République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Conception et étude d'un ouvrage d'art au pk4+323 dans le cadre du projet de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute Est-Ouest

Présenté par :

- **KHELOUFI Walid**
- **BOUAMARA Linisa**

Encadré par :

- **Mr GUERFI Moussa**
- **Mr MERZOUGUI Billel**

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciements

Au terme de ce projet de fin d'études, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à sa réalisation et à son aboutissement.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur, ***M. Geurfi Moussa****, pour son accompagnement, sa disponibilité, ses orientations pertinentes et ses précieux conseils tout au long de l'élaboration de ce travail.*

Nous exprimons également notre profonde reconnaissance à notre co-encadreur, ***M. Merzougui Billel****, Ingénieur en Travaux Publics au CRCC, pour son suivi rigoureux, son soutien constant et les connaissances qu'il nous a transmises durant cette expérience enrichissante.*

Nos plus vifs remerciements s'adressent à l'ensemble de l'équipe de ***l'Algérienne des Autoroutes (ADA)*** *pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité et leur professionnalisme durant toute la période de notre stage.*

Nous tenons à remercier tout particulièrement ***M. Omar Kadri*** *pour sa disponibilité, son aide précieuse, ses conseils avisés et son soutien. Sa contribution et son expérience nous ont été d'une grande utilité dans la réalisation de ce projet.*

Nous adressons également nos remerciements à l'ensemble des enseignants ainsi qu'au personnel de notre école ***l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP)*** *pour la qualité de la formation qui nous a été dispensée tout au long de notre cursus universitaire.*

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

À tous, nous exprimons notre sincère reconnaissance et notre profonde gratitude

Dédicace

À la personne la plus chère à mon cœur, mon père ***Toufik***

Merci pour tous les sacrifices que tu as consentis afin de m'offrir les meilleures conditions pour réussir. Ton soutien, tes conseils et ta confiance en moi ont toujours été ma plus grande force.

À ma tendre mère ***Nacera***

Aucun mot ne pourra exprimer l'amour, la tendresse et le dévouement dont tu as fait preuve tout au long de ma vie. Merci pour tes prières, tes encouragements et ta présence à chaque instant.

À ma chère sœur ***Meriem****, ainsi qu'à mes adorables petits frères* ***Arezki*** *et* ***Assirem****,*

Merci pour votre amour, votre présence et tous les moments de bonheur que nous partageons. Vous êtes une partie précieuse de ma vie et de ma réussite.

À ma chère ***grand-mère***

Pour ton amour, ta tendresse et tes bénédictions qui m'ont toujours accompagnée. Que Dieu te préserve.

À ma très chère amie ***Ouisssam***

Merci d'avoir toujours été présente à mes côtés. Dans les moments de doute comme dans les moments de joie, tu as su m'encourager, me soutenir et me redonner confiance. Ton affection et ta présence ont rendu ce parcours plus beau

À ma proche ***Yousra***

Merci pour ta sincérité, ta fidélité et tes encouragements constants. Ta présence a été un véritable soutien tout au long de cette aventure.

Et Enfin, à toutes les personnes qui m'aiment, me soutiennent et croient en moi, de près ou de loin, je dédie ce travail avec tout mon amour, ma reconnaissance et ma profonde gratitude.

Linisa Bouamara

إهداء

بِسمِ الله الرَّحمَنِ الرَّحِيم

« لَئِن شَكَرْتُمْ لَأَزِيدَنَّكُمْ »

الحَمدُ لله حَمداً كَثيراً طَيّباً مُبَاركاً فِيه كَمَا يَنْبَغِي لِجَلَالِ وَجْهِهِ وَعَظِيمِ سُلْطَانِهِ، الحَمدُ لله الذي بِنِعْمَتِهِ تَتِمُّ الصَّالِحَات، وَبِتَوْفِيقِهِ تَتَحَقَّقُ الغَايَات. نَحْمَدُهُ سُبْحَانَهُ عَلَى نِعْمَةِ العِلْمِ وَالبَصِيرَة، وَعَلَى القُوَّةِ وَالصَّبْرِ الَّذِي مَنَّ بِهِمَا عَلَيْنَا لِإِتْمَامِ هَذَا المِشْوَار.

وامتثالاً لقول نبينا ورسولنا الكريم ﷺ: "مَنْ لَا يَشْكُرِ النَّاسَ لَا يَشْكُرِ اللهَ"، وتَقْدِيراً لِكُلِّ مَنْ كَانَ سَبَباً فِي هَذَا النَّجَاح، وَعَوْناً لِي فِي دَرْبِ الكِفَاح، أَتَقَدَّمُ بِإِهْدَاءِ ثَمَرَةِ جُهْدِي إلى:

إلى من يحملان قلبي بين كفهما.. إلى نبع العطاء الذي لا ينضب:

أبي الغالي؛ سند العُمر، ومن شقّ لي في دروب الحياة طريقاً من الأمل، بكلماتك ودعواتك صرتُ ما أنا عليه اليوم. أمي الحبيبة؛ الجنة التي تمشي على الأرض، من سهرت الليالي وصنعت من دعائها حِصناً يحميني، إليكما أهدي هذا الثمر، فأنتم الأصل في كل نجاح.

إلى من يشاركونني الدم والروح، ويزينون حياتي:

أخوتي الأعزاء، بلقاسم وماريا؛ أنتم السند والكتف الذي أستند عليه كلما مالت الخطى، أهديكم هذا العمل تعبيراً عن حبي وفخري بوجودكم معي في كل خطوة.

إلى منارة العلم والروح:

شيخي الفاضل، الشيخ فتحي عوفي؛ جزاك الله عني خير الجزاء، فبفضل توجيهاتك ونور علمك استقامت الخطى واهتدى السبيل.

إلى من علمني كيف تُقاس الأمور وتُحل المعضلات:

أستاذي القدير، أحمد زرماني؛ أستاذ الرياضيات الذي لم يبخل يوماً بنصح أو علم، لك مني كل الثناء والتقدير

إلى رفقاء الدرب الذين تقاسمت معهم الأيام بحلوها ومرها:

أصدقائي الأوفياء، عبد الصمد، محمد، وحمزة؛ كنتم خير رفاق في رحلة العلم، وشرفٌ لي أن تجمعني الأيام بأمثالكم

إلى من جمعتني بهم مقاعد الدراسة والجهد المشترك:

الزميلين العزيزين، صالح وبسام؛ شكراً لأخوَّتِكم الصادقة ودعمكم المتبادل الذي خفف عناء السنين وطبَعَ المشوار بذكريات لا تُنسى.

إلى كل هؤلاء.. أهدي ثمرة جهدي وتخرجي

خلوفي وليد

ملخص

يركز هذا العمل على الدراسة الهندسية والتصميم الإنشائي للمنشأة الفنية الجسر **OA 4/1** الواقعة عند النقطة الكيلومترية **PK 4+323**، والمندرجة ضمن مشروع الرابطة الطرية السريعة الاستراتيجية التي تربط ميناء بجاية بالطريق السيار شرق-غرب لضمان عبور وادي الصومام. بعد إجراء تحليل مقارن ومفاضلة متعددة المعايير بين عدة خيارات هندسية (جسر ذو روافد مسبقة الإجهاد، جسر صندوقي ذو مقاطع مصبوبة في الموقع، وجسر مختلط)، تم اعتماد الحل المتمثل في جسر ذو روافد مسبقة الصنع من الخرسانة مسبقة الإجهاد عن طريق الشد اللاحق من نوع **VIPP** كخيار أمثل تقنيًا واقتصاديًا.

شملت الدراسة التفصيلية تقييم وتوزيع الحمولات والأحمال الديناميكية وحالات الشحن المختلفة الناتجة عن حركة المرور (المدنية والعسكرية والاستثنائية) والتأثيرات الحرارية. كما ركزت الحسابات الإنشائية على الأبعاد التفصيلية للبنية الفوقية من روافد، وبلاطة التغطية، والعوارض العرضية، إلى جانب دراسة الفواقد الخطية والآنية لجهد الإجهاد المسبق وتحديد مسارات كابلات الشد. وفيما يخص البنية التحتية، تم تصميم المساند (الدعامات والركائز) ودراسة الأساسات العميقة المعتمدة على الأوتاد تماشياً مع الخصائص الجيوتقنية لتربة الموقع.

أخيراً، خضعت المنشأة لتحليل ديناميكي وتدقيق زلزالي صارم باستخدام الطريقتين الحسابيتين (الأحادية والمتعددة الأنماط) وفقاً للمواصفات والقواعد الجزائرية المقاومة للزلازل للمنشآت الفنية **R.P.O.A 2008**. تمت محاكاة والنمذجة الإنشائية الشاملة للمشروع باستخدام البرمجيات المتقدمة للحساب الهيكلي المعتمدة على العناصر المحدودة **Robot**، بينما تم إعداد وصياغة المخططات التنفيذية والرسومات الهندسية الكاملة تحت بيئة برنامج **AutoCAD**.

Résumé

Ce travail porte sur l'étude et la conception de l'ouvrage d'art OA 4/1 du projet de liaison autoroutière entre le port de Béjaïa et l'autoroute Est-Ouest, assurant le franchissement de l'Oued Soummam au PK 4+323. Après l'analyse de plusieurs variantes, la solution retenue est un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension. L'étude comprend l'évaluation des charges, le dimensionnement de la superstructure et de l'infrastructure, ainsi qu'une vérification sismique selon le R.P.O.A 2008. La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis et les plans d'exécution ont été établis sous AutoCAD.

Mots-clés : Pont, béton précontraint, poutres préfabriquées, étude sismique, Oued Soummam.

Abstract

This work deals with the study and design of the OA 4/1 bridge structure, part of the highway connection project between the Port of Béjaïa and the East–West Highway, crossing the Soummam River at PK 4+323. After evaluating several alternatives, a post-tensioned precast concrete girder bridge was selected. The study includes load assessment, design of the superstructure and substructure, and seismic verification according to R.P.O.A 2008 regulations. Structural modeling was carried out using Robot Structural Analysis, while execution drawings were prepared using AutoCAD.

Keywords: Bridge, prestressed concrete, precast girders, seismic analysis, Soummam River

SOMMAIRE

INTRODCUTION GENERALE 1
CHAPITRE I : 3
PRESENTATION DU PROJEt 3
I.1. INTRODUCTION 3
I.2. PRESENTATION DU PROJET 3
I.2.1. Situation du projet 3
I.2.2. Objectifs du projet 4
I.3. LES DONNEES Du PROJET 4
I.3.1. Données fonctionnelles 4
I.3.1.1. Tracé en plan 4
I.3.1.2. Profil en long 6
I.3.1.3. Profil en travers 6
I.3.2. Les Données Naturelles 7
I.3.2.1. Topographie 7
I.3.2.2. Sismicité du site 7
I.3.2.3. Température 8
I.3.2.4. Vent 8
I.3.3. Géotechnique 8
I.4. CONCLUSION 9
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL 2
II.1. INTRODUCTION : 10
II.2. PROPOSITION DES VARIANTES : 10
.II.3 Variante 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP » 10
.II.3.1 Conception longitudinale 11
II.3.2. Conception transversale 12
II.4. Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place. 13
.II.4.1 Conception longitudinale 13
II.4.1.1. Implantation des appuis 13
II.4.1.2. Découpage des voussoirs 14
II.4.2. Conception transversale 14
II.5. Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre » 16
.II.5.1 Conception longitudinale 16

II.5.2. Conception transversale 16
.II.6 La connexion entre la dalle et la charpente métallique 17
.II.7 Conception des poutres principales 17
.II.8 Conception des entretoises 18
.II.9 ANALYSE MULTICRITERE 20
.II.9.1 Comparaison entre les 3 techniques de construction 20
.II.10 Devis estimatifs et quantitatifs des variantes 22
II.11. Analyse des variantes 22
II.12. CONCLUSION 23
CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 6
III.1. INTRODUCTION 24
III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL 24
III.3. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX 25
III.3.1. Classe et résistance du béton 25
III.3.2. Les aciers: 25
III.3.3. Les contraintes admissible: 27
Béton : 27
III.3.3.1. Contrainte admissible à la compression : 27
III.3.3.2. Contraintes limites dans les sections en BP 27
III.3.3.3. Déformation longitudinale du béton : 28
III.3.3.4. Déformation transversale du béton 28
III.3.4. Aciers: 28
III.4. CONCLUSION 29
CHAPITRE IV : 17
CHARGES ET Surcharges 17
IV.1. introduction 30
IV.2. EVALUATION DES CHARGES 30
IV.2.1.1. Les charges permanentes Cp 30
IV.2.1.2. Les compléments des charges permanentes (CCP) : 31
IV.2.2. ActionThermique 32
IV.2.2.1. Variations uniformes de la température 32
IV.2.2.2. Gradient thermique 33
IV.2.3. Evaluation des actions dues au trafic 33
IV.2.3.1. Système de charge à considérer 33

IV.2.3.2. Caractéristiques du pont 34
IV.2.3.3. Système de charge A 34
IV.2.3.4. Système de charge B 36
IV.2.3.5. Charges militaires Mc 120 39
IV.2.3.6. Surcharge de convoi exceptionnelle D240 40
IV.2.3.7. Coefficient de majoration dynamique 41
IV.2.3.8. Efforts de freinage 41
IV.2.4. Coefficients pour les actions dues au trafic 43
IV.2.4.1. Etats limites ultimes de résistances : 43
IV.2.4.2. Etats limites de service 44
IV.2.5. CONCLUSION 45
CHAPITRE V : ETUDE DU TABLIER 22
V.1. INTRODUCTION 46
V.2. . CALCUL LONGITUDINAL : 46
V.2.1. Calcul des éléments de réduction dus aux charges 46
V.2.2. Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges 47
V.2.2.1. Surcharge de type A(L) 47
V.2.2.2. Système de charges Bc 48
V.2.2.3. . Système de charge Bt 50
V.2.2.4. Système de chargement Br 51
V.2.2.5. Surcharge de type Mc 120 53
V.2.2.6. Surcharge de type D240 54
V.3. LOGICIEL DE CALCUL 56
V.4. Modélisation 57
V.5. Résultats 58
V.6. CONCLUSION 60
CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE 31
VI.1. introduction 61
VI.2. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE 61
VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 62
VI.3.1. Valeur Minimale de la Précontrainte en Service 62
VI.3.2. Détermination du nombre de câbles 63
VI.3.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte 63

VI.3.4. Nombre de câbles à l'about 64
VI.3.5. Pré-vérification de la précontrainte 64
VI.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE 66
VI.4.1. Position des Cables 66
VI.4.2. Tracé des Câbles 67
VI.5. CALCUL DES PERTES 69
VI.5.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEES 70
VI.5.1.1. Pertes de tension par frottement : 70
VI.5.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage 70
VI.5.1.3. Perte dues au raccourcissement instantané de du béton 71
VI.5.2. LES PERTES DE TENSION DIFFEREES 72
VI.5.2.1. Pertes dues au retrait du béton : 72
VI.5.2.2. Pertes par fluage 73
VI.5.2.3. Pertes par relaxation 73
VI.5.2.4. Récapitulation 74
VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES 75
VI.6.1. Sections de Verification 75
VI.6.2. Limitation des contraintes 75
VI.6.3. Justification de la poutre à l'ELS 76
VI.6.4. Effort de précontrainte: 77
VI.6.4.1. Justification des contraintes normales 77
VI.6.4.2. Justification des contraintes tangentielles 79
VI.6.5. Justification de la poutre a ELU 80
VI.6.5.1. Vérification de la non-rupture des armateurs transversales 80
VI.6.5.2. Vérification de non-écrasement des bielles de béton 81
VI.7. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE 82
VI.7.1. Armateurs passives des zones tendus 82
VI.7.2. Les armatures de peau 83
VI.8. conclusion 83
CHAPITRE VII : etude du Tablier 41
VII.1. introduction 84
VII.2. VERIFICATION DE LA FLECHE 84
VII.2.1. Flèche due au Poids Propre 84
VII.2.2. Contre-Flèche de Précontrainte 85

VII.2.3. Flèche due à la Construction 86
VII.2.4. Flèche Maximale à l'ELS 86
VII.2.5. Flèche totale 86
VII.3. ETUDE DE LENTRETOISE 87
VII.3.1. Principe de ferraillage 87
VII.3.2. Évaluation des efforts 88
VII.3.3. Ferraillage de l'Entretoise 90
VII.4. ETUDE DE L'HOURDIS 91
VII.4.1. Géométrie de l'Hourdis: 91
VII.4.2. Evaluation des efforts: 91
VII.4.3. Ferraillage de la dalle: 94
VII.4.4. Vérification du poinçonnement: 94
VII.5. CONCLUSION 95
CHAPITRE VIII : 41
VIII.1. INTRODCUTION 96
VIII.2. APPAREIL D'APPUI 96
VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui 96
VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui de type B 96
VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui 97
VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui 97
VIII.2.3. Déplacements dus à la variation linéaire 98
VIII.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTAL K 99
VIII.4. ETUDE SISMIQUE 102
VIII.4.1. Méthode Monomodale 102
VIII.4.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal 103
VIII.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversal 105
VIII.4.1.3. Evaluation de l'effort sismique vertical 108
VIII.4.2. La méthode multimodale spectrale 108
VIII.4.2.1. Modélisation 108
VIII.4.2.2. Spectre de réponse de composante horizontale 109
VIII.4.2.3. Spectre de réponse de composante verticale 110
VIII.4.2.4. Modes significatifs 111
VIII.4.2.5. Combinaison des réponses modales 112
VIII.4.2.6. Combinaison des composantes de l'action sismiques 113

VIII.5. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 113
VIII.5.1. Resistance à la Compression 113
VIII.5.2. Stabilité au flambement 114
VIII.5.3. Limitation de la Distorsion 114
VIII.5.4. Condition de non-Glissement 115
VIII.6. LES PLAQUES DE FIXATION 115
VIII.7. DES D'APPUI : 115
VIII.7.1. Dimensionnement des Dés d'Appui 116
VIII.7.2. Ferraillage de Dé d'Appui 117
VIII.8. PLOT PARASISMIQUE 118
VIII.9. JOINT DE CHAUSSEE 118
VIII.9.1. Calcul de souffle 119
VIII.9.2. Type de joint 119
VIII.10. CONCLUSION 120
CHAPITRE IX : 41
IX.1. INTRODUCTION 121
IX.2. ETUDE DE LA PILE 121
IX.2.1. Conception de la Pile /documents SETRA 121
IX.2.1.1. . Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 122
IX.2.2. Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile 123
IX.2.2.1. Efforts statiques 124
IX.2.2.2. Efforts sismiques 124
IX.2.2.3. Combinaisons des efforts 125
IX.2.3. Ferraillage des Eléments de la Pile 125
IX.2.3.1. Ferraillage des fûts 125
IX.2.3.2. Étude du Chevêtre 126
IX.2.3.3. Dimensionnement à la flexion 127
IX.2.3.4. Dimensionnement à la torsion : 130
IX.2.3.5. Vérification des contraintes tangentielles 131
IX.2.4. Etude de Fondation de la Pile 131
IX.2.4.1. Choix du type de fondation 131
IX.2.4.2. Etude de la semelle 131
IX.2.5. Etude des Pieux 135
IX.2.5.1. Actions sur les pieux : 135

IX.2.5.2. Ferraillage des pieux : 136
IX.3. ETUDE DE LA CULEE 137
.IX.3.1 Conception des Culées 137
IX.3.1.1. Choix de type de culée 137
.IX.3.1.2 Prédimensionnement de la culée 139
.IX.3.1.3 Evaluation des efforts agissants sur la culée 140
.IX.3.1.4 . Combinaisons des efforts 141
IX.3.1.5. Actions sur les pieux 141
IX.3.2. Ferraillage des Eléments de la Culée 142
IX.3.2.1. Ferraillage de mur frontal 142
IX.3.2.2. Ferraillage de la dalle de transition 144
IX.3.2.3. Ferraillage de mur en retour 146
IX.4. CONCLUSION 148

LISTE DES FIGURES

Figure I.0.1 Situation du projet sur une image 3
Figure I.0.2 Tracé en plan 5
Figure I.0.3 Profil en long. 6
Figure I**0.4.** Profil en travers 6
Figure I.0.5 Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008]. 7
Figure I.0.6 Températures de BEJAIA [meteoblue.com] 8
Figure II.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint 11
Figure II.2 Notation des dimensions. 13
Figure II.3 schéma vue en long 14
Figure II.4 Notations des dimensions 15
Figure II.5 Notations des dimensions 16
Figure II.6 Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont 17
Figure III.1 Limitation des contraintes des sections en B.P 28
Figure IV.0.1 Largeur chargeable et largeur roulable 34
Figure IV.0.2 Disposition de système de chargement Bc. 37
Figure IV.0.3 Système de chargement Bt 38
Figure IV.0.4 Système de charge Br. 39
Figure IV.0.5 La disposions de la charge Mc120. 40
Figure IV.0.6 Système de charge D240. 40
Figure IV.0.7 Résultat de calcule de coefficient de majoration dynamique. 41
Figure V.1 Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge Q. 46
Figure V.2 Surcharge A(l) uniformément répartie. 47
Figure V.3 Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant. 48
Figure V.4 Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré. 49
Figure V.5 Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant. 50
Figure V.6 Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré. 51
Figure V.7 Répartition de la charge Br pour le calcul de l'effort tranchant. 51
Figure V.8 Surcharge Br à x = L/2. 52
Figure V.9 Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant. 53
Figure V.10 Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max. 53
Figure V.11 Positionnement de la charge D240 pour le calcul de l'effort tranchant. 54
Figure V.12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max. 55
Figure V.13 Robot Structural Analysis 2021 57

Figure V.14 Modèle de calcul. 57
Figure V.15 Moment maximal à l'ELS. 58
Figure V.16 Effort tranchant maximal à l'ELS. 58
Figure V.17 Moment maximal à l'ELU 59
Figure V.18 Effort tranchant maximal à l'ELU. 59
Figure VI.1 Les sections de vérification. 75
Figure VI.2 Diagramme des contraintes et ferraillage à mi- travée. 82
Figure VI.3 Ferraillage de la poutre. 83
Figure VII.1 Vue en 3D du tablier de pont. 84
Figure VII.2 Flèche de la poutre due au poids propre. 85
Figure VII.3 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. 85
Figure VII.4 Flèche max de la poutre à l'ELS 86
Figure VII.5 Position des vérins. 87
Figure VII.6 Modélisation de l'entretoise 88
Figure VII.7 Diagramme de moment max de l'entretoise à l'ELU. 88
Figure VII.8 Diagramme d'effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU. 89
Figure VII.9 Diagramme de moment max de l'entretoise à l'ELS. 89
Figure VII.10 Ferraillage de l'entretoise. 90
Figure VII.11 Modélisation de la dalle. 91
Figure VII.12 Moment max de la Dalle à l'ELU. 92
Figure VII.13 Moment max de la Dalle à l'ELS. 92
Figure VII.14 Effort tranchant Max- Dalle à ELU. 93
Figure VII.15 Effot tranchant Max- Dalle à ELS. 93
Figure VII.16 Ferraillage de la dalle 94
Figure VIII.1 Modèle de calcul multimodal. 109
Figure VIII.2 Spectre de réponse élastique (composante horizontale). 110
Figure VIII.3 : Spectre de réponse élastique (composante verticale). 111
Figure VIII.4 Exemple des déformations (Mode 01). 112
Figure VIII.5 Modes propres. 112
Figure VIII.6Choix de la méthode CQC. 113
Figure VIII.7 Les plaques de fixation. 116
Figure VIII.8 : Les dimensions en plan du dé d'appui. 116
Figure VIII.9 Ferraillage de dé d'appui. 118
Figure VIII.10 Joint de chaussée. 118
Figure VIII.11 La gamme des joints ALGA T. 120

Figure IX.1 Prédimensionnement de la pile. 122
Figure IX.2 Ferraillage du fût 126
Figure IX.3 Modélisation du chevêtre. 127
Figure IX.4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison ELU : 1.35G+1.6A(l)+1.6St. 127
Figure IX.6 Moment fléchissant maximal sous la combinaison ELS : G+1.2A(l)+St. 128
Figure IX.5 Effort tranchant maximal sous la combinaison ELU : 1.35G+1.6A(l) +1.6St. .. 128
Figure IX.7 Effort tranchant maximal sous la combinaison ELS : G+1.2A(l)+St. 129
Figure IX.8 Ferraillage du chevêtre (Coupe Transversale). 130
Figure IX.9 Ferraillage des pieux. 137
Figure IX.10 Les éléments de la culée. 138
Figure IX.11 Dimensions de la culée. 139
Figure IX.13 Sollicitations Myy sur le mur en retour à l'ELS. 146
Figure IX.12 Sollicitations Mxx sur là l'ELS. 146
Figure IX.14 Ferraillage de la culée 147

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.0.1 : Coefficient d'accélération de zone A [RPOA 2008] 8
Tableau II.1 Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1. 12
Tableau II.2 Récapitulation de découpage des voussoirs. 14
Tableau II.3 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC 15
Tableau II.4 Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA 18
Tableau II.5 Prédimensionnement des pièces de pont selon CALGARO 19
Tableau II.6 Avantages et inconvénients des 3 variantes. 21
Tableau II.7 Devis estimatif de la première (1) variante 22
Tableau II.8 Devis estimatif de deuxième (2) variante 22
Tableau II.9 Devis estimatif de la troisième (3) variante 22
Tableau III.1 Caractéristiques de béton. 25
Tableau III.2 Caractéristiques des câbles de précontrainte. 26
Tableau III.3 Contraintes admissibles à la compression de béton. 27
Tableau III.4 Tableau des Contraintes admissible de traction 28
Tableau IV.0.1 Poids propre d'une poutre. 30
Tableau IV.0.2 Estimation du poids dû aux CCP 31
Tableau IV.0.3 Poids total du tablier. 32
Tableau IV.0.4 Gradient thermique 33
Tableau IV.0.5 Classe du pont. 34
Tableau IV.0.6 Coefficient a1. 35
Tableau IV.0.7 Valeurs de v0. 35
Tableau IV.0.8 Valeurs de A(L) pour une travée chargée. 35
Tableau IV.0.9 Valeurs de A(L) pour deux travées chargées. 36
Tableau IV.0.10 Valeurs de A(L) pour ouvrage complétement chargé 36
Tableau IV.0.11 Le coefficient bc 37
Tableau IV.0.12 Résultat de calcule de Bc 38
Tableau IV.0.13 Valeurs de bt. 39
Tableau IV.0.14 Valeurs deBt 39
Tableau IV.0.15 Les valeurs de freinage de charge A (une travée chargée). 42
Tableau IV.0.16 Les valeurs de freinage de charge A (deux travées chargées). 42
Tableau IV.0.17 Les valeurs de freinage de charge A (Ouvrage complétement chargée). 42
Tableau IV.0.18 Coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic 43
Tableau V.1 Calcul des sollicitations des charges permanentes. 47

Tableau V.2 Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour une travée. 47
Tableau V.3 Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour deux travées 48
Tableau V.4 Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour un ouvrage complétement chargé. 48
Tableau V.5 Effort tranchant sous charge Bc 49
Tableau V.6 Moment fléchissant sous charge Bc 50
Tableau V.7 Effort tranchant sous charge Bt. 50
Tableau V.8 Moment fléchissant sous charge Bt. 51
Tableau V.9 Effort tranchant sous charge Br. 52
Tableau V.10 Moment fléchissant sous charge Br. 52
Tableau V.11 Effort tranchant sous charge Mc120. 53
Tableau V.12 Moment fléchissant sous charge Mc120. 54
Tableau V.13 Effort tranchant sous charge D240. 54
Tableau V.14 Moment fléchissant sous charge D240 55
Tableau V.15 Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges. 56
Tableau V.16 Tableau récapitulatif des résultats 60
Tableau VI.1 Données de l'ouvrage. 61
Tableau VI.2 Les caractéristiques de la poutre. 61
Tableau VI.3 Caractéristiques du béton. 62
Tableau VI.4 Caractéristiques des câbles 12T15 62
Tableau VI.5 Résultats du Logiciel. 63
Tableau VI.6 : Calcul de PMIN 63
Tableau VI.7 Détermination du nombre de câbles. 63
Tableau VI.8 Détermination du nombre de câbles à l'about. 64
Tableau VI.9 Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes. 66
Tableau VI.10 Résultats de vérification des contraintes. 66
Tableau VI.11 Disposition constructive des câbles de précontrainte. 67
Tableau VI.12 Position des câbles. 67
Tableau VI.13 Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage. 68
Tableau VI.14 Résultats de calcul de α, f, R, β 69
Tableau VI.15 Tracé des câbles 69
Tableau VI.16 Valeurs des pertes dues au frottement. 70
Tableau VI.17 Pertes dues au recul d'ancrage. 71
Tableau VI.18 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton. 72
Tableau VI.19 Valeurs des pertes par retrait de béton. 72

Tableau VI.20 Valeurs des pertes par fluage de béton. 73
Tableau VI.21 Valeurs des pertes par relaxation. 74
Tableau VI.22 Valeurs des pertes totales. 74
Tableau VI.23 Sections de vérifications 75
Tableau VI.24 Limitation des contraintes. 76
Tableau VI.25 Caractéristiques de chaque phase de vérification. 76
Tableau VI.26 position de câble moyen. 77
Tableau VI.27 Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2. 78
Tableau VI.28 Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4. 78
Tableau VI.29 Effort de précontrainte. 79
Tableau VI.30 Contrainte tangentielle. 80
Tableau VI.31 Détermination de l'angle β ,u. 80
Tableau VI.32 Paramètres de calcul des armateurs passives des zones tendus. 82
Tableau VII.1 Moments max de l'entretoise à l'ELU et à l'ELS. 89
Tableau VII.2 Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise. 90
Tableau VII.3 Moments max de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS. 94
Tableau VII.4 Résultats de calcul de ferraillage de la dalle. 94
Tableau VIII.1 Les dimensions de l'appareil d'appui. 98
Tableau VIII.2 Raideurs longitudinales des appuis. 100
Tableau VIII.3 Raideurs transversales des appuis. 101
Tableau VIII.4 Répartition des efforts et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 105
Tableau VIII.5 calcul des périodes propres 106
Tableau VIII.6 vérification de la méthode 107
Tableau VIII.7 résultat des accélérations 107
Tableau VIII.8 Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui 108
Tableau IX.1 Implantation et hauteur des piles. 122
Tableau IX.2 Vérification du flambement des piles les piles hautes. 123
Tableau IX.3 Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité. 124
Tableau IX.4 réactions et moments dus au séisme à la base de PILE 05. 124
Tableau IX.5 Combinaisons des efforts à la base de chaque fût. 125
Tableau IX.6 Ferraillage des fûts de la pile. 125
Tableau IX.7 Ferraillage de chevêtre. 129
Tableau IX.8 Dimensions de la semelle de la pile. 131
Tableau IX.9 Combinaisons des efforts. 132

Tableau IX.10 Effort revenant à chaque pieux..... 133
Tableau IX.11 Ferraillage de la semelle..... 135
Tableau IX.12 Tableau de Warner. 136
Tableau IX.13 Résultats des efforts tranchant et moment fléchissant. 136
Tableau IX.14 Dimensions de la culée..... 139
Tableau IX.15 évaluation des efforts dus au poids propre. 140
Tableau IX.16 évaluation des efforts dus au tablier. 141
Tableau IX.17 Combinaisons des efforts maximales..... 141
Tableau IX.18 Effort revenant à chaque pieu..... 141
Tableau IX.19 Efforts statiques agissants sur le mur frontal. 142
Tableau IX.20 Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal. 143
Tableau IX.21 Efforts agissants sur la dalle de transition. 144
Tableau IX.22 Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition 144
Tableau IX.23 Valeurs de Mp/K 145
Tableau IX.24 Combinaisons des actions agissants sur le mur garde grève..... 145

LISTE DES ABREVIATION

BAEL : Béton Armé aux États Limites.

BPEL : Béton Précontraint aux États Limites.

CCP : Complément des Charges Permanentes.

ELS : État Limite de Service.

ELU : État Limite Ultime.

Ep : Module d'Élasticité des câbles de Précontrainte.

Es : Module d'Élasticité de l'acier.

$\mathbf{f_{c28}}$: Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

$\mathbf{f_e}$: Limite d'Élasticité de l'acier.

$\mathbf{f_{t28}}$: Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

G : Charge permanente.

HA : Haute Adhérence.

PK : Point Kilométrique.

PP : Poids Propre.

RCPR : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts-Routes.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

Sae : Spectre de Réponse Élastique en Accélération.

SETRA : Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes.

St : Espacement des armatures transversales.

VIPP : Viaduc à Travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension.

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression du béton.

σbt : Contrainte admissible de traction du béton.

$\boldsymbol{\sigma_{inf}}$: Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σs : Contrainte limite de l'acier.

σSup : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

ΔP : Pertes de tension dans les câbles de précontrainte.

ΔT : Variation uniforme de la température.

Δθ : Gradient thermique.

Ap : Section d'armature de précontrainte.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODCUTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, nous avons réalisé un mémoire de fin d'études portant sur la conception et l'étude d'un ouvrage d'art situé au PK4+323, dans le cadre du projet de la liaison autoroutière reliant le port de Béjaïa à l'Autoroute Est-Ouest, au niveau de d'Ahnif sur 100 km (Section 1 : PK0 à PK22).

Un ouvrage d'art est une structure conçue pour assurer la continuité d'une infrastructure de transport en permettant le franchissement d'un obstacle naturel, tel qu'un oued ou une vallée, ou artificiel, comme une voie de communication existante. Sa conception constitue une étape essentielle dans tout projet routier, notamment dans les zones à relief accidenté, où les contraintes topographiques, géotechniques et hydrauliques imposent des solutions techniques adaptées.

La conception et l'étude d'un ouvrage d'art exigent une analyse approfondie et multidisciplinaire. Le concepteur doit proposer une solution techniquement fiable, économiquement optimisée et conforme aux normes en vigueur. Cette démarche repose sur la maîtrise des règlements, des guides techniques, des recommandations professionnelles ainsi que sur une exploitation judicieuse des données du site.

L'étude doit être menée avec rigueur et précision afin d'assurer un dimensionnement capable de résister aux différentes sollicitations : charges permanentes, charges d'exploitation dues au trafic routier, actions climatiques, ainsi que les effets sismiques éventuels. La sécurité, la durabilité et la pérennité de l'ouvrage constituent des objectifs fondamentaux tout au long du processus de conception.

L'objectif de ce mémoire, réalisé dans le cadre du cycle de formation d'ingénieur d'État en travaux publics, est donc de concevoir et d'étudier en détail l'ouvrage d'art projeté au PK4+323, en tenant compte des contraintes spécifiques du site et des exigences techniques du projet autoroutier.

Pour faciliter la lecture et assurer une organisation claire du document, ce mémoire est structuré en plusieurs parties :

- La première partie présente le projet, le site d'implantation ainsi que le choix et la conception de l'ouvrage.
- La deuxième partie est consacrée à l'évaluation des différentes charges et combinaisons d'actions appliquées à la structure.
- La troisième partie traite de l'étude détaillée de la superstructure.
- La quatrième partie est dédiée à l'étude de l'infrastructure et à l'analyse sismique de l'ouvrage.
- Enfin, une conclusion générale synthétise les principaux résultats et conclusions tirés de ce travail.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif de présenter le cadre général dans lequel s'inscrit notre Projet.

Ce projet d'infrastructure, d'envergure stratégique, vise à assurer une liaison directe entre le port de Béjaïa et l'Autoroute Est-Ouest, afin d'améliorer la fluidité du trafic, de renforcer les échanges économiques et de soutenir le développement régional.

Dans ce chapitre, nous présenterons le contexte général du projet, sa localisation, ses principales caractéristiques techniques ainsi que le rôle fonctionnel de l'ouvrage étudié au PK4+323. Cette mise en situation permettra de mieux comprendre les choix de conception et les études détaillées développées dans les chapitres suivants.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Situation du projet

Le présent projet a pour objectif de réaliser les études d'exécution détaillées en vue de la construction de l'ouvrage d'art OA 4/1 situé sur la liaison autoroutière reliant le port de Béjaïa à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif. Cet ouvrage, dont l'axe est localisé au PK 4+323 au sein de la Section 1 (PK 0 au PK 22), permet le franchissement de l'Oued Soummam. Il présente une structure d'une longueur environ de 470 m.



Figure I.0.1 Situation du projet sur une image

I.2.2. Objectifs du projet

L'objectif principal de ce projet de fin d'études est de réaliser les études d'exécution détaillées d'un pont (OA 4/1) conçu pour franchir un obstacle naturel, l'Oued Soummam, au niveau du PK 4+250. Toutefois, il s'inscrit également dans la dynamique de réalisation de la liaison autoroutière reliant le Port de Béjaïa à l'Autoroute Est-Ouest (au niveau d'Ahnif) et vise à :

- Assurer la connexion entre le Port de Béjaïa et le réseau autoroutier national : Renforcer l'accessibilité et le désenclavement du pôle portuaire en le reliant à cet axe stratégique de 100 km.

- Optimiser la logistique de transport : Améliorer l'efficacité du transit des marchandises et la fluidité du trafic entre le littoral et l'intérieur du pays, tout en garantissant une infrastructure capable de supporter des convois exceptionnels.

- Dynamiser le couloir socio-économique de la Soummam : Favoriser un environnement propice aux investissements et à la croissance économique régionale grâce à une infrastructure moderne dimensionnée pour une vitesse de projet de 110 km/h.

I.3. LES DONNEES DU PROJET

I.3.1. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles regroupent l'ensemble des caractéristiques nécessaires pour garantir le franchissement de l'ouvrage. Ces paramètres sont définis comme suit :

I.3.1.1. Tracé en plan

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

L'ouvrage d'art (du PK 4+088 au PK 4+557) est implanté sur une section composée d'un alignement droit, d'une courbe de transition (clothoïde) et d'un arc circulaire. Les caractéristiques sont les suivantes :

- **Alignement Droit (AD) :**

Début : PK 4+000 (d'après le profil).

Fin : PK 4+101 (car la longueur du segment est 101.73 m).

Caractéristiques : Section rectiligne.

Au droit du pont : Le pont commence dans cette section à partir du PK 4+088.

- **Courbe de transition (Clothoïde) :**

Début : PK 4+101. Fin : PK 4+174.

Longueur (Ls) : 72.50 m.

Rôle : Assurer la transition progressive de la courbure vers l'arc circulaire.

- **Arc Circulaire (Courbe en plan) :**

Il s'agit de la caractéristique géométrique majeure de l'ouvrage. Le pont parcourt la totalité de cet arc circulaire ce qui influence directement le calcul du dévers et la disposition des appuis.
Début : PK 4+174.23.

Fin : PK 4+482.02.

Rayon (R) : R = 650 m.

Caractéristique : C'est la section principale où se situe la majeure partie du tablier du pont.

- **Deuxième Clothoïde (Sortie de courbe) :**

Début : PK 4+482.

Fin : PK 4+554.

Longueur (Ls) : 72.50 m.

Axe de référence : L'axe du tracé se situe au PK 4+323.

Franchissement : Le tracé enjambe l'Oued Soummam au niveau du PK 4+250 avec un « petit angle » d'intersection

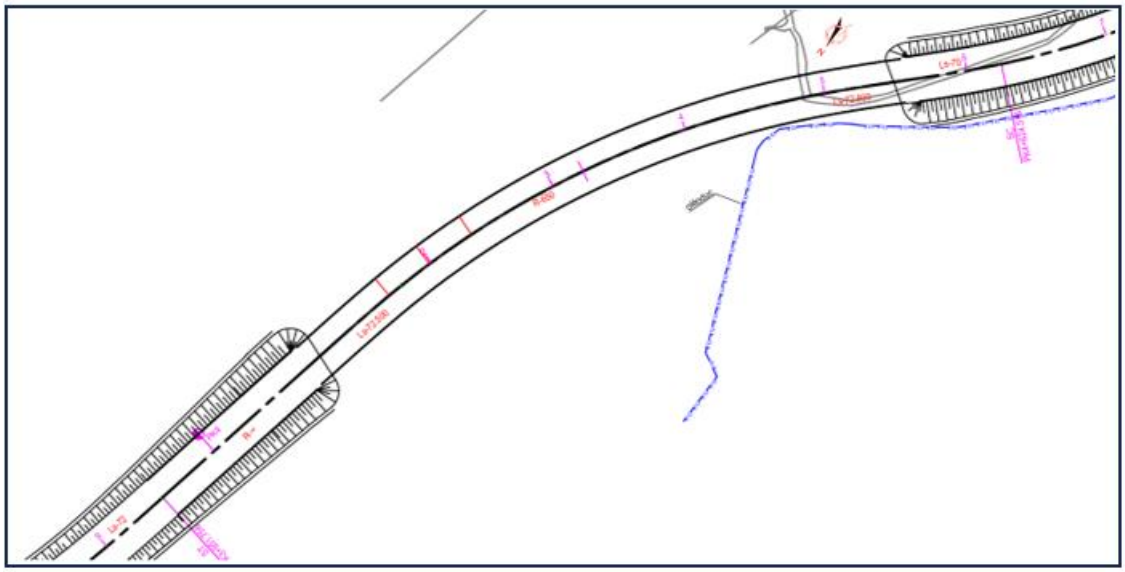


Figure I.0.2 Tracé en plan

I.3.1.2. Profil en long

- Début de l'ouvrage au PK 4+088.
- Fin de l'ouvrage au PK 4+557.

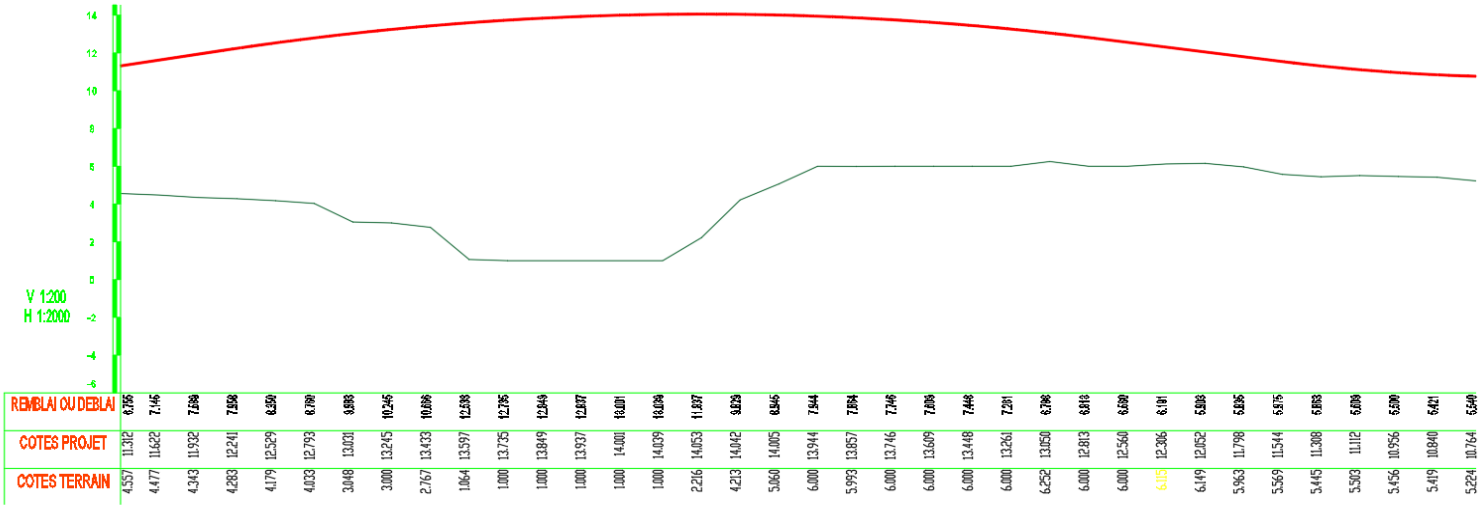


Figure I.0.3 Profil en long.

I.3.1.3. Profil en travers

- Une largeur totale de 15.6 m.
- Deux voies de circulation de 3.5 m de largeur.
- Un dévers de 2.5%.

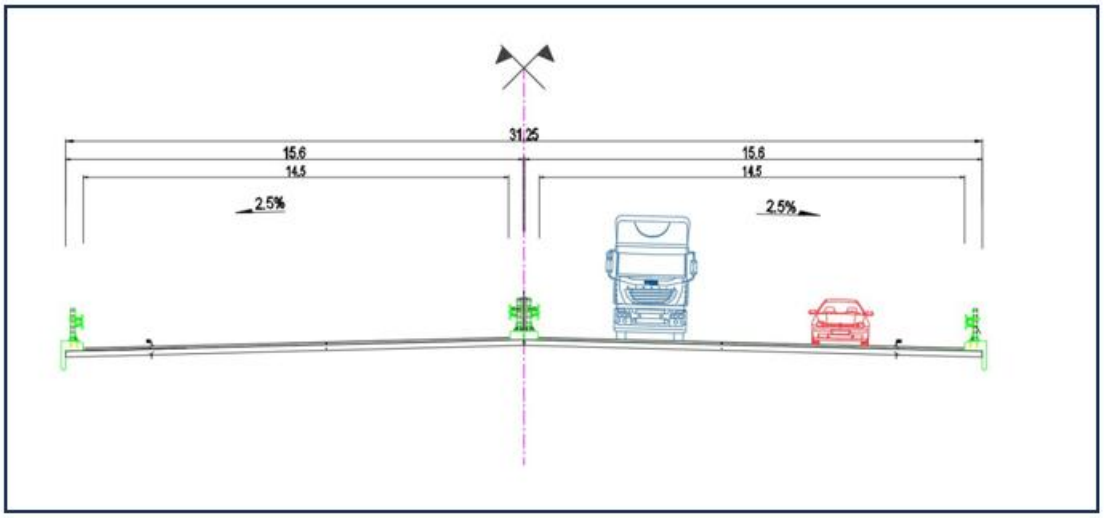


Figure I.04. Profil en travers

I.3.2. Les Données Naturelles

I.3.2.1. Topographie

La topographie et les caractéristiques naturelles du site de l'ouvrage OA 4/1 sont principalement définies par le franchissement de l'Oued Soummam au niveau du PK 4+250

- Morphologie de l'Oued : La rivière présente une largeur totale d'environ 26 m, avec une largeur en fond de lit de 20 m et une profondeur d'environ 4 m
- Conditions du terrain : Le fond de l'Oued Soummam est caractérisé par une pente douce. Au moment des mesures topographiques, une eau courante d'une profondeur de 0,5 m était présente.
- Contraintes hydrauliques : La topographie doit permettre l'évacuation d'un débit de crue centennale **(Q100)** très important, s'élevant à 2806,23 m³/s.

I.3.2.2. Sismicité du site

L'ouvrage d'art est situé dans la wilaya de Béjaïa et se classe, conformément au RPOA 2008, en Zone **II-a** (sismicité moyenne).

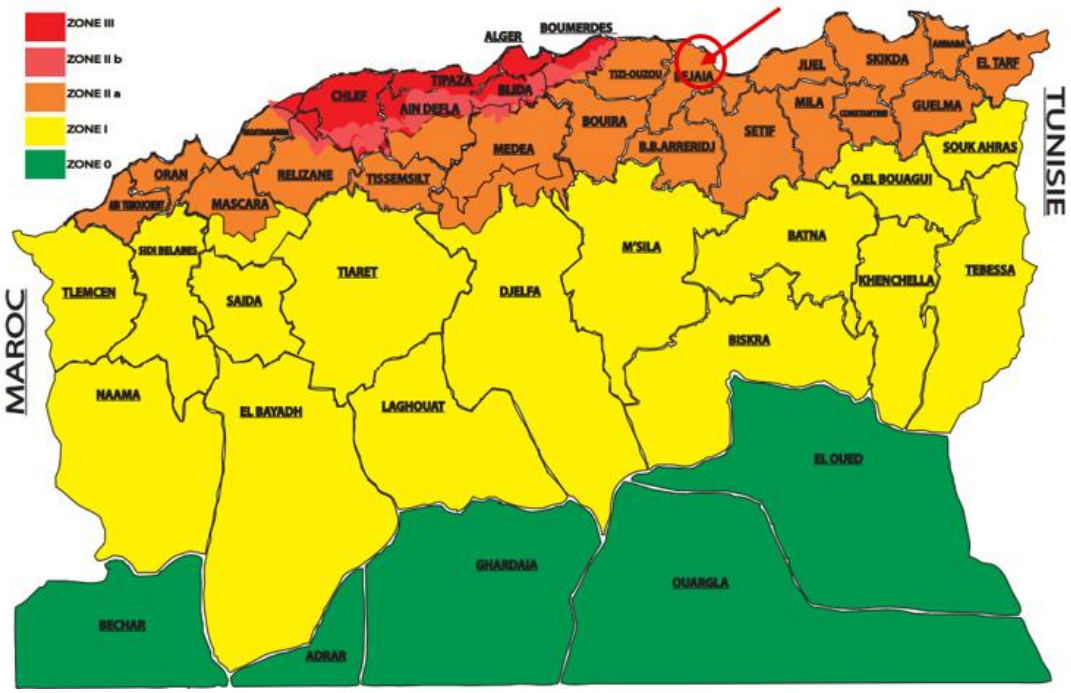


Figure I.0.5 Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008].

Le coefficient d'accélération de la zone A est défini en fonction de la zone sismique.

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

Tableau I.0.1 : Coefficient d'accélération de zone A [RPOA 2008]

Donc A= 0.20

I.3.2.3. Température

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

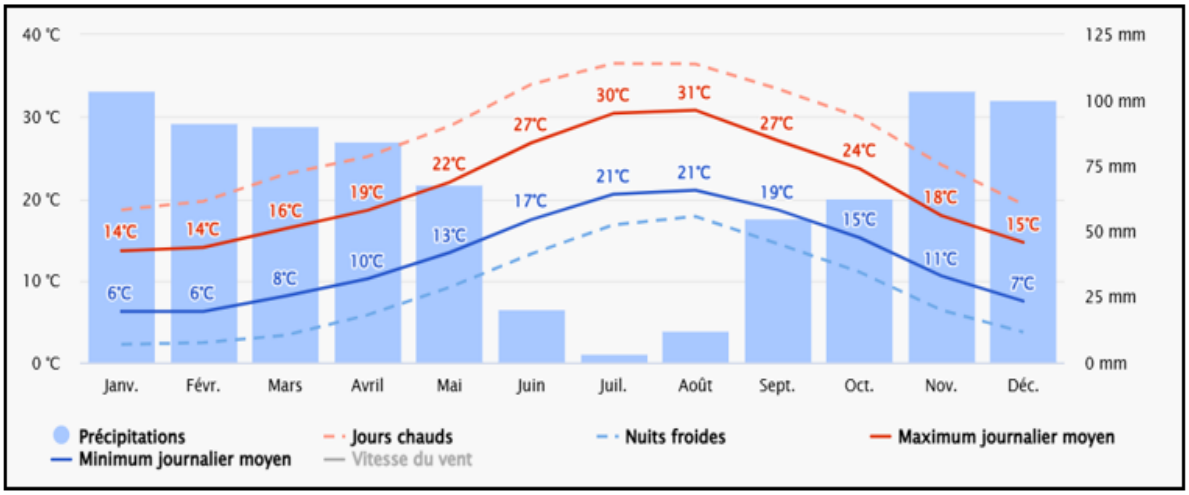


Figure I.0.6 Températures de BEJAIA [meteoblue.com]

I.3.2.4. Vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- 2,00 kN/m2 pour les ouvrages en service ;
- 1,25 kN/m2 pour les ouvrages en cours de construction.

I.3.3. Géotechnique

Les données géotechniques jouent un rôle essentiel dans l'étude d'un ouvrage, car elles permettent de déterminer le type de fondations adapté aux appuis, d'évaluer les risques tels que les problèmes de stabilité, l'agressivité du sol ou encore les phénomènes de gonflement, et d'orienter les choix de conception. Ces données reposent principalement sur l'analyse de la

disposition et de l'épaisseur des différentes couches du sol, ainsi que sur l'étude de leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques.

Les principaux paramètres pris en compte sont :

Les conditions géotechniques du terrain

Le niveau de la nappe phréatique

Le niveau potentiel de fondation.

Les caractéristiques géotechniques du site sont déterminées à partir des investigations réalisées dans la zone du projet. Les résultats indiquent que le terrain est constitué principalement de dépôts alluvionnaires quaternaires.

Sur le plan lithologique, le sol est formé essentiellement d'argiles peu plastiques, associées à des couches de sable et de graviers alluvionnaires. Ces matériaux sont généralement issus de dépôts transportés par les cours d'eau.

Les études géotechniques montrent que l'assise du terrain est dominée par des argiles peu plastiques d'origine alluviale, accompagnées de sables et de graviers arrondis. D'après ces caractéristiques, le sol du site peut être classé dans la catégorie S3.

I.4. CONCLUSION

La conception d'un ouvrage d'art consiste à proposer une solution technique et économique tout en respectant un ensemble d'exigences essentielles. Celles-ci concernent notamment les aspects fonctionnels liés au franchissement de l'obstacle, ainsi que les contraintes naturelles et environnementales propres au site du projet. Ce chapitre a permis de présenter le contexte général du projet, sa localisation et les principales caractéristiques du site. Ces éléments constituent une base nécessaire pour aborder les étapes suivantes de l'étude, notamment la conception et le prédimensionnement de l'ouvrage, afin d'aboutir à une solution fiable, performante et adaptée aux conditions du terrain.

CHAPITRE II :
CONCEPTION GENERAL

II.1. INTRODUCTION :

La conception d'un ouvrage de franchissement constitue une étape essentielle dans la réalisation d'un projet d'infrastructure routière. Elle dépend étroitement des caractéristiques géométriques du tracé ainsi que des contraintes techniques, fonctionnelles et environnementales du site. Le choix de la solution retenue doit garantir la sécurité, la durabilité et l'économie de l'ouvrage, tout en respectant les exigences réglementaires en vigueur.

Après l'analyse des données relatives au projet, plusieurs variantes de conception peuvent être envisagées. Celles-ci font l'objet d'une étude comparative basée sur des critères techniques, économiques et environnementaux afin de sélectionner la solution la plus appropriée, qui sera ensuite développée et dimensionnée de manière détaillée.

II.2. PROPOSITION DES VARIANTES :

Compte tenu de la topographie du site et de la hauteur modérée des piles, le recours à des structures à longues portées ou à géométrie complexe (telles que les ponts en arc, suspendus ou haubanés) ne semble pas techniquement justifié. Sauf exigence architecturale spécifique du Maître d'Ouvrage, l'étude s'orientera vers des solutions techniques courantes.

Les variantes retenues pour l'analyse comparative sont les suivantes :

Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP).

Pont mixte bipoutre continu à hauteur constante.

Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

Ces dernières permettent d'assurer un compromis optimal entre la performance structurale, la facilité de mise en œuvre et la maîtrise des coûts.

II.3. VARIANTE 01 : PONT A POUTRES PRECONTRAINTES DU TYPE VIPP »

Le pont à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à Travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées) est un ouvrage composé de travées simplement appuyées, dont la structure principale est constituée de poutres en béton précontraint fabriquées en usine puis mises en place sur chantier. La précontrainte, généralement réalisée par post-tension, permet d'augmenter la résistance de la poutre et de limiter les déformations sous charges.

Ce type de pont est adapté aux portées petites à moyennes grâce à sa simplicité de conception et à sa facilité d'exécution. Sa conception doit néanmoins assurer le respect des exigences de sécurité, de service et de durabilité.

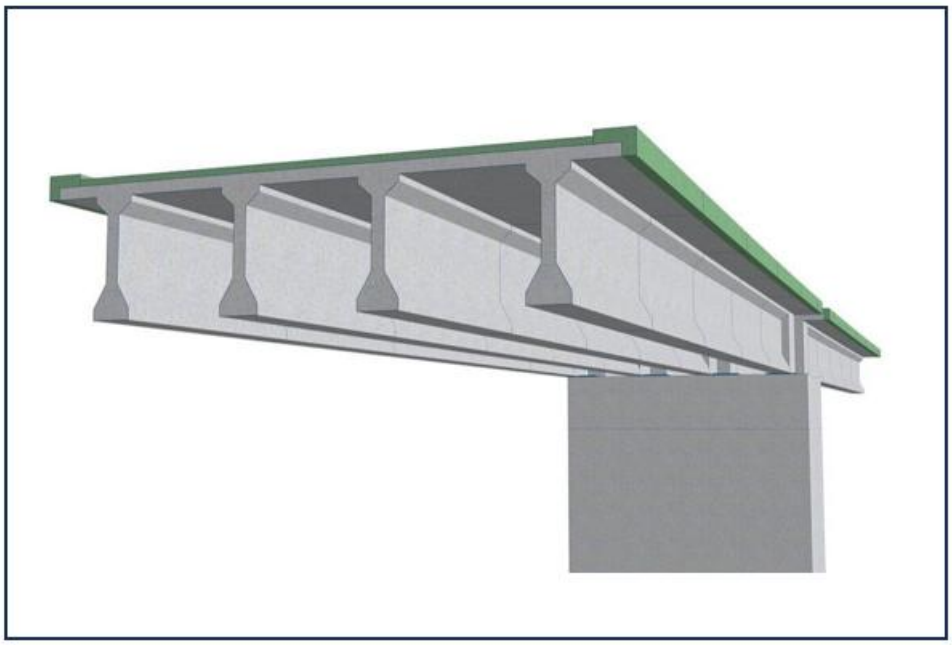


Figure II.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

II.3.1. Conception longitudinale

Le domaine d'emploi de ce type de structure correspond à des portées optimales comprises entre 25 m et 40 m voir 50 m.

Dans cette variante, le pont est composé de 13 travées. Nous proposons l'utilisation de poutres précontraintes d'une longueur de 37 m permettant d'assurer une continuité géométrique et structurale adaptée au projet, pour une longueur totale de tablier de 481m.

II.3.2. Conception transversale

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Éléments	Ration usuel		Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 – 40		37 m
La hauteur totale du tablier	L/20<ht<L/17		2.05 m
Épaisseur de la dalle	$0.20 \leq e \leq 0.30$		0.25 m
Hauteur de la poutre	hp= ht – e		1.8 m
Entraxe des poutres	1.4 m < λ < 2 m		2 m
Nombre des poutres	N= La / λ +1		8 poutres
La largeur de la table de compression	b ≥ 0,6 × hp		1.2 m
Épaisseur de la table de compression	12 cm ≤ e1 ≤ 15 cm		15 cm
La largeur du talon	60 cm ≤ bt ≤ 90 cm		60 cm
Épaisseur du talon	10 cm ≤ et ≤ 20 cm		15 cm
Inclinaison de gousset supérieure	/		45°
Inclinaison gousset de talon	45° ≤ α ≤ 56°		45°
Épaisseur de l'âme b0 à mi- travée	/		0.25 m
Épaisseur de l'âme b0 en zone d'about	/		
Entretoise d'about	Épaisseur	25 à 30 cm	30 cm
	Hauteur	hp–0.5 à 0.8 m	1.3 m

Tableau II.1 Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1.

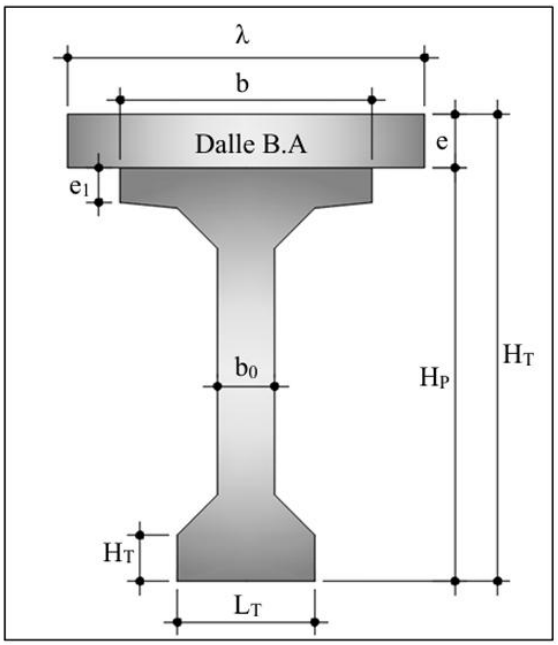


Figure II.2 Notation des dimensions.

