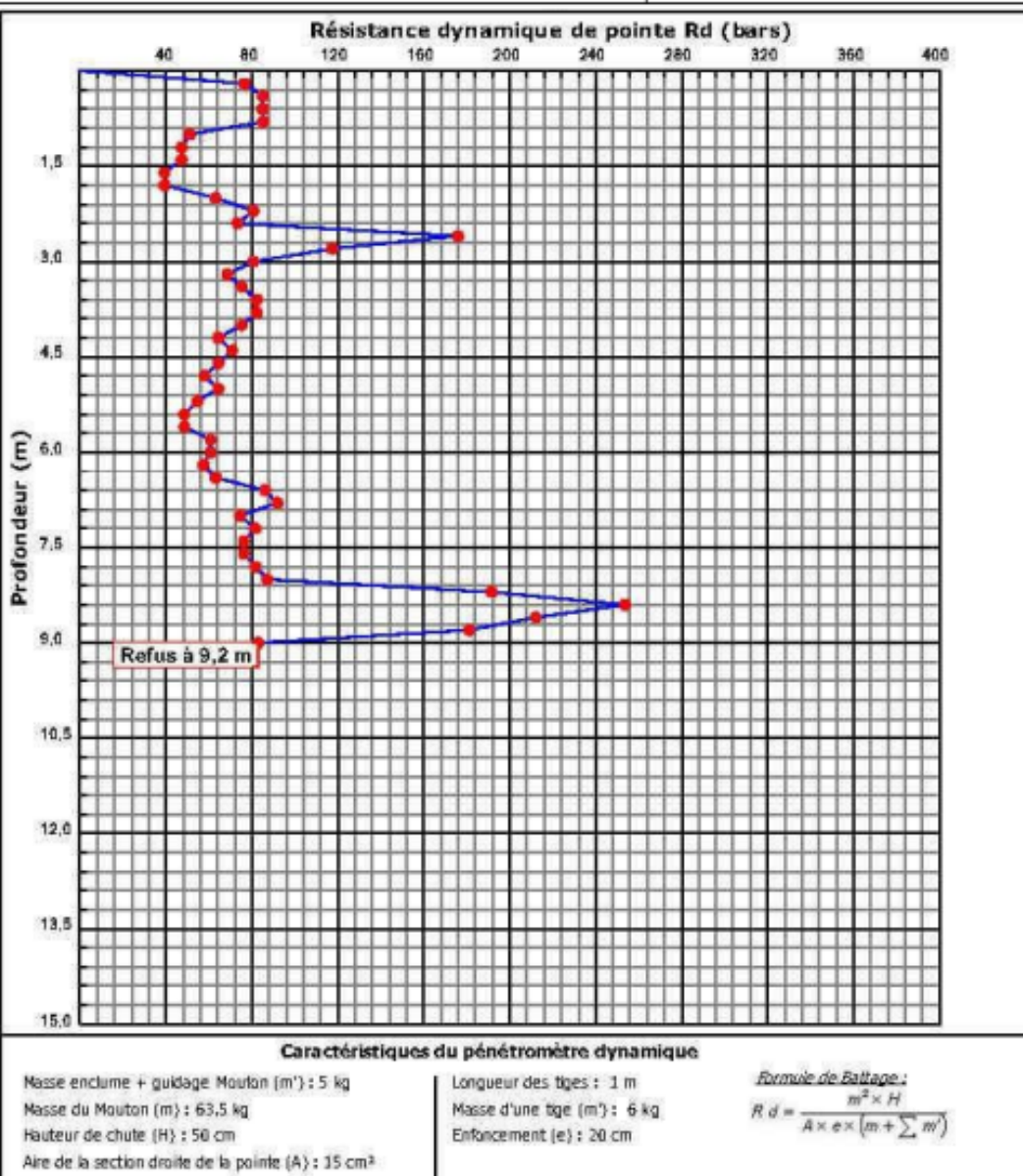


RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: SC-01												
Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK												
Lieu : Boufarik W. Blida												
Client : SAPTA DATE DEBUT : 08/04/2021 DATE FIN : 08/04/2021 NIVEAU NAPPE : m PROFONDEUR TOTALE : 22 ML COORDONNEES : X = Y = Z = BOUE DE FORAGE : TYPE FORAGE : TYPE DE MACHINE :												
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75	100							
1.5												Remblai constitué de TVO (Tout Venant de L'oued) avec matrice argileuse
3.0												limon Sableu brunatre a tres faible consistance recuperer en cutings
4.5												Argile beige Jaunatre a des concreton carbonaté a traces de la matiere organique de consistance plus au moins plastique
6.0												Argile Grise Noiratre tres riche en matiere organique a aspect vaseux de consistance tres mole;saturé; intercalé par un niveau graveleux argileux entre 7.70m et 10.5m.
7.5												
9.0												
10.5												
12.0												
13.5												
15.0												
16.5												
18.0												sable grossier a matrice argileuse brunatre de consistance compacte
19.5												
21.0												
22.5												
24.0												
25.5												
27.0												
28.5												
30.0												

INTITULE : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK
 N° Dossier : 017/ES/GCGEOLAB/2021
 LIEU : BOUFARIK
 CLIENT : SAPTA
 DATE ESSAIS : 08/04/2021 au 08/04/2021

PENETROMETRE DYNAMIQUE

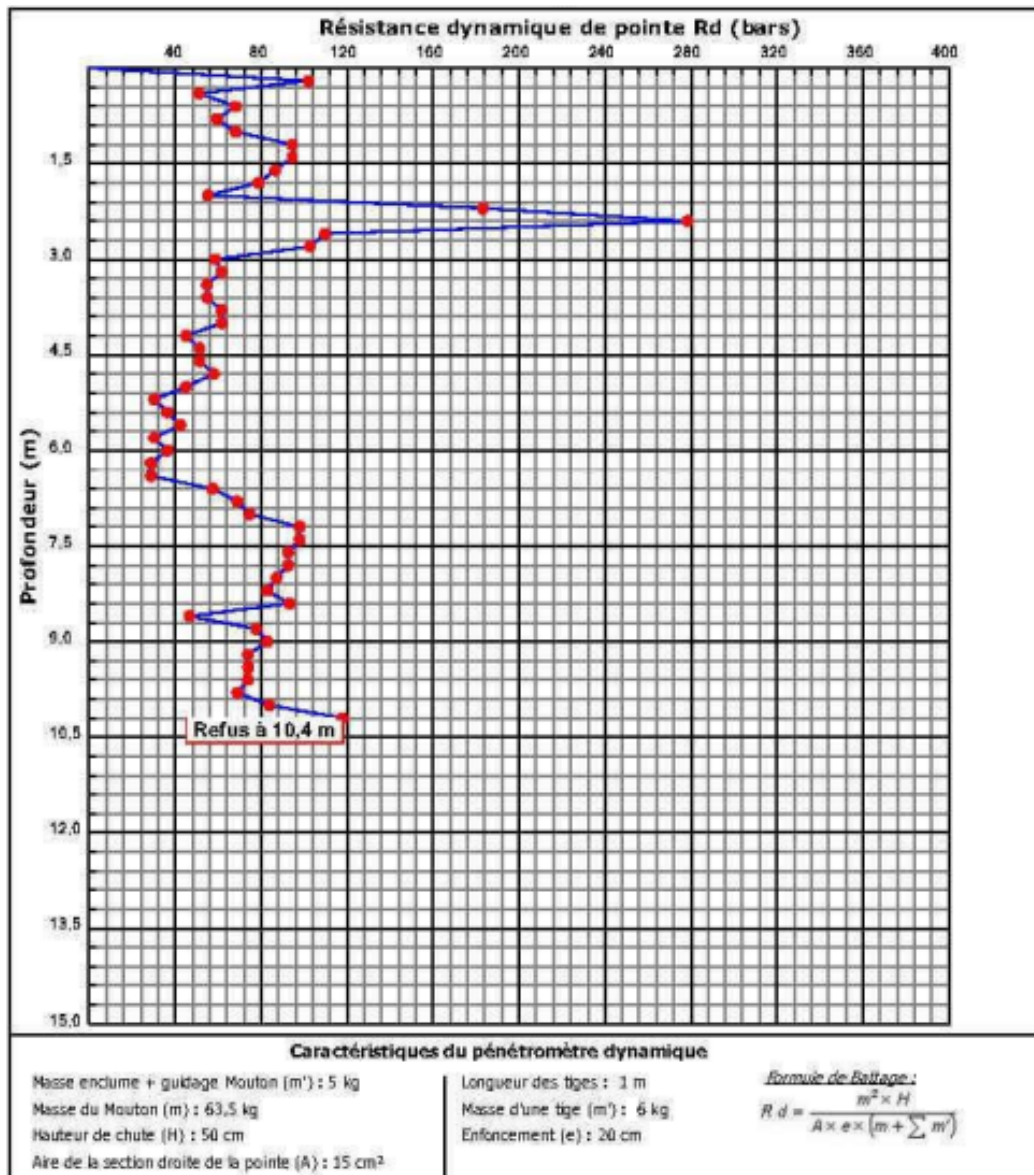
Essai N° : 1



INTITULE : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK
 N° Dossier : 017/ES/GCCEOLAB/2021
 LIEU : BOUFARIK
 CLIENT : SAPTA
 DATE ESSAIS : 08/04/2021 au 08/04/2021

PENETROMETRE DYNAMIQUE

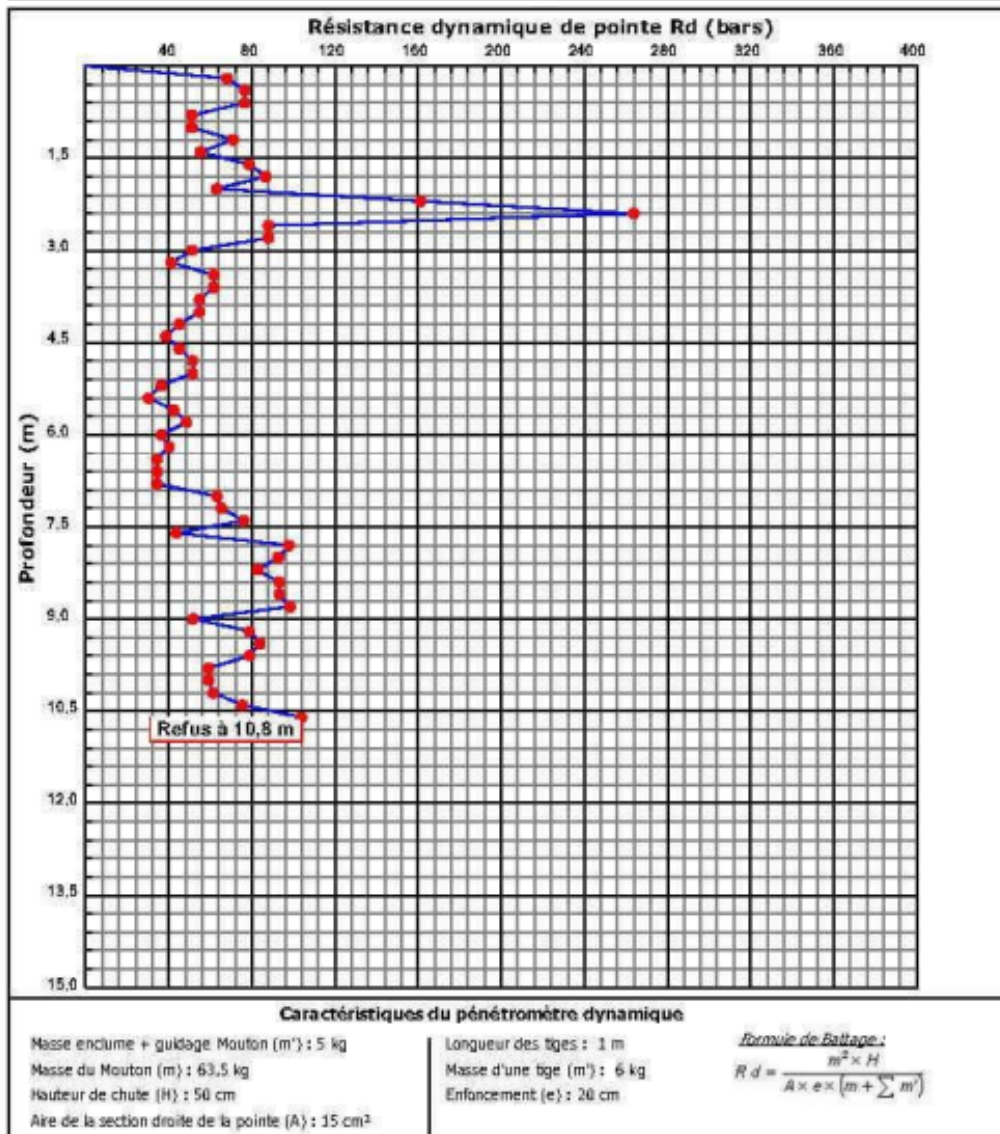
Essai N° : 2



INTITULE : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK
 N° Dossier : 017/ES/GCCEOLAB/2021
 LIEU : BOUFARIK
 CLIENT : SAPTA
 DATE ESSAIS : 08/04/2021 au 08/04/2021

PENETROMETRE DYNAMIQUE

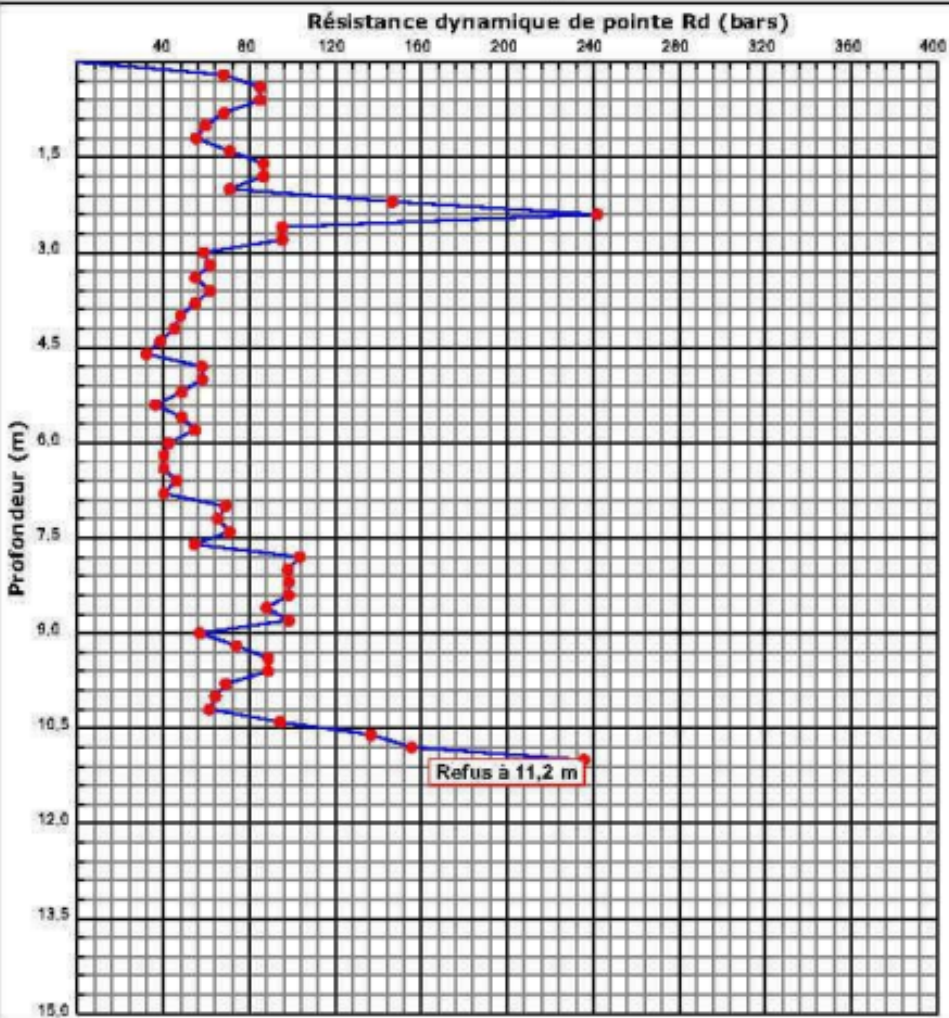
Essai N° : 3



INTITULE : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK
 N° Dossier : 017/ES/GCGEOLAB/2021
 LIEU : BOUFARIK
 CLIENT : SAPTA
 DATE ESSAIS : 08/04/2021 au 08/04/2021

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N° : 4



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 5 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 50 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

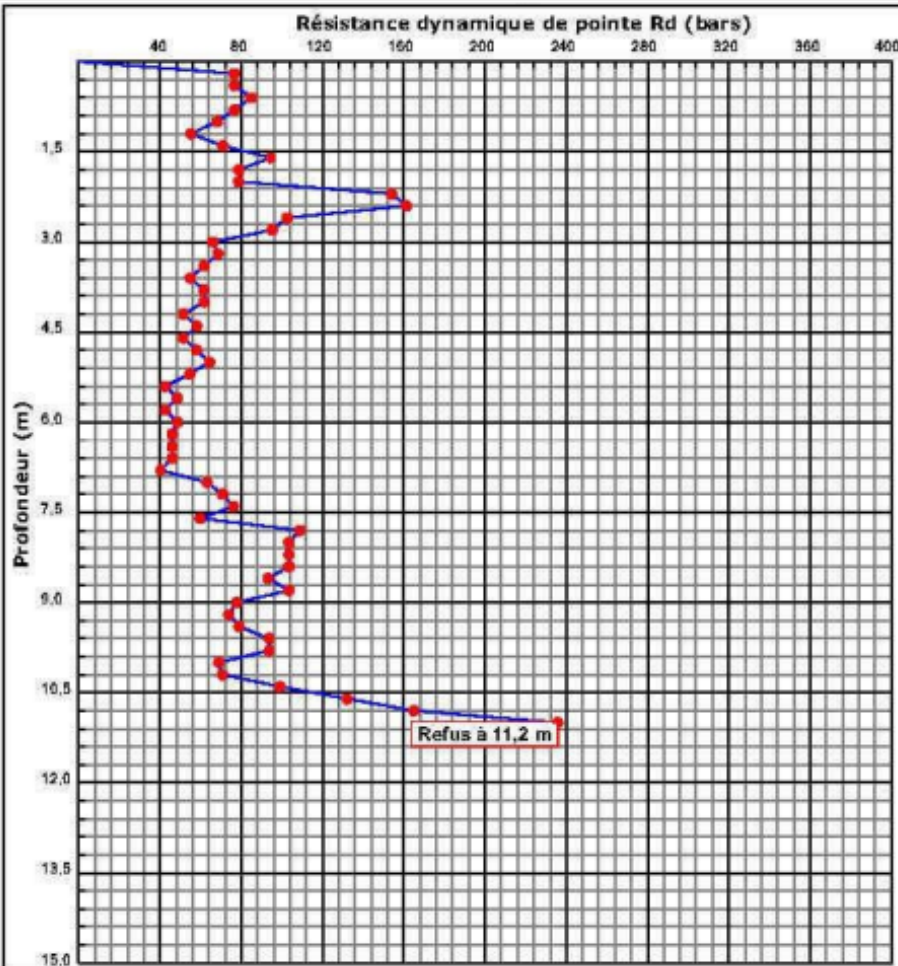
Formule de Ballage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK
 N° Dossier : 017/ES/GCGEOLAB/2021
 LIEU : BOUFARIK
 CLIENT : SAPTA
 DATE ESSAIS : 08/04/2021 au 08/04/2021

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N° : 5



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 5 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 50 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

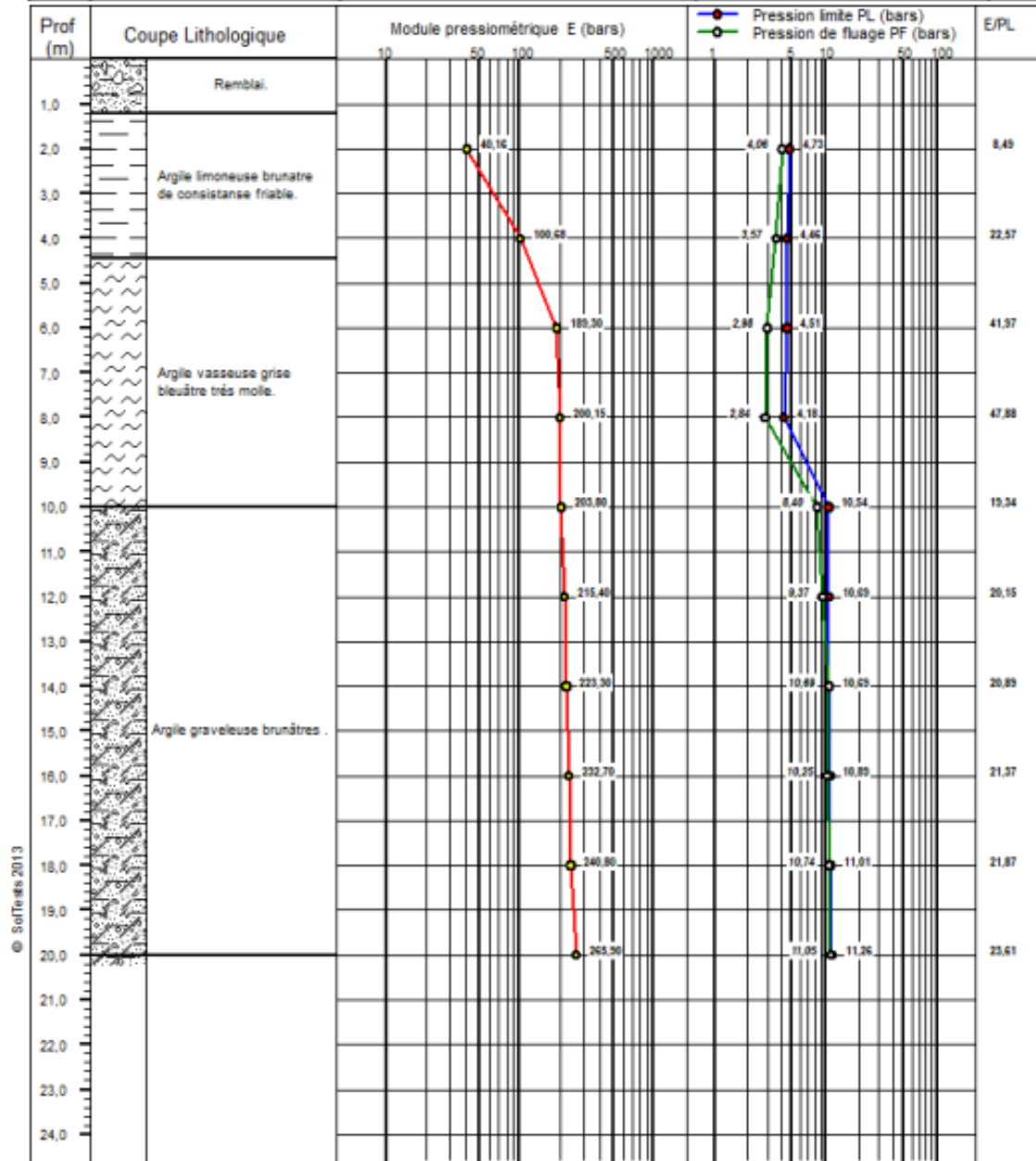
Formule de Ballage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREMIE AU NIVEAU DE BOUFARIK	Date essai : 15/04/2021 au 15/04/2021
N° Dossier : 014	Volume de la sonde (cm ³) : 552,5
Lieu : Bouferik W. Blide	Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0,5
Client : SAPTA	Profondeur nappe / TN (m) :
Sondage N° : SPP-01	Type d'appareil :



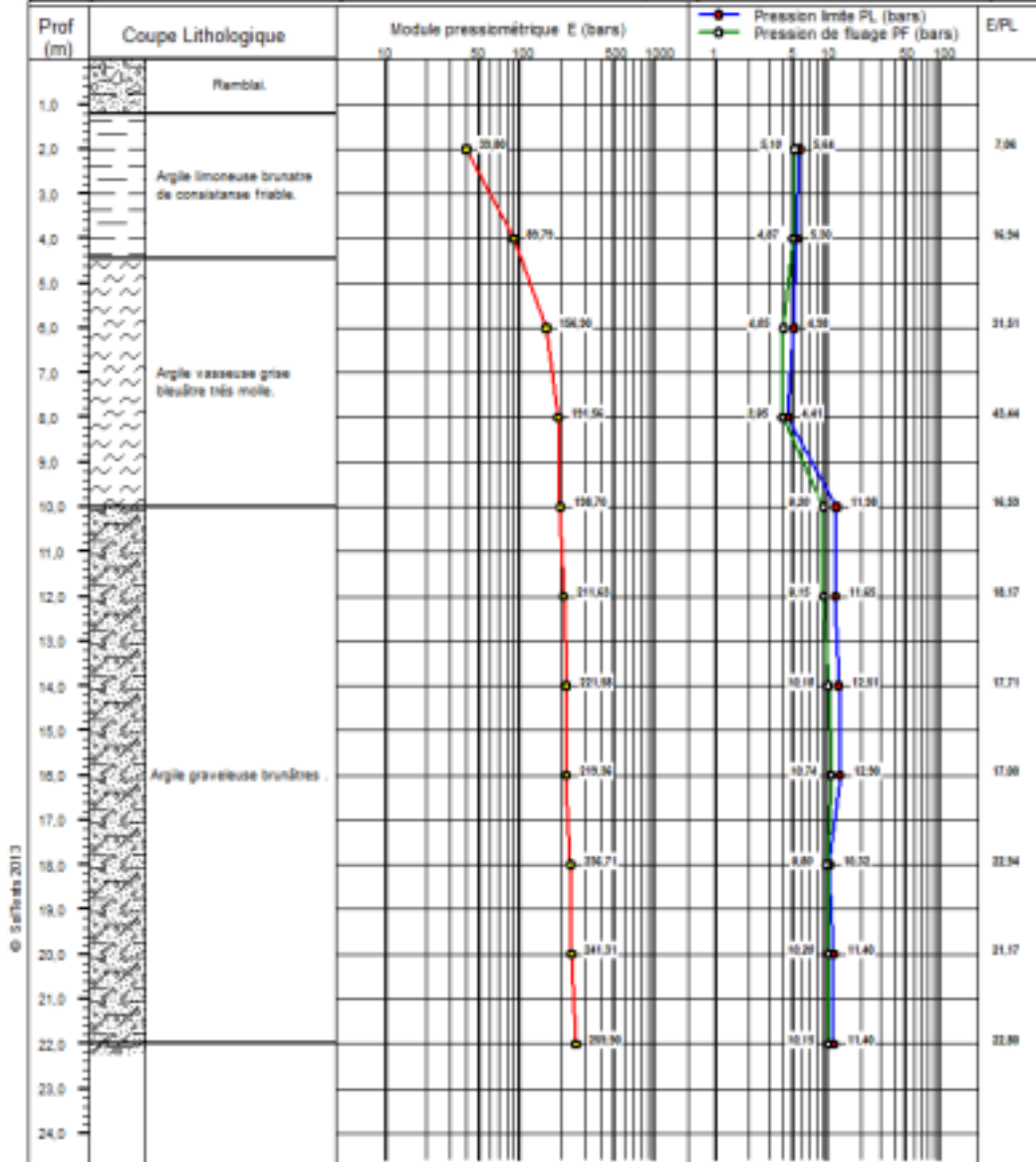
Remarque :
R.A.S

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : REALISATION D'UN ECHANGEUR EN TREME AU NIVEAU DE BOUJARRIR
N° Dossier : 014
Lieu : Boufarik W. Bouda
Client : SAPTA
Sondage N° : SPP-02