II.4. VARIANTE 02 : PONT VOUSSOIRS EN BETON PRECONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS COULE EN PLACE.

La construction par encorbellements successifs consiste à réaliser un pont à partir d'éléments segmentaires appelés voussoirs, mis en place de manière progressive. Chaque voussoir est exécuté en prolongement du précédent, selon la méthode de mise en œuvre adoptée. Ces éléments peuvent être soit coulés en place (in situ), soit préfabriqués puis assemblés sur site, en fonction des moyens techniques disponibles et des capacités de l'entreprise de réalisation. Après la mise en place de chaque voussoir, les câbles de précontrainte disposés à ses extrémités sont mis en tension afin d'assurer son assemblage avec les segments précédents et de garantir la continuité structurale. Ce procédé permet ainsi de former progressivement une console autoporteuse, servant de support pour la réalisation des voussoirs suivants jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage.

II.4.1. Conception longitudinale

II.4.1.1. Implantation des appuis

On propose pour cette variante à projeter un pont à voussoirs de hauteur constante composé de (7) travées principales de 58 m et de deux (2) travées de rive de 35 m. Ainsi, la longueur totale de l'ouvrage est égale à 476 m.

II.4.1.2. Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place on distingue quatre types de voussoir :

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	7 m	1 par pile
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2 m	9
Voussoirs par fléau	2.5 à 4 m, voire 5 m	3.5 m	7 par fléau
Voussoirs par travée	2.5 m à 4 m, voire 5 m	3.5 m	14 par travée
Partie coulée sur cintre	≥ 0.05L	5.6 m	1 pour une rive

Tableau II.2 Récapitulation de découpage des voussoirs.

- **En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total 131 voussoirs.**



Figure II.3 schéma vue en long

II.4.2. Conception transversale

La solution la plus économique est celle d'un caisson monocaisson à section fermé Son prédimensionnement est montré dans le tableau ci-dessous qui est basé sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs).

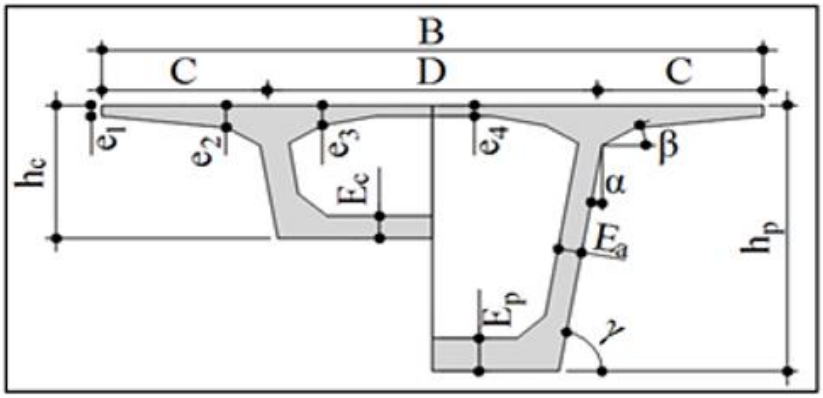


Figure II.4 Notations des dimensions

Élément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	15.6 m
Largeur d'encorbellement		C=B/4	3.9 m
Entraxe des âmes		D=B−2C	7.8 m
Épaisseur de l'hourdis supérieur	e1	e1≥20 à 25 cm	25 cm
	e2	D'/7≤ e2≤D'/5 et D'=C-E0/2	54 cm
	e3	e3=10+D/25 Avec (e3> e2-10 et e3>1.5 e4)	41 cm
	e4	D/30 ≤ e4 ≤ D/25	27 cm
Gousset supérieur		30° ≤ β ≤ 45°	36°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) 40° ≤ γ ≤ 45°	45°
Inclinaison de l'âme		10% ≤ α ≤ 30%	22.22% (10°)
Épaisseur de l'âme		Ea ≥ 26 + L/5	48.6 cm
Hauteur du voussoir		L/22 à L/18	2.5 m
Épaisseur de l'hourdis inf.		35 ≤ Ep ≤ 80 cm	40 cm

Tableau II.3 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC

II.5. VARIANTE 03 : PONT MIXTE BIPOUTRE »

Les ponts mixtes acier-béton à poutres sont constitués de poutres métalliques continues travaillant principalement en flexion longitudinale. Ces poutres sont reliées entre elles par des entretoises assurant le maintien de leur écartement et contribuant à la reprise des efforts de torsion. L'ensemble supporte une dalle pleine en béton armé, rendue solidaire des semelles supérieures des poutres métalliques au moyen de connecteurs de cisaillement, garantissant ainsi le fonctionnement composite de la structure. En pratique, les portées usuelles de ce type d'ouvrages varient généralement de 30 m à 110 m pour les travées continues, et de 25 m à 90 m pour les travées simplement appuyées.

II.5.1. Conception longitudinale

Dans cette variante, on propose un pont mixte bipoutre à travées continues, constitué de profilés à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 475.3 m. Ainsi, deux travées principales de 73.1 m (X) et deux travées de rives de 45.9 m (0,75X) sont projetées**.**

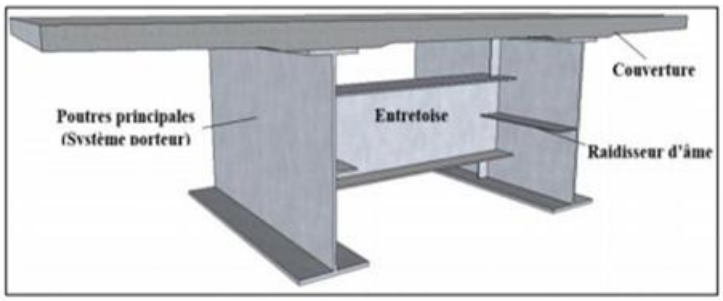


Figure II.5 Notations des dimensions

II.5.2. Conception transversale

Le tablier a une largeur de 15.6 m, et lorsque cette largeur est supérieure à 15 m, on peut appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des éléments de connexion structurel appelés entretoises (tous les 8 m environ)

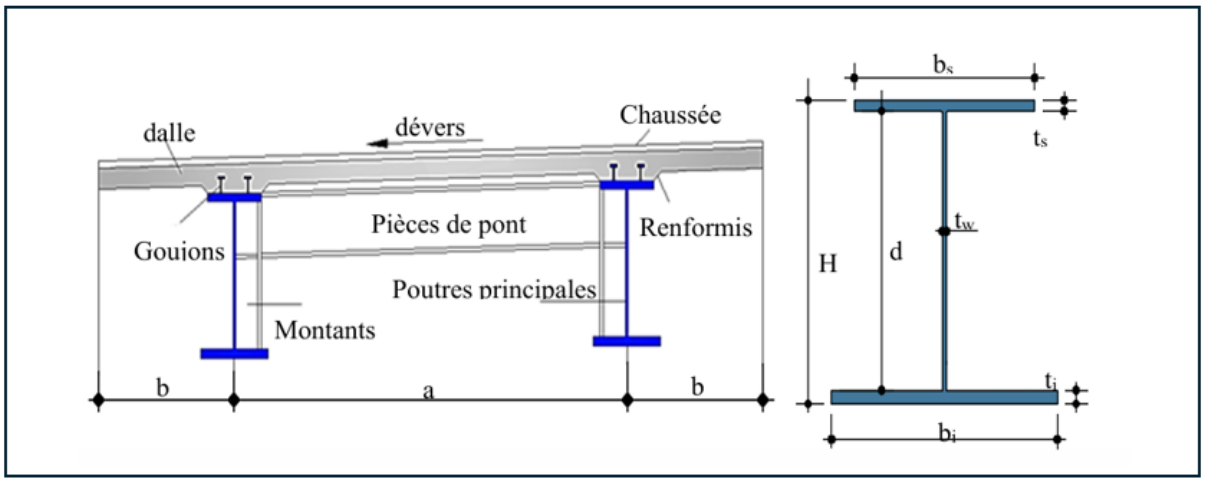


Figure II.6 Profil en travers d'un bipoutre à pièces de pont

II.6. LA CONNEXION ENTRE LA DALLE ET LA CHARPENTE METALLIQUE

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type goujons de diamètre d = 20 mm ($16 \leq d \leq 22$ mm), et la hauteur h = 150 mm ($h > 4d$), disposés en 3 files espacés transversalement de et = 200 mm ($et > 2.5d$) et longitudinalement de eL = 200 mm ($5d < eL < 80$ cm).

II.7. CONCEPTION DES POUTRES PRINCIPALES

Les poutres principales présentent une section en I, constituée d'une âme centrale et de deux semelles (supérieure et inférieure). Elles sont réalisées en acier de nuance S355 N, offrant une bonne ténacité et une capacité élevée d'absorption d'énergie en cas de choc, ce qui limite le risque de rupture fragile.

Ces poutres sont fabriquées en atelier sous forme de profilés reconstitués soudés (PRS) à section en I. Le prédimensionnement des éléments constitutifs (âme et semelles) est présenté dans le tableau ci-dessous. Les dimensions retenues pour la conception des poutres principales sont récapitulées dans le tableau suivant :

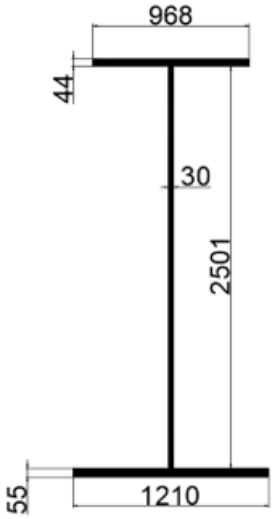
Elément		Ratios usuels	Valeur retenue (mm)	Notation des dimensions
Epaisseur de la dalle en Béton armé	Sur pile	Ep =8/0.2	400	
	Mi travée	Em =8/0.24	330	
Hauteur de la poutre constante (HP)		HP = L/28	2600	
Epaisseur de l'âme (tw)		tw ≥ 0.005×d	30	
Largeur semelle inferieure (bi)		400 mm ≤ bi ≤ 1300 mm	1210	
Largeur semelle supérieure (bs)		400 mm ≤ bs ≤ 1300 mm	968	
Epaisseur semelle inferieure (ti)		ti ≥ bi /30	55	
Epaisseur de la semelle supérieure (ts)		ts ≥ bs /30	44	

Tableau II.4 Prédimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA

II.8. CONCEPTION DES ENTRETOISES

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux. Au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 8m, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau-ci dessous :

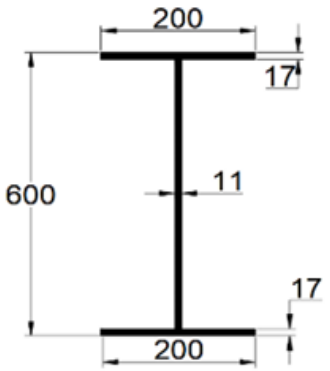
Eléments	IPE600 (mm)	Notation des dimensions
Hauteur principales	600	
Epaisseur de l'âme	11	
Epaisseur semelle inférieure	17	
Epaisseur de la semelle supérieure	17	
Largeur semelle inférieure	200	
Largeur semelle supérieure	200	

Tableau II.5 Prédimensionnement des pièces de pont selon CALGARO

II.9. ANALYSE MULTICRITERE

II.9.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction

La comparaison entre les trois modes de réalisation est effectuée sur la base de plusieurs critères, notamment des critères techniques (facilité d'étude et de mise en œuvre), des critères économiques (coût des matériaux, des équipements, de la main-d'œuvre, durée d'exécution et coûts d'entretien), ainsi que des critères esthétiques tels que l'élancement de l'ouvrage, le nombre d'appuis et la qualité des parements.

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	– Optimisation de la préfabrication des poutres pour garantir la qualité des parements et le respect strict des tolérances. – Production des poutres en parallèle à la réalisation des fondations, permettant une réduction des délais d'exécution. – Réutilisation efficace des coffrages pour diminuer les coûts et le besoin en matériel. – Conception des coffrages optimisée pour une mise en œuvre facilitée des matériaux. – Portées accrues et sections réduites grâce aux poutres précontraintes de type VIPP.	– La multiplication du nombre d'appuis, impactant l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. – Difficulté de franchir les courbes et alignements complexes. – Nécessité de fondations profondes en raison du poids propre important. – Grand nombre d'appareils d'appuis et de joints de chaussée à prévoir. – Coffrages spécialisés, parfois limités par le marché et les disponibilités. – Transport et manutention des poutres longues et lourds délicats. – Sensibilité aux variations de température et aux contraintes de retrait du béton.

Variante 3 : Pont mixte	– La possibilité de franchir de grandes portées. – La diminution du nombre de poutres, assurant légèreté et économie de matériaux. – Rapidité de l'exécution grâce à la préfabrication et à la modularité. – Aspect esthétique et architectural valorisé par la finesse des élancements. – Réduction des coûts d'entretien grâce à la durabilité du béton et de l'acier. – Flexibilité dans la conception des travées et adaptation aux contraintes topographiques. – Bonne résistance aux charges dynamiques et aux sollicitations exceptionnelles.	– Nécessite une main d'œuvre qualifiée, notamment pour les soudures. – Difficulté d'exécution et coordination des matériaux acier et béton. – Entretien périodique obligatoire pour assurer la durabilité. – Sensibilité aux variations thermiques et dilatations différentielles. – Coût global élevé comparé aux deux premières variantes. – Complexité accrue des appuis et des dispositifs de liaison. – Préparation et transport des éléments métalliques parfois contraignants.
Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint	– On peut atteindre des portées plus importantes, réduisant ainsi le nombre de piles. – Accélération de la construction grâce à la multiplication des bases de départ. – Possibilité de franchir des vallées très profondes. – Réduction et meilleure utilisation des coffrages. – Facilité d'exécution des courbes et alignements complexes.	– Le poids des voussoirs est très important. – Exécution nécessitant une main d'œuvre qualifiée, notamment pour la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontrainte. – Procédé lent en raison du grand nombre de voussoirs, très courts par rapport à la longueur totale de l'ouvrage. – Difficulté de coulage et d'assemblage sur place. – Coordination stricte nécessaire entre préfabrication et montage. – Limitation des courbes serrées et des variations topographiques complexes.

Tableau II.6 Avantages et inconvénients des 3 variantes.

II.10. DEVIS ESTIMATIFS ET QUANTITATIFS DES VARIANTES

Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m^2)	Prix unitaire(DA)/(m^2)	Montant
481 m	15.6	7503.6	350 000.00	2626260000.00

Tableau II.7 Devis estimatif de la première (1) variante

Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m^2)	Prix unitaire (DA)/(m^2)	Montant
476 m	15.6	7425.6	400 000.00	2970240000.00

Tableau II.8 Devis estimatif de deuxième (2) variante

Variante N°03 : Pont mixte bipoutre.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface	Prix unitaire (DA)/(m^2)	Montant
475.3 m	15.6	7414.68	400 000.00	2965872000.00

Tableau II.9 Devis estimatif de la troisième (3) variante

II.11. ANALYSE DES VARIANTES

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

Pont à poutres précontraintes de type VIPP :

Ce type de pont se caractérise par une mise en œuvre simple et rapide, ne nécessitant pas de moyens importants. Il présente également un tablier économique, ce qui en fait une solution avantageuse. Cette variante est adaptée à notre projet, compte tenu de la portée relativement faible et de la hauteur réduite des piles.

Cependant, elle présente l'inconvénient d'un nombre élevé d'appuis, ce qui nuit à l'esthétique de l'ouvrage et entraîne une augmentation du coût global de l'infrastructure.

Pont à voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs :

Cette variante est la plus esthétique et particulièrement adaptée aux tracés courbes. Elle présente un nombre d'appuis réduit et permet de franchir efficacement des vallées de grande hauteur.

Néanmoins, dans le cas de notre ouvrage, caractérisé par une faible altitude, l'utilisation d'un pont à voussoirs à hauteur constante entraînerait un gaspillage de précontrainte. De plus, la construction sans appuis intermédiaires au sol n'est pas justifiée. Par ailleurs, un ouvrage continu de grande longueur engendre des efforts horizontaux importants, impliquant une consommation excessive de matériaux et d'équipements.

Pont mixte bipoutre :

Cette solution se distingue par sa rapidité d'exécution. Toutefois, elle reste coûteuse en raison de la grande quantité d'acier utilisée et nécessite un entretien périodique.

II.12. CONCLUSION

Après le prédimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritère correspondante, nous avons choisi la solution la plus avantageuse : le pont à poutres en béton précontraint par post-tension, qui fera l'objet d'une étude détaillée dans les chapitres suivants de ce mémoire.

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1. INTRODUCTION

Le choix des matériaux de construction constitue un élément déterminant dans la conception d'un pont, car il influence directement son comportement mécanique, sa durabilité ainsi que ses performances globales. En effet, chaque matériau possède des propriétés spécifiques qui doivent être prises en compte dès les premières phases de dimensionnement afin d'assurer la sécurité et l'efficacité de l'ouvrage.

Dans cette partie, nous nous intéressons particulièrement aux caractéristiques essentielles du béton, matériau principal des structures, ainsi qu'à celles des aciers utilisés, qu'ils soient passifs (armatures classiques) ou actifs (câbles de précontrainte). L'ensemble de ces propriétés est étudié en relation directe avec les hypothèses et les calculs adoptés dans notre projet, afin de garantir une conception cohérente et adaptée aux exigences techniques.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de l'infrastructure et de la superstructure du viaduc sera réalisé en s'appuyant à la fois sur les normes européennes en vigueur et sur les règlements algériens applicables au domaine des ouvrages d'art. Cette démarche vise à garantir la conformité du projet aux exigences de sécurité, de durabilité et de performance structurale, tout en assurant une cohérence avec les pratiques reconnues en ingénierie.

Dans ce cadre, plusieurs textes réglementaires et documents techniques de référence ont été retenus pour orienter les choix de conception et de calcul dans le cadre de ce projet de fin d'étude. Parmi les principaux, on peut citer :

Les règles B.A.E.L. 91 modifiées 99, qui définissent les principes de conception et de dimensionnement des structures en béton armé selon la méthode des états limites.

Les règles B.P.E.L. 91 modifiées 99, relatives à la conception et au calcul des ouvrages en béton précontraint, également basées sur l'approche aux états limites.

Le RCPR, qui précise les différentes charges à considérer pour le calcul et les essais des ponts routiers.

Le RPOA 2008, qui établit les dispositions parasismiques spécifiques aux ouvrages d'art.

Le guide du SETRA, qui fournit des recommandations techniques et méthodologiques pour la conception, l'exécution et le contrôle des ouvrages routiers.

Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

III.3. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

Dans ce chapitre, nous présentons les propriétés principales des matériaux utilisés pour le dimensionnement de l'ouvrage, notamment le béton et les aciers (passifs et de précontrainte).

Ces caractéristiques sont essentielles pour décrire le comportement mécanique de la structure et assurer la fiabilité des calculs. Elles sont définies conformément aux normes européennes et algériennes en vigueur (BAEL, BPEL, NFA 35-016 et EN 206).

III.3.1. Classe et résistance du béton

Caractéristique	Superstructure Poutre	Superstructure Dalle	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	40	30	30
f_{t28} (MPa)	3	2.2	2.2
Type de béton	RN40	RN30	RN30
Densité de BA (kN/m³)	25	25	25

Tableau III.1 Caractéristiques de béton.

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, la formule utilisée est la suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \qquad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \qquad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

III.3.2. Les aciers:

Les aciers utilisés dans les structures en béton précontraint doivent présenter une résistance élevée et de bonnes propriétés mécaniques afin d'assurer le bon comportement de l'ouvrage.

On distingue deux types d'aciers :

Les aciers passifs, utilisés pour reprendre les efforts, notamment le cisaillement, et limiter la fissuration.

Les armatures utilisées sont des aciers à hautes adhérences de nuance B500B (haute adhérence), conforme à la norme NF A35-016 (aciers tors) et NF 35-019 (treillis soudés), avec une limite élastique$f_e = 500$ MPa

Module de Young (E) : 200 GPA.

La limite d'élasticité (f_e) : 500 MPA.

Poids volumique (ɣ) : 7850 kg/m³.

Ces aciers sont utilisés pour le ferraillage de l'about, de l'âme et de la table des poutres, ainsi que pour les treillis soudés de la dalle.

Les aciers actifs (Précontrainte), qui permettent de créer et de maintenir la précontrainte dans le béton.

Les armatures actives utilisées sont des câbles de **12T15,** et selon le système FREYSSINET les caractéristiques du câble 12T15 sont :

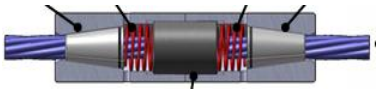
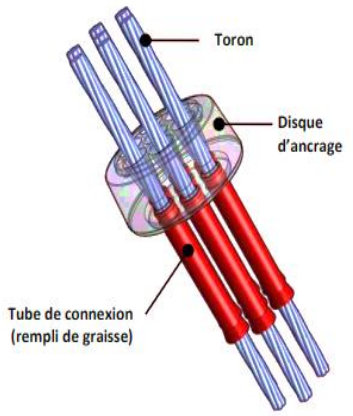
Caractéristiques du câble 12T15		
Unité de précontrainte	12 torons de 15 mm	 
Aire nominale de l'acier (A_p)	A_p=1800 mm²	
Diamètre de la gaine (Φ)	80 cm	
Section d'un toron	150 mm²	
La limite élastique garantie (f_{peg})	1593 MPA	
La contrainte de rupture garantie (f_{prg})	1770 MPA	
La contrainte à l'origine (σp0)	1416 MPA	
Taux de relaxation à 1000 heure (ρ1000)	2.5%	
Coefficient du recul d'ancrage g	6 mm	
Module d'élasticité (Ep)	190 GPa	

Tableau III.2 Caractéristiques des câbles de précontrainte.

III.3.3. Les contraintes admissible:

BETON :

III.3.3.1. Contrainte admissible à la compression :

La contrainte admissible dans les poutres est calculée avec les formules du BPEL selon la classe de l'ouvrage :

$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ (MPA) à L'ELU

$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ (MPA) à L'ELS

Le coefficient θ est fixé à :

$$\theta = 1.0 \text{ lorsque la durée } t > 24h$$

$$\theta = 0.9 \text{ lorsque la durée } 1h < t < 24h$$

$$\theta = 0.85 \text{ lorsque la durée } t < 1h$$

Le coefficient de sécurité (γb)

Combinaisons fondamentales γ_b = 1,50

Combinaisons accidentelles (séisme)γ_b = 1,30

Combinaisons accidentelles (hors séisme) γ_b= 1,15

Etat	Contrainte limite		Superstructure		Infrastructure
			Poutre	Dalle	
ELU	f_{bu} (MPA)	$\gamma_b = 1.5$	22.67	15.3	15.3
		$\gamma_b = 1.15$	29.57	16.96	19.96
ELS	f_{bc}		24	18	18

Tableau III.3 Contraintes admissibles à la compression de béton.

III.3.3.2. Contraintes limites dans les sections en BP

Classe II (la plus courante) Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

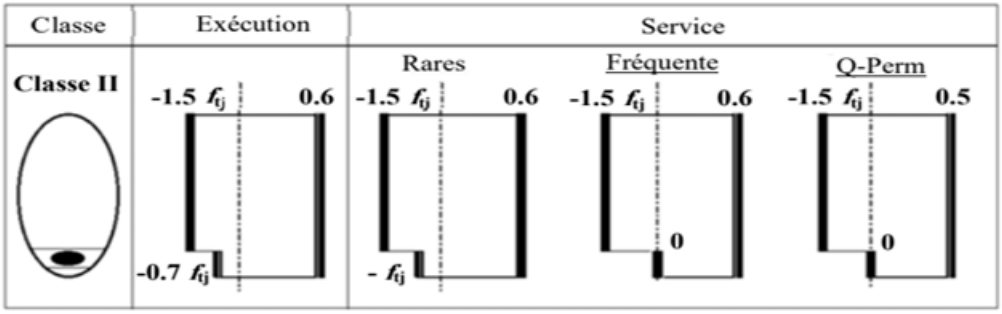


Figure III.1 Limitation des contraintes des sections en B.P

III.3.3.3. Déformation longitudinale du béton :

Module de déformation instantanée (courte durée < 24h) : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{F_{cj}}$

Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{F_{cj}}$

III.3.3.4. Déformation transversale du béton

Selon la loi de Hooke : $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν, prend les valeurs suivantes :

υ= 0,2 pour un béton non fissuré. (E.L.S).

υ= 0,3 pour un béton fissuré. (E.L.U).

III.3.4. Aciers:

Contrainte limite de traction des aciers :

Fissuration	Contrainte limite (MPA)		Valeurs
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500
Préjudiciable	$\sigma_s = max\{0.5 \times f_e\ ;\ 110\sqrt{n \times f_{tj}}\}$;$n = 1.6$		250
Très préjudiciable	$\sigma_s = max\{0.4 \times f_e\ ;\ 88\sqrt{n \times f_{tj}}\}$; $n = 1.6$		200

Tableau III.4 Tableau des Contraintes admissible de traction

III.4. CONCLUSION

Le choix des matériaux constitue une étape essentielle dans l'étude de l'ouvrage, car il conditionne directement son comportement et ses performances. À travers ce chapitre, les différentes hypothèses ainsi que les caractéristiques des matériaux ont été définies et justifiées. Ces éléments servent de base fiable pour la suite de l'étude, ce qui nous permet d'aborder les calculs dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV :
CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION

En phase d'exploitation, l'ouvrage est soumis à différentes charges, notamment son poids propre ainsi que diverses charges d'exploitation. Ce chapitre est consacré à l'identification et à la détermination de l'ensemble des charges et surcharges susceptibles d'agir sur la structure, en vue de leur prise en compte dans les calculs de dimensionnement, permettant ensuite d'évaluer les sollicitations internes dans les éléments de l'ouvrage.

IV.2. EVALUATION DES CHARGES

IV.2.1.1. Les charges permanentes Cp

- **Poids de la poutre :**

$$P_P = \sum L_i \times \rho_i \times S_i$$

Tel que :

Li : Longueur de la section.

ρi : Poids volumique de matériau (ρbéton = 25 KN/m3).

S_i: Aire de la section.

Tronçon	S (m²)	L (m)	P_p (KN/m)	P_p(KN)
Section d'about	1.179	$1 \times 2 = 2$	29.475	58.95
Section intermédiaire	0.9373	$1.75 \times 2 = 3.5$	23.43	82.014
Section médiane	0.6956	$15.75 \times 2 = 31.5$	17.39	547.785
Total		37	70.295	688.749

Tableau IV.0.1 Poids propre d'une poutre.

Le poids total des poutres d'une seule travée :

$$P_p = 688.749 \times 8 = 5509.992 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres par mètre linéaire :

$$P_p = \frac{5509.992}{37} = 148.92 \text{ KN/ml}$$

• Poids de la dalle :

$$P_{Dalle} = \rho_i \times V_{Dalle}$$

Tel que V_{Dalle} : Volume de la dalle sur 1 ml.

$$P_{Dalle} = 25 \times 0.25 \times 15.6 \times 1 = 97.5 \text{ KN/ml}$$

• Poids des entretoises :

$$P_e = \rho_e \times S_e \times e_e$$

Tel que : ρe : Poids volumique du béton.

S_e : section de l'entretoise.

e_e: épaisseur de l'entretoise.

On a 7 entretoises du coté et d'autre alors :

$$P_e = 147 \text{ KN}$$

IV.2.1.2. Les compléments des charges permanentes (CCP) :

Éléments		Densité (KN/m^3)	Surface m^2	Poids linéaire (KN/ml)
Corniches		25	0.147	3.675
Revêtements		24	1.164	27.936
Trottoirs	Td (0.6m)	25	0.1934	4.835
	Tg (0.4m)	25	0.1309	3.273
Barrière de sécurité		-	-	0.8
Garde-corps		-	-	0.6
Total		-	-	41.121

Tableau IV.0.2 Estimation du poids dû aux CCP

Type de charge	Éléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids total (KN)
Charges permanentes (CP)	Poutre	148.92	5509.992
	Dalle	97.5	3607.5
	Entretoises	/	147
Complément des charges permanentes (CCP)	Les trottoirs	8.11	300.07
	Revêtement	27.936	1033.632
	Corniches	3.675	135.975
	Barrière de sécurité	0.8	29.6
	Garde-corps	0.6	22.2
Poids total d'une travée		291.513	10785.969
G (13 travées)		140217.597	

Tableau IV.0.3 Poids total du tablier.

IV.2.2. ActionThermique

IV.2.2.1. Variations uniformes de la température

Selon le titre 3.1.2.1 du RCPR 2009 ; nous allons adapter les variations de température uniformes suivantes :

En Algérie du Nord (climat tempéré) : +45° C et -20° C.

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10° et +25° C) et les températures extrêmes ci-dessus.

Donc nous avons :

$$dT_{pos} = de(+10℃) \text{ à } (+45℃) = +35℃$$

$$dT_{neg} = de(+25℃) \text{ à } (-20℃) = -45℃$$

Selon le titre 3.1.2.1 du RCPR 2009 ; Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable (variation journalière) est prise égale à ± 10° C et la détermination des sollicitations (efforts horizontaux sur les piles et culées) dues à des variations rapides doit être effectuée avec le module de déformation instantanée des matériaux.

Dans notre modèle de calcul EF nous utilisant le module de déformation instantanée nous allons donc ramener le reste de la température au module de déformation instantanée.

$$dT_{pos} = (+10℃) + \frac{E_{vj}}{E_{ij}}(+25℃) = (+10℃) + \frac{3\ 700}{11\ 000}(+25℃) = +18.33℃$$

$$dT_{neg} = (-10℃) + \frac{E_{vj}}{E_{ij}}(-35℃) = (-10℃) + \frac{3\ 700}{11\ 000}(-35℃) = -20.00℃$$

Selon l'article B 5.1 du CBA 93 ; Au-dessous de 30.00 m de longueur la température est peur être négligée. Au-delà de cette limite et jusqu'à une longueur de 30.00x1.25 m une réduction est peut-être appliquée.

La grande dimension en plan de notre structure est supérieure à 30.00 m donc :

$$\alpha = 4\left(\frac{l}{l_{max}} - 1\right) = 4\left(\frac{37}{30} - 1\right) = 0.93$$

Une réduction de 20 % sera donc appliquée.

$$dT_{pos} = 0.93 \times (+18.33℃) = +17.05℃$$

$$dT_{neg} = 0.93 \times (-20℃) = -18.60℃$$

IV.2.2.2. Gradient thermique

Il correspond à une variation non uniforme de la température à travers la section de l'ouvrage, générant des déformations différentielles entre les différentes fibres du matériau. Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne RCPR :

Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne RCPR :

	En construction	En service
Tablier béton	±12 °C	±7 °C

Tableau IV.0.4 Gradient thermique

IV.2.3. Evaluation des actions dues au trafic

IV.2.3.1. Système de charge à considérer

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont :

- Charges Civiles : A(L) ; B (B_c, B_t, B_r)
- Charges militaires : M_{c120}
- Charges exceptionnelles : D_{240}

IV.2.3.2. Caractéristiques du pont

- Largeur roulable : 14.55
- Largeur chargeable : 13.55
- Nombre de voies : N = 4
- Largeur d'une voie : v= 3.39



Figure IV.0.1 Largeur chargeable et largeur roulable

Classe du pont	Description
Première classe	$L_r \geq 7m$
Deuxième classe	$5.5m < L_r < 7m$
Troisième classe	$L_r \leq 5.5m$

Tableau IV.0.5 Classe du pont.

- On a $L_r = 14.55$ m donc le Pont est de 1ère classe.

IV.2.3.3. Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L + 12} (KN/m^2)$$

$$A = a1.a2.A(l)$$

$$A_1 = \max\begin{cases} a_1 A(L) \\ 4 - 0.002l \end{cases}$$

L : Longueur chargée.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a1.

Nombre de voies		1	2	3	4	5 et plus
Classe de pont	Première classe	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième classe	1	0.9	/	/	/
	Troisième classe	0.9	0.8	/	/	/

Tableau IV.0.6 Coefficient a1.

La charge A_2 est obtenue par multiplication de A_1 par un coefficient a_2. Avec :

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

v:la largeur d'une voie

Classe de pont	v_0
Première classe	3.5m

Tableau IV.0.7 Valeurs de v_0.

Donc

$$\begin{cases} a_1 = 0.75 \\ a_2 = \frac{v0}{v} = \frac{3.5}{3.39} = 1.03 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

N de Voies	L(m)	A(l) (KN/m²)	a1	a2	A(l)× a1× a2 (KNm²)	L_v	A(L) (KN/ml)
1	37	9.65	1	1.03	9.97	3.39	33.76
2	37	9.65	1	1.03	9.97	6.78	67.53
3	37	9.65	0.9	1.03	8.97	10.16	91.16
4	37	9.65	0.75	1.03	7.48	13.55	101.29

Tableau IV.0.8 Valeurs de A(L) pour une travée chargée.

N de Voies	L(m)	A(l) (KN/m²)	a1	a2	A(l)× a1× a2 (KNm²)	L_v	A(L) (KN/ml)
1	74	6.49	1	1.03	6.70	3.39	22.70
2	74	6.49	1	1.03	6.70	6.78	45.40
3	74	6.49	0..9	1.03	6.03	10.16	61.29
4	74	6.49	0.75	1.03	5.03	13.55	68.10

Tableau IV.0.9 Valeurs de A(L) pour deux travées chargées.

N de Voies	L(m)	A(l) (KN/m²)	a1	a2	A(l)× a1× a2 (KNm²)	L_v	A(L) (KN/ml)
1	481	3.03	1	1.03	3.13	3.39	10.61
2	481	3.03	1	1.03	3.13	6.78	21.21
3	481	3.03	0.9	1.03	2.82	10.16	28.64
4	481	3.03	0.75	1.03	2.35	13.55	31.82

Tableau IV.0.10 Valeurs de A(L) pour ouvrage complétement chargé

IV.2.3.4. Système de charge B

Le système de charge B comporte trois (03) systèmes distincts qu'il y a lieu d'appliquer séparément et indépendamment l'un de l'autre.

Charge Bc qui se compose des camions de (30t).

Charge Bt qui se compose de deux essieux dit « essieux tandems ».

Charge Br qui se compose d'une roue unique.

- **Système de charges Bc [Article 4.5.3 RCPR]**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

Masse portée par chacun des essieux arrière : 12 t.

Masse portée par l'essieu avant : 6 t.

Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,5 m.

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2 m.

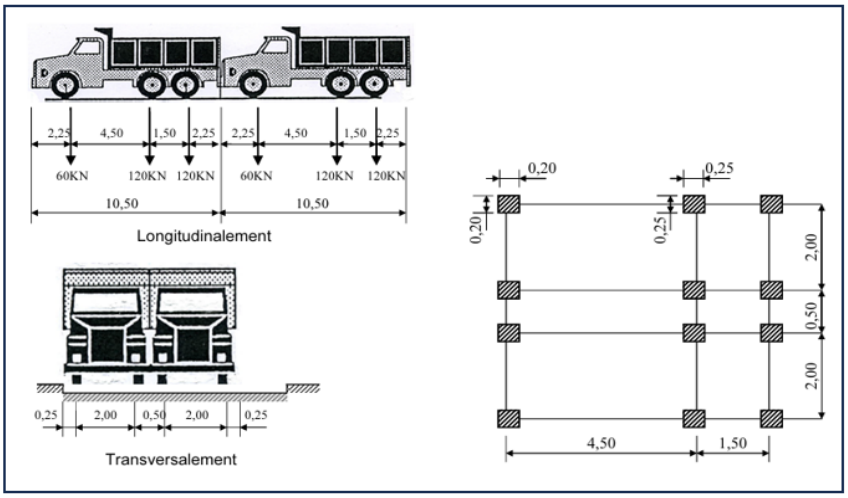


Figure IV.0.2 Disposition de système de chargement Bc.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux.

Dans le sens transversal, le nombre de camions pouvant être disposés correspond au nombre de voies de circulation, soit 4 dans notre cas.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies, la charge Bc est affectée d'un coefficient de majoration b_c, permettant d'ajuster son intensité pour le dimensionnement.

Nombre de vois					
Classe	1	2	3	4	≥ 5
Première classe	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième classe	1.00	1.00	/	/	/
Troisième classe	1.00	0.80	/	/	/

Tableau IV.0.11 Le coefficient bc

Que ce soit le nombre des voies chargées, on a 2 camions longitudinalement, donc :

$$B_c = = 2 \times N \times 300 \times bc$$

Avec : N : nombre de voies

Le résultat de la charge Bc sur les trois voies chargées :

Nombre des voies	B_c(KN)	b_c	$B_c \times b_c$(KN)
1	600	1.20	720
2	1200	1.10	1320
3	1800	0.95	1710
4	2400	0.80	1920

Tableau IV.0.12 Résultat de calcule de B_c

- **Système de charges B_t [Article 4.5.3 RCPR]**

Le système Bt est constitué de groupes de deux essieux, appelés « essieux tandem », d'une charge totale de 160 kN. Ses caractéristiques géométriques et de chargement sont illustrées dans la figure IV-3.

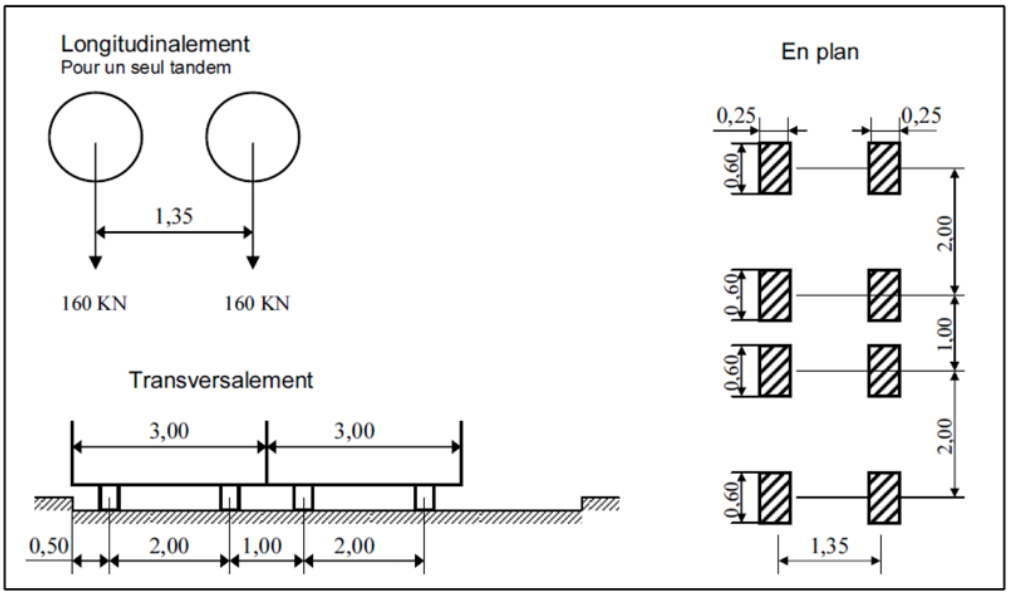


Figure IV.0.3 Système de chargement B_t

$B_t = 2 \times N \times 160 \times b_t$

Avec : N : nombre de voies

b_t : coefficient qui dépend de la classe de pont.

Donc les valeurs à prendre en compte sont :

Classe	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1.0

Tableau IV.0.13 Valeurs de bt.

Nombre des voies	B_t	b_t	$B_t \times b_t$
1	320	1.2	384
2-3-4	640	1.2	768

Tableau IV.0.14 Valeurs deB_t .

- **Système de charges Br [Article 4.5.3 RCPR]**

Le système Br est constitué d'une roue isolée appliquant une charge de 100 kN.

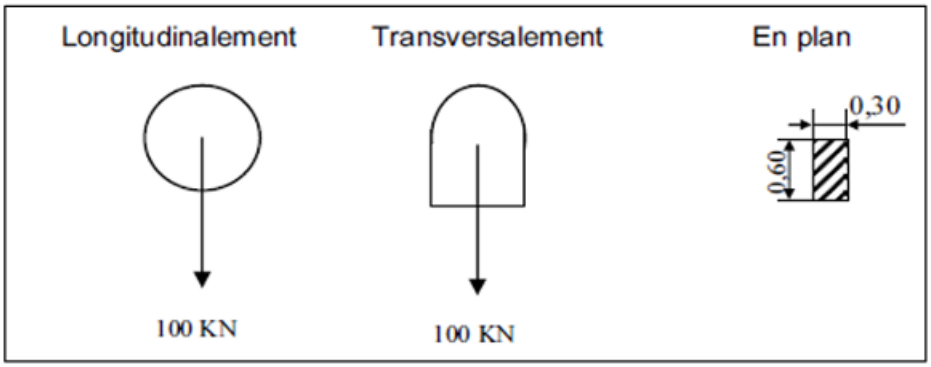


Figure IV.0.4 Système de charge Br.

IV.2.3.5. Charges militaires Mc 120

Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles, un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.

Poids total : 110t

Longueur d'une chenille : 6.10m

Largeur d'une chenille : 1.00m

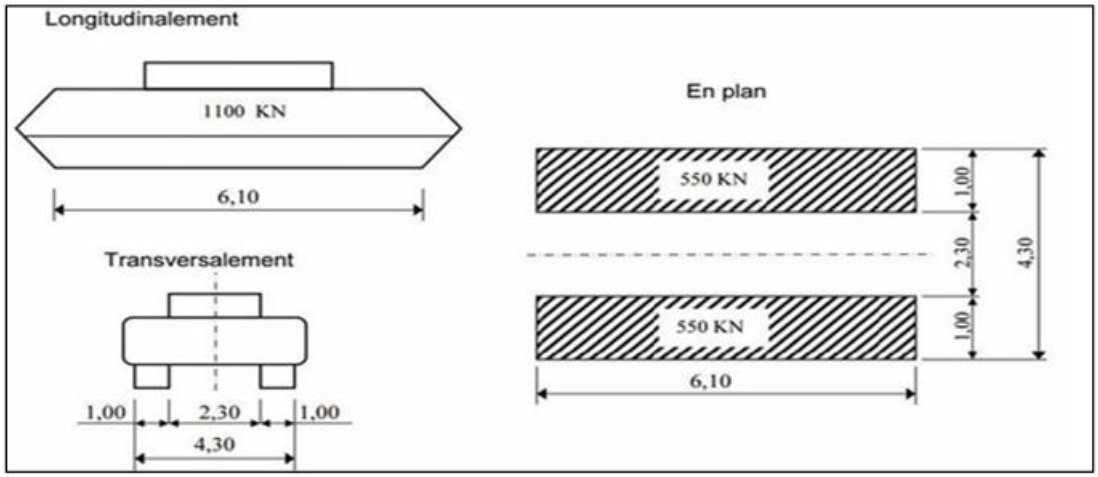


Figure IV.0.5 La disposions de la charge Mc120.

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est considéré, quelle que soit la largeur de la chaussée. En revanche, dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules n'est pas limité, à condition de respecter une distance minimale de 30,50 m entre deux véhicules successifs.

IV.2.3.6. Surcharge de convoi exceptionnelle D_{240}

Ce système correspond à un convoi composé d'une remorque constituée de trois éléments, comportant chacun 4 lignes à 2 essieux, pour un poids total de 240 t. Cette charge est supposée uniformément répartie sur la chaussée selon un rectangle de 3,2 m de largeur et 18,6 m de longueur, soit un poids linéaire équivalent de 12,9 t/m.

Ce type de convoi est considéré isolément, à l'exclusion de toute autre charge.

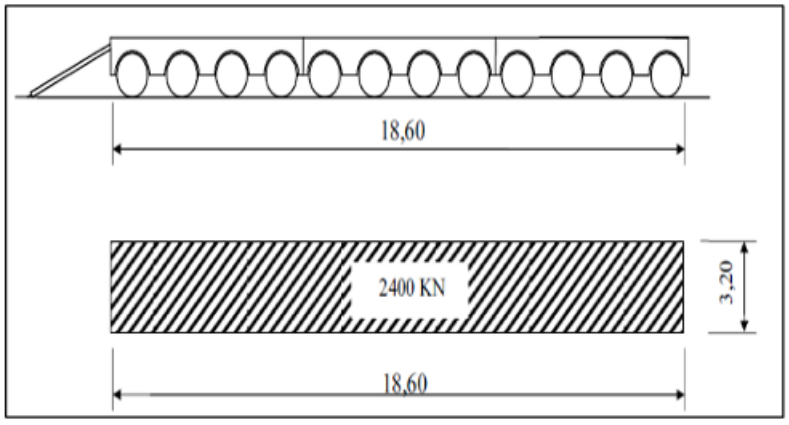


Figure IV.0.6 Système de charge D_{240}.

IV.2.3.7. Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont affectés d'un coefficient δ, appelé coefficient de majoration dynamique. Ce coefficient permet de prendre en compte les effets dynamiques en les assimilant à des charges statiques équivalentes majorées, simplifiant ainsi l'analyse en une approche pseudo-dynamique.

Remarque : Le système de charge D240 n'est pas soumis à cette majoration, en raison de la faible vitesse de déplacement du convoi**.**

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

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.

G : sa charge permanente (Poids propre + CPP).

S : sa surcharge maximale.

Système de charge	L(m)	G(KN)	S(KN)	δ
B_c	37	10785.969	1920	1.07
B_t			768	1.06
Mc_{120}			1100	1.06

Figure IV.0.7 Résultat de calcule de coefficient de majoration dynamique.

IV.2.3.8. Efforts de freinage

Les charges de circulation associées aux systèmes A et Bc peuvent engendrer des efforts de freinage. Ces efforts, appliqués au niveau de la surface de la chaussée, agissent dans le sens longitudinal, soit dans le sens de circulation, soit en sens opposé.

Système de charge Bc :

B_c Peut développer un effort de freinage égal à son poids 300 KN. F_{BC}= 300 KN

Système de charge A :

L'effort de freinage correspondant à la charge A

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

Nbr de voies	S(m^2)	A(l) (KN/m2)	F (KN)
1	125.34	9.97	61.12
2	250.68	9.97	119.68
3	376.01	8.97	158.24
4	501.35	7.48	172.28

Tableau IV.0.15 Les valeurs de freinage de charge A (une travée chargée).

Nbr de voies	S(m^2)	A(l) (KN/m2)	F (KN)
1	250.68	6.70	80.46
2	501.35	6.70	154.44
3	752.0.3	6.03	200.41
4	1002.70	5.03	214.37

Tableau IV.0.16 Les valeurs de freinage de charge A (deux travées chargées).

Nbr de voies	S(m^2)	A(l) (KN/m2)	F (KN)
1	1629.39	3.13	198.48
2	3258.78	3.13	324.87
3	4888.16	2.82	371.17
4	6517.55	2.35	357.48

Tableau IV.0.17 Les valeurs de freinage de charge A (Ouvrage complétement chargée).

IV.2.4. Coefficients pour les actions dues au trafic

Charges	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes, - Charges sur remblais	1,07	1,2
- Charges militaires, - Charges exceptionnelles	1,0	1,0
- Charges sur trottoirs, - Gardes corps, - Passerelles piétons	1,07	1,0

Tableau IV.0.18 Coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic

IV.2.4.1. Etats limites ultimes de résistances :

- **ELU - Combinaison fondamentale :**

1,35 Gmax + Gmin +1,5 Qr +1,5 x 0,6 x T +1,5 x 0,5 x Δθ

1,35 Gmax + Gmin +1,35 Qrp +1,5 x 0,6 x T +1,5 x 0,5 x Δθ

1,35 Gmax + Gmin +1,5 Qr +1,5 x 0,6 x W

1,35 Gmax + Gmin +1,35 Qrp +1,5 x 0,6 x W

1,35 Gmax + Gmin +1,5 W

T : la variation uniforme de température,

Δθ : le gradient thermique vertical,

Gmax : l'ensemble des actions permanentes défavorable (y compris tassements d'appuis),

Gmin : l'ensemble des actions permanentes favorables,

Qr : les charges de chaussées A(l) ou B avec les charges de trottoirs,

Qrp : les charges militaires ou exceptionnelles,

Ad : la charge accidentelle,

W : vent sur ouvrage.

- **Calcul à ELU : fondamentale**

1.35 G + 1.6 A(l)1 + 1.6 ST avec : 1.6 = 1.07*1.5

1.35 G + 1.6 A(l)2 + 1.6 ST

1.35 G + 1.6 A(l)3 + 1.6 ST

1.35 G + 1.6 A(l)4 + 1.6 ST

1.35 G + 1.6 BC1 + 1.6 ST

1.35 G + 1.6 BC2 + 1.6 ST

1.35 G + 1.6 BC3 + 1.6 ST

1.35 G + 1.6 BC4 + 1.6 ST

1.35 G + 1.6 BT1 + 1.6 ST

1.35 G + 1.6 BT2 + 1.6 ST

1.35 G + 1.35 D240

1.35 G + 1.35 Mc120

IV.2.4.2. Etats limites de service

- **Combinaisons rares :**

Gmax + Gmin + Qr + 0,6 T + 0,5 $\Delta\theta$

Gmax + Gmin + Qrp + 0,6 T + 0,5 $\Delta\theta$

Gmax + Gmin + T

Gmax + Gmin + $\Delta\theta$

Gmax + Gmin + W

- **Calcul à ELS : rares**

G + 1.2 A(l)1 + ST avec : 1.2 =1*1.2

G + 1.2 A(l)2 + ST

G + 1.2 A(l)3 + ST

G + 1.2 A(l)4 + ST

G + 1.2 BC1 + ST

G + 1.2 BC2 + ST

G + 1.2 BC3 + ST

G + 1.2 BC4 + ST

G + 1.2 BT1 + ST

G + 1.2 BT2 + ST

G + D240

G + Mc120

IV.2.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, les différentes charges et surcharges susceptibles d'agir sur le pont ont été déterminées conformément aux règlements en vigueur. Ces actions constituent une étape essentielle pour le dimensionnement de l'ouvrage et serviront de base aux calculs développés dans les chapitres suivants.

CHAPITRE V :
ETUDE DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, l'analyse est réalisée sur une travée représentative du tablier à poutres, en considérant que toutes les travées sont identiques et fonctionnent de manière structurellement indépendante. L'étude porte sur la répartition des charges ainsi que sur le calcul des efforts internes, notamment les moments fléchissant et les efforts tranchants. L'influence des différentes phases de construction, en particulier la préfabrication, est également prise en compte afin d'assurer la sécurité, la stabilité et la conformité de l'ouvrage aux exigences réglementaires

V.2. . CALCUL LONGITUDINAL :

V.2.1. Calcul des éléments de réduction dus aux charges

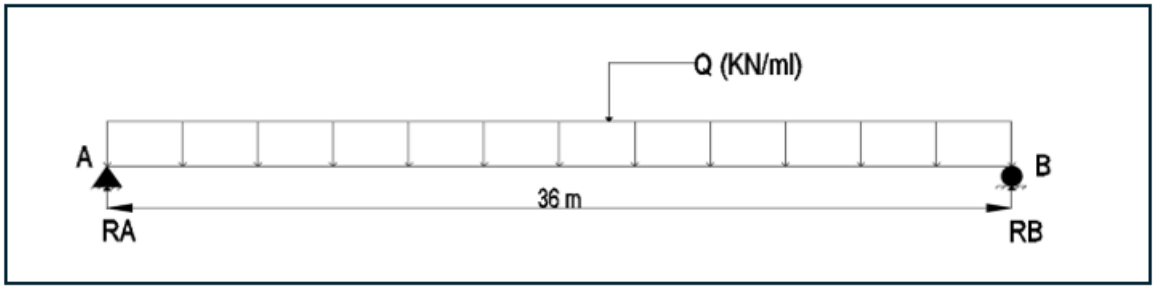


Figure V.1 Schéma longitudinal de la poutre uniformément chargée par la charge Q.

Réaction R_A et R_B :

$$\mathbf{RA = RB = Q \times \frac{L}{2}}$$

Calcul du moment fléchissant M :

$$\mathbf{M(X) = RA \times X - \frac{Q \times X^2}{2}}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$\mathbf{T(X) = RA - Q \times X}$$

Les résultats pour une seule poutre sont inscrits dans le tableau suivant pour L = 36 m

	Q(KN/ml)	$R_A = R_B$ (KN)	Mmax (KN.ml) à x $=\frac{L}{2}$	Effort tranchant (KN) à x=0
Poutre seule	18.615	373.05	3699.27	373.05
Dalle	12.5	225	2025	225
C.C.P	5.14	92.52	905.58	92.52
G	291.513	5247.234	47225.11	5247.234

Tableau V.1 Calcul des sollicitations des charges permanentes.

V.2.2. Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges

V.2.2.1. Surcharge de type A(L)

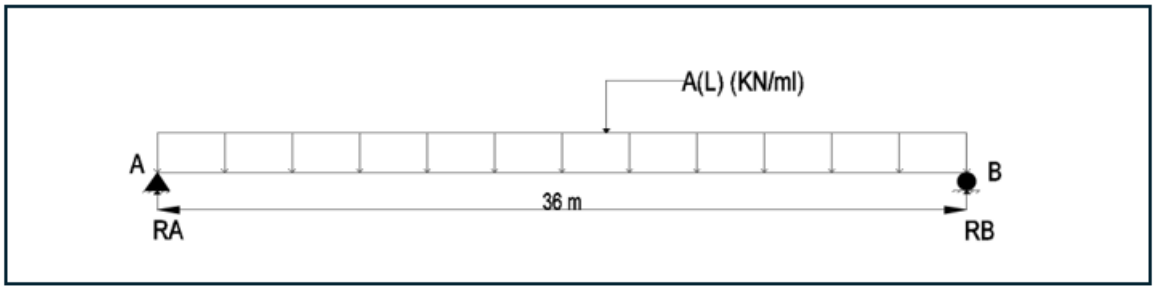


Figure V.2 Surcharge A(l) uniformément répartie.

Les réactions, l'effort tranchant et le moment fléchissant pour les surcharges de type A(l) se calculent comme suit :

$$\begin{cases} T(X) = R_A = R_B = A(l) \times \frac{L}{2} & \text{Pour } x = 0 \\ M(X) = A(l).\frac{l^2}{8} & \text{Pour } x = \frac{L}{2} \end{cases}$$

Les résultats sont inscrits dans le tableau suivant pour l = 36 m :

Nombre de voies	A(l) (KN/ml)	Mmax (KN.ml) à x =L/2	Effort tranchant (KN) à x=0
1	33.76	5469.8143	151.939
2	67.53	10939.629	303.879
3	91.16	14768.499	410.236
4	101.29	16409.443	455.818

Tableau V.2 Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour une travée.

Nombre de voies	A(l) (KN/ml)	Mmax (KN.ml) à x =L/2	Effort tranchant (KN) à x=0
1	22.70	3677.58837	102.155
2	45.40	7355.17674	204.31
3	61.29	9929.4886	275.819
4	68.10	11032.7651	306.466

Tableau V.3 Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour deux travées

Nombre de voies	A(l) (KN/ml)	Mmax (KN.ml) à x =L/2	Effort tranchant (KN) à x=0
1	10.61	1718.1365	47.726
2	21.21	3436.273	95.452
3	28.64	4638.9686	128.86
4	31.82	5154.4095	143.178

Tableau V.4 Calcul des sollicitations de la charge A(l) pour un ouvrage complétement chargé.

V.2.2.2. Système de charges Bc

L'effort tranchant :

L'effort tranchant est maximal lorsque l'essieu le plus lourd est sur l'appui.

$\Sigma Fv = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600$ KN.

$\Sigma M/_B = 0 \rightarrow 36 \times R_A = (120 \times 1.5) + (60 \times 6) + (120 \times 10.5) + (120 \times 12) + (60 \times 16.5)$.

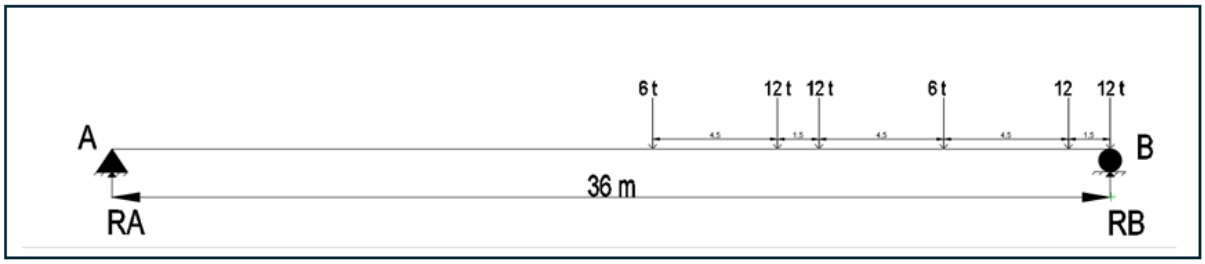


Figure V.3 Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.

Donc : R_A = 117.5 kN

R_B = 482.5 KN

D'où : T_0 = R_B = 482.5 KN

L'effort tranchant Tmax se calcule comme suite :

Tmax = T_0× Nv× bc ×δBc

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	1	2	3	4
Tmax (KN)	612	1130.5	1471.4	1656.7

Tableau V.5 Effort tranchant sous charge Bc

• Moment fléchissant : « théorème de Barré »

Le moment fléchissant est maximum au droit d'une charge Pi (essieu) quand cette charge et la résultante R de toutes les charges du convoi situées sur la travée sont symétriques par rapport au milieu de la poutre.

Le milieu de la poutre doit se trouver exactement au milieu de la distance séparant la charge Pi et la résultante R.

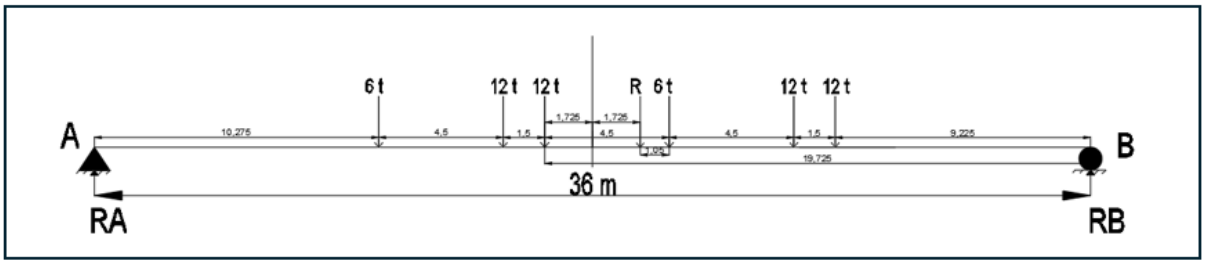


Figure V.4 Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré.

On détermine la position de la résultante des charges de convoi sachant que R = 60t :

$$X_R = \frac{(120*1.5)+(60*6)+(120*10.5)+(120*12)+(60*16.5)}{600} = 7.05 \text{ m}$$

$$\begin{cases} d = 10.5 - 7.05 = 3.45 \text{ m} \\ d' = \dfrac{3.45}{2} = 1.725 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul des réactions **R_A et R_B** :

Pour x = L/2 :

Σ F_V = 0 → R_A + R_B = 600 KN.

Σ $M/_A$=0 → 36 × R_B = (60 × 10.275) + (120 × 14.775) + (120 × 16.275) + (60 × 20.775) + (120 × 25.275) + (120 × 26.775).

Donc : R_A = 271.25 kN

R_B = 328.75KN

D'où : $M/_S = R_B (19.725) – (120 \times 10.5) – (120 \times 9) – (60 \times 4.5) = 3874.59$ KN.ml.

Le moment Mmax se calcule comme suit :

Mmax = M/s × Nv × bc × δBc.

Nombre de voies chargées	1	2	3	4
Mmax (KN.ml)	4914,53	9078,16	11815,56	13303,79

Tableau V.6 Moment fléchissant sous charge Bc

V.2.2.3. . Système de charge Bt

- **L'effort tranchant :**

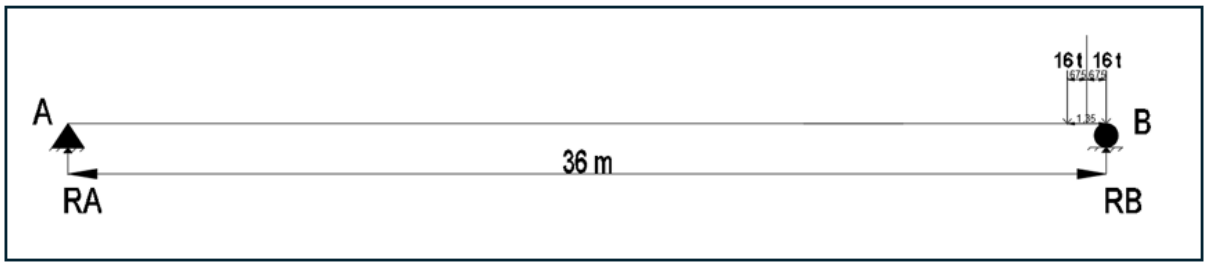


Figure V.5 Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.

$\Sigma F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320$ KN.

$\Sigma M/_B = 0 \rightarrow 36 \times R_A = (160 \times 1.35)$

Donc : R_A = 6 kN

R_B = 314 KN

D'où : $T_0 = R_B = 314$ KN

Si Nt est le nombre de tandems, alors : **Tmax = T0 × Nt × bt × δBt.**

Nombre de tandem	1	2
Tmax (KN)	396.77	797.31

Tableau V.7 Effort tranchant sous charge Bt.

- **Moment fléchissant : « théorème de Barré » :**

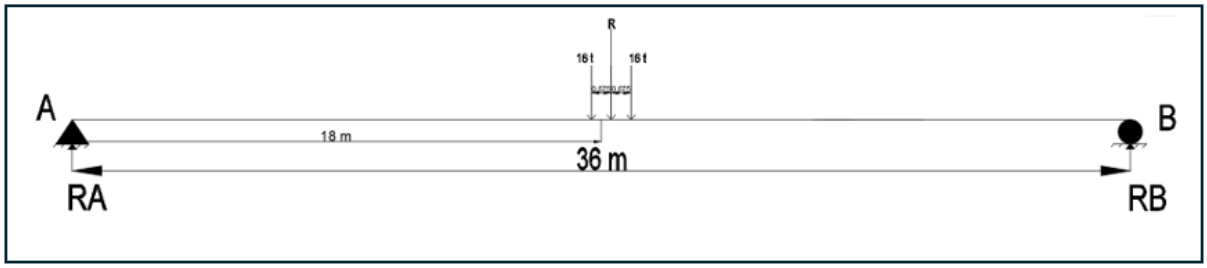


Figure V.6 Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré.

On détermine la position de la résultante des charges de convoi, sachant que R = 320 KN :

$$x_R = \frac{16 \times 1.35}{32} = 0.675 \text{ m} \quad \rightarrow d = \frac{0.675}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

$\Sigma F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320$ KN.

$\Sigma M/_B = 0 \rightarrow 36 \times R_A = (160 \times 18.3375) + (160 \times 16.9875)$

Donc : $R_A = 157$ KN

$R_B = 163$ KN

D'où : $M/_S = R_A \times 17.6625 = 157 \times 17.6625 = 2773.0125$ KN.ml.

Le moment Mmax se calcule comme suit :

Mmax = M0× Nt× bt ×δBt.

Nombre de tandem	1	2
Mmax (KN.ml)	3503.98	7041.23

Tableau V.8 Moment fléchissant sous charge Bt.

V.2.2.4. Système de chargement Br

- **L'effort tranchant :**

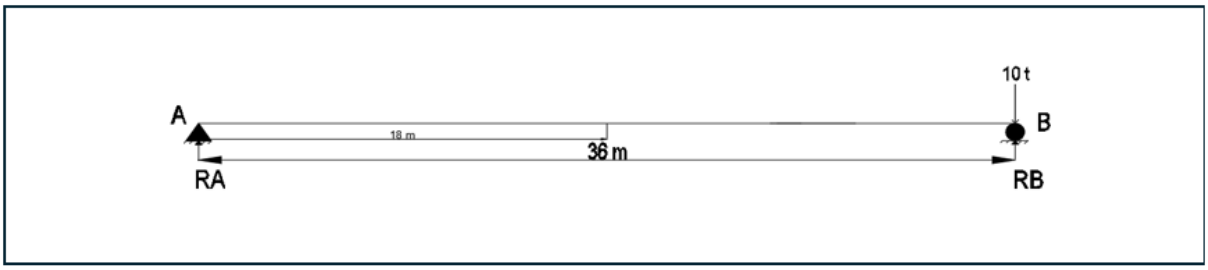


Figure V.7 Répartition de la charge Br pour le calcul de l'effort tranchant.

L'effort tranchant est maximal lorsque la roue est sur l'appui. Donc :

T0 = RB = 100 KN

L'effort tranchant Tmax se calcule comme suit :

Tmax = T0 × δBr

Système de charge	Br
Tmax (KN)	104.9

Tableau V.9 Effort tranchant sous charge Br.

- **Moment fléchissant :**

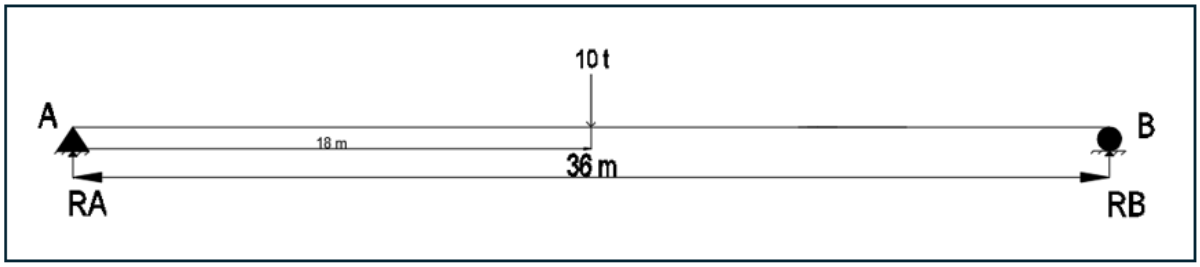


Figure V.8 Surcharge Br à x = L/2.

Le moment fléchissant est maximal lorsque la roue est à mi-portée, donc par symétrie :

Donc : R_A =50 KN

R_B =50 KN

D'où : M0 = M (L/2) = 50 × 18 = 900 KN.ml

Le moment max se calcule comme suit : **Mmax = M0 × δBr**

Système de charge	Br
Mmax (KN.ml)	944.1

Tableau V.10 Moment fléchissant sous charge Br.

V.2.2.5. Surcharge de type Mc 120

- **L'effort tranchant :**

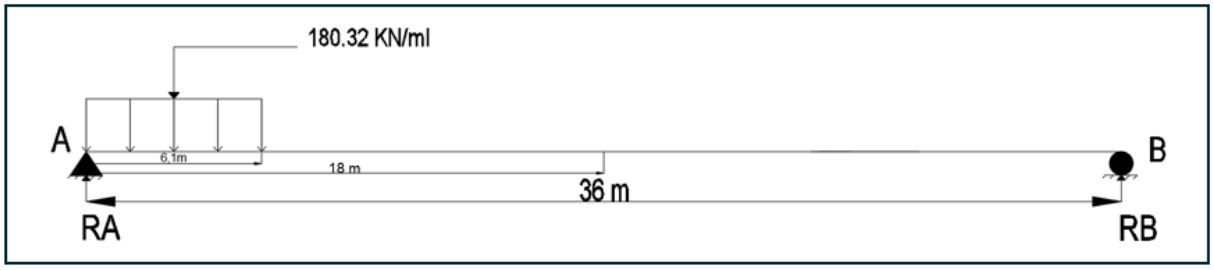


Figure V.9 Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.

$\Sigma Fv = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1100$ KN.

$\Sigma M/_A = 0 \rightarrow 36 \times R_B = 1100 \times 3.05$

Donc : $R_A = 1006.81$ kN

$R_B = 93.19$ KN

D'où : $T_0 = R_A = 1006.81$ KN

L'effort tranchant Tmax se calcule comme suit : **$T_{max} = T_0 \times \delta_{Mc120}$.**

Système de charge	Mc120
Tmax (KN)	1070.24

Tableau V.11 Effort tranchant sous charge Mc120.

- **Moment fléchissant :**

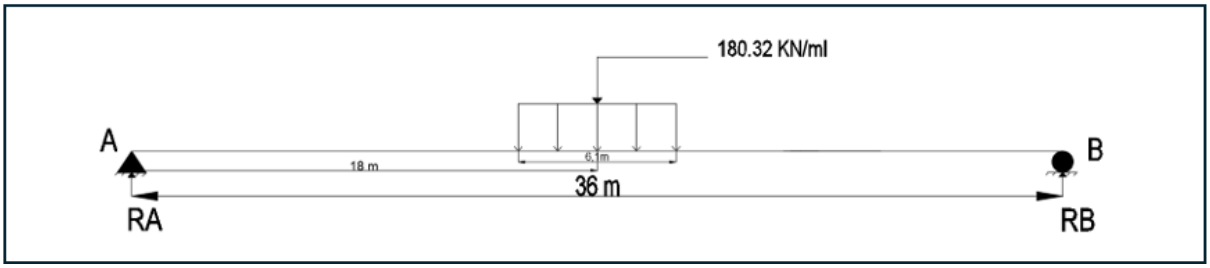


Figure V.10 Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.

$\Sigma Fv = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1100$ KN.

$\Sigma M/_A = 0 \rightarrow 36 \times R_B = 1100 \times 18$

Donc: $R_A = 550$ KN

$R_B = 550$ KN

D'où: $M0 = M(L/2) = 550 \times 18 - 180.32 \times \frac{3.05^2}{2} = 9061.29$ KN. Ml.

Le moment max se calcule comme suit : **Mmax = M0 × δMc120.**

Système de charge	Mc120
Mmax (KN.ml)	9632.15

Tableau V.12 Moment fléchissant sous charge Mc120.

V.2.2.6. Surcharge de type D240

- **L'effort tranchant :**

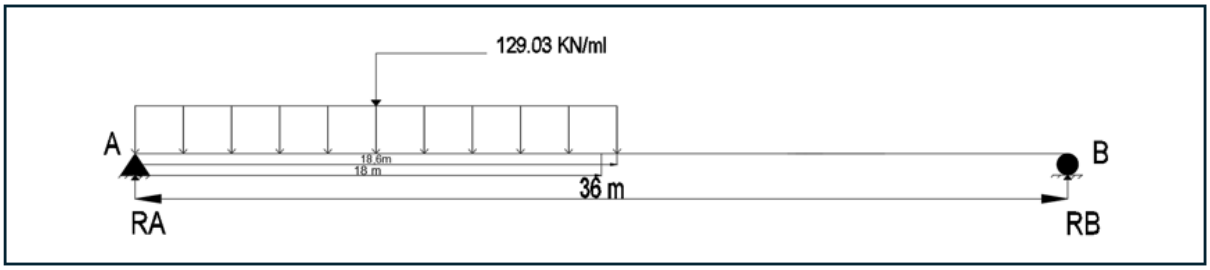


Figure V.11 Positionnement de la charge D240 pour le calcul de l'effort tranchant.

$\Sigma Fv = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2400$ KN.

$\Sigma M/_A = 0 \rightarrow 36 \times R_B = 2400 \times 9.3$

Donc : $R_A = 1780$ kN

$R_B = 620$ KN

D'où : $T_0 = R_A = 1780$ KN

Alors : **Tmax = 1780 KN.**

Système de charge	D240
Tmax (KN)	1780

Tableau V.13 Effort tranchant sous charge D240.

- **Moment fléchissant :**

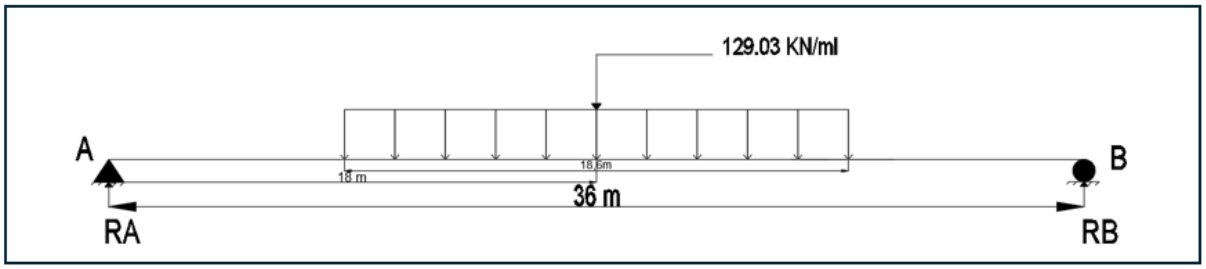


Figure V.12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max.

$\Sigma F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2400$ KN.

$\Sigma M/_A = 0 \rightarrow 36 \times R_B = 2400 \times 18$

Donc : R_A =1200 KN

R_B =1200 KN

D'où : $M0 = M(L/2) = 1200 \times 18 - 129.03 \times \frac{9.3^2}{2} = 16020.1$ KN.ml

Le moment max : **Mmax = 16020.1 KN.ml**

Système de charge	D240
Mmax (KN.ml)	16020.1

Tableau V.14 Moment fléchissant sous charge D240

		Tmax (KN)	Mmax (KN.ml)	Mmax par poutre (KN.m)
G		5247.234	47225.11	5903.14
A(l)	01 voie chargée	151.939	5469.8143	683.727
	02 voies chargées	303.879	10939.629	1367.45
	03 voies chargées	410.236	14768.499	1846.06
	04 voies chargées	455.818	16409.443	2051.18
Bc	01 voies chargée	612	4914.53	614.32
	02voies chargées	1130.5	9078.16	1134.77
	03 voies chargées	1471.4	11815.56	1476.95
	04 voies chargées	1656.7	13303.79	1662.97
Bt	01 tandem	396.77	3503.98	437.99
	02 tandems	797.31	7041.23	880.15
Br		104.9	944.1	118.01
Convoi Mc 120		1070.24	9632.15	1204.02
Convoi D 240		1780	16020.1	2002.51

Tableau V.15 Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges.

V.3. LOGICIEL DE CALCUL

Robot Structural Analysis 2021 est un logiciel avancé de modélisation et d'analyse des structures de génie civil, largement utilisé dans le domaine des ouvrages d'art et des infrastructures. Il permet la réalisation de modèles tridimensionnels précis ainsi que l'analyse statique et dynamique des structures. Grâce à ses outils performants, il facilite le calcul des efforts, la vérification de la stabilité et l'optimisation des éléments structurels. Utilisé par de nombreux ingénieurs, **Robot Structural Analysis 2021** constitue un outil efficace pour assurer la sécurité, la fiabilité et la durabilité des ouvrages.



Figure V.13 Robot Structural Analysis 2021

V.4. MODELISATION

La modélisation constitue une étape essentielle dans l'étude d'une structure, puisqu'elle permet de représenter le comportement réel de l'ouvrage sous l'effet des différentes sollicitations appliquées.

L'ouvrage étudié est un pont isostatique composé de 13 travées identiques et indépendantes. Par conséquent, l'étude et la modélisation d'une seule travée sont suffisantes pour représenter le comportement global de l'ensemble de l'ouvrage.

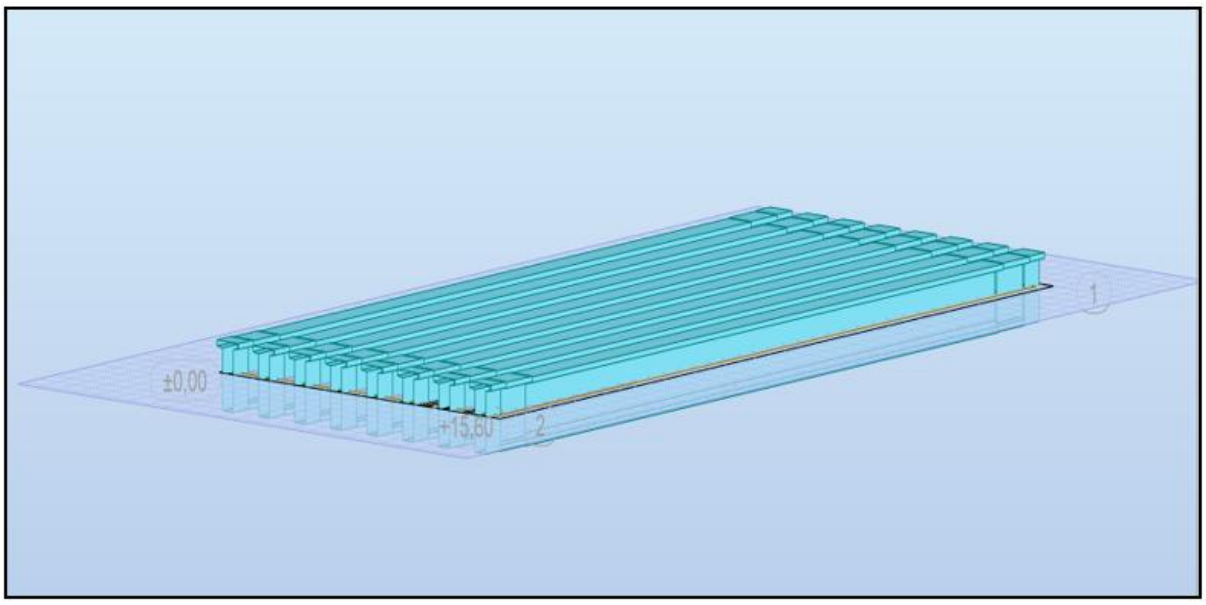


Figure V.14 Modèle de calcul.

V.5. RESULTATS

Les résultats des sollicitations maximales, notamment l'effort tranchant Vet le moment fléchissant M, sont présentés ci-après sous forme de diagrammes.

Ces résultats ont été obtenus en considérant les combinaisons les plus défavorables aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU). Les valeurs sont exprimées en kN pour l'effort tranchant et en kN·m pour le moment fléchissant

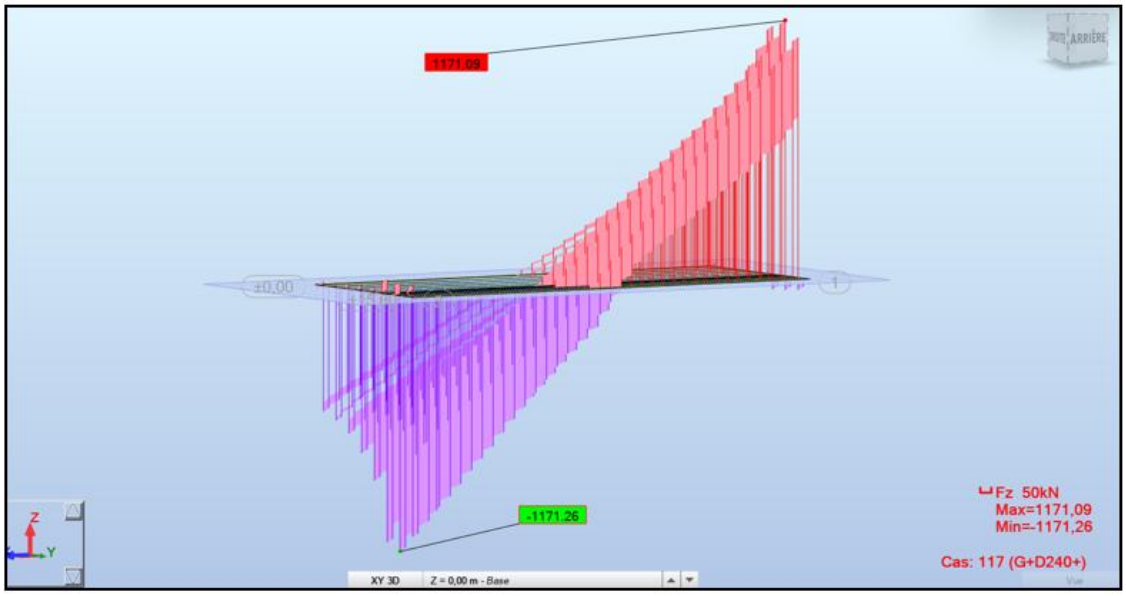


Figure V.16 Effort tranchant maximal à l'ELS.

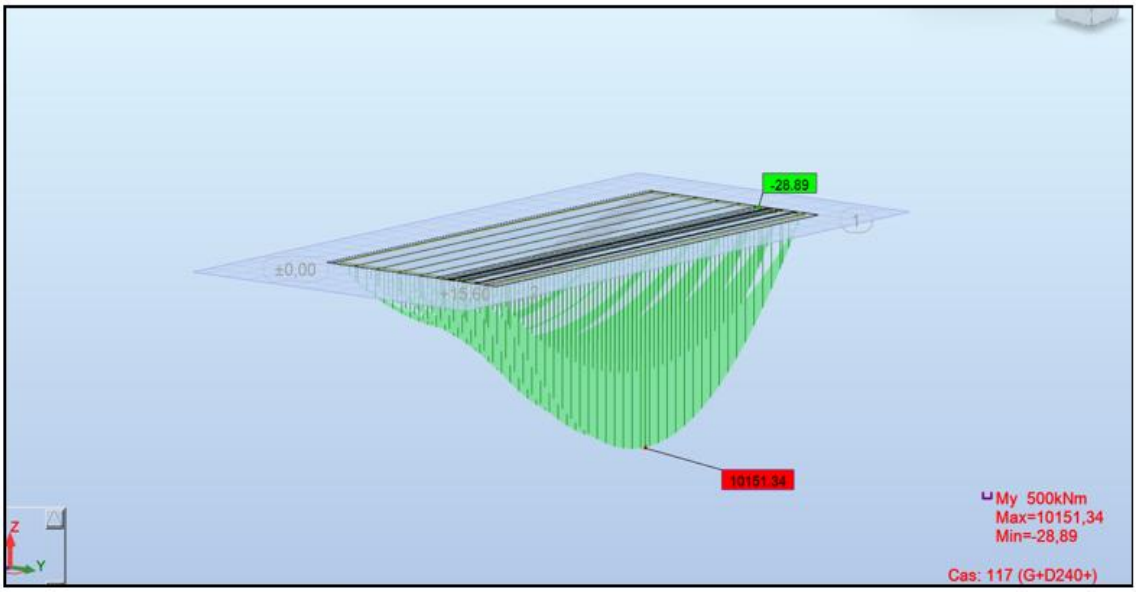


Figure V.15 Moment maximal à l'ELS.

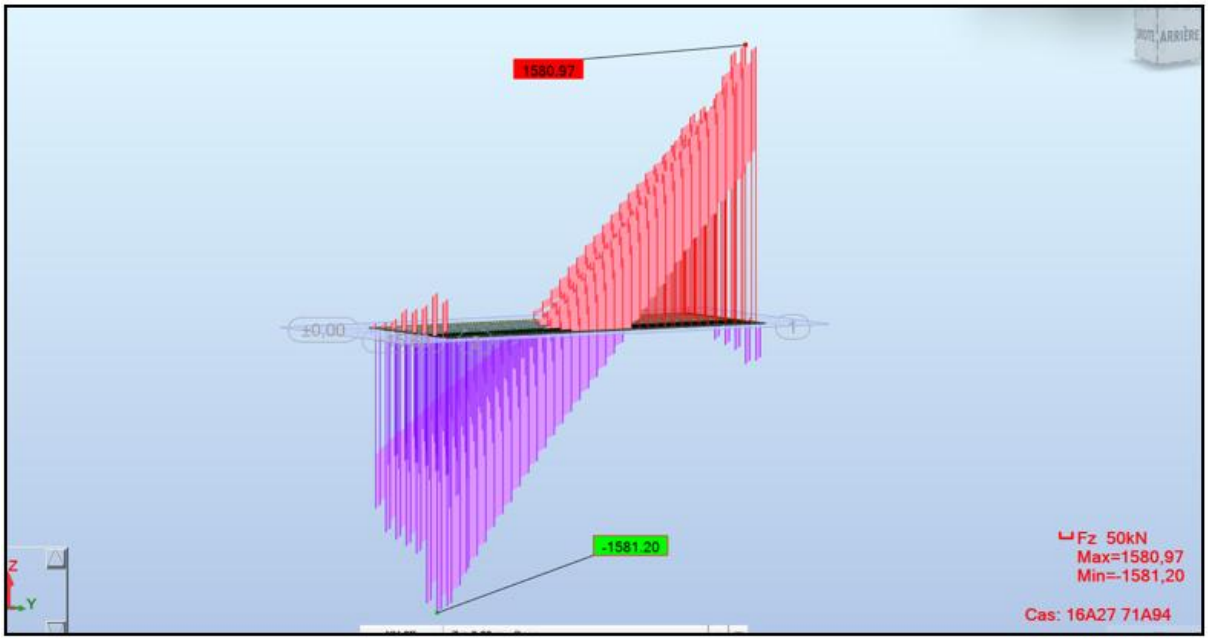


Figure V.18 Effort tranchant maximal à l'ELU.

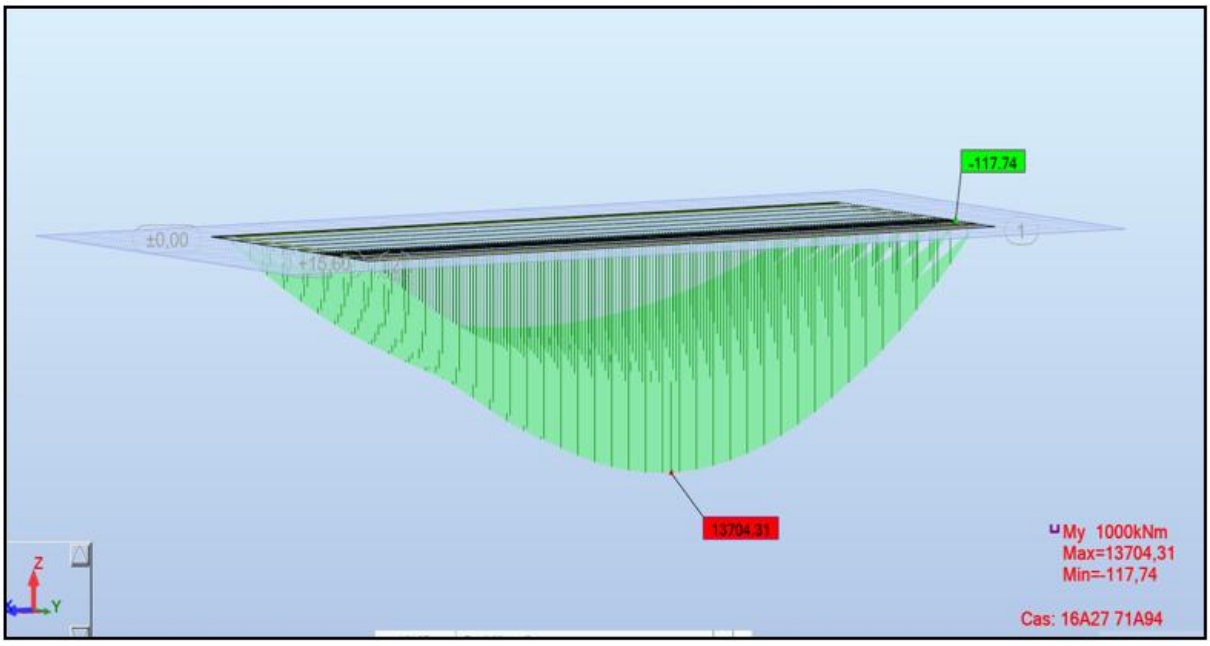


Figure V.17 Moment maximal à l'ELU

Les autres résultats du calcul par se trouvent en ANNEXE C.

		ELU	ELS
Moment My (KN.m)	Max	13704.31	10151.34
	Min	117.74	-28.89
Effort trenchant (Kn)	Max	1580.97	1171.09
	Min	-1581.20	-1171.26

Tableau V.16 Tableau récapitulatif des résultats

V.6. CONCLUSION

L'analyse des charges et des surcharges constitue une étape essentielle pour garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. La prise en compte des différents modèles de charges, des effets dynamiques ainsi que des combinaisons de calcul permet d'assurer le bon comportement et la performance de la structure dans les différentes conditions d'exploitation

CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. INTRODUCTION

La précontrainte consiste à introduire dans le béton un état de compression permanent afin de compenser les efforts de traction auxquels la structure est soumise en phase d'exploitation. Cette technique permet de concevoir des ouvrages plus performants et résistants, notamment les ponts, ainsi que des éléments élancés de grande portée tels que les poutres et les dalles.

Le présent chapitre est consacré à l'étude de la précontrainte appliquée à un pont à poutres, en mettant l'accent sur la technique de la post-tension et ses différentes étapes de mise en œuvre.

VI.2. CALCUL DE LA PRECONTRAINTE

H	H(P+D)	L_{poutre}	$L_{porté}$	$N_{poutres}$	E_{dalle}	E_c	λ	$L_{T.cm}$	b_{about}
1.8	2.05	37	36	8	0.25	0.03	2	1.1	0.6

Tableau VI.1 Données de l'ouvrage.

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre +dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m^2)	1.18	1.68	0.6956	1.1951
υ' (m)	0.97	1.25	1.0061	1.3902
υ (m)	0.83	0.80	0.7939	0.6598
I_G (m^4)	0.35	0.68	0.2727	0.5208
ρ	0.37	0.40	0.49	0.48

Tableau VI.2 Les caractéristiques de la poutre.

B : laire de la section

υ : représente la distance entre le centre de gravité de la section et la fibre extrême inférieure.

υ': représente la distance entre le centre de gravité et la fibre extrême supérieure

($v + v' = h$).

I_G :le moment d'inertie

ρ: le rendement géométrique $\rho = I_G / (B \times v' \times v)$.

F_{csup}	F_{cinf}	F_{t28}	σbc	σbt
40	27	3	24	-4.5

Tableau VI.3 Caractéristiques du béton.

Câble	N torons	$A_{P\ 1toron}$ m^2	A_P m^2	$f_{prg}\ MPA$	$F_{p0}MPA$	$f_{peg}MPA$	$D_{gaine}m$
T15	12	0.00015	0.0018	1770	210.6	1593	0.08
F rd^{-1}	Φ m^{-1}	g mm	μ_0	ρ1100h	Ep MPa	fe MPa	σs MPa
0.18	0.002	6	0.43	2.5	190000	500	434.783

Tableau VI.4 Caractéristiques des câbles 12T15s

VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VI.3.1. Valeur Minimale de la Précontrainte en Service

L'effort du précontraint minimum qui doit être respecté durant toute la vie de l'ouvrage est :

P_{min}= sup (PI. PII)

$PI = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{v}\overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$ Section sous-critique.

$PII = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\overline{\sigma_{bt2}}}{v' + \rho \times v - d'}$, Section sur critique.

M_{gp} Moment de poids propre.

M_M : Moment sous (G + D240).

M_m : Moment sous charge permanentes (G).

$\Delta M = M_M - M_m$.

$\overline{\sigma_{bt1}}$, $\overline{\sigma_{bt2}}$: Sont des contraintes limites de traction.

$\overline{\sigma_{bc}}$:est la contrainte limite de compression.

d': l'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à 0.1h.

$M_{gp}(MN.m)$	$M_M(MN.m)$	$M_m(MN.m)$	$V_M(MN)$	$V_m(MN)$
2.83	10.15134	6.18783	1.17126	0.63225

Tableau VI.5 Résultats du Logiciel.

$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3.00	PI (MN)	-0.09
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.50	PII (MN)	6.02
d'(m)	0.21	P_{min} (MN)	6.02

Tableau VI.6 : Calcul de PMIN

PI < PII $->$ Section sur-critique.

P_{min} = Sup (PI. PII) = 6.04 MN.

VI.3.2. Détermination du nombre de câbles

Le nombre de câble est donné par la relation suivante

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1 - \Delta P_0) \times P_0}$$

n : nombre de câbles.

ΔP_0 : Pertes de tension estimée à 25%.

P_0: effort de précontrainte limite qu'un câble 1T15 peut créer

$P_0 = \min \{(0.8 \text{ x } f_{prg} \text{ x } A_p) ; (0.9 \text{ x } f_{peg} \text{ x } A_p)\}$.

ΔP_0	25	Donc le choix se porte sur n = 4 câbles de type 12T15
$T_0(MPA)$	1416	
$P_0(MN)$	2.55	
$n \geq$	3.15	

Tableau VI.7 Détermination du nombre de câbles.

VI.3.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

Pour éviter le surplus de câbles, il faut vérifier que P0 n'est pas excessif. Ceci se traduit par la vérification de l'inégalité suivante :

$$n \times P_0 \leq B \times \sigma_{bc} - \frac{M_M - M_m}{\rho \times h}$$

n×P0 = 10.5 MN

$B \times \sigma_{bc} - \frac{M_M - M_m}{\rho \times h} = 24.10$ MN

10.5 MN ≤ 24.10 MN ⟶ Vérifiée

VI.3.4. Nombre de câbles à l'about

Pour déterminer le nombre de câbles à l'about, nous devons vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieures et inférieure

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{\vartheta}{I_g}\left(P \times e_0 - M_g\right) \geq -1.5\, f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{\vartheta'}{I_g}\left(P \times e_0 - M_g\right) \leq 0.6\, f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}}$$

Si P ≤ 7.84	Donc n ≤ 3.08
Si P ≤ 14.24	Donc n ≤ 5.59

Tableau VI.8 Détermination du nombre de câbles à l'about.

Alors, on fait une extension de tous les câbles vers l'about.

On prend donc trois câbles à l'about (n=3) de 12T15.

VI.3.5. Pré-vérification de la précontrainte

Afin de simplifier les opérations de mise en tension, les trois câbles de précontrainte sont disposés directement au niveau de l'about. Une vérification des contraintes est ensuite réalisée afin de contrôler leur conformité. Cette vérification est effectuée à la section médiane

(x = L/2) selon quatre phases successives :

• **Première phase : 7 jours après le coulage du béton de la poutre**

La mise en tension est appliquée à 50 % de la force de précontrainte.

Les pertes de précontrainte à ce stade sont évaluées à 10 %.

Cette phase permet d'apprécier les premières contraintes développées dans la section avant que le béton n'atteigne sa résistance finale.

• **Deuxième phase : 28 jours après le coulage**

La mise en tension atteint 100 % de la force de précontrainte.

Les pertes totales de précontrainte sont estimées à 15 %.

Cette étape correspond à l'état où le béton a acquis sa résistance caractéristique, autorisant l'application complète de la précontrainte.

• **Troisième phase : après le coulage de la dalle et la mise en place définitive**

Les poutres sont installées sur leurs appuis définitifs.

L'hourdis est coulé en place.

Les efforts considérés comprennent les efforts résiduels issus de la deuxième phase ainsi que le poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Les pertes de précontrainte sont alors estimées à 20 %.

• **Quatrième phase : phase d'exploitation**

La précontrainte est maintenue à 100 %.

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale sous les conditions de service.

Les pertes finales de précontrainte sont évaluées à 25 %.

Cette dernière phase permet de vérifier que les contraintes demeurent dans les limites admissibles à long terme.

Phase 01 : après 7 jours		Phase 02 : après 28 jours	
f_{c7} (MPA)	26.49	f_{c28}	40
f_{t7}	2.19	f_{t28}	3
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.53	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.1
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3.28	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.5
$\overline{\sigma_{bc1}}$	15.89	$\overline{\sigma_{bc2}}$	24
ΔP	10	ΔP	10
N câbles	3	N câbles	3
Phase 03 : après le collage de la dalle		Phase 04 : en service	
f_{c28}	40	f_{c28}	40
f_{t28}	3	f_{t28}	3
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.1	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-3
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.5	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.5
$\overline{\sigma_{bc2}}$	24	$\overline{\sigma_{bc2}}$	24
ΔP	15	ΔP	25
N câbles	3	N câbles	4

Tableau VI.9 Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.

Avec :

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}\ si\ f_{c28} \leq 40MPA$ selon BAEL99

$\overline{\sigma_{bcJ}} = 0.6 \times f_{cj}$ En construction.

$\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 \times f_{tj}$ Hors section d'enrobage – en construction.

$\overline{\sigma_{bt2}} = -0.7 \times f_{tj}$ Section d'enrobage – en construction.

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Phases	$E_0(m)$	M (MN.m)	P(MN.m)	$\sigma_{sup}(MPA)$	$\sigma_{inf}\ (MPA)$	Observation
Phase 1	0.80	2.83	3.44	5.16	4.68	Condition vérifiée
Phase 2	0.80	2.83	6.88	2.08	19.80	Condition vérifiée
Phase 3	1.19	4.92342	6.50	1.92	12.86	Condition vérifiée
Phase 4	1.19	10.17	7.65	7.80	3.49	Condition vérifiée

Tableau VI.10 Résultats de vérification des contraintes.

Avec :

En service (combinaisons rares) :

$\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc}$ Fibre supérieure

$\sigma_{bt2} = -f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc}$ Fibre inférieure

En réalisation :

$\sigma_{bt1} = -1.5f_{tj} \leq \sigma_{sup} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc}$ Fibre supérieure

$\sigma_{bt2} = -0.7f_{tj} \leq \sigma_{inf} \leq 0.6f_{cj} = \sigma_{bc}$ Fibre inférieure

Et $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{\vartheta}{I_g}(P \times e_0 - M_g)$

$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{\vartheta'}{I_g}(P \times e_0 - M_g)$

VI.4. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

VI.4.1. Position des Cables

Afin d'assurer une répartition uniforme des efforts, les câbles de précontrainte sont disposés de façon que leur résultante coïncide avec le centre de gravité de la section d'about. Cette

configuration permet de limiter les moments parasites provoqués par un éventuel décentrage et garantit ainsi un comportement plus homogène ainsi qu'une meilleure durabilité de la structure au niveau des appuis.

Au niveau de la section médiane, considérée comme la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon avec un excentrement maximal, suivant l'une des dispositions illustrées dans la figure ci-dessous :

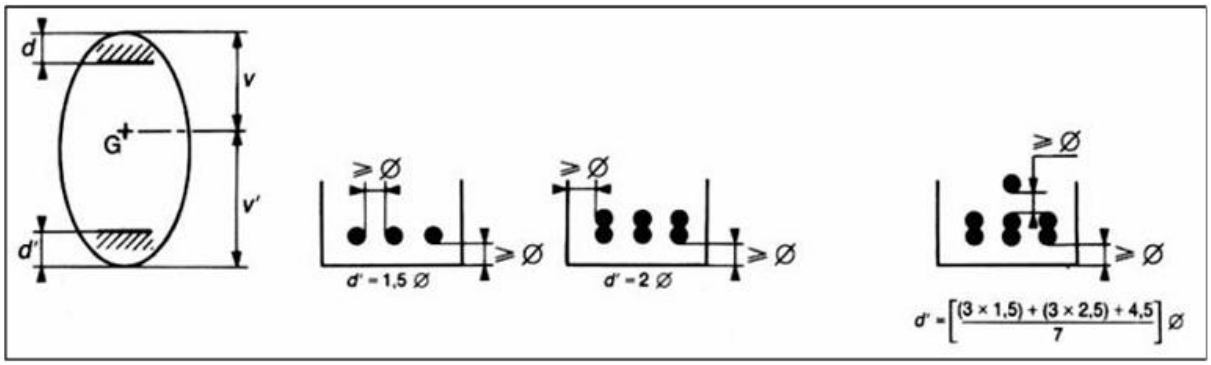


Tableau VI.11 Disposition constructive des câbles de précontrainte.

Pour x = 0 (section d'about), on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage. On opte pour des plaques d'ancrages A × B = 240 × 200mm² ;

f_{c28}=40MPA ⟶ a=342mm

x≥0.85a ⟶ x=300mm

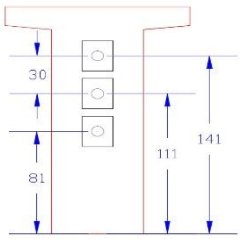
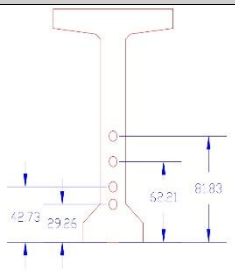
Cable	Y_i	Section d'about	Cable	Y_i	Section médiane
C1	0.811		C1	0.12	
C2	1.111		C2	0.20	
C3	1.411		C3	0.36	
C4	1.8		C4	0.44	

Tableau VI.12 Position des câbles.

VI.4.2. Tracé des Câbles

Les câbles adoptent généralement une géométrie parabolique, en raison de la répartition uniforme des charges permanentes, permettant ainsi de suivre le diagramme des moments fléchissant.

Angle de relevage α : à x = 0 Angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{Arc\ sin}\left(\frac{\mathbf{V_M}-\overline{\mathbf{V}}}{\mathbf{P}}\right) \leq \boldsymbol{\alpha} \leq \mathbf{Arc\ sin}\left(\frac{\mathbf{V_M}-\overline{\mathbf{V}}}{\mathbf{P}}\right)$$

Avec

$\bar{V}$ Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\overline{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$

$\bar{\tau}$ Contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x Contrainte normale au niveau de la fibre neutre $\sigma_x = \frac{P}{Bn}$

B_n : surface nette de la section d'about + dalle ; B_n=B-n×B_{Gaine}.

n : nombre de gaines.

B_{Gaine} Surface de la gaine.

b_n Largeur nette de la section d'about + hourdis ; b_n=b_0−n_{lits}×0.5Φ.

b_0 : largeur brute.

n_{lits} Nombre de lits.

Φ : diamètre de la gaine.

b_n	B_n	P	σ_x	$\bar{\tau}$	$\overline{V}$
0.52m	1.66 m^2	7.65 MN	4.61 MPA	3.02 MPA	2.58 MPA

Tableau VI.13 Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

$$-10.59 \leq \alpha \leq 24.82$$

Rayon de courbure : On admet qu'il est égal à :

$$\frac{1}{R} = 8 \times \frac{f}{l^2}$$

f: est la flèche maximale (mesurée à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

l: est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole l_{pb}= 35 m.

• L'angle de déviation β :

$$\beta = 4 \times \frac{f}{l}$$

Cable	α (°)	Yi(m)			F(m)	R(m)	β(Rad)
		X = 0 m	X=1m	X=L/2			
C1	4.16	0.811	0.74	0.12	0.62	247.67	0.071
C2	5.49	1.111	1.01	0.2	0.81	187.91	0.093
C3	6.33	1.411	1.30	0.36	0.94	162.89	0.107
C4	8.63	0	1.80	0.44	1.36	112.59	0.155

Tableau VI.14 Résultats de calcul de α, f, R, β.

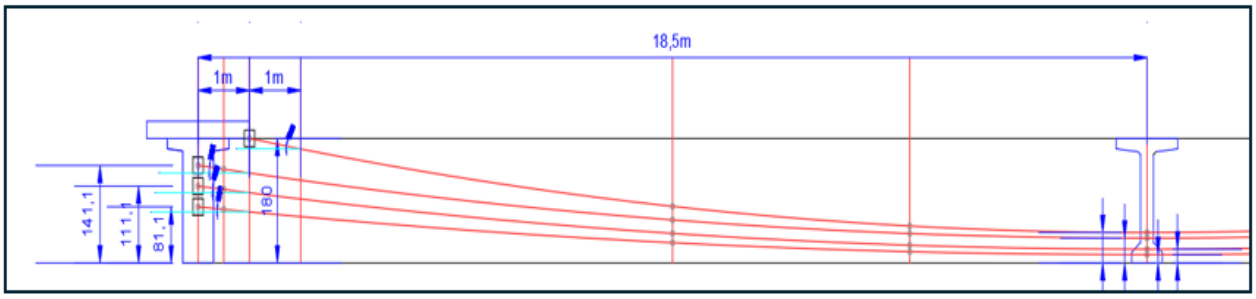


Tableau VI.15 Tracé des câbles

VI.5. CALCUL DES PERTES

On désigne par pertes de précontrainte toute différence entre la force appliquée par le vérin lors de la mise en tension et la force, plus faible, réellement transmise à une section donnée de l'armature à un instant considéré.

L'évaluation des valeurs initiales et finales de la force de précontrainte nécessite donc une estimation précise des pertes de précontrainte. Ces pertes, qui entraînent généralement une diminution des efforts au cours du temps, sont classées en deux catégories :

Les pertes instantanées : elles se produisent au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte, en raison de la technologie utilisée ou des propriétés des matériaux. Elles comprennent :

- Les pertes par frottement.
- Les pertes dues au recul à l'ancrage.
- Les pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Les pertes différées : elles apparaissent progressivement après la mise en précontrainte, sous l'effet de l'évolution des propriétés des matériaux dans le temps lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles comprennent :

- Les pertes dues au retrait du béton.
- Les pertes dues au fluage du béton.
- Les pertes dues à la relaxation des aciers

VI.5.1. PERTES DE TENSION INSTANTANEES

VI.5.1.1. Pertes de tension par frottement :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} e^{(-f\times\beta+\Phi\times x)}$$

α: L'angle de relevage du câble en rad.

l : Longueur en courbe des câbles.

f : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que (f = 0.18 rd−1).

Φ: Coefficient de frottement en ligne, (Φ = 0.002 m−1)

σ_{p0}: Contrainte de tension à l'encrage σ_{p0}= 1488 MPa.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi Moy}$ (%)
C1	18.5	0.071	0.050	68.68	77.36	5.46 %
C2	18.5	0.093	0.054	74.12		
C3	18.5	0.107	0.056	77.57		
C4	18.5	0.155	0.065	89.08		

Tableau VI.16 Valeurs des pertes dues au frottement.

VI.5.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k \times (d - x)$$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage. $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$

k : constant k=f×$\frac{\beta}{l}$ +Φ.

g : intensité de recul d'ancrage (2-6 mm).

E_p : Module de déformation longitudinale de l'acier.

N° câble	L(m)	K(m^{-1})	d(m)	$\Delta\sigma_g\left(\frac{L}{2}\right)$ (MPA)	$\Delta\sigma_g(0)$(MPA)	$\Delta\sigma_g\left(\frac{l}{2}\right)$ (%)
C1	18.5	0.0027	17.53	0	133.45	0 %
C2		0.0029	16.86	0	138.78	
C3		0.0030	16.47	0	142.06	
C4		0.0035	15.34	0	152.563	

Tableau VI.17 Pertes dues au recul d'ancrage.

VI.5.1.3. Perte dues au raccourcissement instantané de du béton

La perte de tension résultant des déformations instantanées du béton, provoquées par l'action des armatures de précontrainte ainsi que par les autres actions permanentes, peut être considérée comme une perte moyenne affectant l'ensemble des armatures et identique dans une même section donnée.

$$\Delta\sigma_e = \frac{n-1}{2n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

Avec : n : nombre de gaines

σ_{bi} Contrainte parabole du béton, $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P+e^2}{I_g} - \frac{e+M_p}{I_g}$

E_p : module d'élasticité de l'acier ; Ep = 1.9× 10^5MPa.

E_{ij} Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p :Moment du au poids propre de la poutre.

I_g : Moment d'inertie de section médiane seule.

P : effort de précontrainte $P = n \times A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{frot})$.

n: Nombre de câble de précontrainte.

σ_{frot} : Pertes dues aux frottements des câbles avec la gaine (en MPa).

σ_{recul} : Pertes dues au recul d'ancrage (en MPa).

A titre de simplification ($n - 1 \cong n$), le BPEL retient la relation suivante :

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bi}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Valeur à X=L/2
P (MN)	7.65
B (m^2)	0.70
M_g	2.83
e (m)	0.73
I_g (m^2)	0.2727
σ_{bi} (MPA)	16.83
$\Delta\sigma_e$ (MPA)	42.51
$\Delta\sigma_e(\%)$	3.00

Tableau VI.18 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton.

VI.5.2. LES PERTES DE TENSION DIFFEREES

VI.5.2.1. Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait du béton correspond à une diminution progressive de son volume au cours des phases de durcissement et de séchage. Ce phénomène entraîne une légère détente des câbles ou des fils de précontrainte, provoquant ainsi une réduction de la tension initialement appliquée.

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r[\,1 - r(t)]$$

Avec : r(t) : la loi d'évolution du retrait en fonction du temps, en général négligeable devant

ε_r : le retrait final = 2×10^{-4}.

La perte finale par retrait est :

$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$

$\Delta\sigma_r$ (MPA)	39.00
$\Delta\sigma_r$ (%)	2.75

Tableau VI.19 Valeurs des pertes par retrait de béton.

VI.5.2.2. Pertes par fluage

Le fluage correspond à la déformation lente et progressive du béton lorsqu'il est soumis à une charge constante. Dans le cas de la précontrainte, ce phénomène entraîne une diminution progressive des efforts transmis par les câbles de précontrainte.

La perte de tension par fluage données par la formule suivant lorsque $(\sigma_{Max}) \leq 1{,}5\sigma_b$:

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b) \times 2.5 \qquad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P+e^2}{I_g} - \frac{e \times M_P}{I_g}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	Valeur à X=L/2
P (MN)	7.65
B (m^2)	1.1951
I_g	0.5208
e (m)	1.11
M_p (MN.m)	6.19
σ_b (MPA)	11.30
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPA)	142.72
$\Delta\sigma_{fl}(\%)$	10.08

Tableau VI.20 Valeurs des pertes par fluage de béton.

VI.5.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation correspond à une diminution progressive de la tension dans les armatures de précontrainte maintenues à longueur constante. Ce phénomène dépend principalement du temps, de la température ainsi que du niveau de contrainte dans les aciers.

L'évolution de la relaxation au cours du temps étant relativement complexe, seule la relaxation stabilisée sera prise en considération dans cette étude. Celle-ci est définie par :

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}\left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0\right)$$

Avec $\rho 1000(\%)$: relxation garantie à $1000\ h = 2.5\ \%$.

μ0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

$\Delta\sigma_\rho\ (MPA)$	58.77
$\Delta\sigma_\rho\ (\%)$	4.15

Tableau VI.21 Valeurs des pertes par relaxation.

VI.5.2.4. Récapitulation

	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{def}$	Total
MPA	119.87	230.70	350.57
%	8.47	16.29	24.76

Tableau VI.22 Valeurs des pertes totales.

On aura un pourcentage total de pertes égal à :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho + \Delta\sigma_r = 24.76\%$$

On remarque que le pourcentage des pertes à long terme (24.76%) ne dépasse pas celui des pertes estimées (25%).

VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES

VI.6.1. Sections de Verification

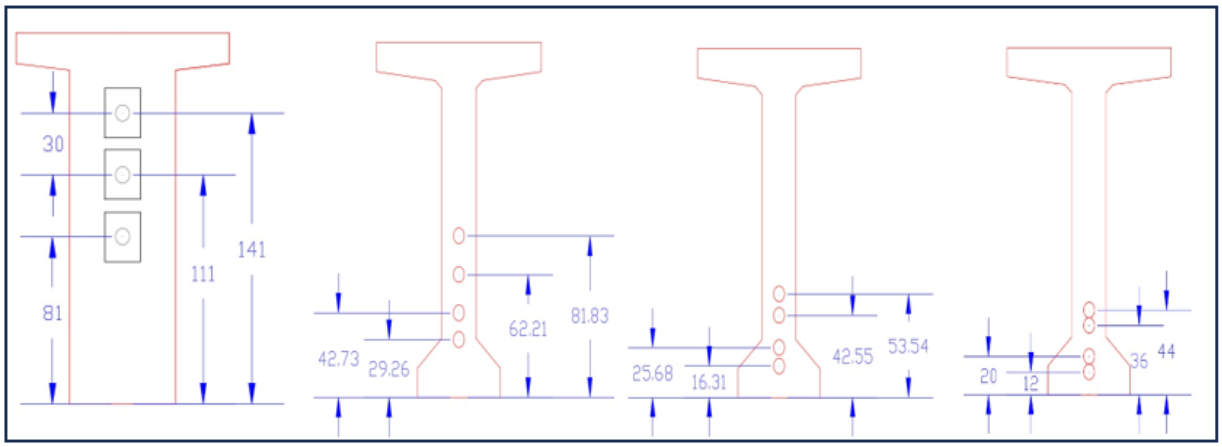


Figure VI.1 Les sections de vérification.

	X= 0.5		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle
H(m)	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05
$B_{net}(m^2)$	1.16	1.66	0.68	1.17	0.68	1.17	0.68	1.17
V_n (m)	0.833	0.795	0.780	0.645	0.774	0.642	0.772	0.641
V_n'(m)	0.967	1.255	1.020	1.405	1.026	1.408	1.028	1.409
I_G (m4)	0.351	0.675	0.267	0.505	0.263	0.498	0.261	0.495
ρ (%)	37.65	40.77	49.76	47.43	49.06	46.89	48.76	46.67

Tableau VI.23 Sections de vérifications.

VI.6.2. Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau au-dessous :

Les contraintes admissibles	J= 7 jours	J ≥ 28 jours	Cas
$\overline{\sigma_{bc}}$	15.89	24.00	Exécution / Q, Rares/ Q, fréquente
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-3.28	-4.5	/
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.53	-2.1	Exécution
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.19	-3.00	Q, Rares

Tableau VI.24 Limitation des contraintes.

VI.6.3. Justification de la poutre à l'ELS

L'effort de précontrainte *P*est défini par deux valeurs caractéristiques, notées P_1et P_2, déterminées à partir des expressions suivantes :

• Valeur caractéristique maximale :

$$P_1 = 1.02\,P_0 - 0.8\,\Delta P$$

• Valeur caractéristique minimale :

$$P_2 = 0.98\,P_0 - 1.2\,\Delta P$$

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	dx=L/4	dx=3L/8	dx=L/2
Phase 1	3	50	4.27	3.77	3.55	0.80	0.54	0.34	0.28
Phase 2	3	100	8.54	7.28	6.71	0.80	0.54	0.34	0.28
Phase 3	3	100	16.79	6.77	5.95	0.80	0.54	0.34	0.28
Phase 4	4	100	25.04	8.36	6.93	0.80	0.54	0.34	0.28

Tableau VI.25 Caractéristiques de chaque phase de vérification.

VI.6.4. Effort de précontrainte:

VI.6.4.1. Justification des contraintes normales

Les conditions de vérification des contraintes sont les suivantes :

$$\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$
$$\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{v}{I_g}(P \times e_0 - M)$$
$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{v'}{I_g}(P \times e_0 - M)$$

Où :

	d_1	d_2	d_3	d_4	d_{moy}
X= 0.5	0.7746	1.0630	1.3556	0.0000	0.7983
X=L/4	0.2926	0.4273	0.6221	0.8183	0.5401
X=3L/8	0.1631	0.2568	0.4255	0.5345	0.3450
X=L/2	0.1200	0.2000	0.3600	0.4400	0.2800

Tableau VI.26 position de câble moyen.

P: effort de précontrainte ;

e_0: excentricité du câble moyen de précontrainte ;

M: moment extérieur appliqué.

Les résultats des calculs ainsi que les vérifications correspondantes sont présentés dans le tableau ci-dessous

		Phase 1				Phase 2			
		X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e(m)		0.17	0.48	0.68	0.75	0.17	0.48	0.68	0.75
M_{els}		0.00	2.09	2.64	2.83	0	2.09	2.64	2.83
P1(MN)		3.77	3.77	3.77	3.77	7.28	7.28	7.28	7.28
P2(MN)		3.55	3.55	3.55	3.55	6.71	6.71	6.71	6.71
σ_p(MPA)	σ_{sup}	0.00	6.08	7.77	8.36	0.00	6.08	7.77	8.36
	σ_{inf}	0.00	-7.95	-7.35	-11.12	0.00	-7.95	-10.30	-11.12
σ_{p1}(MPA)	σ_{sup}	1.74	0.30	-1.97	-2.75	3.36	0.59	-3.80	-5.30
	σ_{inf}	5.01	12.48	15.58	16.66	9.97	24.09	30.08	32.16
σ_{p2}(MPA)	σ_{sup}	1.64	0.29	-1.85	-2.59	3.10	0.54	-3.50	-4.89
	σ_{inf}	4.72	11.76	14.68	15.69	8.91	22.22	27.74	29.66
σ_{Max}(MPA)	σ_{sup}	1.74	6.39	5.81	5.61	3.36	6.67	3.97	3.06
	σ_{inf}	5.01	4.53	8.24	5.54	9.67	16.14	19.78	21.06
σ_{Min}(MPA)	σ_{sup}	1.64	6.37	5.92	5.77	3.10	6.62	4.27	3.47
	σ_{inf}	4.72	3.80	7.34	4.57	8.91	14.26	17.43	18.57

Tableau VI.27 Vérification des contraintes normales pour phase 1 et 2.

		Phase 3				Phase 4			
		X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e(m)		0.46	0.86	1.06	1.13	0.46	0.86	1.06	1.13
M_{Els}		0	3.63	4.60	4.9234	0	4.6102	9.4805	10.1691
P1(MN)		6.77	6.77	6.77	6.77	8.36	8.36	8.36	8.36
P2(MN)		5.95	5.95	5.95	5.95	6.93	6.93	6.93	6.93
σ_p(MPA)	σ_{sup}	0.00	4.64	5.93	6.37	0.00	5.89	12.22	13.16
	σ_{inf}	0.00	-10.09	-13.01	-14.01	0.00	-12.82	-26.81	-28.94
σ_{p1}(MPA)	σ_{sup}	0.44	-1.72	-3.52	-4.13	0.54	-2.12	-4.34	-5.10
	σ_{inf}	9.84	22.04	26.12	27.52	12.14	27.20	32.23	33.97
σ_{p2}(MPA)	σ_{sup}	0.38	0.85	-0.09	-3.63	2.71	1.60	-0.18	-4.23
	σ_{inf}	8.65	19.38	22.96	24.19	10.06	22.55	26.72	28.16
σ_{Max}(MPA)	σ_{sup}	0.44	2.92	2.41	2.24	0.54	3.77	7.88	8.06
	σ_{inf}	9.84	11.95	13.15	13.51	12.14	14.38	5.43	5.12
σ_{Min}(MPA)	σ_{sup}	0.38	5.48	5.84	2.74	2.71	7.49	12.04	8.93
	σ_{inf}	8.65	9.28	10.01	10.18	10.06	9.73	-0.09	-0.64

Tableau VI.28 Vérification des contraintes normales pour phase 3 et 4.

VI.6.4.2. Justification des contraintes tangentielles

Cette justification a pour objectif de vérifier que les effets de l'effort tranchant, combinés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal, ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification des contraintes tangentielles est effectuée pour la phase 4, correspondant au cas où l'effort tranchant est maximal. Pour cela, les conditions suivantes doivent être satisfaites:

$$\tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau_2}^2$$

Si :$\sigma_x < 0.4f_{cj}$

Alors :$\bar{\tau_1} < \bar{\tau_2}$

Et il suffit donc de vérifier la condition suivante : $\tau < \bar{\tau_1}$

Avec :$\tau = \frac{V_{red}}{I_n} \times \frac{S_n}{b_n}$

Où :

τ: contrainte tangentielle.

σ_x: contrainte normale. $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

P: effort de précontrainte.

B_n: surface nette considérée.

S_n: moment statique net par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section située au-dessus de l'axe neutre.

I_n: moment d'inertie net de la section.

b_n: largeur nette de la section.