Date essai : 15/04/2021 au 15/04/2021
Volume de la sonde «Vb» (cm³) : 552,5
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0,5
Profondeur nappe / TN (m) :



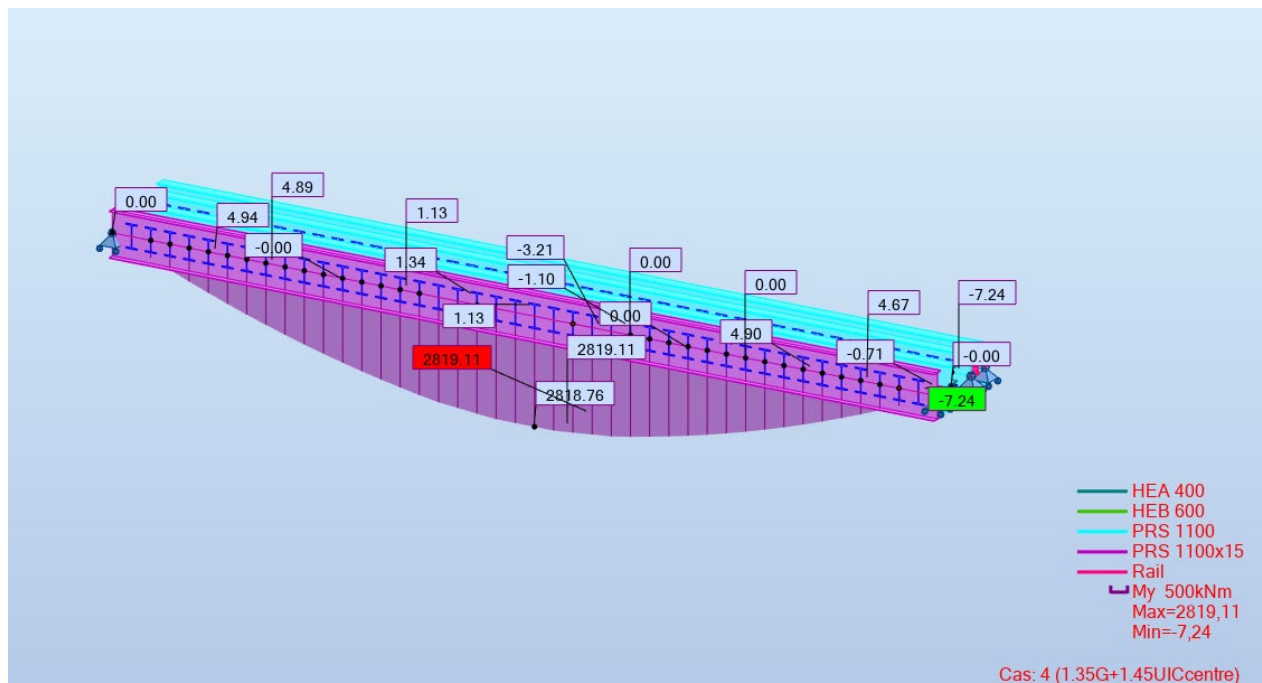
Remarque :
R.A.S

Annexe B : Vérifications des éléments de phasage

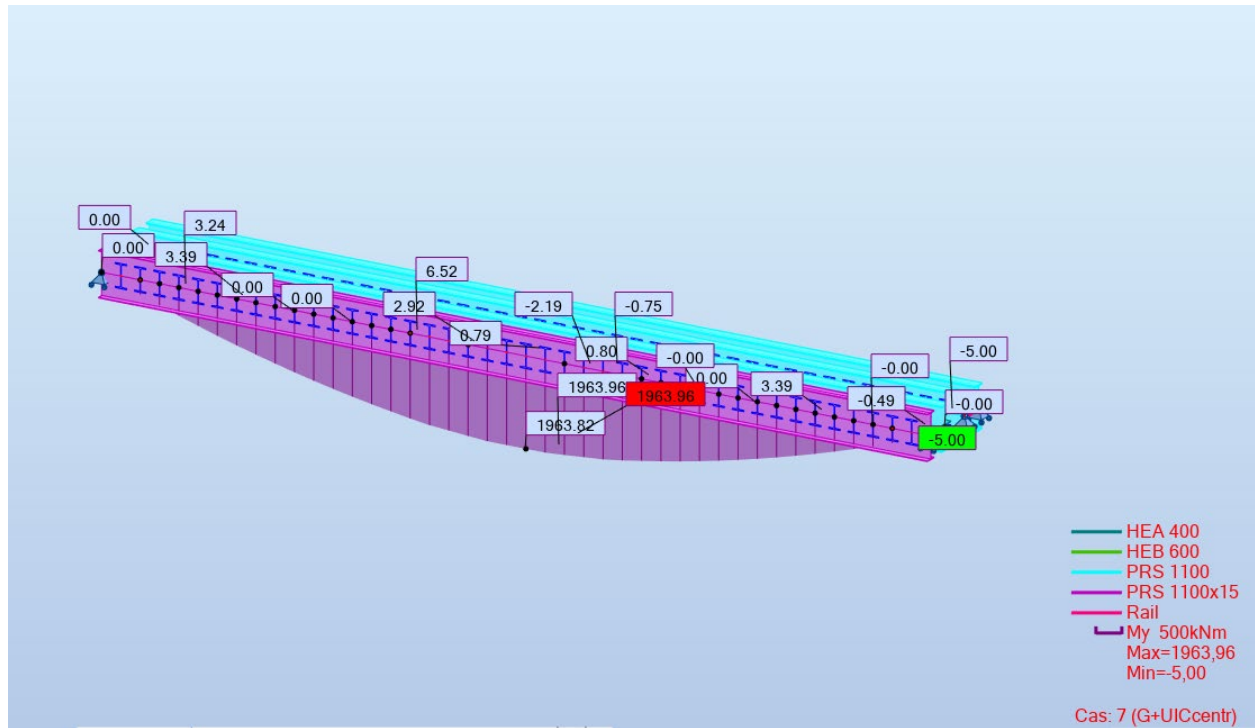
1. Les tabliers auxiliaires :

I. Tablier de 22m :

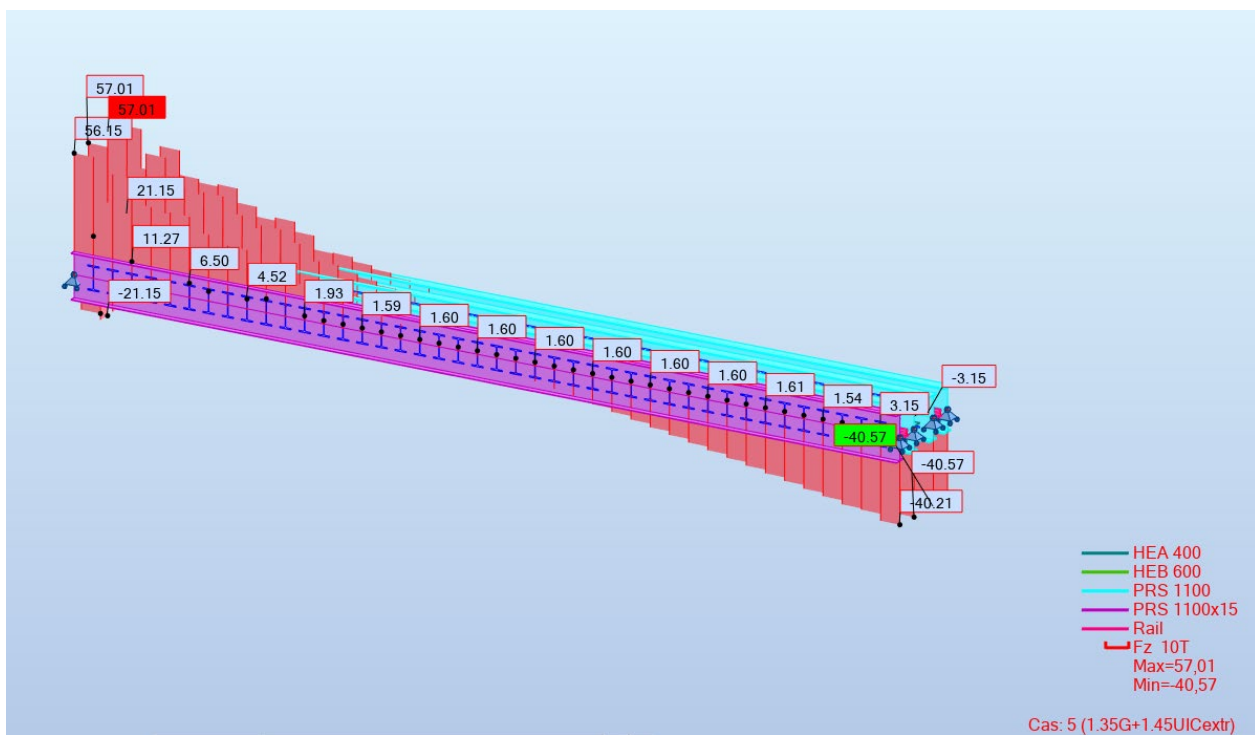
Moment à L'ELU :



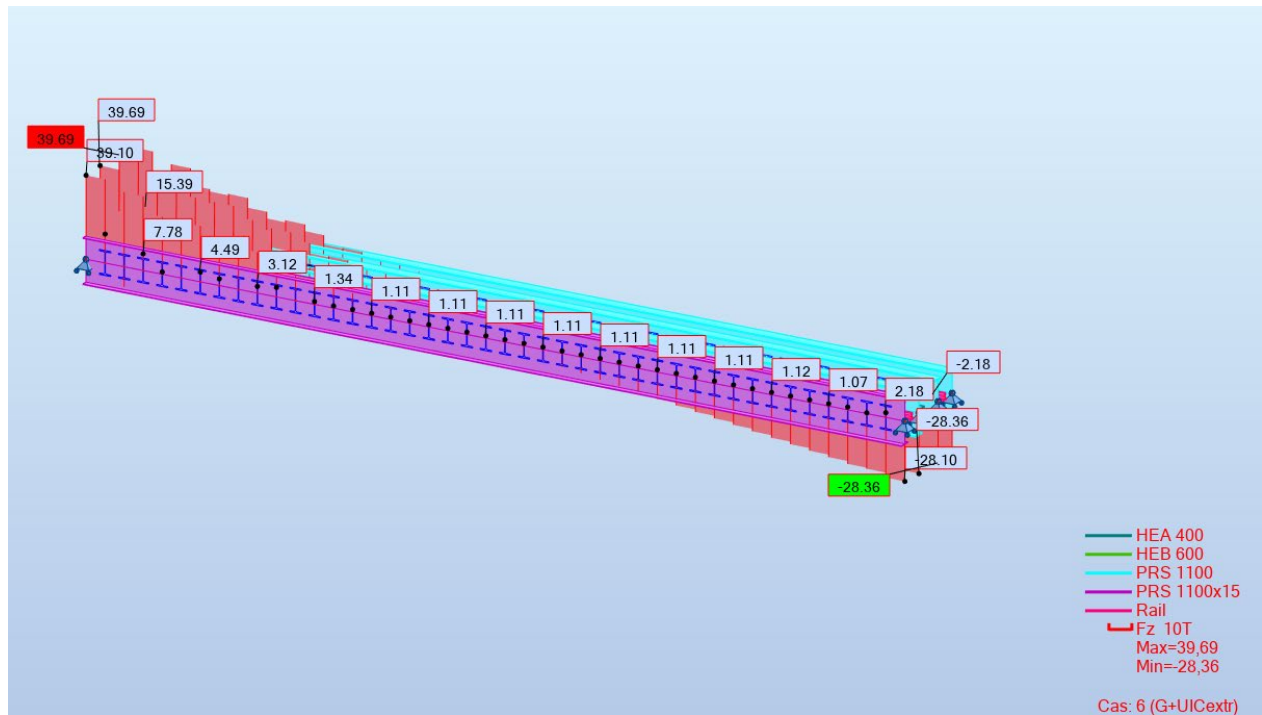
Moment a L'ELS :



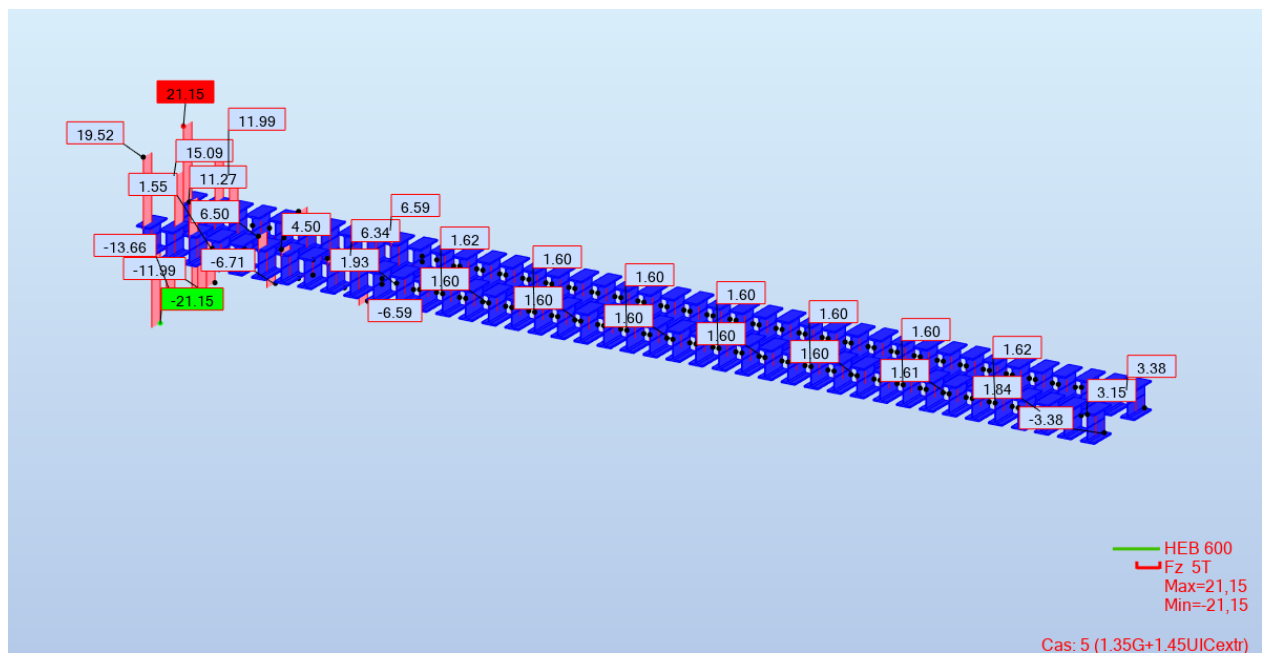
Effort tranchant a L'ELU :



Effort tranchant a L'ELS :

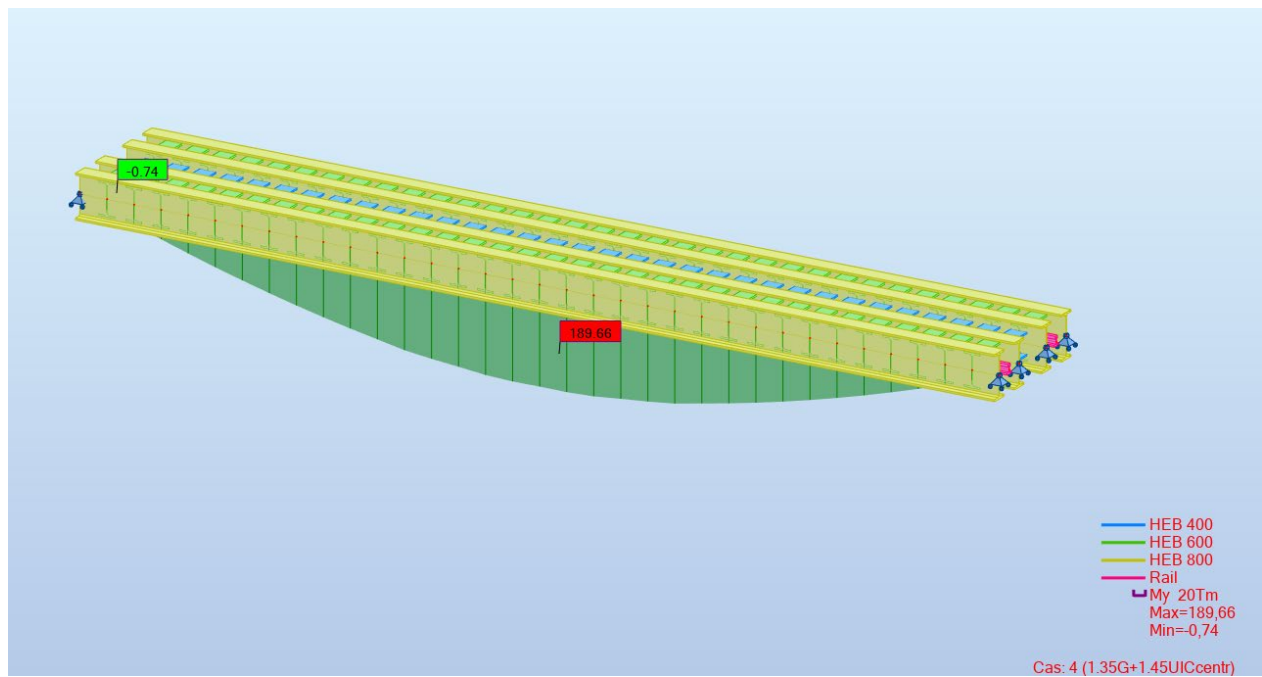


Effort tranchant des entretoises a L'ELU :

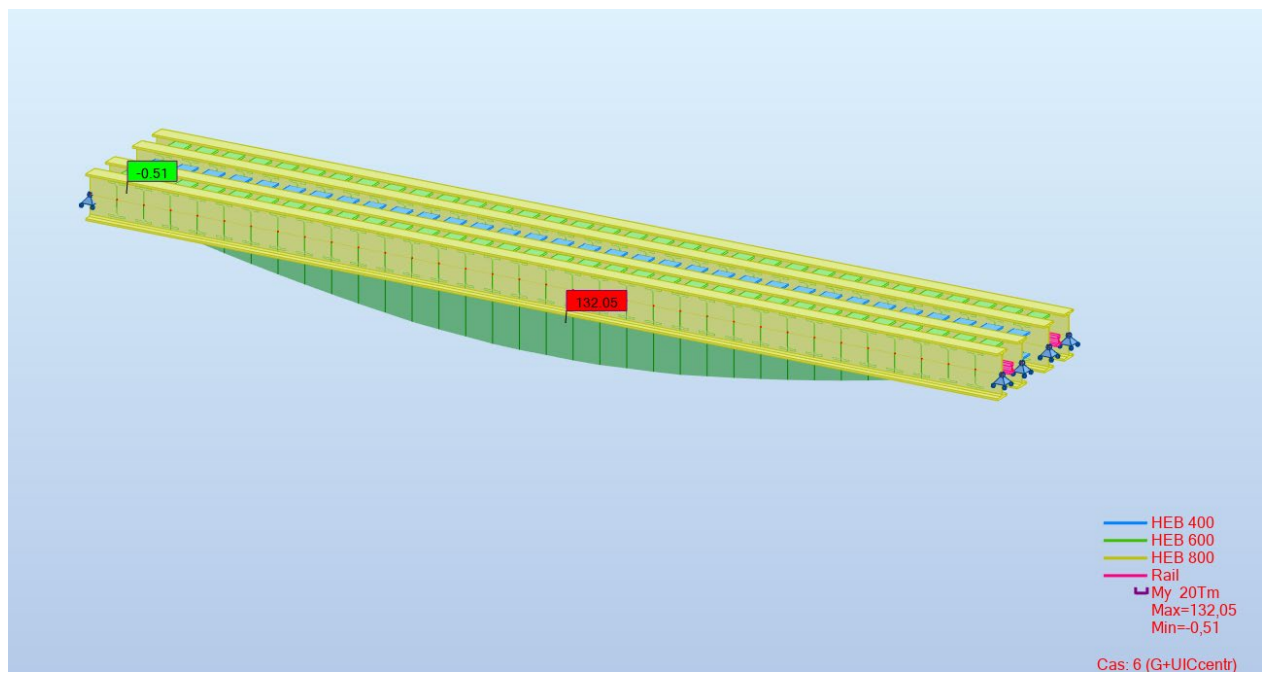


II. Tablier auxiliaire de 17m :

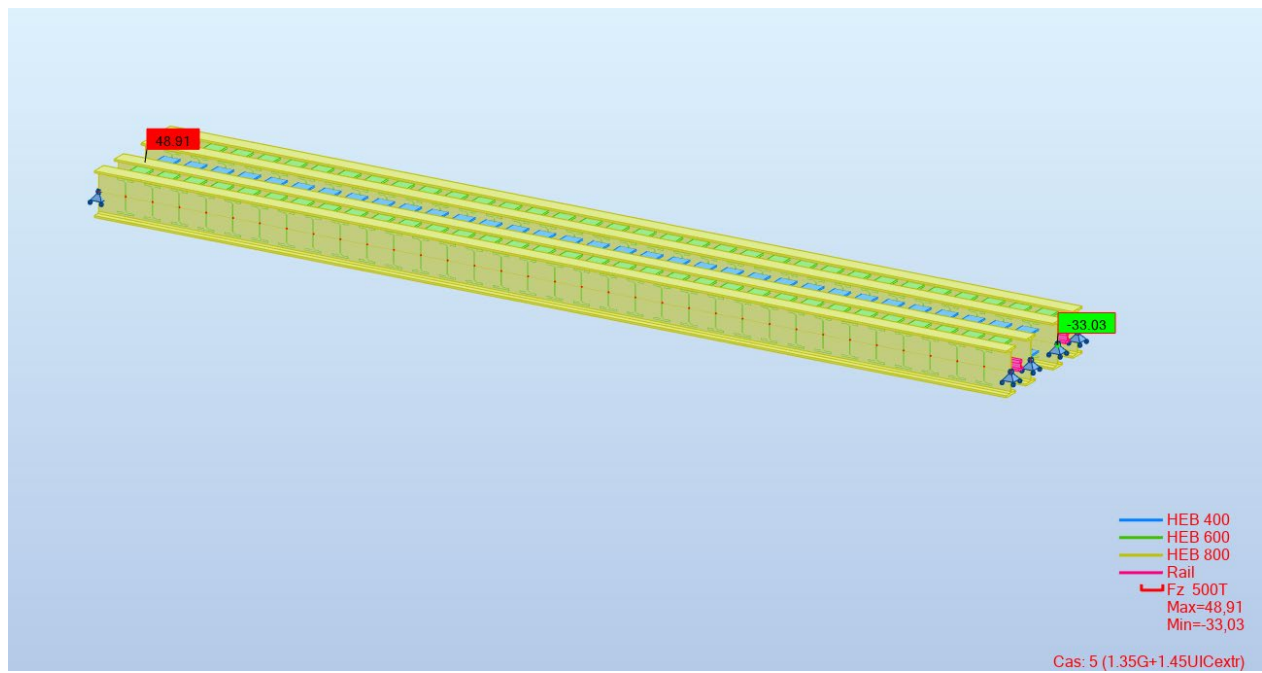
Moment a L'ELU :



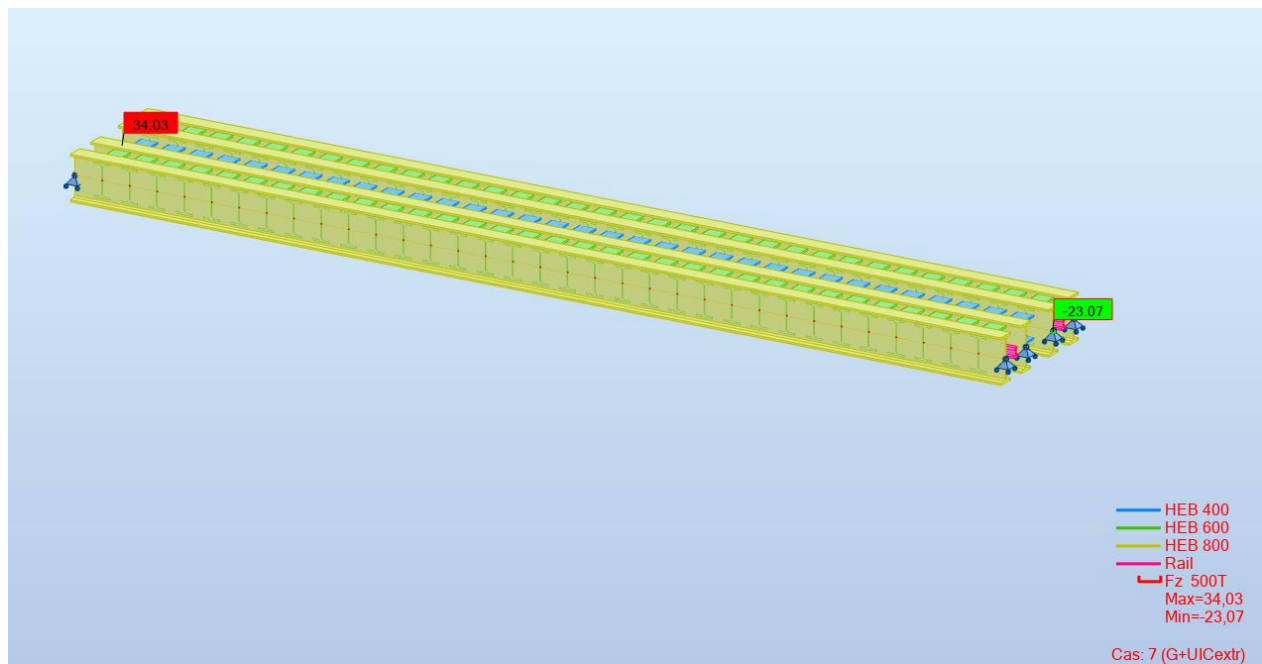
Moment à L'ELS :