		Pcosα	Psinα
P1	1.92	1.91	0.14
P2	1.92	1.91	0.18
P3	1.92	1.91	0.21
P4	1.92	1.90	0.29
Somme		7.62	0.82

Tableau VI.29 Effort de précontrainte.

$B_n(m^2)$	σ_x(Mpa)	τ_1(Mpa)	V_{ser}(MN)	V_{red}(MN)	$S_n(m^3)$	$I_n(m^4)$	b_n(m)	τ (Mpa)
1.66	4.60	3.02	1.171	0.35	0.54	0.67	0.52	0.55

Tableau VI.30 Contrainte tangentielle.

On constate que :

$$\tau = 0.54\ \text{MPa} < 3.02\ \text{MPa}$$

Par conséquent, les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VI.6.5. Justification de la poutre a ELU

VI.6.5.1. Vérification de la non-rupture des armateurs transversales

Première étape :

La première étape consiste à déterminer l'angle $\boldsymbol{\beta_u}$formé par les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre. Cet angle est donné par la relation suivante :

$$\tan\ 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{avec} \beta_u \geq 30°$$

Où :$\sigma_x$et $\sigma_y$représentent les contraintes normales au niveau du centre de gravité G;

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

τ_u: contrainte tangentielle ultime, déterminée par :

$$\tau_u = \frac{V_{u\,red} \times S_n}{I_n \times b_n}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

V_{ult} (Mpa)	1.59	$B_n(m^2)$	1.66
$V_{u\,red}$(Mpa)	0.77	σ_x(Mpa)	4.60
$S_n(y)(m^3)$	0.54	τ_u(Mpa)	1.18
$I_n(m^4)$	0.67	β_u(°)	13.61 °
b_n(m)	0.52	On prend $\beta_u = 30.00$ °	

Tableau VI.31 Détermination de l'angle β ,u.

Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversales A_t, donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma_s} \geq \left(\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}\right) \times \tan \beta_u$$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \times \frac{b_n \times \gamma_s}{f_e} = 0.6 \times \frac{0.52 \times 1.15}{500} = 7.176\ cm^2/m$$

Où :

A_t: section totale des armatures passives transversales d'un même cours ;

b_n: largeur nette de la section d'appui ;

f_e: limite d'élasticité de l'acier ;

S_t: espacement entre deux cours d'armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité utilisé pour les justifications aux combinaisons fondamentales.

Avec : $\tau_u = 1.18$ Mpa $\quad f_e = 500$ Mpa $\quad f_{t28} = 3$ Mpa $\quad b_n = 0.52$ m

On obtient alors :

$\frac{A_t}{S_t} \geq 1.28\ cm^2/m$

$A_t = 25.6571\ cm^2$

VI.6.5.2. Vérification de non-écrasement des bielles de béton

La justification relative au béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure à la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le contrôle de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1.18\ \text{MPa} \leq \frac{f_{c28}}{4\gamma_b} = 6{,}67\ \text{MPa}$$

Donc, la condition est vérifiée.

VI.7. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

VI.7.1. Armateurs passives des zones tendus

Le rôle des armatures longitudinales disposées dans la zone tendue est de reprendre les efforts de traction susceptibles d'apparaître dans certaines sections de l'ouvrage. La section d'armatures nécessaires est déterminée à partir de la relation suivante :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

Avec :

B_t: aire de la section de béton tendu ;

σ_{Bt}: valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

N_{Bt}: résultante des contraintes de traction ;

f_e: limite élastique de l'acier ;

f_{tj}: résistance à la traction du béton à l'âge considéré.

B_t(m^2)	σ_{Bt} (Mpa)	N_{Bt} (MN)
0.0934	0.78	0.0375

Tableau VI.32 Paramètres de calcul des armateurs passives des zones tendus.

Donc As = 3.82 cm², on prend 4HA12 = 4.52 cm².

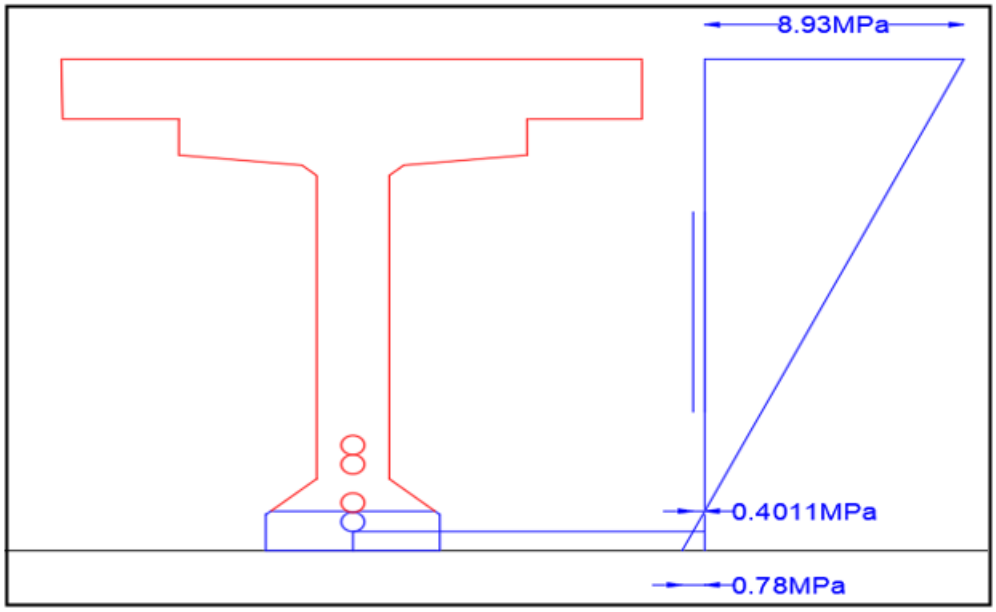


Figure VI.2 Diagramme des contraintes et ferraillage à mi- travée.

VI.7.2. Les armatures de peau

La section des armatures de peau, disposées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre, doit être au minimum égale à 3 cm² par mètre de longueur de parement mesurée perpendiculairement à leur direction. Cette disposition correspond approximativement à des barres HA12 espacées de 20 cm.

Le ferraillage des différentes sections de la poutre est illustré dans la figure ci-dessous :

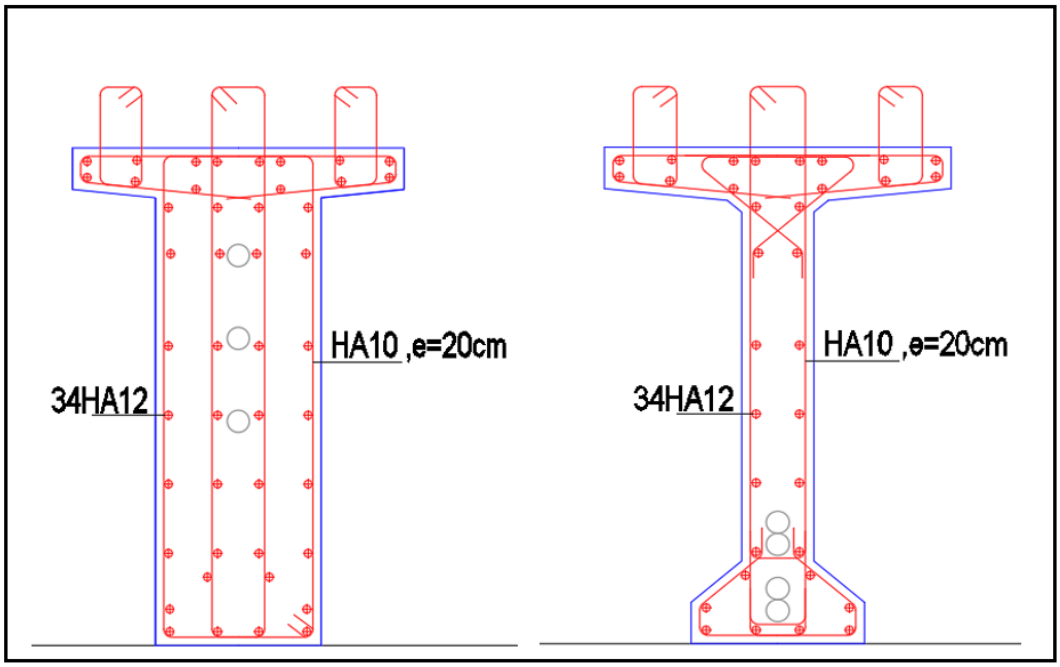


Figure VI.3 Ferraillage de la poutre.

VI.8. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte constitue une étape essentielle dans la conception des ponts à poutres, puisqu'elle permet d'améliorer le comportement mécanique de l'ouvrage et d'assurer sa durabilité face aux différentes sollicitations.

Au cours de ce chapitre, le dimensionnement des câbles de précontrainte, le choix de leur tracé ainsi que l'évaluation des différentes pertes ont été abordés. Les vérifications effectuées aux différentes phases de l'ouvrage ont permis de s'assurer du respect des conditions de résistance et de service, garantissant ainsi la sécurité et le bon comportement de la structure durant toute sa durée d'exploitation.

CHAPITRE VII :

ETUDE DU TABLIER

VII.1. INTRODUCTION

Le tablier est élément principal dans le pont (quel que soit son type) qui porte les voies, il est constitué d'une dalle ; qu'est une structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les poutres. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire.

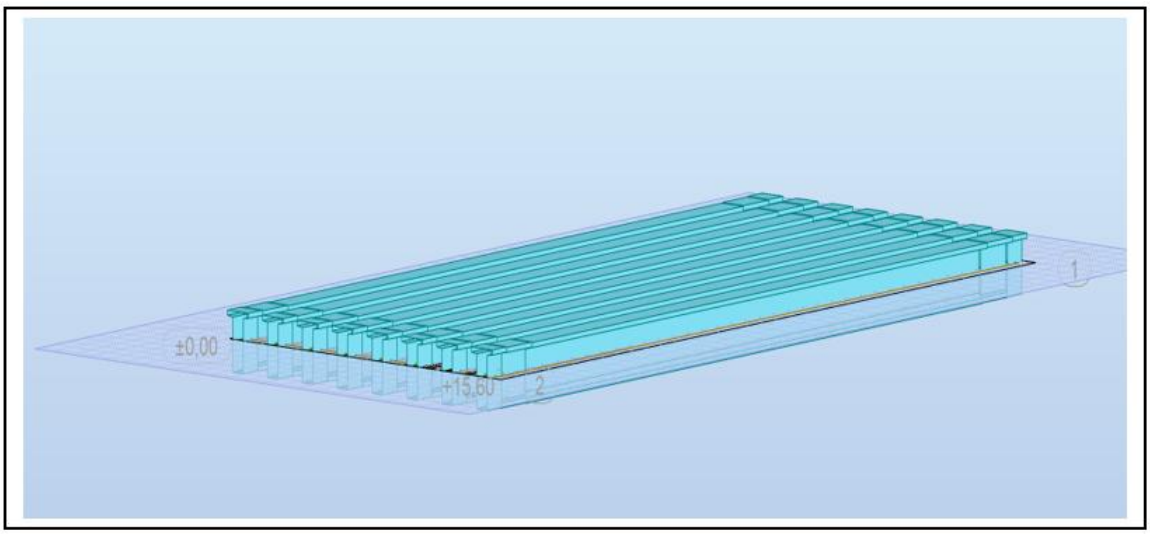


Figure VII.1 Vue en 3D du tablier de pont.

VII.2. VERIFICATION DE LA FLECHE

Une poutre isostatique simplement appuyée peut se déformer sous l'effet de son propre poids et de la force de précontrainte. Dans cette partie, nous allons calculer ces flèches à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021.

VII.2.1. Flèche due au Poids Propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément repartie.

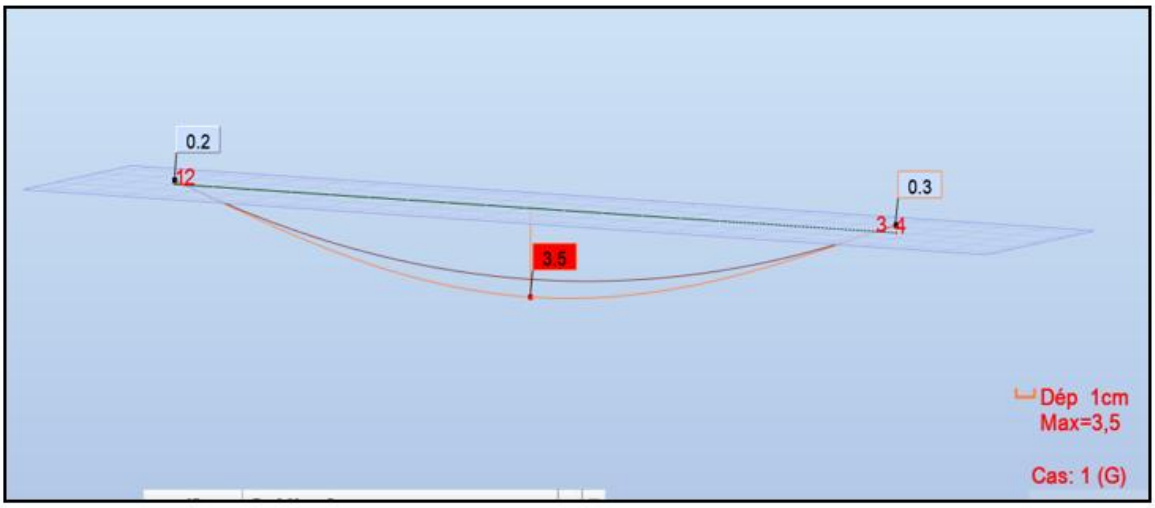


Figure VII.2 Flèche de la poutre due au poids propre.

D'après ce diagramme on constate que la flache maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle) est égale à **3.5** cm.

VII.2.2. Contre-Flèche de Précontrainte

Données de calcul :

P câble moy = 7.28 MN (mise en tension a 100 %)

e0 = 17 cm

e1 = 75 cm

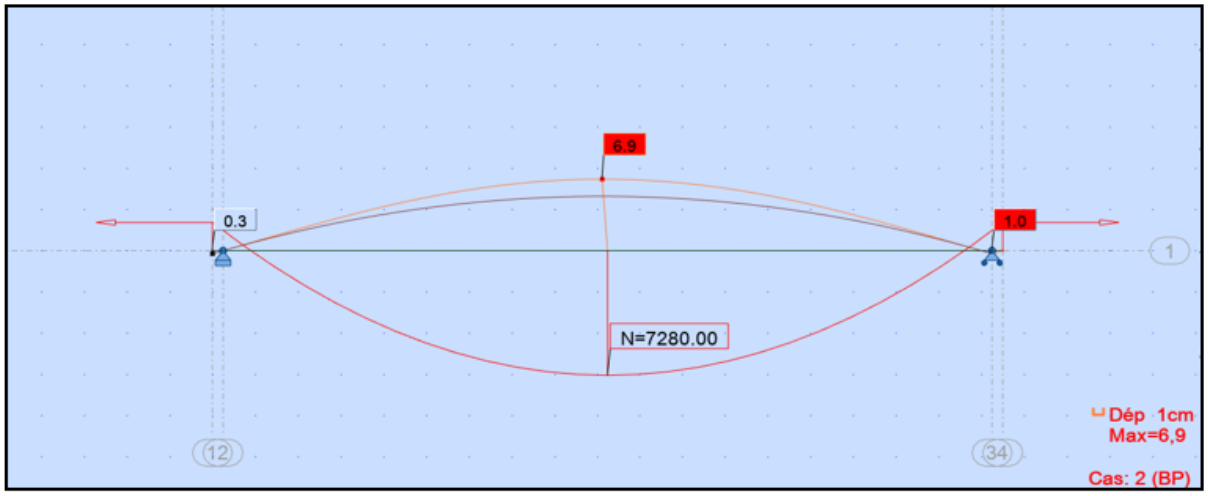


Figure VII.3 Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme on constate que la contre flache maximale de la poutre due la mise en tension des câbles de précontraintes (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à **6.9** cm.

***fp* = - 6.9 cm.**

VII.2.3. Flèche due à la Construction

Elle est dirigée vers le bas, dont la formule est donnée par :

fe =3/4 ($|fp| - fg$) ➔ fe = 3/4 (|−6,9| − 3.5) = 2.55 cm

VII.2.4. Flèche Maximale à l'ELS

La flèche maximale à l'ELS est donnée par le diagramme suivant

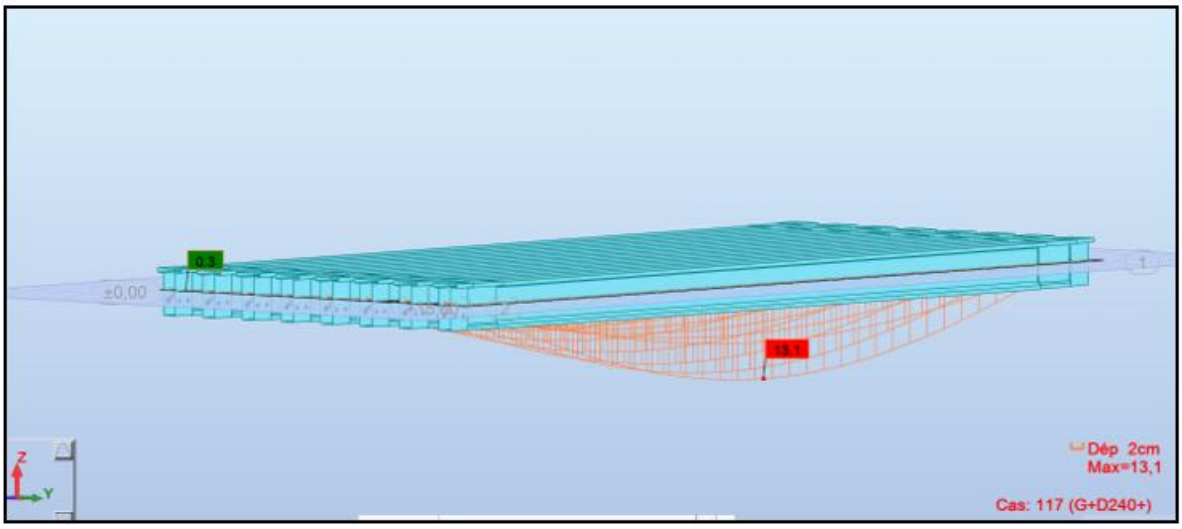


Figure VII.4 Flèche max de la poutre à l'ELS

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flache maximale de la poutre à ELS est égale à **13.1** cm. f_{ELS} **= 13.1 cm.**

VII.2.5. Flèche totale

La flèche réelle maximale du tablier en service est égale à :

$ft = fc + fp + f_{ELS}$ = (-2.55+(-6.6)+13.1) = 3.95 cm.

La flèche admissible est égale à :

f,adm = 0.5 + 3700/1000 = 0.5+3.7 = 4.2 cm.

La flèche calculée due au poids propre, précontraint et aux surcharges : ft = 3.95 cm est inférieur à la flèche admissible : (fadm =0.5 + L/1000 =0.5 + 3700/1000 = 4.2 cm)

→ $ft = 3.95$ cm < $fadm$ = 4.2 cm

Donc on conclut que la condition de la flèche limite à l'ELS est vérifiée.

VII.3. ETUDE DE LENTRETOISE

VII.3.1. Principe de ferraillage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier. Leur ferraillage doit bien entendu être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vérinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

- **Ferraillage sous l'action des charges d'exploitation**

Dans ce cas, les efforts du tablier sont directement transmis aux appuis, ce qui n'engendre pas des efforts major dans les entretoises. Le ferraillage nécessaire est donc peu important. A cet effet, ce cas, généralement, n'est pris en considération dans le dimensionnement des entretoises.

- **Ferraillage sous l'effet d'un vérinage du tablier**

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de

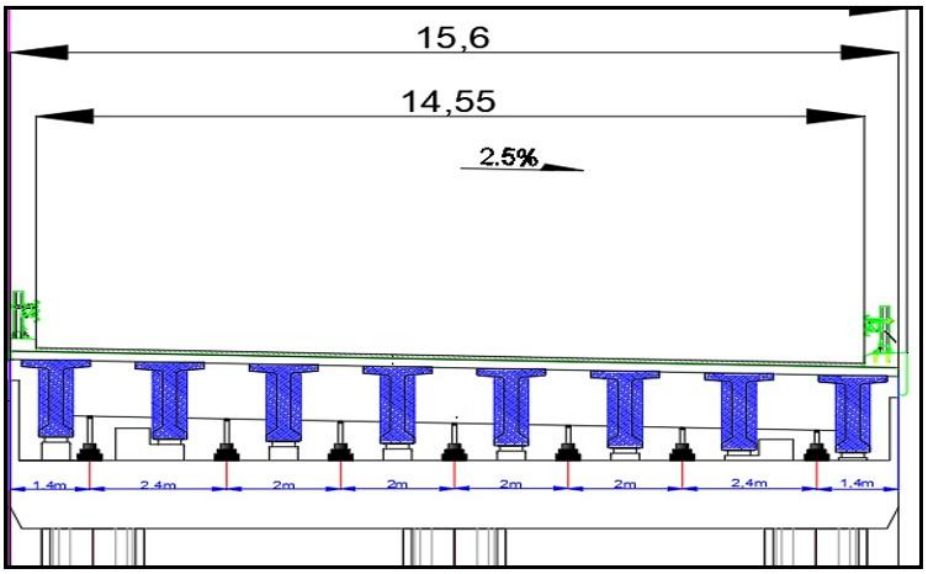


Figure VII.5 Position des vérins.

La position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour de raison de symétrie on doit prévoir 7 points de vérinage par entretoise.

VII.3.2. Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue de 15.6 m de longueur, reposant sur 7 appuis, et supportant son poids propre (charge uniformément répartie) et le poids des poutres, de la dalle et de complément de charges permanentes (charges concentrées, obtenues à partir des réactions sous charges permanentes sans prendre en compte le poids des entretoises). Le poids de la superstructure est transmis à l'entretoise, qui supporte également les réactions dues à la charge G.

RG=5392.9845 KN.

Donc le poids de la superstructure revient à l'entretoise est **345.704 KN/ml.**

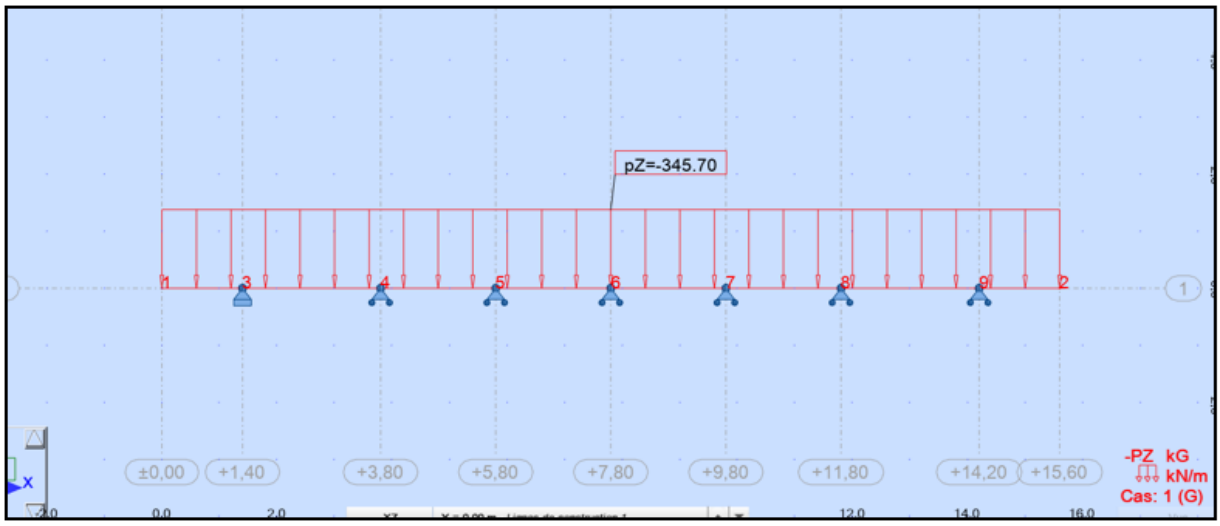


Figure VII.6 Modélisation de l'entretoise

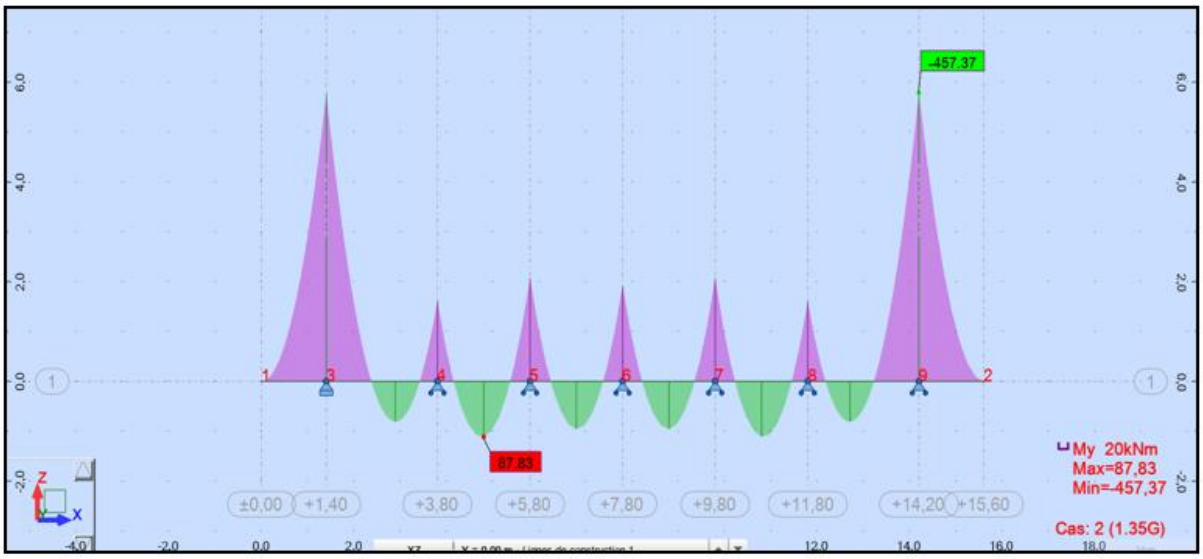


Figure VII.7 Diagramme de moment max de l'entretoise à l'ELU.

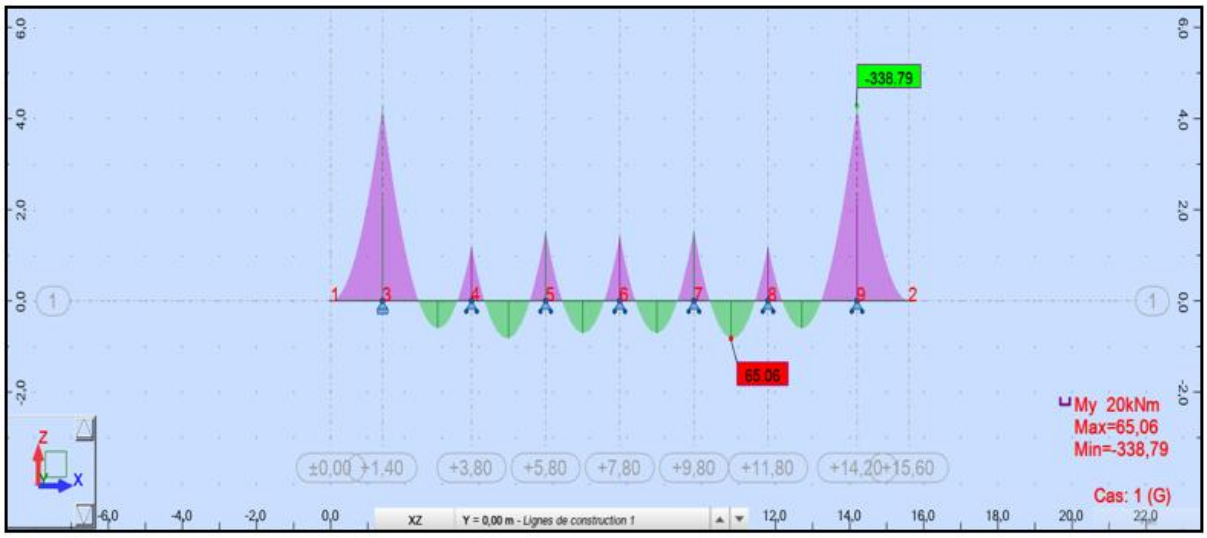


Figure VII.9 Diagramme de moment max de l'entretoise à l'ELS.

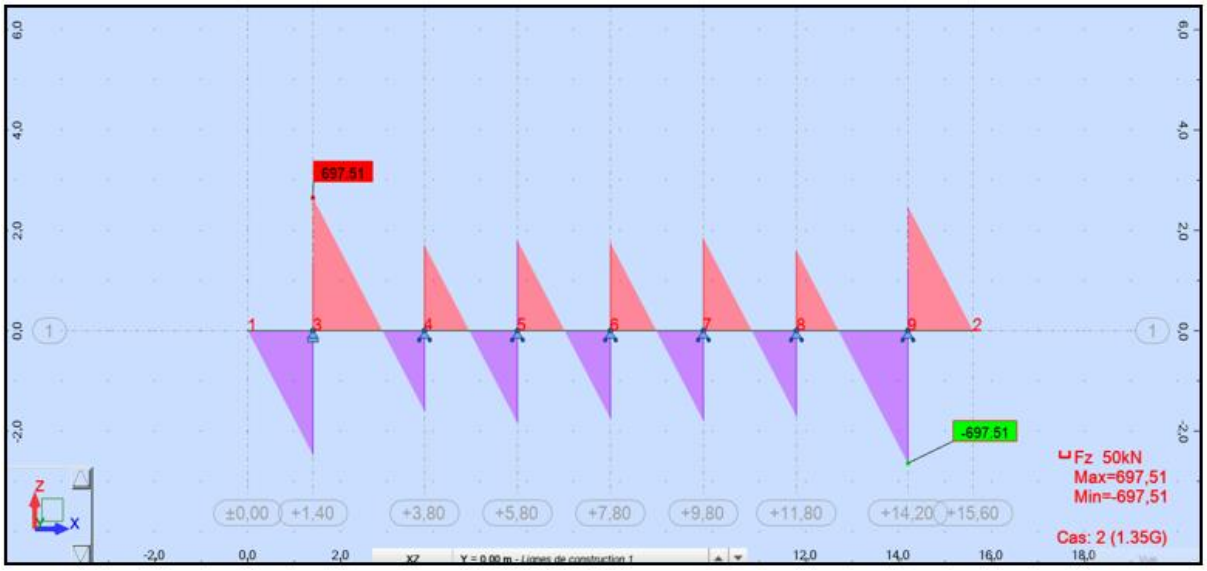


Figure VII.8 Diagramme d'effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.

On récapitule les valeurs des moments fléchissant obtenus des diagrammes ci-avant dans le tableau suivant :

Moment fléchissant	ELU	ELS
Fibres supérieurs	457.37	338.79
Fibres inférieurs	87.83	65.06

Tableau VII.1 Moments max de l'entretoise à l'ELU et à l'ELS.

VII.3.3. Ferraillage de l'Entretoise

Le ferraillage est constitué d'armatures longitudinales de flexion et d'armatures verticales pour reprendre les efforts tranchants. Des armatures de peau sont également réparties sur toute la hauteur des voiles. Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous (voir Annexe D) et illustrés dans la figure ci-contre.

Armateurs	As (cm²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinales supérieures	10.8	2× (3 HA16)	15
Longitudinales inférieures	4.8	2× (3 HA12)	15
Armatures transversales	2.26	2HA12	15
Armatures de peau	>3 cm²/ml	HA12	15

Tableau VII.2 Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise.

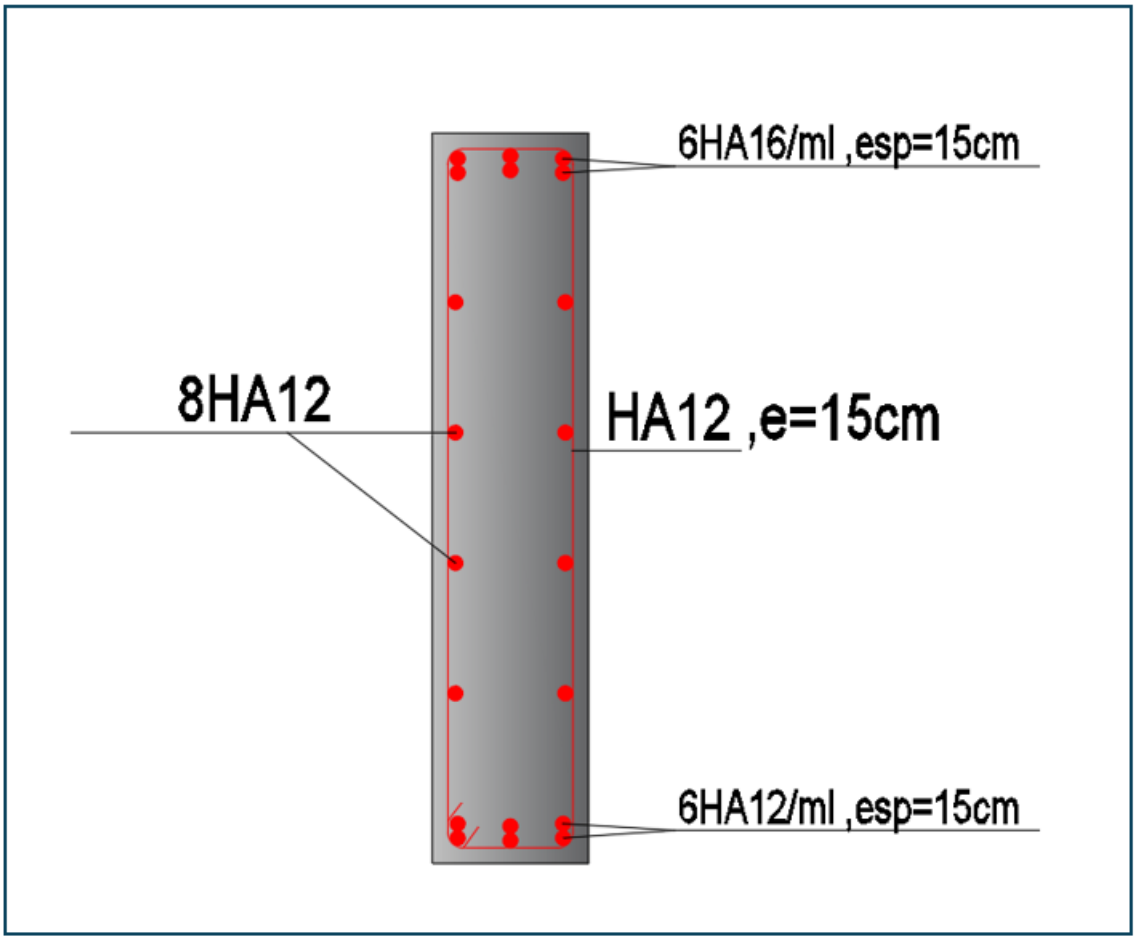


Figure VII.10 Ferraillage de l'entretoise.

VII.4. ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges et à les transmettre aux poutres.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types de flexion :

Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.

Une flexion transversale : le ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VII.4.1. Géométrie de l'Hourdis:

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

L'épaisseur : 25 cm.

La largeur : 15.6 m.

La longueur : le long de l'ouvrage.

VII.4.2. Evaluation des efforts:

Pour l'évaluation des sollicitations de l'hourdis on utilise le logiciel ROBOT 2021.

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément « Barre ».

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égale aux dimensions réels. Les charges ont appliqué sur la dalle sont les mêmes actions définies en chapitre 4 (poids propre, poids des équipements), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

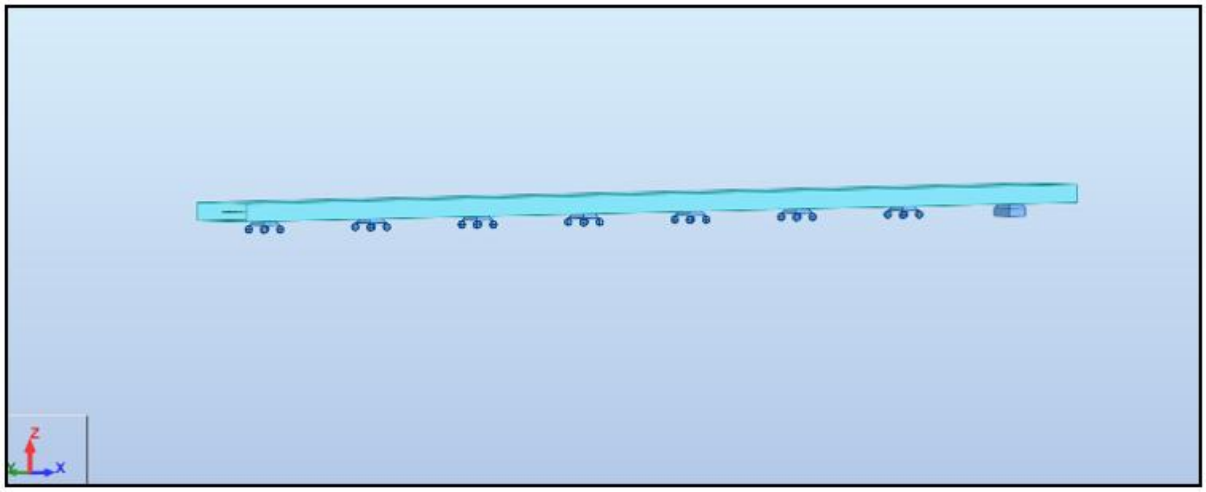


Figure VII.11 Modélisation de la dalle.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants. Nous nous considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).

Mmax à l'ELU :(1.35G +1.6 BT2V+1.6ST) :

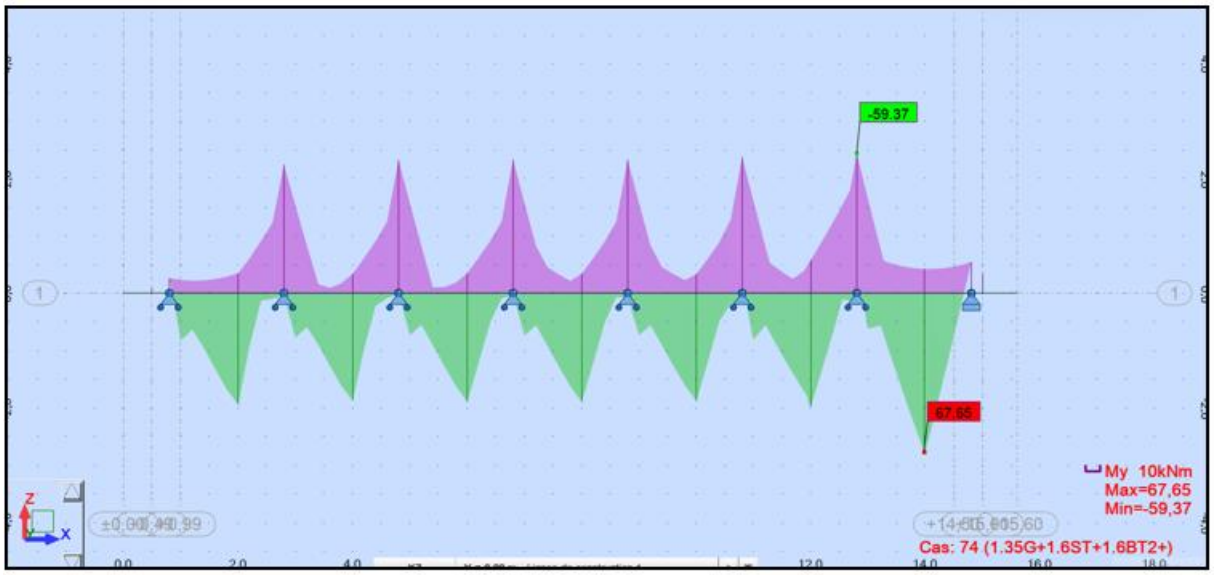


Figure VII.12 Moment max de la Dalle à l'ELU.

Mmax à l'ELU :(G +1.2 BT2V+ST) :

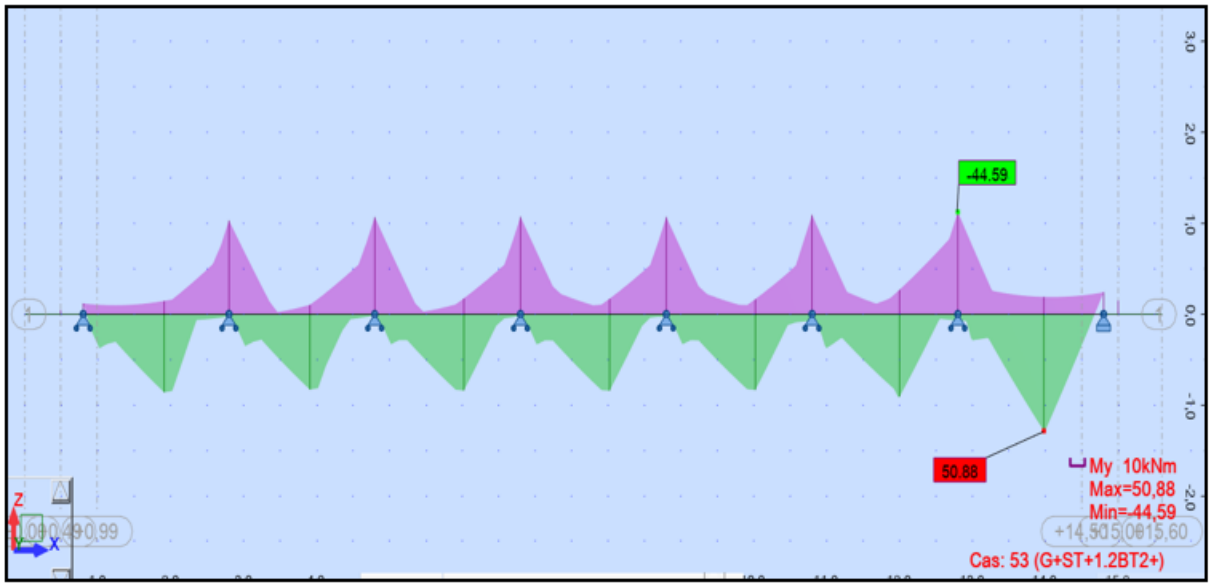


Figure VII.13 Moment max de la Dalle à l'ELS.

Tmax à l'ELU :(1.35G +1.6 BT2V+1.6ST) :

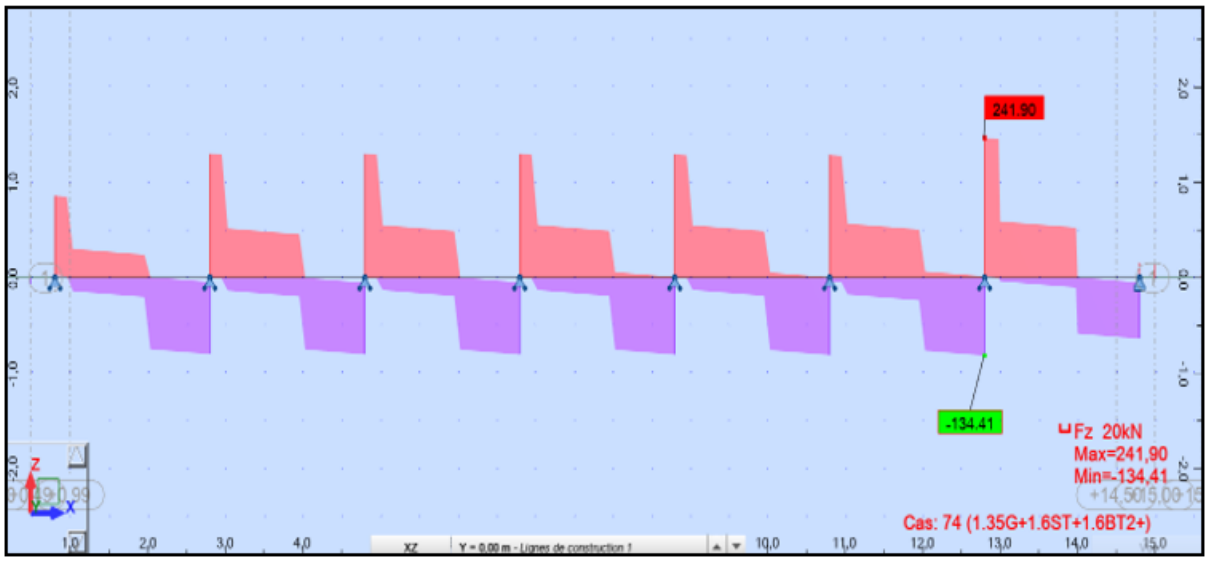


Figure VII.14 Effort tranchant Max- Dalle à ELU.

Tmax à l'ELS :(1.35G +1.2 BT2V+ST) :

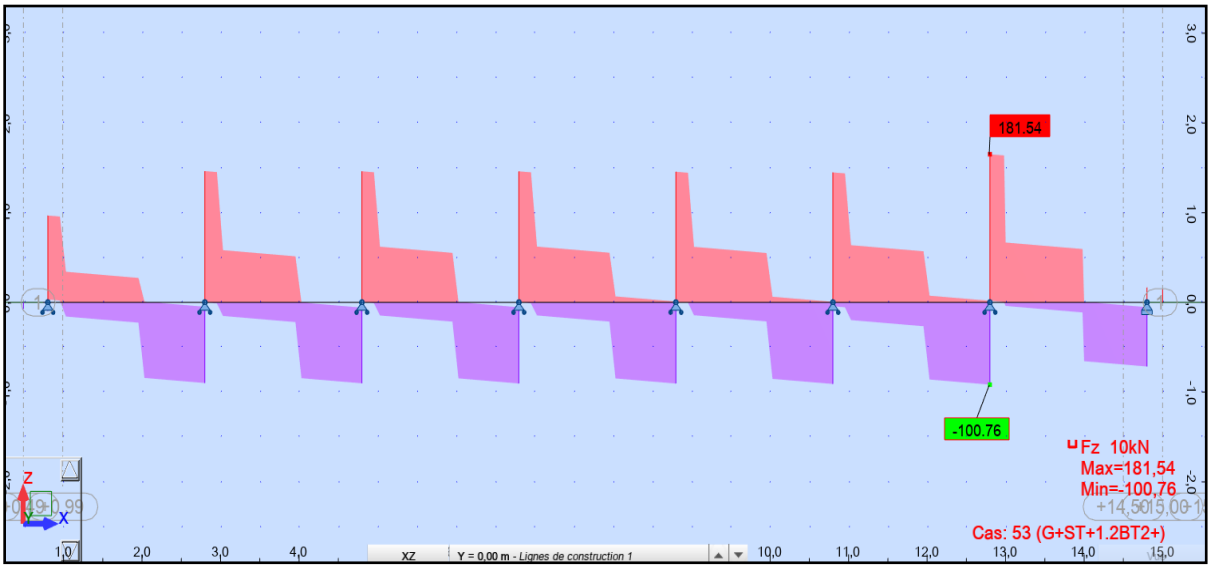


Figure VII.15 Effot tranchant Max- Dalle à ELS.

On récapitule les valeurs des moments fléchissant obtenus des diagrammes ci-avant dans le tableau suivant :

Moment fléchissant	ELU(KN.m)	ELS (KN.m)
Fibres supérieurs	59.37	44.59
Fibres inférieurs	67.65	50.88

Tableau VII.3 Moments max de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS.

VII.4.3. Ferraillage de la dalle:

Le ferraillage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous sont détaillés à (l'Annexe D) :

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinale		
	As (cm²/ml)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm²/ml)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieur	9	HA14	16.5	3.93	HA10	20
Inférieur	10.3	HA16	16.5	5.65	HA12	20

Tableau VII.4 Résultats de calcul de ferraillage de la dalle.

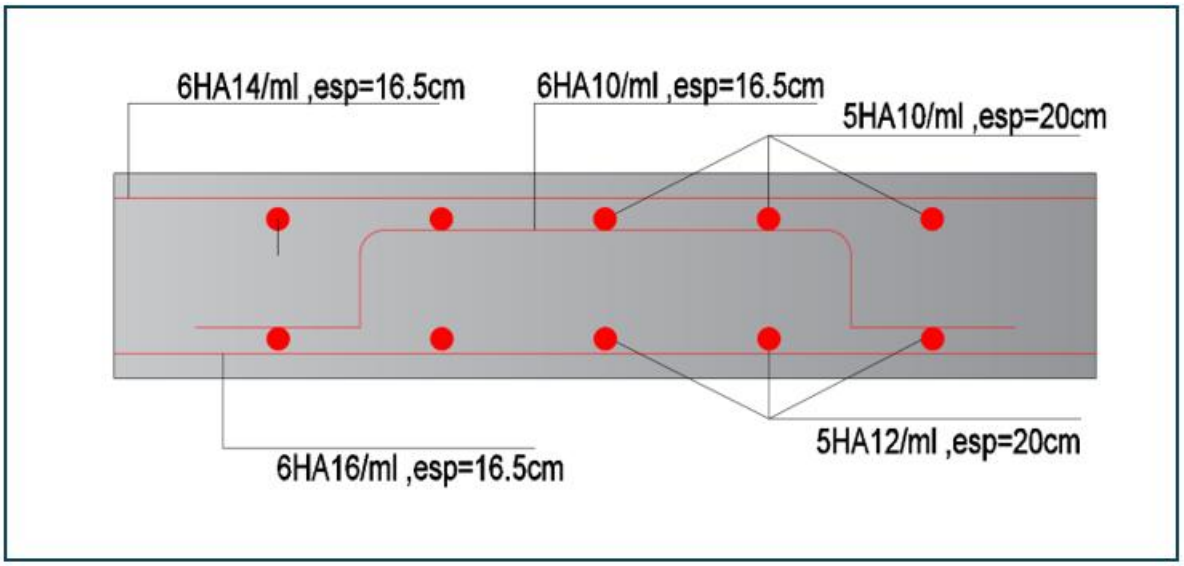


Figure VII.16 Ferraillage de la dalle (coupe transversale)

VII.4.4. Vérification du poinçonnement:

Pour éviter d'avoir la rupture par poinçonnement il faut vérifier la condition recommandée par le BAEL :

$$Qu \leq 0.045 \times Uc \times h_{DALLE} \times f_{c28}$$

Avec :

Qu : charge concentrée à l'ELU ; Qu = 1.6P.

H_{DALLE} : épaisseur de la dalle ; h_{DALLE}=0.25m.

Uc : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Roue	Qu (MN)	Uc	**0.045 × Uc × h_{DALLE} ×f_{c28}(MN)**	Condition
BC	0.096	2.64	0.891	CV
Bt	0.128	3.34	1.127	CV
Br	0.16	3.44	1.161	CV

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VII.5. CONCLUSION

La maîtrise des déformations et la validation de la résistance de l'hourdis sont des impératifs techniques directement liés à la sécurité et à la pérennité de l'ouvrage. Après avoir finalisé ces étapes de dimensionnement et de vérification au cours de ce chapitre, il convient à présent d'intégrer les actions dynamiques. C'est pourquoi le chapitre suivant portera sur l'étude de la réponse sismique de l'infrastructure et le calcul des sollicitations qui en découlent.

CHAPITRE VIII :

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VIII.1. INTRODCUTION

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers **qui**, bien qu'ils soient distincts de la structure principale, jouent un rôle fondamental pour la durabilité et la survie d'un ouvrage. Leur but principal est de rendre le tablier du pont apte à remplir sa fonction en toute sécurité, notamment vis-à-vis des usagers.

Ce chapitre est consacré à l'étude sismique de l'ouvrage ainsi qu'à l'analyse des équipements indispensables, tels que les appareils d'appui et les joints de chaussée. En se basant sur les états **limites ultimes (ELU)** et **accidentels** (séisme), cette étude détaillée nous permettra de dimensionner ces dispositifs clés afin de mieux comprendre la réponse et le comportement réels de ce type de pont face aux sollicitations dynamiques.

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments structurels essentiels assurant la liaison entre le tablier et les appuis, où les poutres reposent directement sur les piles et les culées par l'intermédiaire de ces dispositifs. Leur rôle principal est de transmettre efficacement les efforts verticaux et horizontaux dus aux charges permanentes et d'exploitation, tout en permettant une certaine liberté de mouvement qui réduit significativement les contraintes internes de la structure. Ainsi, en assurant une répartition optimale de l'ensemble de ces charges, ils contribuent activement à la stabilité, à la sécurité et à la durabilité globale de l'ouvrage.

VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Le guide technique « Appareils d'appui en élastomère fretté » publié par le SETRA indique que ces dispositifs (AAEF), ainsi que les appareils d'appui à pot (AAP), représentent 90 % des systèmes d'appui utilisés dans les ponts. Pour l'ouvrage étudié, nous avons choisi d'utiliser des appareils d'appui en élastomère fretté pour les raisons suivantes :

- Facilité de mise en œuvre, facilité de réglage et de contrôle.
- Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- N'exige aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

VIII.2.2. Dimensionnement des appareils d'appui de type B

Les appareils d'appui de type B sont constitués de « n+1 » frettes métalliques et de « n » feuillets d'élastomère de même épaisseur. Leur périphérie est recouverte d'une couche d'élastomère d'une épaisseur minimale de 4 mm, tandis que les faces supérieure et inférieure sont dotées d'une couche d'élastomère de 2.5 mm d'épaisseur nominale.

VIII.2.2.1. Aire l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont définies en vérifiant que la condition de non-glissement et de non-écrasement est respectée, en tenant compte de la contrainte normale sous la réaction maximale à l'état limite ultime (ELU).

$$\sigma_m = (R_{max} / a \times b) \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPA.}$$

- a : côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
- b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.
- Rmax: réaction d'appui maximale à l'ELU. (Rmax= 1.59 MN)
- σm : contrainte de compression sous réaction Rmax.

D'où : a × b ≥ 795 cm2

On prendra : a = 350 mm et b = 450 mm.

VIII.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui

Respectant la condition de non-flambement : $\frac{b}{10} < T < \frac{b}{5}$

Donc **:** 45mm<T< 90mm.

Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes **:** $\{ts > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma m}{\sigma e}$ et ts > 2 mm$\}$.

$$\text{Avec : } \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 10.94$$

$$\text{Et : } \sigma m = \frac{Rmax}{a \times b} = \frac{1.59}{0.35 \times 0.35} = 10.10\ MPa.$$

- G = 0.9 MPa (cas statique).
- σe : contrainte limite de traction des frettes (σe = 235 MPa).

Donc : ts = 3 mm.

Les dimensions de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Dimension	Valeur(mm)
A	350
B	450
Ti	10
Ts	3
N	4
E	5
Tb	65
T	50

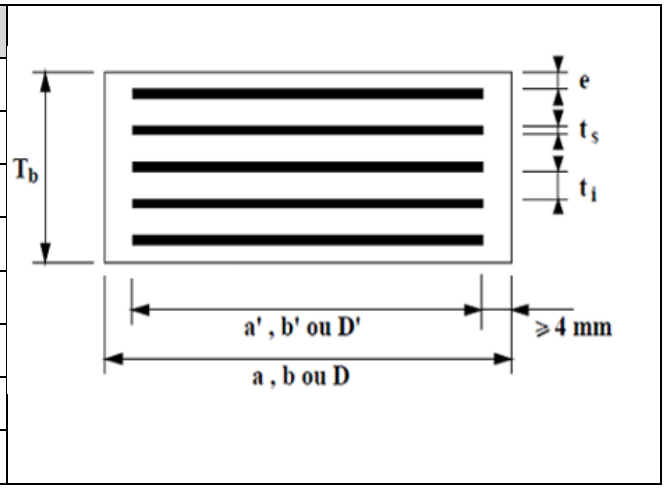


Tableau VIII.1 Les dimensions de l'appareil d'appui.

Avec :

T : épaisseur totale de l'élastomère.

Tb : épaisseur totale de l'appareil.

n : nombre de feuillet élémentaire d'élastomère.

ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire élastomère.

ts: épaisseur d'une frette élémentaire.

e : enrobage extérieure.

Enrobage des chants : 4 mm

VIII.2.3. Déplacements dus à la variation linéaire

- **Déplacement du aux freinages A(l) :**

$\Delta L(Al) = \frac{T \times F(Al)}{n \times G \times a \times b} = \frac{0.05 \times 172.28 \times 10^{-3}}{26 \times 1.2 \times 0.35 \times 0.45}$ =0.0018 m.

Avec :

- n : nombres d'appareil d'appui par éléments porteur dans notre cas n = 26.
- T : épaisseur totale du caoutchouc de l'appareil T= mm
- G : module de cisaillement de l'appareil G = 1.2 MPa.
- a×b : les dimensions en plan de l'appareil.

F(Al) : l'effort de Freinage A(l) ➔ F(Al) = 172.28 KN.

- **Déplacement du aux freinages Bc :**

$\Delta L\ (Bc) = \frac{T \times F(Bc)}{n \times G \times a \times b} = \frac{0.05 \times 300 \times 10^{-3}}{26 \times 1.2 \times 0.35 \times 0.45}$ =0.0031 m

Avec : F(Bc) : l'effort de Freinage Bc ➔ F(Bc) = 300 KN

- **Déplacement du a la température :**

ΔLT=0.0062 m

- **Déplacement du aux retrait et fluage :**

$\Delta L_{r+f} = (\varepsilon r + \varepsilon f) \times L_0 = 0.0099$ m.

εr: coefficient du au retrait $\varepsilon r = 2 \times 10{-}3$.

εf : coefficient du au fluage $\varepsilon f = 3.5 \times 10{-}3$.

L_0 : la moitié de la portée.

VIII.3. EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTAL K

Les raideurs des différents appuis sont calculées comme suite :

$$K_{A\text{-}app} = \frac{G \times a \times b}{T}, \quad K_{pile} = \frac{3 \times E \times I}{h3} \times n_f, \quad K_{Appui} = \frac{1}{\frac{1}{KA-app} + \frac{1}{Kpile}}$$

Avec :

- G : module de cisaillement d'élastomère en cas dynamique (G = 1.2 MPa).
- nf : nombre des fûts composants la pile (nf = 3).
- a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur d'élastomère.
- E : module de déformation instantané de béton, fc28 = 30 MPa → E = 34180MPa

NB : En ce qui concerne la culée, qui est considérée comme infiniment rigide, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d'appuis (KA-app).

Appui	h(m)	I (m^4)	Kpile (MN/m)	KA−app (MN/m)	nA−app	K_{appuis} (MN/m)
C1/C2	/	/	INF	3.78	8	30.24
P1	6.4	0.79	921.17	3.78	16	56,75
P2	7	0.79	704.02	3.78	16	55,70
P3	9.1	0.79	320.45	3.78	16	50,88
P4	9.4	0.79	290.73	3.78	16	50,07
P5	9.5	0.79	281.65	3.78	16	49,79
P6	8.1	0.79	454.38	3.78	16	53,38
P7	5.4	0.79	1533.55	3.78	16	58,19
P8	4.3	0.79	3037.20	3.78	16	59,30
P9	4.1	0.79	3503.70	3.78	16	59,45
P10	3.8	0.79	4400.76	3.78	16	59,66
P11	3.3	0.79	6719.50	3.78	16	59,94
P12	3.2	0.79	7369.34	3.78	16	59,99

Tableau VIII.2 Raideurs longitudinales des appuis.

Donc : Klong = $\sum$ KAppui=733.56 MN/m.