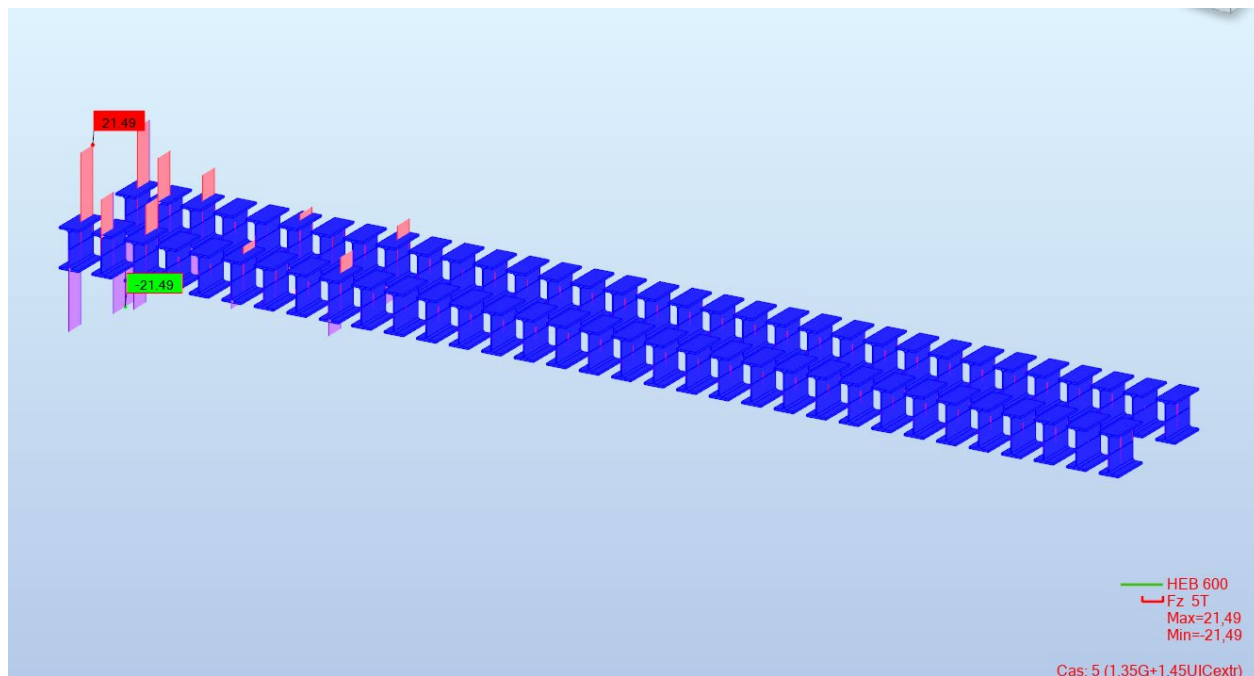
Effort tranchant a L'ELU :



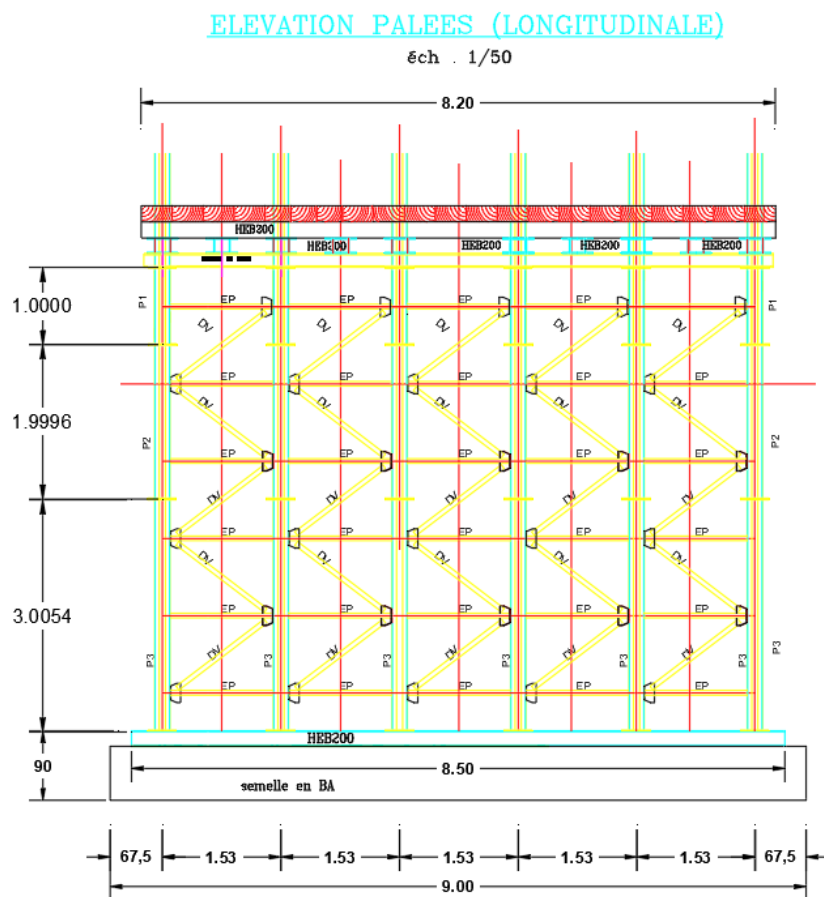
Effort tranchant a L'ELS :



Effort tranchant des entretoises a L'ELU :

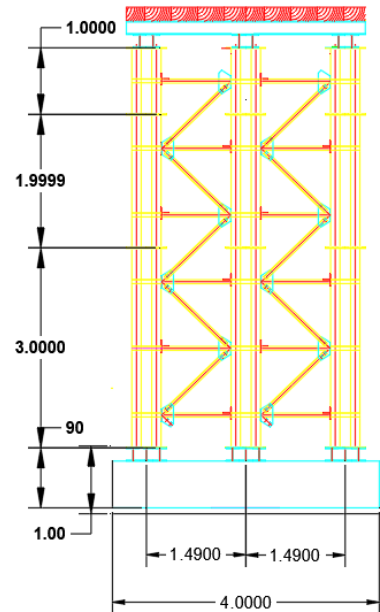


2. La palée :



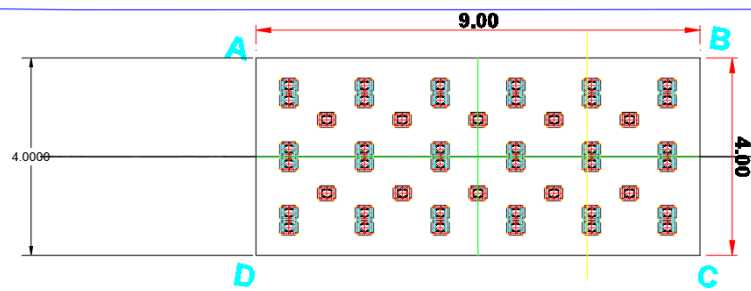
ELEVATION PALEES (TRANSVERSALE)

éch . 1/50

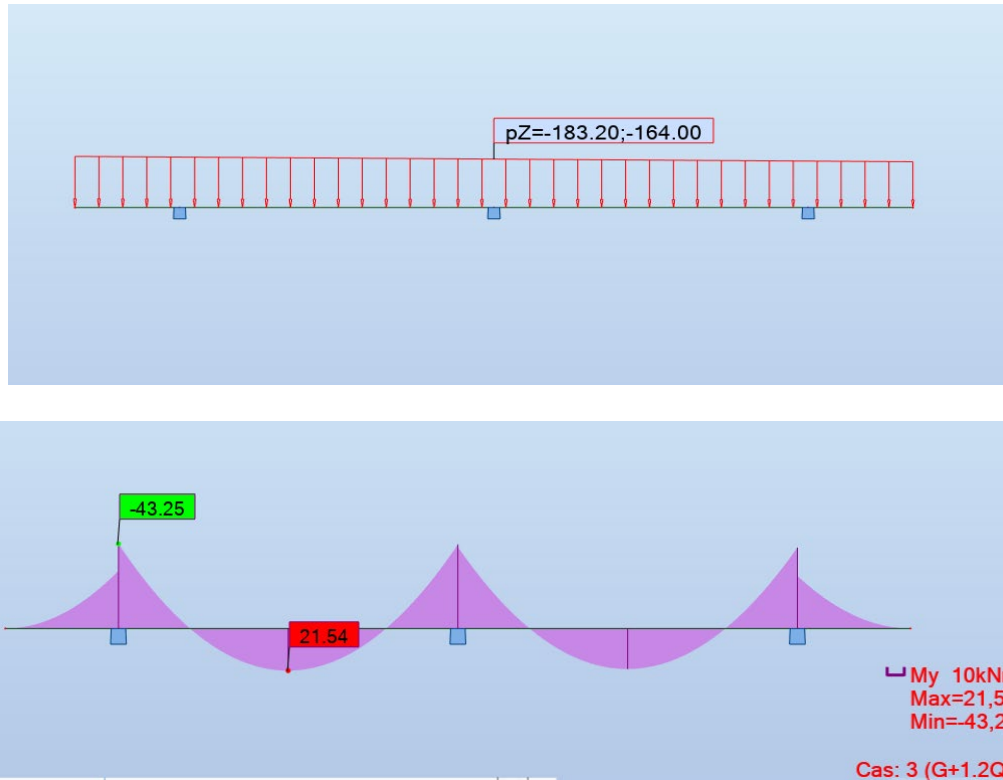


VUE EN PLAN DISPOSITION PALEES

éch . 1/50



Ferraillage de la semelle :



Calcul le tassement de la semelle de la palée :

1. Calcul la contrainte admissible a partir de l'essai préssiométrique SP 01

On fait nos calculs pour une semelle

- Longueur : $L = 9.00 \text{ m}$
- Largeur : $B = 4.00 \text{ m}$
- Profondeur d'ancrage : $D = 9.80 \text{ m}$
- Poids des terres au repos au moment de l'essai : $p_0 = K_0^* \cdot \sigma'_v$
- Coefficient des poids des terres au repos : $K_0 = 0.50$
- Densité sèche : $\gamma_d = 1.750 \text{ t/m}^3$
- Contrainte verticale des terres a la profondeur de l'essai : $\sigma'_v = \gamma_d \cdot Z$
- Pression limite des sols : P_l
- Pression limite équivalente : $P_l^* = P_l - P_0$

Z (m)	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00
P_l (bar)	4.7300	4.4600	4.5100	4.1800	10.5400	10.6900	10.6900	10.8900
P_0 (bar)	0.2000	0.4000	0.6000	0.8000	1.0000	1.2000	1.4000	1.6000
P_l^* (bar)	4.5300	4.0600	3.9100	3.3800	9.5400	9.4900	9.2900	9.2900
E_M (bar)	40.160	100.680	189.300	200.150	203.800	215.400	223.300	232.700

Z (m)	18.00	20.00
P_l (bar)	11.01	11.26
P_0 (bar)	1.80	2.00
P_l^* (bar)	9.21	9.26
E_M (bar)	240.80	265.90

2. Contrainte limite de pointe :

- Contrainte limite de pointe : $q_l = K_p * P_{le}^*$
- Coefficient de portance équivalente : K_p

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

$$K_p^1 = 1.100 \quad K_p^0 = 1.000 \quad \longrightarrow \quad K_p = 1.0444$$

* Contrainte limite de pointe :

$$q_l = K_p * P_{le}^* + q_0$$

$$q_l = 11.678 \text{ bar}$$

2.1 Pression limite nette équivalente :

$$\text{La zone utile } \left[D ; D + \frac{3}{2} B \right] \longrightarrow [9.80 ; 15.80]$$

Z (m)	9.80	10.00	12.00	14.00	15.80
PL* (bar)	8.9240	9.5400	9.4900	9.2900	9.2900

- pression limite nette équivalente : $PL_e^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \cdot P_{l2}^* \cdot P_{ln}^*}$

$$PL_e^* = 9.304 \text{ bar}$$

3. LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_l - q_0}{F_s} \longrightarrow F_s = 3$$

$$q_{adm} = 5.199 \text{ bar}$$

4. EVALUATION DU TASSEMENT :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma_{\text{sat}} D$$

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma' D$$

$$B_0 = 0.6 \quad \alpha = 1.00 \quad \lambda_s = 1.225 \quad \lambda_d = 1.593$$

La zone utile [D ; 8 * B] → [9.80 ; 32.00]

$$\begin{aligned} E_1 = E_{ms} &= 20.704 \text{ Mpa} & E_{ms} &= 20703.921 \text{ Kpa} \\ E_2 &= 21.732 \text{ Mpa} \\ E_{3-5} &= 23.563 \text{ Mpa} \\ E_{6-8} &= 26.464 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$E_{md} = 22.502 \text{ Mpa} \quad E_{md} = 22501.637 \text{ Kpa}$$

4.1 TASSEMENT DEVIATORIQUE :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$$S_d = 1.577933 \text{ cm}$$

4.2 TASSEMENT SPHERIQUE :

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s$$

$$S_s = 0.730463 \text{ cm}$$

4.3 LE TASSEMENT TOTAL :

$$S = S_d + S_s$$

$$S = 2.308 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \text{verifier}$$

1. Calcul la contrainte admissible a partir de l'essai préssiométrique SP 02

On fait nos calculs pour une semelle

- Longueur : $L = 9.00 \text{ m}$
- Largeur : $B = 4.00 \text{ m}$
- Profondeur d'ancrage : $D = 9.80 \text{ m}$
- Poids des terres au repos au moment de l'essai : $p_0 = K_0^* \cdot \sigma'_v$
- Coefficient des poids des terres au repos : $K_0 = 0.50$
- Densité sèche : $\gamma_d = 1.750 \text{ t/m}^3$
- Contrainte verticale des terres a la profondeur de l'essai : $\sigma'_v = \gamma_d \cdot Z$
- Pression limite des sols : P_l
- Pression limite équivalente : $P_l^* = P_l - P_0$

Z (m)	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00
P_l (bar)	5.6400	5.3000	4.9800	4.4100	11.9800	11.6500	12.5100	12.9000
P_0 (bar)	0.2000	0.4000	0.6000	0.8000	1.0000	1.2000	1.4000	1.6000
P_l^* (bar)	5.4400	4.9000	4.3800	3.6100	10.9800	10.4500	11.1100	11.3000
E_M (bar)	39.800	89.790	156.900	191.560	198.700	211.630	221.580	219.360

Z (m)	18.00	20.00	22.00
P_l (bar)	10.32	11.40	11.40
P_0 (bar)	1.80	2.00	2.20
P_l^* (bar)	8.52	9.40	9.20
E_M (bar)	236.71	241.31	259.90

2. Contrainte limite de pointe :

- Contrainte limite de pointe : $q_l = K_p * P_{le}^*$
- Coefficient de portance équivalente : K_p

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

$$K_p^1 = 1.100 \quad K_p^0 = 1.000 \quad \longrightarrow \quad K_p = 1.0444$$

* Contrainte limite de pointe :

$$q_l = K_p * P_{le}^* + q_0$$

$$q_l = 13.246 \text{ bar}$$

2.1 Pression limite nette équivalente :

$$\text{La zone utile } \left[D ; D + \frac{3}{2} B \right] \longrightarrow [9.80 ; 15.80]$$

Z (m)	9.80	10.00	12.00	14.00	15.80
Pl* (bar)	10.2430	10.9800	10.4500	11.1100	11.2810

- pression limite nette équivalente : $Pl_e^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \cdot P_{l2}^* \cdot P_{ln}^*}$

$$Pl_e^* = 10.805 \text{ bar}$$

3. LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_l - q_0}{F_s} \longrightarrow F_s = 3$$

$$q_{adm} = 5.722 \text{ bar}$$

4. EVALUATION DU TASSEMENT :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma_{\text{sat}} D$$

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma' D$$

$$B_0 = 0.6 \quad \alpha = 1.00 \quad \lambda_s = 1.225 \quad \lambda_d = 1.593$$

La zone utile [D ; 8 * B] → [9.80 ; 32.00]

$$\begin{aligned} E_1 = E_{ms} &= 20.219 \text{ Mpa} & E_{ms} &= 20218.563 \text{ Kpa} \\ E_2 &= 21.409 \text{ Mpa} \\ E_{3-5} &= 22.746 \text{ Mpa} \\ E_{6-8} &= 24.704 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$E_{md} = 21.876 \text{ Mpa} \quad E_{md} = 21875.591 \text{ Kpa}$$

4.1 TASSEMENT DEVIATORIQUE :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$$S_d = 1.623091 \text{ cm}$$

4.2 TASSEMENT SPHERIQUE :

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s$$

$$S_s = 0.747999 \text{ cm}$$

4.3 LE TASSEMENT TOTAL :

$$S = S_d + S_s$$

$$S = 2.371 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \text{verifier}$$

Détaille de calcul de tassement des camarteaux :

1. Calcul la contrainte admissible a partir de l'essai préssiométrique SP 01

On fait nos calculs pour une semelle

• Longueur :	L = 1.20 m
• Largeur :	B = 1.00 m
• Profondeur d'ancrage :	D = 1.50 m
• Poids des terres au repos au moment de l'essai :	$p_0 = K_0^* \cdot \sigma_v'$
• Coefficient des poids des terres au repos :	$K_0 = 0.50$
• Densité sèche :	$\gamma_d = 1.750 \text{ t/m}^3$
• Contrainte verticale des terres a la profondeur de l' essai :	$\sigma_v' = \gamma_d \cdot Z$
• Pression limite des sols :	P_l
• Pression limite équivalente :	$P_l^* = P_l - P_0$

Z (m)	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00
P_l (bar)	4.7300	4.4600	4.5100	4.1800	10.5400	10.6900	10.6900	10.8900
P_0 (bar)	0.2000	0.4000	0.6000	0.8000	1.0000	1.2000	1.4000	1.6000
P_l^* (bar)	4.5300	4.0600	3.9100	3.3800	9.5400	9.4900	9.2900	9.2900
E_M (bar)	40.160	100.680	189.300	200.150	203.800	215.400	223.300	232.700

Z (m)	18.00	20.00
P_l (bar)	11.01	11.26
P_0 (bar)	1.80	2.00
P_l^* (bar)	9.21	9.26
E_M (bar)	240.80	265.90

2. Contrainte limite de pointe :

- Contrainte limite de pointe : $q_l = K_p * P_{le}^*$
- Coefficient de portance équivalente : K_p

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

$$K_p^1 = 1.100 \quad K_p^0 = 1.000 \quad \longrightarrow \quad K_p = 1.0833$$

* Contrainte limite de pointe :

$$q_l = K_p * P_{le}^* + q_0$$

$$q_l = 4.680 \text{ bar}$$

2.1 Pression limite nette équivalente :

$$\text{La zone utile } \left[D ; D + \frac{3}{2} B \right] \longrightarrow [1.50 ; 3.00]$$

Z (m)	1.50	2.00	3.00
Pl^* (bar)	3.3975	4.5300	4.2950

- pression limite nette équivalente : $Pl_e^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \cdot P_{l2}^* \cdot P_{ln}^*}$

$$Pl_e^* = 4.043 \text{ bar}$$

3. LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_l - q_0}{F_s} \longrightarrow F_s = 3$$

$$q_{adm} = 1.760 \text{ bar}$$

4. EVALUATION DU TASSEMENT :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma_{\text{sat}} D$$

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma' D$$

$$B_0 = 0.6 \quad \alpha = 1.00 \quad \lambda_s = 1.120 \quad \lambda_d = 1.202$$

La zone utile [D ; 8 * B] → [1.50 ; 8.00]

$$E_1 = E_{ms} = 3.442 \text{ Mpa} \quad E_{ms} = 3442.286 \text{ Kpa}$$

$$E_2 = 4.653 \text{ Mpa}$$

$$E_{3-5} = 7.138 \text{ Mpa}$$

$$E_{6-8} = 12.567 \text{ Mpa}$$

$$E_{9-16} = 14.580 \text{ Mpa}$$

$$E_{md} = 5.386 \text{ Mpa}$$

$$E_{md} = 5385.548 \text{ Kpa}$$

4.1 TASSEMENT DEVIATORIQUE :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$$S_d = 7.832519 \text{ cm}$$

4.2 TASSEMENT SPHERIQUE :

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s$$

$$S_s = 5.724018 \text{ cm}$$

4.3 LE TASSEMENT TOTAL :

$$S = S_d + S_s$$

$$S = 13.557 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \text{Non verifier}$$

1. Calcul la contrainte admissible a partir de l'essai préssiométrique SP 02

On fait nos calculs pour une semelle

- Longueur : $L = 1.20 \text{ m}$
- Largeur : $B = 1.00 \text{ m}$
- Profondeur d'ancrage : $D = 1.50 \text{ m}$
- Poids des terres au repos au moment de l'essai : $p_0 = K_0^* \cdot \sigma'_v$
- Coefficient des poids des terres au repos : $K_0 = 0.50$
- Densité sèche : $\gamma_d = 1.750 \text{ t/m}^3$
- Contrainte verticale des terres a la profondeur de l'essai : $\sigma'_v = \gamma_d \cdot Z$
- Pression limite des sols : P_l
- Pression limite équivalente : $P_l^* = P_l - P_0$

Z (m)	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00
P_l (bar)	5.6400	5.3000	4.9800	4.4100	11.9800	11.6500	12.5100	12.9000
P_0 (bar)	0.2000	0.4000	0.6000	0.8000	1.0000	1.2000	1.4000	1.6000
P_l^* (bar)	5.4400	4.9000	4.3800	3.6100	10.9800	10.4500	11.1100	11.3000
E_M (bar)	39.800	89.790	156.900	191.560	198.700	211.630	221.580	219.360

Z (m)	18.00	20.00	22.00
P_l (bar)	10.32	11.40	11.40
P_0 (bar)	1.80	2.00	2.20
P_l^* (bar)	8.52	9.40	9.20
E_M (bar)	236.71	241.31	259.90

2. Contrainte limite de pointe :

- Contrainte limite de pointe : $q_l = K_p * P_{le}^*$
- Coefficient de portance équivalente : K_p

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$$

$$K_p^1 = 1.100 \quad K_p^0 = 1.000 \quad \longrightarrow \quad K_p = 1.0833$$

* Contrainte limite de pointe :

$$q_l = K_p * P_{le}^* + q_0$$

$$q_l = 5.564 \text{ bar}$$

2.1 Pression limite nette équivalente :

$$\text{La zone utile } \left[D ; D + \frac{3}{2} B \right] \longrightarrow [1.50 ; 3.00]$$

Z (m)	1.50	2.00	3.00
PL* (bar)	4.0800	5.4400	5.1700

- pression limite nette équivalente : $PL_e^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \cdot P_{l2}^* \cdot P_{ln}^*}$

$$PL_e^* = 4.859 \text{ bar}$$

3. LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_l - q_0}{F_s} \longrightarrow F_s = 3$$

$$q_{adm} = 2.055 \text{ bar}$$

4. EVALUATION DU TASSEMENT :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma_{\text{sat}} D$$

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma' D$$

$$B_0 = 0.6 \quad \alpha = 1.00 \quad \lambda_s = 1.120 \quad \lambda_d = 1.202$$

$$\text{La zone utile } [D ; 8 * B] \longrightarrow [1.50 ; 8.00]$$

$$E_1 = E_{ms} = 3.411 \text{ Mpa} \quad E_{ms} = 3411.429 \text{ Kpa}$$

$$E_2 = 4.520 \text{ Mpa}$$

$$E_{3-5} = 6.610 \text{ Mpa}$$

$$E_{6-8} = 10.945 \text{ Mpa}$$

$$E_{9-16} = 13.965 \text{ Mpa}$$

$$E_{md} = 5.196 \text{ Mpa}$$

$$E_{md} = 5195.532 \text{ Kpa}$$

4.1 TASSEMENT DEVIATORIQUE :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$$S_d = 8.118977 \text{ cm}$$

4.2 TASSEMENT SPHERIQUE :

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s$$

$$S_s = 5.775793 \text{ cm}$$

4.3 LE TASSEMENT TOTAL :

$$S = S_d + S_s$$

$$S = 13.895 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \text{Non verifier}$$

Calcul le tassement de radier :

1. Calcul la contrainte admissible a partir de l'essai préssiométrique SP 01

On fait nos calculs pour une semelle

- Longueur : $L = 10.60 \text{ m}$
- Largeur : $B = 9.00 \text{ m}$
- Profondeur d'ancrage : $D = 9.09 \text{ m}$
- Poids des terres au repos au moment de l'essai : $P_0 = K_0^* \cdot \sigma_v'$
- Coefficient des poids des terres au repos : $K_0 = 0.50$
- Densité sèche : $\gamma_d = 1.750 \text{ t/m}^3$
- Contrainte verticale des terres a la profondeur de l'essai : $\sigma_v' = \gamma_d \cdot Z$
- Pression limite des sols : P_l
- Pression limite équivalente : $P_l^* = P_l - P_0$

Z (m)	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00
P_l (bar)	4.7300	4.4600	4.5100	4.1800	10.5400	10.6900	10.6900	10.8900
P_0 (bar)	0.2000	0.4000	0.6000	0.8000	1.0000	1.2000	1.4000	1.6000
P_l^* (bar)	4.5300	4.0600	3.9100	3.3800	9.5400	9.4900	9.2900	9.2900
E_M (bar)	40.160	100.680	189.300	200.150	203.800	215.400	223.300	232.700

Z (m)	18.00	20.00
P_l (bar)	11.01	11.26
P_0 (bar)	1.80	2.00
P_l^* (bar)	9.21	9.26
E_M (bar)	240.80	265.90

2. Contrainte limite de pointe :

- Contrainte limite de pointe : $q_l = K_p \cdot P_{le}^*$
- Coefficient de portance équivalente : K_p

$$K_p = K_p^1 \frac{B}{L} + K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L} \right)$$

$$K_p^1 = 1.050 \quad K_p^0 = 0.980 \quad \longrightarrow \quad K_p = 1.0394$$

* Contrainte limite de pointe :

$$q_l = K_p * P_{le}^* + q_0$$

$$q_l = 11.089 \text{ bar}$$

2.1 Pression limite nette équivalente :

$$\text{La zone utile } \left[D ; D + \frac{3}{2} B \right] \longrightarrow [9.09 ; 22.59]$$

Z (m)	9.09	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00
PL* (bar)	6.7372	9.5400	9.4900	9.2900	9.2900	9.2100	9.2600

• pression limite nette équivalente : $PL_e^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* \cdot P_{l2}^* \cdot P_{ln}^*}$

$$PL_e^* = 8.919 \text{ bar}$$

3. LA CONTRAINTE ADMISSIBLE :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_l - q_0}{F_s} \longrightarrow F_s = 3$$

$$q_{adm} = 4.908 \text{ bar}$$

4. EVALUATION DU TASSEMENT :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma_{sat} D$$

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s \quad \text{avec} \quad \sigma_{v0} = \gamma' D$$

$$B_0 = 0.6 \quad \alpha = 1.00 \quad \lambda_s = 1.118 \quad \lambda_d = 1.193$$

$$\text{La zone utile } [D ; 8 * B] \longrightarrow [9.09 ; 72.00]$$

$$E_1 = E_{ms} = 21.044 \text{ Mpa} \quad E_{ms} = 21044.459 \text{ Kpa}$$

$$E_2 = 23.177 \text{ Mpa}$$

$$E_{3-5} = 25.335 \text{ Mpa}$$

$$E_{md} = 23.231 \text{ Mpa} \quad E_{md} = 23230.577 \text{ Kpa}$$

4.1 TASSEMENT DEVIATORIQUE :

$$S_d = \frac{2B_0}{9E_m^d} (q - \sigma_{v0}) \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$$S_d = 0.819795 \text{ cm}$$

4.2 TASSEMENT SPHERIQUE :

$$S_s = \frac{\alpha}{9E_m^s} (q - \sigma_{v0}) B \lambda_s$$

$$S_s = 0.556762 \text{ cm}$$

4.3 LE TASSEMENT TOTAL :

$$S = S_d + S_s$$

$$S = 1.377 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \text{verifier}$$

Annexe C : Ferrailage

1. Radier et Traverse supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

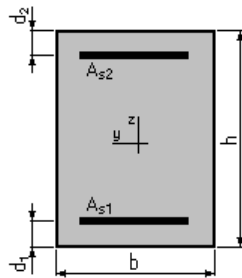
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
État Limite Ultime (fondamental)	1327,00	-1124,00
État Limite de Service	983,00	-832,00
État Limite Ultime (Accidentel)	866,81	-675,13

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 58,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 48,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 8,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 1,42 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1327,00$ (kN*m) $M_{\min} = -1124,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 70,8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,64$ (‰)

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

Contrainte de l'acier:

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

Comprimée: $\sigma'_s = 119,3$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 983,00$ (kN*m) $M_{\min} = -832,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 24,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma'_s = 79,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 866,81$ (kN*m) $M_{\min} = -675,13$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,37 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 70,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,58$ (‰)

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

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma'_s = 109,9$ (MPa)

2. Les pieds droits :

Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

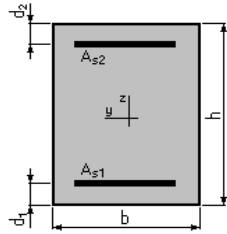
Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 80,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1076,37	656,96
2.	ELS	797,31	486,63
3.	ELA	224,69	866,81

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 21,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 16,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 400,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,54$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 1076,37 (kN) M = 656,96 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,22 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 15,9$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 68,6$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,70$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 370,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS N = 797,31 (kN) M = 486,63 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,50
 Position de l'axe neutre: $y = 28,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 65,5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,8$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
 Tendue: $\sigma_s = 166,3$ (MPa)
 Comprimée: $\sigma'_s = 84,4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = 224,69$ (kN) $M = 866,81$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 72,6$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,87$ (‰)
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma'_s = 29,1$ (MPa)

3. Ferrailage de Buton :

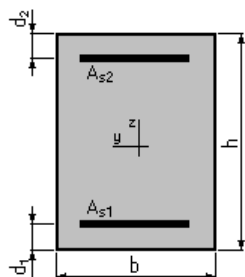
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 100,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	545,74	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 10,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,26 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 545,74 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 23,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 87,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

4. Ferrailage de la semelle de la palée :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

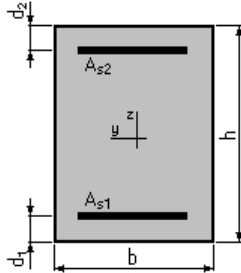
Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	21,54	43,25
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 10,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,11 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 21,54$ (kN*m) $M_{\min} = 43,25$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,46

Position de l'axe neutre: $y = 15,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 89,7 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 3,3 \text{ (MPa)}$

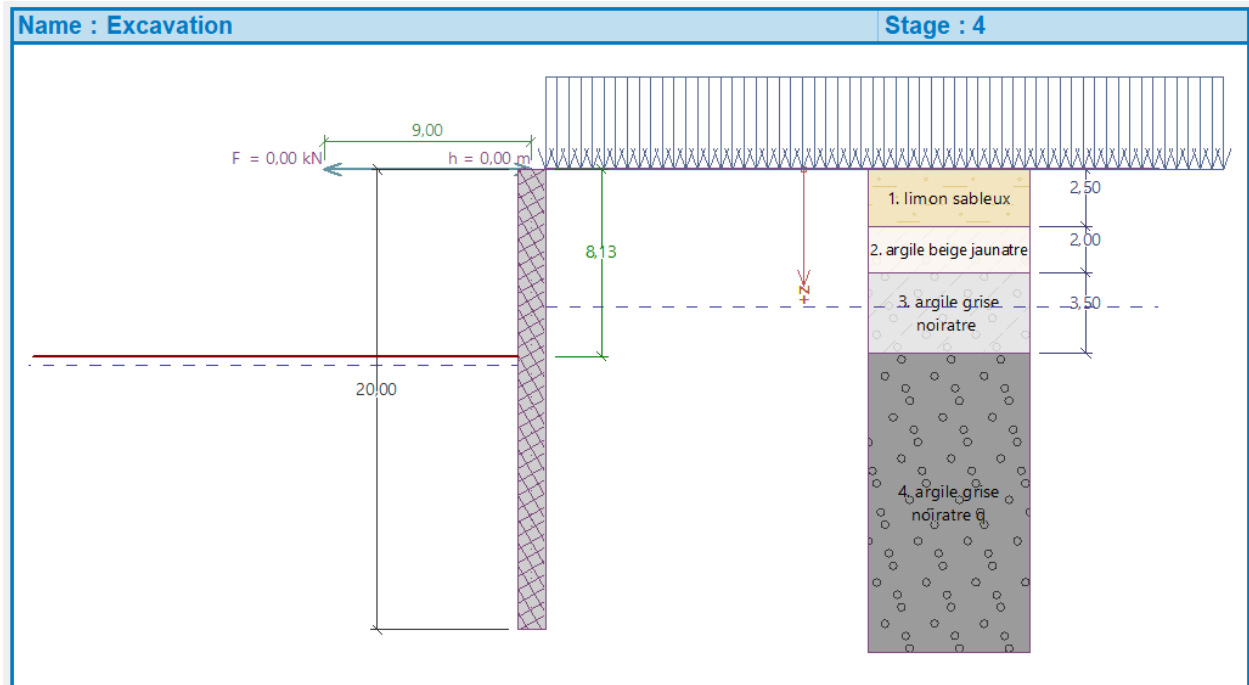
Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Annexe D : Étude de stabilité des pieux

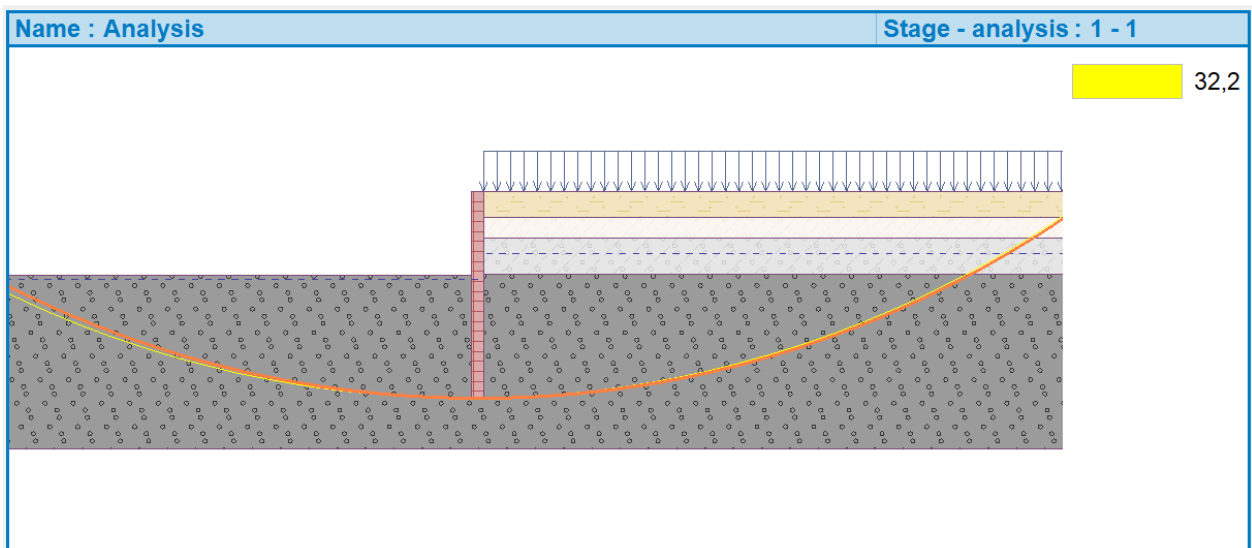
EC02 : 20m

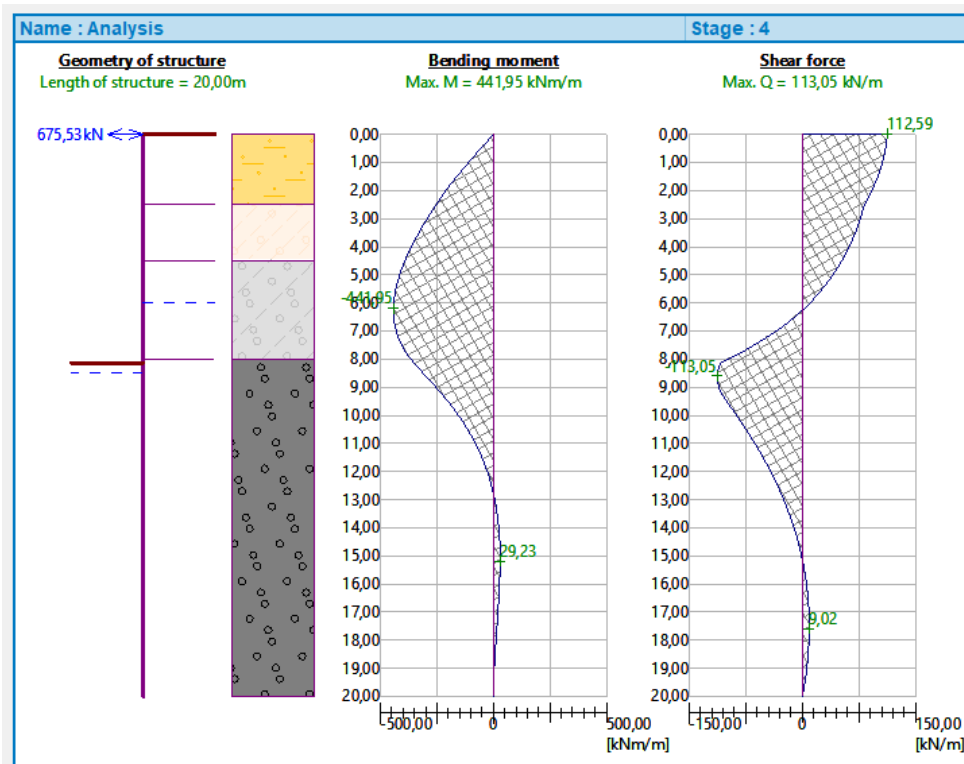
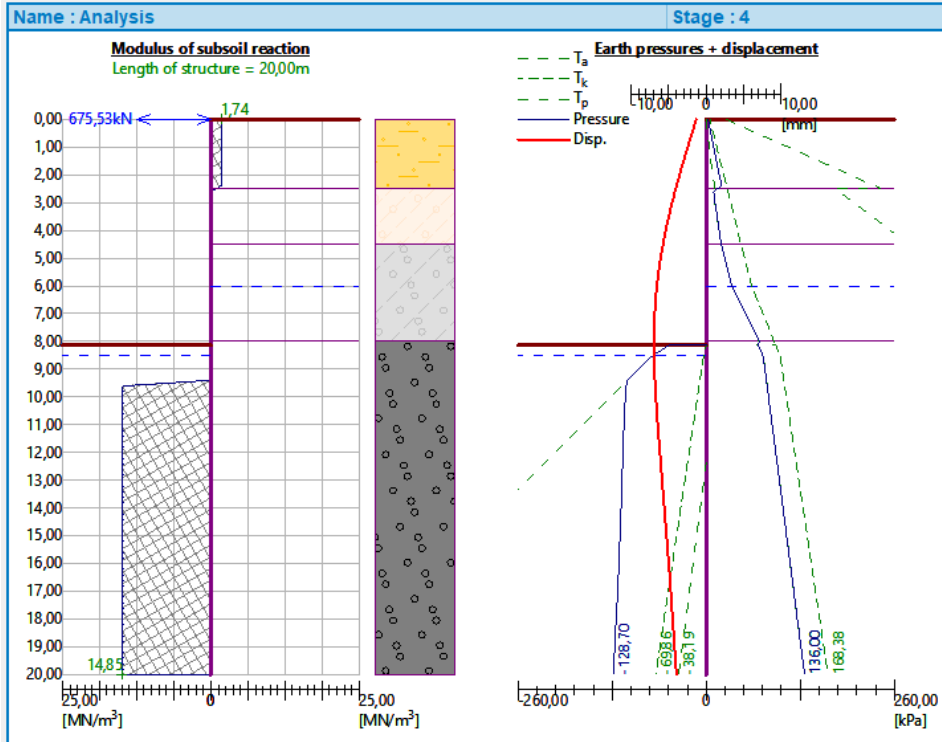
Modélisation Géotechnique :

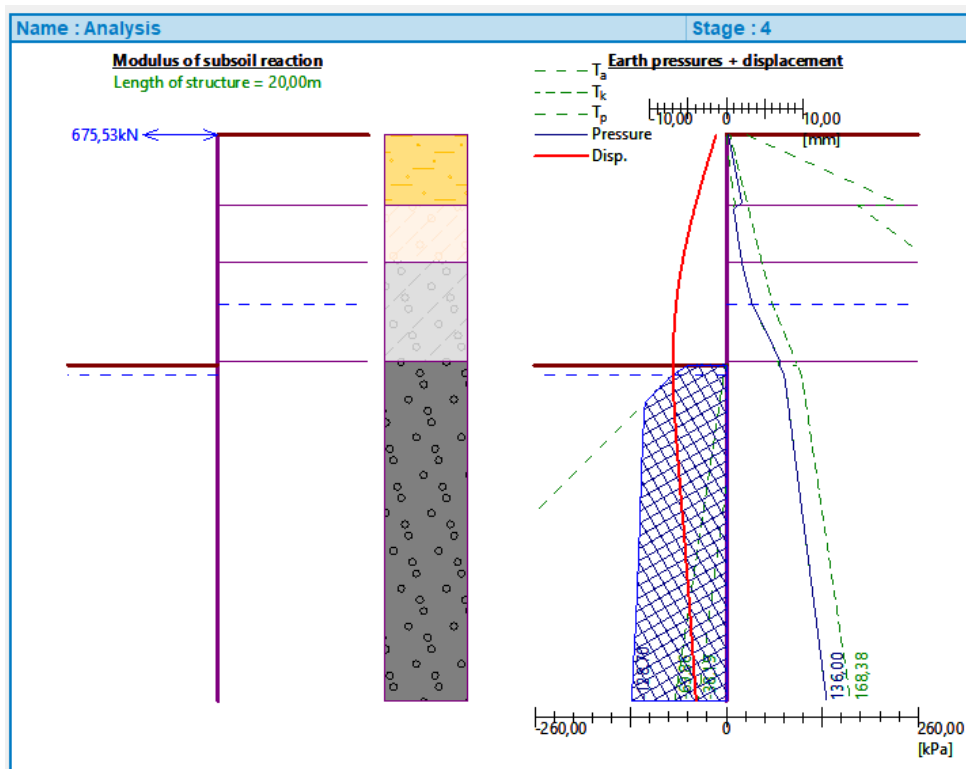
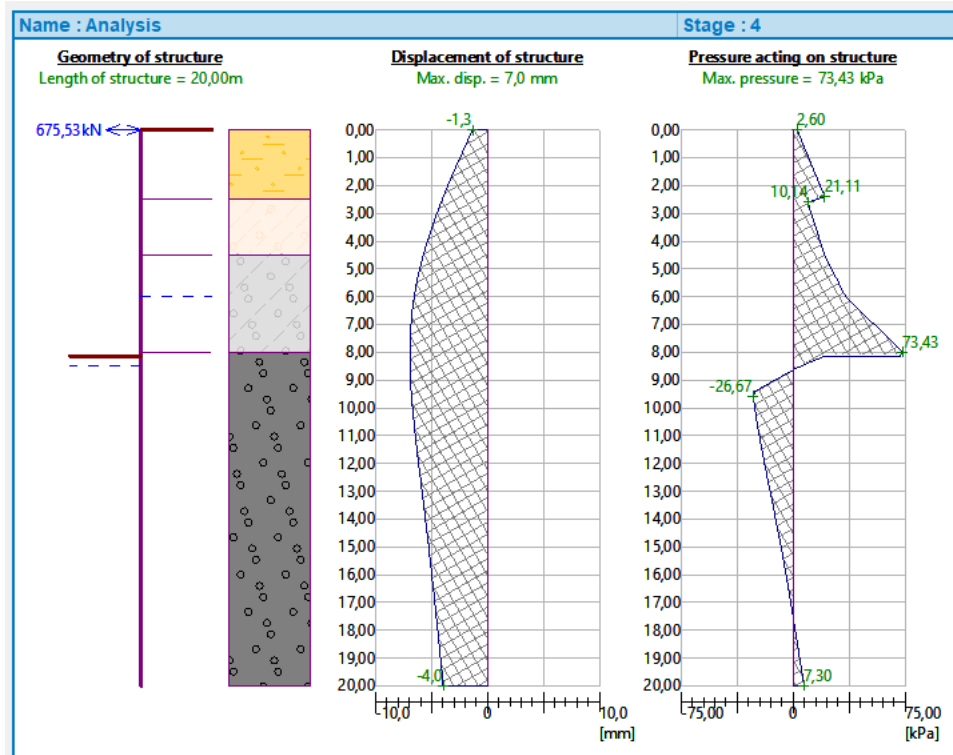


Stabilité générale :

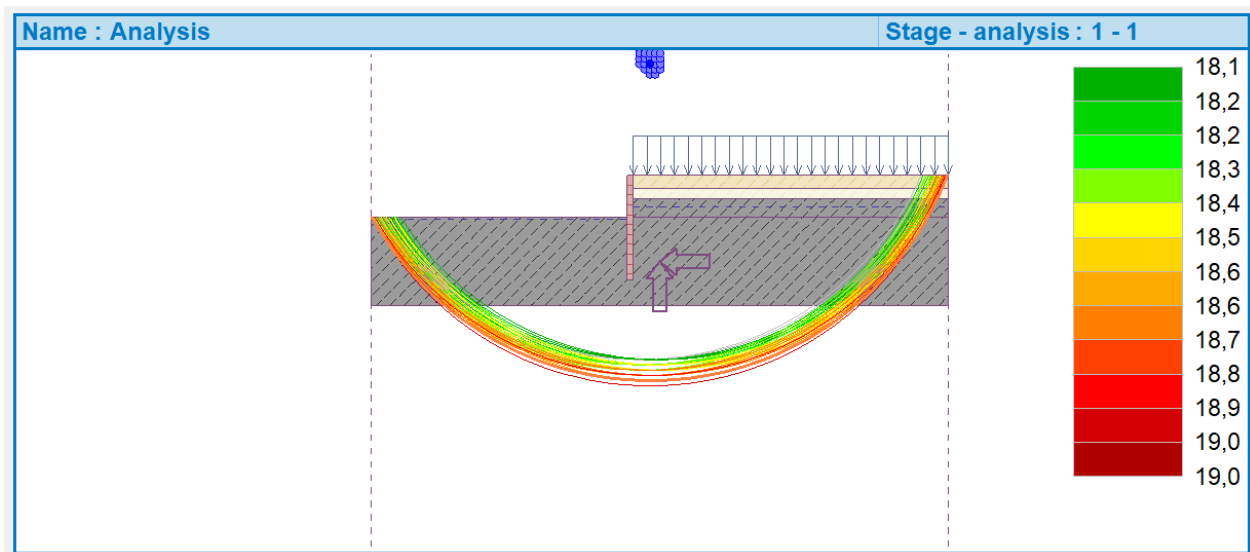
Phase de service :







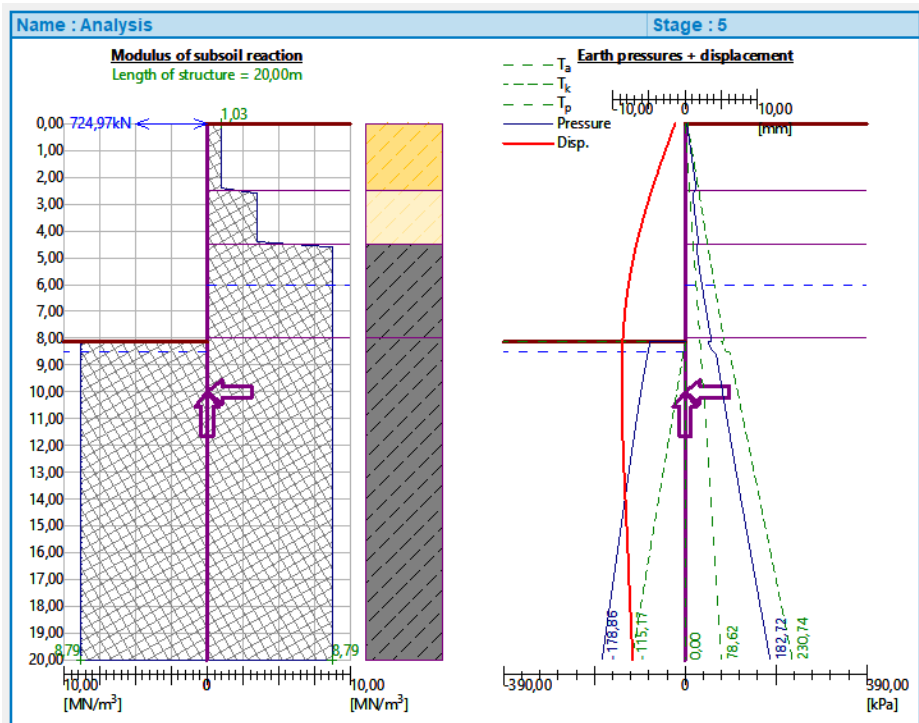
Phase sismique :



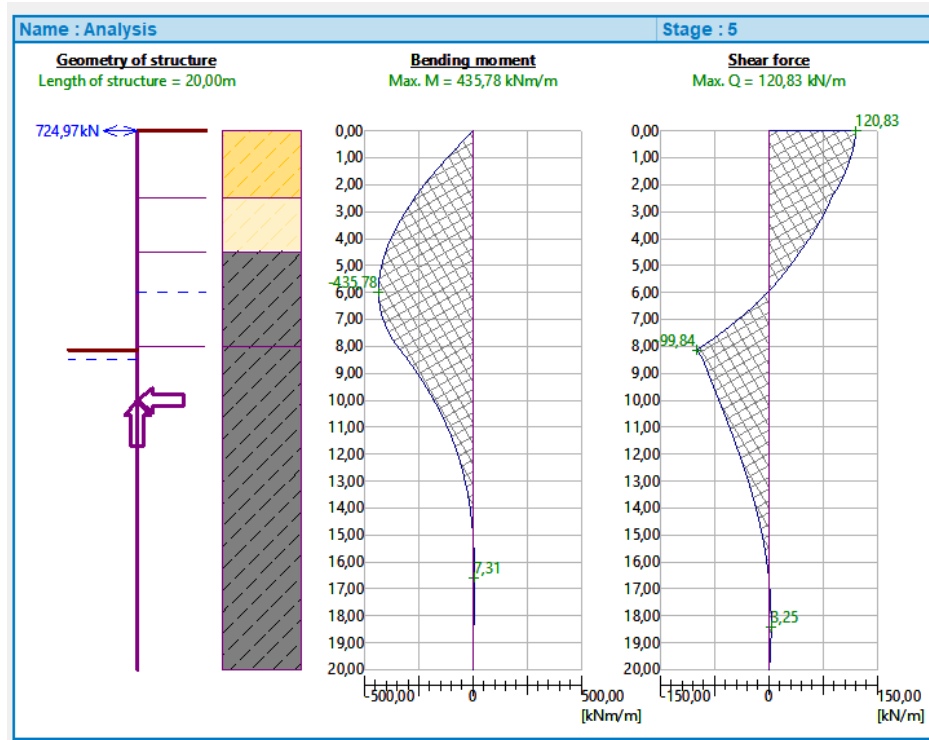
Analyse de la stabilité interne et des efforts internes :

Stabilité interne :

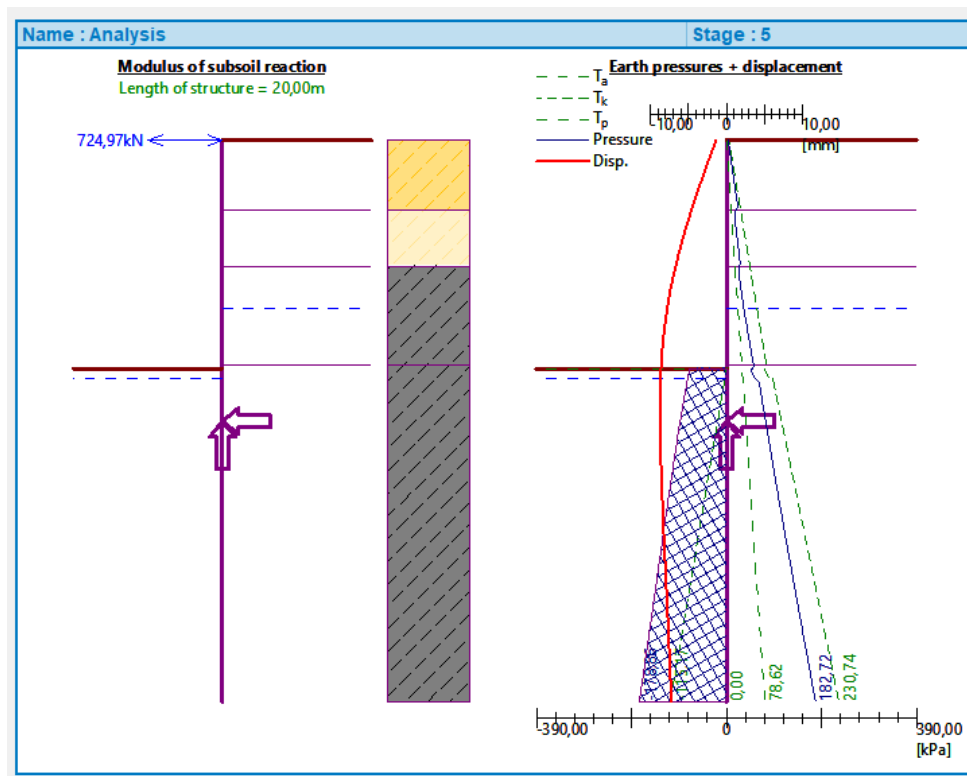
Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) :



Effort interne :



Mobilisation des butées :