Appui	h(m)	I (m^4)	Kpile (MN/m)	KA−app (MN/m)	nA−app	Kappui (MN/m)
C1/C2	/	/	INF	3.78	8	30.24
P1	6.4	255.71	100021.99	3.78	16	60,44
P2	7	255.71	76443.63	3.78	16	60,43
P3	9.1	255.71	34794.55	3.78	16	60,38
P4	9.4	255.71	31568.35	3.78	16	60,36
P5	9.5	255.71	30581.91	3.78	16	60,36
P6	8.1	255.71	49337.86	3.78	16	60,41
P7	5.4	255.71	166515.29	3.78	16	60,46
P8	4.3	255.71	329784.35	3.78	16	60,47
P9	4.1	255.71	380437.95	3.78	16	60,47
P10	3.8	255.71	477842.32	3.78	16	60,47
P11	3.3	255.71	729614.71	3.78	16	60,47
P12	3.2	255.71	800175.90	3.78	16	60,48

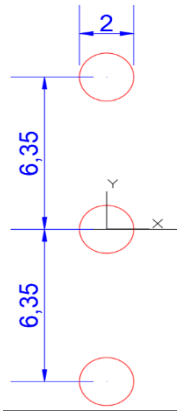
Tableau VIII.3 Raideurs transversales des appuis.

Donc : Ktrans = ∑ KAppui = 785.68 MN/m

Avec : I : moment d'inertie transversal d'un fut I= 259.71 m^4.(Autocad)

$$k_{Pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

$$k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$



VIII.4. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques a pour objectif d'assurer un risque de défaillance suffisamment faible en cas de séisme potentiel. Selon le RPOA 2008, les caractéristiques de l'ouvrage à considérer sont les suivantes :

- Le pont est classé dans le groupe 2 (pont important).
- Le site d'implantation est de catégorie S3 (sol meuble).
- L'ouvrage est situé en zone sismique IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de la zone est A = 0,20 (référence : RPOA, Tableau 3.1).
- Le taux d'amortissement du matériau des appuis (béton armé) est de $\xi = 5$ %.
- Le module de cisaillement dynamique de l'élastomère est G = 1.2 MPa.

De manière générale, l'analyse du comportement sismique d'un pont s'effectue soit par la méthode spectrale monomodale (prise en compte du mode fondamental), soit par la méthode du spectre de réponse.

VIII.4.1. Méthode Monomodale

C'est une méthode simplifiée ou les mouvements de la structure sont à tout instants proportionnels à une déformée privilégiée, appelée mode fondamental. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle.

L'application de la méthode monomodale est gouvernée par la vérification des critères Suivants :

- **Masse modale :**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamentale) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, cela revient à vérifier la masse des piles est inférieure à 43% de la masse de tablier (Mp< 0.43 Mt).

Mt = G × nombre de travées = 140159,29 KN.

0.43 Mt = 60268.4947KN

Mp = Mchevêtre + Mfût = 36801.6KN

Alors **Mp** < 0.43 **Mt** (condition vérifiée).

- **Angle de biais :**

L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de 90 gr > 70 gr**.** (condition vérifiée).

- **Courbure de pont :**

" L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure ".

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clothoïde d'un rayon très large, suivi par une partie droite.

Le calcul de l'angle balayé donne 13.33 gr. Cette valeur étant inférieure à la limite maximale de 30 gr. **(condition vérifiée).**

- **Symétrie transversale :**

La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal .

La position de centre des raideurs est : $X_R = \frac{\sum Ki*Xi}{KT} = 245.93m$

|245.93 – 240.05| = 5.88 m << 0.05 × 481 = 24.05 m (condition vérifiée).

VIII.4.1.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectiligne, la déformation de tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet des actions sismiques. On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par :

$$F = \mathbf{M} \times \mathbf{Sae}\ (\mathbf{T}, \boldsymbol{\xi})$$

Où :

- M : la masse de système qui égale à la masse totale de tablier seul car il repose sur des appareils d'appui en élastomère frettée : M=140159.29KN
- Sa(T) : accélération spectrale de spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$\mathbf{S_{ae}}(\mathbf{T}, \boldsymbol{\xi}) = \begin{cases} \mathbf{AgS}(1 + \frac{\mathbf{T}}{\mathbf{T_1}}(2,5\boldsymbol{\eta} - 1) & \mathbf{0 \le T \le T_1} \\ \mathbf{2,5\eta AgS} & \mathbf{T_1 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2,5\eta AgS}\left(\frac{\mathbf{T_2}}{T}\right) & \mathbf{T_2 \le T \le 3s} \\ \mathbf{2,5\eta AgS}\left(\frac{\mathbf{3T_2}}{\mathbf{T}}\right) & \mathbf{T \ge 3s} \end{cases}$$

- g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s2.
- A : coefficient d'accélération. (A=0.20)
- ξ : Taux d'amortissement 5 % ; (béton armé)
- η : Facteur de correction de l'amortissement : η= √7/(2+ξ) = 1.
- T1 et T2 : période caractéristique associée à la catégorie de site. (T1, T2) = (0.20 s, 0.50 s).
- S : coefficient du site. **(S = 1.2).**
- T : période fondamentale de l'ouvrage, **T**= **2π** × √ (**M** /**K**)

T=$2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{14015929}{567.49\times1000000}}$=0.87 s.

- **Force sismique longitudinale :**

On a T2 ≤ T = 0.99 s ≤ 3 s Donc : Sae (T, ξ) = 2.5ηAgS (T2/ T) = 3.39 m/s².

F_L = M × Sae (T, ξ) = 14015.929 ×2.98 = 47494.13 KN.

- **Le déplacement de tablier par rapport au sol :**

$d_{L-tablier} = \frac{T^2}{4\times\pi^2} \times Sae(T,\xi) = 0.065m = 6.5cm.$

- **La force repartie sur chaque appui :**

La force F est repartie sur chaque appui (i) au prorata des raideur : $\mathbf{F_{i-L} = \frac{K_{i-L}}{K_L} F_L.}$

Appuis	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)	dL (m)
C1	30,24	733,56	47494,1	1957,9	0,065
P1	56,75	733,56	47494,1	3674,5	0,065
P2	55,70	733,56	47494,1	3606,0	0,065
P3	50,88	733,56	47494,1	3294,0	0,065
P4	50,07	733,56	47494,1	3241,4	0,065
P5	49,79	733,56	47494,1	3223,5	0,065
P6	53,38	733,56	47494,1	3455,8	0,065
P7	58,19	733,56	47494,1	3767,2	0,065
P8	59,30	733,56	47494,1	3839,3	0,065
P9	59,45	733,56	47494,1	3849,3	0,065
P10	59,66	733,56	47494,1	3862,7	0,065
P11	59,94	733,56	47494,1	3880,8	0,065
P12	59,99	733,56	47494,1	3883,9	0,065
C2	30,24	733,56	47494,1	1957,9	0,065

Tableau VIII.4 Répartition des efforts et des déplacements longitudinaux sur chaque appui.

VIII.4.1.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

Pour le séisme en direction transversale plusieurs approche ont été élaborées afin de mieux modéliser son comportement notamment la méthode de tablier rigide, la méthode du tablier flexible, la méthode de la pile indépendante et d'autre méthode de linaire et non linéaire. Nous allons utiliser la méthode de la pile indépendante vue la géométrie régulière de l'ouvrage.

Methode de la pile independante de l'Eurocode 8 partie 2 :

La faisabilité de cette méthode est conditionnée par le critère suivant :

$0,95 < Ti/Ti+1<1,05$

Ou Ti : est la période de la ieme pile Les effets des séismes agissant sur la ieme pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique : Fi=Mj Sa(T).

Determination de la masse du systeme :

M i est la masse effective attribuée à la pile i (masses de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

M pi = M tablier + 1/2 M pile.

Détermination de la période fondamentale

On calcul la période fondamentale : $T=2\pi \times \sqrt{\frac{Mi}{Ki}}$

Appui	Kappui (MN/m)	M (Kg)	T(s)
P1	60,44	1 235 076,90	0,90
P2	60,43	1 242 141,90	0,90
P3	60,38	1 266 869,40	0,91
P4	60,36	1 270 401,90	0,91
P5	60,36	1 271 579,40	0,91
P6	60,41	1 255 094,40	0,91
P7	60,46	1 223 301,90	0,89
P8	60,47	1 210 349,40	0,89
P9	60,47	1 207 994,40	0,89
P10	60,47	1 204 461,90	0,89
P11	60,47	1 198 574,40	0,88
P12	60,48	1 197 396,90	0,88
C1/C2	30,24	539 298,45	0,84

Tableau VIII.5 calcul des périodes propres

Vérification du critère d'application

$0,95 < Ti/Ti+1<1,05$

T1/T2	T2/T3	T3/T4	T4/T5	T5/T6	T6/T7	T7/T8	T8/T9	T9/T10	T10/T11	T11/T12	T12/TC
0.997	0.989	0.998	0.999	1.007	1.013	1.005	1.001	1.001	1.002	1.000	1.05

Tableau VIII.6 vérification de la méthode

Spectre de réponse élastique

On a $T2 \leq Tmoy = 0.89\ s \leq 3\ s$

Donc $Sae(T, \xi) = 2.5\eta SAg(T2, T)$.

Appui	Kappui (MN/m)	M (Kg)	T (s)	sa (m/s²)
P1	60,44	1 235 076,90	0,90	2,62
P2	60,43	1 242 141,90	0,90	2,61
P3	60,38	1 266 869,40	0,91	2,59
P4	60,36	1 270 401,90	0,91	2,58
P5	60,36	1 271 579,40	0,91	2,58
P6	60,41	1 255 094,40	0,91	2,60
P7	60,46	1 223 301,90	0,89	2,63
P8	60,47	1 210 349,40	0,89	2,65
P9	60,47	1 207 994,40	0,89	2,65
P10	60,47	1 204 461,90	0,89	2,66
P11	60,47	1 198 574,40	0,88	2,66
P12	60,48	1 197 396,90	0,88	2,66
C1/C2	30,24	539 298,45	0,84	2,81

Tableau VIII.7 résultat des accélérations

Force sismique transversale :

$FT = M \times Sae(T, \xi)$.

Appui	Kappui (MN/m)	M (Kg)	T (s)	sa (m/s²)	Fi (KN)	d_T (m)
P1	60,44	1 235 076,90	0,90	2,62	3 237,59	0,054
P2	60,43	1 242 141,90	0,90	2,61	3 246,54	0,054
P3	60,38	1 266 869,40	0,91	2,59	3 277,14	0,054
P4	60,36	1 270 401,90	0,91	2,58	3 281,42	0,054
P5	60,36	1 271 579,40	0,91	2,58	3 282,83	0,054
P6	60,41	1 255 094,40	0,91	2,60	3 262,71	0,054
P7	60,46	1 223 301,90	0,89	2,63	3 222,51	0,053
P8	60,47	1 210 349,40	0,89	2,65	3 205,69	0,053
P9	60,47	1 207 994,40	0,89	2,65	3 202,61	0,053
P10	60,47	1 204 461,90	0,89	2,66	3 197,98	0,053
P11	60,47	1 198 574,40	0,88	2,66	3 190,22	0,053
P12	60,48	1 197 396,90	0,88	2,66	3 188,67	0,053
C1/C2	30,24	539 298,45	0,84	2,81	1 513,23	0,050

Tableau VIII.8 Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui

VIII.4.1.3. Evaluation de l'effort sismique vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (IIa) selon le R.P.O.A, est négligeable.

VIII.4.2. La méthode multimodale spectrale

Cette analyse prend en compte tous les modes de vibration qui ont une contribution sur la réponse de la structure à une excitation sismique. Elle est basée sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

VIII.4.2.1. Modélisation

Pour pouvoir effectuer l'analyse sismique multimodale et définir les modes propres et les périodes de l'ouvrage on doit faire la modélisation de toute la structure, pour cela on utilise le logiciel Robot structural.

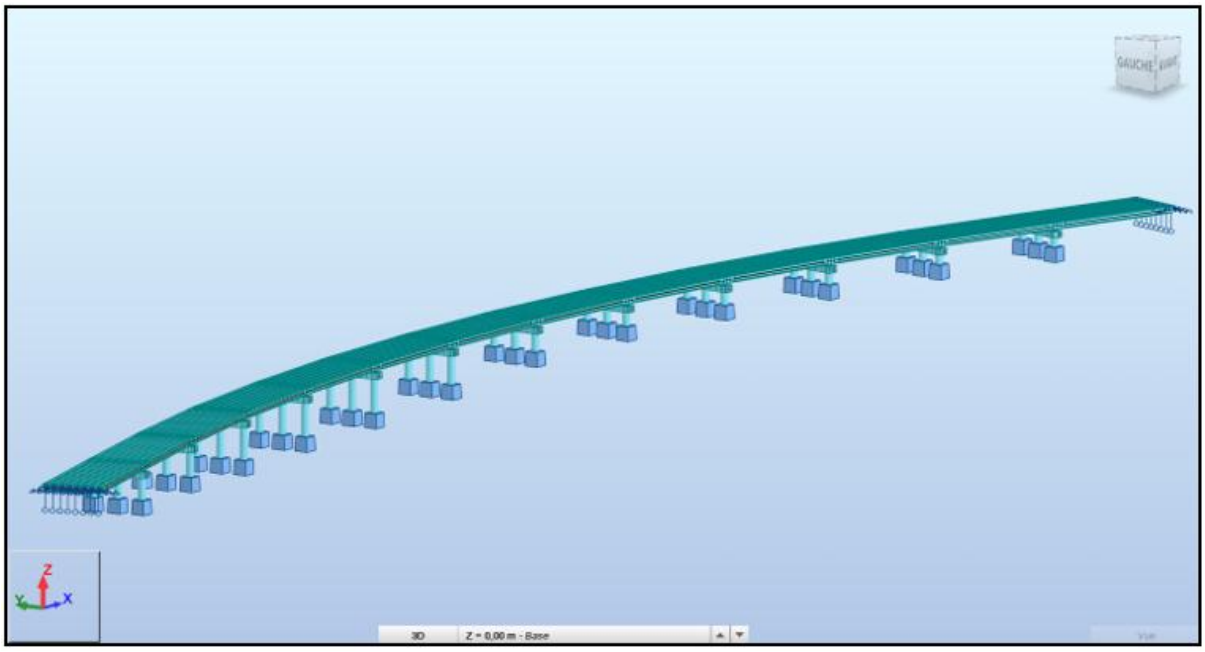


Figure VIII.1 Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique Sae constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

VIII.4.2.2. Spectre de réponse de composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$S_{ae}(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1 + \dfrac{T}{T_1}(2,5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2,5\eta AgS\left(\dfrac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3s \\ 2,5\eta AgS\left(\dfrac{3T_2}{T}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

Sae (T, ξ) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement ξ et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

- A : coefficient d'accélération de zone. A = 0.2
- g : accélération de la pesanteur g = 9.81 m/s2
- S : coefficient du site S = f (S3) = 1.2 (RPOA, tableau 3.3).
- T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPOA, tableau 3.3) : (T1, T2) = f (S3) = (0.20s ; 0.50s).
- η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$.

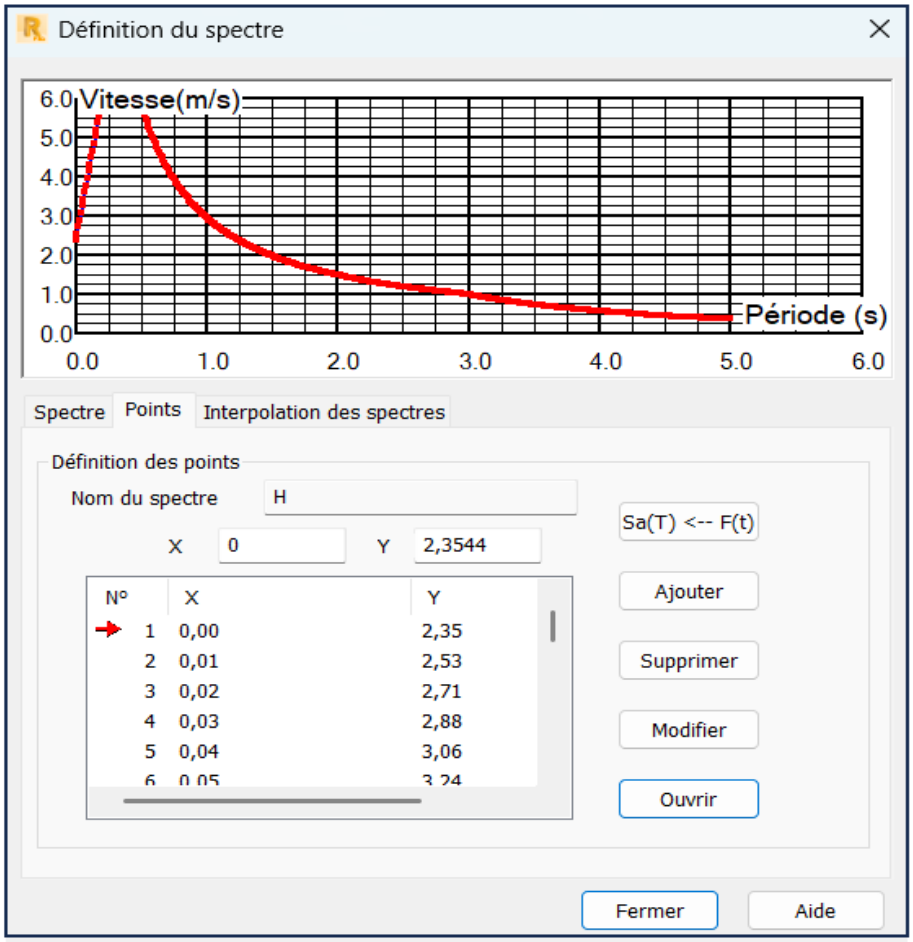


Figure VIII.2 Spectre de réponse élastique (composante horizontale).

VIII.4.2.3. Spectre de réponse de composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$\mathbf{Sae}(T,\xi) = \begin{cases} \alpha \mathbf{Ag}\left(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\alpha \mathbf{Ag}\,\eta & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\alpha \mathbf{Ag}\,\eta\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0\mathbf{s} \\ 2.5\alpha \mathbf{Ag}\,\eta\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \ge 3.0\mathbf{s} \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité α (zone IIa) = 0.7.

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

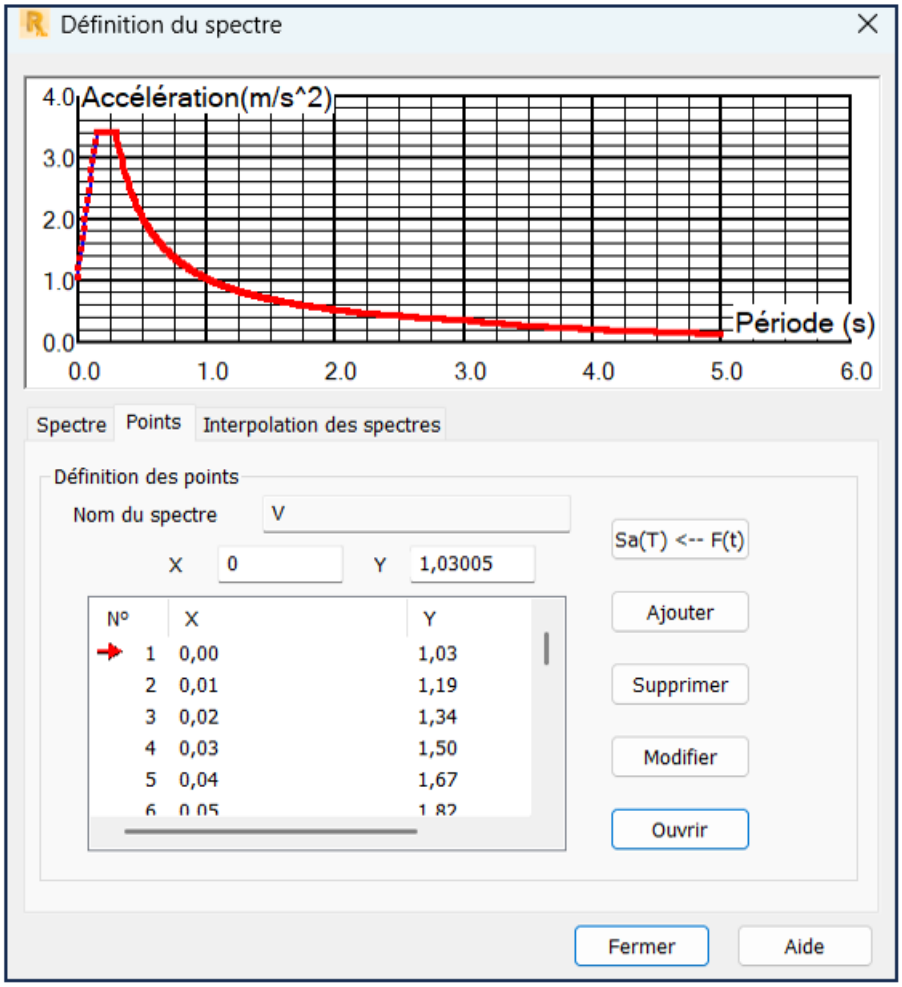


Figure VIII.3 : Spectre de réponse élastique (composante verticale).

VIII.4.2.4. Modes significatifs

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives Σ(Mi)c atteint au moins 90% de la masse totale du pont MT (ou 70% à condition de considérer le mode résiduel qui tient compte des modes négligés).

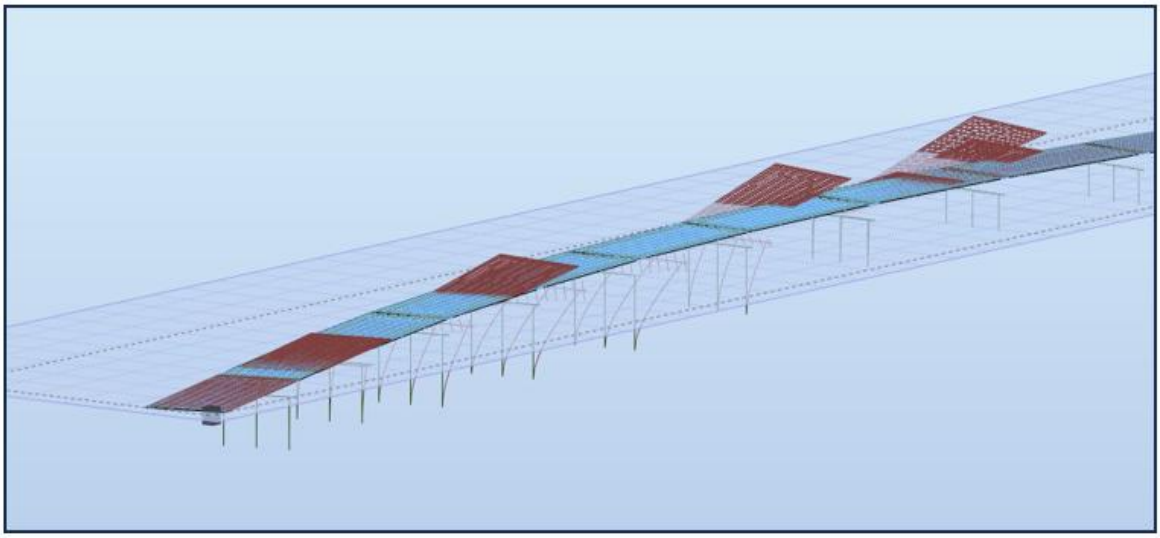


Figure VIII.4 Exemple des déformations (Mode 01).

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous (le reste des modes est donné en Annexe E) :

Modes	Période	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		Ux	Uy	Uz	Cumul x	Cumul y	Cumul z
1	0.93	29.40	0.52	0	29.40	0.52	0
2	0.90	0.04	0.36	0	29.44	0.89	0
3	0.87	12.77	0.26	0	42.21	1.14	0
4	0.86	0.43	26.61	0	42.64	27.76	0
5	0.86	0.41	0.61	0	43.05	28.36	0
…	…	…	…	…	…	…	…
60	0.07	1.38	0.03	0	95.85	91.44	0

Figure VIII.5 Modes propres.

VIII.4.2.5. Combinaison des réponses modales

Dans une direction donnée, les sollicitations Ei, issues de chacun des modes i (efforts, déplacements, contraintes…) sont alors combinées en utilisant la Combinaison Quadratique Complète (méthode (CQC). Cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j EirijEj}$$

r_{ij} : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes i et j.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tj/Ti
3/ 1	1,08	0,93	29,40	0,52	0,0	29,40	0,52	0,0	0,97
3/ 2	1,12	0,90	29,44	0,89	0,0	0,04	0,36	0,0	0,97
3/ 3	1,15	0,87	42,21	1,14	0,0	12,77	0,26	0,0	0,99
3/ 4	1,16	0,86	42,64	27,76	0,0	0,43	26,61	0,0	0,99
3/ 5	1,17	0,86	43,05	28,36	0,0	0,41	0,61	0,0	1,00
3/ 57	13,12	0,08	93,00	89,99	0,0	0,00	0,00	0,0	0,96
3/ 58	13,68	0,07	94,38	90,00	0,0	1,37	0,01	0,0	1,00
3/ 59	13,69	0,07	94,49	91,42	0,0	0,12	1,42	0,0	0,94
3/ 60	14,56	0,07	95,85	91,44	0,0	1,36	0,03	0,0	CQC

Figure VIII.6Choix de la méthode CQC.

VIII.4.2.6. Combinaison des composantes de l'action sismiques

Selon le RPOA, une combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. Cette combinaison nous donne l'effet probable de l'action sismique maximale dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z :

$$E_1 = \pm Ex \pm 0.3\,Ey \pm 0.3\,Ez$$

$$E_2 = \pm Ey \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ez$$

$$E_3 = \pm Ez \pm 0.3\,Ex \pm 0.3\,Ey$$

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

VIII.5. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par :

$$G + P + E + 0.4\,\Delta T + D + \Psi Q$$

Ψ : est un coefficient de combinaison pris égale à 0 (il ne s'agit ni d'un pont urbain à trafic intense ni d'un pont ferroviaire).

VIII.5.1. Resistance à la Compression

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

On vérifie que :

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} \leq 20MPA$$

Application numérique :

N = 1.59 MN donc σm = 13.25 MPa ≤ 20 MPa → condition vérifiée.

VIII.5.2. Stabilité au flambement

On vérifie que : $\gamma s \times \mathbf{Pu} \leq \mathbf{Pc}$.

γs: le coefficient de sécurité ; $\gamma s = 3$

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc : la charge critique de flambement donnée par la formule suivante : $\mathbf{Pc}=\frac{4\times G\times B\times S^2\times d}{h}$

B : l'aire nominale de l'appui.

d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.

h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : le facteur de forme, $\mathbf{S}=\frac{a\times b}{2t\times(a+b)} = 9.84$

t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

Application numérique :

S = 9.84, Pc = 10.99 MN, Pu = 1.59 MN

Donc : $\gamma s \times \mathbf{Pu}$ =4.77 MN ≤**Pc** =10.99 MN → condition vérifiée.

VIII.5.3. Limitation de la Distorsion

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique δc.

$$\begin{cases} \delta c = 0.7 + 4\,(\delta 0 - 0.7)(0.25-p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta c = 1.4\,(1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec :

P = Pu/Pc

δ0 = c/Tb borne par ($\mathbf{0.7 < \delta 0 < 2}$)

δ = d/Tb

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (c = 350mm).

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

Application numérique :

Tb = 65 mm

p = 0.145 ≤ 0.25 → δc = 1.25

$d = d_{séisme} + d_{flv} + 0.4\,dT = (0.08\text{-}0.18) + 0.0099 + 0.0062\times0.4 = 0.074$ m

δ = 1.14 < δc = 1.25 → Condition vérifiée.

VIII.5.4. Condition de non-Glissement

On vérifie l'inégalité suivante : H < f × N .

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : est le coefficient de frottement, $\mathbf{f=0.1+(0.6/\sigma m)}$

Application numérique :

Cas de pile :

N=RG+Rseismemaxpile +0.2×Rsurchargemaxpile=1.01MN

$\sigma m = N/(a \times b)$ = 6.4 MPA donc f = 0.19

$H=H_{s\ pile}$ +0.4 HT+H_r+f+$H_{freinage\ max}$ =0.38MN

Donc H=0.38 > f×N=0.20 (condition non vérifiée)

Cas de la culée :

N=RG+Rseismemaxpile +0.2×Rsurchargemaxpile=1.08MN

$\sigma m = N/(a \times b)$ = 6.4 MPA donc f = 0.19

H=Hs pile+0.4 HT+Hr+f+Hfreinage max=0.39MN

Donc H=0.39 > f×N=0.21 (condition non vérifiée)

Le néoprène doit être équiper d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VIII.6. LES PLAQUES DE FIXATION

Les plaques de fixation en acier assurent la position de l'appareil d'appui sur les dés d'appui d'une part et d'autre part sur le talon des poutres et aussi elles empêchent leur glissement. Généralement leur épaisseur est de l'ordre de 25mm avec une section supérieure à 5cm dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

VIII.7. DES D'APPUI :

Le dé d'appui est un élément en béton armé servant de support à l'appareil d'appui. Il a pour rôle principal de répartir les charges ponctuelles transmises par le tablier, afin d'éviter la concentration des efforts susceptibles de provoquer des fissures. Il permet également de compenser le dévers éventuel du tablier, assurant ainsi une assise stable et conforme.



Figure VIII.7 Les plaques de fixation.

VIII.7.1. Dimensionnement des Dés d'Appui

Dimensions en plan :

D'après le guide SETRA (Piles et palées 73), Les bossages présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débord minimal de 5 cm. mais puisqu'on a choisi une hauteur des bossages de 10 cm minimum, alors ce débord est à porter à 10 cm. Donc :

A = a + 150 = 500 mm

B = b + 150 = 600 mm

La hauteur de dé d'appui présente une hauteur minimum de :

$$H > \frac{2 \times A \times B}{2 \times (A + B)}$$

Donc H ≥ 272.72mm.

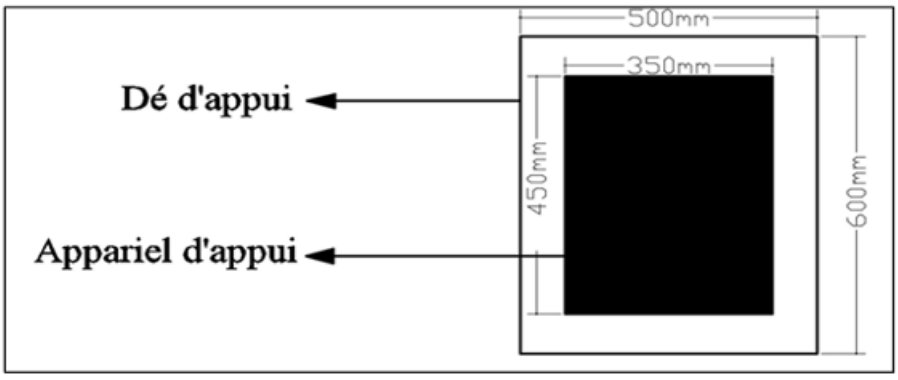


Figure VIII.8 : Les dimensions en plan du dé d'appui.

VIII.7.2. Ferraillage de Dé d'Appui

Les bossages d'appui sont des pièces soumises à la compression, les différentes sections d'armateurs sont évaluées selon le guide SETRA (P.P.73).

Armatures de chainage :

Ces armatures de chaînage sont généralement disposées en une seule nappe. La section d'armature calculée doit être dimensionnée pour reprendre un effort axial égal à 25 % de l'effort maximal Nmax :

$$Ac = \frac{0.25 \times N}{\sigma s} = \frac{0.25 \times 1.59}{434.78} = 9.14 cm^2 \rightarrow \text{On prend :4HA20} = 12.56 cm^2$$

Armatures horizontales :

Dans le but de limiter la propagation de fissures éventuelles, les armatures horizontales disposées sous le chaînage doivent être dimensionnées de manière à reprendre un effort représentant 12,5 % de la charge transmise par la descente de charges correspondante.

$$Ah = \frac{0.125 \times N}{\sigma s} = \frac{0.125 \times 1.59}{434.78} = 4.57 cm^2 \rightarrow \text{On prend : 4HA14} = 6.16 cm^2$$

Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre 4% de N.

$$Ah = \frac{0.04 \times N}{\sigma s} = \frac{0.04 \times 1.59}{434.78} = 1.46 cm^2 \rightarrow \text{On prend : 2HA12} = 2.26 cm^2$$

Frette inférieure :

Une frette inferieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h, à partir de la face supérieure de l'appui.

$$Ah = \frac{0.1 \times N}{\sigma s} = \frac{0.1 \times 1.59}{434.78} = 3.66 cm^2 \rightarrow \text{On prend : 2HA16} = 4.02 cm^2$$

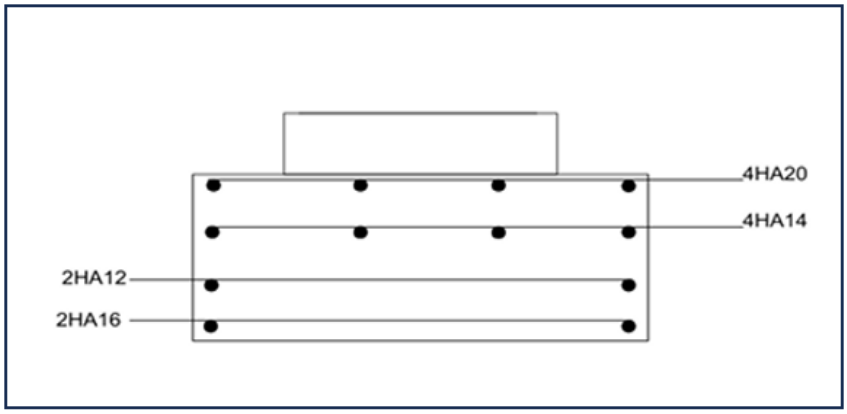


Figure VIII.9 Ferraillage de dé d'appui.

VIII.8. PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversale.

Pour notre ouvrage on a choisi deux plots parasismiques avec les dimensions suivants :

Une hauteur est de 55 cm.

Des dimensions en plan (65 × 65) cm2.

Un espacement de 5 cm par rapport à la poutre.

VIII.9. JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée est un dispositif conçu pour assurer la continuité de la circulation au niveau d'une interruption du tablier, tout en permettant à ce dernier de se dilater librement. Il prévient ainsi les variations longitudinales brusques de dimensions, causées par les changements de température, les sollicitations dues au trafic, ainsi que les propriétés spécifiques des matériaux utilisés.

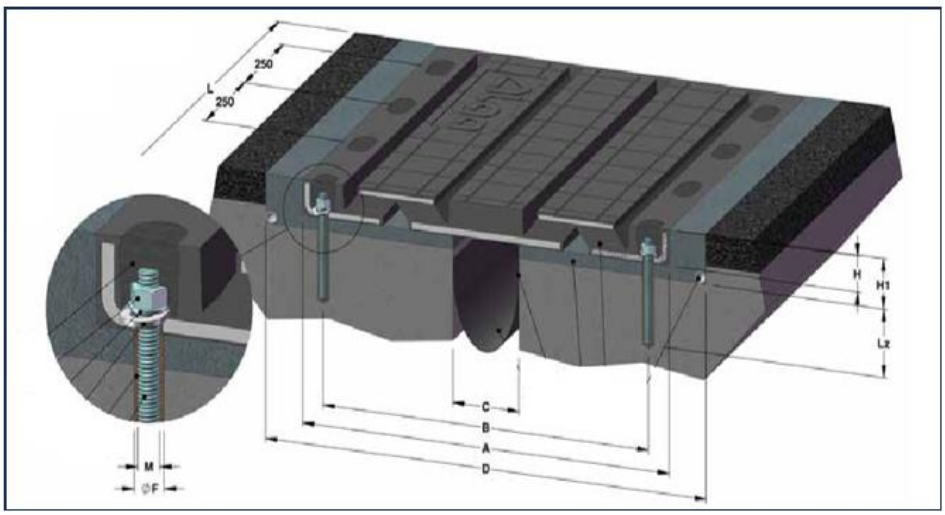


Figure VIII.10 Joint de chaussée.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs facteurs, notamment la capacité d'ouverture (ou d'amplitude de mouvement) requise et l'intensité du trafic que l'ouvrage doit supporter.

VIII.9.1. Calcul de souffle

Le souffle d'un joint correspond au déplacement relatif maximal anticipé entre deux éléments adjacents, mesuré entre leurs positions extrêmes. Seule la composante longitudinale de ce déplacement est prise en compte dans l'analyse.

Conformément aux prescriptions du RPOA 2008, le dimensionnement du joint est effectué sur la base de la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) = L × (Ɛf + Ɛr).

W_T : souffle thermique = L × ƐT.

W_s : souffle sismique.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussé 37 m).

$Ɛ_T$: coefficient de la température = 0.0002.

$Ɛ_f$: coefficient de fluage = 3×10-4.

$Ɛ_r$: coefficient de retrait= 2× 10-4

W_D	W_T	W_S Culée	W_S Pile	WCulée	WPile
0.010 m	0.006 m	0.062 m	0.080 m	0.032 m	0.038 m

VIII.9.2. Type de joint

Le type de joint de chaussée est choisi selon le souffle total calculé précédemment. Sur la base de ces valeurs, nous optons pour un joint mécanique à hiatus avec profilé en bande élastomère de la gamme Alga T du constructeur ALGA, et plus précisément le modèle Alga T 50 (qui offre une capacité de déplacement globale de 50 mm).

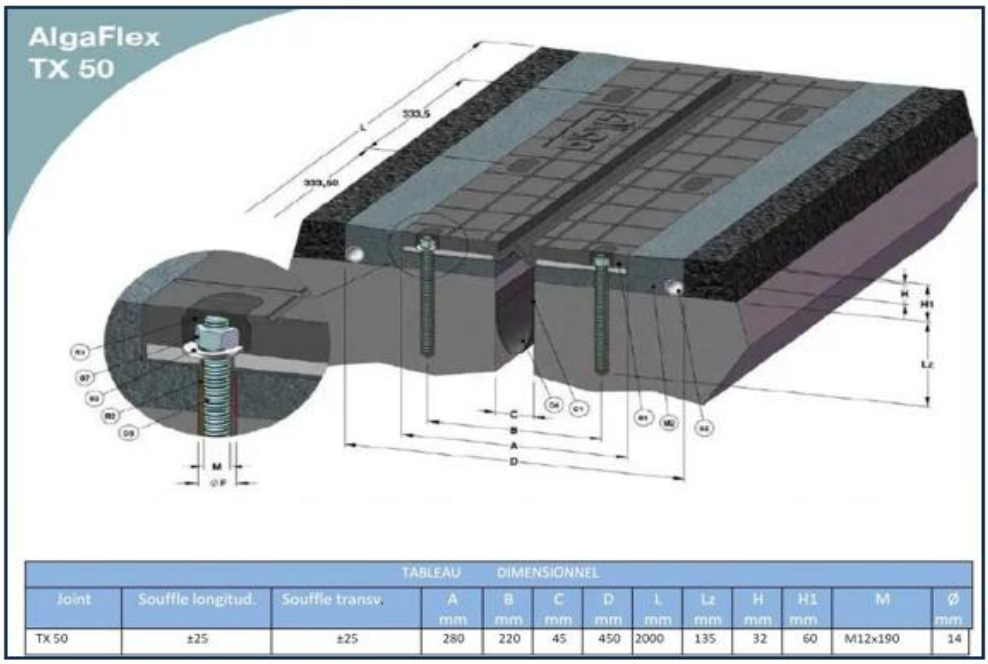


TABLEAU DIMENSIONNEL

Joint	Souffle longitud.	Souffle transv.	A mm	B mm	C mm	D mm	L mm	Lz mm	H mm	H1 mm	M	Ø mm
TX 50	±25	±25	280	220	45	450	2000	135	32	60	M12x190	14

Figure VIII.11 La gamme des joints ALGA T.

VIII.10. CONCLUSION

Les équipements d'un pont jouent un rôle fondamental dans sa conception, son dimensionnement et sa pérennité. Ils assurent le bon fonctionnement de l'ouvrage pour les usagers, notamment après un séisme, en garantissant la continuité du service et la sécurité.

CHAPITRE IX :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure (piles, culées et fondations) revêt une importance capitale dans la conception d'un ouvrage d'art. Elle a pour rôle principal de transmettre, en toute sécurité, les efforts issus des charges et surcharges de la structure jusqu'au sol de fondation. De surcroît, cette étude influe directement sur le choix des techniques d'exécution et, par conséquent, sur le coût global du projet. Ce chapitre sera ainsi consacré au dimensionnement géométrique et mécanique, au ferraillage des différents éléments de l'infrastructure, ainsi qu'à la vérification de la stabilité globale de l'ouvrage.

IX.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles sont des appuis intermédiaires qui supportent le tablier de l'ouvrage. Structuralement, une pile se compose d'un chevêtre en béton armé (sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui), de fûts de section circulaire assurant la transmission des efforts, et d'une semelle de liaison sur pieux. Sur le plan mécanique, la pile est soumise à des actions verticales, telles que son poids propre, le poids du tablier et les surcharges d'exploitation, ainsi qu'à des actions horizontales majeures, notamment le séisme, les forces de freinage, la dilatation thermique, le retrait et le fluage.

IX.2.1. Conception de la Pile /documents SETRA

La conception des piles dépend du type et de la méthode de construction du tablier, du mode d'exécution des fondations, ainsi que des contraintes naturelles et fonctionnelles spécifiques au site. Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des piles constituées de trois fûts circulaires surmontés d'un chevêtre. Ce choix géométrique offre un excellent compromis entre la performance structurelle, la facilité de réalisation et l'économie du matériau.

N° pile	Type Fondation	Nombre des fûts	Diamètre des fûts (m)	H_{moy} fûts (m)	H_{moy} colonne (m)
P1	Profonde	3	2	6.4	8
P2	Profonde	3	2	7	8.6
P3	Profonde	3	2	9.1	10.7
P4	Profonde	3	2	9.4	11
P5	Profonde	3	2	9.5	11.1
P6	Profonde	3	2	8.1	9.7
P7	Profonde	3	2	5.4	7
P8	Profonde	3	2	4.3	5.9
P9	Profonde	3	2	4.1	5.7
P10	Profonde	3	2	3.8	5.4
P11	Profonde	3	2	3.3	4.9
P12	Profonde	3	2	3.2	4.8

Tableau IX.1 Implantation et hauteur des piles.

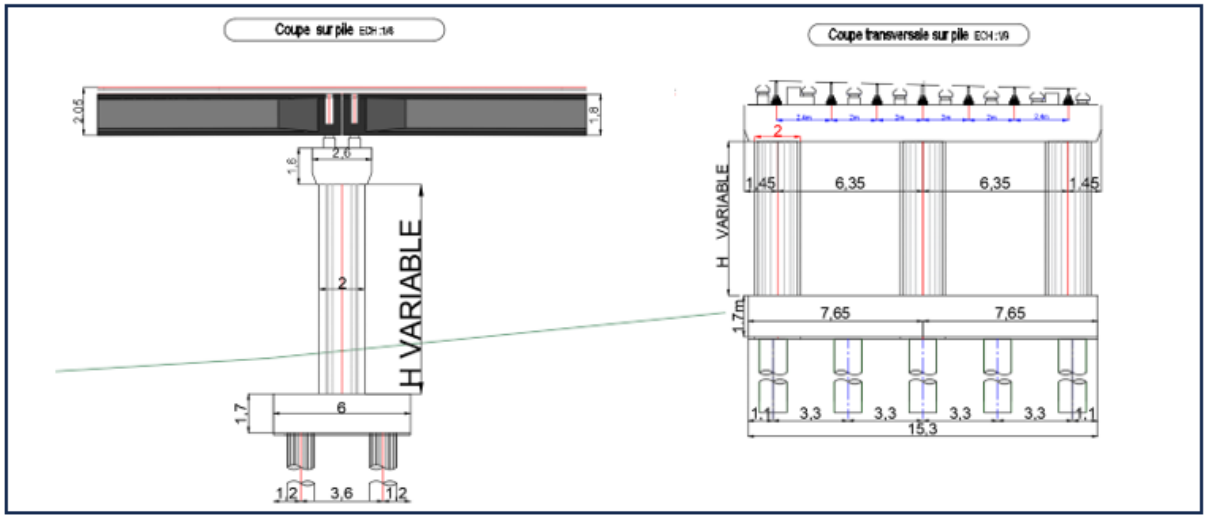


Figure IX.1 Prédimensionnement de la pile.

IX.2.1.1. . Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{lf}{i} \leq 70$$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute :

$l_f = 0.7 \times l_0$: pour la partie poutre (l_0 est la hauteur du fût).

i : rayon de giration de la section :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}} \text{ (transversal) et } i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}} \text{ (longitudinal).}$$

Appuis	P3	P4	P5	P6
If (m)	6.37	6.58	6.65	5.67
ix(m)	0.5014	0.5014	0.5014	0.5014
iy(m)	0.5014	0.5014	0.5014	0.5014
λx	12.70	13.12	13.26	11.30
λy	12.70	13.12	13.26	11.30
Observation	CV	CV	CV	CV

Tableau IX.2 Vérification du flambement des piles les piles hautes.

Pas de risque de flambement.

IX.2.2. Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

IX.2.2.1. Efforts statiques

La pile plus sollicité (pile 05).

Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité.

Désignation	N (KN)	H (KN)	Excentricité EV	Excentricité EH	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	3901,50	/	0,00	0,85	0,00	/
Fûts	2238,38	/	0,00	6,45	0,00	/
Chevetre	1872,00	/	0,00	12,00	0,00	/
G Tablier	10785,97	/	0,00	12,80	0,00	/
Hf+r	/	224,53	/	12,80	/	2874,01
Température	/	141,46	/	12,80	/	1810,63
Somme	18797,85	309,41	/	/	0,00	3960,39
(Al)	2519,83	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1794,36	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1149,96	/	0,00	/	0,00	/
D240	2144,67	/	0,00	/	0,00	/
ST	33,30	/	0,00	/	0,00	/
Freinage Al	/	107,18	/	12,80	/	1371,95
Freinage Bc	/	180,00	/	12,80	/	2304,00

Tableau IX.3 Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité.

IX.2.2.2. Efforts sismiques

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions à la base de chaque fût sont calculées et données à l'Annexe E. On donne ci-dessous les cas les plus défavorables :

Réactions	Pile 05
Rv(KN)	4849,87
RL (KN)	1304,35
RT(KN)	598,7
ML(KN.m)	2737,74
MT(KN.m)	13553,3

Tableau IX.4 réactions et moments dus au séisme à la base de PILE 05.

IX.2.2.3. Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

ELS : G + 1.2 A(L) + St + 0.6ΔT + D

ELU : 1.35G + 1.6 A(L) + 1.6 St + 0.9ΔT + D

ELA (ΨQ = 0) : G + E + 0.4ΔT+D

Réactions	Cmbinations	Pile 05
Rv(KN)	ELS	5694.30
	ELU	7678.11
	ELA	5975
RL (KN)	ELS	175.14
	ELU	239.48
	ELA	572.38
RT(KN)	ELA	572,38
ML(KN.m)	ELS	1944
	ELU	2658.18
	ELA	3401,98
MT(KN.m)	ELA	13891,2

Tableau IX.5 Combinaisons des efforts à la base de chaque fût.

IX.2.3. Ferraillage des Eléments de la Pile

IX.2.3.1. Ferraillage des fûts

Les résultats de ferraillage sont les suivants (voir ANNEXE D) :

Armature	Efforts	ELU	ELS	ELA	As(cm²)	Armatures	e (cm)
Longitudinale	RV	7678.11	5694.30	5975	314.2	40HA32	15
	ML	2658.18	1944	3401,98			
	MT	0	0	13891,2			
Transversale	RL	239.48	175.14	572.28	4	2HA16	25
	RT	0	0	572,38			25

Tableau IX.6 Ferraillage des fûts de la pile.

Section d'acier Robot Expert : AS =314.2 cm² soit 40HA32 avec un espacement de St=15 cm.

Armatures transversales : On opte pour 2HA16 un esp = 12.5 dans la zone critique et 25 cm dans la zone courante.

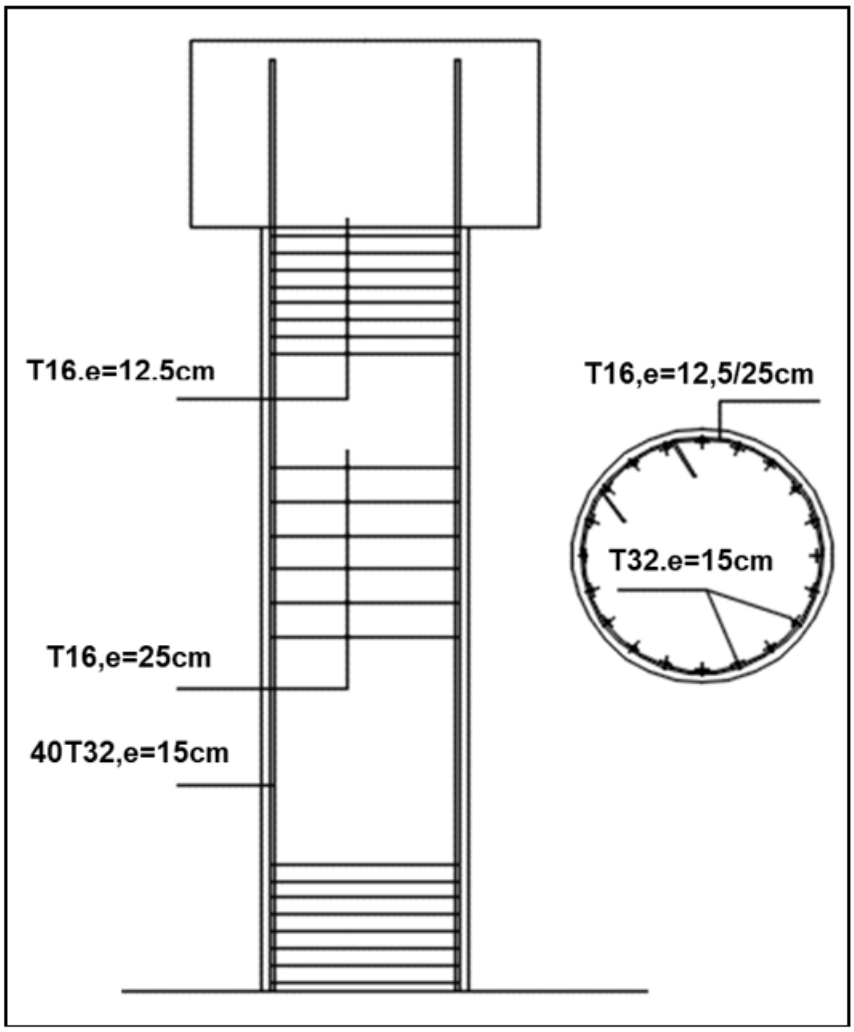


Figure IX.2 Ferraillage du fût

IX.2.3.2. Étude du Chevêtre

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

Son dimensionnement est présenté comme suit :

La longueur : 15.6 m.

La largeur : 3 m.

L'épaisseur : 1.60 m.

Le chevêtre étudié est appuyé sur trois fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous (La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel Robot Structural Analysais 2021) :

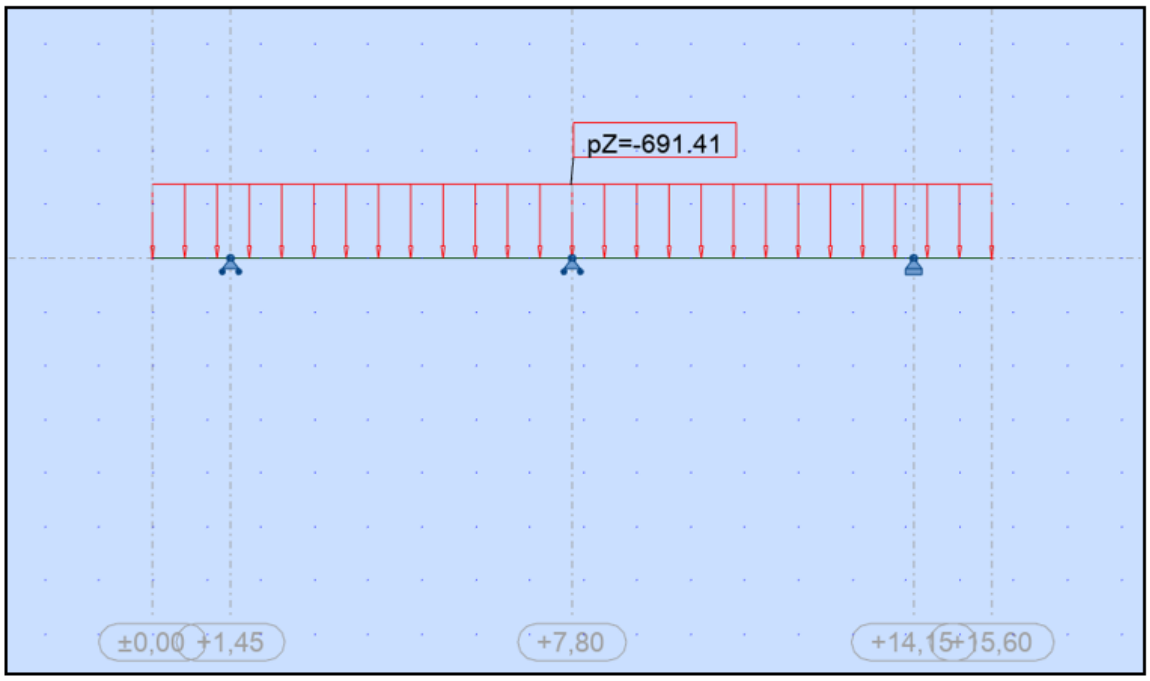


Figure IX.3 Modélisation du chevêtre.

IX.2.3.3. Dimensionnement à la flexion

Les résultats du moment fléchissant obtenus à l'ELS et à l'ELU pour la combinaison la plus défavorable :

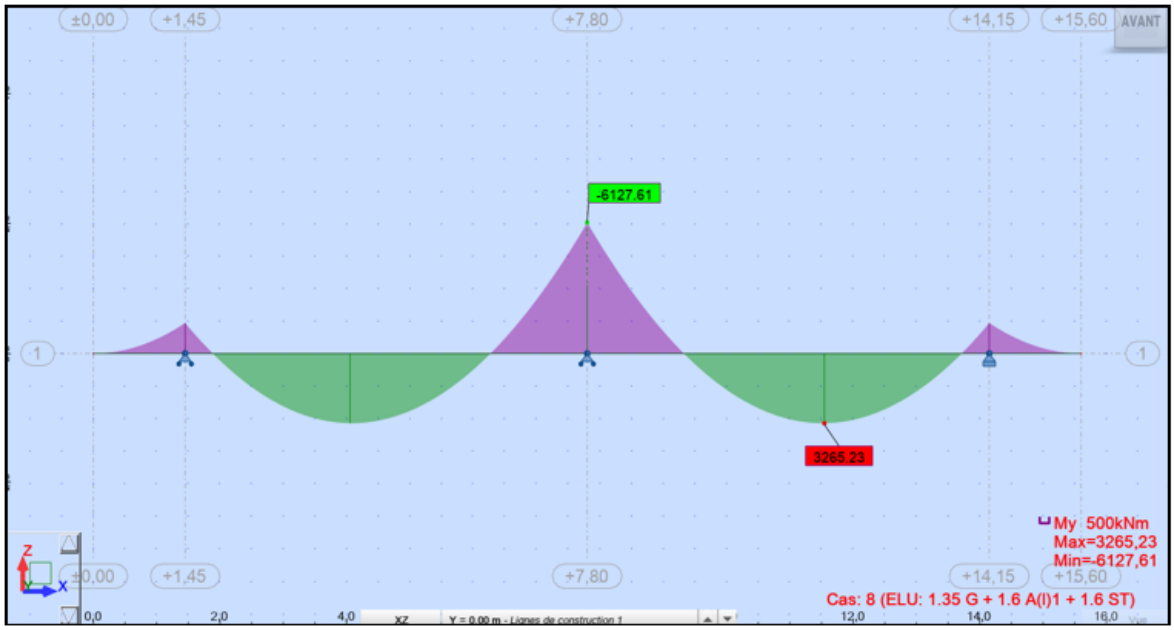


Figure IX.4 Moment fléchissant maximal sous la combinaison ELU : 1.35G+1.6A(l)+1.6St.

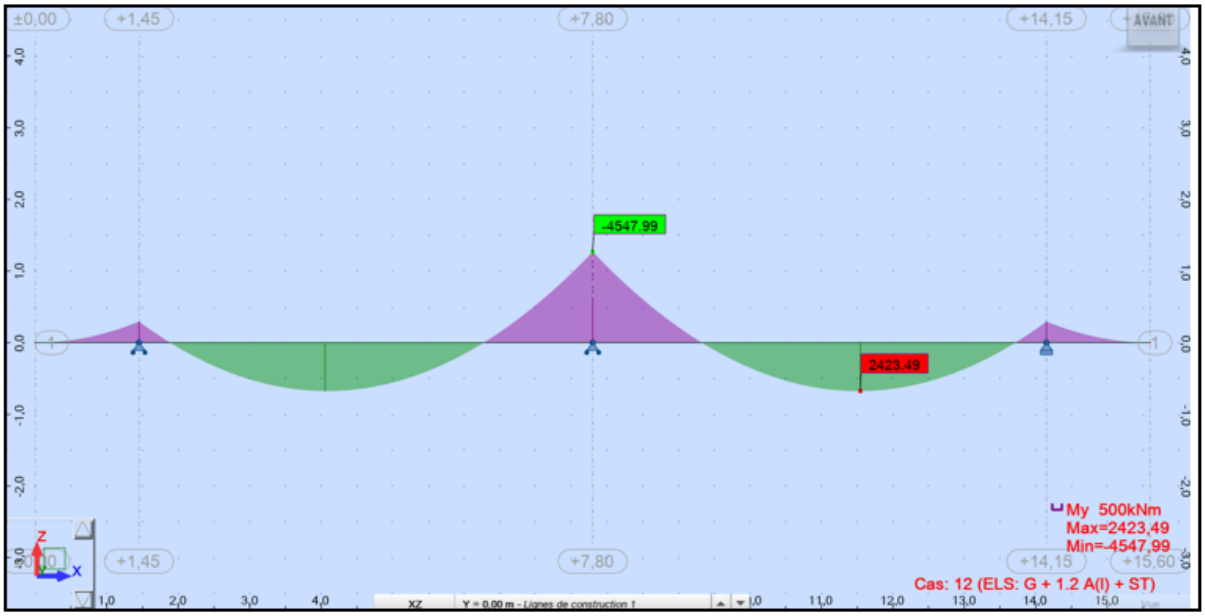


Figure IX.6 Moment fléchissant maximal sous la combinaison ELS : G+1.2A(l)+St.

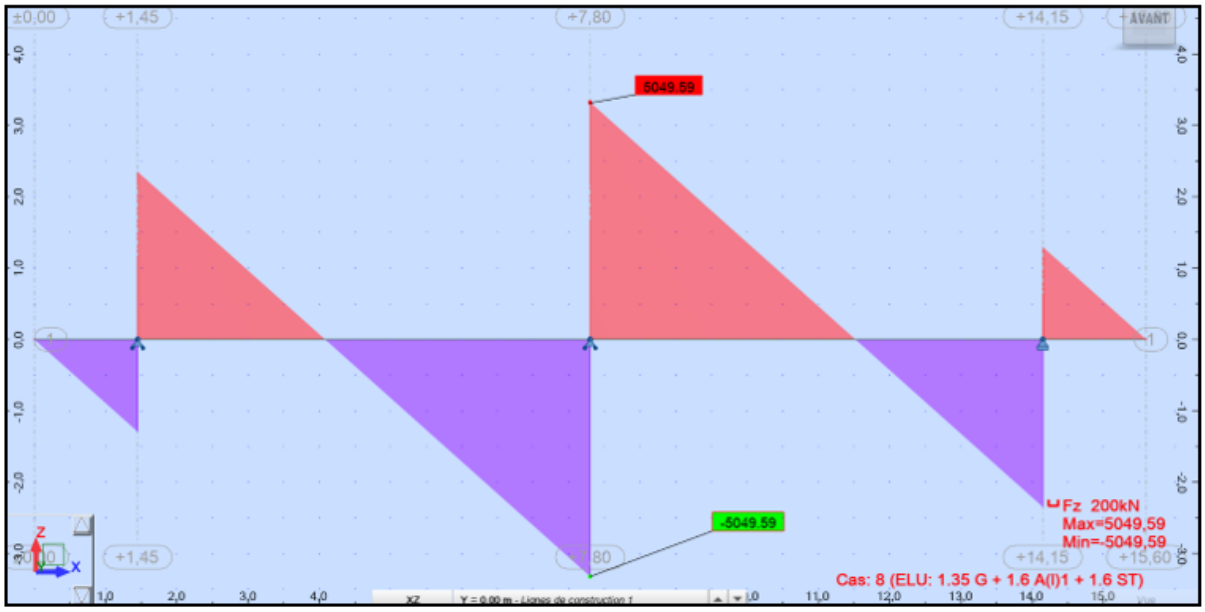


Figure IX.5 Effort tranchant maximal sous la combinaison ELU : 1.35G+1.6A(l) +1.6St.

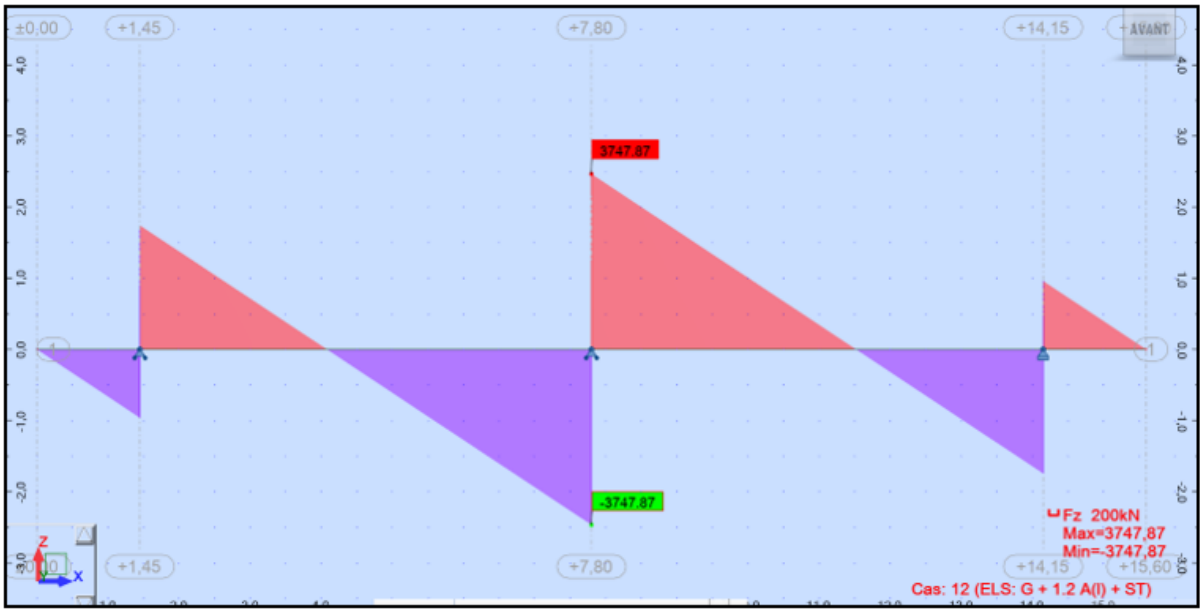


Figure IX.7 Effort tranchant maximal sous la combinaison ELS : G+1.2A(l)+St.

Armature		Efforts	ELU	ELS	As(cm²)	Armatures	e (cm)
Longitudinale	Nappe Sup	Moment (KN.m)	6127,61	4547,99	128	16HA32	19
	Nappe inf	Moment (KN.m)	3265,23	2423,49	66,7	16HA25	19
Transversale		Effort tranchant (KN)	5049,59	3747,87	4,02	2HA16	10/15

Tableau IX.7 Ferraillage de chevêtre.

On opte pour 2HA16 un esp = 10cm dans la zone critique (on a 3 zone critiques) et 15 cm dans la zone courante.

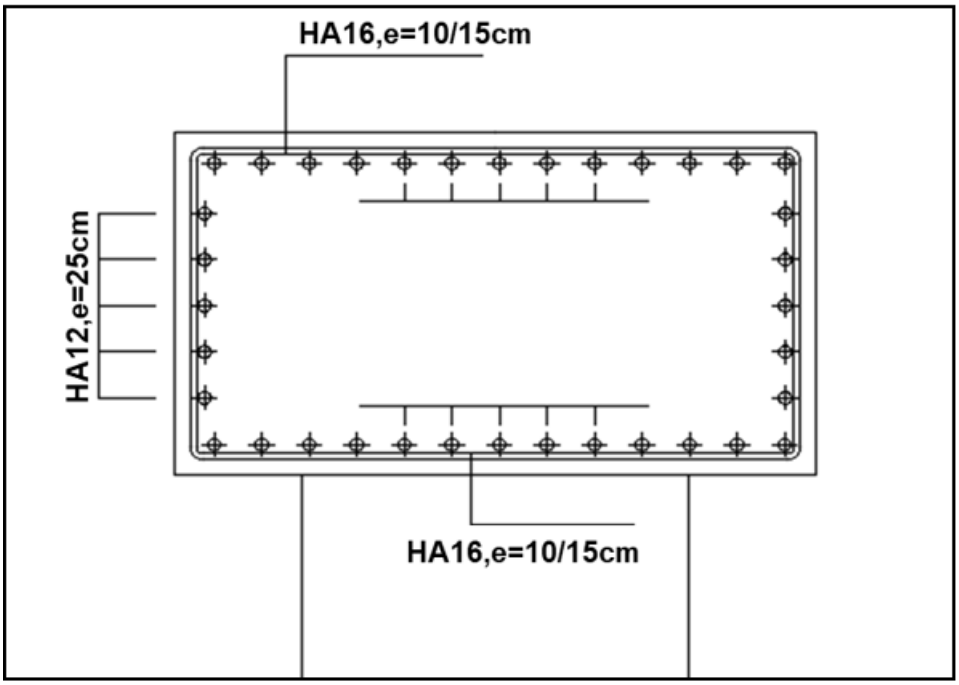


Figure IX.8 Ferraillage du chevêtre (Coupe Transversale).

IX.2.3.4. Dimensionnement à la torsion :

Le moment de torsion au niveau du chevêtre est dû à l'application des charges excentrées par rapport au plan de symétrie en phase de construction et en phase de service. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et dont la largeur est limitée par :

Lt=Lc si : $Lc \leq Ø+Hc$

Lt=Ø+Hc si : $Lc > Ø+Hc$

La contrainte tangente de torsion est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :

C : Moment de torsion maximal par ml ; C= max (C1 ; C2) = Ri × e.

Ω : Aire de la torsion ; Ω = (Hc− bn) × (Lt− bn).

bn : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, **bn = Hc/6**

La section de ferraillage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

C1 : le moment de torsion en phase de construction, C1= P_G ×e

C2 : le moment de torsion en service, C2=P_{D240} ×e

P : périmètre du chevêtre.

$\overline{\overline{\sigma a}}$: Contrainte admissible de l'acier **; $\overline{\overline{\sigma a}}$= (2/3)** fe

Application Numérique :

Nous avons : Lc=3m ; Hc =1.6m ; Ø=2.00m.

On a : Lc ≤ Ø+Hc Donc : Lt=Lc =3m.

bn=0.27m Ω=3.64m²

P=8.67m $\overline{\overline{\sigma a}}$:333.33MPa

C1=97.13 KN.m/ml

C2=63. 93KN.m/ml

Alors C= C1=97. 13KN.m/ml.

Donc : As=3.46cm² soit : 4 HA 12 avec um espacement de 25 cm

IX.2.3.5. Vérification des contraintes tangentielles

La condition à vérifier est : $\boldsymbol{\tau_b^2 + \tau_v^2 < \tau_{lim}^2}$

$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 1.17\text{MPA}$ (b0=Lc; d=0.9Hc).

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_n} = 0.05\text{MPA}$$

τ_{lim}= min $\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$;5MPa$\}$ =min {4MPA ;5MPa} =4MPa.

$\tau_b^2 + \tau_v^2 = 1.37\text{MPA} < \tau_{lim}^2 = 16\text{MPA}$ → Donc condition vérifier.

IX.2.4. Etude de Fondation de la Pile

IX.2.4.1. Choix du type de fondation

D'après le rapport géotechnique fournit par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond : pieux de 10 m de longueur et de 1.2m de diamètre.

IX.2.4.2. Etude de la semelle

La semelle a le rôle de transmettre les différentes charges au sol par l'intermédiaire des pieux.

Longueur	15,3m
Largeur	6 m
Epaisseur	1.7 m

Tableau IX.8 Dimensions de la semelle de la pile.

	Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
ELS	G + 1.2 A(L) + St + 0.6ΔT + D	21854,95	5606,73
ELU	1.35G + 1.6 A(L) + 1.6 St + 0.9ΔT + D	29462,11	7704,60

Tableau IX.9 Combinaisons des efforts.

Calcul des sollicitations :

Les efforts agissant sur la semelle sont les mêmes efforts agissants sur la pille en ajoutant lepoids propre de la semelle.

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées dans l'ANNEXE E.

Nombre des pieux :

Le nombre de pieux à utiliser se déduit de la formule suivante :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$$

Avec :

np : le nombre des pieux.

Qp : la capacite portante de pieux donnée par le rapport géotechnique à l'ELS.

Application numérique :

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} = \frac{21854.95}{2410.5} = 9.06$$

Donc, on prend 10 pieux de 10 m de profondeur.

Effort revenant à chaque pieux :

Effort revenant à chaque pieux Admettant les hypothèses suivantes :

Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.

Semelle infiniment rigide.

Pieux identiques.

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{Myi}{\sum(yi)^2} \pm \frac{Mxi}{\sum(xi)^2}$$

Avec :

Ni : Effort normal maximal / minimal.

n : Nombre de pieu.

M : Moment maximal.

y : Distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré.

Etat	N min (KN)	N max (KN)	Qp(KN)
ELS	814,35	2188,33	2410.5
ELU	1099,38	2954,24	3422.9

Tableau IX.10 Effort revenant à chaque pieux

Rmax-ELS = 2188.33 KN < 3120.90 KN ;

Rmax-ELU = 2954.24 KN < 3591.68KN ; Pas de risque de poinçonnement.

Rmin >0 ; Pas de risque de soulèvement.

Calcul du nombre de files des pieux :

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de files de pieux, il est préférable de faire un espacement grand de ep =3Ø= 3,6 m car un espacement faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique. Et pour le nombre de files, on opte pour une distribution de 2 files de 5 pieux.

Vérification des distances entre axes des pieux :

Pour des raisons d'effet de groupe et d'exécution, la distance entre axe de pieux doit vérifier la condition suivante : ep > 0,75×2Ø.

ep =3,6m > 1.8 m (Condition vérifiée).

L'effet du groupe des pieux :

Puis que on utilise un espacement de 3Ø il n'y a pas d'interaction entre les pieux voisin et par conséquent on compte la totalité de la capacité de pieux (100%).

IX.2.4.3. Ferraillage de la semelle

Pour son ferraillage on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha > 45° \; ; \; tan\,\alpha = h/(L/2 - b/4) \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \quad \text{avec } h = H - d' \end{cases}$$

H : épaisseur de la semelle = 1.70m.

l : largeur semelle =6.00m.

L : entraxe entre pieux =3.6m.

b : diamètre fut =2m.

d'=0.1m.

On trouve :

h= 1.60m > 1.30m

$\tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}} = 1.23$ alors : $\alpha = 50.88° \geq 45°$

Donc les deux conditions sont vérifiées.

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{max}}{\overline{\sigma_s}} \times \frac{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}}{h}$$

Condition normale :

$N_{max-ELS} =$: 2.19 MN

$\overline{\sigma_s} = \frac{2}{3} \times f_e = 333.33MPA$ Alors : $A_s = 53.38\ cm^2$

Armatures transversales inférieure :

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale a : h + Øpieux = 1.6+1.2 = 2.8m.

$A_{inf}^t = \frac{A_s}{2.8} = 19.06\ cm^2/ml$ Soit 5HA25 avec un espacement de 20 cm.

Amateures transversales supérieures :

$A_{sup}^t = \frac{A_s}{3} = 6.355 cm^2/ml$ Soit 5HA14 avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales inferieures :

$A_{inf}^l = \frac{A_s}{2} = 9.53 cm^2/ml$ Soit 5HA16 avec un espacement de 20 cm.

Armatures longitudinales supérieures :

$A_{sup}^l = \frac{A_s}{4} = 4.766 cm^2/ml$ Soit 5HA12 avec un espacement de 20 cm.

Armatures latérales :

As =19.06/10 =1.906 cm²/ml, soit 5HA12 avec un espacement de 20cm.

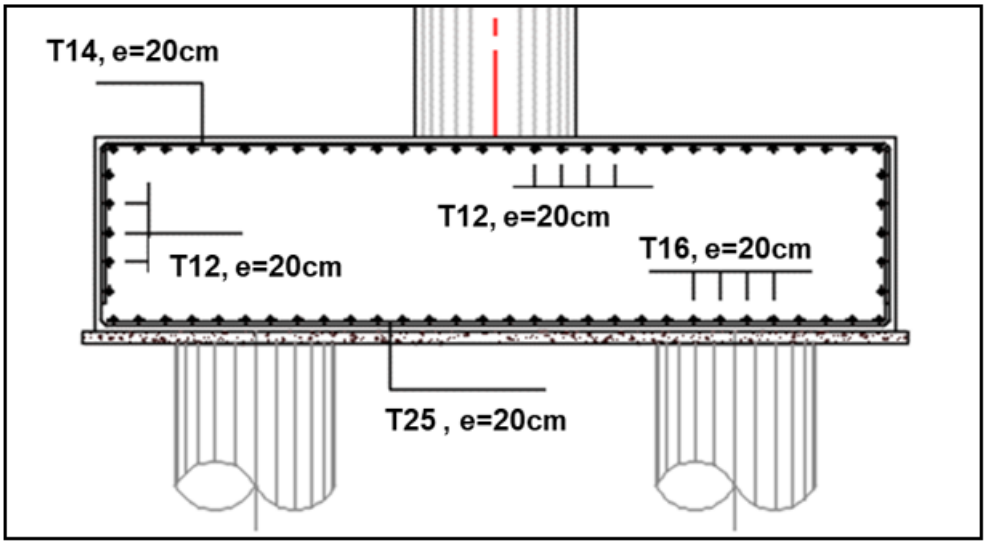


Tableau IX.11 Ferraillage de la semelle.

IX.2.5. Etude des Pieux

IX.2.5.1. Actions sur les pieux :

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en différents points, ce moment est déterminé par la méthode WARNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique la seule déformation qui peut se produire est le déplacement avec rotation nulle. Le moment en fonction de la profondeur est calculé par la formule :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

$\bar{\mathbf{M}}$: Moment en tête du pieu.

$\bar{\mathbf{P}}$: Effort tranchant maximale en tête de pieu.

$\chi\theta p$, $\chi\theta M$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de $\lambda \times L$.

L : la profondeur de la pieu, L = 10 m.

λ : Coefficient d'amortissement, $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times Cu}{4EI}}$

CU : module de réaction du sol, CU = 30 MN/m3.

b : diamètre des pieux, b = 1.2m.

E : module d'élasticité du béton, E = 34180 MPa.

I : moment d'inertie du pieu, I = 0,1018 m4.

On aura donc : λ=0.226,

D'où : $\lambda \times L=2.255$

À partir du tableau de WARNER, on tire les valeurs de $\chi\theta p$, $\chi\theta M$:

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
$\chi\theta p$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$\chi\theta M$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Tableau IX.12 Tableau de Warner.

Par interpolation, on trouve : $\lambda \times L=2.255 \rightarrow \chi\theta p= 1.30$ et $\chi\theta M= 1.58$

	$\overline{P}$	$\overline{M}$
ELS	52.54	191.40
ELU	71.84	261.71

Tableau IX.13 Résultats des efforts tranchant et moment fléchissant.

IX.2.5.2. Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion déviée composée. La section d'acier est calculée à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010 dont les notes de calcul se trouvent en Annexe D.

Section d'acier :

On prend : 21HA25 avec un entraxe de 16.48 cm, soit As = 103.08 cm²

Armature transversale :

Donc nous allons prendre des cerces en HA16 avec un espacement St de :

Pour la zone critique (1) : Des cerces 2HA16 Avec un espacement de St = 10 cm

Pour la zone courante (2) : Des cerces HA16 Avec un espacement de St = 15 cm

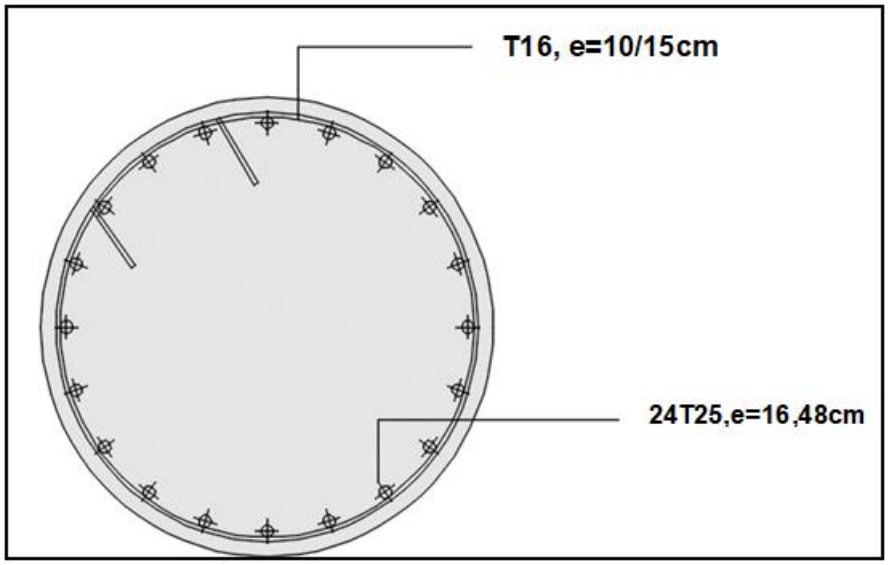


Figure IX.9 Ferraillage des pieux.

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée constitue un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, implanté à chacune de ses extrémités. Elle assure une double fonction : d'une part, elle sert d'appui terminal au tablier pour lui transmettre les charges ; d'autre part, elle agit comme un mur de soutènement conçu pour résister à la poussée des terres et aux surcharges du remblai d'accès. Enfin, elle assure la liaison essentielle entre l'ouvrage et le terrain naturel, garantissant ainsi une transition fluide et continue entre la chaussée courante et celle du pont.

IX.3.1. Conception des Culées

On distingue plusieurs types de culées selon leur conception et leur interaction avec le sol environnant :

La culée remblayée

La culée enterrée

La culée creuse

IX.3.1.1. Choix de type de culée

Suite à l'analyse des données géotechniques du site, la solution retenue est celle d'une culée remblayée, jugée la plus adaptée aux conditions locales.

La culée remblayée comprend plusieurs éléments essentiels :

Mur garde-grève : Protège l'about du tablier et supporte le joint de chaussée et la dalle de transition via un corbeau.

Mur frontal : Voile en béton armé recevant l'about du tablier et les appareils d'appui.

Corbeau : Supporte la dalle de transition et assure le transfert des charges.

Murs en retour : Retiennent les terres du remblai d'accès au pont.

Dalle de transition : Assure une liaison souple-rigide confortable entre la chaussée et le tablier, en limitant les tassements différentiels.

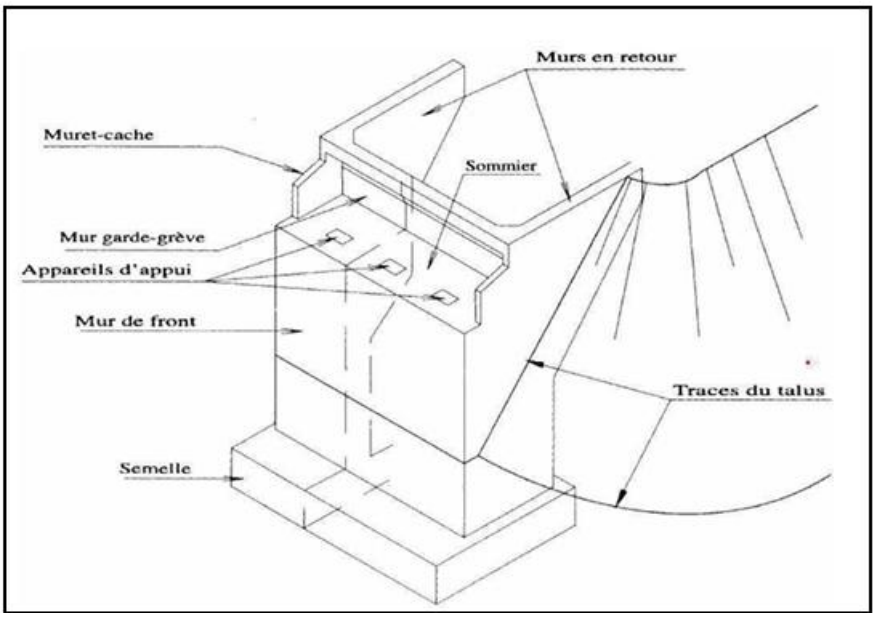


Figure IX.10 Les éléments de la culée.

IX.3.1.2. Prédimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Eléments de la culée	Le rôle	Dimension
Mur de de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	H= 2,5 m L=15,30 m Ep= 0,4 m
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	Ep= 0,8 m
La dalle de transition	Transition d'un milieu semi- rigide vers un milieu rigide	H= 0,3 m L=14,5 m Ep= 5 m
Corbeau	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	L=14,5 m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	H= 6,8 m L=15,30 m Ep= 1,5 m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	H= 3 m L=15,30 m Ep= 9,6 m

Tableau IX.14 Dimensions de la culée.

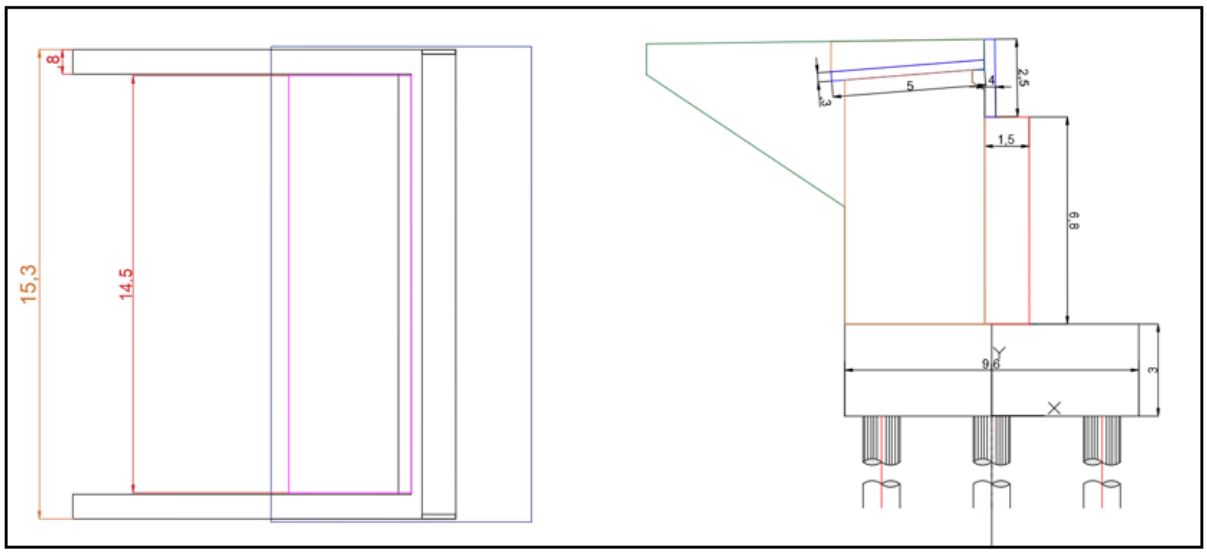


Figure IX.11 Dimensions de la culée.

IX.3.1.3. Evaluation des efforts agissants sur la culée

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	11016,00	/	0,00	1,50	0,00	/
Mur F	3901,50	/	0,50	6,38	-1938	/
DDT	271,88	/	-2,74	11.2704	-746	/
Mur en R	1255,72	/	-4,10	8,51	-5147,34	/
Corbeau	77,18	/	-0,42	11,02	-32,53	/
MGG	382,50	/	0,06	11,01	24,48	/
Poids des Terres Amot	9648,07	/	-2,51	7,05	-24224,38	/
Poids des T sur DDT	541,94	/	-2,74	11.2704	-1487,19	/
Poussée Mur Frontal	/	1991,33	/	-4,07	/	-8098,06
Poussée Semelle	/	2590,14	/	-1,50	/	-3885,21
Poussée DDT	/	3,88	/	-7,80	/	-30,23
Poids Sur 10kN/m²	886,79	/	2,51	/	2225,83	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	445,01	/	-4,65	/	-2069,27

Tableau IX.15 évaluation des efforts dus au poids propre.

Rg	5392,98	/	-0,34	/	-1833,61	/
R(Al)	1873,92	/	-0,34	/	-637,13	/
Rbc	1656,99	/	-0,34	/	-563,38	/
RMc120	1086,00	/	-0,34	/	-369,24	/
RD240	1813,33	/	-0,34	/	-616,53	/
RST	16,65	/	-0,34	/	-5,66	/
Hf+r	/	112,27	/	-9,80	/	-1100,21
HT°	/	70,73	/	-9,80	/	-693,13
Frein Al	/	172,28	/	-9,80	/	-1688,31
Frein Bc	/	180,00	/	-9,80	/	-1764,00

Tableau IX.16 évaluation des efforts dus au tablier.

IX.3.1.4. . Combinaisons des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS :

	Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
ELS	G + 1.2 A(L) + St + 0.6ΔT + D	34753.13	-51711.83
ELU	1.35G + 1.6 A(L) + 1.6 St + 0.9ΔT + D	62233.88	-92960.67

Tableau IX.17 Combinaisons des efforts maximales

IX.3.1.5. Actions sur les pieux

On prend huit (08) pieux de 10m de profondeur.

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{Myi}{\sum(yi)2} \pm \frac{Mxi}{\sum(xi)2}$$

N : effort normal.

Myi, Mxi: moment maximal.

n : nombre des pieux = 15

yi, xi : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré

yi=xi=3.6m

Etat	N min (KN)	N max (KN)	Qp(KN)
ELS	880.44	3753.31	3874.09
ELU	1566.68	6731.17	11499.4

Tableau IX.18 Effort revenant à chaque pieu.

Rmax-ELS = 3735.31 KN < 3874.09 KN ;

Rmax-ELU = 6731.17 KN < 11499.4KN ; Pas de risque de poinçonnement.

Rmin >0 ; Pas de risque de soulèvement.

IX.3.2. Ferraillage des Eléments de la Culée

IX.3.2.1. Ferraillage de mur frontal

Le mur frontal est un élément encastré dans la semelle, soumis à un effort de flexion composé.

Désig	N (KN)	H (KN)	$I_{FV(x/o)}$	$I_{FH(y/o)}$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Mur F	3901,5	/	0	3,38	0	/
DDT	271,875	/	-0,94	8,30	-255,5625	/
Corbeau	77,17625	/	-0,9194	8,0157	-70,95584	/
MGG	382,5	/	-0,5619	8,01	-214,9268	/
Poids des T sur DDT	541,9404	/	-0,94	8,30	-509,424	/
Poussée des Terres	0,00	3724,69	0	-3,10	0	-11546,54
Poussée DDT	0	0,00	/	0,00	0	0
Poussée Sur 10kN/m²	/	445,005	/	-4,65	/	-2069,273

Tableau IX.19 Efforts statiques agissants sur le mur frontal.

Rg	5392,98	/	-0,16	/	-862,88	/
R(Al)	1873,92	/	-0,16	/	-299,83	/
Rbc	1656,99	/	-0,16	/	-265,12	/
RMc120	1086,00	/	-0,16	/	-173,76	/
RD240	1813,33	/	-0,16	/	-290,13	/
RST	16,65	/	-0,16	/	-2,66	/
Hf+r	/	112,27	/	-6,80	/	-763,41
HT°	/	70,73	/	-6,80	/	-480,95
Frein Al	/	172,28	/	-6,80	/	-1171,48
Frein Bc	/	180,00	/	-6,80	/	-1224,00

Tableau IX.20 Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal.

Les sollicitations plus défavorables

ELS

M_{max} =	-1110,81	KN.m/ml	N_{cor} =	690,72	KN./ml
T_{max} =	288,46	KN./ml	N_{cor} =	690,72	KN./ml

ELU

M_{max} =	-1499,72	KN.m/ml	N_{cor} =	932,47	KN./ml
T_{max} =	389,25	KN./ml	N_{cor} =	932,47	KN./ml

Le ferraillage vertical est effectué par robot Expert en considérant une section rectangulaire (1× 1.5) m2. (Voir ANNEXE D)

Armatures principales :

As = 20.5 cm2, soit 5HA25/ml avec un espacement de 20cm.

Armatures de construction :

As' = As/3 = 6.83 cm2, soit 5HA16/ml avec un espacement de 20cm.

•Armatures transversales :

As''= As/4 = 5.125 cm2, soit 5HA16 avec un espacement de 20cm.

IX.3.2.2. Ferraillage de la dalle de transition

La dalle de transition est considérée comme une dalle rectangulaire simplement appuyée. Elle est sollicitée par son propre poids, les surcharges ainsi que le poids des remblais situés au-dessus.

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	23,4375	18,75
Revêtement	1,92	6	4,8
Remblai	14,94	46,6875	37,35
Surcharges	10	31,25	25

Tableau IX.21 Efforts agissants sur la dalle de transition.

	V(KN)	M(KN.m)
ELS	90.90	113.63
ELU	119.72	149.64

Tableau IX.22 Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition

Armatures principales :

As = 14.3 cm2, soit 5HA20/ml avec un espacement de 20cm.

Armatures de construction :

As' = As/3 = 4.77 cm2, soit 4HA14/ml avec un espacement de 20cm.

Armatures transversales :

As''= As/4 = 3.58 cm2, soit 4HA12 avec un espacement de 20cm.

IX.3.3.3. Ferraillage de mur garde grève

Le mur garde-grève est dimensionné en flexion simple en prenant en compte les charges horizontales suivantes :

• La poussée des terres,

• La poussée d'une charge localisée à l'arrière du mur,

• La force de freinage générée par la charge Bc.

Moment dû à la poussée des terres :

$$\mathbf{M_p = p \times \frac{H}{3}}$$

Où H représente la hauteur de mur garde grève.

$$\mathbf{P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L}$$

On trouve :

P = 18.56 KN/ml,

Mp= 15.47 KN.m/ml

MELU= 20.88 KN.m/ml,

MELS= 15.47 KN.m/ml

Poussée d'une charge locale située en arrière de mur garde grève :

$$\mathbf{M_p = \frac{12K}{0.75 + 2 \times H} \times \int_0^H \frac{H - x}{(0.25 + x)}}$$

Avec : H : hauteur de mur garde grève.

K =Ka×bc×γ×δ

Avec : γ: coefficient de pondération, γ = 1.6 à l'ELU et γ = 1.2 à l'ELS.

bc : coefficient de pondération de système Bc.

δ : coefficient de majoration dynamique pour une surcharge sur remblai.

On a : H = 2.5 m, par interpolation on trouve : Mp/K = 8.56 t.m/ml.

Donc : Ku = 0.67, Ks = 0.5

−ELU : Mpc= 57.35 KN.m/ml

−ELS : Mpc= 43.01 KN.m/ml

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
Mp/k (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Tableau IX.23 Valeurs de Mp/K

CAS	Combinaisons	M(KN.m)
ELS	MG + 1.2 Mq	127.05
ELU	1.35MG + 1.6 Mq	169.66

Tableau IX.24 Combinaisons des actions agissants sur le mur garde grève

Armatures principales :

As = 19.2 cm2, soit 5HA25/ml avec un espacement de 20cm.

Armatures de construction :

As' = As/3 = 6.4 cm2, soit 5HA14/ml avec un espacement de 20cm.

Armatures transversales :

As''= As/4 = 4.8 cm2, soit 5HA14 avec un espacement de 20cm.

IX.3.2.3. Ferraillage de mur en retour

Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux cotés (côté de la semelle et coté de mur frontal). Pour le calcul des sollicitations on utilise un modèle 3D à l'aide de logiciel ROBOT.

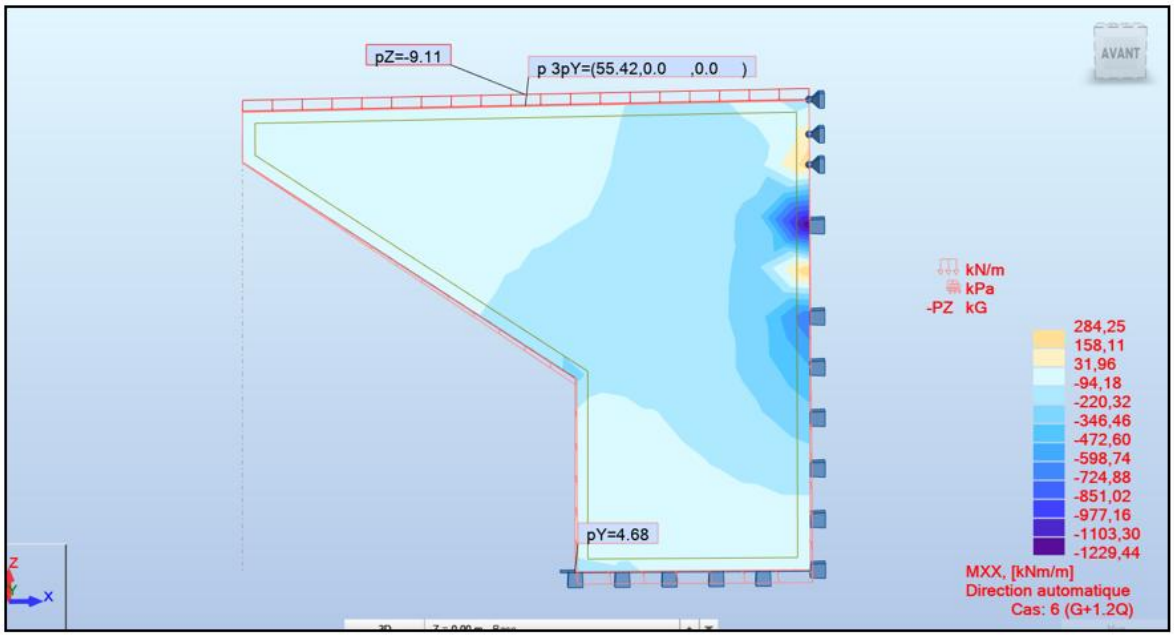


Figure IX.13 Sollicitations Mxx sur là l'ELS.

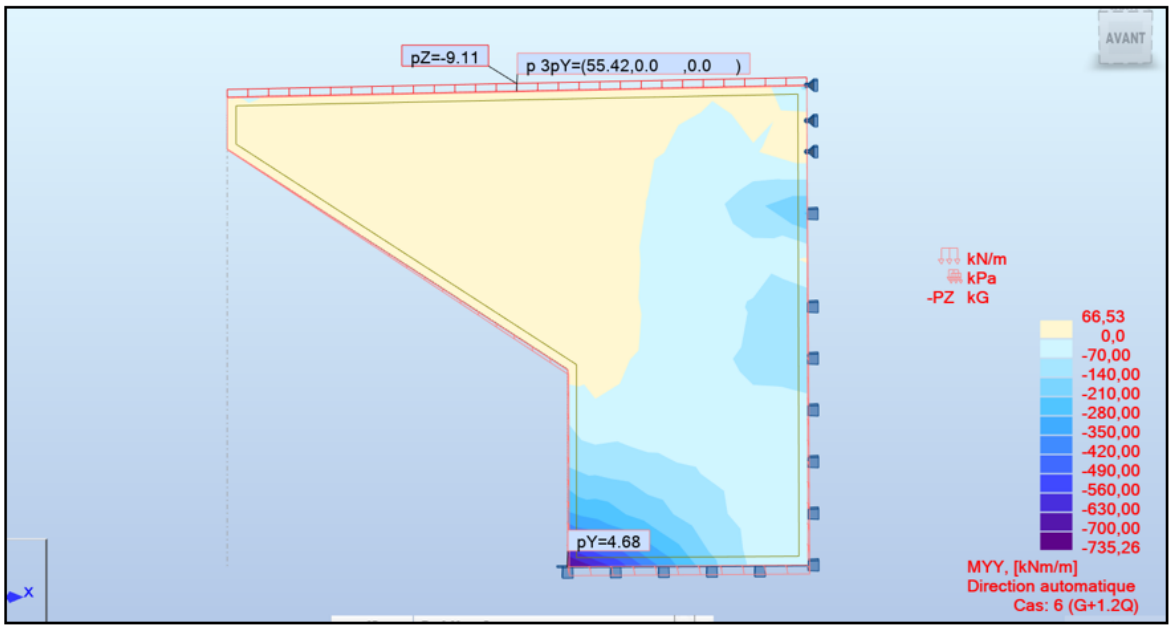


Figure IX.12 Sollicitations Myy sur le mur en retour à l'ELS.

Le ferraillage dans les deux directions, pour la face intérieure en contact avec le remblai, est déterminé à l'aide du logiciel Robot, en se basant sur la flexion simple à l'État Limite de Service (ELS).

Résultats à ELS :

Mxx =724.88 KN.m Myy =490 KN.m

• Ferraillage horizontal :

As = 43.6 cm2 soit (4HA25+ 4HA 32) /ml avec un espacement de 20 cm.

• Armatures de construction :

As'= As/3= 14.53 cm2 soit 5HA20 /ml avec un espacement de 20 cm.

• Ferraillage vertical :

As = 28.9 cm2 soit (10HA20) /ml avec un espacement de 20 cm.

• Armatures de construction :

As'= As/3= 9.63 cm2 soit 5HA16 /ml avec un espacement de 20 cm.

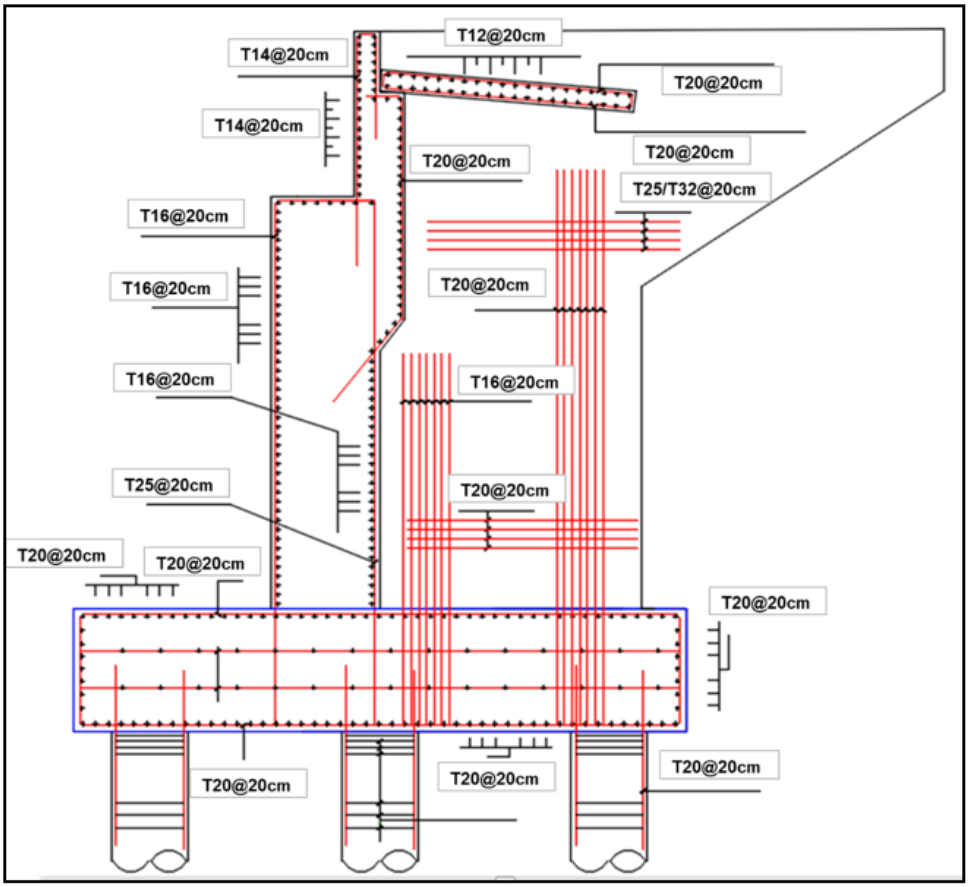


Figure IX.14 Ferraillage de la culée

IX.4. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure. Il aborde le dimensionnement et la vérification de la stabilité de la pile et de la culée, ainsi que le calcul du ferraillage de leurs éléments, dans le but de garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études que nous avons réalisé constitue une étape importante et une expérience particulièrement enrichissante dans notre parcours de formation d'ingénieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics d'Alger.

Ce travail a porté sur la conception et l'étude détaillée de l'ouvrage d'art OA 4/1 (PK 4+323.338), un viaduc stratégique situé sur la liaison autoroutière reliant le port de Béjaïa à l'Autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif.

L'étude d'un tel ouvrage s'articule autour de plusieurs étapes essentielles, allant du choix du type de structure, qui constitue une phase déterminante intégrant à la fois les aspects techniques, économiques et fonctionnels, jusqu'au dimensionnement détaillé de l'ouvrage et de ses différents éléments structurels ainsi que de ses équipements.

Ce projet nous a permis de mobiliser et de consolider les connaissances acquises tout au long de notre cursus, notamment en résistance des matériaux, béton armé et précontraint, mécanique des sols, ainsi qu'en réglementation et normes relatives aux ouvrages d'art.

Au cours de cette étude, nous avons également eu recours à plusieurs outils informatiques et logiciels techniques tels que Robot Structural Analysis et AutoCAD, ce qui nous a permis d'optimiser les phases de calcul et de conception, tout en améliorant la précision des résultats obtenus.

Enfin, ce projet de fin d'études représente une synthèse complète de notre formation à l'ENSTP et constitue une véritable passerelle vers le monde professionnel, en nous confrontant aux exigences réelles de la conception et de l'étude des ouvrages d'art.

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Paris, France, 1999.
- BPEL 91 révisé 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, Paris, France, 1999.
- RCPR, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts-routes, ministère des Travaux Publics, Algérie, 2009.
- RPOA, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, ministère des Travaux Publics, Algérie, 2008.
- SETRA, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension, Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art, France, février 1996.
- SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer, France, juin 2003.
- SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres – Guide de conception, France, 1990.
- SETRA, Ponts mixtes acier-béton, ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement Durable et de la Mer, France, septembre 2009.
- SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, Guide technique, France, juillet 2007.
- SETRA, Appui des tabliers – PP73, calculs complémentaires et ferraillages types, France.
- FREYSSINET, Catalogue des joints de chaussée CIPEC, Vélizy-Villacoublay, France, juin 2010.
- FREYSSINET, Catalogue des joints de chaussée, septembre 2015.
- Eurocode 3, Calcul des structures en acier, Comité Européen de Normalisation (CEN).
- Eurocode 4, Calcul des structures mixtes acier-béton, Comité Européen de Normalisation (CEN).
- CALGARO J.A. et BÉRNARD-GÉLY A., Conception des ponts, École Nationale des Ponts et Chaussées, France, 1994.
- CALGARO J.A. et VIRLOGEUX M., Projet et construction des ponts, École Nationale des Ponts et Chaussées, France, 1987.
- ZOURGUI HEMAIDI Nadjib, Cours de ponts – Application de la méthode de Guyon-Massonnet pour les ponts à poutres, ENSTP, Alger.
- BELAOURA, Cours de béton précontraint, ENSTP, Alger.
- BELAOURA, Cours de béton armé, ENSTP, Alger.
- BENREDHOUANE, Cours de béton armé, ENSTP, Alger.

Anciens projets de fin d'étude :

- BOUKHATEM Mohamed et KHEITMI Mohamed Chérif, Étude et conception d'un ouvrage d'art sur la pénétrante de Béjaïa – Viaduc PK65+595, Projet de Fin d'Études, ENSTP, Alger, Promotion 2022/2023.
- CHAMI SAID ; Conception et étude du viaduc v18 du pk 32+700 au pk 33+500 relevant de la pénétrante de Tizi ouzou.
- ABIZA Abdelhadi et BENNACER Manel, Conception et étude de l'ouvrage OA 08 au PK 8+926 relevant de la pénétrante de Béjaïa – Autoroute Est-Ouest, , Promotion 2022/2023, encadré par M. Amieur Mohamed et M. Merzougui Billel, École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Alger, Algérie, 2023.

ANNEXE A :
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

TRAVAUXGEOTECHNIQUESREALISES

	No sondage	PK et distance	Catégorie de sondage	Coordonnées		Altitude (m)	Profondeur de sondage (m)	Remarque
				Y(m)	X(m)			
Essais in situ	PMT4-2	PK4+136.7	PS	4065206.57	683367.85	3.40	50.00	EXE
	PMT4-3	PK4+208.9	PS	4065167.83	683307.32	2.65	50.00	EXE
	PMT4-5	PK4+389.4	PS	4065064.02	683149.03	6.97	48.50	EXE
	PMT4-6	PK4+469.5	PS	4065055.23	683075.69	7.00	60.00	EXE
	PMT4-7	PK4+536.5	PS	4065037.71	683006.18	7.00	60.00	EXE
	BSC4-1	PK4+100.6	S	4065216.09	683405.19	3.99	73.60	EXE
	BSC4-2	PK4+172.8	S	4065172.39	6835171.99	2.14	49.20	EXE
	BSC4-3	PK4+245.0	S	4065146.13	683278.15	2.79	57.50	EXE
	BSC4-4	PK4+281.1	S	4065115.55	683254.75	3.36	53.00	EXE
	BSC4-5	PK4+353.3	S	4065097.79	683182.77	4.31	60.00	EXE
	BSC4-6	PK4+425.5	S	4065071.04	683115.09	6.67	65.00	EXE
Essais au laboratoire	Type d'essai		Nombre (groupe)					
	Identification physique		95					
	Essais mécaniques		54					
	Essais chimiques		26					

TABLEAUDELITHOLOGIEDESFORMATIONSPRINCIPALES

N° de couche	Type du sol	Code	Epaisseur (m)	Couleur	Etat
①	Argile peu plastique	Ap	0.80-30.00m	Grise jaunâtre à lividité	Molle à dure
②	Sable	S	0.60-7.60m	Lividité	Humide à saturé, moyen à grossier
③	Grave	G	1.60-8.20m	Jaune grisâtre	Saturé, les granulats de forme sub-ronde varient entre fins, moyens et grossiers
④	Silt peu plastique	Lp	3.80m	Grise noirâtre	Consolidation moyenne, riche en matière organique
⑤	Marnes	Ma	Indéterminée	Jaune grisâtre	Moyennement à fortement altérée, intercalée avec des grès

RESULTATSD'ANALYSEGRANULOMETRIQUE

N° Sondage	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Pourcentage des passants (%) (mm)						
			200	20	2.0	0.2	0.08	0.025	0.002
BSC4-1	1.00-1.45	Ap	100	100	100	98.70	92.40	58.70	8.50
	3.50-3.65	Ap	100	100	100	46.90	37.70	21.90	2.70
	4.80-5.00	S	100	100	93.60	42.50	31.30	/	/
	7.00-7.20	G	100	100	45.20	15.00	11.70	/	/
	11.40-11.60	S	100	100	83.90	33.60	28.20	/	/
	14.70-14.90	S	100	100	71.80	33.60	30.10	/	/
	32.00-32.45	Ap	100	100	100	99.30	95.60	66.70	9.20
	35.00-35.20	S	100	100	99.10	35.00	28.30	/	/
	38.00-38.45	Ap	100	100	100	97.30	95.30	67.90	10.60
	40.00-41.05	Ap	100	100	100	98.30	96.00	65.60	8.50
	43.00-43.45	Ap	100	100	97.30	99.00	96.00	66.80	8.10
	44.80-45.00	S	100	100	99.99	30.30	23.50	/	/
	45.30-45.75	Ap	100	100	100	99.30	96.30	67.90	9.30
	44.0-48.6	S	100	100	84.90	34.90	27.40	/	/
	50.50-50.95	Ap	100	100	100	98.70	96.00	64.20	8.50
	53.50-53.70	S	100	100	99.60	37.80	30.60	/	/
	57.00-57.20	G	100	48.00	20.90	17.40	17.20	/	/
	60.50-60.95	Ap	100	100	100	98.30	96.00	63.80	8.50
	66.70-67.45	Ap	100	100	100	98.30	95.60	60.10	8.40
	69.00-69.45	Ap	100	100	100	99.00	95.30	64.60	8.40
	71.00-71.45	Ap	100	100	100	98.30	96.00	66.80	8.50
BSC4-2	1.70-2.15	Ap	100	100	100	98.00	96.30	67.70	7.50
	7.00-7.20	G	100	84.50	29.60	9.50	8.40	/	/
	11.10-11.30	S	100	100	93.40	24.20	19.10	/	/
	13.10-13.55	Ap	100	100	100	98.30	96.00	66.80	9.20
	15.00-15.45	Ap	100	100	100	97.70	96.40	65.90	8.50

RESULTATSDESESSAISMECANIQUES.

Tableau 8.3 Résultats des essais mécaniquese	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	γh (t/m³)	γd (t/m³)	e_0	Pc (Bars)	Cc (%)	Cg (%)	Cisaillement rectiligne	
									Ccd (Bars)	Φcd (°)
BSC4-1	1.00-1.45	Ap	1.44	1.32	1.049	0.518	36.80	3.60	/	/
	3.50-3.65	Ap	/	/	/	/	/	/	/	/
	32.00-32.45	Ap	1.92	1.50	0.812	0.675	18.70	3.10	/	/
	38.00-38.45	Ap	2.01	1.62	0.676	1.089	14.00	2.20	/	/
	40.00-41.05	Ap	2.03	1.63	0.665	1.080	13.70	2.40	0.29	10.10
	43.00-43.45	Ap	1.99	1.63	0.660	1.010	12.10	1.60	/	/
	45.30-45.75	Ap	2.02	1.64	0.658	1.077	9.70	1.10	0.59	19.50
	50.50-50.95	Ap	2.00	1.64	0.649	1.049	12.20	1.80	/	/
	60.50-60.95	Ap	1.99	1.67	0.633	0.855	11.60	5.40	/	/
	66.70-67.45	Ap	1.95	1.50	0.802	1.118	13.60	5.40	0.34	10.20
	69.00-69.45	Ap	1.98	1.63	0.659	0.982	11.30	5.00	0.47	13.70
	71.00-71.45	Ap	1.92	1.59	0.699	0.978	16.70	5.10	/	/
BSC4-2	1.70-2.15	Ap	1.90	1.43	0.907	1.076	23.70	3.70	/	/
	13.10-13.55	Ap	1.89	1.40	0.947	1.100	26.30	4.40	0.33	12.00
	15.00-15.45	Ap	1.73	1.25	1.181	1.006	36.40	9.00	/	/
	26.20-26.65	Ap	1.99	1.59	0.700	1.050	13.30	1.60	/	/
	29.80-30.25	Ap	1.99	1.59	0.714	1.021	15.90	2.50	/	/
	33.30-33.75	Ap	2.00	1.57	0.733	1.137	17.50	3.40	0.34	17.00
	36.50-36.95	Ap	2.01	1.62	0.669	1.081	11.90	1.80	/	/

RESULTATSDESESSAISCHIMIQUESSURSOL

N° Sondage	Profondeur （m）	Sulfates So_4^{--} (%)	Chlorures Cl^- (%)
BSC4-2	1.70-2.15	0.024	0.027
BSC4-3	1.80-2.25	0.020	0.037
BSC4-4	1.40-1.85	0.029	0.027
BSC4-5	2.40-2.85	0.014	0.084
BSC4-6	1.70-2.05	0.027	0.128
RSC4-1	1.00-1.45	0.152	0.118
RSC4-2	2.10-2.55	0.014	0.020

RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

N° sondage	N°	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	Pl(MPa)	Em(MPa)	Pl* (MPa)
PMT4-2	1	1,00	Ap	0,49	9,50	0,48
	2	2,50	Ap	0,26	1,80	0,24
	3	4,00	G	0,24	1,10	0,20
	4	7,00	G	0,50	2,90	0,44
	5	9,00	Ap	0,23	1,20	0,15
	6	10,00	Ap	0,29	1,30	0,20
	7	11,50	Ap	0,31	1,20	0,21
	8	13,00	S	0,33	1,10	0,21
	9	14,50	S	0,46	2,20	0,33
	10	16,00	S	0,36	1,00	0,21
	11	17,50	S	0,59	2,50	0,43
	12	19,00	Ap	0,59	2,80	0,42
	13	20,50	Ap	0,56	1,60	0,37
	14	22,00	Ap	0,41	1,20	0,21
	15	23,50	Ap	0,53	1,60	0,32
	16	25,00	Ap	0,44	2,30	0,21
	17	26,50	Ap	0,55	1,80	0,31
	18	28,00	Ap	0,47	2,10	0,22
	19	29,50	Ap	0,48	2,20	0,22
	20	31,00	Ap	0,86	3,80	0,58
	21	32,50	Ap	0,57	2,20	0,28
	22	35,00	Ap	0,85	2,30	0,53
	23	36,50	Ap	0,83	2,90	0,50
	24	38,00	Ap	0,58	2,60	0,23
	25	39,50	Ap	0,65	2,00	0,29
	26	41,00	Ap	0,62	1,70	0,25