Utilization of passive pressure

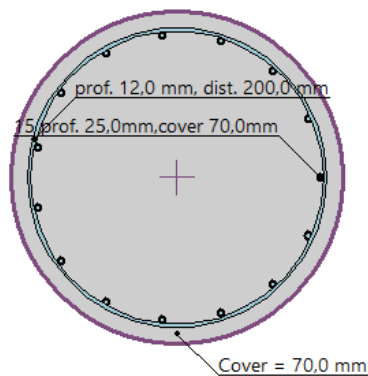
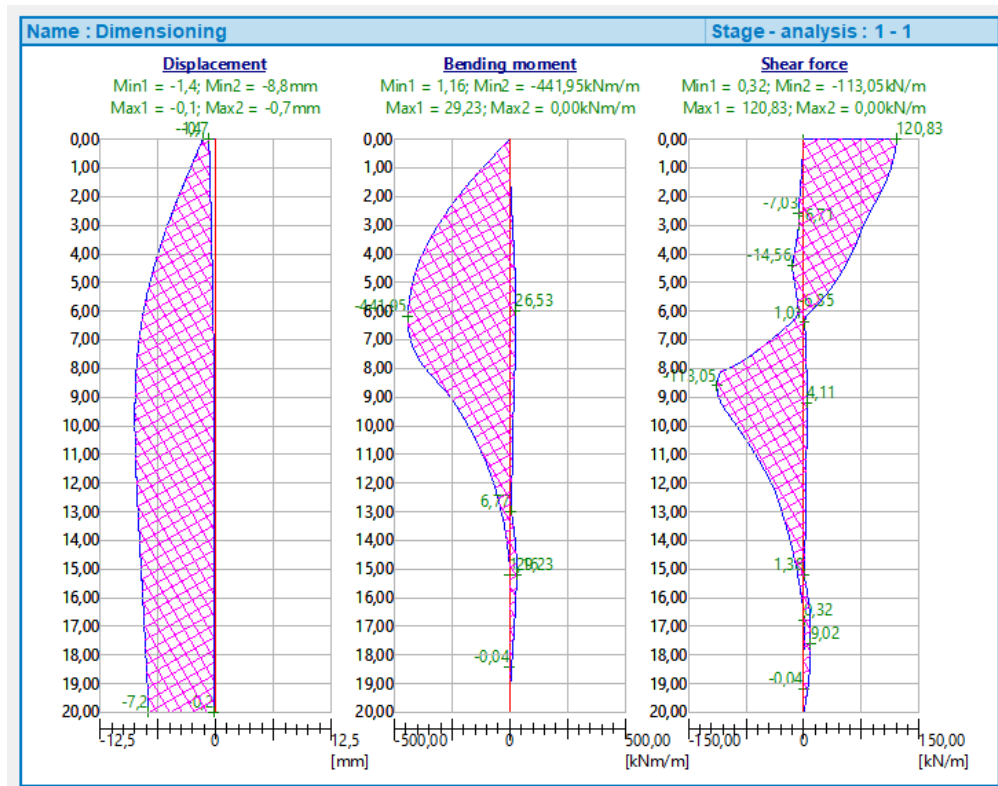
Maximum passive pressure $R_{\max} = 14693,85 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{\text{mob}} = 1535,48 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 9,57$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

Vérification STR :



Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 15 pc bars 25,0 mm; cover 70,0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0,326 \% > 0,130 \% = \rho_{\min}$

Load : $M_{Ed} = 618,73 \text{ kNm}$

Bearing capacity : $M_{Rd} = 1496,04 \text{ kNm}$

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - profile 12,0 mm; spacing 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 565,5 = 1131,0 \text{ mm}^2$

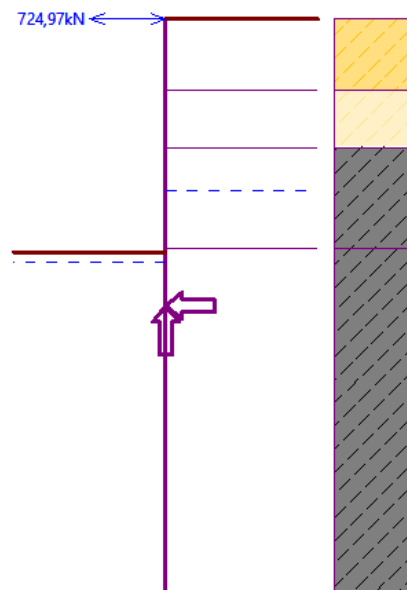
$b_w = 1,06 \text{ m}$; $d = 0,96 \text{ m}$

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1062,13 \text{ kN} > 169,16 \text{ kN} = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

only minimal shear reinforcement

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

Vérification de bouton et liernes :**1. Buton :**

Compression : $N_{Rd} = 23330 \text{ kN} > N_{Ed} = 724,97 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$

Flambement : $N_{Ed} = 724,97 \text{ kN} < N_{cr} = 101550 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$

2. liernes :

Reinforcement		Results	
No. of bars :	6,00 [pcs] ☒ Shear reinforcement	SHEAR :	SATISFACTORY (25,4%)
Cover :	50,0 [mm] Profile : 14,0 [mm]	BENDING :	SATISFACTORY (32,3%)
Profile :	25,0 [mm] Spacing : 200,0 [mm]	DESIGN PRINCIPLES :	SATISFACTORY (86,0%)
		Reinforcement area	

Verification of RC cross section (b = 1,40 m; h = 1,40 m)

Stage: 1,2,3

Partial factor on load = 1,00

Reinforcement - 6 pc bars 25,0 mm; cover 50,0 mm

Shear reinf. - 2 profile 14,0 mm; distance 200,0 mm

Reinforcement ratio $\rho = 0,16 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0,07 \text{ m} < 0,83 \text{ m} = x_{max}$

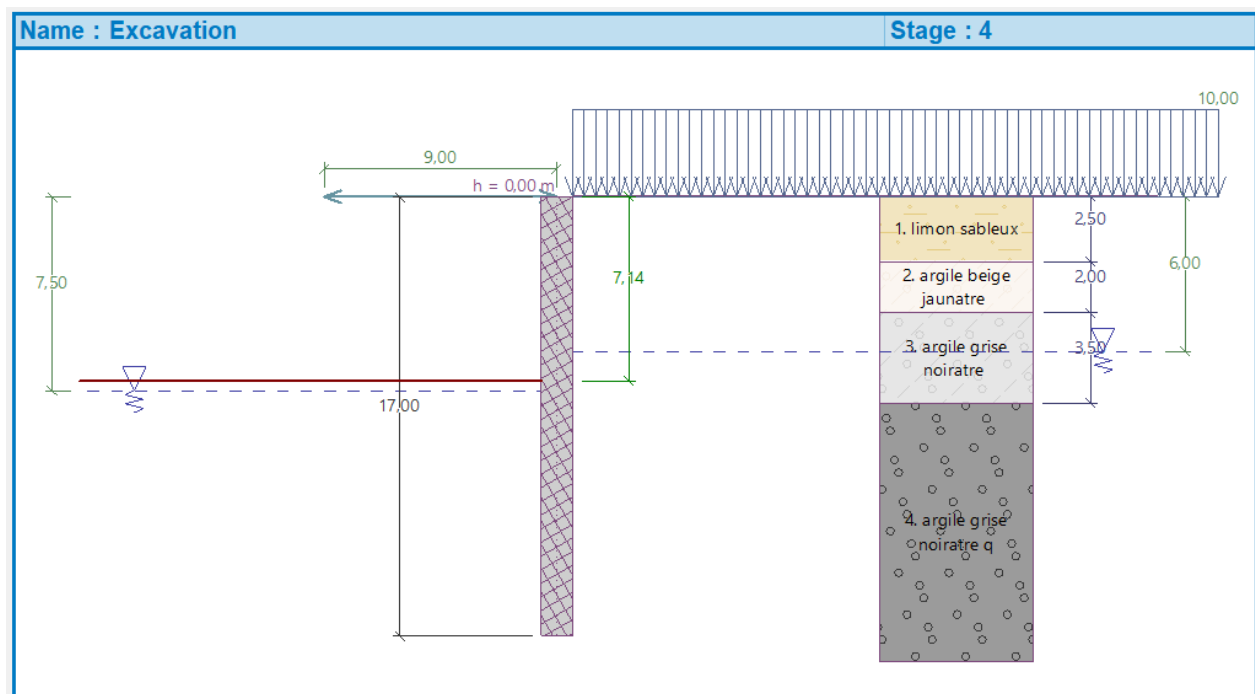
Ultimate shear force $V_{Rd} = 2014,16 \text{ kN} > 512,56 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 1677,58 \text{ kNm} > 542,11 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is **SATISFACTORY**.

EC03 : 17m

Modélisation Géotechnique :

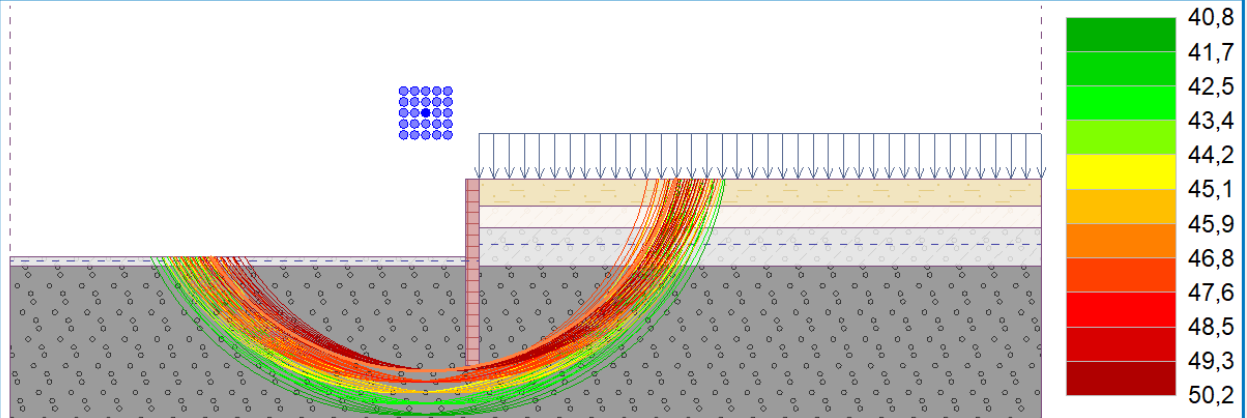


Vérification de la stabilité générale:

Phase service :

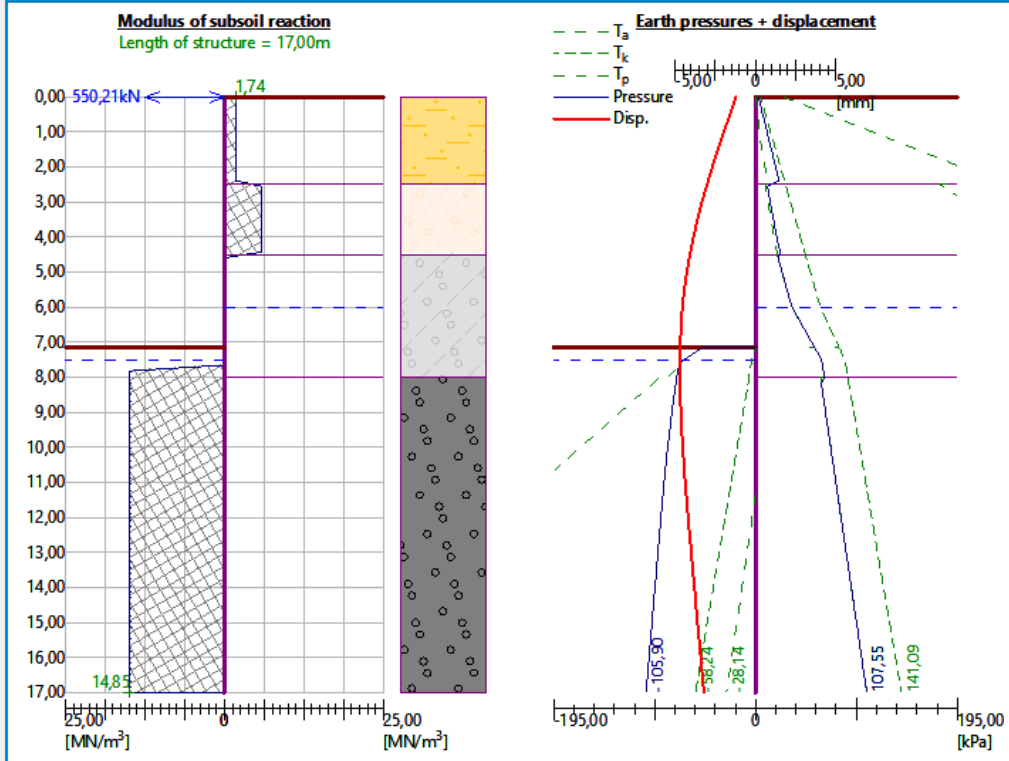
Name : Analysis

Stage - analysis : 1 - 1



Name : Analysis

Stage : 4

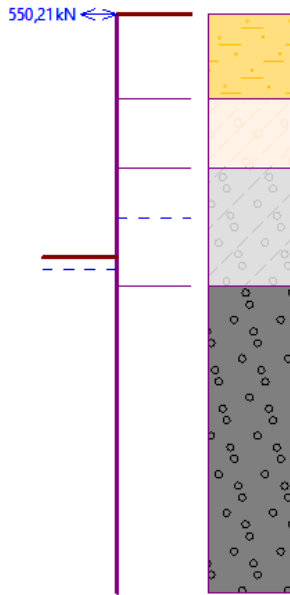


Name : Analysis

Stage : 4

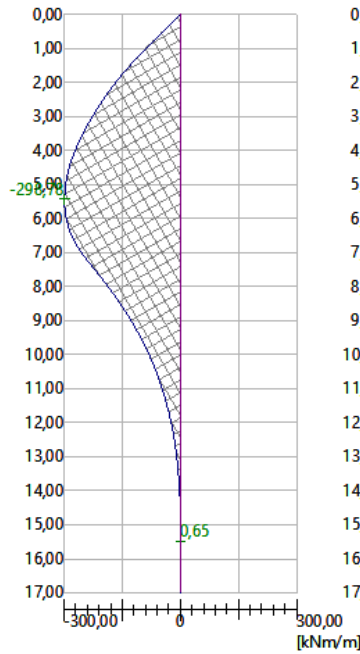
Geometry of structure

Length of structure = 17,00m



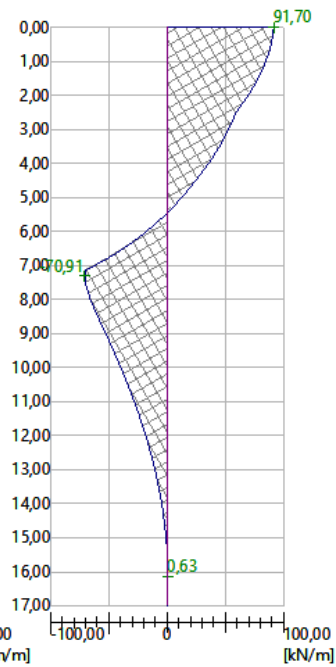
Bending moment

Max. M = 298,78 kNm/m



Shear force

Max. Q = 91,70 kN/m

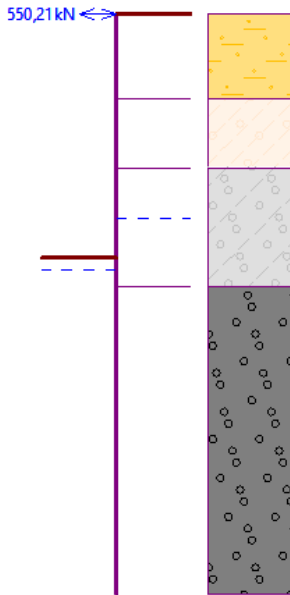


Name : Analysis

Stage : 4

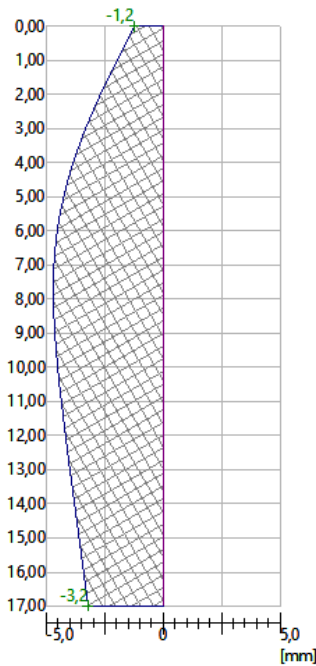
Geometry of structure

Length of structure = 17,00m



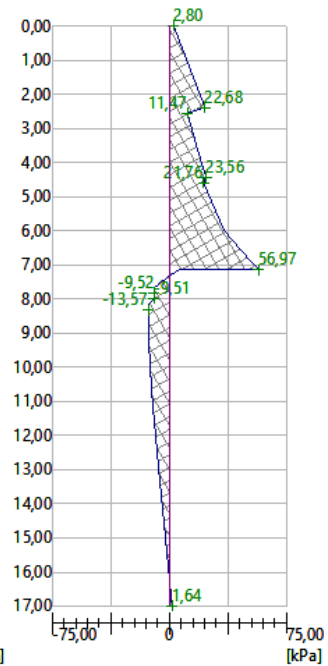
Displacement of structure

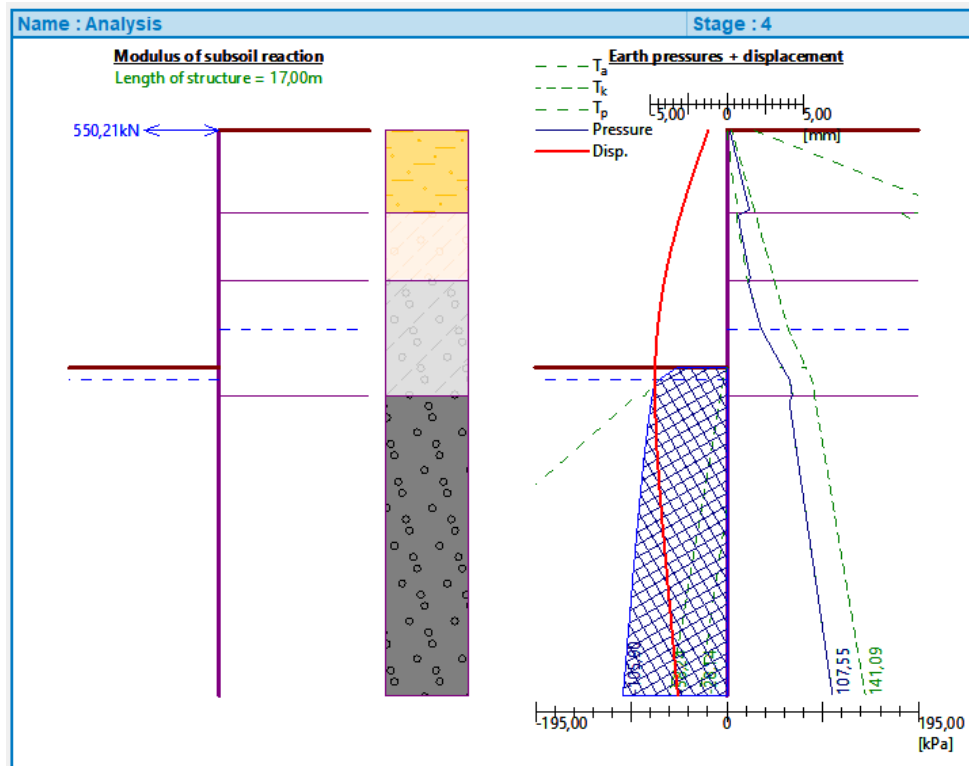
Max. disp. = 4,7 mm



Pressure acting on structure

Max. pressure = 56,97 kPa





Utilization of passive pressure

Maximum passive pressure $R_{max} = 2447,06 \text{ kN/m}$

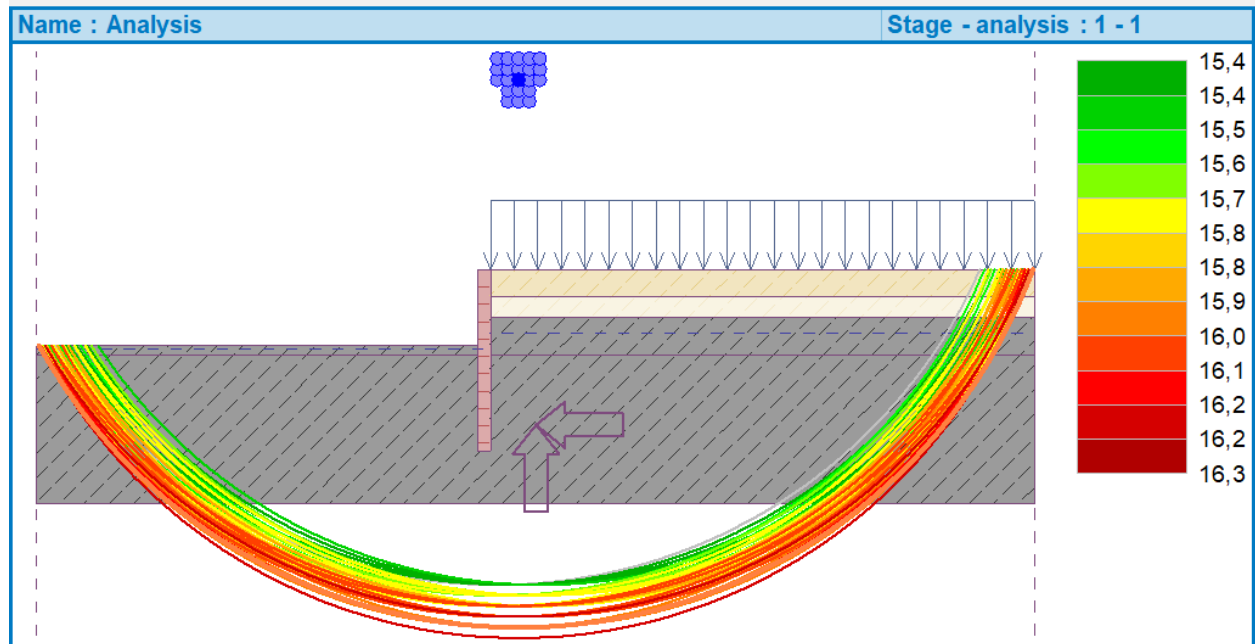
Mobilized passive pressure $R_{mob} = 890,96 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 2,75$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

Phase sismique :

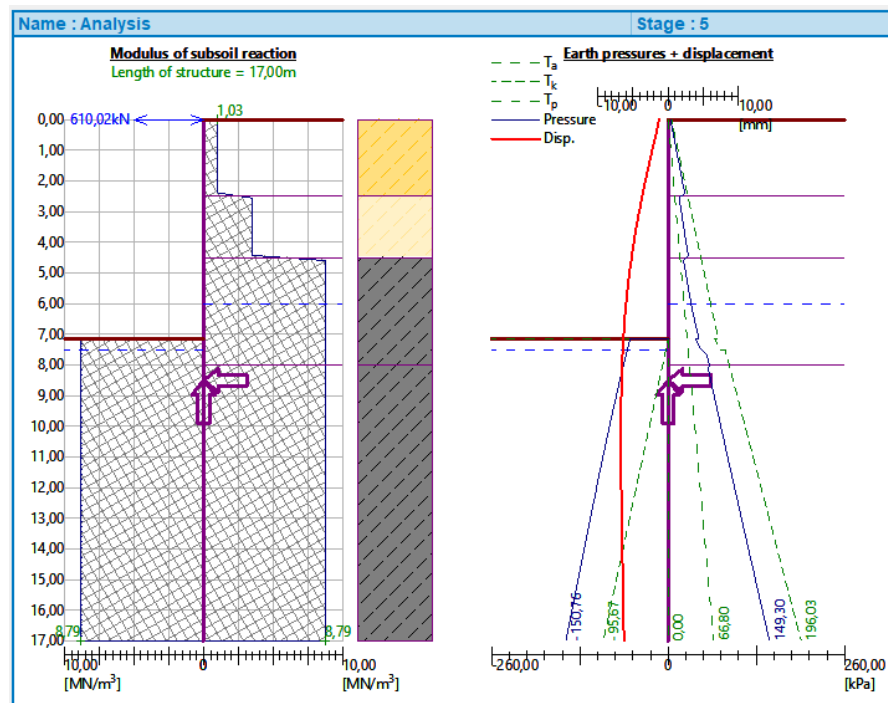
Cercle de glissement :



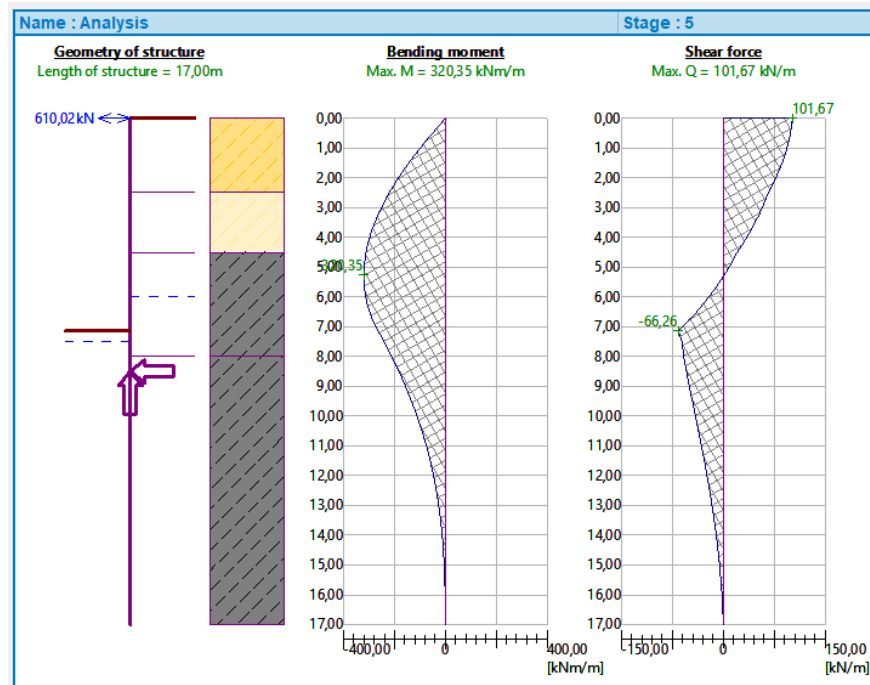
Analyse de la stabilité interne et des efforts internes :

Stabilité interne :

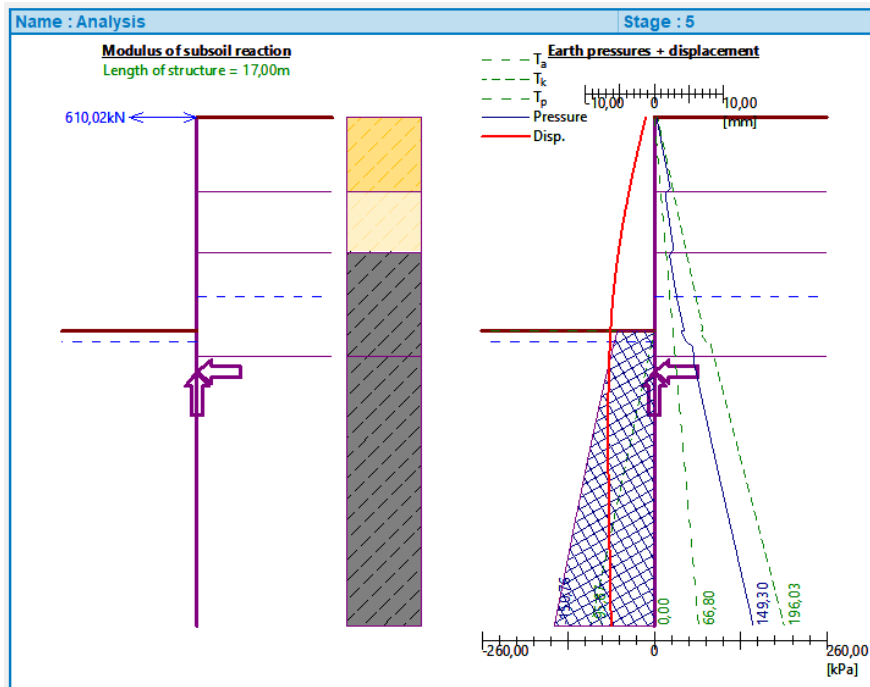
Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) :



Efforts interne :



Mobilisation de butée :