Sondage pressiométrique Ménard
Effectué conformément à la norme NF-P110

Coordonnées UTM

X:683156

Y:4065069

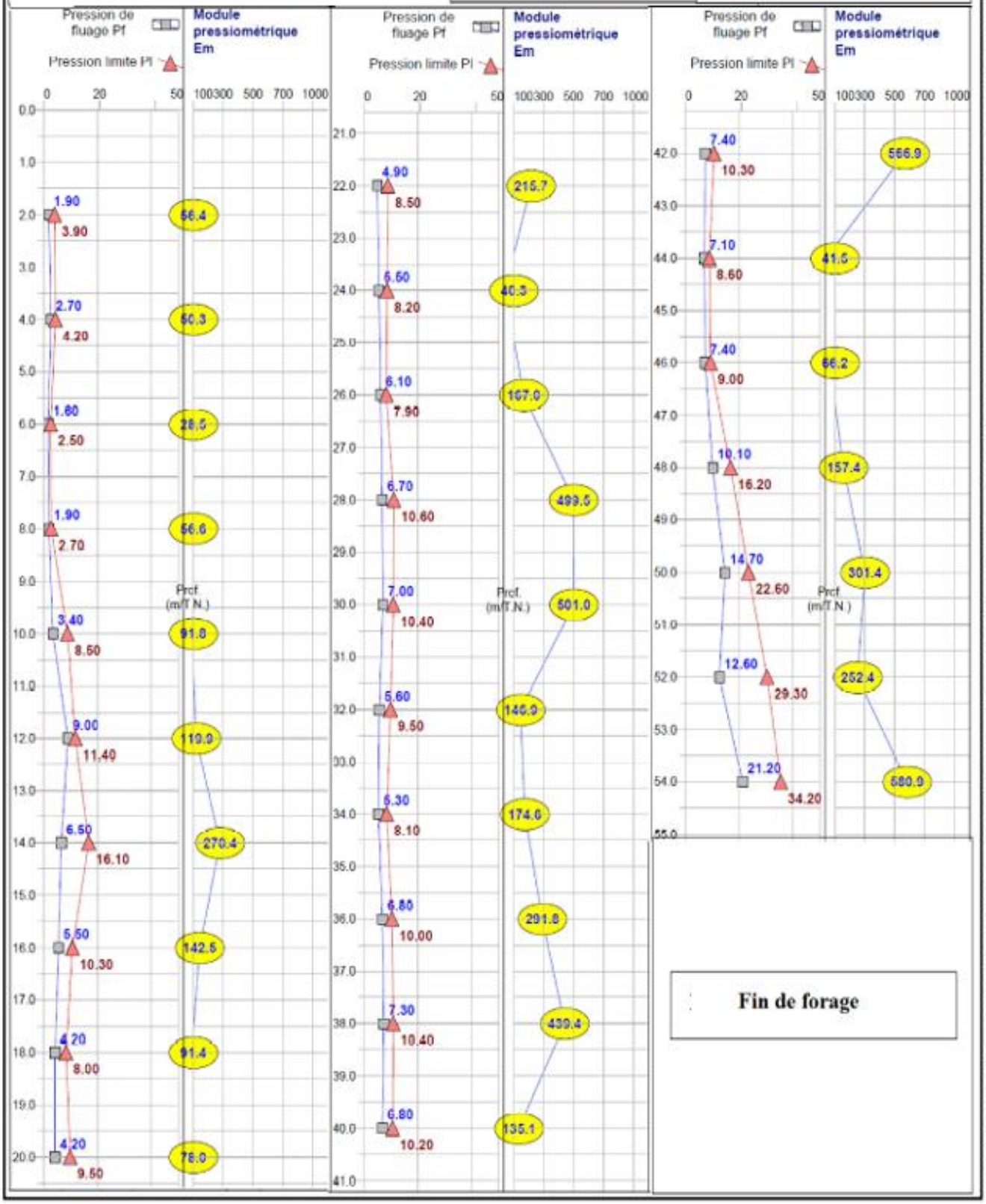
Z:/

Dossier n°:0008/2023

Date:17/07/2023

Lieu :IRIYAHEN/PK4+145

PMT4-5



Fin de forage

Etalonnage :

etalonage pr4-5

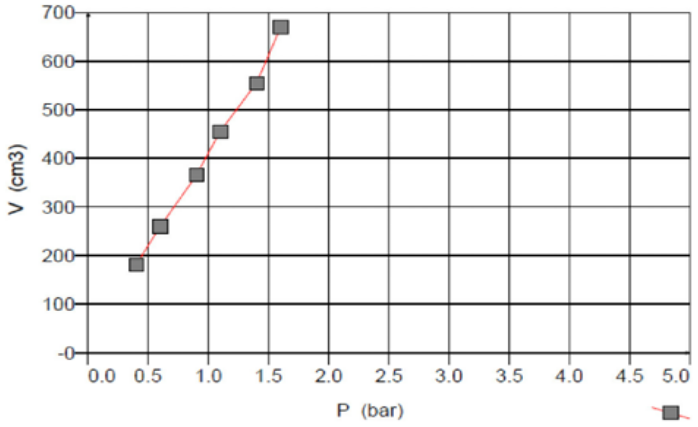
Calibrage : Calibrage N°1

Volumes en cm3

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Bars

PeL: 1,7



Etalonnage :

etalonage pr4-5 2

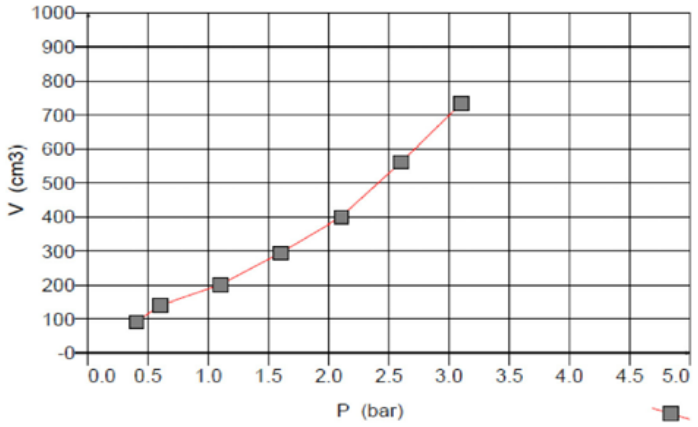
Calibrage : Calibrage N°1

Volumes en cm3

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Bars

PeL: 3,0



Cote : 2

Etalonnage : etalonage pr4-5

Volumes en cm3

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Bars

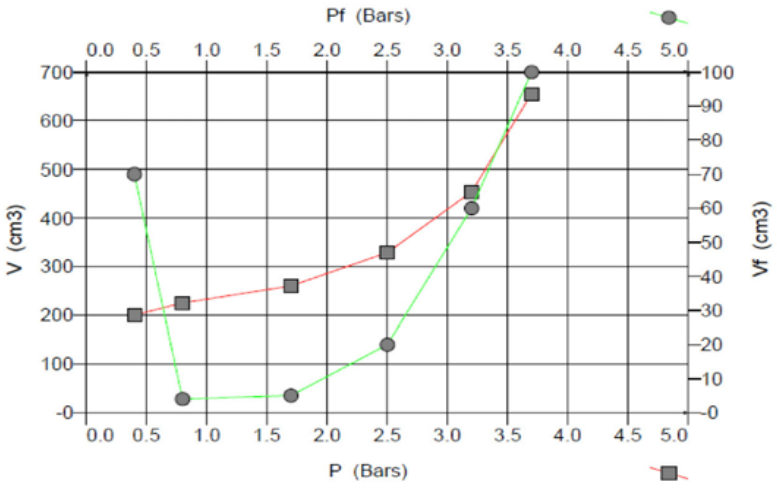
Em : 56,4

Pf : 1,9

Pl : 3,9

Em/Pl : 14,5

óHS : 0,2

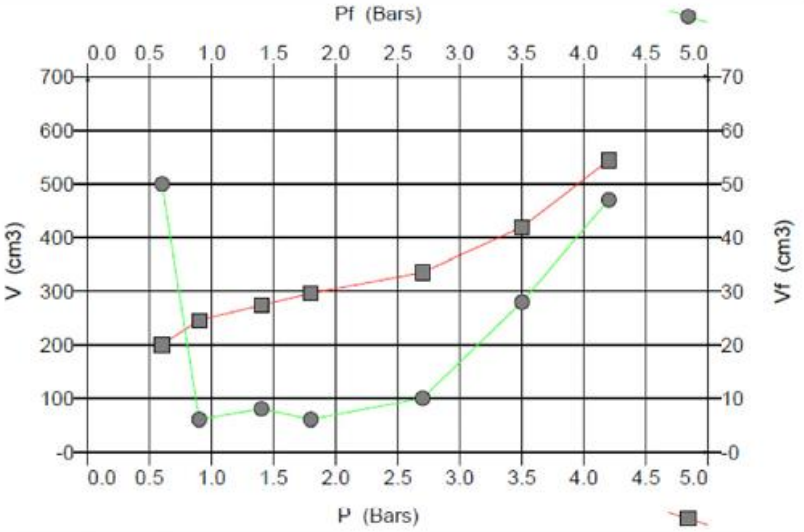


Cote : 4

Etalonnage : etalonage pr4-5

Volumes en cm3
Unité pression tableur: Bars
Unité pression calcul: Bars

Em : 50,3
Pf : 2,7
Pl : 4,2
Em/Pl : 12,0
óHS : 0,4

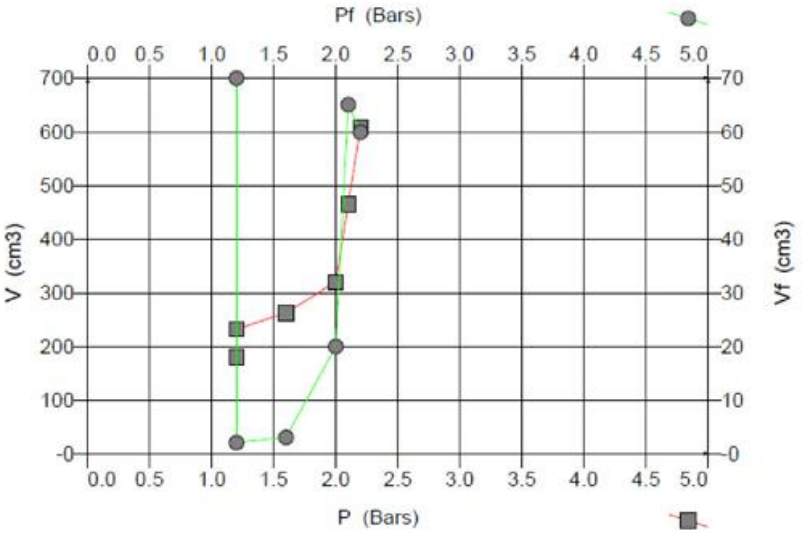


Cote : 6

Etalonnage : etalonage pr4-5

Volumes en cm3
Unité pression tableur: Bars
Unité pression calcul: Bars

Em : 28,5
Pf : 1,6
Pl : 2,5
Em/Pl : 11,4
óHS : 0,5

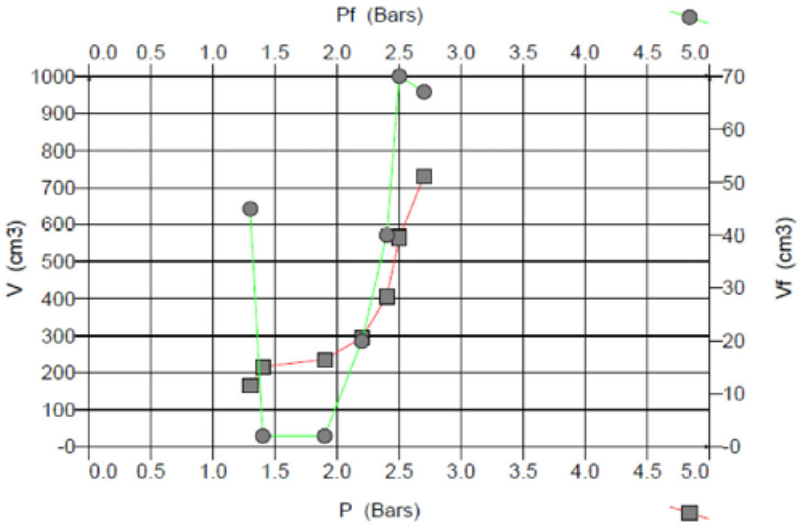


Cote : 8

Etalonnage : etalonage pr4-5

Volumes en cm3
Unité pression tableur: Bars
Unité pression calcul: Bars

Em : 56,6
Pf : 1,9
Pl : 2,7
Em/Pl : 21,0
óHS : 0,7



Sondage Pressiométrique Ménard

Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1

Date

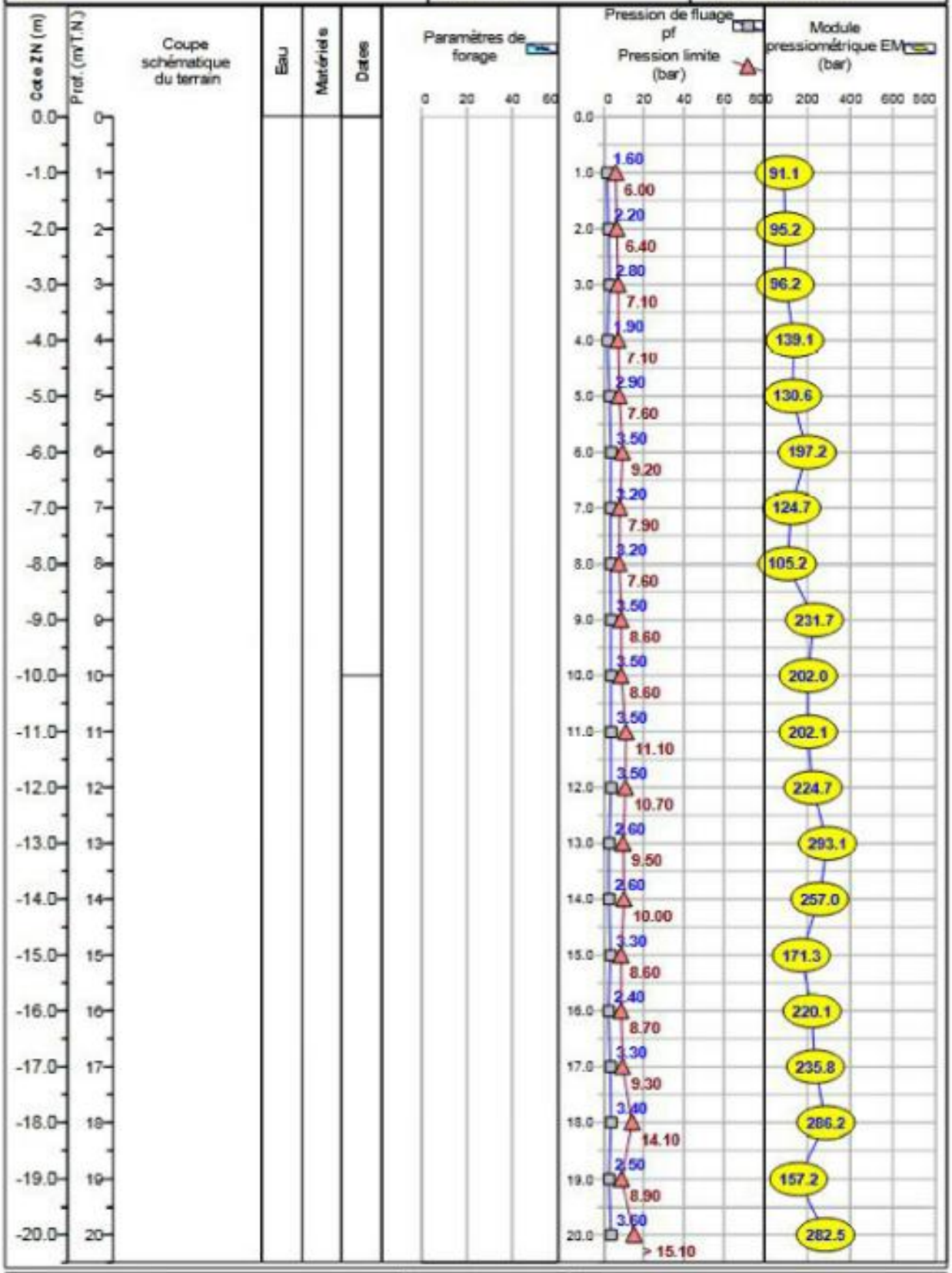
x 683075.697
y 4065055.237
z
Inclinaison
Orientation

Dossier n°

Sondage
PMT 4-6

Lieu

Plan d'implantation



Observations	Organisme L.t.p .Est	Nom Signature

Rapport des essais pressiométriques du forage

Forage: PMT 4-6

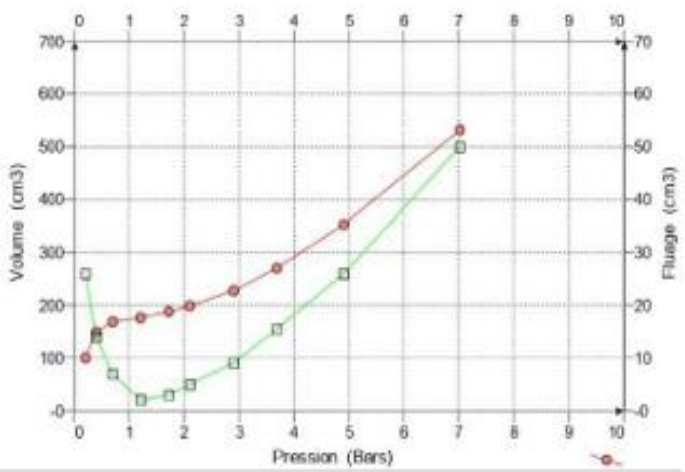
Dossier : 100drde342102
Description : Pénétrante Autoroutière Reliant Port Béjaia /Ahnif
Site : BEJAIA
Bureau d'études. SOCIETE CLIENTE
Client. CRCC/SAPTA

Longueur: 60
Date début:
N° d'affaire :
Liaison: PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1 (Bar/Bar)

Cote : 2

Etalonnage : PMT4-6

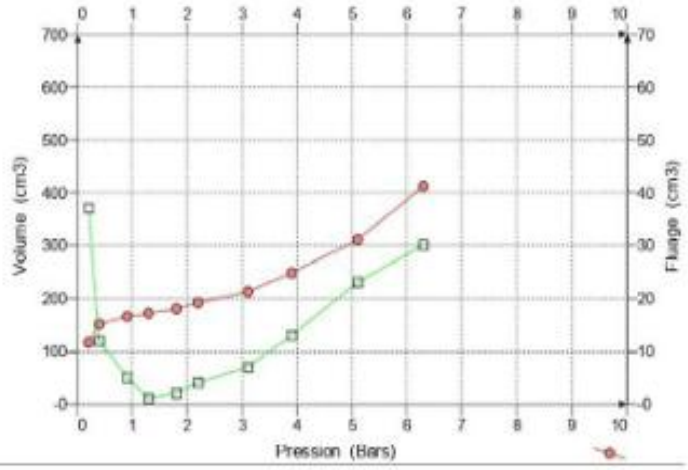
Volumes en cm3
Unité pression tableur: Bars
Unité pression calcul: Bars
Em : 95.2
Pf : 2.2
Pl : 6.4
Em/Pl : 14.9
δHS : 0.2



Cote : 3

Etalonnage : PMT4-6

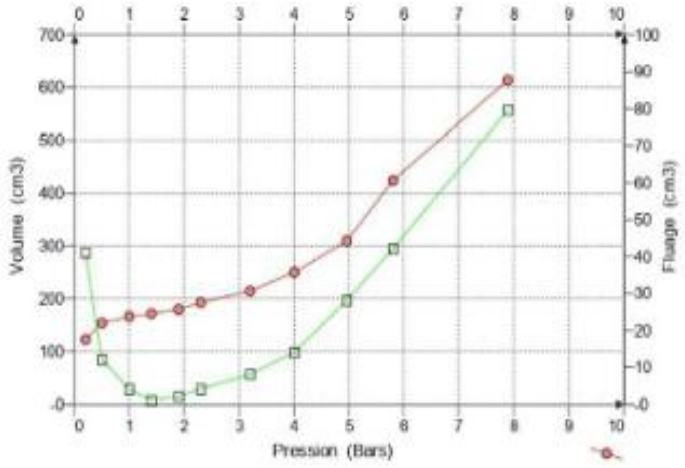
Volumes en cm3
Unité pression tableur: Bars
Unité pression calcul: Bars
Em : 96.2
Pf : 2.8
Pl : 7.1
Em/Pl : 13.6
δHS : 0.3



Cote : 4

Etalonnage : PMT4-6

Volumes en cm3
Unité pression tableur: Bars
Unité pression calcul: Bars
Em : 139.1
Pf : 1.9
Pl : 7.1
Em/Pl : 19.6
δHS : 0.4



APAGEO
Matériel de Géotechnique - Geotechnical Equipment
www.apageo.com

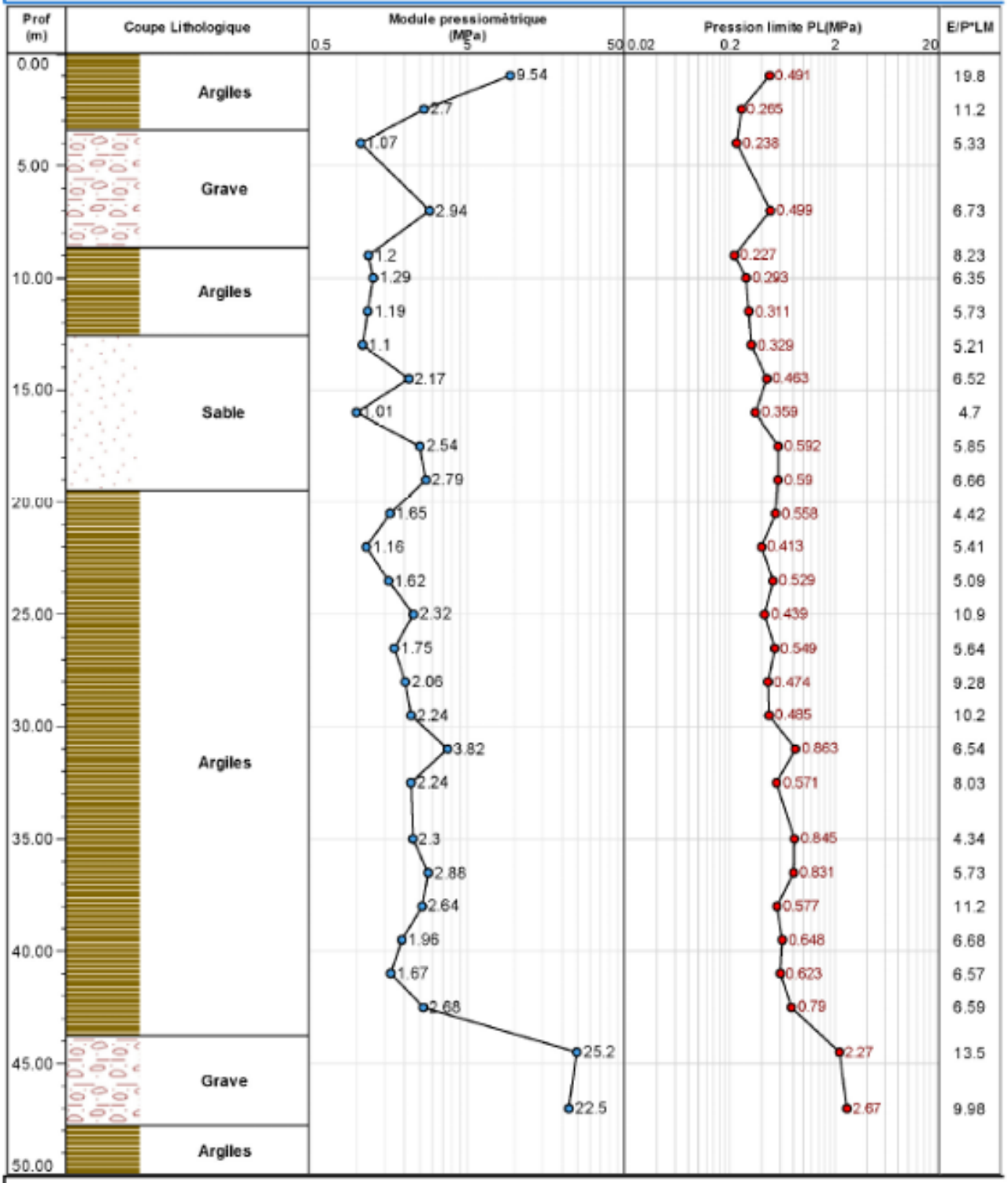
Diagraphie de Forage

Dossier : FSDI-107-2014
Sondage : PMT4-2

Chantier : Pénétrant du Béjala à Ahnif
Adresse : PK4+136.7 D 8m

X=683367.85; Y=4065206.57; h=3.40

Profondeur finale : 50 m



Machine de Forage :
Opérateur :

APAGEO
Matériel de Géotechnique - Geotechnical Equipment
www.apageo.com

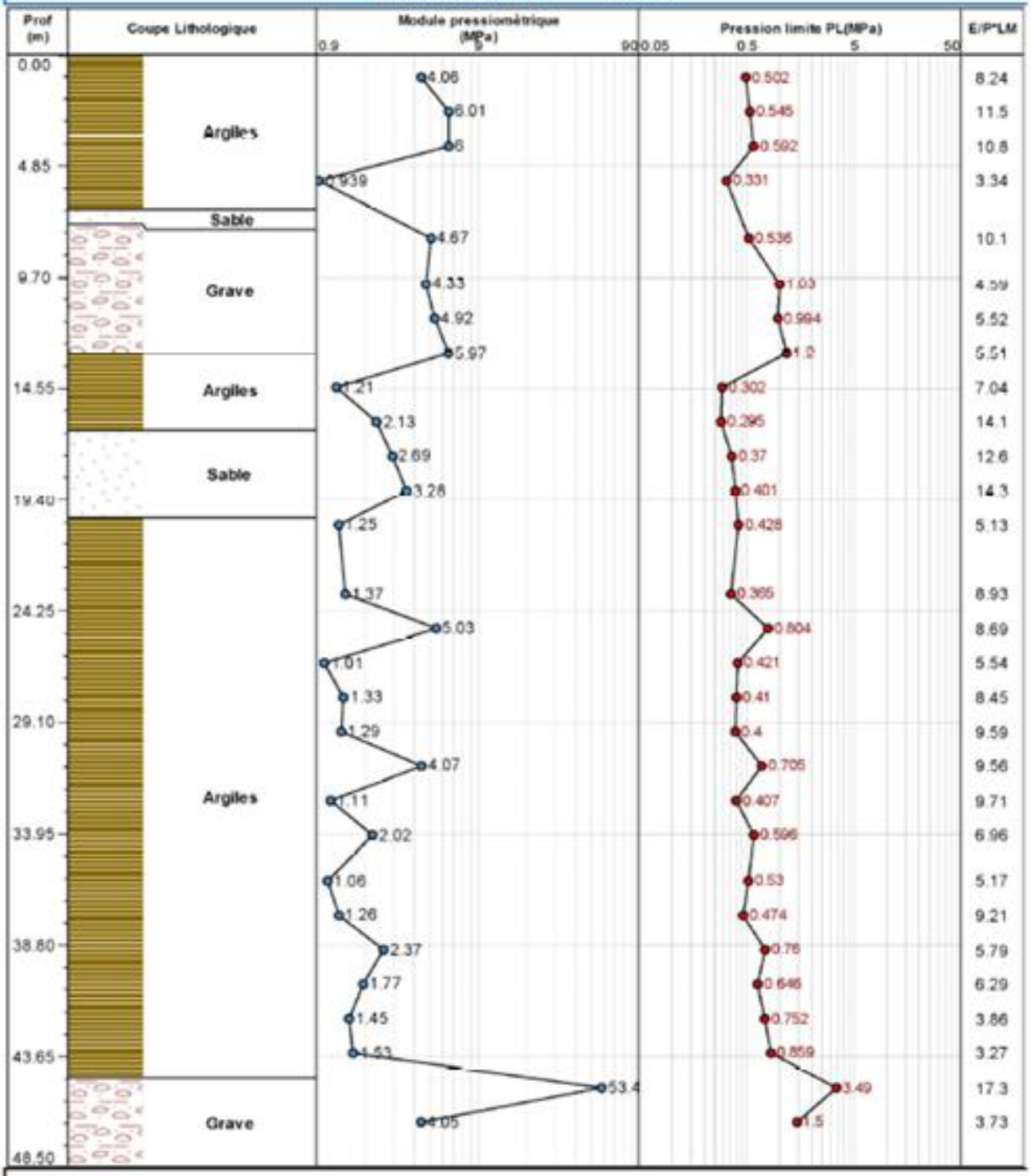
Diagraphie de Forage

Dossier : FSDI-101-2014
Sondage : PMT4-4

Chantier : Pénétrant du Béjala à Ahnif
Adresse : PK4+317.2 G 8m

X=683221.47; Y=4065097.74; h=5.46

Profondeur finale : 48.5 m

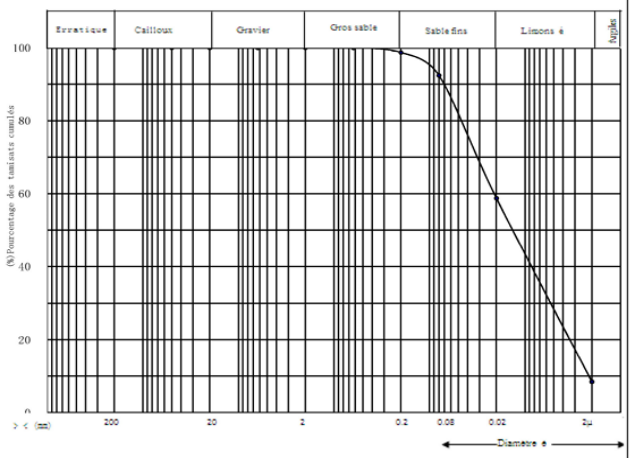


Machine de Forage :
Opérateur :

Rapport d'essai d'analyse granulométrique

Effectué conformément à la norme NF P 94-056、057

Chantier		N° Dossier	BSC4-1
Site de sondage	PK4+100.6G8m	N° echantillons	BSC4-1-1
N° Essai	3141	Dénomination de sol	Ap
Profondeur (m)	1-1.45	Date d'essai	11/2014

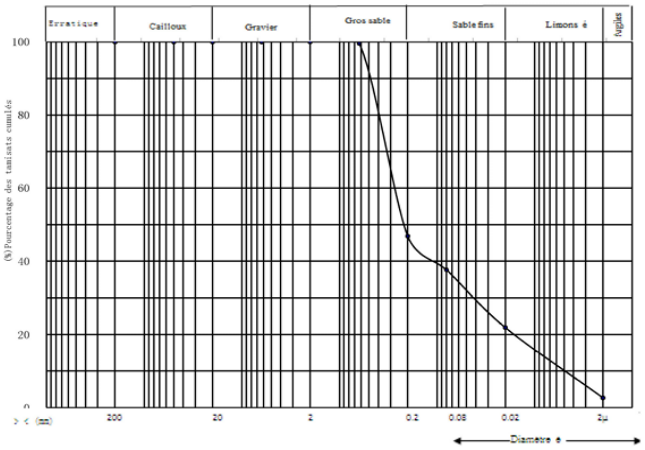


d(mm)	200,0	50,0	20,0	6,3	2	0,63	0,2	0,08	0,02	0,002
%	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,7	92,4	58,7	8,5

Rapport d'essai d'analyse granulométrique

Effectué conformément à la norme NF P 94-056、057

Chantier		N° Dossier	BSC4-1
Site de sondage	PK4+100.6G8m	N° echantillons	BSC4-1-2
N° Essai	3142	Dénomination de sol	Ap
Profondeur (m)	3.5-3.65	Date d'essai	11/2014

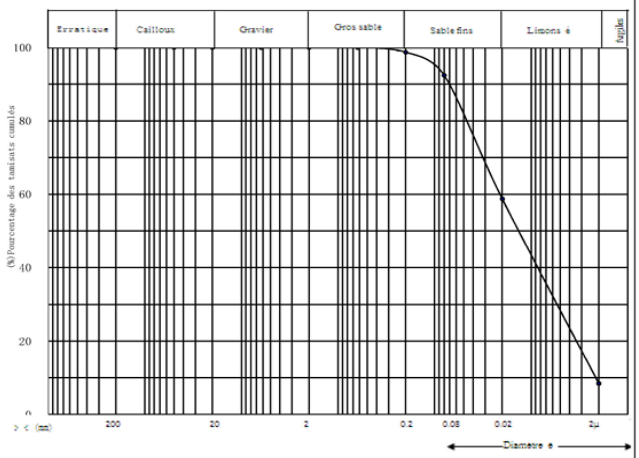


d(mm)	200,0	50,0	20,0	6,3	2	0,63	0,2	0,08	0,02	0,002
%	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,6	46,9	37,7	21,9	2,7

Rapport d'essai d'analyse granulométrique

Effectué conformément à la norme NF P 94-056、057

Chantier		N° Dossier	BSC4-1
Site de sondage	PK4+100.6G8m	N° echantillons	BSC4-1-1
N° Essai	3141	Dénomination de sol	Ap
Profondeur (m)	1-1.45	Date d'essai	11/2014

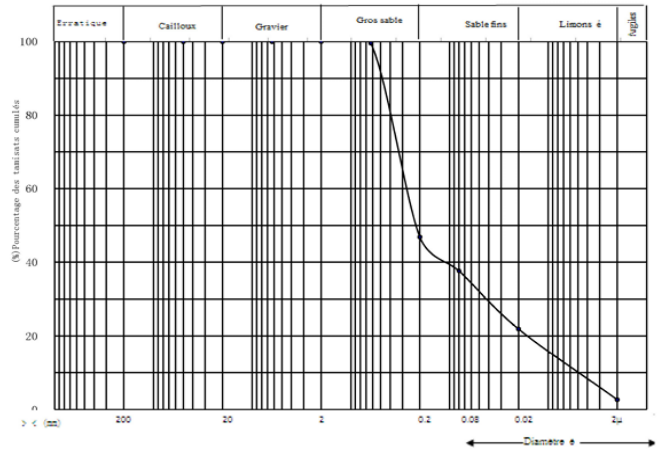


d(mm)	200,0	50,0	20,0	6,3	2	0,63	0,2	0,08	0,02	0,002
%	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	98,7	92,4	58,7	8,5

Rapport d'essai d'analyse granulométrique

Effectué conformément à la norme NF P 94-056、057

Chantier		N° Dossier	BSC4-1
Site de sondage	PK4+100.6G8m	N° echantillons	BSC4-1-2
N° Essai	3142	Dénomination de sol	Ap
Profondeur (m)	3.5-3.65	Date d'essai	11/2014

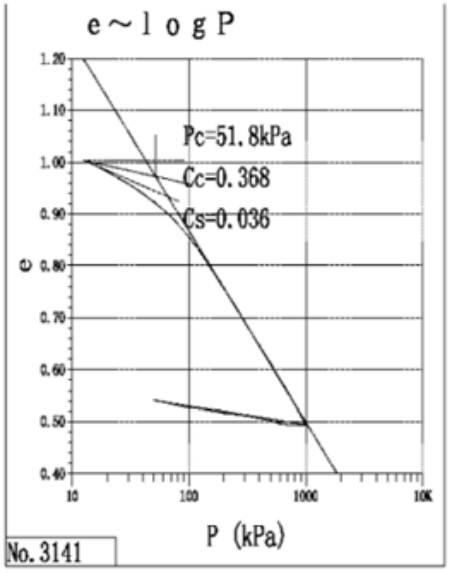


d(mm)	200,0	50,0	20,0	6,3	2	0,63	0,2	0,08	0,02	0,002
%	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	99,6	46,9	37,7	21,9	2,7

Rapport d'essai d'oedomètre

Effectué conformément à la norme NF P 94-090-1

Chantier		N° Dossier	BSC4-1
Site de sondage	PK4+100.6G8m	N° echantillons	BSC4-1-1
N° Essai	3141	Dénomination de sol	Ap
Profondeur (m)	1-1.45	Date d'essai	11/2014



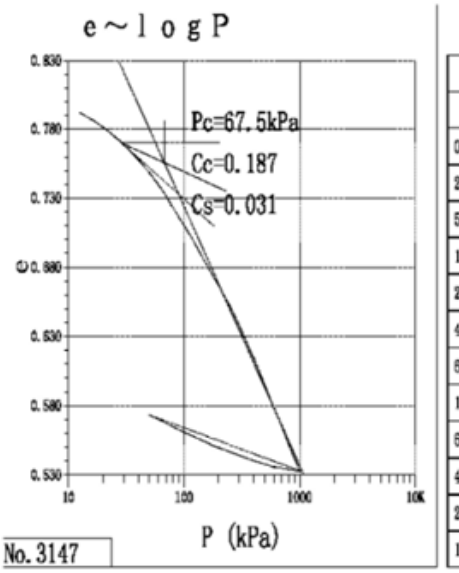
Pi	ei
kPa	—
0.0	1.049
25.0	0.969
50.0	0.923
100.0	0.855
200.0	0.755
400.0	0.645
800.0	0.582
1000.0	0.494
800.0	0.497
400.0	0.506
200.0	0.516
100.0	0.528

Pc= 51.8 kPa Cc= 0.368 Cg-Cs= 0.036

Rapport d'essai d'oedomètre

Effectué conformément à la norme NF P 94-090-1

Chantier		N° Dossier	BSC4-1
Site de sondage	PK4+100.6G8m	N° echantillons	BSC4-1-7
N° Essai	3147	Dénomination de sol	Ap
Profondeur (m)	32.0-32.45	Date d'essai	11/2014



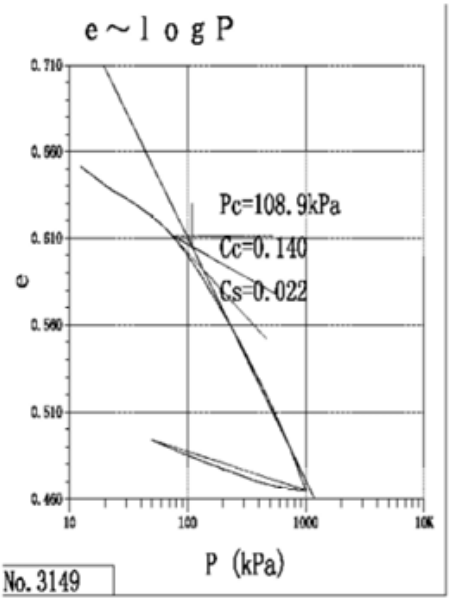
Pi	ei
kPa	—
0.0	0.812
25.0	0.775
50.0	0.748
100.0	0.710
200.0	0.665
400.0	0.614
800.0	0.578
1000.0	0.533
800.0	0.536
400.0	0.540
200.0	0.550
100.0	0.561

Pc= 67.5 kPa Cc= 0.187 Cg-Cs= 0.031

Rapport d'essai d'oedomètre

Effectué conformément à la norme NF P 94-090-1

Chantier		N° Dossier	BSC4-1
Site de sondage	PK4+100.6G8m	N° echantillons	BSC4-1-9
N° Essai	3149	Dénomination de sol	Ap
Profondeur (m)	38.0-38.45	Date d'essai	11/2014



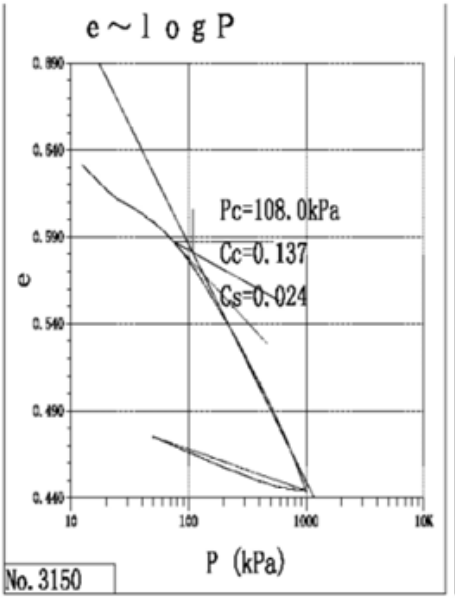
Pi	ei
kPa	—
0.0	0.676
25.0	0.636
50.0	0.623
100.0	0.600
200.0	0.567
400.0	0.528
800.0	0.503
1000.0	0.465
800.0	0.467
400.0	0.470
200.0	0.477
100.0	0.485

Pc= 108.9 kPa Cc= 0.140 Cg-Cs= 0.022

Rapport d'essai d'oedomètre

Effectué conformément à la norme NF P 94-090-1

Chantier		N° Dossier	BSC4-1
Site de sondage	PK4+100.6G8m	N° echantillons	BSC4-1-10
N° Essai	3150	Dénomination de sol	Ap
Profondeur (m)	40.0-41.05	Date d'essai	11/2014



Pi	ei
kPa	—
0.0	0.665
25.0	0.612
50.0	0.569
100.0	0.575
200.0	0.544
400.0	0.505
800.0	0.481
1000.0	0.444
800.0	0.446
400.0	0.450
200.0	0.457
100.0	0.465

Pc= 108.0 kPa Cc= 0.137 Cg-Cs= 0.024

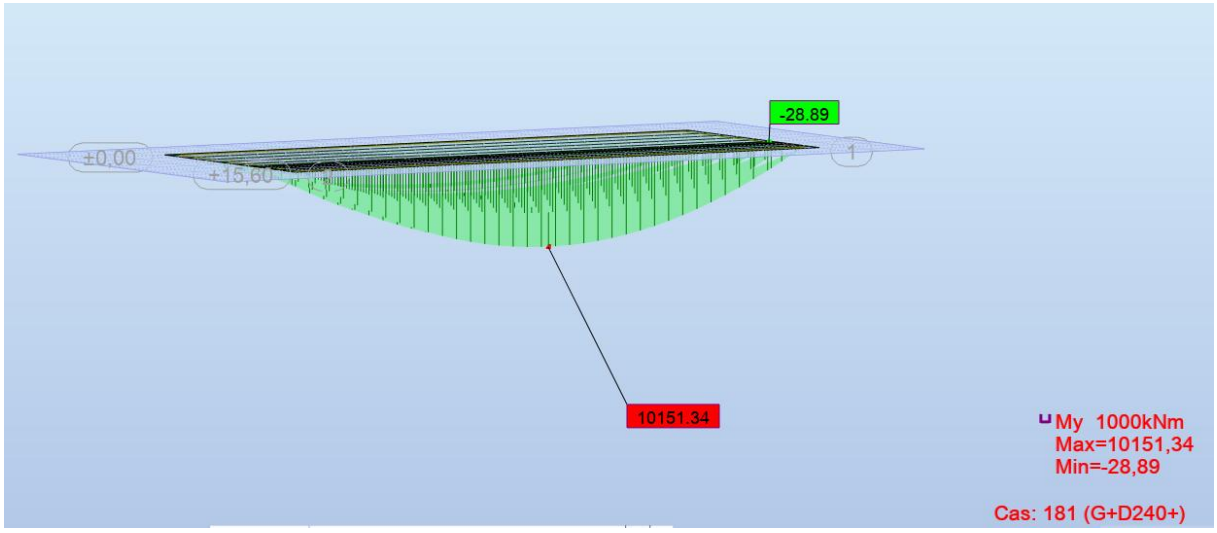
Rapport d'essai physico-mécanique de roche

Selon NF P94-420 NF P94-423 NF P 94-064 NF P94-410-1

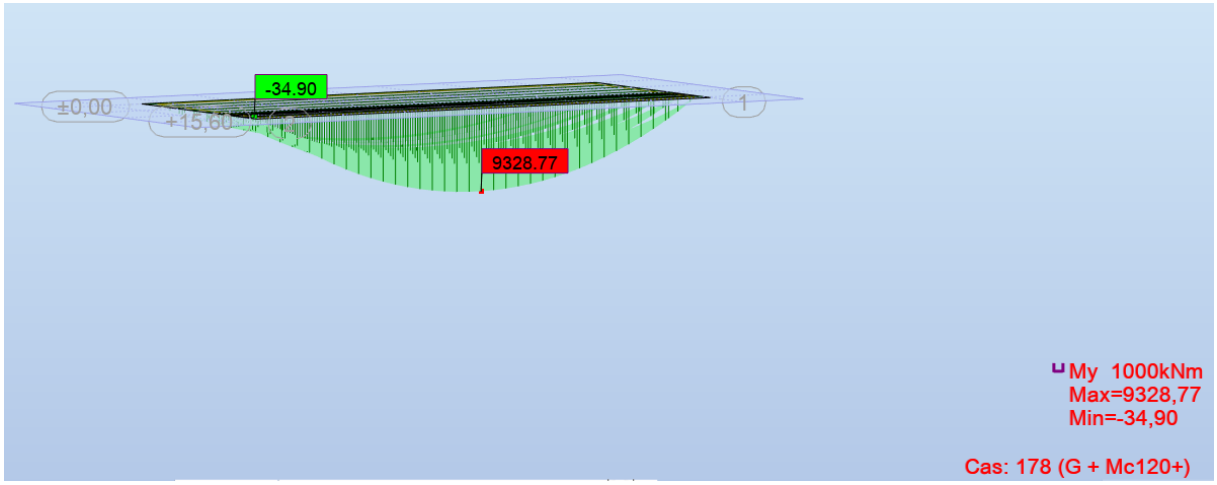
No de sondage: BSC4-3 Position de forage: PK4+245D8m

Référence au Labo		149					
Lintologie		marne					
Profondeur d'échantillonnage		50.0-50.2					
(MPa) Résistance à compression uniaxiale	Etat saturé	34,70	28,40				
	Valeur moyenne	31,55					
	Etat séché par cuisson	45,70	44,20				
	Valeur moyenne	44,95					
Densité (g/cm^3)		2,68	2,67	2,67			
Valeur moyenne (g/cm^3)		2,67					
Taux d'absorption d'eau (%)		0,55	0,72				
Kd Coefficient d' amollissement		0,70					
Résistance de cisaillement séché	C (MPa)						
	φ (°)						

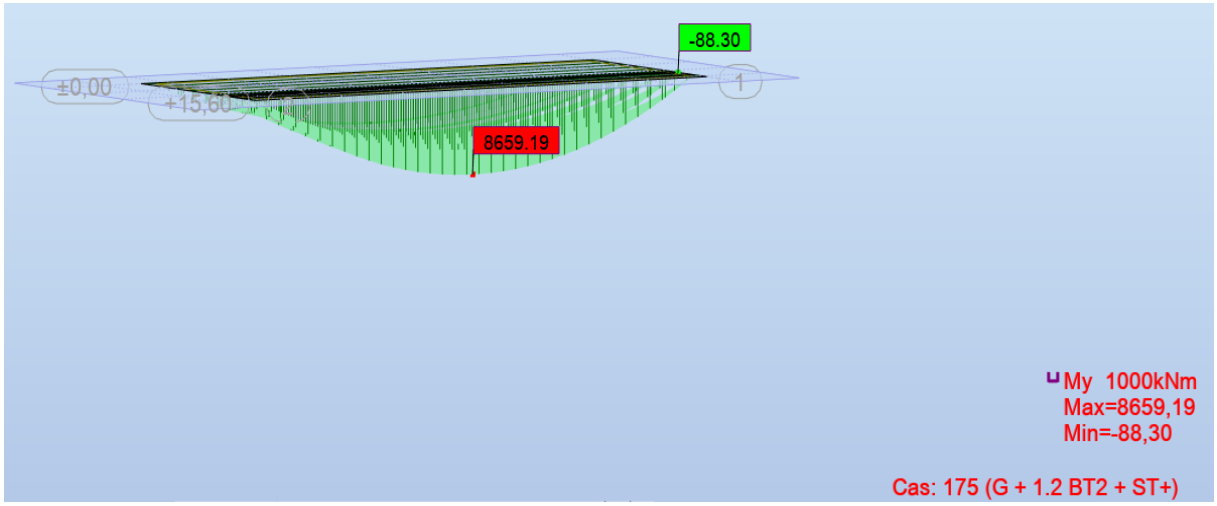
ANNEXE B:
RESULTATS DU CALCUL NUMERIQUE



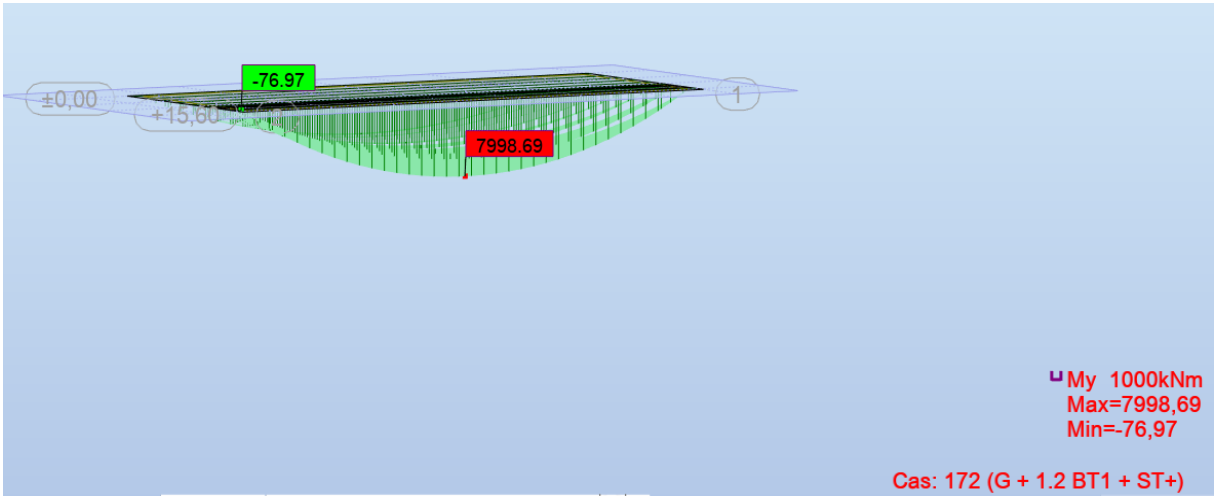
G+D240



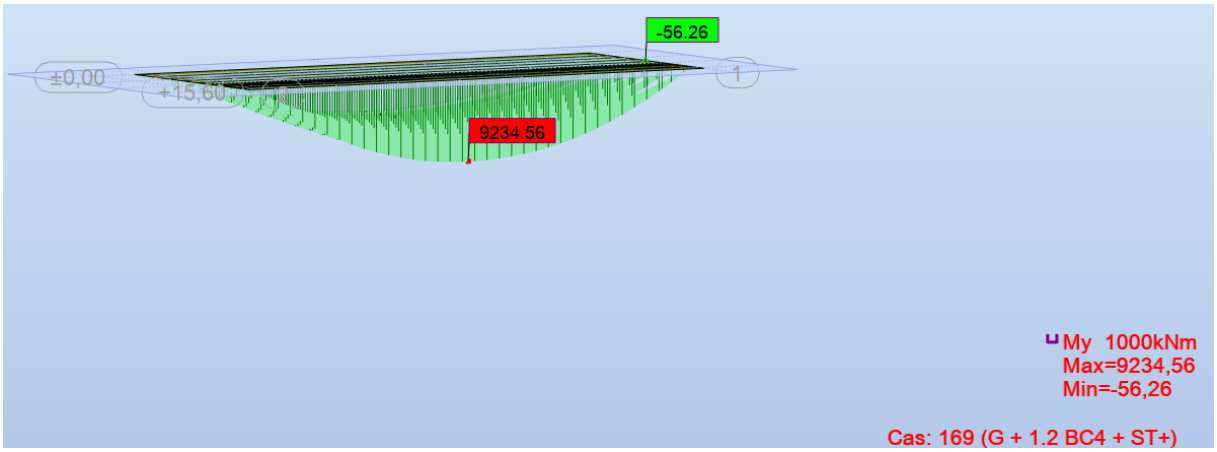
G+Mc120



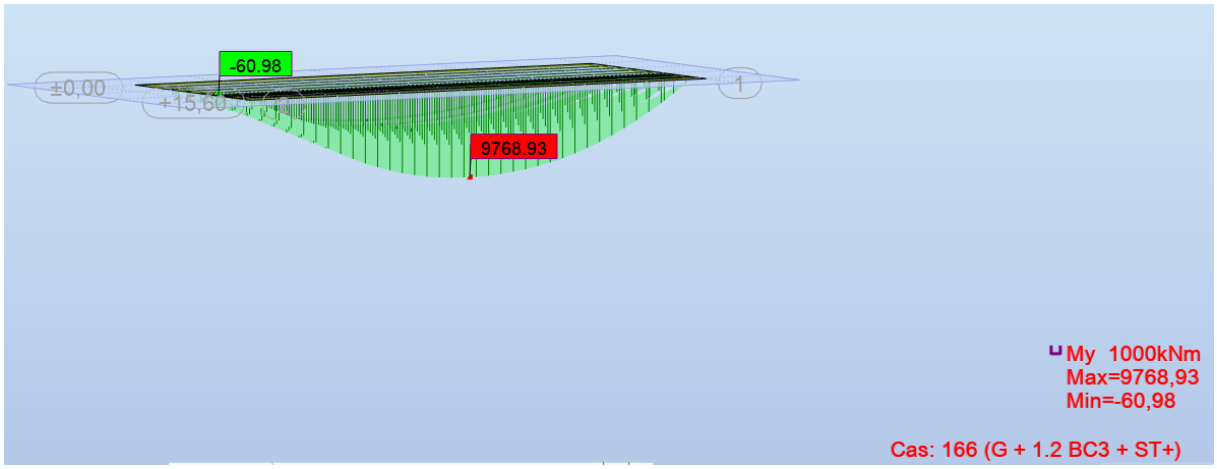
G+1.2BT2+ST



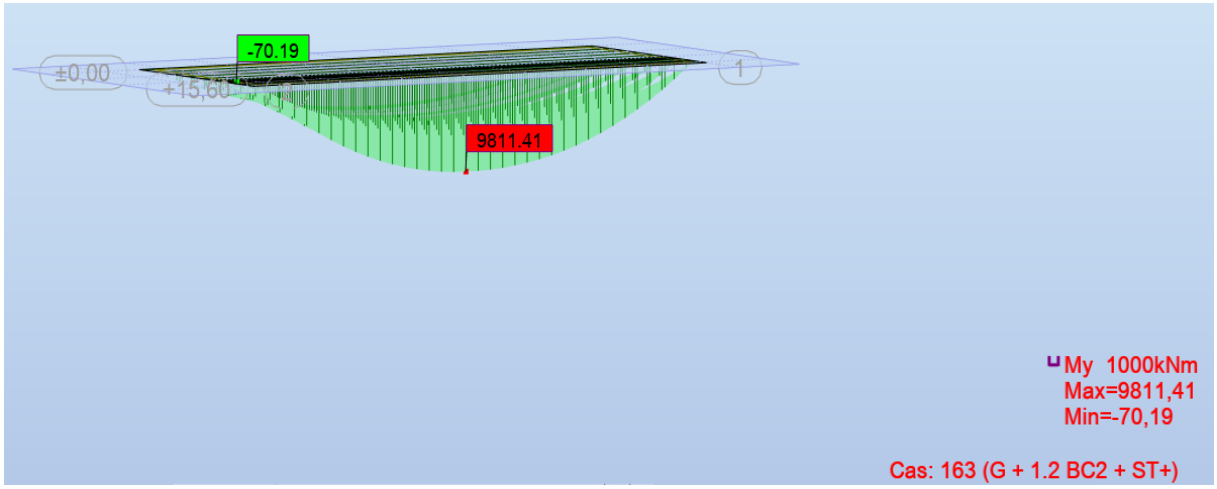
G+1.2BT1+ST



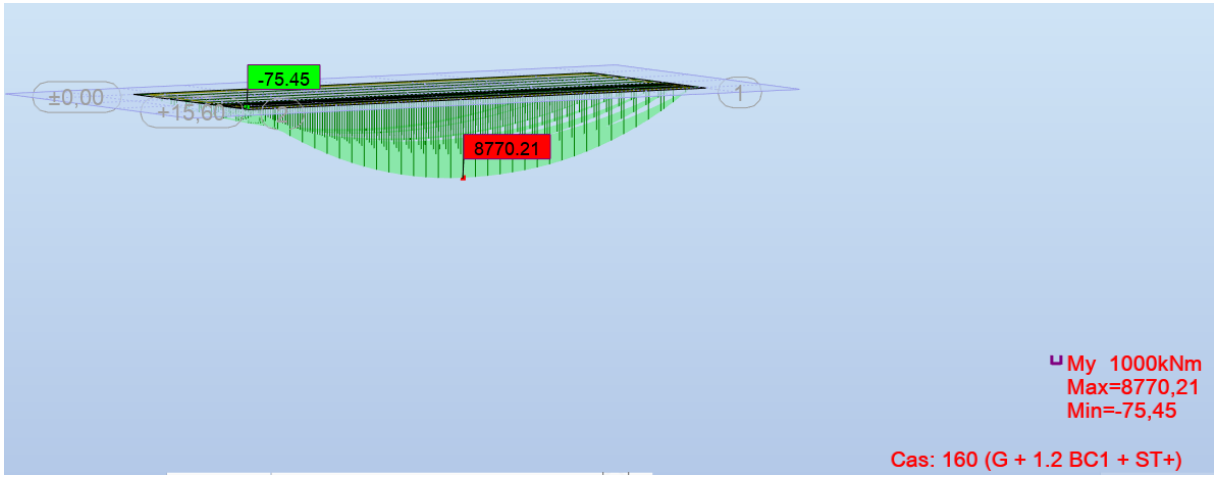
G+1.2BC4+ST



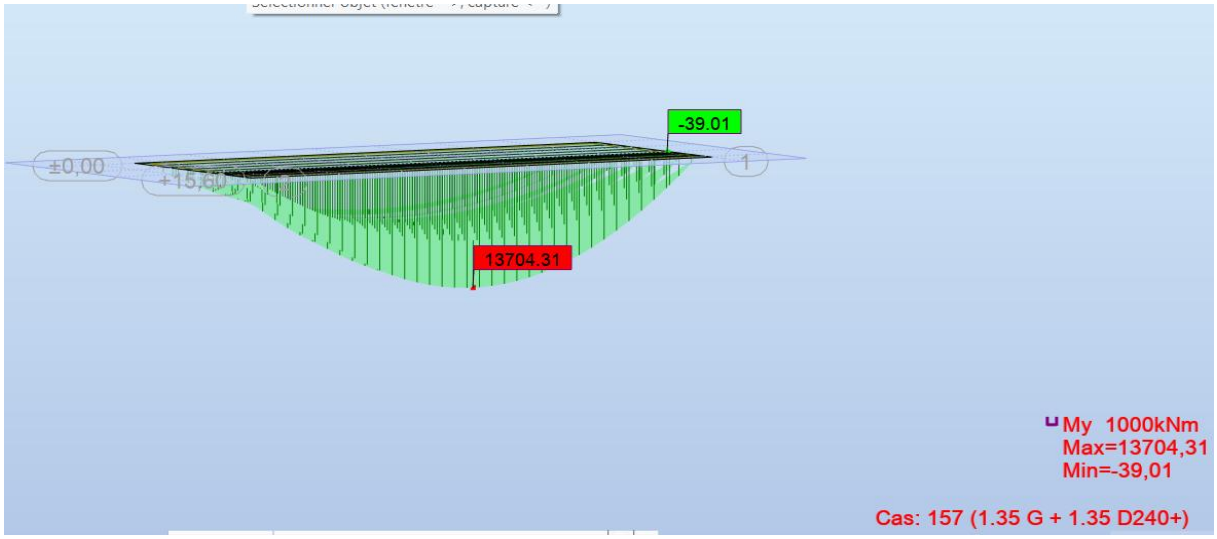
G+1.2BC3+ST



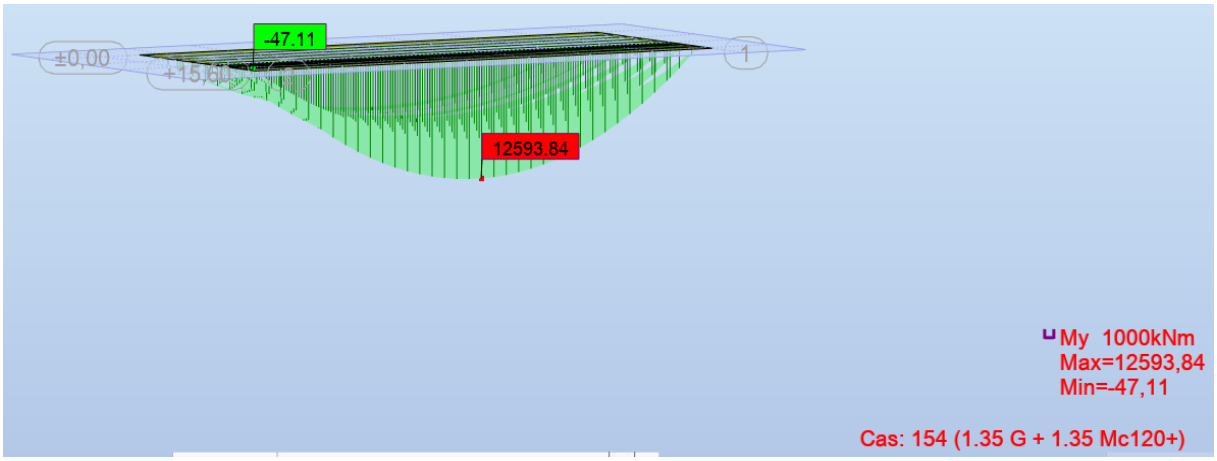
G+1.2BC2+ST



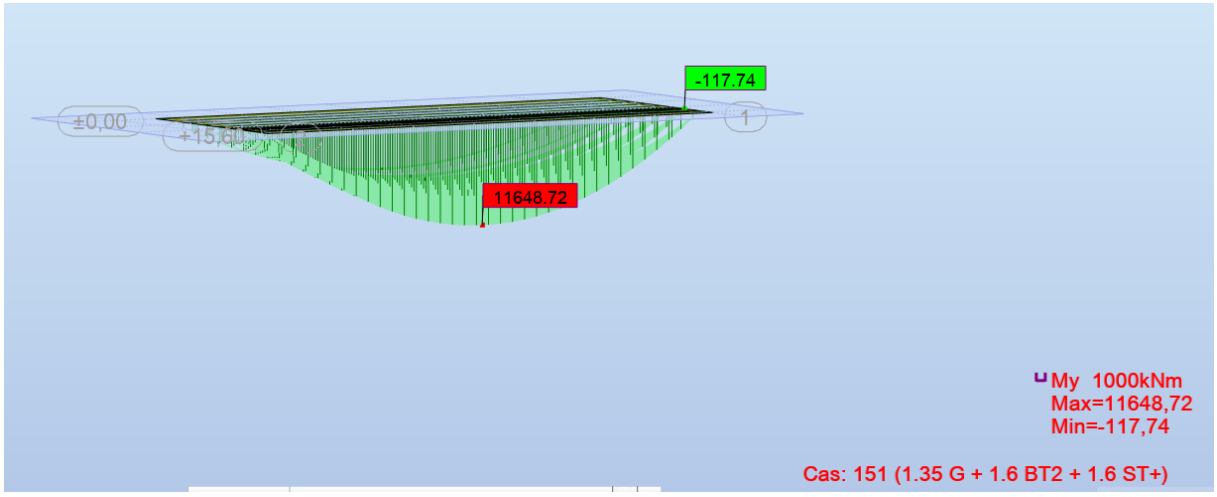
G+1.2BC1+ST



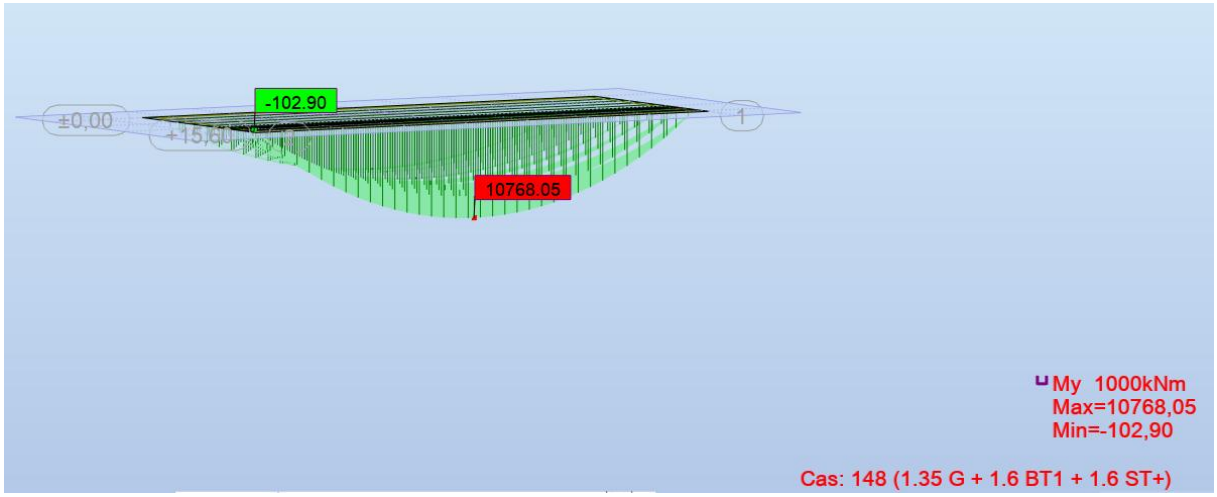
1.35G+1.35D240



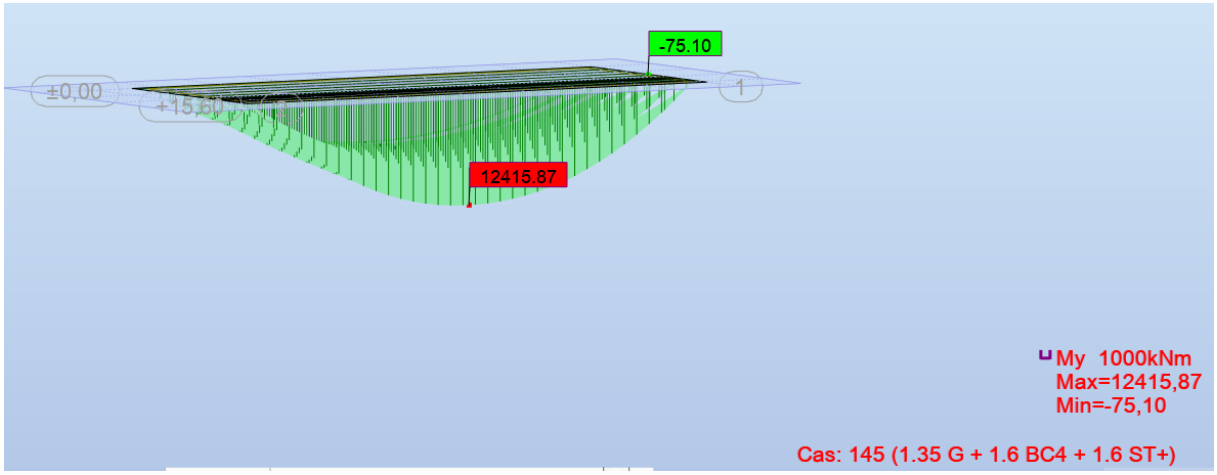
1.35G+1.35Mc120



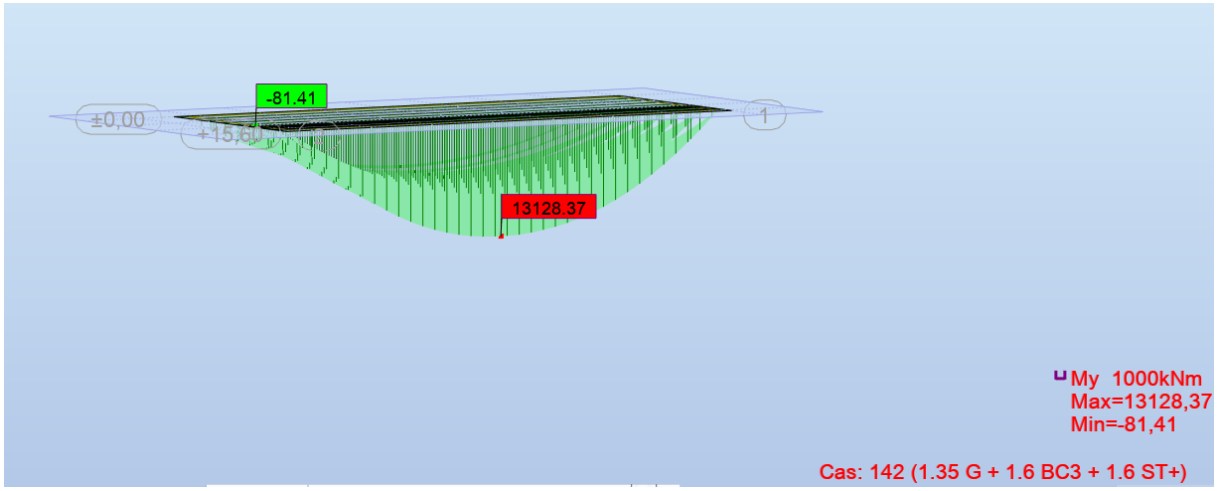
1.35G+1.6BT2+1.6ST



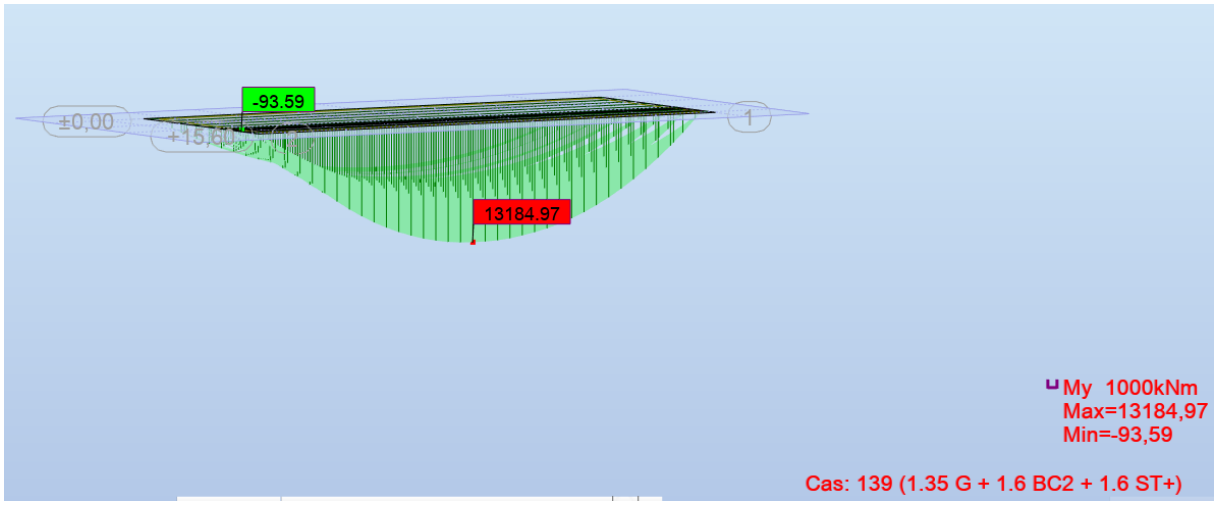
1.35G+1.6BT1+1.6ST



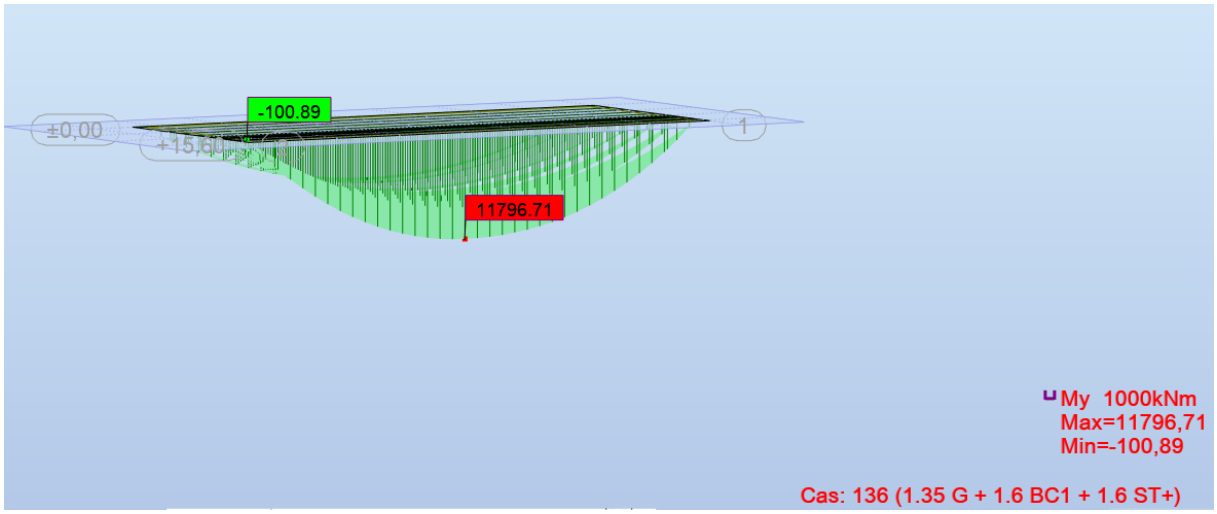
1.35G+1.6BC4+1.6ST



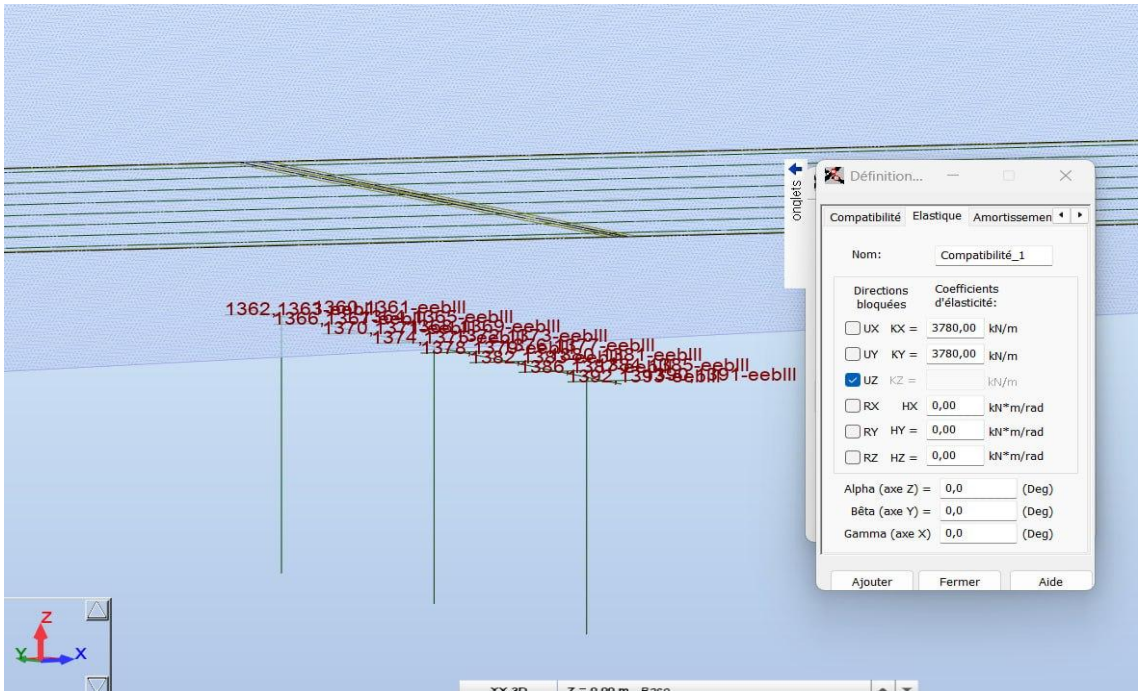
1.35G+1.6BC3+1.6ST



1.35G+1.6BC2+1.6ST



1.35G+1.6BC1+1.6ST



Les nœuds compatible

ANNEXE C :
FERRAILLAGE

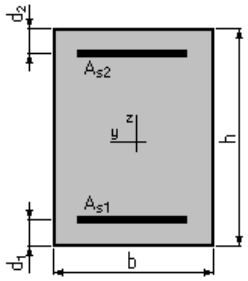
Ferraillage de l'entretoise

La nappe supérieure (calcul de section en flexion simple)

1. **Hypothèses :**

- 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 = 30,0 (cm)

h = 140,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. **Moments appliqués :**

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	457,37	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	338,79	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. **Résultats :**

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 10,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,8 (cm2)

Théorique ρ = 0,26 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 457,37 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,37 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 8,6 (cm)

Bras de levier : Z = 133,6 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0,67 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 338,79 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : y = 33,4 (cm)

Bras de levier : Z = 125,9 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 5,4 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

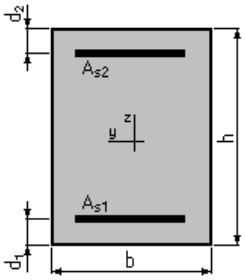
La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. **Hypothèses :**

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : Fe = 500,0 (MPa)**

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

2. **Section :**



b = 30,0 (cm)

h = 140,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. **Moments appliqués :**

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	87,83	0,00

Etat **L**imite de **S**ervice	65,06	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 4,8 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 4,8 (cm2)

Théorique ρ = 0,12 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 87,83 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3,20 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 3,8 (cm)

Bras de levier : Z = 135,5 (cm)

Déformation du béton : ε_b = 0,29 (‰)

Déformation de l'acier : ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 65,06 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,37

Position de l'axe neutre : y = 23,3 (cm)

Bras de levier : Z = 129,2 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ_b = 0,6 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 9,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de l'hourdis

Calcul de Section en Flexion Simple

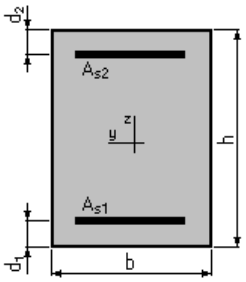
Ferraillage de la nappe supérieure :

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) **Acier : Fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section :



b = 100,0 (cm)

h = 25,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	59,37	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	44,59	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 9,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 2,5 (cm2)

Théorique ρ = 0,41 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 59,37 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,37 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 2,9 (cm)

Bras de levier : Z = 20,9 (cm)

Déformation du béton : e_b = 1,50 (‰)

Déformation de l'acier : e_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 44,59 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : y = 6,5 (cm)

Bras de levier : Z = 19,8 (cm)

Contrainte maxi du béton : s_b = 6,9 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferrallaige de l'hourdis

Calcul de Section en Flexion Simple

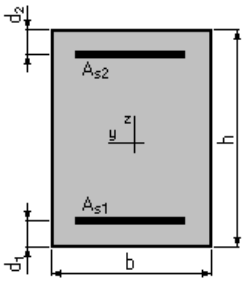
Ferraillage de la nappe inferieure :

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30,0 (MPa) Acier : Fe = 500,0 (MPa)

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

2. Section :



b = 100,0 (cm)

h = 25,0 (cm)

d_1 = 3,0 (cm)

d_2 = 3,0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	67,65	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	50,88	0,00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 10,3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 2,5 (cm2)

Théorique ρ = 0,47 (%)

Minimum ρ_{min} = 0,11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 67,65 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,37 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 3,3 (cm)

Bras de levier : Z = 20,7 (cm)

Déformation du béton : e_b = 1,76 (‰)

Déformation de l'acier : e_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 50,88 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : y = 6,8 (cm)

Bras de levier : Z = 19,7 (cm)

Contrainte maxi du béton : s_b = 7,5 (MPa)

Contrainte limite : 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : σ_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage des futs

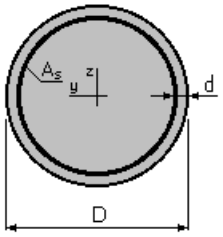
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



D = 200,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	7678,11	2658,18	0,00
2.	ELS	5697,30	1944,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 314,2 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 314,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 1570,8 (cm2)

théorique r = 1,00 (%)

minimum r_{min} = 0,50 (%) maximum r_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 7678,11 (kN) M_y = 2658,18 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,23 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 159,6 (cm)

Bras de levier: Z = 120,4 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3,50 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 0,72 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =144,5 (MPa)

comprimée: s_s' = 434,8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 5697,30 (kN) M_y = 1944,00 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,01

Position de l'axe neutre: y = 178,3 (cm)

Bras de levier: Z = 123,5 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 3,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 3,6 (MPa)

comprimée: s_s' = 50,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

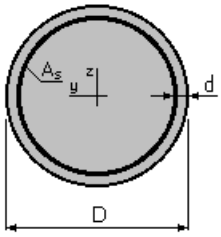
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.00 (MPa) **Acier: fe = 500.00 (MPa)**

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

2. Section:



D = 120.00 (cm)

d = 7.00 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	1099.38	1.30	11.63
2.	ELU	2954.24	8.85	-130.52
3.	ELU	2293.46	112.71	785.33
4.	ELU	2293.46	112.71	785.33
5.	ELS	814.35	0.97	8.61
6.	ELS	2188.33	6.55	-96.68
7.	ELS	1698.86	83.49	581.73
8.	ELS	1698.86	83.49	581.73
9.	ELA	355.26	-8.97	4.89
10.	ELA	3154.65	2066.95	-2.11
11.	ELA	768.73	2192.96	-504.45
12.	ELA	594.71	2056.66	-603.13

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_s = 82.34 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 22.62 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.49 (cm2)

théorique r = 0.73 (%)

minimum r_{min} = 0.10 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU **N = 1099.38 (kN) M_y = 1.30 (kN*m) M_z = 11.63 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 19.05 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 208.59 (cm)

Bras de levier: Z = 53.00 (cm)

Déformation du béton: e_b = 2.65 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: s_s' = 434.78 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELU **N = 2954.24 (kN) M_y = 8.85 (kN*m) M_z = -130.52 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 6.64 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 134.73 (cm)

Bras de levier: Z = 55.84 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3.23 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: s_s' = 434.78 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELU **N = 2293.46 (kN) M_y = 112.71 (kN*m) M_z = 785.33 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4.08 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 72.74 (cm)

Bras de levier: Z = 79.26 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 1.93 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =386.10 (MPa)

comprimée: s_s' = 434.78 (MPa)

Cas N^{O} 4: Type ELU **N = 2293.46 (kN) M_y = 112.71 (kN*m) M_z = 785.33 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4.08 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 72.74 (cm)

Bras de levier: Z = 79.26 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 1.93 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =386.10 (MPa)

comprimée: s_s' = 434.78 (MPa)

Cas N^O 5: Type ELS N = 814.35 (kN) M_y = 0.97 (kN*m) M_z = 8.61 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 25.82

Position de l'axe neutre: y = 940.75 (cm)

Bras de levier: Z = 54.01 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.70 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.00 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 10.38 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250.00 (MPa)

Cas N^O 6: Type ELS N = 2188.33 (kN) M_y = 6.55 (kN*m) M_z = -96.68 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8.01

Position de l'axe neutre: y = 273.10 (cm)

Bras de levier: Z = 57.17 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 2.25 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.00 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: σ_s' = 32.85 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250.00 (MPa)

Cas N^O 7: Type ELS N = 1698.86 (kN) M_y = 83.49 (kN*m) M_z = 581.73 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3.61

Position de l'axe neutre: y = 74.18 (cm)

Bras de levier: Z = 82.75 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 4.99 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.00 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 39.02 (MPa)

comprimée: s_s' = 67.82 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\,lim}$ = 250.00 (MPa)

Cas N^{O} 8: Type ELS **N = 1698.86 (kN)** **M_y = 83.49 (kN*m)** **M_z = 581.73 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.61

Position de l'axe neutre: y = 74.18 (cm)

Bras de levier: Z = 82.75 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 4.99 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.00 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 39.02 (MPa)

comprimée: s_s' = 67.82 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\,lim}$ = 250.00 (MPa)

Cas N^{O} 9: Type ELA **N = 355.26 (kN)** **M_y = -8.97 (kN*m)** **M_z = 4.89 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 72.42 Pivot: C

Position de l'axe neutre: y = 140.83 (cm)

Bras de levier: Z = 54.31 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3.14 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: s_s' = 500.00 (MPa)

Cas N^{O} 10: Type ELA **N = 3154.65 (kN)** **M_y = 2066.95 (kN*m)** **M_z = -2.11 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.74 Pivot: B

Position de l'axe neutre: y = 46.66 (cm)

Bras de levier: Z = 90.76 (cm)

Déformation du béton: e_b = 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 4.96 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =500.00 (MPa)

comprimée: s_s' = 500.00 (MPa)

Cas N^{O} 11: Type ELA **N = 768.73 (kN)** **M_y = 2192.96 (kN*m)** **M_z = -504.45 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 26.26 (cm)

Bras de levier: Z = 100.31 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 3.03 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =500.00 (MPa)

comprimée: s_s' = 442.55 (MPa)

Cas N^O 12: Type ELA **N = 594.71 (kN)** **M_y = 2056.66 (kN*m)** **M_z = -603.13 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.02 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 25.34 (cm)

Bras de levier: Z = 100.75 (cm)

Déformation du béton: e_b = 2.90 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 10.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s =500.00 (MPa)

comprimée: s_s' = 425.02 (MPa)

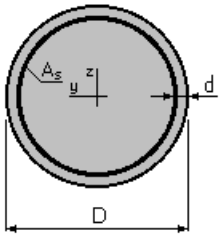
Expertise de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.00 (MPa) **Acier: fe = 500.00 (MPa)**

* Fissuration préjudiciable
* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



D = 120.00 (cm)

d = 7.00 (cm)

3. Armatures:

Section théorique A_s = 103.08 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 11.31 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565.49 (cm2)

théorique r = 0.91 (%)

minimum r_{min} = 0.20 (%) maximum r_{max} = 5.00 (%)

4. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	814.35	0.97	8.61
2.	2188.33	6.55	-96.68
3.	1698.86	83.49	581.73
4.	1698.86	83.49	581.73

5. Résultats:

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELS **N = 814.35 (kN)** **M_y = 0.97 (kN*m)** **M_z = 8.61 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 26.49

Position de l'axe neutre: y = 954.46 (cm)

Contrainte du béton:

comprimée: s_{bc} = 0.68 (MPa)

Contrainte limite du béton:

comprimée: 0,6 fcj = 18.00 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: s_s' = 10.12 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 250.00 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS **N = 2188.33 (kN)** **M_y = 6.55 (kN*m)** **M_z = -96.68 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 8.23

Position de l'axe neutre: y = 275.58 (cm)

Contrainte du béton:

comprimée: s_{bc} = 2.19 (MPa)

Contrainte limite du béton:

comprimée: 0,6 fcj = 18.00 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: s_s' = 31.98 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 250.00 (MPa)

Cas N^{O} 3: Type ELS **N = 1698.86 (kN)** **M_y = 83.49 (kN*m)** **M_z = 581.73 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.79

Position de l'axe neutre: y = 75.76 (cm)

Contrainte du béton:

comprimée: s_{bc} = 4.75 (MPa)

Contrainte limite du béton:

comprimée: 0,6 fcj = 18.00 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 34.88 (MPa)

comprimée: s_s' = 64.67 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 250.00 (MPa)

Cas N^O 4: Type ELS **N = 1698.86 (kN)** **M_y = 83.49 (kN*m)** **M_z = 581.73 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3.79

Position de l'axe neutre: y = 75.76 (cm)

Contrainte du béton:

comprimée: s_{bc} = 4.75 (MPa)

Contrainte limite du béton:

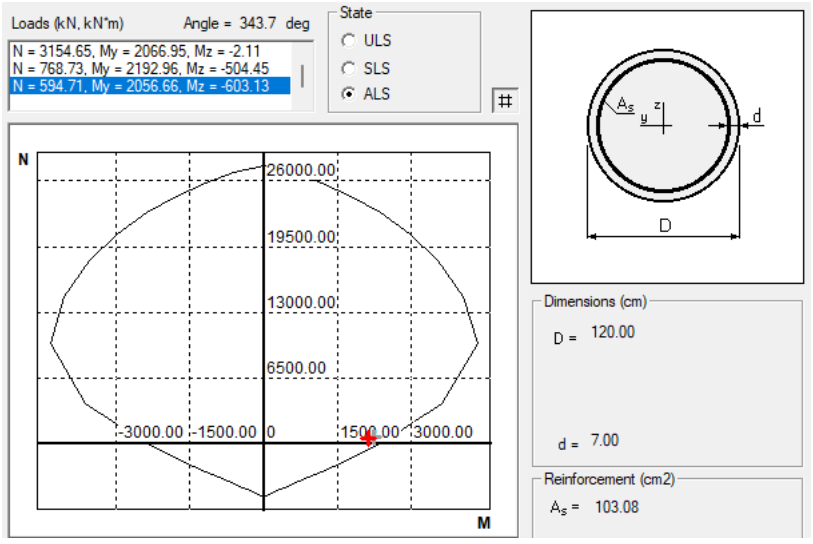
comprimée: 0,6 fcj = 18.00 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 34.88 (MPa)

comprimée: s_s' = 64.67 (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $s_{s\,lim}$ = 250.00 (MPa)



Calcul de Section à l'effort Tranchant Zone 1

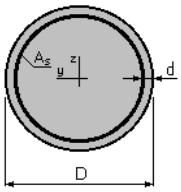
1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.00 (MPa) **Acier: fe = 500.00 (MPa)**

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

- Calcul en poteau

2. Section :



D = 120.00 (cm)

d = 7.00 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	122.36	1990.22
2.	ELU	109.84	2954.24
3.	ELU	300.30	2611.07
4.	ELU	283.71	2293.46
5.	ELA	423.23	555.12
6.	ELA	43.22	3154.65
7.	ELA	475.68	718.69
8.	ELA	454.13	564.18

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.49 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.00 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4.02 (cm2)

Cadres: 2 ∅ 16

Espacement : S_t = 40.00 (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.00 (cm)

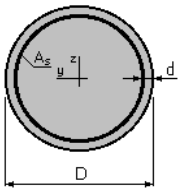
Vérification de Section à l'effort Tranchant zone 1

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.00 (MPa) **Acier: fe = 500.00 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



D = 120.00 (cm)

d = 7.00 (cm)

3. Armature :

Armatures transversales

Inclinaison des armatures :	α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant :	Section A_t = 8.04 (cm2)
Cadres :	4 ∅ 16
Espacement :	S_t = 10.00 (cm)
Espacement maximum :	$S_{t,max}$ = 40.00 (cm)

4. Résultats :

- Force axiale : N = 0.00 (kN)
- Moment de torsion : T = 0.00 (kN*m)

	V (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u,lim}$ (MPa)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	2905.71	0.00	3.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	3352.75	0.00	3.46

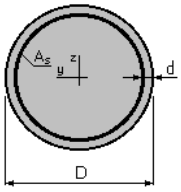
Calcul de Section à l'effort Tranchant zone 2

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.00 (MPa) **Acier: fe = 500.00 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



D = 120.00 (cm)

d = 7.00 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	11.70	1099.38
2.	ELU	44.55	2661.12
3.	ELU	153.31	2107.65
4.	ELU	153.31	2107.65
5.	ELA	10.22	355.26
6.	ELA	444.80	2829.21
7.	ELA	475.68	735.34
8.	ELA	437.84	540.09

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.49 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.00 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4.02 (cm2)

Cadres: 2 ∅ 16

Espacement : S_t = 40.00 (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.00 (cm)

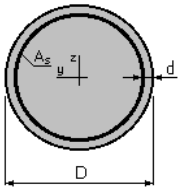
Vérification de Section à l'effort Tranchant zone 2

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.00 (MPa) **Acier: fe = 500.00 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



D = 120.00 (cm)

d = 7.00 (cm)

3. Armature :

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4.02 (cm2)

Cadres : 2 ∅ 16

Espacement : S_t = 15.00 (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.00 (cm)

4. Résultats :

- Force axiale : N = 0.00 (kN)
- Moment de torsion : T = 0.00 (kN*m)

	V (kN)	τ_u (MPa)	$\tau_{u,lim}$ (MPa)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1544.08	0.00	3.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	1671.09	0.00	3.46

Diamètre de pieu	120	cm
Surface de la section de pieu	11309,73355	cm²
Enrobage	7	cm
Armature transversale	16	mm
	1,6	cm
As min RPOA 0.5% (RPOA §7.6.2.2.a)	56,54866776	cm²
As max RPOA 3.0% (RPOA §7.6.2.2.a)	339,2920066	cm²
Nombre de zone de ferraillage	1	
Zones	1	
Début xi	0	
Fin xf	10	
Section As calculé par Robot Expert	82,34	
As calculé < As max RPOA	VRAI	
Section à prendre As théorique	82,34	
Armature longitudinale principal	25	
Armature longitudinale de renforcement	20	
Alternance de renforcement	0	
Φ barres >= 12 mm (RPOA §7.6.2.2.a)	VRAI	
Section d'une barre (paquet)	4,908738521	
Nombre de barres min	17	
Nombre de barre à prendre	17	
Nombre de barre >= 6 (RPOA §7.6.2.2.a)	VRAI	
Section As réelle	83,44855486	
As réelle < As max RPOA	VRAI	
Problème courbe N-M	Yes	
Problème contrainte béton	No	
Nombre de barre à ajouter	4	
Nombre de barre	21	
Section As réelle	103,0835089	
Pourcentage d'acier	0,911458333	
As réelle < As max RPOA	VRAI	
Diamètre de répartition des armature	110,15	
Longueur de répartition des armature	346,0464308	
Entraxe des barres	16,47840147	
Espacement entre les barres	13,97840147	

Tableau E.7. Choix de ferraillage longitudinal

Diamètre de pieu	120	cm
Volume de 1m de pieu	1130973,355	cm3
Armature transversale	16	mm
Φt >= 10 mm	VRAI	
Enrobage	7	cm
Volume d'une cerce	708,7165528	cm3
Selon RPOA §7.6.2.2.b		
>> Pour zone courante	0,4	%
> Volume d'acier minimum	4129,730791	cm3
> Nombre de cerces minimum /m	5,827055646	
> St max en Zone courante	17,16132573	cm
>> Pour zone critique	0,8	%
> Volume d'acier minimum	8259,461582	cm3
> Nombre de cerces minimum /m	11,65411129	
> St max en Zone critique	8,580662865	cm
Nombre de zone	2	
Zones	1	2
Début xi	0	2,4
Fin xf	2,4	10
Armature longitudinale	25	25
St max = 12*Φl (RPOA §7.6.2.2.b)	30	30
Nature de zone	Critique	Courante
Espacement St calculé par Robot Expert	40	40
Espacement maximale	8,580662865	17,16132573
Espacement St à prendre	10	15
St <= St max	VRAI	VRAI

Tableau E.8. Choix de ferraillage transversal,

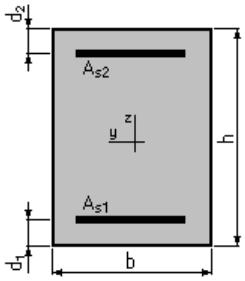
FERRAILLAGE DE CHEVETRE ARMATEURS TRANSVERSALES (CALCUL DE SECTION A L'EFFORT TRANCHANT)

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 300,0 (cm)

h = 160,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	3265,23	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	2423,49	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 66,7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 46,5 (cm2)

théorique r = 0,14 (%)

minimum r_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 3265,23 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 7,1 (cm)

Bras de levier: Z = 152,2 (cm)

Déformation du béton: e_b = 0,48 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 2423,49 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 29,0 (cm)

Bras de levier: Z = 145,3 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 1,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 24,7 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

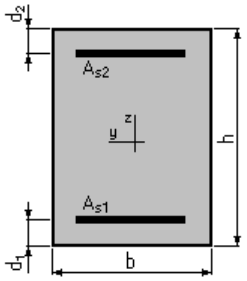
Calcul de Section de chevêtre en Flexion Simple de la nappe inf

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 300,0 (cm)

h = 160,0 (cm)

d_1 = 5,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0,00	6127,61
Etat **L**imite de **S**ervice	0,00	4547,99
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 128,0 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 46,5 (cm2)

Théorique r = 0,28 (%)

Minimum r_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = 6127,61 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 13,6 (cm)

Bras de levier: Z = 149,5 (cm)

Déformation du béton: e_b = 0,96 (‰)

Déformation de l'acier: e_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = 4547,99 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 38,6 (cm)

Bras de levier: Z = 142,1 (cm)

Contrainte maxi du béton: s_b = 5,5 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: s_s = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

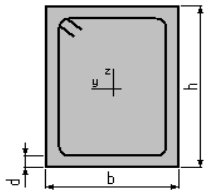
Calcul de Section chevetre à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
  - Pas de prise en compte des dispositions sismiques
  - Fissuration préjudiciable
  - Pas de reprise de bétonnage
  - Calcul en poutre

2. Section :



b = 300,0 (cm)

h = 160,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	5049,59	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale t_u = 1,1 (MPa)

Contrainte tangente limite $t_{u,lim}$ = 3,0 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 15,6 (m)

Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 4,0 (cm2)

Cadres: 2 Æ 16

Espacement : S_t = 14,3 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :

Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40,0 (cm) 7 + 11*13 + 3*16 + 2*20 + 2*25 + 2*35 + 10*40 (cm)

Ferraillage de mur frontal

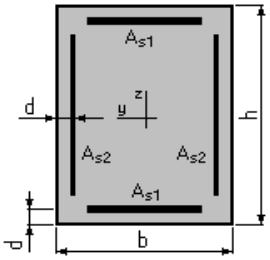
Calcul de Section en Flexion composé

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d = 7,0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M_y** (kN*m)	**M_z** (kN*m)
1.	ELU	932,47	1499,72	0,00
2.	ELS	690,72	1110,81	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 20,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)

Section minimum $A_{s\,min}$ = 30,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 750,0 (cm2)

théorique ρ = 0,27 (%)

minimum ρ_{min} = 0,10 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 932,47 (kN) M_y = 1499,72 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,43 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 14,6 (cm)

Bras de levier: Z = 137,2 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 1,13 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s =434,8 (MPa)

comprimée: σ_s' = 117,9 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 690,72 (kN) M_y = 1110,81 (kN*m) M_z = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 36,8 (cm)

Bras de levier: Z = 130,7 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 5,8 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 250,0 (MPa)

comprimée: σ_s' = 70,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de mur frontal

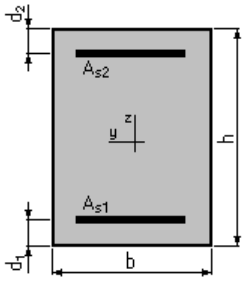
Calcul de Section en Flexion simple

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) Acier: fe = 500,0 (MPa)

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

2. <u>Section:</u>



b = 100,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. <u>Moments appliqués:</u>

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	1499,72	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	1110,81	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. <u>Résultats:</u>

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 33,2 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)
Section minimum As min = 14,5 (cm2)
théorique r = 0,23 (%)
minimum rmin = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 1499,72 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)
Bras de levier: Z = 140,8 (cm)
Déformation du béton: eb = 0,79 (‰)
Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: ss = 434,8 (MPa)

Cas ELS Mmax = 1110,81 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 33,3 (cm)
Bras de levier: Z = 133,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: sb = 5,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: ss = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
ss lim = 250,0 (MPa)

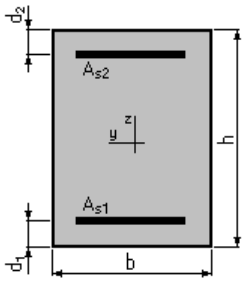
Ferraillage de la dalle de transition

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 150,0 (cm)

d_1 = 7,0 (cm)

d_2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	149,64	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	113,63	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 14,3 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 14,3 (cm2)		
théorique	ρ = 0,10 (%)		

minimum ρ_{min} = 0,10 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU M_{max} = 149,64 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 5,87 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4,6 (cm)

Bras de levier: Z = 141,2 (cm)

Déformation du béton: ε_b = 0,33 (‰)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas ELS M_{max} = 113,63 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,26

Position de l'axe neutre: y = 22,7 (cm)

Bras de levier: Z = 135,4 (cm)

Contrainte maxi du béton: σ_b = 0,3 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 3,9 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

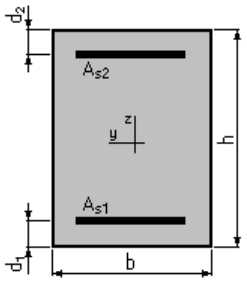
Ferraillage de mur garde grève

1. <u>Hypothčses:</u>

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 35,0 (cm)

d1 = 5,0 (cm)

d2 = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	**Mmin** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	169,66	0,00
Etat **L**imite de **S**ervice	127,05	0,00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique As1 = 19,2 (cm2) Section théorique As2 = 0,0 (cm2)

Section minimum As min = 3,6 (cm2)

théorique r = 0,64 (%)

minimum rmin = 0,12 (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 169,66 (kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 6,1 (cm)

Bras de levier: Z = 27,5 (cm)

Déformation du béton: eb = 2,57 (‰)

Déformation de l'acier: es = 10,00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: ss = 434,8 (MPa)

Cas ELS **Mmax = 127,05(kN*m) Mmin = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 10,6 (cm)

Bras de levier: Z = 26,5 (cm)

Contrainte maxi du béton:sb = 9,1 (MPa)

Contrainte limite: 0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: ss = 250,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

ss lim = 250,0 (MPa)

Ferraillage de corbeau

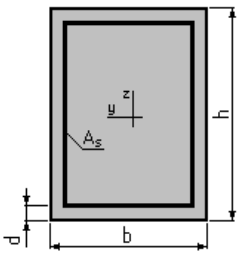
Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)

h = 40,0 (cm)

d = 5,0 (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	119,72
Etat **L**imite de **S**ervice	90,90
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	B = 4000,0	(cm2)	Section réduite	B_r = 3724,0	(cm2)
Long flambement	l_{fy} = 3,0	(m)	Long flambement	l_{fz} = 3,0	(m)
Inertie	I_y = 533333,3	(cm4)	Inertie	I_z = 3333333,3	(cm4)
Rayon de giration	i_y = 11,5	(cm)	Rayon de giration	i_z = 28,9	(cm)
Elancement	l_y = 26,0		Elancement	l_z = 10,4	
	a = 0,77		N_u (béton seul)	= 6335,97	(kN)

Béton:

s (ELS) = 0,2 (MPa)

0,6 fcj = 18,0 (MPa)

Acier:

Section théorique A_S = 11,2 (cm2)

Section minimum $A_{S\ min}$ = 11,2 (cm2)

Section maximum $A_{S\ max}$ = 200,0 (cm2)

théorique r = 0,42 (%)

minimum r_{min} = 0,28 (%)

maximum r_{max} = 5,00 (%)

ANNEXE E :

RESULTATS DE CALCUL SISMIQUE

Tableau E.1. Modes Propres ; Résultats Robot structural Analysis 2021

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,08	0,93	29,4	0,52	0	29,4	0,52	0
3/ 2	1,12	0,9	29,44	0,89	0	0,04	0,36	0
3/ 3	1,15	0,87	42,21	1,14	0	12,77	0,26	0
3/ 4	1,16	0,86	42,64	27,76	0	0,43	26,61	0
3/ 5	1,17	0,86	43,05	28,36	0	0,41	0,61	0
3/ 6	1,17	0,85	43,47	28,42	0	0,42	0,06	0
3/ 7	1,18	0,85	50,74	33,37	0	7,27	4,95	0
3/ 8	1,18	0,85	54,53	40,38	0	3,8	7,01	0
3/ 9	1,19	0,84	56,48	41,11	0	1,95	0,73	0
3/ 10	1,19	0,84	64,93	42,07	0	8,45	0,96	0
3/ 11	1,19	0,84	68,83	45,71	0	3,9	3,64	0
3/ 12	1,19	0,84	73,02	53,23	0	4,2	7,52	0
3/ 13	1,2	0,84	74,1	60,69	0	1,08	7,46	0
3/ 14	1,2	0,84	75,85	65,46	0	1,75	4,77	0
3/ 15	1,2	0,84	77,83	71,12	0	1,99	5,65	0
3/ 16	1,2	0,83	77,88	74,43	0	0,05	3,31	0
3/ 17	1,2	0,83	78,7	78,14	0	0,83	3,72	0
3/ 18	1,2	0,83	82,59	79,41	0	3,89	1,26	0
3/ 19	1,2	0,83	82,6	79,89	0	0,01	0,48	0
3/ 20	1,2	0,83	82,66	80,64	0	0,06	0,75	0
3/ 21	1,2	0,83	82,67	80,78	0	0,01	0,14	0

3/ 22	1,2	0,83	82,77	81,09	0	0,1	0,31	0
3/ 23	1,2	0,83	82,86	81,99	0	0,09	0,9	0
3/ 24	1,2	0,83	83,81	82,01	0	0,95	0,02	0
3/ 25	1,2	0,83	83,98	82,1	0	0,17	0,09	0
3/ 26	1,2	0,83	84,47	82,1	0	0,49	0	0
3/ 27	1,82	0,55	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 28	1,84	0,54	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 29	1,85	0,54	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 30	1,86	0,54	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 31	1,87	0,53	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 32	1,87	0,53	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 33	1,87	0,53	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 34	1,88	0,53	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 35	1,88	0,53	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 36	1,88	0,53	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 37	1,88	0,53	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 38	1,88	0,53	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 39	1,88	0,53	84,47	82,1	0	0	0	0
3/ 40	4,77	0,21	85,26	82,11	0	0,79	0,01	0
3/ 41	4,83	0,21	86,52	82,13	0	1,26	0,03	0
3/ 42	5,03	0,2	87,69	82,18	0	1,17	0,05	0
3/ 43	5,58	0,18	88,92	82,19	0	1,23	0	0
3/ 44	6,97	0,14	90,15	82,27	0	1,23	0,09	0
3/ 45	7,94	0,13	90,16	83,9	0	0,01	1,63	0
3/ 46	8,02	0,12	91,42	84,01	0	1,26	0,1	0
3/ 47	8,05	0,12	91,45	85,49	0	0,03	1,48	0

3/ 48	8,37	0,12	91,45	85,49	0	0	0	0
3/ 49	8,43	0,12	91,52	86,97	0	0,07	1,48	0
3/ 50	8,47	0,12	91,52	86,97	0	0	0	0
3/ 51	8,78	0,11	91,52	86,97	0	0	0	0
3/ 52	9,42	0,11	91,52	88,54	0	0	1,56	0
3/ 53	9,6	0,1	92,9	88,54	0	1,38	0	0
3/ 54	9,61	0,1	92,9	88,54	0	0	0	0
3/ 55	11,64	0,09	92,9	88,54	0	0	0	0
3/ 56	11,88	0,08	93	89,99	0	0,1	1,45	0
3/ 57	13,12	0,08	93	89,99	0	0	0	0
3/ 58	13,68	0,07	94,38	90	0	1,37	0,01	0
3/ 59	13,69	0,07	94,49	91,42	0	0,12	1,42	0
3/ 60	14,56	0,07	95,85	91,44	0	1,36	0,03	0

INFRASTRUCTURE

Etude statique

Tableau E.2. Évaluation des efforts agissants sur pile

Désig	N (KN)	H (KN)	$/_{FV}$/o (x/o)	$/_{FH}$/O/a (y/a,o)	$M_{FV}/_{o}$	$M_{FH}/_{o}$
Fûts	2238,38	/	0,00	4,75	0,00	
Chevetre	1872,00	/	0,00	10,30	0,00	
G Tablier	10785,97	/	0,00	11,10	0,00	
Hf+r	/	224,53	/	11,10		2492,31
HT°	/	141,46	/	11,10		1570,15
Somme	14896,35	365,99	/	/	0,00	4062,46
(Al)	2519,83	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1794,36	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1149,96	/	0,00	/	0,00	/
D240	2144,67	/	0,00	/	0,00	/
ST	33,30	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	107,18	/	11,10	/	1189,74
Bc	/	180,00	/	11,10	/	1998,00

Tableau E.3. Combinaison à l'ELS à la base des fûts.

	N	H	MH	MV	ΔM
G	14896,35	309,41	3434,40	0,00	3434,40
G+1.2Al+ST	17953,45	438,03	4862,08	0,00	4862,08
G+1.2Bc+ST	17082,89	525,41	5832,00	0,00	5832,00
G+Mc120	16046,31	309,41	3434,40	0,00	3434,40
G+D240	17041,02	309,41	3434,40	0,00	3434,40

Tableau E.4. Combinaison à l'ELU à la base des fûts.

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	20110,08	430,43	4777,75	0,00	4777,75
1.35G+1.6Al+1.6ST	24195,08	601,92	6681,33	0,00	6681,33
1.35G+1.6B+1.6ST	23034,34	718,43	7974,55	0,00	7974,55
1.36G+1.35Mc120	23005,38	430,43	4777,75	0,00	4777,75
1.35G+1.35D240	20155,03	430,43	4777,75	0,00	4777,75

Tableau E.5. Combinaison à l'ELS sur la semelle de la pile

	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM**
G	18797,85	309,41	3960,39	0,00	3960,39
G+1.2Al+ST	21854,95	438,03	5606,73	0,00	5606,73
G+1.2Bc+ST	20984,39	525,41	6725,19	0,00	6725,19
G+Mc120	19947,81	309,41	3960,39	0,00	3960,39
G+D240	20942,52	309,41	3960,39	0,00	3960,39

Tableau E.6. Combinaison à l'ELU sur la semelle de la pile.

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	25377,10	430,43	5509,48	0,00	5509,48
1.35G+1.6Al+1.6ST	29462,11	601,92	7704,60	0,00	7704,60
1.35G+1.26B+1.6ST	28301,36	718,43	9195,88	0,00	9195,88
1.36G+1.35Mc120	28272,40	430,43	5509,48	0,00	5509,48
1.35G+1.35D240	25422,06	430,43	5509,48	0,00	5509,48

Tableau E.7. Combinaisons des efforts à la base de chaque fût.

PILES	Nom du cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
PILE 1	ELA	1303,81	669,17	4696,94	3260,42	-9025,27	95,55
	ELA	1340,7	618,47	5726,54	3021,11	-9165,3	17,46
	ELA	1180,22	318,22	4595,47	2406,94	-8662,45	128,76
PILE 2	ELA	1316,21	684,52	4770,63	3604,5	-10049,22	92,88
	ELA	1345,73	644,63	5784,37	3404,22	-10174,3	17,2
	ELA	1215,41	371,35	4691,89	2774,75	-9728,93	121,25
PILE 3	ELA	1295,39	683,43	4910,73	4300,86	-12576,2	134,73
	ELA	1334,82	660,36	5945,23	4164,18	-12813,18	52,29
	ELA	1284,62	451,92	5095,32	3576,48	-12663,35	49,75
PILE 4	ELA	1397,87	662,56	4965,84	4178,36	-14093,92	105,3
	ELA	1427,42	645,74	5966,98	4079,19	-14272,36	16,79
	ELA	1374,48	435,49	4991,85	3417,79	-14050,69	80,65
PILE 5	ELA	1325,79	599,21	4850,7	3518,81	-13625,2	130,6
	ELA	1367,73	572,38	5975	3401,98	-13891,2	44,52
	ELA	1339,92	373,52	4993,67	2760,97	-13792,26	52,6
PILE 6	ELA	1226,11	534,85	4700,2	2546,97	-11278,44	93,87
	ELA	1259,78	494,38	5889,85	2411,59	-11460,96	14,65
	ELA	1215,44	269,63	4678,19	1740,27	-11246,37	99,48
PILE 7	ELA	1179,84	564,81	4224,17	1790,06	-7696,1	139,95
	ELA	1296,06	430,1	5665,01	1511,33	-8140,05	23,74
	ELA	1226,01	141,74	4368,6	912,53	-7876,03	101,22
PILE 8	ELA	1195	642,1	4168,07	1729,76	-6308,17	139,23
	ELA	1382,61	466,51	5551,59	1446,44	-6852,95	3,46
	ELA	1248,84	88,41	4194,24	834,78	-6411,97	133,41
PILE 9	ELA	1158,06	676,2	4105,4	1848,08	-5978,02	160,1
	ELA	1406,85	470,88	5537,75	1540,45	-6664,33	16,04
	ELA	1292,59	101,52	4274,95	981,8	-6298,55	121,58
PILE 10	ELA	1103,34	665,86	4131,17	1867,03	-5439,26	152,79
	ELA	1384,88	456,42	5509,17	1575,94	-6134,25	8,88
	ELA	1261,57	58,88	4234,55	1013,07	-5735,52	130,27
PILE 11	ELA	1067,32	697,54	4099,19	1814,8	-4777,72	152,76

	ELA	1415,58	457,72	5466,41	1557,67	-5533,73	5,11
	ELA	1270,88	19,42	4172,42	985,61	-5077,4	138,61
PILE 12	ELA	1092,36	691,04	4230,93	1869,96	-4730,21	127,33
	ELA	1406,38	492,83	5455,7	1656,74	-5351,64	12,41
	ELA	1236,69	-17,9	4042,29	980,45	-4788,78	162,79
PILE 1	ELU	113,27	393,44	6982,67	972,49	267,4	40,65
	ELU	9,1	9,05	9263,27	79,76	426,44	45,9
	ELU	-59,04	-239,79	5470,14	-504,5	540,91	47,8
PILE 2	ELU	94,02	351,08	7006,02	954,55	316,6	43,29
	ELU	12,05	7,03	9360,56	70,31	444,2	48,29
	ELU	-45,84	-213,28	5562,55	-494,82	567,94	50,08
PILE 3	ELU	61,25	270,23	6943,61	897,41	364,07	43,95
	ELU	12,94	-8,44	9652,67	-7,16	458,89	47,61
	ELU	-23,7	-153,95	5969,69	-484,84	587,64	48,76
PILE 4	ELU	46,79	258,06	7131,55	876,64	387,43	44,36
	ELU	15,65	-0,64	9643,08	18,26	426,43	47,5
	ELU	-14,3	-153,48	5906,42	-514,97	535,06	48,19
PILE 5	ELU	32,97	259,78	7025	874,24	442,95	43,47
	ELU	19,48	-6,48	9685,7	-19,75	422,03	46,68
	ELU	-3,12	-149,86	5990,97	-519,47	512,89	47,53
PILE 6	ELU	19,69	298,35	7070,24	900,3	510,85	45,34
	ELU	22,47	1,43	9527,12	14,9	423,39	49,32
	ELU	8,86	-179,5	5768,85	-543,36	473,17	50,47
PILE 7	ELU	-4,67	491,23	6614,92	996,78	672,8	41,4
	ELU	39,03	-14,04	9267,97	-36,02	459,74	50,71
	ELU	33,81	-278,72	5583,54	-593,37	446,17	55,93
PILE 8	ELU	-30,77	639,77	6604,12	1026,18	745,4	36,28
	ELU	51,97	-2,38	9079,33	9,66	452,06	49,11
	ELU	64,29	-371,91	5374,73	-604,89	363,14	57,04
PILE 9	ELU	-56,76	677,92	6441,32	1040,48	827,05	34,07
	ELU	70,13	-22,14	9098,1	-26,51	445,42	49,04
	ELU	91,44	-378,75	5451,79	-593,79	340,29	58,93
PILE 10	ELU	-85,8	716,26	6479,03	1046,9	870,7	32,49
	ELU	81,87	-14,06	9041,62	6,45	425,05	48,28

	ELU	123,07	-404,79	5378,6	-557,98	279,64	58,78
PILE 11	ELU	-122,94	801,6	6463,06	1047,35	900,16	27,95
	ELU	101,94	-9,17	8970,77	31,72	404,6	45,62
	ELU	163,53	-455,81	5303,73	-515,26	212,86	57,75
PILE 12	ELU	-134,36	787,91	6741,69	1024,4	853,27	30,19
	ELU	92,85	37,63	8865,87	126,26	364,84	43,73
	ELU	176,76	-483,85	5113,67	-501,85	132,16	51,81
PILE 1	ELS	83,9	291,44	5172,35	720,36	198,07	30,11
	ELS	6,74	6,7	6861,68	59,08	315,88	34
	ELS	-43,74	-177,62	4051,96	-373,7	400,67	35,41
PILE 2	ELS	69,64	260,06	5189,65	707,07	234,52	32,06
	ELS	8,92	5,21	6933,75	52,08	329,04	35,77
	ELS	-33,96	-157,98	4120,41	-366,53	420,7	37,1
PILE 3	ELS	45,37	200,17	5143,41	664,74	269,68	32,56
	ELS	9,58	-6,25	7150,13	-5,31	339,92	35,27
	ELS	-17,56	-114,04	4421,99	-359,14	435,29	36,12
PILE 4	ELS	34,66	191,15	5282,63	649,37	286,98	32,86
	ELS	11,59	-0,48	7143,02	13,53	315,87	35,19
	ELS	-10,59	-113,69	4375,13	-381,46	396,34	35,7
PILE 5	ELS	24,42	192,43	5203,71	647,58	328,11	32,2
	ELS	14,43	-4,8	7174,59	-14,63	312,62	34,58
	ELS	-2,31	-111,01	4437,76	-384,79	379,92	35,21
PILE 6	ELS	14,59	221	5237,21	666,89	378,41	33,59
	ELS	16,64	1,06	7057,12	11,03	313,62	36,53
	ELS	6,56	-132,96	4273,22	-402,49	350,49	37,39
PILE 7	ELS	-3,46	363,87	4899,94	738,36	498,37	30,67
	ELS	28,91	-10,4	6865,16	-26,68	340,55	37,56
	ELS	25,05	-206,46	4135,95	-439,53	330,49	41,43
PILE 8	ELS	-22,79	473,9	4891,94	760,13	552,15	26,87
	ELS	38,49	-1,76	6725,43	7,15	334,86	36,38
	ELS	47,62	-275,49	3981,28	-448,07	268,99	42,25
PILE 9	ELS	-42,05	502,16	4771,35	770,73	612,63	25,24
	ELS	51,95	-16,4	6739,34	-19,64	329,94	36,32
	ELS	67,73	-280,55	4038,36	-439,84	252,07	43,65

PILE 10	ELS	-63,56	530,57	4799,28	775,48	644,96	24,07
	ELS	60,65	-10,41	6697,49	4,78	314,86	35,77
	ELS	91,17	-299,85	3984,15	-413,32	207,14	43,54
PILE 11	ELS	-91,07	593,78	4787,45	775,82	666,79	20,7
	ELS	75,51	-6,79	6645,02	23,5	299,71	33,79
	ELS	121,13	-337,64	3928,69	-381,67	157,68	42,78
PILE 12	ELS	-99,53	583,64	4993,85	758,82	632,06	22,36
	ELS	68,78	27,88	6567,31	93,53	270,25	32,39
	ELS	130,93	-358,41	3787,91	-371,74	97,9	38,37

Tableau E.8. Calcul d'ancrage des pieux

Géotech	Etat	Effort	R [kN]	Z,min [m]	R(Z,anc) sol	CS
ELU-FOND	ELU	R max	3391,45	-5,5	10839,6	3,196155037
ELU-FOND	ELU	R min	2638,88	-4,5	10839,6	4,107651731
ELS-Rare	ELS	R max	2512,18	-4,5	9770,9	3,889410791
ELS-Rare	ELS	R min	1954,72	-4	9770,9	4,998618728
ELU-ACC	ACC	R max	3508,01	-5	12671,7	3,612218893
ELU-ACC	ACC	R min	887,99	-3	12671,7	14,27009313

Cote d'ancrage minimale	Z min	-5,5	m
Cote de référence	Z ref	-3	m
Longueur minimale de pieu	Lp,min	2,5	m
Longueur de pieu	Lp	10	m
Cote d'ancrage	Z,anc	-13	m
Cote de calcul	Z,cal	-13	m
Coefficient de sécurité	Cs,min	3,196155037	/
Lp > Lp,min	/	VRAI	/

Tableau E.9 Effort revenant à chaque pieu

Etat	Effort	N [kN]
ELU	N max	2954.24
ELU	N min	1099.38
ELS	N max	2188.33
ELS	N min	814.35
ACC	N max	3154.65
ACC	N min	355.26

Tableau E.10. Pieux, Ferraillage longitudinal, Effort de calcul.

Zone	Etat	Effort	x [m]	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	M
1	ELU	N min	9	1099,38	1,3	11,63	11,70243137
1	ELU	N max	1	2954,24	8,85	-130,52	130,8196961
1	ELU	M max	0	2293,46	112,71	785,33	793,3768039
1	ELU	N/M min	0	2293,46	112,71	785,33	793,3768039
1	ELS	N min	9	814,35	0,97	8,61	8,66446767
1	ELS	N max	1	2188,33	6,55	-96,68	96,90162486
1	ELS	M max	0	1698,86	83,49	581,73	587,690712
1	ELS	N/M min	0	1698,86	83,49	581,73	587,690712
1	ACC	N min	9	355,26	-8,97	4,89	10,21631049
1	ACC	N max	1	3154,65	2066,95	-2,11	2066,951077
1	ACC	M max	0	768,73	2192,96	-504,45	2250,231847
1	ACC	N/M min	0	594,71	2056,66	-603,13	2143,2723

Tableau E.11 Pieux, Ferraillage transversal, Efforts de calcul

Zone	Etat	Effort	x [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	V [kN]
1	ELU	N min	2,4	1990,22	120,1	-23,4	122,3583671
1	ELU	N max	1	2954,24	106,29	-27,71	109,842652
1	ELU	V max	1	2611,07	299,88	-15,91	300,3017524
1	ELU	N/V min	0	2293,46	-282,94	20,89	283,7101262
1	ACC	N min	2,4	555,12	60,18	418,93	423,2304069
1	ACC	N max	1	3154,65	41,08	13,43	43,2195708
1	ACC	V max	2,4	718,69	95,49	466	475,6830248
1	ACC	N/V min	2,4	564,18	114,48	439,46	454,1263723
2	ELU	N min	9	1099,38	-11,63	1,3	11,70243137
2	ELU	N max	3	2661,12	44,48	-2,41	44,54524105
2	ELU	V max	3	2107,65	-151,59	22,91	153,3114353
2	ELU	N/V min	3	2107,65	-151,59	22,91	153,3114353
2	ACC	N min	9	355,26	-4,89	-8,97	10,21631049
2	ACC	N max	3	2829,21	6,84	444,75	444,8025945
2	ACC	V max	3	735,34	95,49	466	475,6830248
2	ACC	N/V min	3	540,09	68,4	432,46	437,8358272

Combinaisons de charges ELS

	N (KN)	**H (KN)**	**M_H (KN.m)**	**M_V (KN.m)**	**ΔM (KN.m)**
G+0.6T	32487,77	4740,04	-13529,58	-35384,76	-48914,34
G+0.6T+1.2Q	33551,92	5274,05	-16012,71	-32713,76	-48726,47
G+0.6T+1.2A(l)+ST	34753,13	4946,77	-15555,56	-36156,11	-51711,67
G+0.6T+1.2Bc+ST	34492,82	4956,041	-15646,38	-36067,61	-51713,99
G+0.6T+Mc120	33573,77	4740,04	-13529,58	-35754,00	-49283,58
G+0.6T+D240	34301,11	4740,04	-13529,58	-36001,29	-49530,87

Combinaisons de charges ELU

	N (KN)	**H (KN)**	**M_H (KN.m)**	**M_V (KN.m)**	**ΔM (KN.m)**
1.35G+0.9T	43858,49	6405,42	-18327,31	-47769,43	-66096,74
1.35G++0.9T+1.6Q	45277,35	7117,43	-21638,15	-44208,10	-65846,25
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	46883,40	6681,06	-21028,62	-48797,90	-69826,51
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	46536,33	6693,42	-21149,71	-48679,89	-69829,60
1.35G+0.9T+1.35Mc120	45324,60	6405,42	-18327,31	-48267,90	-66595,22
1.35G+0.9T+1.35D240	46306,49	6405,42	-18327,31	-48601,75	-66929,06

Effort revenant à chaque pieu

	ELS		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R_1(KN)	R_2(KN)	R_3(KN)
G+0.6T	807,12	2165,85	3524,58
G+0.6T+1.2Q	883,28	2236,79	3590,31
G+0.6T+1.2A(l)+ST	880,44	2316,88	3753,31
G+0.6T+1.2Bc+ST	863,02	2299,52	3736,02
G+0.6T+Mc120	869,26	2238,25	3607,24
G+0.6T+D240	910,88	2286,74	3662,60
	ELU		
	1ère file	**2ème file**	**3ème file**
	R_1(KN)	R_2(KN)	R_3(KN)
1.35G+0.9T	1087,88	2923,90	4759,92
1.35G++0.9T+1.6Q	1189,43	3018,49	4847,55
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	1185,93	3125,56	5065,19
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	1162,71	3102,42	5042,13
1.35G+0.9T+1.35Mc120	1171,77	3021,64	4871,51
1.35G+0.9T+1.35D240	1227,96	3087,10	4946,24