Utilization of passive pressure

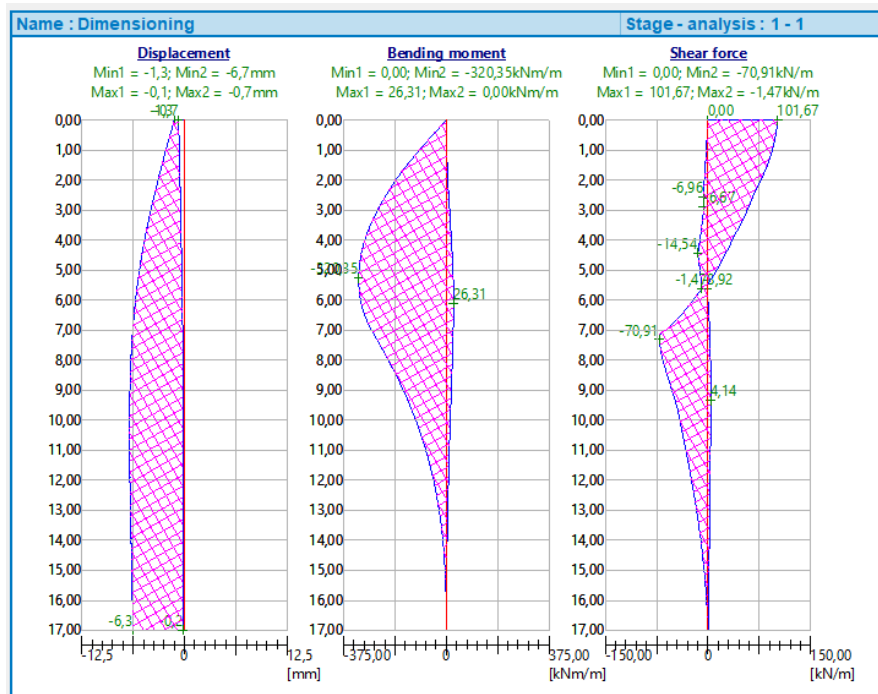
Maximum passive pressure $R_{max} = 12010,48 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{mob} = 1039,01 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 11,56$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

Vérification STR :



— Reinforcement

Reinforcement :

☒ Shear reinforcement

No. of bars :

15,00 [pcs]

Profile :

12,0 [mm]

Cover :

70,0 [mm]

Spacing :

200,0 [mm]

Profile :

25,0 [mm]

Additional reinf. profile :

0,0 [mm]

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 15 pc bars 25,0 mm; cover 70,0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0,326 \% > 0,130 \% = \rho_{min}$

Load : $M_{Ed} = 448,50 \text{ kNm}$

Bearing capacity : $M_{Rd} = 1496,04 \text{ kNm}$

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - profile 12,0 mm; spacing 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 565,5 = 1131,0 \text{ mm}^2$

$b_w = 1,06 \text{ m}$; $d = 0,96 \text{ m}$

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1062,13 \text{ kN} > 142,34 \text{ kN} = V_{Ed}$

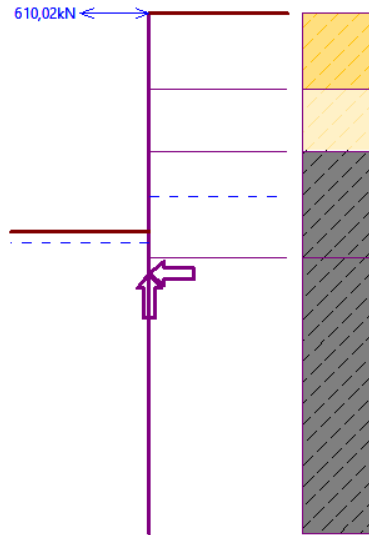
Cross-section is SATISFACTORY.

only minimal shear reinforcement

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

Vérification buton et liernes :

1.buton :



Compression : $N_{Rd} = 23330 \text{ kN} > N_{Ed} = 610,02 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$

Flambement : $N_{Ed} = 610,02 \text{ kN} < N_{cr} = 101550 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$

2.lierne :

Reinforcement		Results	
No. of bars :	6,00 [pcs]	☒ Shear reinforcement	
Cover :	50,0 [mm]	Profile :	14,0 [mm]
Profile :	25,0 [mm]	Spacing :	200,0 [mm]
		SHEAR :	SATISFACTORY (20,7%)
		BENDING + COMPR. :	SATISFACTORY (26,3%)
		DESIGN PRINCIPLES :	SATISFACTORY (86,0%)

Verification of RC cross section (b = 1,40 m; h = 1,40 m)

Stage: 1,2,3

Partial factor on load = 1,00

Reinforcement - 6 pc bars 25,0 mm; cover 50,0 mm

Shear reinf. - 2 profile 14,0 mm; distance 200,0 mm

Reinforcement ratio $\rho = 0,16 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0,07 \text{ m} < 0,83 \text{ m} = x_{max}$

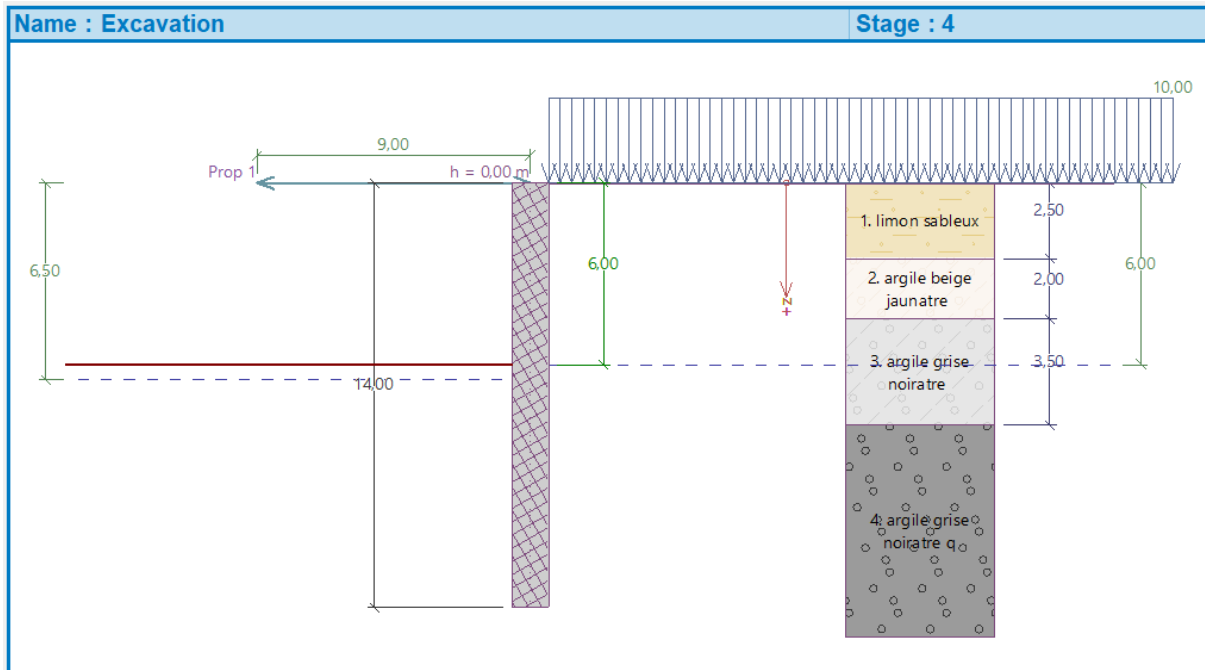
Ultimate shear force $V_{Rd} = 2014,16 \text{ kN} > 417,47 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 1677,58 \text{ kNm} > 441,54 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

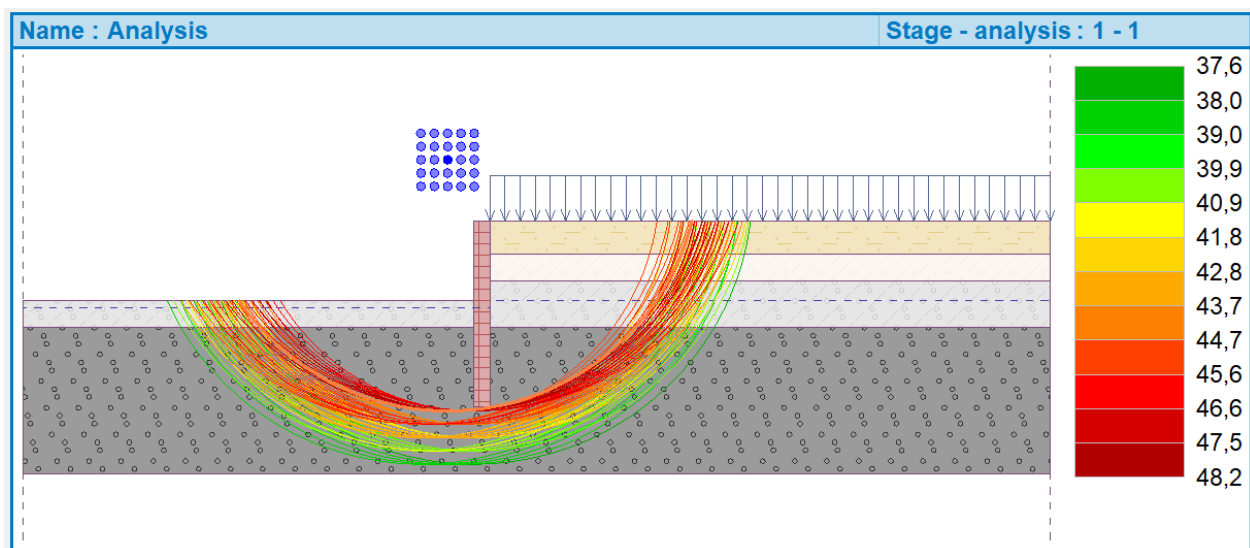
EC04 : 14m

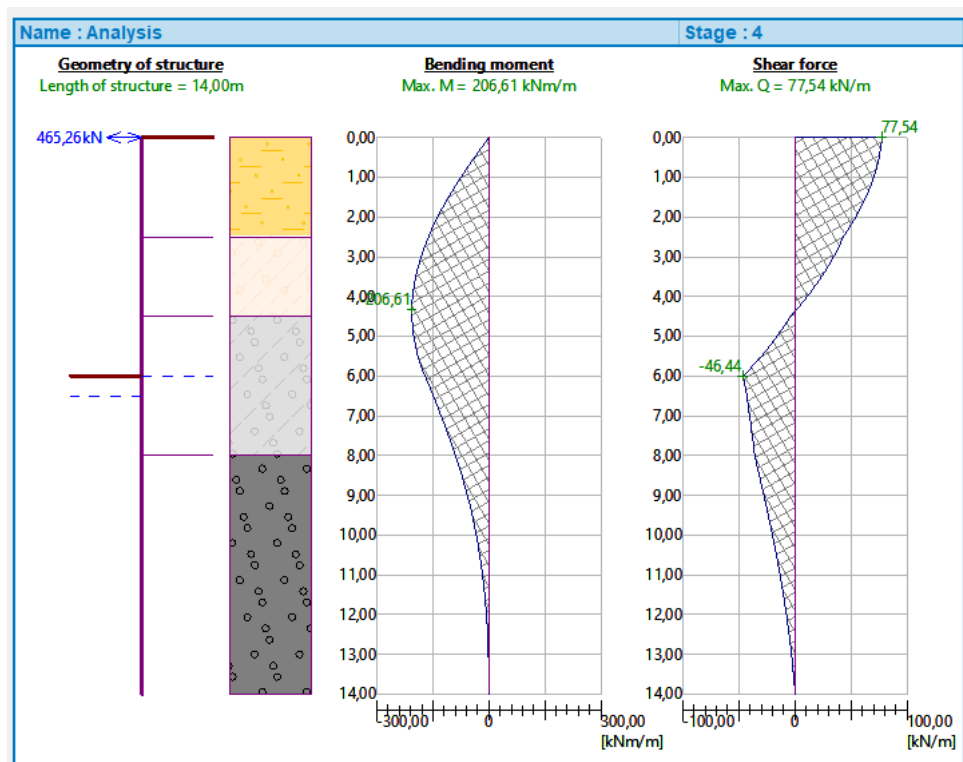
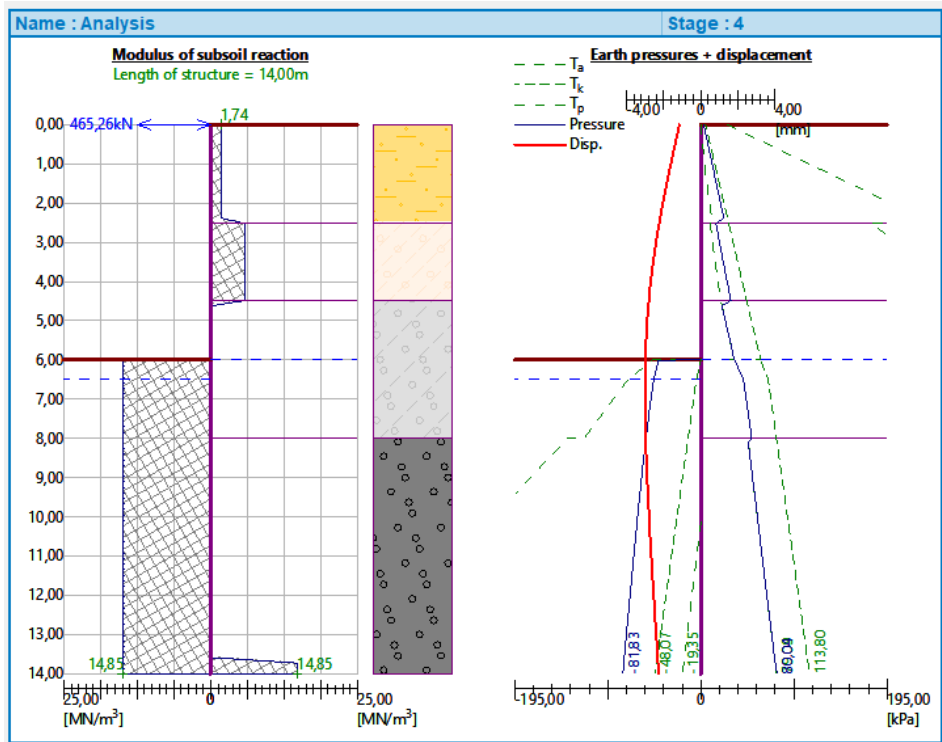
Modélisation Géotechnique :

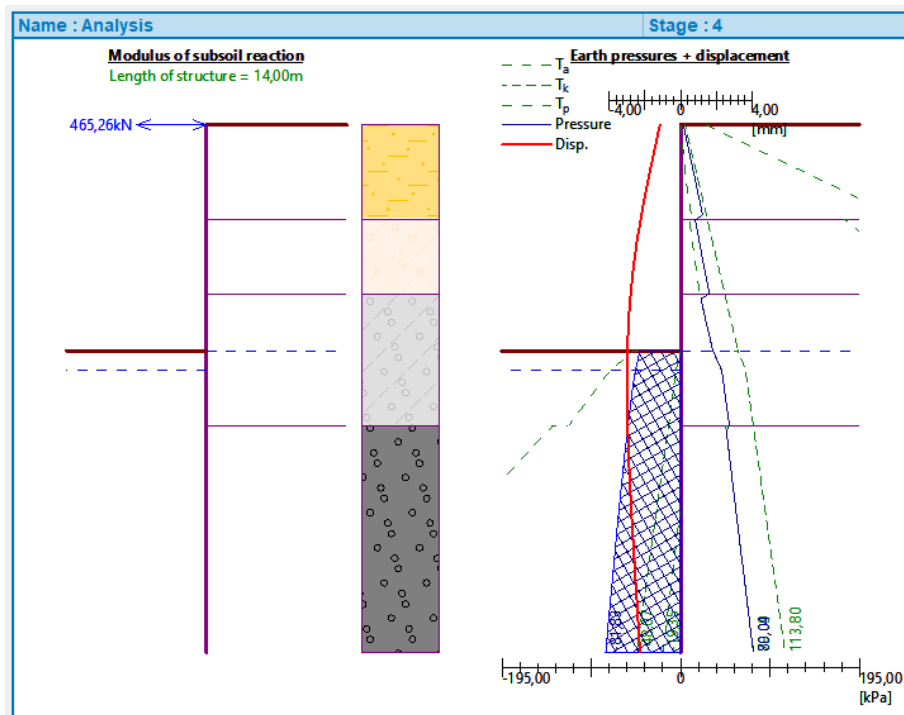
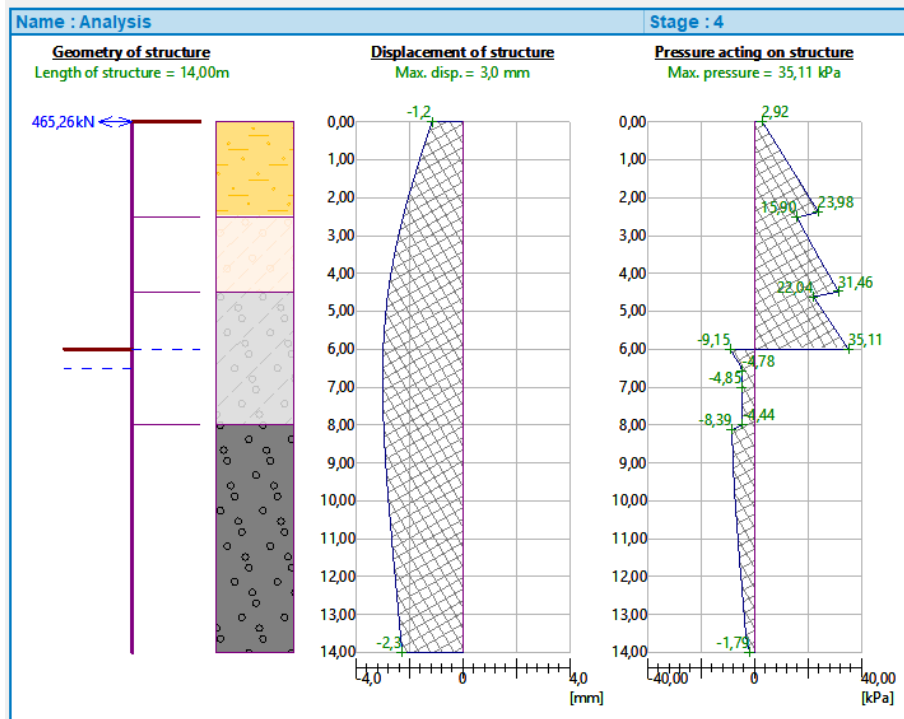


Stabilité générale :

Phase de service :







Utilization of passive pressure

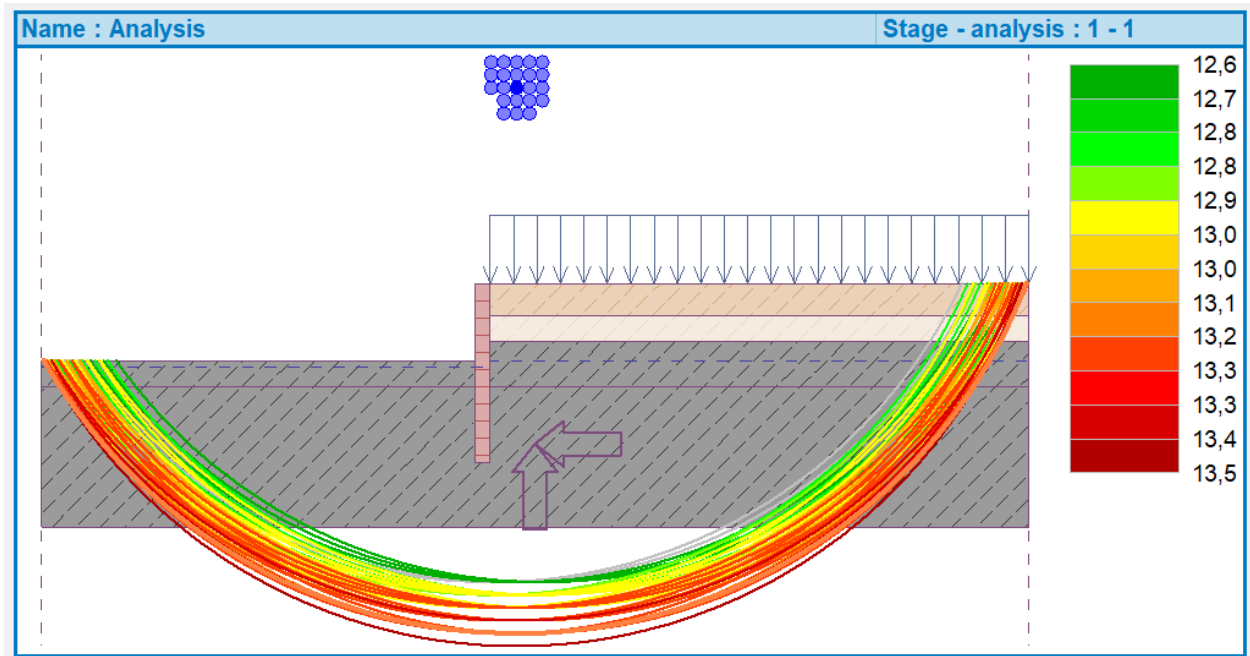
Maximum passive pressure $R_{max} = 1711,80 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{mob} = 525,00 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 3,26$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

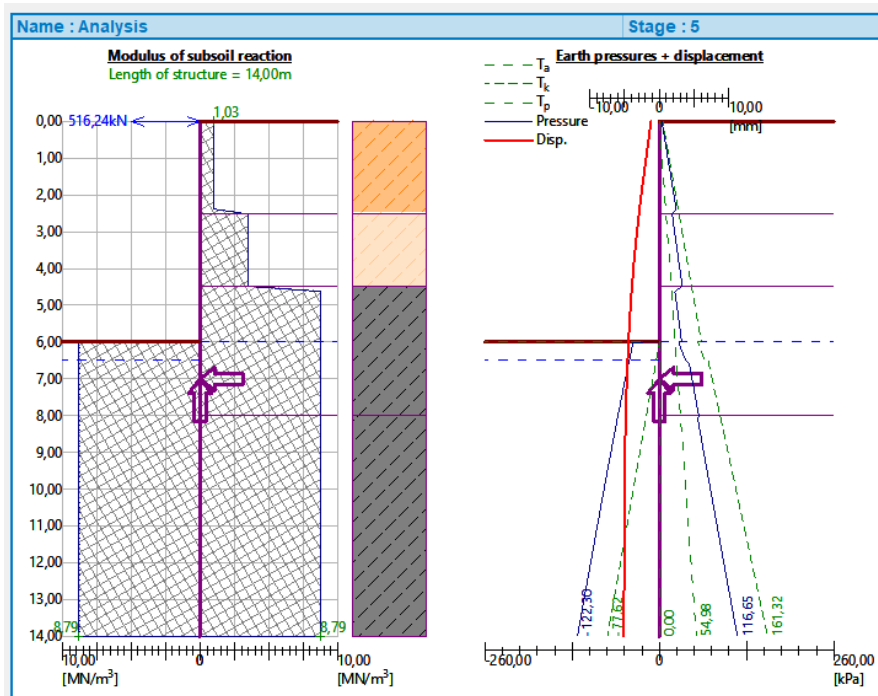
Phase sismique :



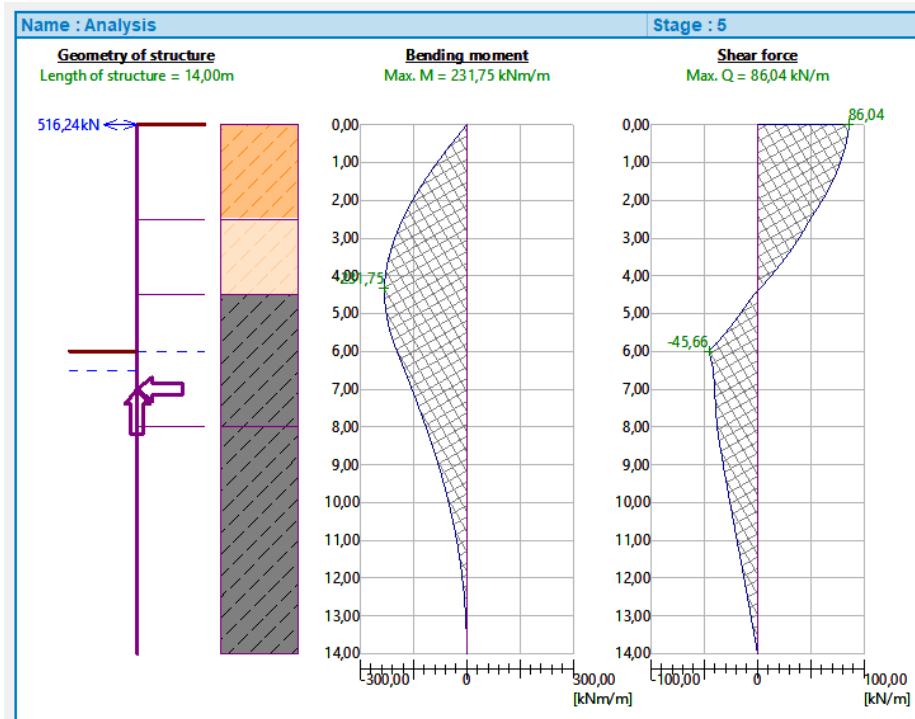
Analyse de la stabilité interne et des efforts internes :

Stabilité interne :

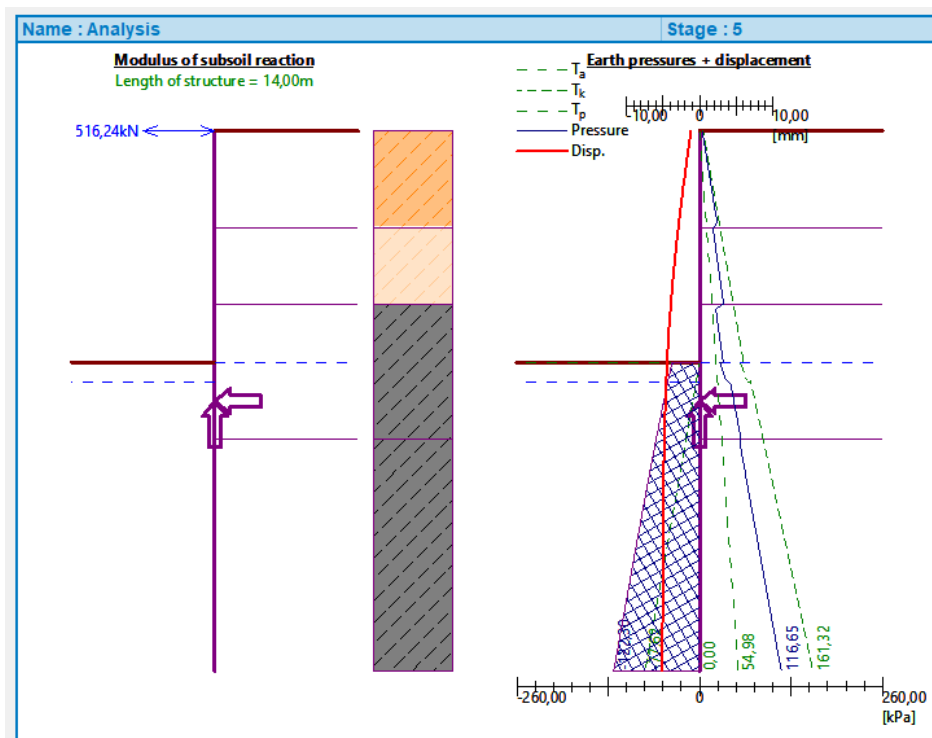
Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) :



Efforts interne :



Mobilisation de butée :



Utilization of passive pressure

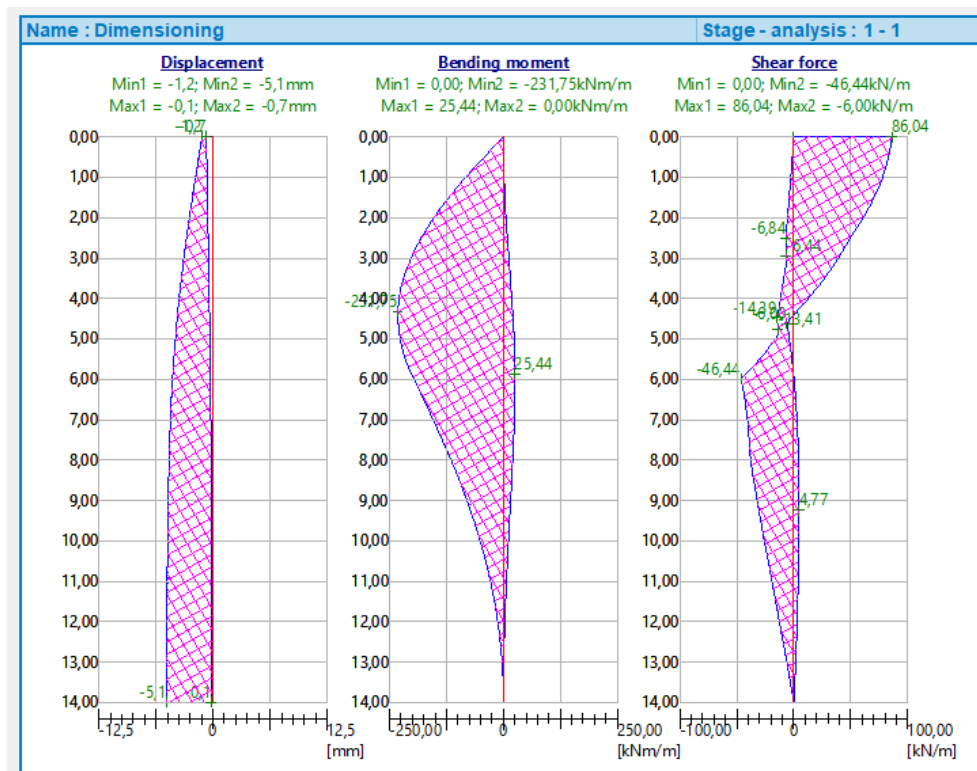
Maximum passive pressure $R_{\max} = 9598,25 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{\text{mob}} = 656,13 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 14,63$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

Vérification STR :



Reinforcement :

☒ Shear reinforcement

No. of bars :

15,00 [pcs]

Profile :

12,0 [mm]

Cover :

70,0 [mm]

Spacing :

200,0 [mm]

Profile :

25,0 [mm]

Additional reinf. profile :

0,0 [mm]

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 15 pc bars 25,0 mm; cover 70,0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0,326 \% > 0,130 \% = \rho_{min}$

Load : $M_{Ed} = 324,45 \text{ kNm}$

Bearing capacity : $M_{Rd} = 1496,04 \text{ kNm}$

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - profile 14,0 mm; spacing 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 769,7 = 1539,4 \text{ mm}^2$

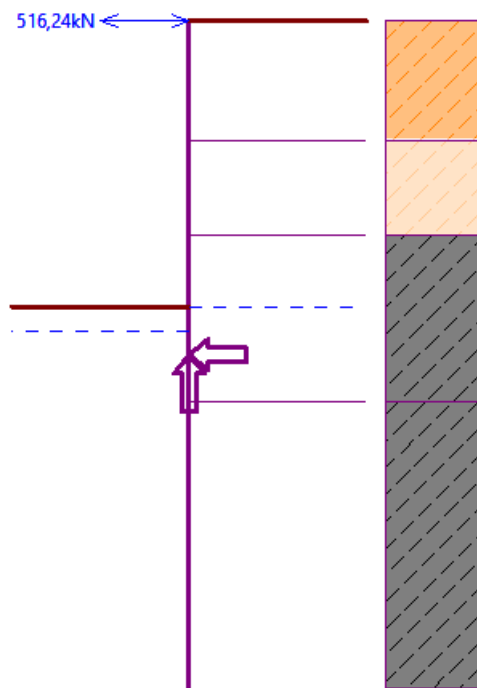
$b_w = 1,06 \text{ m}$; $d = 0,96 \text{ m}$

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1445,68 \text{ kN} > 120,46 \text{ kN} = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

only minimal shear reinforcement

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

Vérification bouton et liernes :**1.bouton :**

Compression : $N_{Rd} = 23330 \text{ kN} > N_{Ed} = 516,24 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$

Flambement : $N_{Ed} = 516,24 \text{ kN} < N_{cr} = 101550 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$

2.lierne :

Reinforcement		Results	
No. of bars :	6,00 [pcs] ☒ Shear reinforcement	SHEAR :	SATISFACTORY (17,5%)
Cover :	50,0 [mm] Profile : 14,0 [mm]	BENDING + COMPR. :	SATISFACTORY (22,3%)
Profile :	25,0 [mm] Spacing : 200,0 [mm]	DESIGN PRINCIPLES :	SATISFACTORY (86,0%)

Verification of RC cross section (b = 1,40 m; h = 1,40 m)

Stage: 1,2,3

Partial factor on load = 1,00

Reinforcement - 6 pc bars 25,0 mm; cover 50,0 mm

Shear reinf. - 2 profile 14,0 mm; distance 200,0 mm

Reinforcement ratio $\rho = 0,16 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0,07 \text{ m} < 0,83 \text{ m} = x_{max}$

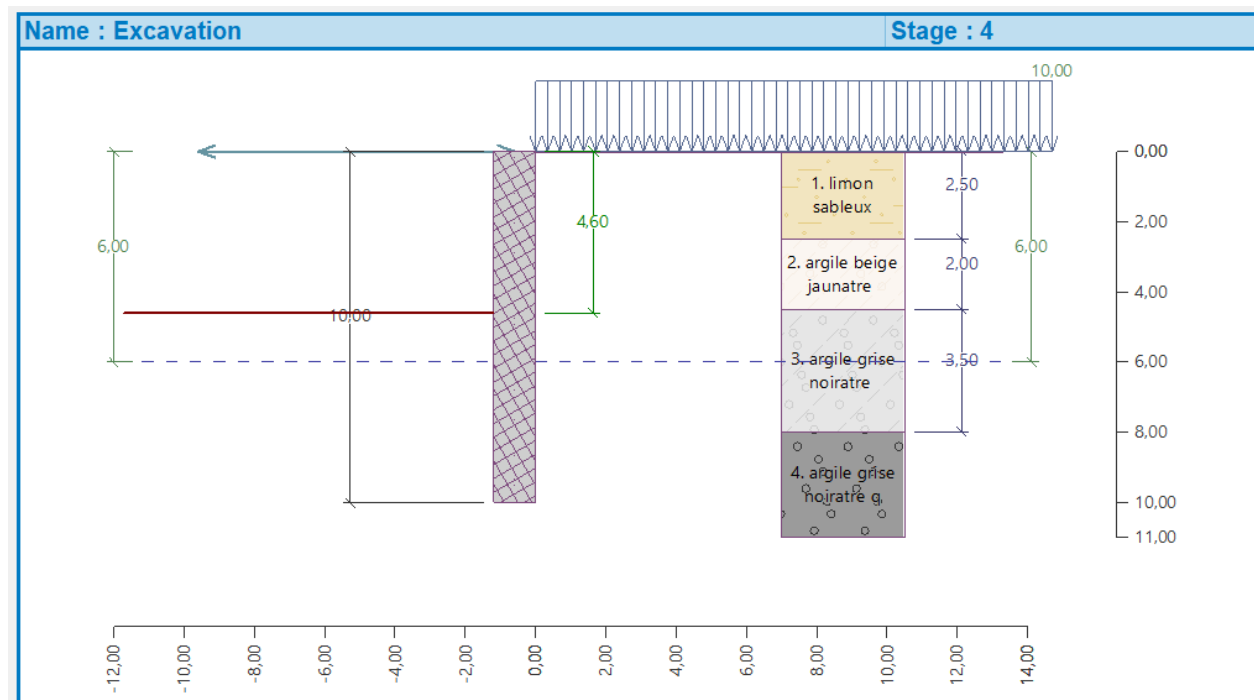
Ultimate shear force $V_{Rd} = 2014,16 \text{ kN} > 353,02 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 1677,58 \text{ kNm} > 373,37 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is **SATISFACTORY**.

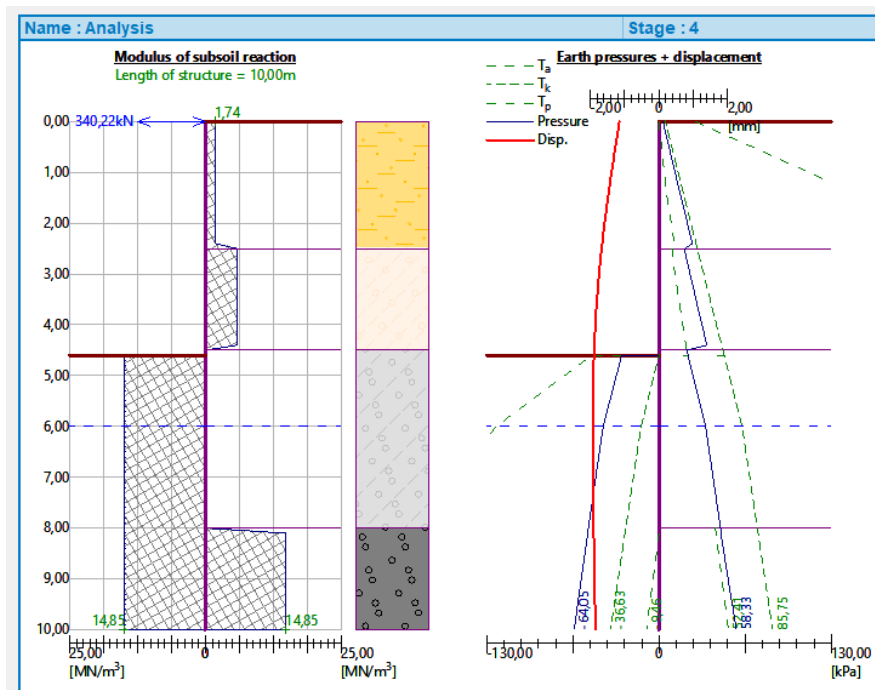
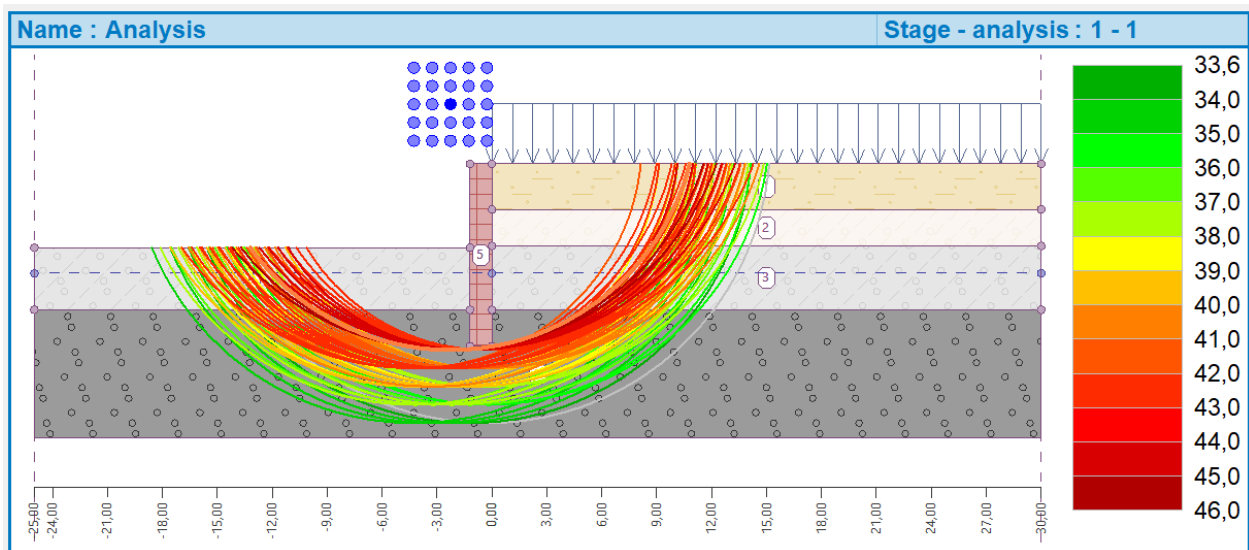
EC05 : 10m

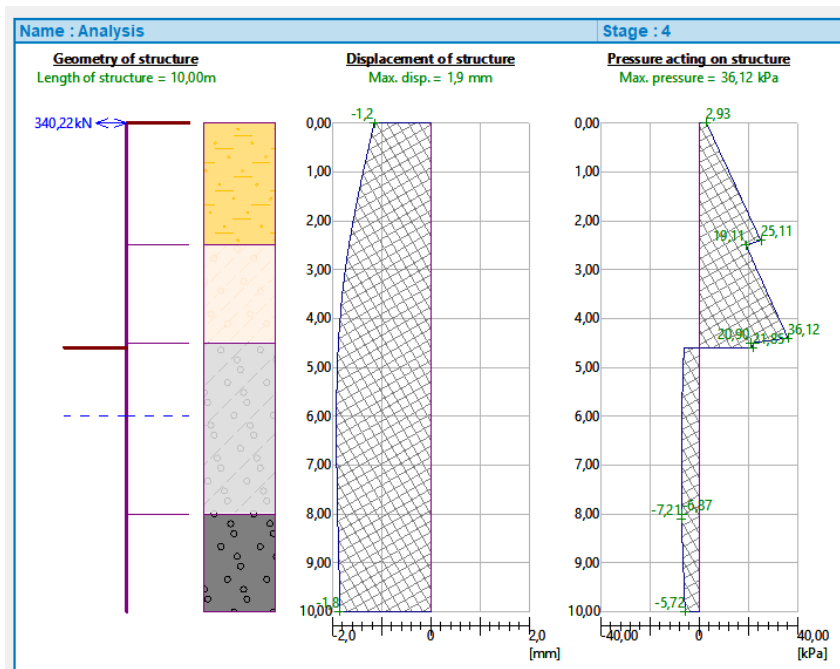
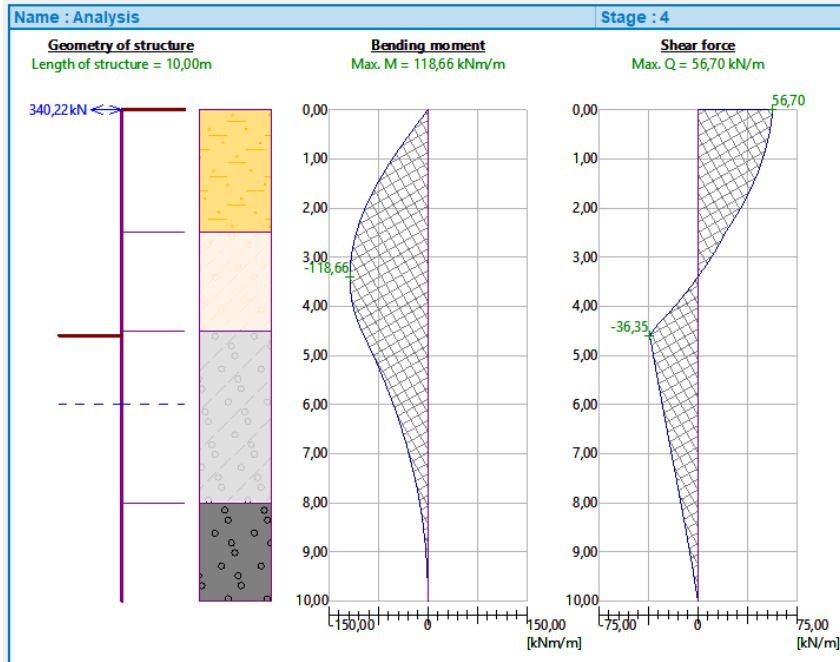
Modélisation Géotechnique :

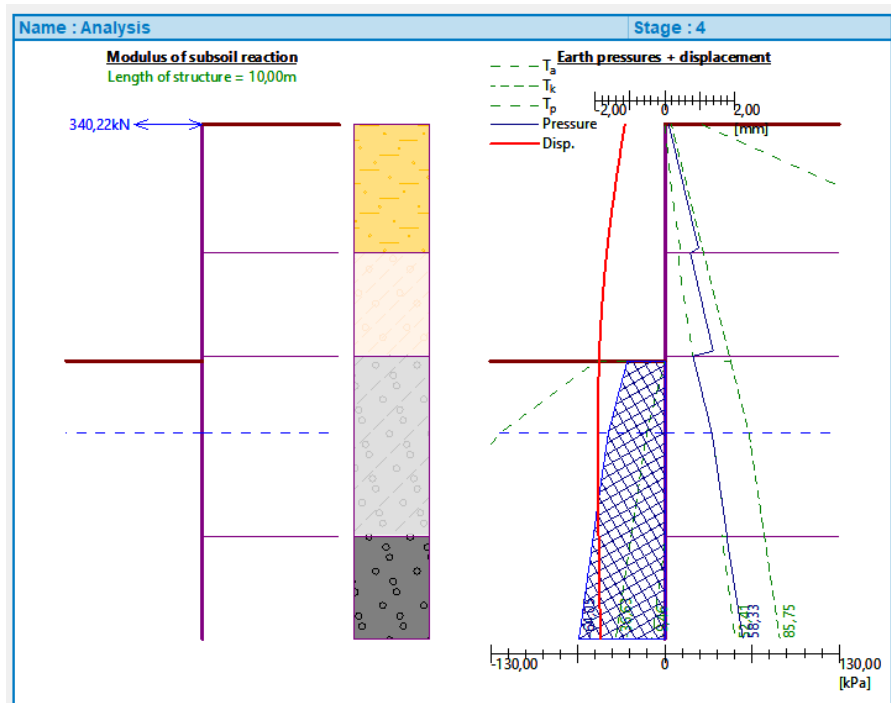


Stabilité générale :

Phase de service :







Utilization of passive pressure

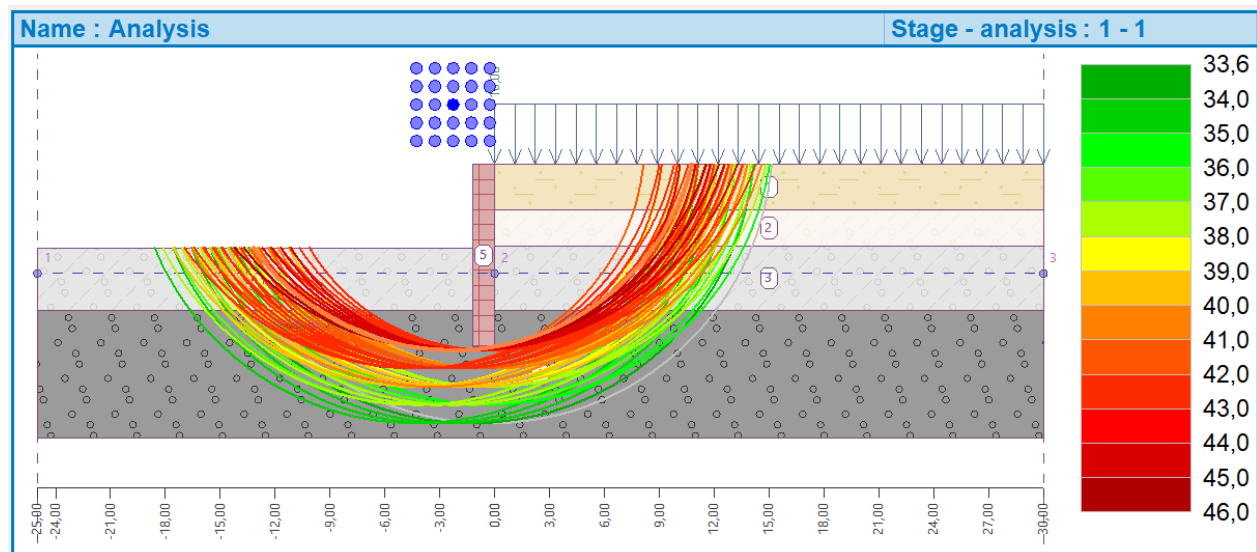
Maximum passive pressure $R_{max} = 940,33 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{mob} = 262,16 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 3,59$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

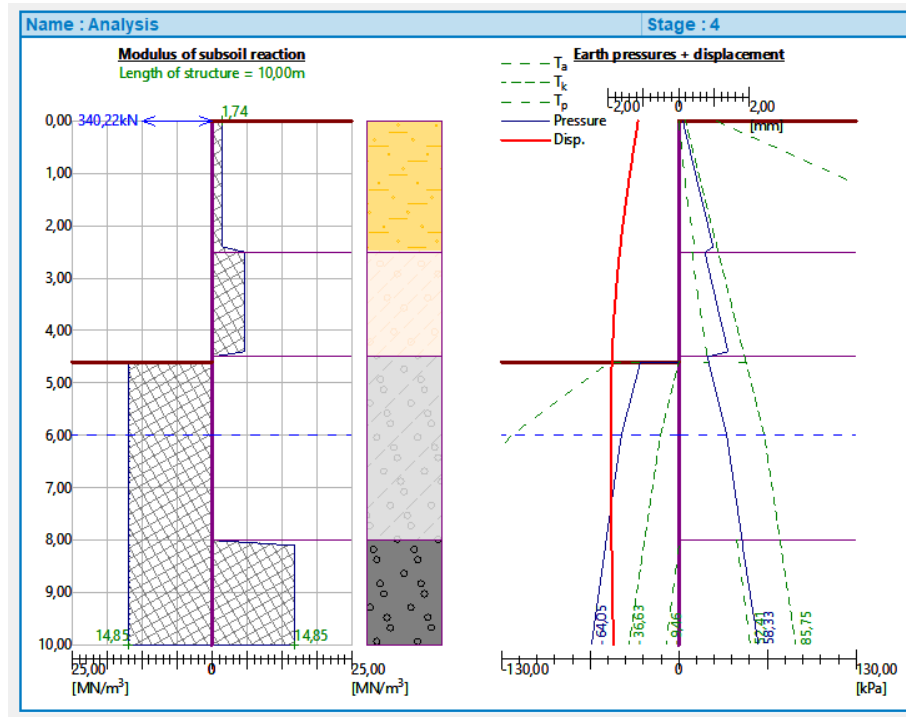
Phase sismique :



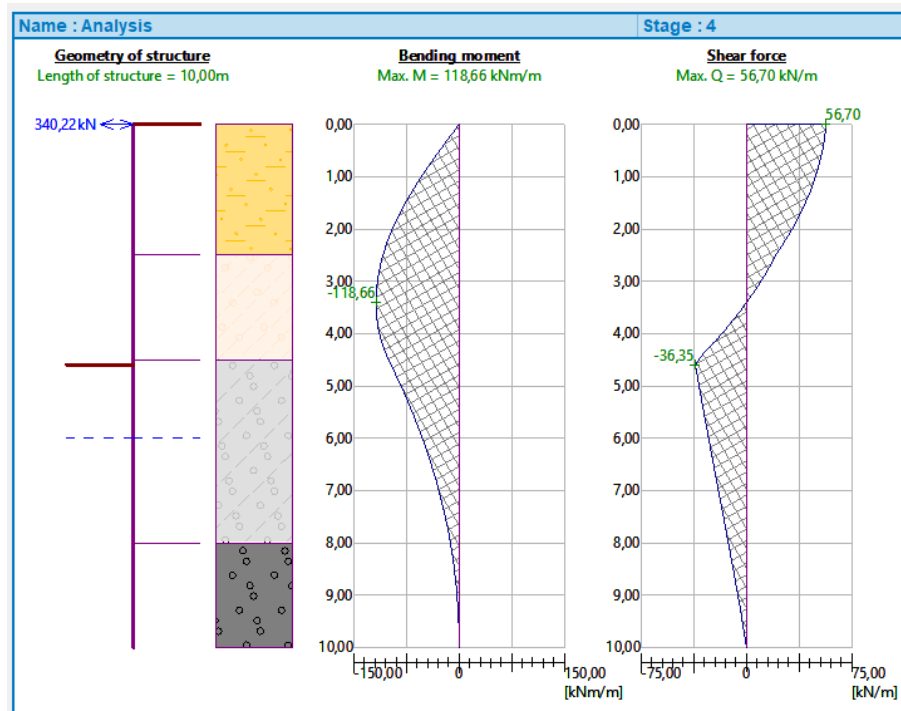
Analyse de la stabilité interne et des efforts internes :

Stabilité interne :

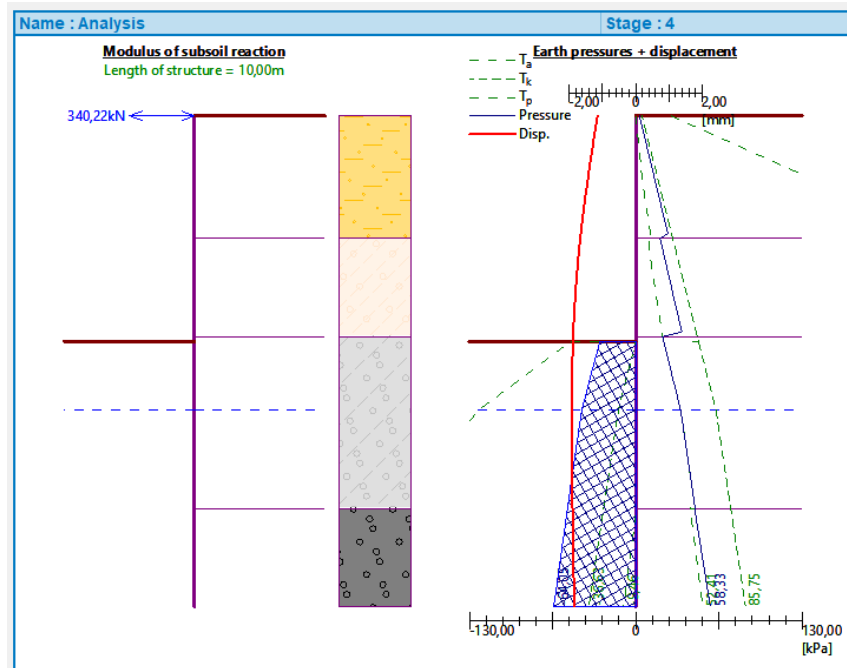
Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) :



Efforts interne :



Mobilisation de butée :



Utilization of passive pressure

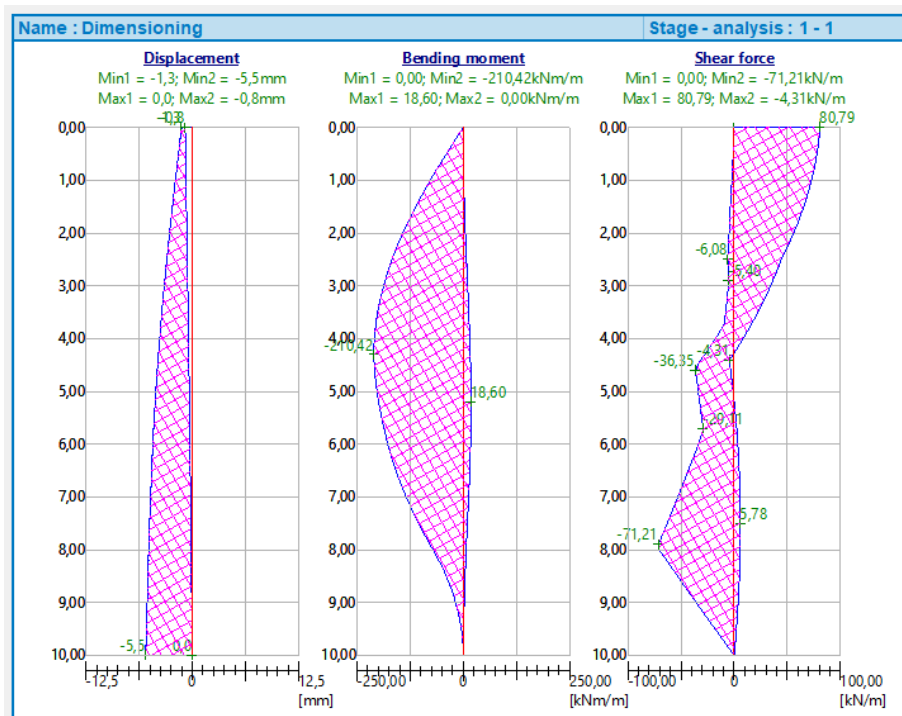
Maximum passive pressure $R_{max} = 940,33 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{mob} = 262,16 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 3,59$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

Vérification STR :



— Reinforcement —			
Reinforcement :		☒ Shear reinforcement	
No. of bars :	15,00 [pcs]	Profile :	12,0 [mm]
Cover :	70,0 [mm]	Spacing :	200,0 [mm]
Profile :	25,0 [mm]		
Additional reinf. profile :	0,0 [mm]		

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 15 pc bars 25,0 mm; cover 70,0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0,326 \% > 0,130 \% = \rho_{\min}$

Load : $M_{Ed} = 294,58 \text{ kNm}$

Bearing capacity : $M_{Rd} = 1496,04 \text{ kNm}$

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - profile 12,0 mm; spacing 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 565,5 = 1131,0 \text{ mm}^2$

$b_w = 1,06 \text{ m}$; $d = 0,96 \text{ m}$

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1062,13 \text{ kN} > 113,10 \text{ kN} = V_{Ed}$

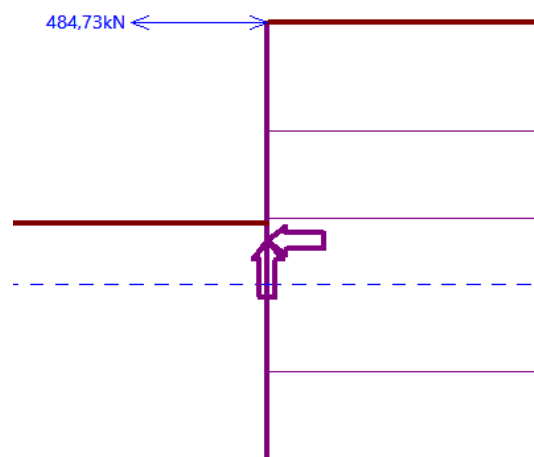
Cross-section is SATISFACTORY.

only minimal shear reinforcement

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

Vérification bouton et lierne :

1. Bouton :



Compression : $N_{Rd} = 23330 \text{ kN} > N_{Ed} = 484,73 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$

Flambement : $N_{Ed}=484,73 \text{ kN} < N_{cr} =101550 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifié}$

2.lierne :

Reinforcement		Results	
No. of bars :	6,00 [pcs] ☒ Shear reinforcement	SHEAR :	SATISFACTORY (14,2%)
Cover :	50,0 [mm] Profile : 14,0 [mm]	BENDING :	SATISFACTORY (18,1%)
Profile :	25,0 [mm] Spacing : 200,0 [mm]	DESIGN PRINCIPLES :	SATISFACTORY (86,0%)
		Reinforcement area	

Verification of RC cross section (b = 1,40 m; h = 1,40 m)

Stage: 1,2,3

Partial factor on load = 1,00

Reinforcement - 6 pc bars 25,0 mm; cover 50,0 mm

Shear reinf. - 2 profile 14,0 mm; distance 200,0 mm

Reinforcement ratio $\rho = 0,16 \% > 0,14 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $x = 0,07 \text{ m} < 0,83 \text{ m} = x_{max}$

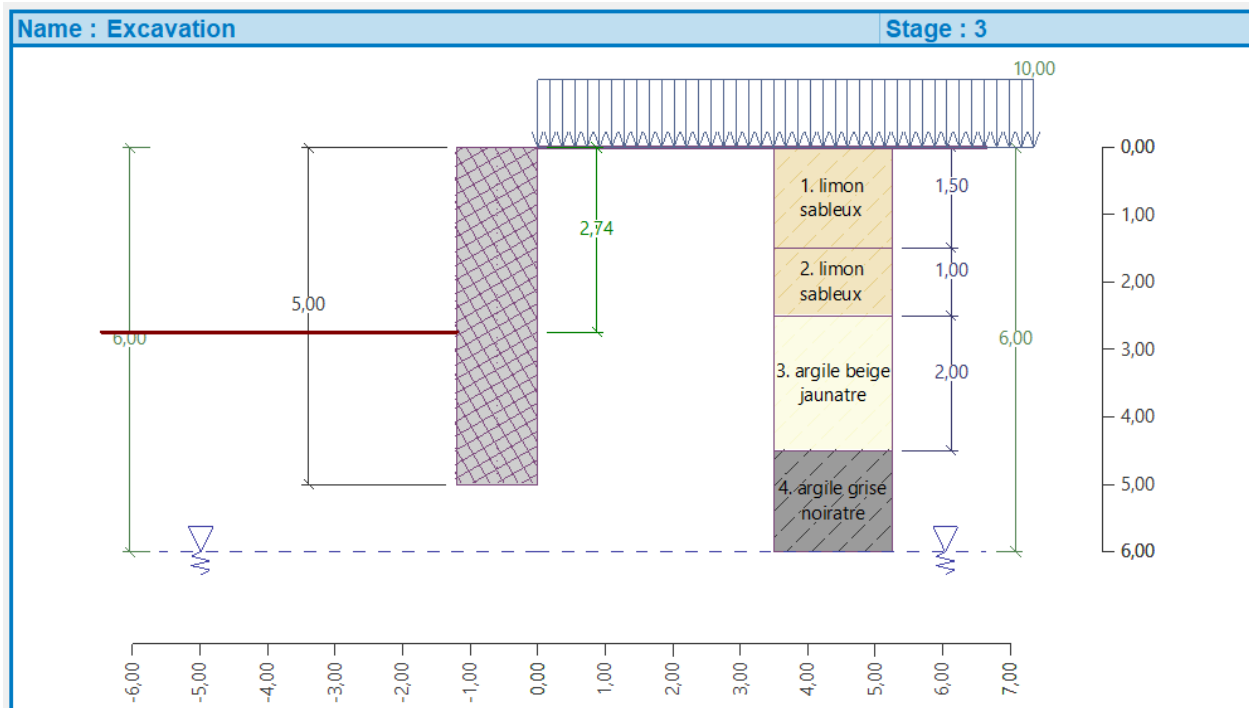
Ultimate shear force $V_{Rd} = 2014,16 \text{ kN} > 258,14 \text{ kN} = V_{Ed}$

Ultimate moment $M_{Rd} = 1677,58 \text{ kNm} > 273,03 \text{ kNm} = M_{Ed}$

Cross-section is **SATISFACTORY**.

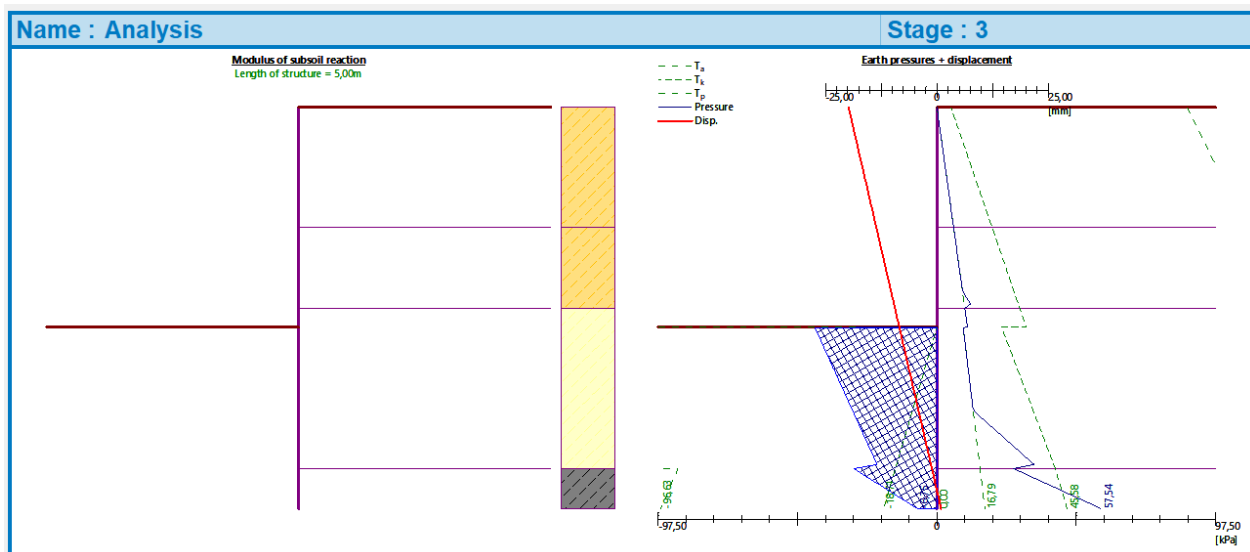
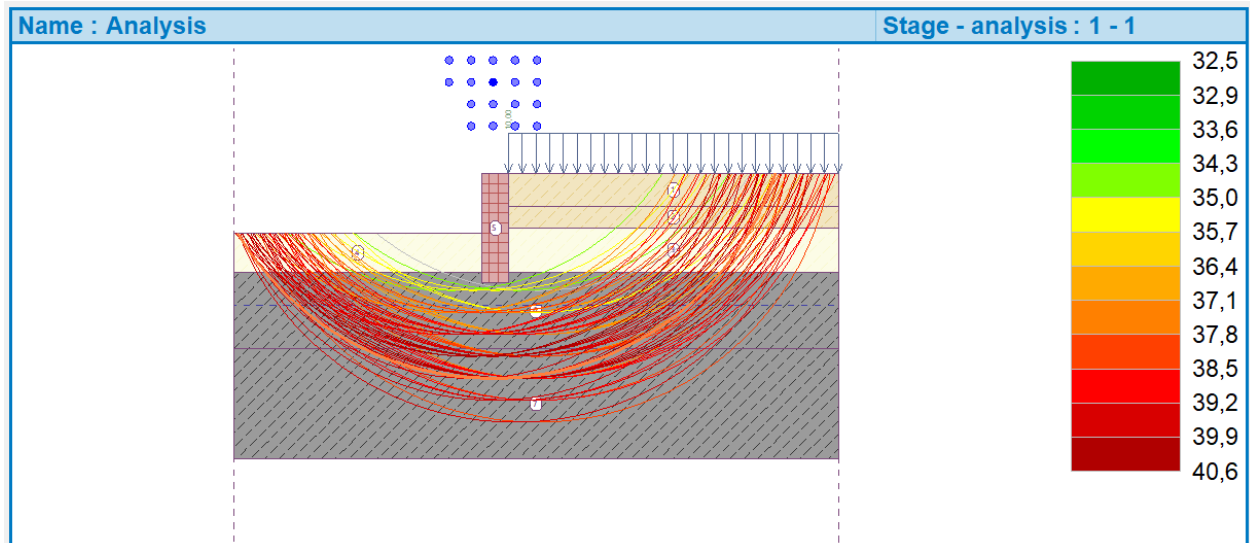
EC07 : 5m

Modélisation Géotechnique :



Stabilité générale :

Phase de service :



Utilization of passive pressure

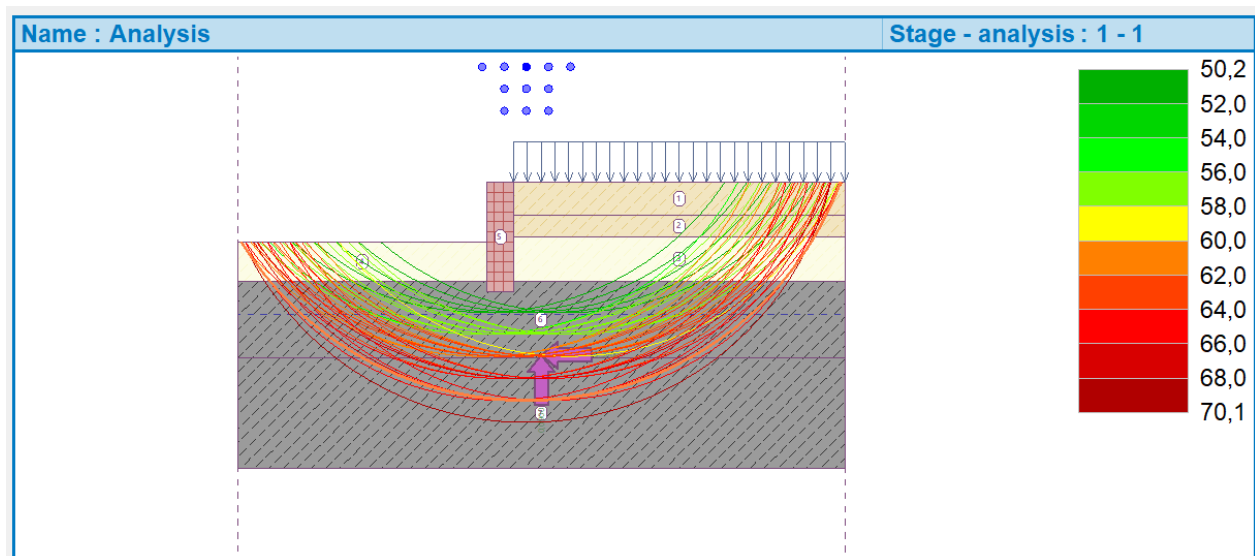
Maximum passive pressure $R_{max} = 236,59 \text{ kN/m}$

Mobilized passive pressure $R_{mob} = 64,54 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 3,67$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

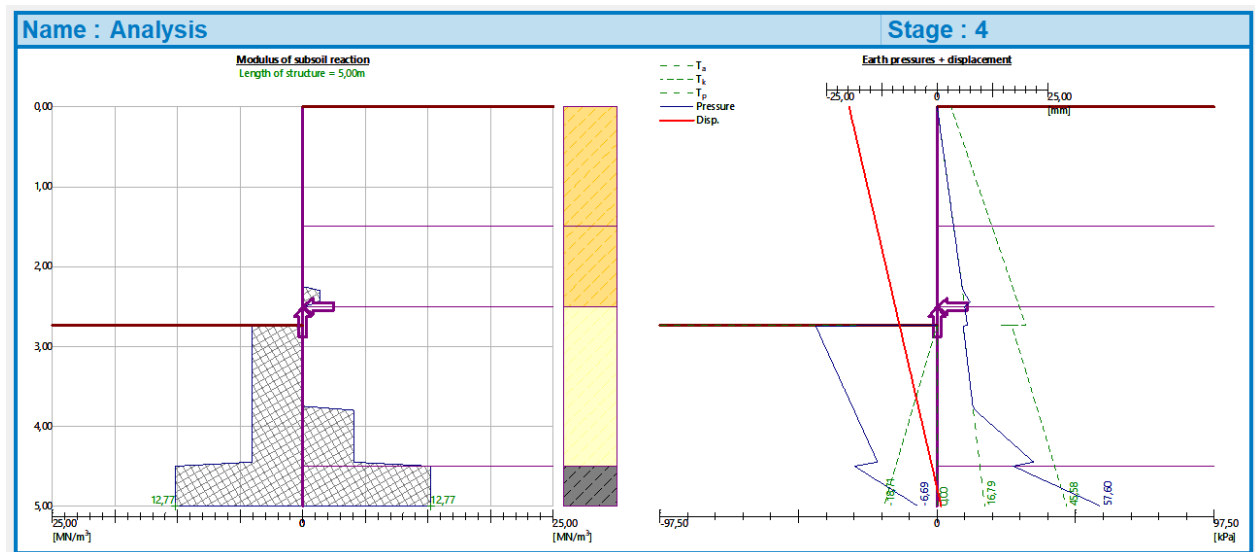
Phase sismique :



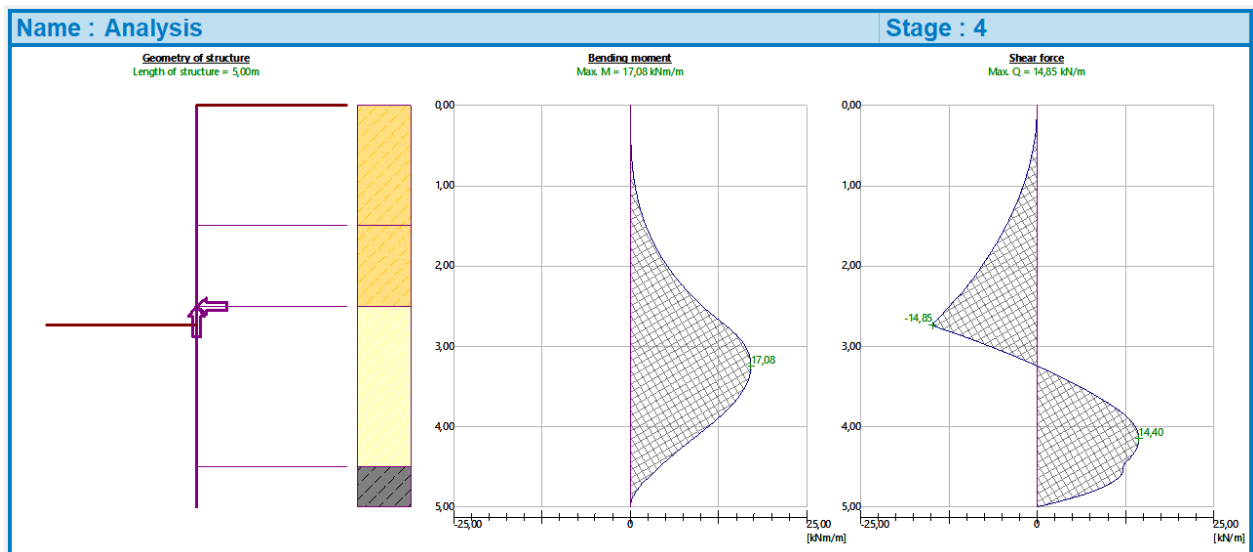
Analyse de la stabilité interne et des efforts internes :

Stabilité interne :

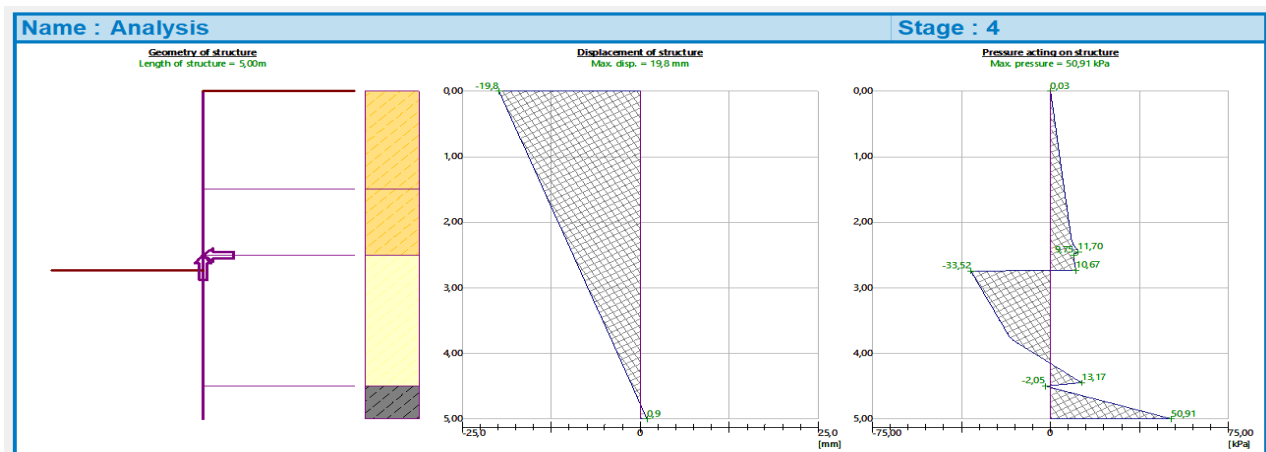
Module de réaction du sol de fondation et (Pression des terres +déformation) :



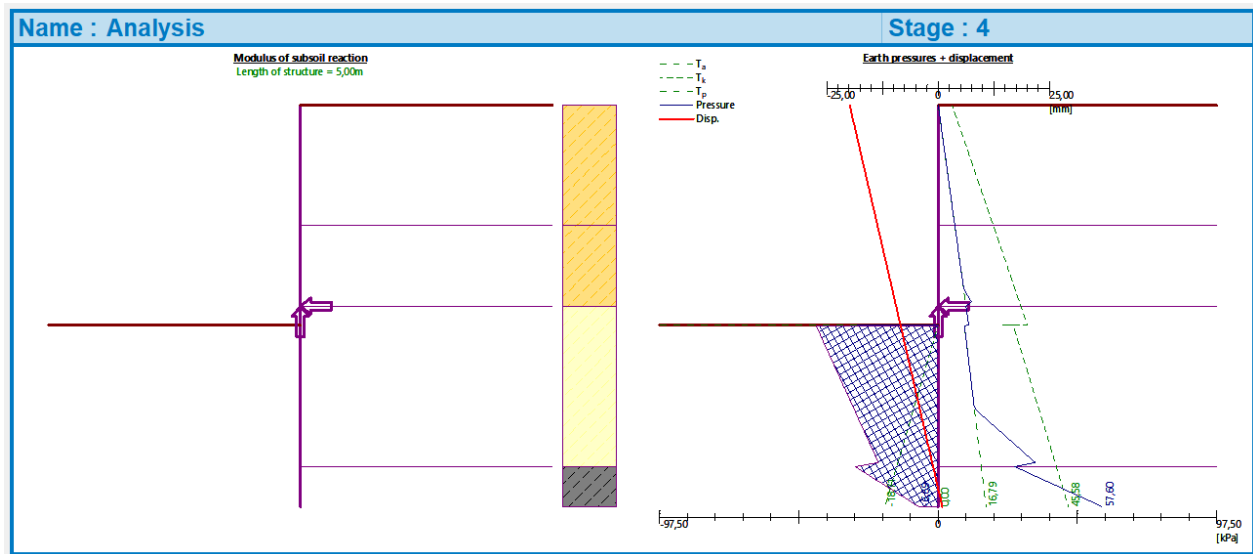
Effort interne :



Déformation et contrainte :



Mobilisation de butée :



Utilization of passive pressure

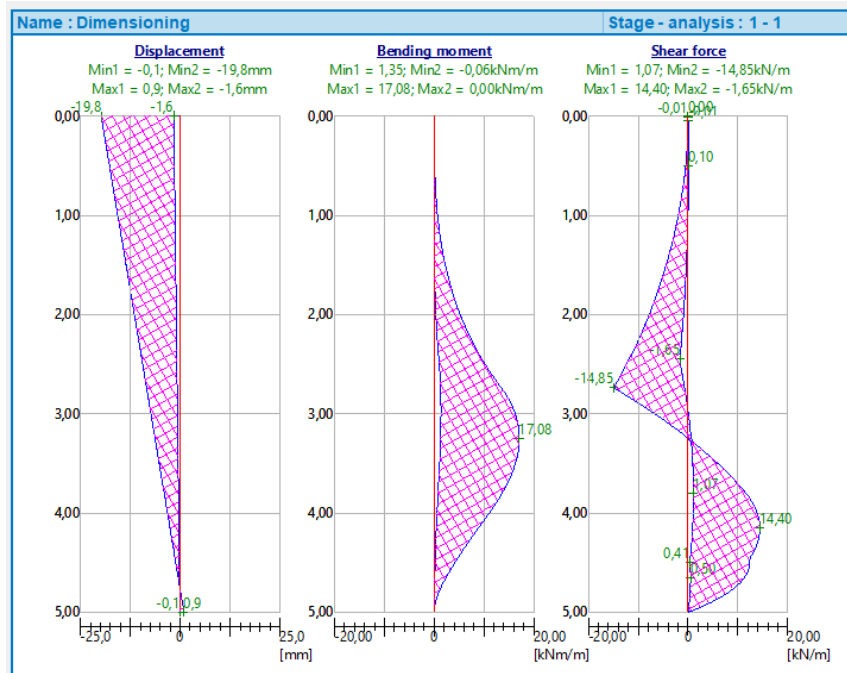
Maximum passive pressure $R_{\max} = 331,22 \text{ kN/m}$

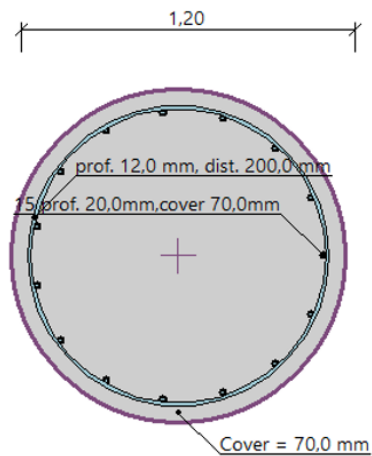
Mobilized passive pressure $R_{\text{mob}} = 64,57 \text{ kN/m}$

Requested safety factor $SF_p = 1,50 < 5,13$

Overall verification of passive pressure utilization is SATISFACTORY

Vérification STR :





Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 15 pc bars 20,0 mm; cover 70,0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0,208 \% > 0,130 \% = \rho_{\min}$

Load : $M_{Ed} = 23,91 \text{ kNm}$

Bearing capacity : $M_{Rd} = 996,93 \text{ kNm}$

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - profile 12,0 mm; spacing 200,0 mm

$A_{sw} = 2 \times 565,5 = 1131,0 \text{ mm}^2$

$b_w = 1,06 \text{ m}$; $d = 0,96 \text{ m}$

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 1062,13 \text{ kN} > 20,80 \text{ kN} = V_{Ed}$

Cross-section is SATISFACTORY.

only minimal shear reinforcement

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY