

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية فرنسيس جانشون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire
Pour l'obtention du diplôme
d'Ingénieur d'Etat
Filière : Travaux Publics
Spécialité : Infrastructures de bases

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC DU (PK37+300)
DE LA LIGNE FERROVIAIRE BENI MANSOUR / BÉJAIA**

Présenté par :

**Salah Eddine BELLI
Bessam MECHEMACHE**

Encadré par :

**Dr. Mohamed AMIEUR
Pr. Ferhat FEDGHOUCHE**

Promotion 2025 / 2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba



Dédicaces

Nous dédions ce travail, en toute humilité, à nos chères mères, dont la présence et le soutien indéfectible ont constitué une source inestimable de force tout au long de notre parcours. Dans les moments les plus difficiles, elles ont su nous entourer de leur amour, de leurs conseils avisés et de leur dévouement sans limites. C'est grâce à elles que nous avons puisé la motivation et les capacités nécessaires pour avancer. Qu'Allah, le Tout Miséricordieux, les comble de Ses bénédictions, les protège et leur accorde une longue vie en bonne santé. Notre reconnaissance envers elles est infinie.

Nous adressons également un profond hommage à nos pères, qui ont consenti tant de sacrifices pour nous voir grandir et réussir. Leur soutien constant, leur patience et leur force face aux épreuves ont toujours été pour nous un repère essentiel.

Nous leur exprimons une immense gratitude.

Cette dédicace est ainsi un témoignage sincère d'amour et de reconnaissance envers nos parents : nos mères et nos pères. Qu'Allah les préserve et leur accorde paix, bonheur et sérénité.

Nous tenons aussi à exprimer toute notre affection à nos familles respectives : Djelloul Elhadj Hammiche, Bendrihem Brahim, Anoir, Achraf, Djawed, pour leur soutien moral et leurs encouragements constants.

À nos chers amis et confrères : Akram Guettaf, Chouaibe Mechiat, Mido Hm, Ilyas Bourenane, Zaki Meloud, Anis Boukezzat, Reda Mansour, Arrouche Noufel, Lahmer Lydia, Hamidi Samah Kenza, Amine Mechehat.

À tous nos camarades ainsi qu'aux enseignants de l'ENSTP.

Enfin, à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire, nous présentons l'expression de notre profonde gratitude.

Remerciements

Nous adressons tout d'abord nos remerciements à Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, de nous avoir accordé la santé, la force et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce mémoire.

Nous exprimons notre profonde gratitude à nos encadreurs, Monsieur **AMIEUR MOHAMED** et Monsieur **FEDGHOUCHE FERHAT**, pour leur patience, leur disponibilité et leur accompagnement constant, ainsi que pour les efforts considérables qu'ils ont déployés tout au long de ce travail.

Nos sincères remerciements s'adressent également au staff technique de Cosider OA, pôle A65 de M'sila, pour leur accueil chaleureux et pour avoir mis à notre disposition tous les moyens nécessaires au bon déroulement de notre stage de fin d'études.

Nous tenons aussi à rendre hommage à Monsieur **MOHAMMED YSBAA**, ingénieur à l'unité de précontrainte au sein de Cosider OA pôle S02, que Dieu ait son âme, pour la confiance qu'il nous a témoignée.

Nous adressons un grand merci à Monsieur l'ingénieur **BABA KHOYA Youcef**, pour son accompagnement, son aide précieuse et ses conseils avisés tout au long de la préparation de ce travail.

Nous exprimons enfin nos vifs remerciements à l'ensemble du corps enseignant et administratif, ainsi qu'aux membres du jury, pour la qualité de la formation dispensée et l'attention portée à l'évaluation de notre travail.

Pour conclure, nous adressons notre gratitude à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى تصميم ودراسة جسر سكة حديدية مزدوج المسار، يقع ضمن إقليم بلدية بني منصور، بطول إجمالي يبلغ 296,8 متراً. ويأتي هذا المشروع ضمن إطار "أشغال ازدواجية السكة وتصحيح المسار من أجل رفع السرعة إلى 160 كلم/ساعة لخط بني منصور - بجاية، يمكّن هذا الجسر السكة الحديدية من عبور واد الصومام مع ضمان حد أدنى للفراغ تحت الجسر.

اعتمدنا في هذا التصميم على خيار يجمع بين المتطلبات التقنية والاقتصادية، وذلك بعد إجراء تحليل متعدد المعايير وقد تم اختيار جسر يعتمد على عوارض مسبقة الصنع من الخرسانة مسبقة الإجهاد بواسطة الشد اللاحق. تضمن هذا العمل دراسة

الجزء العلوي من المنشأ، حسابات الإجهاد المسبق، تقييم التسليح السلبي، وكذا تجهيزات وعناصر المنشأ المختلفة. كما شملت دراسة البنية التحتية، مروراً بالتحليل الزلزالي

تم إنجاز هذا العمل بالاعتماد على طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

واستناداً إلى القوانين المعتمدة في الجزائر مثل: BAEL91, BPEL91, RPOA, LIVRET 2.01 SNCF. الكلمات المفتاحية: جسر، جسر سكة حديدية، عارضة، تصميم، إجهاد سابق، بنية تحتية، حديد التسليح

Résumé

Ce travail a pour objectif la conception et l'étude d'un pont ferroviaire à double voie, au point kilométrique 37+300, avec une longueur totale de 296,8 m. Ce projet s'inscrit dans le cadre des travaux de dédoublement de la voie et de rectification du tracé, visant à porter la vitesse à 160 km/h sur la ligne Beni Mansour – Béjaïa. Cet ouvrage permet le franchissement de l'oued Soummam par la voie ferrée tout en garantissant un gabarit minimal sous le tablier.

Le choix de la solution adoptée résulte d'une analyse multicritère intégrant des considérations techniques et économiques. Ainsi, un pont constitué de poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension a été retenu. Cette étude comprend l'analyse de la superstructure, le calcul de la précontrainte, la vérification du ferrailage passif, ainsi que l'étude des équipements et des différents éléments de l'ouvrage.

Elle inclut également l'étude de l'infrastructure, accompagnée d'une analyse sismique. Ce travail a été réalisé en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, en se référant aux règlements en vigueur en Algérie tels que BAEL91, BPEL91, RPOA et le Livret 2.01 de la SNCF.

Mots-clés : pont, pont ferroviaire, poutre, conception, précontrainte, infrastructure, ferrailage.

Abstract

This work aims at the design and study of a double-track railway bridge, at kilometer point PK37+300, with a total length of 296.8 m. This project is part of the works for track doubling and alignment rectification, intended to increase the operating speed to 160 km/h on the Beni Mansour – Béjaïa line. The bridge allows the railway to cross the Soummam River while ensuring a minimum clearance beneath the structure.

The adopted solution results from a multi-criteria analysis that considers both technical and economic requirements. The selected option is a bridge composed of precast prestressed concrete girders using post-tensioning. This study includes the analysis of the superstructure, prestressing calculations, verification of passive reinforcement, as well as the study of the bridge equipment and various structural components.

It also covers the substructure design, including seismic analysis. This work was carried out using the finite element method with the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software, based on Algerian design standards such as BAEL91, BPEL91, RPOA, and the SNCF Livret 2.01.

Keywords: bridge, railway bridge, girder, design, prestressing, substructure, reinforcement.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE PROJET

I.1	Introduction	2
I.2	Presentation du projet	2
I.2.1	Situation de Projet	2
I.2.2	Objectif de Projet.....	2
I.2.3	Obstacles à Franchir	3
I.3	Données de projet.....	3
I.3.1	Les Données Fonctionnelles.....	3
I.3.1.1	Tracé en plan.....	3
I.3.1.2	Profil en long.....	4
I.3.1.3	Profil en travers	4
I.3.2	Les Données Naturelles.....	5
I.3.2.1	Topographie.....	5
I.3.2.2	Température.....	5
I.3.2.3	Géotechnique.....	5
I.3.2.4	Hydrologie.....	6
I.4	Conclusion.....	7

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT

II.1	Introduction	9
II.2	Présentation et pré-dimensionnement des variantes.....	9
II.2.1	Variante 01 : Pont à poutres en Béton précontraint du type VIPP	9
II.2.1.1	Conception longitudinale.....	10
II.2.1.2	Conception transversale.....	10
II.2.1.3	Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	12
II.2.2	Variante 02 : Pont voussoir préfabriqué à hauteur constante.....	13
II.2.2.1	Conception longitudinale.....	13
II.2.2.2	Conception transversale.....	14
II.2.2.3	Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	15
II.2.3	Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre.....	16
II.2.3.1	Conception longitudinale.....	16
II.2.3.2	Conception transversale.....	17
II.2.3.3	Conception des poutres principales	18
II.2.3.4	Conception des pièces de pont.....	18
II.2.3.5	Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	19
II.3	Analyse multicritère.....	20
II.3.1	Comparaison entre les trois techniques de construction	20
II.3.2	Devis quantitatif et estimatif	21
II.4	Conclusion.....	24

CHAPITRE III : MATÉRIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1	Introduction	26
III.2	Normes et règles de calcul.....	26
III.3	Caractéristiques des matériaux.....	26
III.3.1	Béton	26
III.3.2	Armatures	29
III.3.2.1	Module d'élasticité.....	29

III.3.2.2	Contrainte limite de traction a l'ELU	29
CHAPITRE IV : ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES		
IV.1	Introduction	31
IV.2	Évaluation des actions	31
IV.2.1	Évaluation des actions hors Traffic.....	31
IV.2.1.1	Charges permanentes.....	31
IV.2.1.2	Charges thermiques	33
IV.2.1.3	Actions due au vent	34
IV.2.1.4	Action sismique	35
IV.2.2	Évaluation des actions dues au Traffic	35
IV.2.2.1	Présentation du Traffic ferroviaire	35
IV.2.2.2	Charges ferroviaires.....	36
IV.2.2.3	Forces horizontales.....	37
IV.2.2.4	Action accidentel (Déraillement).....	39
IV.2.2.5	Effet dynamique	39
IV.3	Combinaisons des actions.....	41
IV.3.1	Combinaisons de charge.....	43
CHAPITRE V : CALCULS DES EFFORTS INTERNES		
V. 1	Introduction	46
V. 2	Modélisation.....	46
V. 3	Étapes de modélisation	46
V. 4	Calcul des efforts.....	49
V.4.1	Calcul du moment fléchissant.....	49
V.4.2	Les combinaisons de charges	50
V. 5	Conclusion	53
CHAPITRE VI : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTÉ		
VI.1	Introduction	55
VI.2	Principe de la précontrainte	55
VI.3	Modes de réalisation de la précontrainte	55
VI.4	Données de calcul.....	56
VI.5	Dimensionnement de la précontrainte	57
VI.5.1	Valeur Minimale de la Précontrainte en Service	57
VI.5.2	Détermination du nombre de câbles selon l'Eurocode	58
VI.5.3	Détermination du nombre de câbles à l'about	59
VI.5.4	Vérification des contraintes.....	60
VI.6	Tracé des câbles de la précontrainte :	62
VI.6.1	Position des câbles.....	62
VI.6.2	Tracé des câbles.....	63
VI.7	Calcul des pertes.....	65
VI.7.1	Pertes de Tension Instantanées	65
VI.7.1.1	Pertes par frottement.....	65
VI.7.1.2	Pertes dues au recul d'ancrage.....	66
VI.7.1.3	Perte dues au raccourcissement instantané de du béton	66
VI.7.2	Pertes de Tension Différées.....	67
VI.7.2.1	Pertes dues au retrait de béton	67
VI.7.2.2	Pertes dues au fluage du béton	68
VI.7.2.3	Pertes dues à la relaxation des aciers.....	68
VI.7.3	Pertes totales.....	69
VI.8	Vérification des contraintes.....	69
VI.8.1	Justification des contraintes tangentielles.....	69

VI.8.2	Justification de la poutre a l'ELU	70
VI.8.3	Vérification des bielles de compression	72
VI.8.4	Les armatures de peau et armature tendue	72
VI.9	Conclusion	73

CHAPITRE VII : ÉTUDE DE TABLIER

VII.6	Introduction.....	75
VII.7	Flèche et contre flèche	75
VII.2.1	Flèche et contre flèche à $t=0$	75
VII.2.1.1	Flèche due au Poids Propre de la poutre	75
VII.2.1.2	Contre-Flèche de Précontrainte.....	75
VII.2.1.3	Flèche due à la Construction.....	76
VII.2.1.4	Flèche maximale à l'ELS.....	76
VII.2.1.5	Flèche Totale	76
VII.2.2	Flèche et contre flèche à $t= \infty$	76
VII.2.2.1	Contre-Flèche de Précontrainte.....	76
VII.2.2.2	Flèche maximale à l'ELS.....	77
VII.2.2.3	Flèche Totale	77
VII.3	Étude de l'entretoise.....	77
VII.3.1	Principe de ferrailage	77
VII.3.2	Evaluation des efforts agissant sur l'entretoise	78
VII.3.3	Ferrailage de l'Entretoise.....	79
VII.4	Etude de l'hourdis	80
VII.4.1	Géométrie de la dalle.....	80
VII.4.2	Evaluation des efforts agissant sur la dalle.....	80
VII.4.3	Ferrailage de la dalle.....	82
VII.5	Conclusion.....	83

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1	Introduction.....	85
VIII.2	Étude de la pile.....	85
VIII.2.1	Conception de la pile.....	85
VIII.2.2	Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile	86
VIII.2.3	Combinaisons des efforts	86
VIII.2.4	Ferrailage des éléments de la pile	87
VIII.2.4.1	Ferrailage des futs	87
VIII.2.4.2	Ferrailage du chevêtre	88
VIII.2.5	Etude de fondation de la pile.....	92
VIII.2.5.1	Dimensions de la semelle.....	92
VIII.2.5.2	Evaluations des efforts agissants sur la semelle.....	92
VIII.2.5.3	Nombre de pieux et effort revenant à chaque pieux.....	93
VIII.2.5.4	Ferrailage de la semelle.....	94
VIII.2.6	Étude des pieux	95
VIII.2.6.1	Actions sur les pieux	95
VIII.2.6.2	Ferrailage des pieux	96
VIII.3	Étude de la culée	97
VIII.3.1	Conception de la culée	97
VIII.3.2	Le dimensionnement de la culée	97
VIII.3.3	Évaluation des efforts agissants sur les culées	97
VIII.3.4	Mur frontal	99
VIII.3.5	Mur garde grève	100
VIII.3.6	Mur en retour.....	102

VIII.3.7	Etude de fondation de la culée	103
VIII.3.7.1	Evaluations des efforts agissants sur la semelle.....	103
VIII.3.7.2	Nombre de pieux et effort revenant à chaque pieux.....	104
VIII.3.7.3	Ferraillage de la semelle.....	105
VIII.3.7.4	Étude des pieux	106
VIII.4	CONCLUSION.....	107

CHAPITRE IX : ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DE PONT

IX.1	Introduction.....	109
IX.2	Appareil d'appui	109
IX.2.1	Choix de type d'appareil d'appui	109
IX.2.2	Dimensionnement des appareils d'appuis	109
IX.2.2.1	Aire de l'appareil d'appui	110
IX.2.2.2	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui	110
IX.2.2.3	Dimensionnement des frettes	110
IX.2.3	Evaluation de la raideur totale k.....	111
IX.3	Étude sismique.....	112
IX.3.1	Méthode spectrale	113
IX.3.1.1	Spectre de réponse de composante horizontale.....	114
IX.3.1.2	Modes significatifs	115
IX.3.1.3	Combinaison des réponses modales.....	116
IX.3.2	Méthode monomodale.....	118
IX.3.2.1	Evaluation de l'effort sismique longitudinal.....	118
IX.3.2.2	Evaluation de l'effort sismique transversale	120
IX.3.2.3	Evaluation de l'effort sismique verticale	120
IX.3.2.4	Combinaisons des composantes de l'action sismique.....	122
IX.4	Vérification des appareils d'appuis.....	122
IX.4.1	Résistance à la compression.....	122
IX.4.2	Sécurité au flambement.....	122
IX.4.3	Limitation de la Distorsion.....	123
IX.4.4	Condition de Non-glissement.....	124
IX.5	Dés d'appuis	125
IX.5.1	Dimensionnement des dés d'appuis	125
IX.5.2	Ferraillage du dé d'appui.....	125
IX.6	Joint garde ballast	126
IX.6.1	Calcul du souffle	126
IX.6.2	Type de joint.....	127
IX.7	Combainisons des effort a la base des futs	127
IX.8	Conclusion.....	128

CONCLUSION GÉNÉRALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE A : RÉSULTATS DES ÉSSAIS GÉOTECHNIQUES

ANNEXE B : RÉSULTATS DE CALCUL NUMÉRIQUE

ANNEXE C : DISPOSITION DES PLAQUES D'ANCRAGES

ANNEXE D : FERRAILLAGE

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE PROJET

Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire.....	2
Figure I.2 : Tracé en plan de la voie portée.....	3
Figure I.3 : Profil au long de la voie portée.....	4
Figure I.4 : Profil en travers de la voie portée.	4

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.....	10
Figure II.2 : coupe longitudinale représentative de la variante VIPP.....	10
Figure II.3 : coupe transversale représentative de la variante VIPP.....	10
Figure II.4 : Notation et dimensions.....	11
Figure II.5 : coupe représentative longitudinale de la variante voussoir.	13
Figure II.6 : Notations des dimensions.....	14
Figure II.7 : coupe transversale du voussoir avec dimensions.....	14
Figure II.8 : coupe longitudinale représentative de la variante mixte.....	17
Figure II.9: coupe transversale représentative de la variante mixte.	17
Figure II.10 : Notations des dimensions de la poutre.....	18

CHAPITRE IV : ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure IV-1 : Titre 6.1 Eurocode 1 Partie 1-5 : Actions thermiques	33
Figure IV-2 : Corrélation entre les températures minimales/maximales.....	33
Figure IV-3 : Tableau RCPR pour le gradient thermique $\Delta\theta$	34
Figure IV- 4 : Modèle de charge SW/0 et SW/2	36
Figure IV- 5 : Modèle de charge 71.....	36
Figure IV- 6 : Le modèle de charge train à vide.....	37
Figure IV- 7 : Organigramme pour déterminer si une analyse dynamique est requise.....	41
Figure IV- 8 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [livret 2.01]	42
Figure IV- 9 : valeurs numériques des coefficients de dimensionnement (γ , Ψ) [livret 2.01].	44

CHAPITRE V : CALCULS DES EFFORTS INTERNES

Figure V-2 : Modèle de modélisation pour la dalle (coque).....	46
Figure V-1 : Caractéristiques des matériaux.....	46
Figure V-3 : Unités.....	47
Figure V-4 : Définir les lignes de construction.....	47
Figure V-5 : Définition des poutres et des appuis	48
Figure V-6 : Introduction du système de charge SW/2.....	48
Figure V-7 : Introduction du système de charge UIC 71	49
Figure V-8 : Moment fléchissant dû au poids propre	49
Figure V-9 : Diagramme du moment pour la position défavorable du LM71 sur une voie	50
Figure V-10 : Diagramme du moment pour la position défavorable de SW/2	50
Figure V-11 : Moment maximale à L'ELU	52
Figure V-12 : Moment maximale à L'ELS.....	52
Figure V-13 : Effort tranchant max à L'ELU	52
Figure V-14 : Effort tranchant max à L'ELS	53

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINT

Figure VI .1 : Comparaison entre le béton armé et le béton précontraint	55
Figure VI.2 : : Limitation des contraintes des sections en B.P.	57
Figure VI.3 : schéma des forces à L'ELS a mis-travée.....	58
Figure VI.4 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.....	62

Figure VI. 5 : Disposition des câbles.....	65
Figure VI.6 : schéma des forces à L'ELU a mis-travée.....	70
Figure VI. 7 : Ferrailage de la poutre.....	73
CHAPITRE VII : ÉTUDE DE TABLIER	
Figure VI.1 : Flèche de la poutre due au poids propre de la poutre.	75
Figure VI.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.....	75
Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS.....	76
Figure VI.4 : Contre flèche max de la poutre due à la précontrainte.....	76
Figure VI.5 : Flèche max de la poutre à l'ELS.....	77
Figure VII.6 : Positions des vérins.....	77
Figure VII.7 : Moment max de l'entretoise à l'ELU.....	78
Figure VII.8 : Moment max de l'entretoise à l'ELS.	78
Figure VII.9 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.....	79
Figure VII.10 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELS.....	79
Figure VII.11 : Ferrailage de l'entretoise.	80
Figure VII.12 : Moment max Myy de la dalle à l'ELU.....	81
Figure VII.13 : Moment max Myy de la dalle à l'ELS.	81
Figure VII.14 : Moment max Mxx de la dalle à l'ELU.....	81
Figure VII.15 : Moment max Mxx de la dalle à l'ELS.	82
Figure VI.16 : Ferrailage de la dalle.	83
CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Figure VIII.1 : Disposition des armatures dans le fut.	88
Figure VIII .2 : Les moments max a l'ELU.....	88
Figure VIII .3: Les moments max a l'ELS.	89
Figure VIII .4: L'effort tranchant max a l'ELU.	89
Figure VIII .5: L'effort tranchant max a l'ELS.....	89
Figure VIII .6 : Dimensions du chevêtre a la torsion.....	90
Figure VIII .7 : Disposition des armatures du chevêtre.....	91
Figure VIII .8 : Disposition des pieux.....	93
Figure VIII .9 : Ferrailage de la semelle.....	95
Figure VIII .10 : Ferrailage des pieux.....	96
Figure VIII .11: les moments MY Y sur le mur en retour.	102
Figure VIII .12 : les moments MXX sur le mur en retour.	102
Figure VIII .13 : disposition des pieux de la culée.	104
Figure VIII .14 : ferrailage des éléments de la culée.	107
CHAPITRE IX : ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DE PONT	
Figure IX.1 : Modèle de calcul multimodale	113
Figure IX.2 : résultat mode 1.	113
Figure IX.3 : résultat mode 2.	114
Figure IX.4 : résultat mode 3.	114
Figure IX.5 : résultat mode 4.	114
Figure IX.6 : Spectre de réponse élastique (composante longitudinale).....	115
Figure IX.7 : Spectre de réponse élastique (composante horizontale).....	115
Figure IX.8 : déplacement longitudinale maximale (Ex).	117
Figure IX.9 : déplacement transversale maximale (Ey).	117
Figure IX.10 : déplacement maximale de combinaison G+EX+0.3EY+0.4ΔT+D	117
Figure IX.10 : déplacement longitudinale maximale (Ex) des nœuds.	118
Figure IX -11: Paramètres a, b.....	121

Figure IX.12 : type de joint.....	127
Figure IX.13 : schéma selon la fiche technique du joint JEP3.....	127

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PRÉ-DIMENSIONNEMENT

Tableau II.1 : Récapitulation du prédimensionnement de la variante 01.	11
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 01.	12
Tableau II.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 01.	12
Tableau II.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs.	13
Tableau II.5 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir.	15
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 02.	15
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 02.	16
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.	18
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.	18
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles variante 03.	19
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 03.	19
Tableau II.12 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.	20
Tableau II.13 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 01.	21
Tableau II.14 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 02.	22
Tableau II.15 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 03.	23
Tableau II.16 : évaluation multicritère des trois variantes.	24

CHAPITRE III : MATÉRIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton.	27
Tableau III.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.	28
Tableau III.3 Contraintes de traction à l'ELS.	29

CHAPITRE IV : ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau IV.1 : poids propre du tablier.	31
Tableau IV-2 : Poids des équipements de pont (CCP).	32
Tableau IV-2 : Valeurs caractéristiques des charges verticales.	36

CHAPITRE V : CALCULS DES EFFORTS INTERNES

Tableau V-1 : Efforts dus aux Combinaisons des charges les plus défavorables.	51
--	----

CHAPITRE VI : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAÎNTE

Tableau VI.1 : Données de l'ouvrage.	56
Tableau VI.2 : Caractéristiques des poutres.	56
Tableau VI.3 : Résultats logiciel.	56
Tableau VI.4 : Caractéristiques de béton.	57
Tableau VI.5 : Calcul de P min.	58
Tableau VI.6 : Détermination de nombre de câbles à l'about.	60
Tableau VI.7 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 1.	60
Tableau VI.8 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 2.	61
Tableau VI.9 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 3.	61
Tableau VI.10 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 4.	61
Tableau VI.11 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 5.	62
Tableau VI.12 : Position des câbles.	63
Tableau VI.13 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.	64
Tableau VI.14 : Résultats de calcul de α , F, R, β	64
Tableau VI.15 : Caractéristiques nettes des sections.	65
Tableau VI.16 : Valeurs des pertes dues au frottement.	66
Tableau VI.17 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage.	66
Tableau VI.18 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton.	67

Tableau VI. 19 : Valeurs des pertes par retrait de béton.....	68
Tableau VI. 20: pertes dues au fluage du béton.....	68
Tableau VI. 21 : Valeurs des pertes par relaxation.....	69
Tableau VI. 22 : pertes totales	69
Tableau VI. 23 : Effort de précontrainte.....	70
Tableau VI. 24 : Contrainte tangentielle.	70
Tableau VI. 25 : Détermination de l'angle βu	71
Tableau VI.1 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.....	79
CHAPITRE VII : ÉTUDE DE TABLIER	
Tableau VII.2 : Moments max Myy de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS.....	82
Taleau VII.3 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.	82
CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Tableau VIII.1 : Implantation et hauteur des piles.	85
Tableau VIII-2 : Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité.	86
Tableau VIII -3 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût.....	87
Tableau VIII -4 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût.....	87
Tableau VIII -5 : Ferrailage du chevetre.	90
Tableau VIII -6 : Dimensions de la semelle de la pile.	92
Tableau VIII -7 : Efforts agissants sur la semelle	92
Tableau VIII -8 : Combinaisons des efforts.....	93
Tableau VIII -9 : Effort revenant à chaque pieu.....	94
Tableau VIII - 10 : Tableau de Warner.....	96
Tableau VIII -11 : Les dimensions de la culée.....	97
Tableau VIII -12 : Détermination des sollicitations en statique.....	98
Tableau VIII -13 : Les actions transmises par le tablier.....	98
Tableau VIII -14 : Combinaisons des efforts.....	98
Tableau VIII -15 : Combinaisons des efforts.....	99
Tableau VIII -16 : Sollicitations sur mur frontal.....	99
Tableau VIII -17 : Efforts agissants sur la semelle.....	103
Tableau VIII -18 : Combinaisons des efforts.....	104
Tableau VIII -19 : Effort revenant à chaque pieu.....	105
CHAPITRE IX : ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DE PONT	
Tableau IX.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.....	111
Tableau IX.2 : Raideurs longitudinales des appuis.....	112
Tableau IX.3 : Raideurs transversales des appuis.....	112
Tableau IX -4 : Modes propres.....	116
Tableau IX -5 : Répartition des efforts longitudinaux sur chaque appui.....	120
Tableau IX -6 : Répartition des efforts transversaux sur chaque appui.	120
Tableau IX -7 : Combinaisons des efforts.	122
Tableau IX -8 : Combinaisons des efforts a la bases des futs.....	122

LISTE DES ABRÉVIATIONS

PK : Point Kilométrique.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

BAEL : Béton armé aux États limites.

BPEL : Béton précontraint aux États limites.

DTR : Document technique Réglementaire.

HA : Haute adhérence.

ELU : États limites ultime.

ELS : États limites en service.

ELA : États limites accidentelles.

HA : Haute Adhérence.

15T15S : quinze (15) torons de 15.3 mm de diamètre (chaque toron à 7 fils).

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

CCP : Complément des charges permanentes.

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

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

MGG : Mur gade grève.

MF : mur frontal.

Ap : section d'armature de précontrainte.

Fpeg : limite d'élasticité garantie.

Fprg : limite de rupture garantie.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible

σ_{bt} : Contrainte de traction admissible

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{inf} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

M_M : moment fléchissant maximal a l'état limite de service.

M_m : moment fléchissant sous G a l'état limite de service.

LISTE DES SYMBOLES

f_e : Limite d'Elasticité de l'acier.

f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_s : Contrainte limite de l'acier.

σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

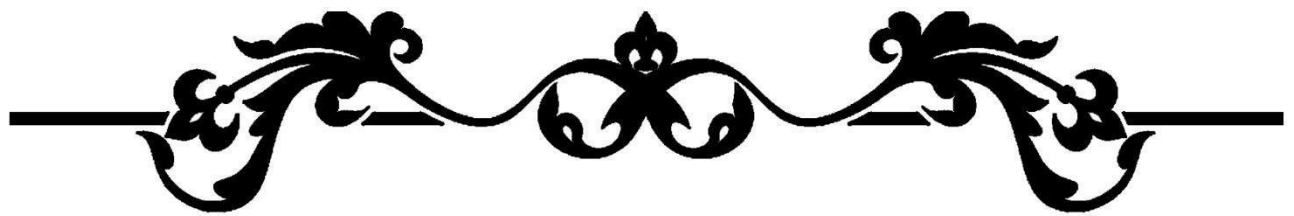
St : Espacement des armatures Transversales.

ΔT : Variation uniforme de la température

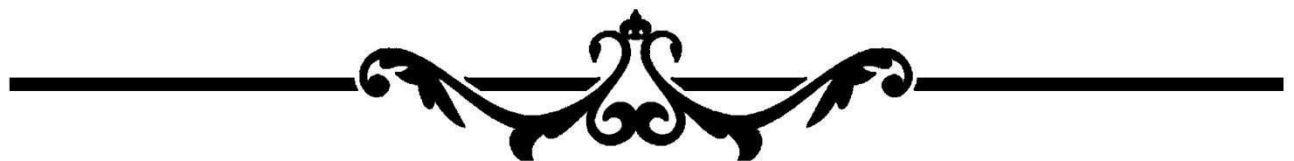
Sae : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

St : Espacement des armatures Transversales.

$\Delta \theta$: Gradient thermique



INTRODUCTION GÉNÉRALE



INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études constitue l'aboutissement de notre formation en ingénierie.

Il représente une opportunité concrète de mobiliser et d'appliquer l'ensemble des connaissances théoriques et pratiques acquises durant ces cinq années d'études.

Le choix du thème doit ainsi être en adéquation avec notre spécialité, tout en permettant une initiation approfondie aux principes fondamentaux de la conception et du dimensionnement des ouvrages.

Dans ce contexte, nous avons opté pour la conception et l'étude d'un pont situé dans la wilaya de **Béjaïa**.

De manière générale, les ponts sont des structures en élévation destinées à franchir des obstacles naturels, tels que les vallées ou les cours d'eau, ou encore des obstacles artificiels comme les routes et les voies ferrées. Ils jouent un rôle primordial dans les réseaux d'infrastructures en assurant la continuité et la fluidité des circulations.

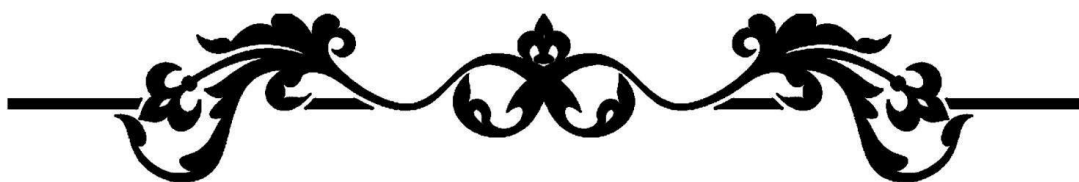
Leur réalisation s'inscrit dans le domaine des ouvrages d'art, qui constitue une branche essentielle du génie civil.

La conception d'un pont doit répondre à plusieurs exigences : être techniquement réalisable, économiquement optimale et conforme aux normes et réglementations en vigueur. Pour cela, l'ingénieur s'appuie sur des règlements techniques, des recommandations professionnelles, des références bibliographiques ainsi que sur l'expérience acquise dans le domaine.

Le présent mémoire s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude d'un **viaduc** situé au **PK 37+300**, d'une longueur totale de **300 m**, destiné à franchir **Oued Soummam** au **PK 37+337**.

Le travail réalisé est structuré en plusieurs parties principales :

- **La première partie** présente l'ouvrage étudié ainsi que sa conception générale.
- **La deuxième partie** est consacrée à l'évaluation des charges permanentes et des charges variables appliquées sur la structure.
- **La troisième partie** porte sur l'étude détaillée de la superstructure.
- **La quatrième partie** la conception de l'infrastructure et l'analyse sismique.
- **Enfin**, une conclusion générale vient synthétiser les principaux résultats obtenus et les enseignements tirés de cette étude



Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET



I.1 Introduction

La conception et l'étude d'un pont ne peuvent débiter qu'après l'acquisition de données essentielles, à la fois naturelles (relatives à l'environnement) et fonctionnelles (concernant le tracé routier). Ce chapitre est donc consacré à la présentation des principales données de notre ouvrage.

I.2 Présentation du projet

I.2.1 Situation de Projet

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la Conception et l'étude d'un viaduc dans le projet de réalisation des travaux de doublement de la voie et rectification de trace pour augmentation de la vitesse à 160km/h de la ligne Beni Mansour / Bejaia. Le viaduc se trouve sur Oued Soummam s'étendant du PK 37+300 au PK 37+596.87.



Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire.

Pour l'implantation de l'ouvrage on a utilisé le logiciel Google Earth Pro.

I.2.2 Objectif de Projet

L'objectif principal du pont est d'assurer le franchissement de l'obstacle naturel identifié, garantissant ainsi la continuité de la ligne ferroviaire. Toutefois, cet ouvrage s'inscrit dans une vision plus globale du développement et de la modernisation des infrastructures de transport ferroviaire, notamment en contribuant à améliorer la fluidité et l'efficacité du transport des marchandises.

CHAPITRE I : Présentation du Projet

Dans ce contexte, le projet répond à plusieurs enjeux stratégiques, parmi lesquels :

- ❖ Assurer un aménagement du territoire équilibré et rationnel en facilitant la connexion entre les différentes régions.
- ❖ Améliorer la fluidité et la performance du transport ferroviaire des marchandises, favorisant ainsi les échanges économiques et la compétitivité logistique.
- ❖ Contribuer au développement d'un espace socio-économique attractif et propice à l'investissement.
- ❖ Réduire les temps de parcours tout en améliorant la sécurité et le confort des usagers

I.2.3 Obstacles à Franchir

L'ouvrage traverse un oued à écoulement temporaire, dont le débit varie selon les précipitations. Sa conception doit tenir compte des fluctuations du niveau d'eau et des risques d'érosion pour assurer sa durabilité.

I.3 Données de projet

I.3.1 Les Données Fonctionnelles

I.3.1.1 Tracé en plan

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

- Début de l'ouvrage au PK 37+300.
- Fin de l'ouvrage au PK 37+596.87.
- L'ouvrage présente une courbe de rayon 1850 m.

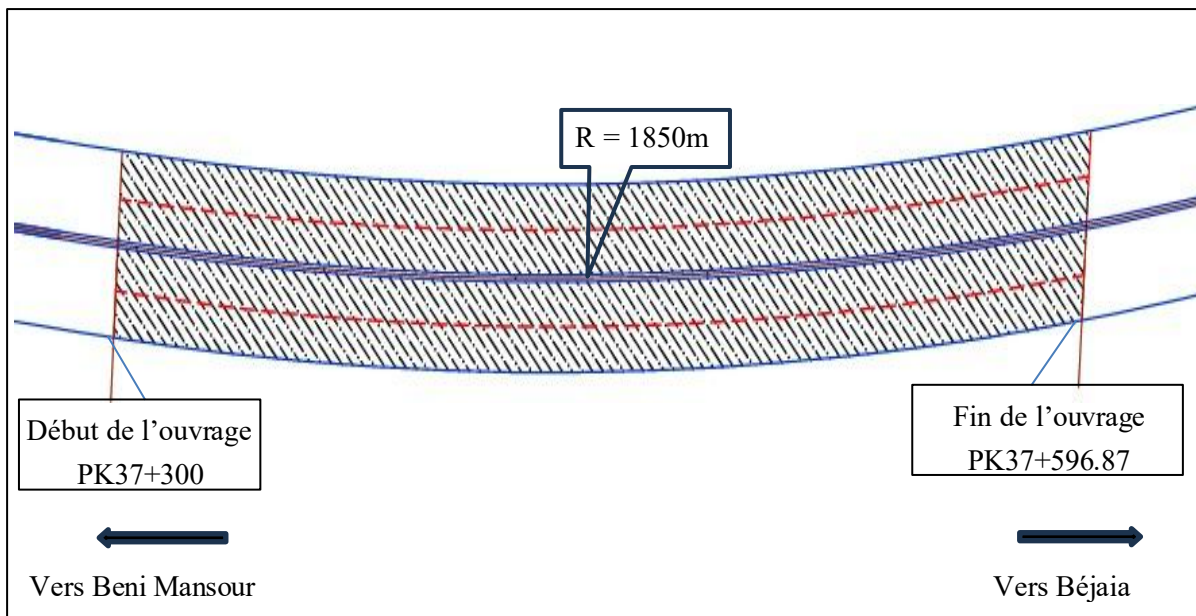


Figure I.2 : Tracé en plan de la voie portée.

I.3.1.2 Profil en long

L'axe de roulement présente longitudinalement :

- Début de l'ouvrage au PK 37+297.
- Fin de projet au PK 37+596.87.

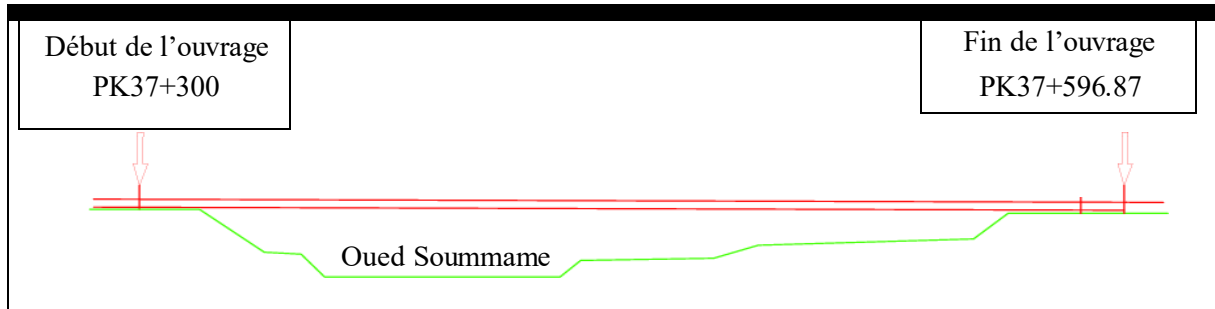


Figure I.3 : Profil au long de la voie portée.

I.3.1.3 Profil en travers

Les éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal se caractérisent par :

- La largeur totale : 12.8 m
- Nombre de voies : 2
- Tablier en toit muni d'une pente de 2% de part et d'autre de l'axe du pont.
- Ecartement des rails : 1.44 m
- Entraxe des deux voies : 4.20 m
- Largeur de piste d'entretien : 0.75 m.

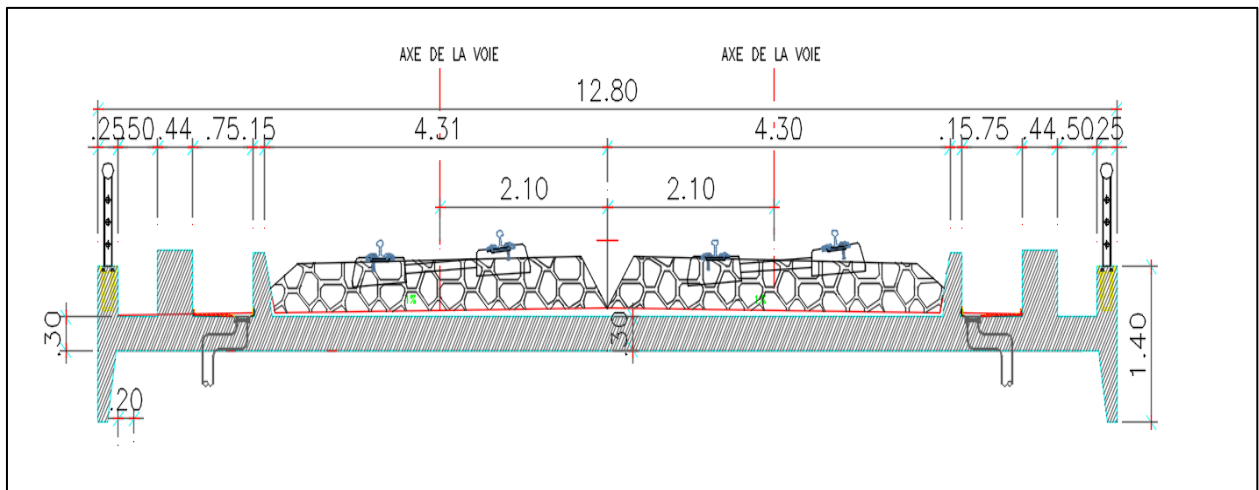


Figure I.4 : Profil en travers de la voie portée.

I.3.2 Les Données Naturelles

I.3.2.1 Topographie

La topographie de la zone est caractérisée par un relief contrasté dominé par la vallée de l'Oued Soummam. Cette région présente une alternance de plaines alluviales relativement étroites et de reliefs montagneux appartenant au massif de la Kabylie, avec des pentes parfois marquées. Le tracé des infrastructures de transport, notamment ferroviaires, suit généralement la vallée afin de limiter les contraintes topographiques, tout en franchissant certains obstacles naturels tels que les oueds et les dépressions du terrain.

Selon RPOA 2008, Béjaia est une Zone sismique IIa. L'ouvrage est inclus dans le groupe 2 (Pont important). Donc le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est

$A = 0.20$ [selon RPOA].

I.3.2.2 Température

Les variations de température sont soigneusement prises en compte dans le calcul des ponts, notamment en ce qui concerne l'impact sur les joints et les appareils d'appui.

- ❖ En hiver, la région enregistre des températures moyennes de 16°C en journée et 8°C la nuit.
- ❖ En été, à Béjaia, les températures moyennes atteignent 32°C en journée et 20°C la nuit.

I.3.2.3 Géotechnique

Les données géotechniques jouent un rôle fondamental dans l'étude d'un ouvrage, car elles permettent de déterminer le type de fondation adapté aux appuis et influencent directement le choix de la solution de franchissement la plus appropriée.

Ces données sont obtenues à partir d'une campagne de reconnaissance du sol, visant à fournir des informations essentielles sur la nature du terrain, la profondeur de la nappe phréatique et les niveaux potentiels de fondation. Une analyse précise de ces paramètres est cruciale pour garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Dans ce cadre, un programme géotechnique a été établi par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est, comprenant divers essais réalisés in situ afin d'évaluer les caractéristiques mécaniques et physiques du sol. Ces essais permettent notamment d'identifier la portance du sol, sa compressibilité, ainsi que son comportement face aux charges appliquées par la structure.

Les différents essais réalisés in situ sont les suivants :

❖ Essai de sondage carotté :

Des piézomètres ont été installés dans un grand nombre de sondages afin de déterminer le niveau de la nappe phréatique au repos et d'observer des éventuelles fluctuations dans le temps. Cet essai est réalisé à une profondeur de 30 m.

❖ Essai pressiométrique :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement de la paroi du forage, jusqu'à la rupture il permet par conséquent d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation du forage « EM », et celle des grands déplacements en déduisant la pression limite « Pl » correspondant à la rupture du forage.

Les résultats détaillés des essais sont disponibles dans **l'annexe A**.

I.3.2.4 Hydrologie

Il convient de connaître les niveaux des eaux qui influent sur la conception de l'ouvrage et son implantation dans l'espace et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution.

La hauteur de cours d'eau.

La précipitation annuelle.

La profondeur de la nappe phréatique.

Pour notre ouvrage, les cours d'eau franchis ont un débit faible.

I.4 Conclusion

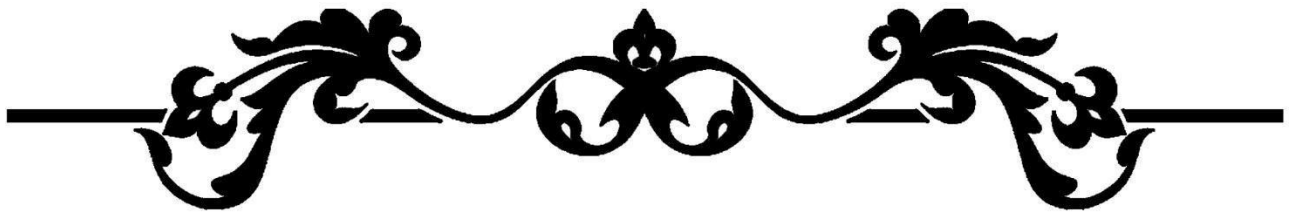
À l'issue de ce chapitre, il apparaît que la connaissance approfondie du site d'implantation de l'ouvrage et de ses principales caractéristiques constitue une étape essentielle dans le processus de conception. La collecte et l'analyse des données naturelles, telles que la topographie, les conditions géotechniques et les paramètres climatiques, sont indispensables afin d'assurer une conception rigoureuse du pont et de permettre par la suite une étude fiable et précise.

Par ailleurs, l'objectif fondamental de la conception d'un pont consiste à proposer une solution à la fois optimale et économique, tout en respectant un ensemble d'exigences essentielles. En effet, un ouvrage d'art doit garantir un service satisfaisant aux usagers, ce qui implique la prise en compte de deux catégories principales d'exigences :

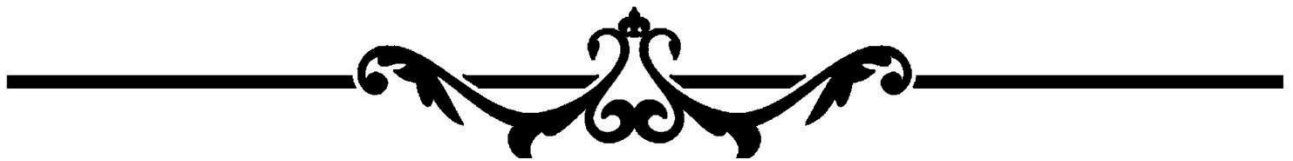
❖ **Les exigences fonctionnelles**, qui regroupent l'ensemble des caractéristiques permettant à l'ouvrage d'assurer efficacement sa fonction de franchissement.

❖ **Les exigences environnementales**, qui concernent l'intégration du pont dans son environnement naturel ainsi que la prise en compte des contraintes liées au site.

Ainsi, ce chapitre a permis de mettre en évidence les paramètres fondamentaux qui conditionnent la conception de l'ouvrage. Ces éléments serviront de base pour les étapes de conception et de prédimensionnement qui seront développées dans le chapitre suivant, dans l'objectif d'aboutir à une solution équilibrée alliant performance technique, efficacité fonctionnelle et respect de l'environnement



Chapitre II
CONCEPTION ET
PRE-DIMENSIONNEMENT



II.1 Introduction

La conception d'un pont s'inscrit dans une démarche d'optimisation visant à concilier performance technique et efficacité économique, tout en tenant compte des différentes contraintes fonctionnelles, structurelles et environnementales. L'ingénieur chargé de cette mission doit ainsi proposer une solution à la fois fiable, innovante et conforme aux normes en vigueur, tout en assurant une intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son environnement.

La réalisation d'un tel projet nécessite une analyse rigoureuse et méthodique de l'ensemble des contraintes liées au site et aux conditions d'exploitation de l'ouvrage. Cette démarche permet d'identifier la solution la plus appropriée parmi plusieurs alternatives possibles. Le choix du type de pont dépend ainsi de plusieurs paramètres déterminants, parmi lesquels :

- La nature et l'importance de l'obstacle à franchir ;
- Les caractéristiques géotechniques du sol ;
- La fonction de l'ouvrage (route, voie ferrée, passage piéton, etc.) ;
- La configuration et l'implantation des appuis ;
- La géométrie du tracé (rectiligne, biais ou courbe) ;
- Les considérations esthétiques et l'intégration du pont dans son environnement.

Ainsi, ce chapitre a pour objectif de présenter les principes fondamentaux de la conception des ponts ainsi que les différentes étapes permettant d'aboutir au choix d'une solution optimale et adaptée aux contraintes du projet.

II.2 Présentation et pré-dimensionnement des variantes

II.2.1 Variante 01 : Pont à poutres en Béton précontraint du type VIPP

On distingue généralement deux catégories de ponts à poutres précontraintes : les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP) et ceux à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD). Dans le cadre de notre projet, le choix s'est porté sur les poutres VIPP, en raison de leur large utilisation dans la pratique et des nombreux avantages techniques et économiques qu'elles offrent.

Les poutres VIPP sont habituellement disposées parallèlement les unes aux autres, avec un espacement régulier. Elles se caractérisent par une large table de compression formant la partie supérieure de l'ouvrage, ainsi que par un talon, ces deux éléments étant reliés par une âme relativement mince. Ce type de structure permet de réaliser des ponts dont les portées peuvent atteindre environ 50 mètres.

L'ensemble des calculs relatifs à cette solution est effectué conformément aux recommandations du SETRA, notamment celles présentées dans le guide de conception des ponts à poutres VIPP.

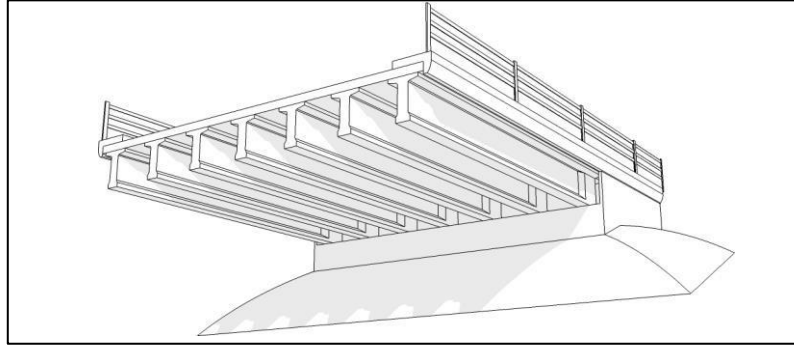


Figure II.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

II.2.1.1 Conception longitudinale

La gamme optimale des portées des poutres de type VIPP est comprise entre 30 et 40 m. Pour cette variante, on propose une variante composée de 8 travées de 37.1 m de longueur. D'où une poutre de 37 m de longueur.

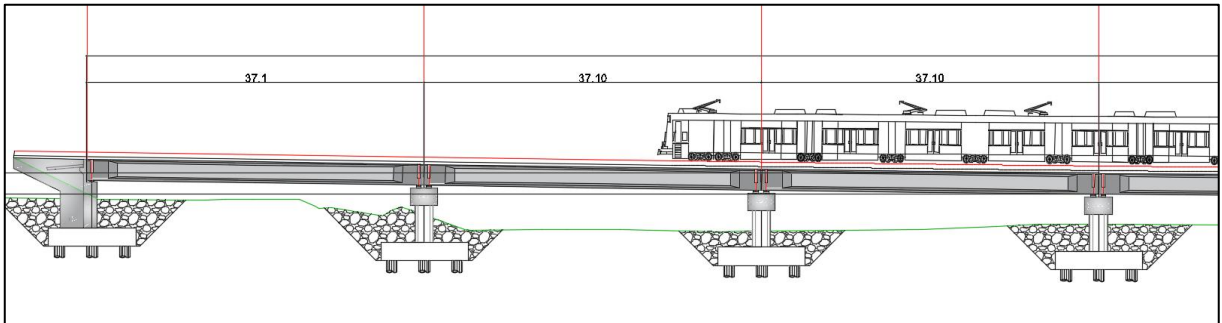


Figure II.2 : coupe longitudinale représentative de la variante VIPP.

II.2.1.2 Conception transversale

Le guide de conception SETRA [VIPP/1996] a été utilisé pour effectuer le prédimensionnement de la structure

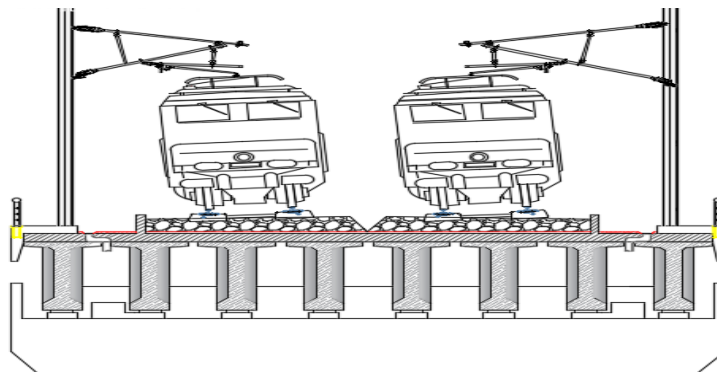


Figure II.3 : coupe transversale représentative de la variante VIPP.

Tableau II.1 : Récapitulation du prédimensionnement de la variante 01.

Elément	Ration usuel	Valeur
Longueur totale de la poutre	25 - 40	37 m
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{14} \leq H_p \leq \frac{L}{16}$	2.31 m
L'épaisseur de la dalle	$30 \leq e$	0.3 m
Entraxe des poutres	$1.40\text{m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.57 m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	1.38 m
Nombre des poutres	$N = (L_a / \lambda) + 1$ $N = (12.33/1.58) + 1$	8 poutres
Épaisseur de la table de compression	$0.10 \text{ m} \leq e_1 \leq 0.15 \text{ m}$	0.15 m
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	0.7 m
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 25 \text{ cm}$	0.25 m
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	0.3 m
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	0.7 m
Entretoise d'about	/	1.5*0.3 m2

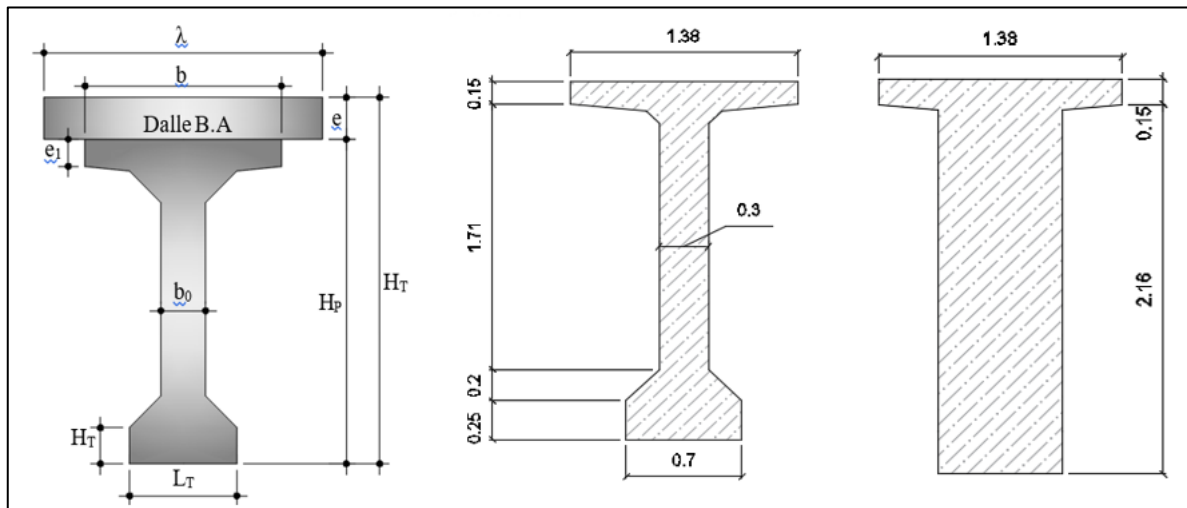


Figure II.4 : Notation et dimensions.

II.2.1.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

❖ Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 01.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	3	
	Longueur	12.98	
	Hauteur	1.9	
Fûts	Diamètre	2	
	Nombre	3	
Semelles	Largeur	9.6	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	18	

❖ Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA

Tableau II.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 01.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur Frontal	Hauteur	5	
	Longueur	12.98	
	Épaisseur	1.48	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.50	
	Épaisseur	0.37	
Semelle	Largeur	9.6	
	Longueur	13.48	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	9	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	18	

II.2.2 Variante 02 : Pont voussoir préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs

Le pont à voussoirs est un type d'ouvrage fréquemment utilisé pour les ponts en béton ou en maçonnerie, reposant sur une méthode de construction spécifique. Cette technique consiste à réaliser progressivement le tablier du pont par segments successifs appelés **voussoirs**.

La construction s'effectue généralement en encorbellement, chaque voussoir étant mis en place en prolongement du précédent, sans recourir à des cintres ni à des échafaudages au sol. Une fois le voussoir réalisé, les câbles de précontrainte ancrés à ses extrémités sont mis en tension afin d'assurer sa liaison avec les segments déjà construits. Ce procédé permet ainsi de former progressivement une structure en console autoporteuse qui sert de support pour la poursuite des étapes de construction.

Les voussoirs peuvent être réalisés in situ par coulage du béton sur place, ou bien préfabriqués en usine puis assemblés sur site, en fonction des moyens techniques disponibles et des capacités de l'entreprise chargée de la réalisation.

II.2.2.1 Conception longitudinale

❖ Implantation des appuis

On propose pour cette variante à projeter un pont voussoirs de hauteur constante composé de deux (06) travées principales de 55 m et de deux (2) travées de rive de 40.22 m (70% de la travée principale). Donc la longueur totale du pont égale à 300.44 m.

❖ Découpage des voussoirs

D'une façon générale, on distingue (4) quarts types de voussoirs : Voussoir Sur Pile (VSP), Voussoir Sur Clé (VSC), Voussoirs de clavages et enfin Voussoir Courant (VC).

Tableau II.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type des voussoirs	Longueur (m)	Nombre
Voussoirs sur piles	3	5
Voussoirs courants	2.75	92
Voussoirs de clavages	2.5	6
Voussoirs sur culée	8.72	2

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de **101 voussoirs**.

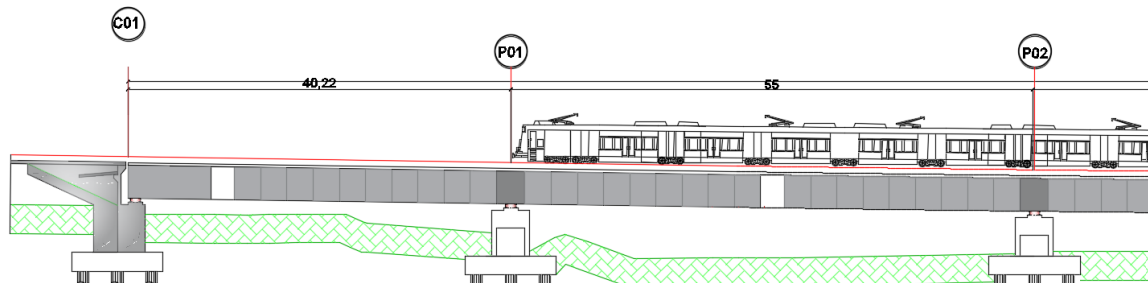


Figure II.5 : coupe représentative longitudinale de la variante voussoir.

II.2.2.2 Conception transversale

Comme la largeur de tablier est inférieure à 20 mètres, la solution la plus abordable d'opter pour un caisson à section fermée. On peut voir son pré-dimensionnement dans le tableau ci-dessous, qui repose sur le guide SETRA 2003 (ponts en béton précontraint réalisés par encorbellements successifs) :

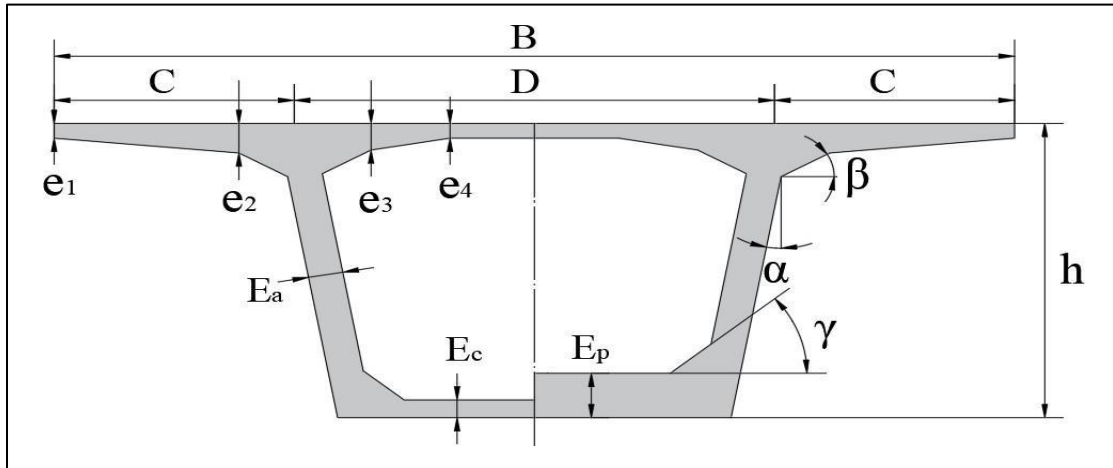


Figure II.6 : Notations des dimensions

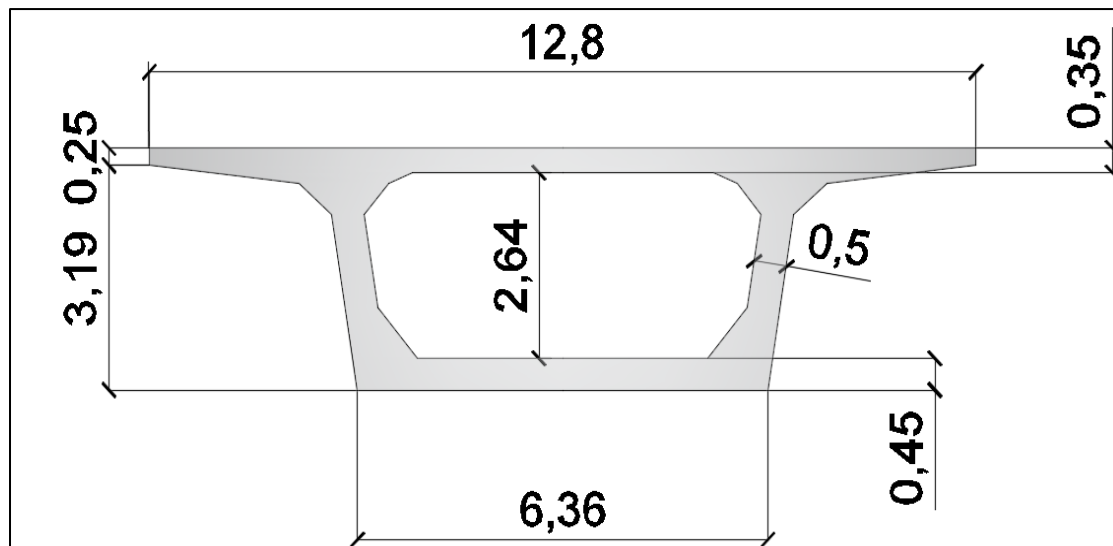


Figure II.7 : coupe transversale du voussoir avec dimensions.

Tableau II.5 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir.

Elément		Ration usuel	Valeur retenue (m)
Hauteur du voussoir		$\frac{L}{14} \leq h \leq \frac{L}{16}$	3.44
Largeur du voussoir		B	12.80
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	3.2
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	6.40
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e ₁	$e_1 \geq 20$ ou 25 cm	0.25
	e ₂	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	0.5
	e ₃	/	0.5
	e ₄	/	0.35
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10°
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	45°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	45°
Epaisseur de l'âme		$Ea \geq 26 + L/500$	0.5
Epaisseur de l'hourdis inf		$35 \leq Ep \leq 80$ cm	0.45

II.2.2.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

❖ Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 02.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Pile	Hauteur	VAR	
	Largeur	2.5	
	Longueur	8	
Semelle	Largeur	7	
	Longueur	13.48	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.5	
	Profondeur	20	

CONCEPTION DES PONTS CALGARO partie “Conception et construction des ponts métalliques”.

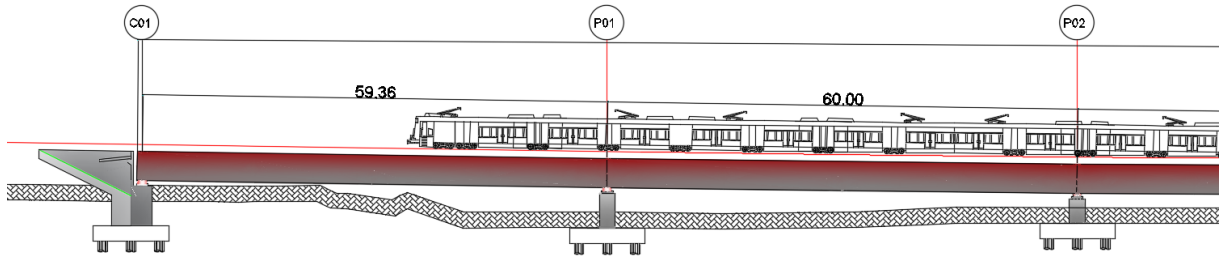


Figure II.8 : coupe longitudinale représentative de la variante mixte.

II.2.3.2 Conception transversale

Lorsque le tablier présente une largeur modérée, comme c'est le cas avec une largeur de 12,8 m, il est possible de reposer la dalle directement sur les deux poutres principales, sans nécessiter de poutres secondaires. Celles-ci sont reliées entre elles par des éléments de connexion structurelle appelés entretoises, assurant la stabilité et la cohésion de l'ensemble.

On opte pour la largeur d'encorbellement $b = 2.9$ m, d'où l'entraxe des poutres $a = 7$ m.

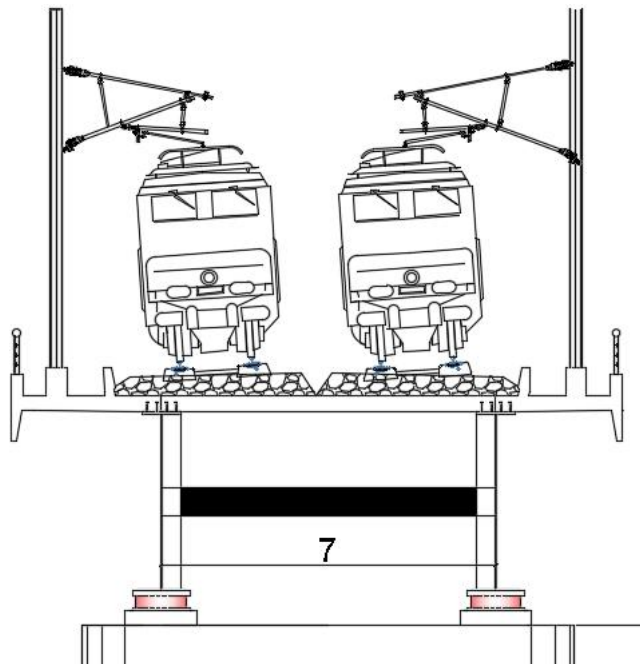


Figure II.9: coupe transversale représentative de la variante mixte.

❖ L'épaisseur de la dalle

Dans le cas d'un ouvrage à pièces de pont, CALGARO recommande une dalle d'épaisseur constante minimale de 20 cm. On choisit $e = 30$ cm.

❖ Conception des poutres principales

Les poutres principales sont constituées de profilés reconstitués en acier, de type I, soudés en usine. L'acier utilisé est de nuance S355 N, une qualité qui se distingue par sa bonne ténacité, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs tout en limitant le risque de rupture fragile.

Les dimensions retenues pour ces éléments sont présentées dans le tableau ci- après :

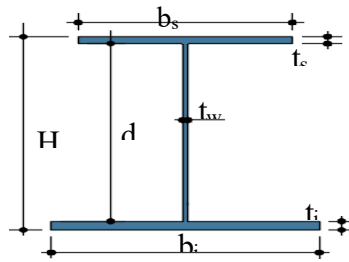


Figure II.10 : Notations des dimensions de la poutre.

II.2.3.3 Conception des poutres principales

Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	Min =240 mm	300
Hauteur de la poutre	$H = L/16$	3750
Epaisseur de l'âme (t_w)	$t_w \geq 0.005 \times d$	30
Largeur de la Semelle sup (b_s)	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1\,300 \text{ mm}$	800
Largeur de la Semelle inf (b_i)	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1\,300 \text{ mm}$	1\,000
Epaisseur de la Semelle sup (t_s)	$t_s \geq b_s /30$	50
Epaisseur de la Semelle inf (t_i)	$t_i \geq b_i /30$	60

II.2.3.4 Conception des pièces de pont

Les entretoises de pont sont des profilées en **IPE 600** avec un espacement de 6 m, Leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO

Elément	Valeur (mm)	Figure
Epaisseur de l'âme	11	
Hauteur de principale	600	
Largeur de la semelle inf	200	
Largeur de la semelle sup	200	
Epaisseur de la semelle inf	17	
Epaisseur de la semelle sup	17	

II.2.3.5 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

❖ Pré-dimensionnement des piles :

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles variante 03.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Largeur	2	
	Longueur	10.2	
	Hauteur	VAR	
Semelles	Largeur	7	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1.5	
	Profondeur	20	

❖ Pré dimensionnement des culées remblayés/ Guide SETRA :

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 03.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur Frontal	Hauteur	5	
	Longueur	12.50	
	Épaisseur	2.68	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	4.65	
	Épaisseur	0.35	
Semelles	Largeur	7	
	Longueur	13.2	
	Hauteur	2	
Pieux	Nombre	12	
	Diamètre	1,5	
	Profondeur	20	

II.3 Analyse multicritère

II.3.1 Comparaison entre les trois techniques de construction

La comparaison des trois modes de réalisation repose sur des critères techniques et économiques liés aux matériaux, aux moyens de réalisation, aux délais et à l'entretien. Elle tient également compte des aspects esthétiques tels que l'élancement de l'ouvrage, le nombre d'appuis et la qualité des parements

Tableau II.12 : Avantages et inconvénients des 3 variantes.

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres Précontraintes de type VIPP	1- Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. 2- Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. 3- Une bonne réutilisation des coffrages 4- Meilleure adaptation aux conditions du terrain il permet de dégager une hauteur entre le point le plus bas de tablier et la ligne majeur de l'oued.	1- La multiplication du nombre des appui qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. 2- L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. 4- Coffrage limité au marché.
Variante 02 : Pont voussoirs en béton précontraint	1- On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. 2- Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. 3- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. 4- La facilité de franchir en courbe.	1- Le poids est très important. 2- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. 3- La difficulté de coulage sur place 4- Hauteur importante des voussoirs (3.44 m) qui ne permet pas de dégager au moins 1m entre la ligne majeur de l'oued et le point le plus bas de l'oued
Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre	1- La possibilité de franchir des grandes portées. 2- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. 3- La rapidité de l'exécution	1-La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. 2- La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. 3- Un coût très élevé. 4- Entretien périodique. 5- Sensibilité au gradient thermique. 6- Hauteur importante des poutres (3.75 m) qui ne permet pas de dégager au moins 1m entre la ligne majeur de l'oued et le point le plus bas de l'oued

II.3.2 Devis quantitatif et estimatif

Tableau II.13 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 01.

N°	DESIGNATIONS	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 01 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 520.00	55 000.00	83 600 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	4 560.00	2 500.00	11 400 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	76.00	16 000.00	1 216 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	76.00	3 700.00	281 200.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
Total					98 017 200.00
Partie 02 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m3	928.00	10 500.00	9 744 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (Piles, culées)	m3	1 856.00	17 500.00	32 480 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m3	907.00	18 000.00	16 326 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m3	340.00	18 000.00	6 120 000.00
2.5	Béton RN 35 pour poutres en Béton précontraint préfabriquées+ hourdis + entretoises	m3	3 769.00	25 000.00	94 225 000.00
Total					158 895 000.00
Partie 03 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	392.00	106 000.00	41 552 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	660.00	106 000.00	69 960 000.00
3.3	Acier de précontrainte par postension pour les poutres	t	155.00	380 000.00	58 900 000.00
Total					170 412 000.00
TOTAL HORS TAXES				427 324 200.00	
T V A 19 %				81 191 598.00	
TOTAL EN TTC				508 515 798.00	

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau II.14 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 02.

N	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	2 720.00	55 000.00	149 600 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	8 160.00	2 500.00	20 400 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	104.00	16 000.00	1 664 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	104.00	3 700.00	384 800.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
Total					173 568 800.00
Partie 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m3	928.00	10 500.00	9 744 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (Piles, culées)	m3	1 856.00	17 500.00	32 480 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m3	1 154.00	18 000.00	20 772 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m3	545.00	18 000.00	9 810 000.00
2.5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	m3	2 524.00	35 000.00	88 340 000.00
Total					161 146 000.00
Partie 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	411.00	106 000.00	43 566 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint	t	379.00	106 000.00	40 174 000.00
3.3	Acier de précontraint par posttension pour voussoirs	t	125.00	450 000.00	56 250 000.00
Total					139 990 000.00
TOTAL HORS TAXES			474 704 800.00		
T V A 19 %			90 193 912.00		
TOTAL EN TTC			564 898 712.00		

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau II.15 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 03.

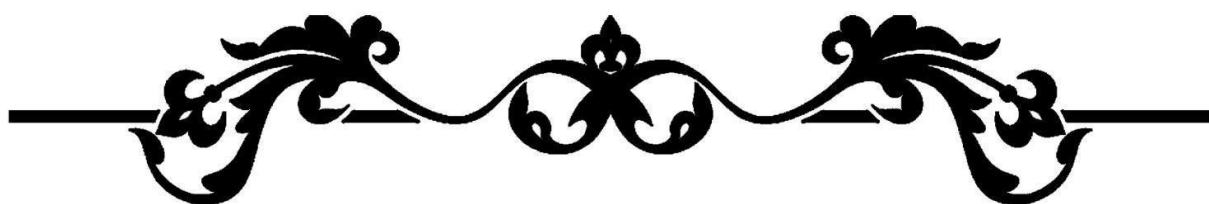
N	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	1 200.00	55 000.00	66 000 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	3 600.00	2 500.00	9 000 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	48.00	16 000.00	768 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	48.00	3 700.00	177 600.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
Total					77 465 600.00
Partie 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm	m3	555.00	10 500.00	5 827 500.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles	m3	1 165.00	17 000.00	19 805 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m3	383.00	18 000.00	6 894 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m3	524.00	18 000.00	9 432 000.00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	m3	1 300.00	25 000.00	32 500 000.00
Total					74 458 500.00
Partie 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	265.00	106 000.00	28 090 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	228.00	106 000.00	24 168 000.00
3.3	Acier charpente métallique	t	975.00	480 000.00	468 000 000.00
Total					520 258 000.00
TOTAL HORS TAXES				672 182 100.00	
T V A 19 %				127 714 599.00	
TOTAL EN TTC				799 896 699.00	

Tableau II.16 : évaluation multicritère des trois variantes.

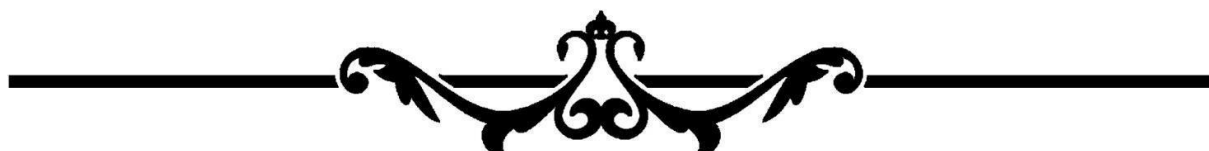
Critère	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Réalisation	5/5	3/5	3/5
Esthétique	3/5	4/5	4/5
Entretien	4/5	3/5	2/5
Cout	5/5	4/5	2/5
Note totale	17/20	14/20	11/20

II.4 Conclusion

Après le prédimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères, on opte à la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutres en béton précontraint par post tension et qui serait retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres de ce mémoire.



Chapitre III
MATÉRIAUX ET
HYPOTHESES DE CALCUL



III.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter les normes et règles de calcul adoptées, ainsi que d'examiner les caractéristiques des principaux matériaux utilisés dans la conception des ponts ferroviaires. Cette analyse porte notamment sur le béton, les aciers d'armature du béton et les câbles de précontrainte, qui constituent les éléments essentiels assurant la résistance et la stabilité de la structure.

Avant toute modélisation ou tout dimensionnement, il est nécessaire d'étudier les propriétés mécaniques et physiques de ces matériaux afin de garantir la sécurité, la durabilité et la performance de l'ouvrage

III.2 Normes et règles de calcul

- **BAEL 91 révisé 99** : règles techniques pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armé.
- **RPOA 2008** : règlement applicable pour l'évaluation des actions sismiques
- **EUROCODE 1 – PARTIE 1** : CONCERNE LE POIDS PROPRE, LES CHARGES D'EXPLOITATION ET LES ACTIONS PERMANENTES SUR LES STRUCTURES.
- **EUROCODE 1 – Partie 2** : actions sur les ponts dues au trafic, utilisé pour le calcul des surcharges ferroviaires.
- **Autres documents de référence :**

Guide SETRA : (service d'étude technique des routes et autoroutes)

III.3 Caractéristiques des matériaux

La conception constitue un facteur déterminant dans le choix des matériaux de construction de l'ouvrage, qu'il s'agisse de béton, d'acier passif ou d'acier actif.

III.3.1 Béton

Le béton constitue le matériau principal pour les ponts, notamment pour les tabliers et les piles. Combiné à des armatures métalliques, il forme le béton armé, qui associe la résistance à la compression du béton à la traction de l'acier, assurant ainsi des ouvrages solides et durables.

Pour le projet étudié, les pieux de fondation et les éléments d'infrastructure utilisent un béton de classe C30/37 et pour la superstructure est réalisée en béton de classe C40/50

❖ Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée f_{c28}

$f_{c28}=40\text{Mpa}$: pour la superstructure

$f_{c28}=30\text{Mpa}$: pour l'infrastructure

CHAPITRE III : Matériaux et Hypothèses de calcul

Lorsque des sollicitations s'exerçant sur un béton dont l'âge $\ll j \gg$ jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76j + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} < 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa}$$

❖ Résistance à la traction :

Le béton se distingue par sa forte résistance à la compression, alors que sa résistance à la traction reste faible, généralement comprise entre 10 et 15 % de sa résistance en compression. Cette capacité peut toutefois varier selon la composition du mélange, le temps de maturation et le taux d'humidité du matériau.

La résistance à traction du béton est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

Pour le béton de la superstructure (C40/50) :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 40 = 3 \text{ MPa}$$

On représente les données et les résultats obtenu(e)s dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	40	30
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2.4	3

❖ Module de déformation instantanée :

Il est calculé selon la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{30} = 34179.55 \text{ MPa}$$

- Pour le béton de la superstructure (C40/50) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{40} = 37619.5 \text{ MPa}$$

❖ Module de déformation différé :

Pour les charges de longues durées, on considère le module de déformation différé E_{vij} , il est donné par la formule suivante :

$$E_{vij} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- Pour le béton de la superstructure (C40/50) :

$$E_{vij} = 3700 \times \sqrt[3]{40} = 12653.82 \text{ MPa}$$

- Pour le béton de l'infrastructure (C30/37) :

$$E_{vij} = 3700 \times \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa}$$

Contraintes admissibles à l'ELU :

$$F_{bu} = \frac{f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} \times 0.85$$

Le coefficient θ :

- 0.85 Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est inférieure à 1h
- 0.9 Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h
- 1 lorsque cette durée est supérieure à 24h

Le coefficient γ_b :

- 1.15 pour les situations accidentelles
- 1.5 pour les situations durables ou transitoires

❖ Contraintes admissibles à l'ELS

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tableau III.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22.66	17
		$\gamma_b = 1.15$	29.56	22.17
ELS	σ_{bc} (MPa)		24	18

❖ Déformation transversale :

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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

Coefficient de poisson ν :

Le coefficient de poisson est représenté par le rapport de la déformation latérale et la déformation longitudinale tel que :

$\nu=0.2$ pour le béton

$\nu=0$ pour le calcul des sollicitations.

$\nu=0.3$ pour l'acier

$\nu=0.2$ pour le calcul des déformations.

III.3.2 Armatures

Les armatures passive utilisée dans notre ouvrage sont des aciers courants a haute adhérence de classe (FeE500 ; FeE400) avec une limite d'élasticité

$f_e=400\text{Mpa}$ pour la flexion transversale et pour la diffusion de la précontrainte

$f_e=500\text{Mpa}$ pour les sollicitations tangentes et sismiques

Ces armatures sont conformes aux normes offrent une bonne compatibilité avec le béton. Leur utilisation garantit une meilleure sécurité structurale et une durabilité accrue des ouvrages.

[SNTF article 7.2.4.2.7.4]

III.3.2.1 Module d'élasticité

Le module d'élasticité des aciers est pris égale à $E_s=2 \times 10^5 \text{ MPa}$

III.3.2.2 Contrainte limite de traction a l'ELU

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

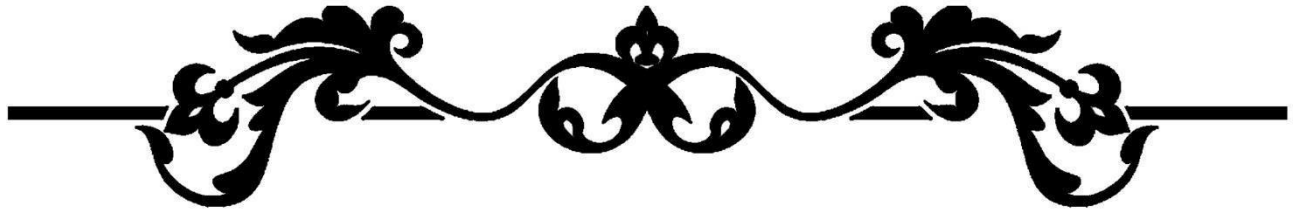
- Situation Durable ou transitoire : $\gamma_s=1.50$
- Situation Accidentelle : $\gamma_s=1$

III.3.2.3 Contraintes limites de traction a l'ELS

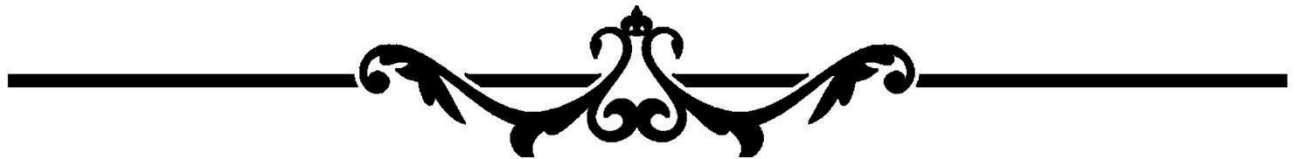
Tableau III-3 Contraintes de traction a l'ELS

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Préjudiciable	$\text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n} \cdot f_{tj} \right)$	241	215.55
Très Préjudiciable	$\text{Min} (0.5 \cdot f_e ; 90 \sqrt{n} \cdot f_{tj})$	197.2	176.4

Pour les barres de haute adhérence on prend le coefficient de fissuration $n = 1.6$



Chapitre IV
EVALUATION DES
CHARGES ET
SURCHARGES



IV.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de définir les charges de trafic ferroviaire appliquées à la structure, conformément aux normes et aux exigences de l'UIC et des Eurocodes.

La conception et le calcul des éléments d'un pont ferroviaire sont étroitement liés aux charges qui s'exercent sur la structure. Ces charges incluent le poids propre de l'ouvrage ainsi que les surcharges dues au trafic ferroviaire.

IV.2 Évaluation des actions

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

- Actions hors Traffic
- Actions dues au Traffic.

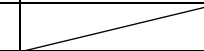
IV.2.1 Évaluation des actions hors Traffic

IV.2.1.1 Charges permanentes

Pour évaluer les charges permanentes du tablier et de ses équipements, on applique la méthode d'évaluation par volume. Celle-ci consiste à déterminer le volume de chaque élément constituant le tablier et ses équipements, puis à le multiplier par la densité du matériau correspondant. Cette approche permet d'estimer la masse totale des éléments et, par conséquent, de calculer les charges permanentes du tablier et de ses équipements. La charge totale de l'ouvrage se divise en deux catégories principales en fonction de leur contribution à la structure porteuse : la charge permanente (CP), qui correspond au poids propre de l'ouvrage, le complément de charge permanente (CCP), qui inclut les charges supplémentaires permanentes.

❖ Les charges permanentes CP

Tableau IV.1 : poids propre du tablier

Élément	S (m2)	L (m)	V (m3)	Densité (KN/m3)	Nombre de poutres	P (KN)
Section d'about	1.729	2×2.31	7.99	25	8	1598
Section intermédiaire	1.364	2×1	2.728	25	8	545.6
Section médiane	1.0278	30.38	31.224	25	8	6244.8
Hourdis	3.84	37	142.08	25		3552
Entretoise	0.45	0.87	0.3915	25		7
Σ=12 008.91 KN						

❖ Complément des charges permanente CCP

On calcule le poids des équipements de pont (CCP) d'une longueur égale à 37m.

- Étanchéité

Le poids volumique de la couche d'étanchéité est de 22 kN/m³ avec une épaisseur de $e=0.04\text{m}$ et une largeur de 8 m.

CHAPITRE IV : Évaluation des charges et surcharges

- Ballastage

L'épaisseur à prendre est de 50 cm, son poids volumique est de 20kN/m³ et la largeur L= 8 m.

- Trottoir

Dans les infrastructures ferroviaires, les trottoirs sont utilisés pour abriter les câbles électriques et pour fixer les garde-corps. Chaque trottoir est équipé d'une corniche à son extrémité.

Le poids volumique du trottoir est de 25 kN/m³ avec une épaisseur de e=0.2 m et une largeur de L=1.2 m.

- Catenaire

La caténaire est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Les caténaires ont un poids de 2.4 kn/ml.

- Traverse

Les traverses utilisées sont en béton bi-blocs, d'une longueur de 2,24 à 2,50 m et d'un poids de 245 kg à 300 kg ; les traverses sont posées à raison de 1666 unités au kilomètre.

Avant de calculer le poids, on détermine le nombre de traverse. On a :

1000 m → 1666 unités.

Donc :

297 m → N traverses.

$$N = 495 \text{ traverses}$$

Le nombre de traverse est de 501, chacune d'entre elle pèse environ 280 kg, donc le poids linéaire se déduit comme suit :

$$P = \frac{2.8 \times 495}{297} = 4.66 \text{ Kn/ml}$$

Tableau IV-2 : Poids des équipements de pont (CCP)

Elément	Densité (KN/m ³)	Poids linéaire (KN/ml)	Poids CCP (KN)
Rail UIC 60		1.2 × 2	88.8
Travers bi-bloc		4.66 × 2	344.84
Garde-corps		1 × 2	74
Corniche	25	0.112×2×25	207.2
Catenaire		2.4×2	177.6
Ballast	20	0.5 × 20 × 8	2960
Etanchéité	22	22×0.04× 8	260.48
Trottoir	25	25×2×0.24×1.2	532.8
Mur garde ballast	25	25×2×0.15×0.6	166.5
Σ=4 812.22 KN			

IV.2.1.2 Charges thermiques

a. Variation uniforme Δt :

Conformément de RCPR 2009, les variations de température à supposer pour le calcul du tablier pour les zones défavorables En Algérie du Nord (climat tempéré) sont les suivantes :

$$\Delta T+ = +35^{\circ}\text{C} ; \Delta T- = -15^{\circ}\text{C}$$

Ces valeurs sont corrigées selon EN 1991-1-5 :2003 Titre 6.1 Page 20

Section 6 Temperature changes in bridges

6.1 Bridge decks

6.1.1 Bridge deck types

(1) For the purposes of this Part, bridge decks are grouped as follows:

Type 1	Steel deck:	- steel box girder - steel truss or plate girder
Type 2	Composite deck	
Type 3	Concrete deck:	- concrete slab - concrete beam - concrete box girder

Figure IV-1 : Titre 6.1 Eurocode 1 Partie 1-5 : Actions thermiques

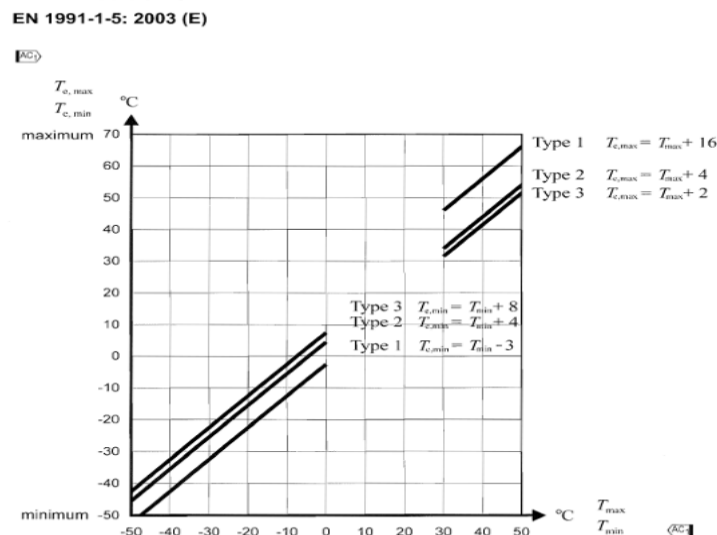


Figure IV-2 : Corrélation entre les températures minimales/maximales de l'air sous abri (T_{min}/T_{max}) et la composante de température uniforme minimale/maximale d'un pont ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

Pour tablier type 3 :

$$\Delta T+ = + 37^{\circ}\text{C} ; \Delta T- = -12^{\circ}\text{C}$$

b. Gradient thermique $\Delta\theta$

Selon le tableau 3.2 du RCPR, l'ouvrage étudié est classé de type 3, ce qui correspond à un tablier en béton. Pour ce type de structure, une variation thermique unilatérale de courte durée, liée soit à un échauffement soit à un refroidissement, induit un gradient de température admissible de $\pm 7^\circ\text{C}$ en phase d'exploitation et de $\pm 12^\circ\text{C}$ en phase de construction.

	En phase de construction	En service
	Gradient ($^\circ\text{C}$)	Gradient ($^\circ\text{C}$)
Type 1 (tablier métallique)	± 18	± 10
Type 2 (tablier mixte)	± 15	± 8
Type 3 (tablier béton)	± 12	± 7

Figure IV-3 : Tableau RCPR pour le gradient thermique $\Delta\theta$

c. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique :

D'après la norme NF EN 1991-1-5, lorsque la composante uniforme et le gradient thermique sont considérés simultanément, il est conseillé d'appliquer la formule suivante :

$$w_m \Delta\theta + \Delta t$$

$$\Delta\theta + w_n \Delta t$$

Avec :

$$w_n = 0.35$$

$$w_m = 0.75$$

On obtient 8 combinaisons :

$$0.35dt^+ + d\theta^+ ; dt^+ + 0.75d\theta^+$$

$$0.35dt^+ + d\theta^- ; dt^+ + 0.75d\theta^-$$

$$0.35dt^- + d\theta^+ ; dt^- + 0.75d\theta^+$$

$$0.35dT^- + d\theta^- ; dT^- + 0.75d\theta^-$$

IV.2.1.3 Actions due au vent

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surface 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.

IV.2.1.4 Action sismique

La prise en compte de l'action sismique est conforme aux « Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art - RPOA 2008 », considérant les paramètres Associés aux ouvrages du groupe 1 – Ponts stratégiques.

L'action sismique est définie par un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse vertical valable pour la composante verticale du mouvement.

Pour la définition des spectres, on a considéré les paramètres suivants :

- Zone sismique : IIa
- Groupe : Groupe 2
- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0.20$
- Classification des sites : Catégorie S2
- Taux d'amortissement : $\xi = 5 \%$.
- Facteur de correction de l'amortissement : $\eta = 1.00$

Pour le calcul des masses, les valeurs moyennes des charges permanentes ont été considérées, auxquelles s'ajoute 30 % des charges d'exploitation ferroviaires.

La combinaison des effets des différentes composantes du mouvement sismique est réalisée conformément aux dispositions de l'article 4.3.2.5 du RPOA.

Par ailleurs, il convient de noter que, d'après l'article 6.2 du RPOA, les efforts engendrés par les actions de freinage sur l'ouvrage ne sont pas pris en compte dans les vérifications sous sollicitations sismiques.

IV.2.2 Évaluation des actions dues au Traffic

IV.2.2.1 Présentation du Traffic ferroviaire

Selon NF EN 1991-2 euro code 1 actions sur les superstructures, partie 2 actions sur les ponts dues au trafic les charges considérées sont :

- ❖ Les charges verticales, model de charge 71, SW (SW0 et SW2)
- ❖ Model de charge train à vide
- ❖ Model de charge HSLM représente les charges générées par les trains voyageur circulant à plus 200 km/h.
- ❖ Les chargements verticaux pour le remblai
- ❖ Les effets dynamiques

- ❖ Les forces centrifuges (pour les ponts courbe)
- ❖ L'effort de lacet
- ❖ Les forces d'accélération et de freinage
- ❖ Les actions accidentelles : déraillement d'un train
- ❖ Action naturelle : gradient thermique

IV.2.2.2 Charges ferroviaires

a. Schéma des charges SW/0 et SW/2

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard pour les ponts continus

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd

La position des charges suivant l'article 1.3 de livret 2.01 doit être comme suit :

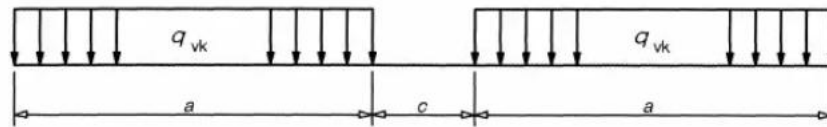


Figure IV- 4 : Modèle de charge SW/0 et SW/2

Tableau IV-3 : Valeurs caractéristiques des charges verticales

Modèle de charge	Qvk [kN/m]	A [m]	C[m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

b. Modèle de charge 71

Le modèle de charge 71 représente les effets statiques du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard. La position et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être celles-ci suivant l'article 1.3 de livret 2.01 :

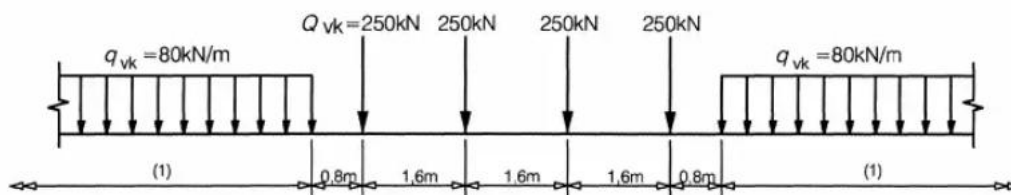


Figure IV- 5 : Modèle de charge 71

Les valeurs caractéristiques des charges LM71 et SW0 et ces effets (centrifuge, démarrage, freinage ...) doivent être multipliés par un coefficient α pour obtenir les charges classifiées à introduire dans les justifications.

Pour ce projet on prendre $\alpha=1.10$

c. Modèle de charges Train à vide

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier est utilisé 'Train à vide'. Il correspond à une charge linéaire verticale uniforme de 10 kN/m, appliquée sur toute la longueur de l'ouvrage.

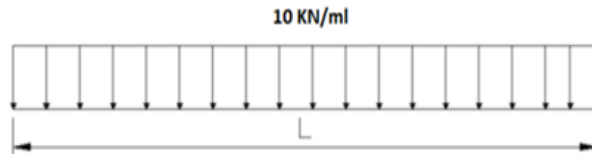


Figure IV- 6 : Le modèle de charge train à vide

IV.2.2.3 Forces horizontales

a. Force de démarrage

Les valeurs caractéristiques des forces d'accélération pour les modèles de charge 71, SW/0 et SW/2 sont égales à :

$$Q_{lak} = 33 \text{ KN/ml} * L_a, \leq 1000 \text{ KN}$$

Avec :

$$L_a = 37\text{m}$$

➤ Pour le modèle de charge SW/2

$$Q_{lak} (\text{SW/2}) = \text{Min} (33 \text{ KN/ml} * 37, 1000 \text{ KN}) = \text{Min} (1221, 1000) = 1000 \text{ KN}$$

$$Q_{lak} (\text{SW/2}) = \frac{1000}{37} = 27.02 \text{ KN/ml}$$

➤ Pour le modèle de charge 71

$$Q_{lak} (71) = \text{Min} (33 \text{ KN/ml} * 37, 1000 \text{ KN}) = \text{Min} (1221, 1000) = 1000 \text{ KN}$$

$$Q_{lak} (71) = \frac{1000}{37} = 27.02 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{lak} (71 ; \text{SW/2}) = 1.1 \times 27.02 = 29.72 \text{ KN/ml}$$

b. Force de freinage

Les valeurs caractéristiques des forces de freinage pour les modèles de charge 71 et SW/0 sont égales à :

$$Q_{lbk} = 20 \text{ KN/m} \times L_a, [m] \leq 6000 [\text{KN}] \text{ pour les modèles LM71, SW0}$$

$$Q_{lbk} = 35 \text{ KN/m} \times L_a, [m] \text{ pour le modèle de charge SW2}$$

Avec :

$$L_a = 37\text{m}$$

➤ Pour le modèle de charge SW/2 on prend :

$$Q_{lbk} (\text{SW/2}) = 35 \text{ KN/ml} * 37 = 1295 \text{ KN}$$

$$Q_{lbk} (SW/2) = \text{Min} (1295, 6000) = \mathbf{1295 \text{ KN}}$$

$$Q_{lbk} (SW/2) = \frac{1225}{37} = \mathbf{35 \text{ KN/m}}$$

➤ Pour le modèle de charge 71

$$Q_{lbk} (LM71) = \text{Min} (20 \times 37, 6000) = \text{Min} (740, 6000) = \mathbf{740 \text{ KN}}$$

$$Q_{lbk} (LM71) = \frac{740}{37} = \mathbf{20 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_{lbk} (LM71) = 1.1 \times 20 = \mathbf{22 \text{ KN}}$$

c. Effort de lacet

L'effort de lacet correspond à une force horizontale concentrée appliquée au niveau supérieur des rails et dirigée perpendiculairement à l'axe de la voie. Cette action est prise en compte dans l'analyse des voies ferroviaires, qu'elles soient en alignement droit ou en courbe, car elle représente les sollicitations latérales engendrées par le passage des trains. Sa considération est donc nécessaire dans les deux configurations géométriques afin d'évaluer correctement les effets transversaux exercés sur la structure.

La valeur caractéristique de cet effort est prise égale à $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$, et doit être multipliée par le coefficient $\alpha = 1,1$.

d. Force centrifuge

Le trace de pont ferroviaire présente une courbe en plan sur l'ouvrage, donc les forces centrifuges associées au modèle de charge LM71 et SW0 seront prise en compte et obtenus par les expressions suivantes :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{127r} (f Q_{vk}) ; q_{tk} = \frac{v^2}{127r} (f q_{vk})$$

Où :

Q_{vk} , q_{vk} : charges verticales des modèles LM71 et SW0

($Q_{LM71} = 250 \text{ KN}$; $Q_{LM71} = 80 \text{ KN/M}$; $Q_{SW0} = 133 \text{ KN/M}$.)

V : vitesse de projet maximale égale 160 km/h

r : rayon en plan égale à 1850 m

f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW0 (égal 1 pour les autre cas)

L_f longueur d'influence de la partie chargée du pont en courbe

$$f = 1 - \frac{v-120}{1000} \left(\frac{814}{v} + 1.75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right)$$

AN :

➤ Pour le modèle LM71 :

$$f = 1 - \frac{160-120}{1000} \left(\frac{814}{160} + 1.75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{37}} \right)$$

$$f = 0.8$$

$$Q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 1850} \cdot (0.8 \times 250) = 21.79 \text{ KN}$$

$$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 1850} \cdot (0.8 \times 80) = 6.97 \text{ KN}$$

➤ Pour le modèle SW0 :

$$q_{tk} = \frac{160^2}{127 \times 1850} \cdot (0.8 \times 133) = 11.59 \text{ KN}$$

IV.2.2.4 Action accidentel (Déraillement)

Ils seront pris en compte les deux situations accidentelles prévues dans la norme EN 1991-2

➤ **Situation I :** le train déraillé demeure sur le tablier du pont, retenue par le rail contigu, les dommages locaux sont permis, mais les éléments structuraux principaux doivent avoir la résistance nécessaire, les charges de calcul par axe présentent les valeurs suivantes :

$$0.7 \times \alpha \times LM71$$

AN :

$$Q_{A1d} = 0.7 \times 1.1 \times 250 = 192.5 \text{ KN}$$

$$q_{A1d} = 0.7 \times 1.1 \times 80.0 = 61.6 \text{ KN}$$

➤ **Situation II :**

Le train déraillé reste en équilibre sur le bond du tablier, la stabilité globale du tablier doit être maintenue, la charge considérée est distribuée sur une longueur maximale de 20m est vaut :

$$1.4 \times \alpha \times LM71$$

$$q_{A2d} = 1.4 \times 1.1 \times \frac{1000 + 80 \times (20 - 6.4)}{20} = 160.77 \text{ KN}$$

IV.2.2.5 Effet dynamique

Le coefficient dynamique ϕ permet de prendre en compte l'amplification des effets dynamiques et des vibrations induites dans la structure. Toutefois, il ne considère pas les phénomènes de résonance. Ce coefficient n'est applicable que pour des vitesses inférieures à 220 km/h, et uniquement si la flèche sous charges permanentes reste comprise dans les limites définies à l'aide de l'organigramme de la figure 6.9 de l'EN 1991-2

➤ **Coefficient dynamique**

Le coefficient dynamique ϕ , utilisé pour majorer les effets des charges statiques dans les

modèles de charge UIC71, SW/0 et SW/2.

En pratique, la valeur de ce coefficient est choisie en fonction de l'état d'entretien de la voie. Ainsi, selon la qualité de la maintenance, on applique $\phi 2$ ou $\phi 3$, conformément aux critères définis.

Pour une voie soigneusement entretenue :

$$\phi 2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\phi - 0.2}} + 0.82$$

Avec : $1 < \phi 2 < 1.67$

Pour une voie normalement entretenue

$$\phi 3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\phi - 0.2}} + 0.73$$

Avec $1 < \phi 3 < 2$

$L\phi$: la longueur caractéristique en mètre

Pour notre cas :

$$L_{\text{moy}} = L_{\text{Travée}} = 37 \text{ m}$$

D'après la fiche UIC pour un nombre de travée $n \geq 5$ nous avons $k = 1.5$; donc :

$$L\phi = k L_{\text{moy}} = 1.5 \times 37 = 55.5 \text{ m}$$

Les valeurs obtenues sont : **$\phi 2 = 1.013$, $\phi 3 = 1.020$**

Avant d'aborder l'étude des effets dynamiques sur l'ouvrage, il est nécessaire de déterminer au préalable si l'analyse doit être réalisée selon une approche statique ou dynamique. Ce choix est établi en se référant à l'organigramme présenté dans la figure suivante :

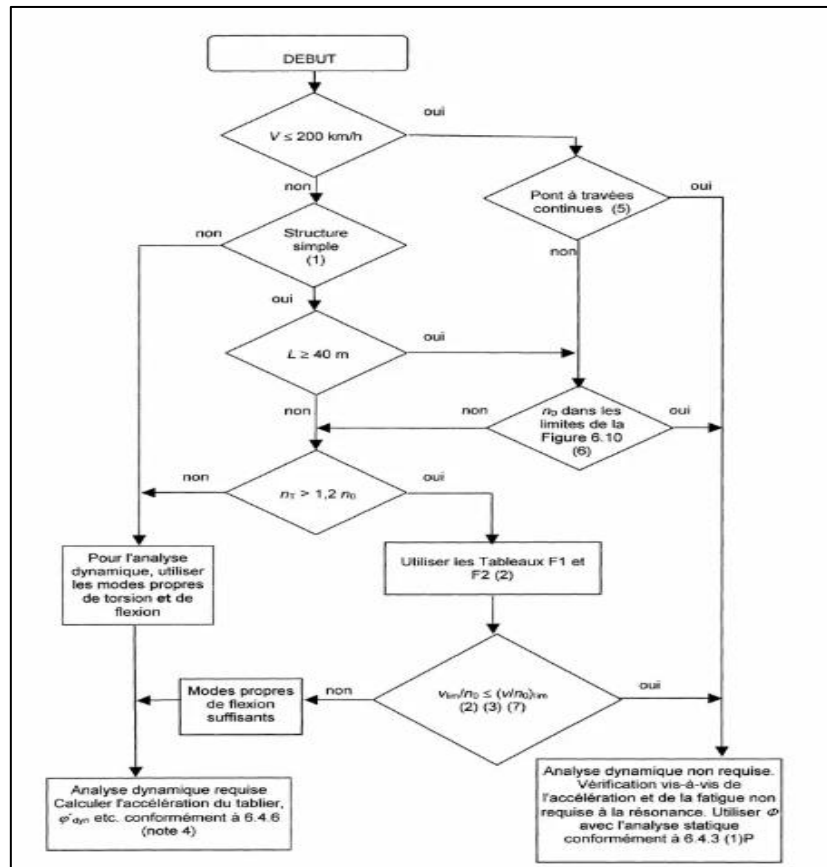


Figure IV- 7 : Organigramme pour déterminer si une analyse dynamique est requise

IV.3 Combinaisons des actions

Les combinaisons d'actions, également appelées combinaisons de charges ou d'efforts, correspondent à des ensembles définis de sollicitations agissant simultanément sur une structure. Elles jouent un rôle fondamental dans la conception des ouvrages, car elles permettent de vérifier que la structure est correctement dimensionnée pour résister aux différentes actions susceptibles de se produire durant toute sa durée de service.

Ces combinaisons peuvent regrouper plusieurs types de charges, notamment :

- **Charges permanentes** : elles comprennent le poids propre de la structure, celui des matériaux de construction, ainsi que celui des équipements fixes ou installés de manière durable.
- **Charges d'exploitation** : elles correspondent aux sollicitations résultant du trafic, du passage des véhicules, des équipements mobiles ou encore de la présence des usagers.
- **Actions climatiques** : elles regroupent les efforts liés aux conditions météorologiques, tels que le vent, la neige, les précipitations ou les variations de température.
- **Actions accidentelles** : elles concernent les événements exceptionnels pouvant affecter la structure, tels que les séismes, les incendies, les explosions ou les chocs

CHAPITRE IV : Évaluation des charges et surcharges

- **Effets thermiques** : ils correspondent aux dilatations et aux contractions de la structure provoquées par les variations de température.

La définition de ces combinaisons dépend des normes de calcul en vigueur ainsi que des règlements de construction applicables au type d'ouvrage considéré. Elles sont établies de manière à garantir la sécurité et la fiabilité de la structure face aux différentes conditions auxquelles elle peut être soumise durant sa durée de service.

Selon la norme UIC 776-1 et le livret 2.01, la simultanéité des différents systèmes de sollicitations notamment les charges verticales, les efforts horizontaux, les effets dynamiques et les actions accidentelles est prise en compte au moyen de groupes de charges.

Chaque groupe représente une action caractéristique qui doit être étudiée séparément lorsqu'elle est combinée avec d'autres sollicitations que celles liées au trafic. Le tableau ci-après présente ces différents groupes de charges de manière détaillée.

		UIC 71 + SW/0 (5)	SW/2 (5)	Train à vide (6)	Freinage- démarrage (2)	Force centrifuge (2)	Lacet
1V (1 voie)	1	1	0	0	1	0,5	0
	2	1	0	0	0,5	1	0
	3	1	0	0	1	0,5	1 (1)
	4	0	1	0	1	0,5	0
	5	0	0	1	0	1	0
2V (2 voies)	11 V1	1	0	0	1) (3)	0,5	0
	V2	1	0	0	1)	0,5	0
	12 V1	1	0	0	0,5) (3)	1	0
	V2	1	0	0	0,5)	1	0
	13 V1	1	0	0	1) (3)	0,5	1 (1)
	V2	1	0	0	1)	0,5	1
	14 V1	1	0	0	0,75) (3)	0,5	0
	V2	0	1	0	0,75)	0,5	0
> 3V (3 voies ou plus)	21 V1	0,75	0	0	0,5)	0,75	0
	V2	0,75	0	0	0,5) (4)	0,75	0
	Vi	0,75	0	0	0)	0,75	0
	22 V1	0,75	0	0	1)	0,375	0
	V2	0,75	0	0	1) (4)	0,375	0
	Vi	0,75	0	0	0)	0,375	0
	23 V1	0,75	0	0	1)	0,375	1
	V2	0,75	0	0	1) (4)	0,375	1 (1)
	Vi	0,75	0	0	0)	0,375	1

Tableau I.7 : Groupes de charges

Nota général :

Il y a lieu de rechercher les charges verticales maximales et minimales compatibles avec l'effort de freinage-démarrage maximal et de considérer ces 2 cas extrêmes pour les groupes.

Renvois :

- (1) Les groupes 3, 13, 23 ne concernent que les pièces courtes de ponts non ballastés (lôngerons).
- (2) L'effort de freinage-démarrage et la force centrifuge doivent être pris égaux à 0 si ces cas sont plus défavorables.
- (3) Si l'on considère le freinage sur 1 voie, il y a lieu de prendre en compte le démarrage sur l'autre voie et vice-versa. Le sens de l'effort cumulé de freinage sur une voie et de démarrage sur l'autre voie sera choisi afin d'obtenir l'effet le plus défavorable sur l'élément calculé.

Figure IV- 8 : Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire [livret 2.01]

- Compte tenu de coefficient dynamique ϕ .
- Le coefficient dynamique α est pris égale a un selon chaque projet.

Pour les ouvrages supportant 2 voies (comme notre cas) il y a lieu de considérer les groupes 1 jusqu'à 14, dans notre cas on va travailler avec les groupes 1, 4, 11, 14.

IV.3.1 Combinaisons de charge

Le dimensionnement des ponts ferroviaires est généralement réalisé à l'aide de la méthode des coefficients partiels. L'application de cette approche impose de vérifier que l'ensemble des états limites pertinents n'est pas dépassé pour toutes les situations de calcul envisagées, conformément aux normes et règlements nationaux et internationaux en vigueur. Ces états limites tiennent compte de plusieurs situations, notamment :

➤ État Limite de Service (ELS) :

L'état limite de service correspond aux conditions au-delà desquelles le fonctionnement normal de la structure n'est plus assuré. Il représente donc le seuil à partir duquel l'ouvrage ne satisfait plus aux exigences d'exploitation. Les ELS sont généralement classés en trois catégories selon leur probabilité d'apparition : **rares, fréquents et quasi-permanents**.

➤ État Limite Ultime (ELU) :

L'état limite ultime correspond à la situation où la sécurité globale de la structure n'est plus garantie. Il comprend deux formes principales : **l'état limite de résistance**, lié à la capacité portante des éléments, et **l'état limite de perte d'équilibre statique** de la structure.

Conformément à la **norme NF EN 1990 (mars 2003)**, les **combinaisons d'actions** sont déterminées à l'aide des formules suivantes :

A. État limite ultime (ELU) :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

B. Etat limite de service (ELS) :

- Combinaison caractéristique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinaison fréquente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinaison quasi-permanente :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

C. Situation de projets accidentels :

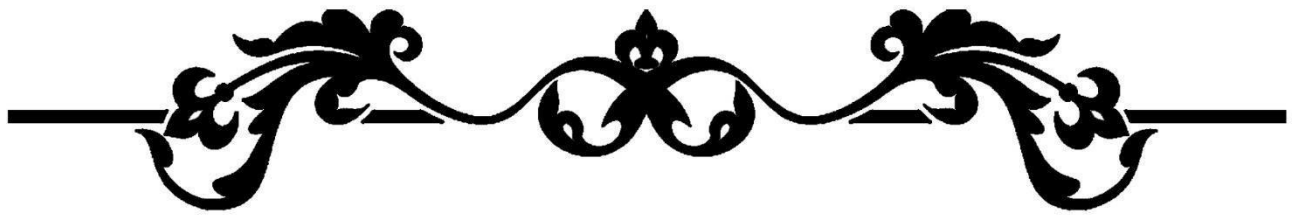
$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Pour avoir la valeur des coefficients partiels voici le tableau suivant :

CHAPITRE IV : Évaluation des charges et surcharges

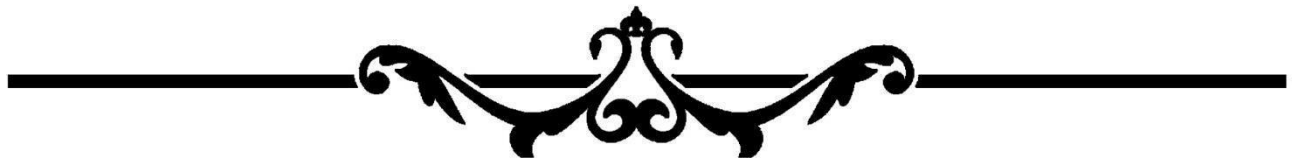
SITUATIONS			EXPLOITATION NORMALE (ou transitoire)									
ETATS-LIMITES			Ultimes (3)		de service		quasi permanents		de fatigue			
COMBINAISONS			éq. statique	résistance	rare	fréquents	quasi permanente	de fatigue				
ACTIONS PERMANENTES			G1 G2	G. Max. G. Min.	G. Max. G. Min.	G. Max. G. Min.	G. Max. G. Min.	G. Max. G. Min.				
actions directes	Poids propre	Fav. Défav.	0.9 (2) 1.1 (2)	1 1.35 (4)	1 1	1 1	1 1	1 1				
	Terrain											
actions indirectes	Charges amovibles	Fav. Défav.	0.9 (2) 1.1x1.3 (2)	1 1.35x1.3	1 1.3	1 1.3	1 1.3	1 1.3				
	Tassements	Fav. Défav.	0 1.1 (2)	0 1.35	0 1	0 1	0 1	0 1				
actions indirectes	Précontrainte retrait, fluage	Fav. Défav.	/	1 1.35	1 1	1 1	1 1	1 1				
Actions Variables			base	acc.	base	acc.	base	acc.	base	acc.	base	acc.
ACTIONS DE CIRCULATION (ou de trafic)	Gr 1		1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.8	/	/	/
	Gr 2		1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.8	/	/	/
	Gr 3		1.45	1.45x1	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.8	/	/	/
	Gr 4		1.35	/	1.35	/	1	/	0.8	/	/	/
	Gr 5		1	1x1	1	1x1	1	1	/	/	/	/
	Gr 11		1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.6	/	/	/
	Gr 12		1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.6	/	/	/
	Gr 13		1.45	1.45x1.0	1.45	1.45x1.0	1	1	0.6	/	/	/
	Gr 14		1.35	/	1.35	/	1	/	0.6	/	/	/
	Gr 21		1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.4	/	/	/
	Gr 22		1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.4	/	/	/
	Gr 23		1.45	1.45x1	1.45	1.45x1	1	1	0.4	/	/	/
	Charges/remblai		1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	(1)	/	/	/
	Autres actions de circulation (trains réels, actions spécifiques)		1.45	1.45x0.8	1.45	1.45x0.8	1	0.8	0.8	/	/	/
	Action de trafic		/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
autres actions variables	Autres actions d'exploitation		1.5	1.5x0.8	1.5	1.5x0.8	1	0.8	0.5	/	/	/
	Actions naturelles											
	Actions du vent		1.5	1.5x0.6	1.5	1.5x0.6	1	0.6	0.5	/	/	/
actions sismiques et accidentelles	Actions thermiques		1.5	1.5x0.6	1.5	1.5x0.6	1	0.6	0.6	0.5	/	0.6
	Actions sismiques		/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	Actions accidentelles		/	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Figure IV- 9 : valeurs numériques des coefficients de dimensionnement (γ , Ψ) [livret 2.01].



Chapitre V

CALCUL DES EFFORTS INTERNE



V. 1 Introduction

La modélisation structurelle et le calcul numérique sont réalisés via le logiciel Robot Structural Analysis 2025, en prenant en compte correctement les diverses combinaisons d'actions et de charges réglementaires. Cette analyse vise à extraire les sollicitations maximales, notamment les moments fléchissant et les efforts tranchants, indispensables au dimensionnement de la précontrainte. Finalement, ces résultats permettront d'aboutir à une définition précise du ferrailage des poutres et de la dalle du tablier

V. 2 Modélisation

Pour faciliter la modélisation, nous avons adopté quelques simplifications. D'abord, vu le grand rayon de courbure ($R = 1850$ m), nous avons considéré un tracé rectiligne (droit) pour l'étude. Ensuite, la structure est modélisée comme une travée unique isostatique en béton précontraint. Les poutres sont représentées par des éléments de type "poutre", posées sur un appui simple d'un côté et un appui double de l'autre. Enfin, la dalle est modélisée par un élément de type panneau

V. 3 Étapes de modélisation

1ère étape : Définition des :

- Caractéristiques des matériaux.
- Unités et systèmes métriques utilisés.
- Normes et règlements.

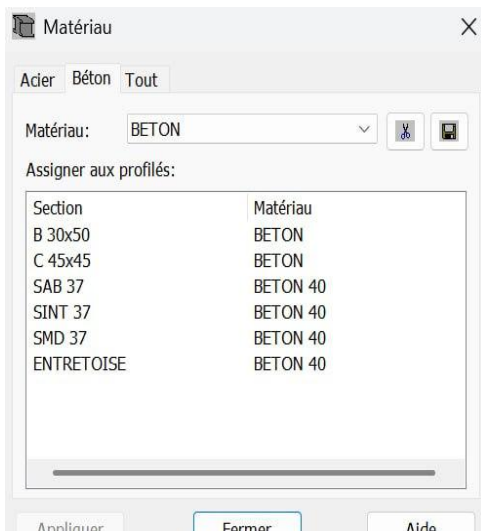


Figure V-1 : Caractéristiques des matériaux

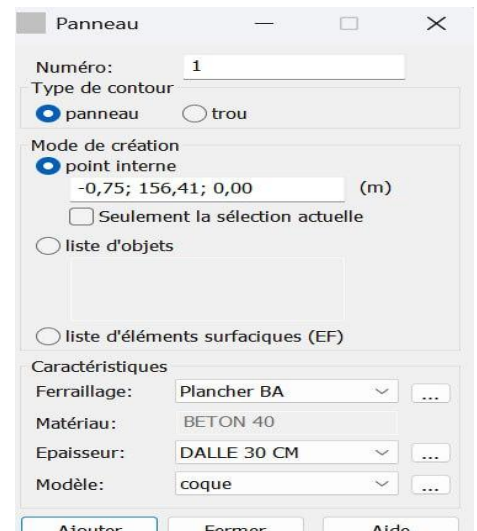


Figure V-2 : Modèle de modélisation pour la dalle (coque)

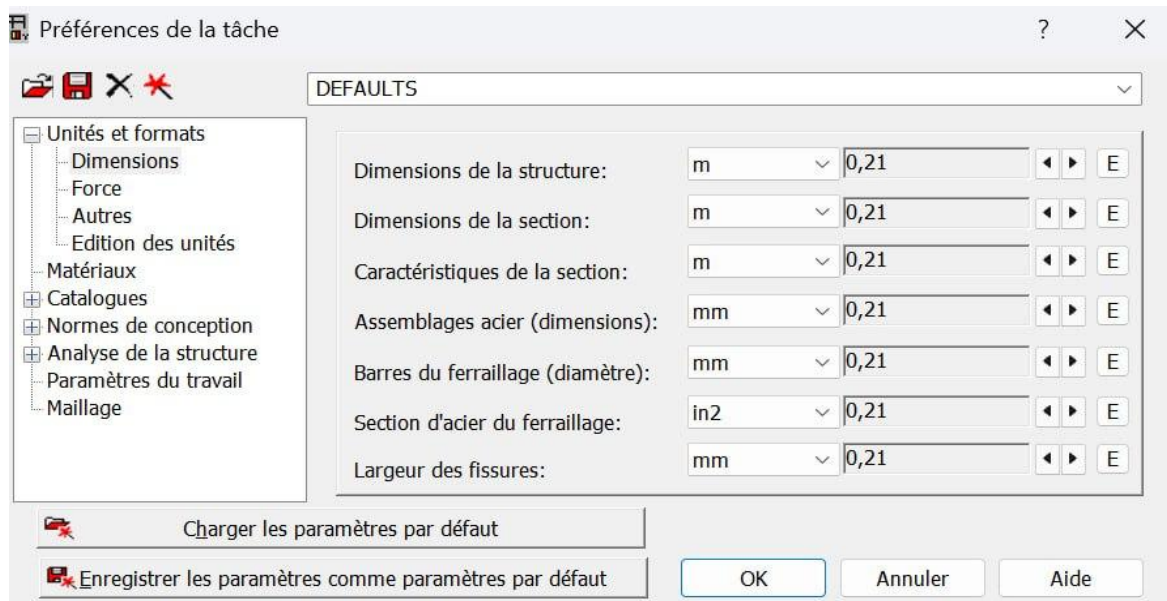


Figure V-3 : Unités

2ème étape :

Définition de la structure :

- Définition de la grille du système d'axe.
- Définition des poutres.
- Définition de l'hourdis général.
- Définition des conditions d'appuis.

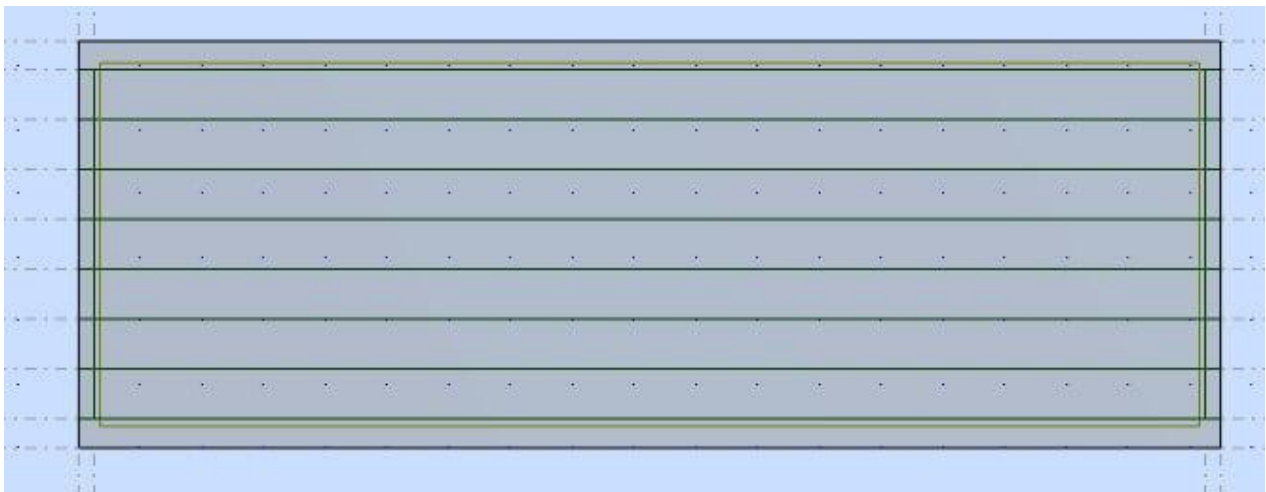


Figure V-4 : Définir les lignes de construction

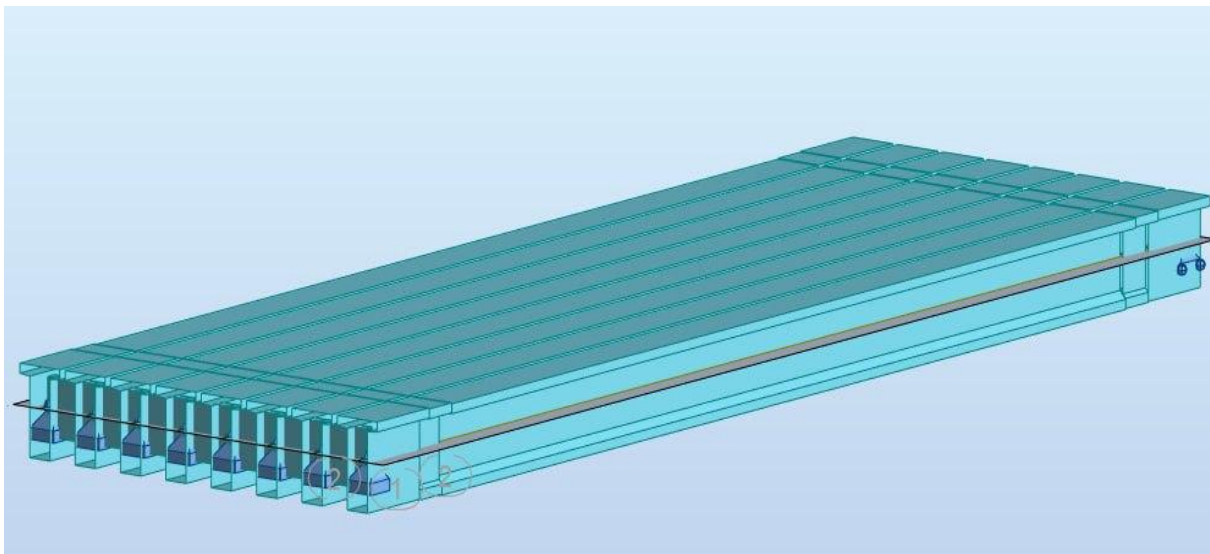


Figure V-5 : Définition des poutres et des appuis

3ème étape :

Introduction des charges et surcharges

Charges roulantes

Sélection du convoi
 Norme (catalogue)
 Nom du convoi
 SW02
 Nouveau Supprimer
 Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques Convois arbitraires

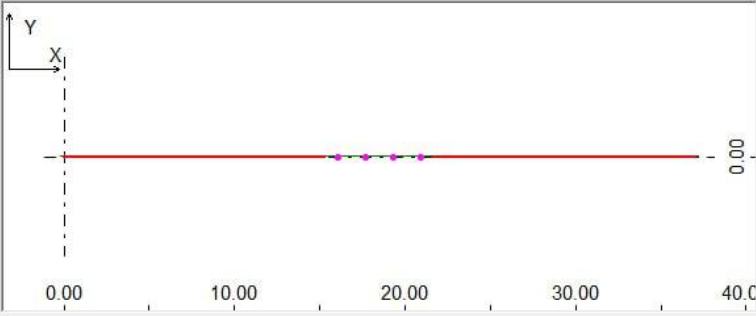
Type de charge	Q=150	X=0	S=0	DX=25	Dy=0
1 charge linéaire	Q=150	X=0	S=0	DX=25	Dy=0
2 charge linéaire	Q=150	X=32	S=0	DX=25	Dy=0
*					

Dimensions du convoi
 b= 0,00 d1= 0 d2= 0

Unités
 longueur - (m) force - (kN)
 Ajouter Fermer Aide

Figure V-6 : Introduction du système de charge SW/2

Charges roulantes



Sélection du convoi

Norme (catalogue)

Nom du convoi

Convois symétriques Convois arbitraires

	Type de charge					
1	force concentrée	F=250	X=16,1	S=0		
2	force concentrée	F=250	X=17,7	S=0		
3	force concentrée	F=250	X=19,3	S=0		
4	force concentrée	F=250	X=20,9	S=0		
5	charge linéaire	Q=80	X=0	S=0	DX=15,3	DY=0

Dimensions du convoi

b= d1= d2=

Unités

longueur - (m) force - (kN)

Figure V-7 : Introduction du système de charge UIC 71

4ème étape : Définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération.

5ème étape : Lancement de calculs.

6ème étape : Affichage des résultats.

V. 4 Calcul des efforts

V.4.1 Calcul du moment fléchissant

➤ Moment fléchissant dû au poids propre du tablier

Le moment au milieu de la poutre 4 (la plus sollicitée) dû au poids propre CP est $M_{pp} = 6196.53$ kN.m.



Figure V-8 : Moment fléchissant dû au poids propre

➤ Moment dû à la surcharge d'exploitation

Passage du système UIC71 sur une voie

Le moment dû au passage du système UIC71 est $M_{71} = 3311.68 \text{ kN.m}$.



Figure V-9 : Diagramme du moment pour la position défavorable du LM71 sur une voie

Passage du système SW/2

Le moment dû au passage du système SW/2 est $M = 4133.79 \text{ kN.m}$.

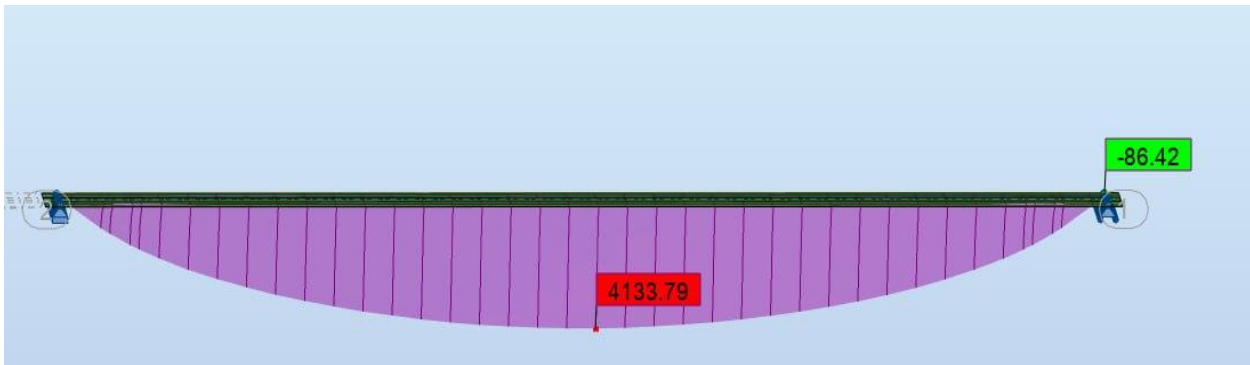


Figure V-10 : Diagramme du moment pour la position défavorable de SW/2

V.4.2 Les combinaisons de charges

Les combinaisons d'actions, à l'état limite ultime de résistance, sont citées ci-dessous :

$$1.35 G + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast}$$

$$1.35 G + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1.45 \times 1.10 \times 1.02 UIC71$$

$$1.35 G + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1.45 \times 1.10 \times 1.02 UIC71 + 1.45 \times 0.8 \times 1.10 \times 1.02 UIC71$$

$$1.35 G + 1.2 \times 1.10 \times 1.02 SW/2$$

$$1.35 G + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1.2 \times 1.10 \times 1.02 SW/2 + 1.45 \times 0.8 \times 1.10 \times 1.02 UIC71$$

CHAPITRE VI : Calcul des efforts internes

Les combinaisons d'actions, à l'état limite de service, sont :

$$G + \gamma_{ballast} G_{ballast}$$

$$G + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1.10 \times 1.02 UIC71$$

$$G + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1 \times 1.10 \times 1.02 UIC71 + 0.8 \times 1.10 \times 1.02 UIC71$$

$$G + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1.10 \times 1.02 SW/2$$

$$G + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1.10 \times 1.02 SW/2 + 0.8 \times 1.10 \times 1.02 UIC71$$

Pour les combinaisons fréquentes, on a :

$$G + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1 \times 0.8 \times 1.10 \times UIC71$$

$$G + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1 \times 0.8 \times 1.10 \times SW/2$$

Avec :

$$\gamma_{ballast} = 1,33$$

$$\phi = 1,02$$

$$\alpha = 1,1$$

➤ Les combinaisons de charges les plus défavorables :

- Etat limite ultime de résistance (ELU) :

$$1,35 G + 1,35 \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1.2 \times 1.10 \times 1.02 SW/2 + 1.45 \times 0.8 \times 1.10 \times 1.02 UIC71$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$G + \gamma_{ballast} G_{ballast} + 1.10 \times 1.02 SW/2 + 0.8 \times 1.10 \times 1.02 UIC71$$

Tableau V-1 : Efforts dus aux Combinaisons des charges les plus défavorables dans la poutre (4) la plus sollicitée

	M (Kn.m)	T (Kn)
ELU	19863.39	2507.14
ELS	14992.67	1906.80

- Diagrammes des moments les plus défavorables dans la poutre (4) la plus sollicitée :

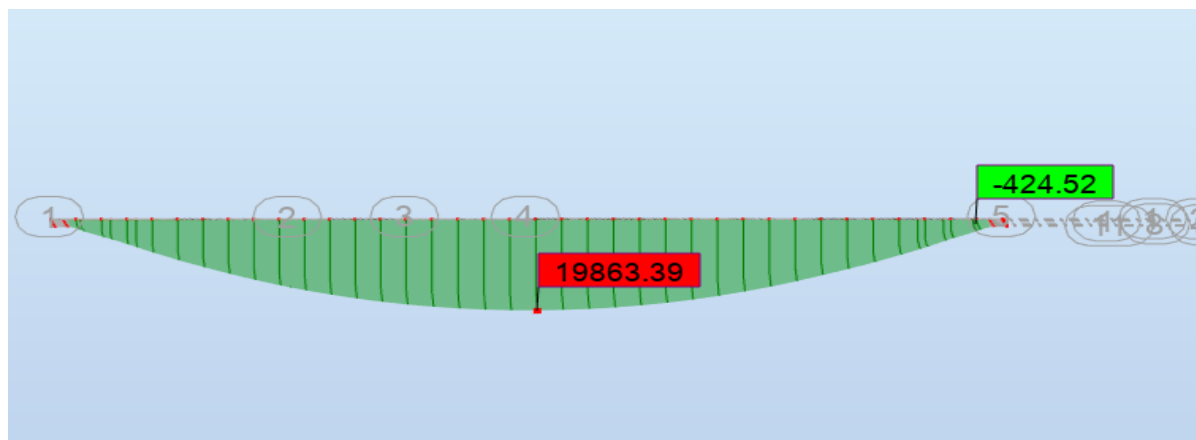


Figure V-11 : Moment maximale à L'ELU

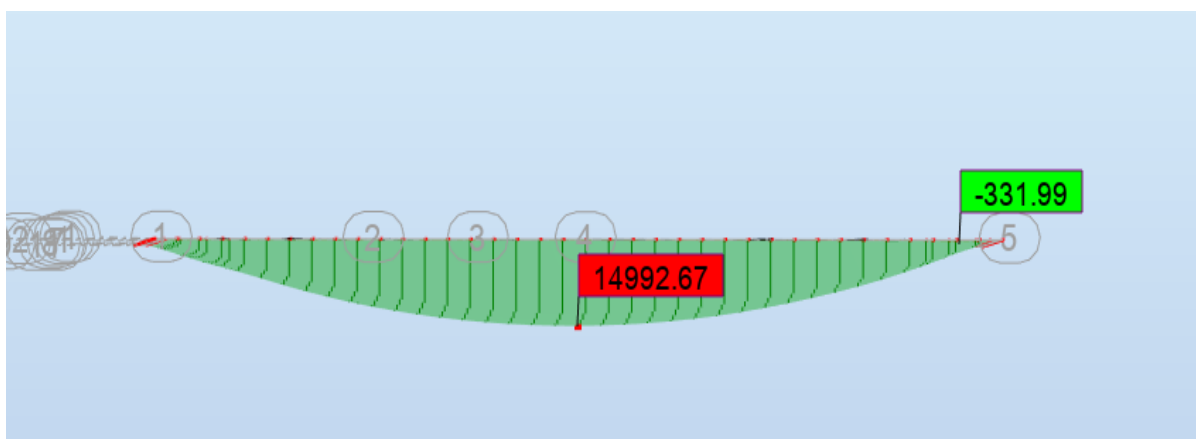


Figure V-12 : Moment maximale à L'ELS

- Diagrammes des efforts tranchants :

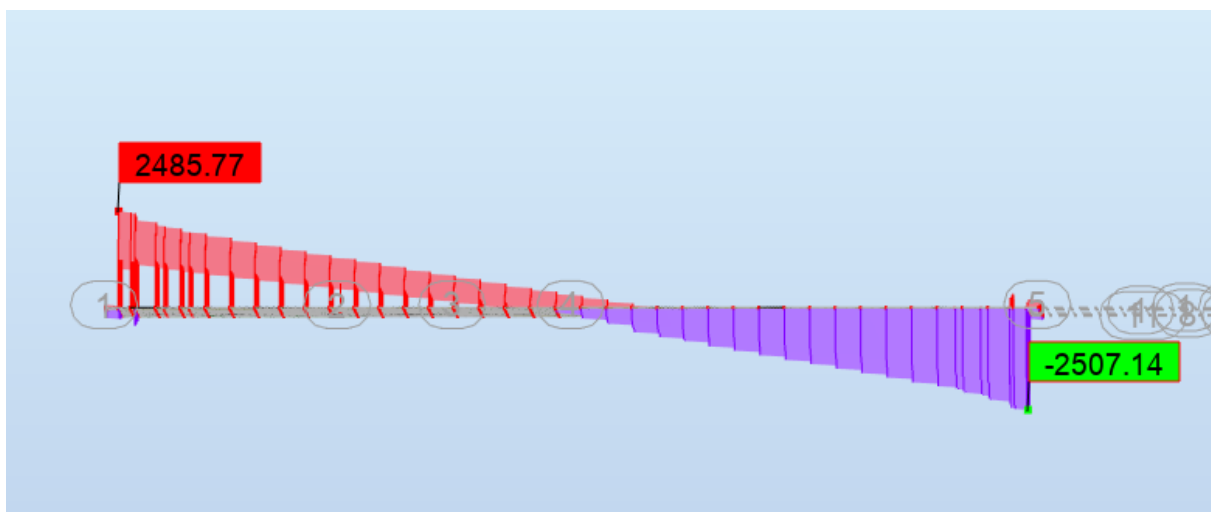


Figure V-13 : Effort tranchant max à L'ELU

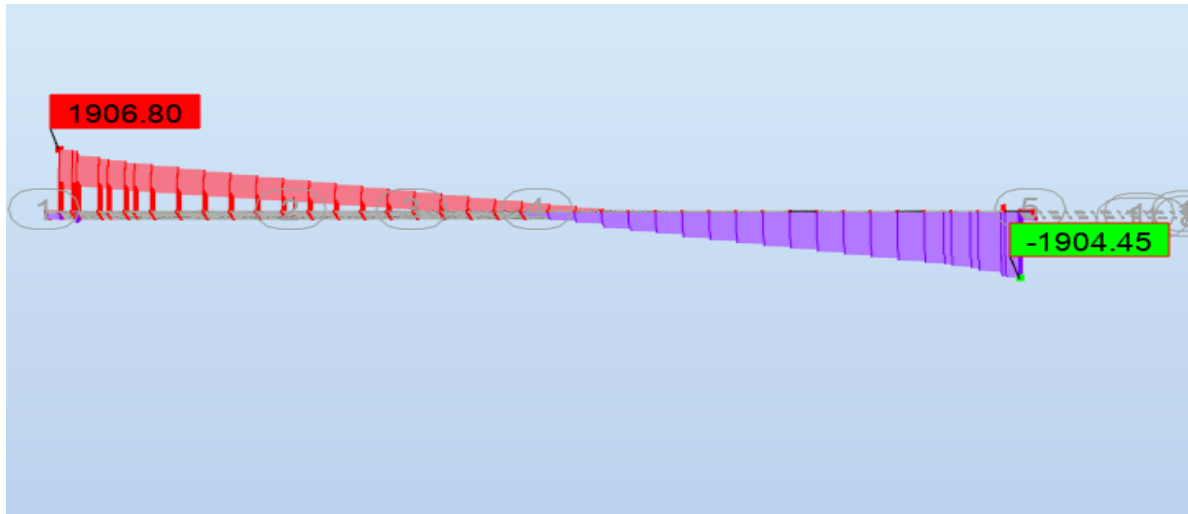
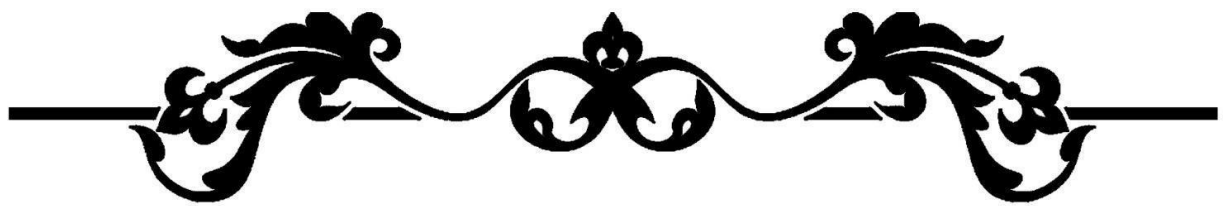


Figure V-14 : Effort tranchant max à L'ELS

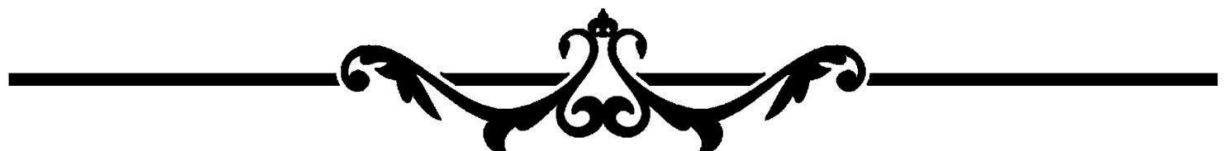
V. 5 Conclusion

Ce chapitre a détaillé les actions appliquées au tablier ainsi que les combinaisons de charges aux États Limites (ELU et ELS) indispensables au dimensionnement. Ces données ont permis de modéliser avec précision le comportement structural de l'ouvrage. Grâce à un logiciel de calcul, nous avons extrait les enveloppes des moments fléchissant et des efforts tranchants. L'identification des sollicitations les plus défavorables qui en découle constitue désormais la base nécessaire pour engager le calcul de la précontrainte.



Chapitre VI

ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAÎTE



VI.1 Introduction

La précontrainte est une technique de construction qui consiste à tendre des câbles à l'intérieur d'une structure avant qu'elle ne reçoive du poids. Une fois les câbles tendus, le matériau (souvent le béton) se retrouve comprimé, ce qui le rend beaucoup plus solide face aux charges extérieures.

Cette méthode offre de grands avantages : elle améliore la résistance de l'ouvrage, diminue le risque de fissures et assure une meilleure durabilité. On l'utilise couramment pour construire des ponts et des bâtiments importants. Cependant, sa mise en œuvre demande une grande précision technique pour garantir la sécurité et l'efficacité de la structure.

VI.2 Principe de la précontrainte

La précontrainte est une technique qui consiste à introduire une compression interne dans le béton avant l'application des charges extérieures afin d'améliorer son comportement mécanique. Cette compression est obtenue par la mise en tension de câbles en acier, dont l'effort est ensuite transféré au béton. Elle permet d'augmenter la résistance de la structure, de limiter les fissurations et les déformations, et d'améliorer sa durabilité.

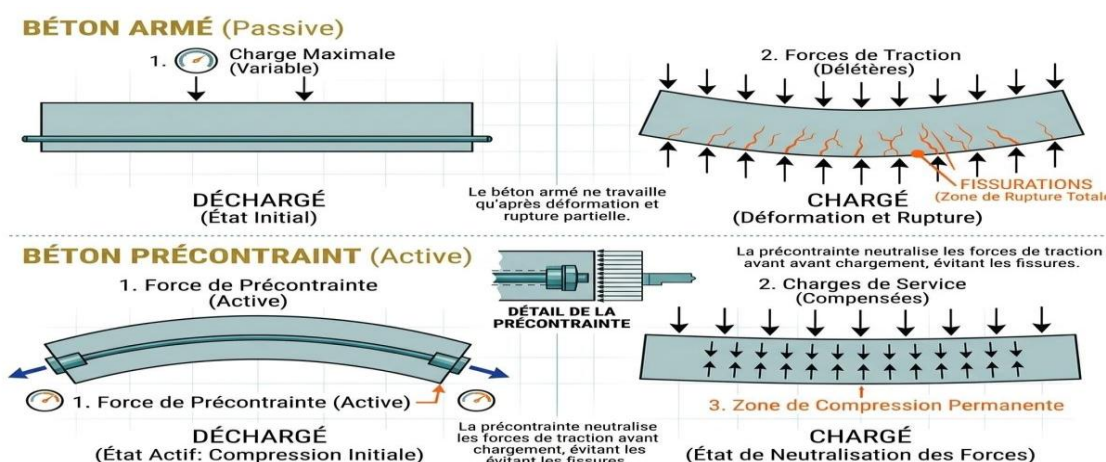


Figure VI.1 : Comparaison entre le béton armé et le béton précontraint

VI.3 Modes de réalisation de la précontrainte

Concevoir un ouvrage en béton précontraint va bien au-delà d'un simple calcul ou d'un choix de matériaux. Il s'agit d'une véritable stratégie de pré-chargement ciblé, adaptée aux spécificités de chaque structure. Cette technique permet à l'ouvrage de compenser activement les charges d'exploitation durant toute sa vie utile, tout en optimisant sa durabilité et en réduisant les besoins de maintenance. Pour mettre en œuvre cette force de compression, deux méthodes principales sont employées :

- **La pré-tension :** consiste à mettre les armatures en tension avant le coulage du béton. Une fois le béton durci autour des câbles tendus, on relâche la tension, ce qui transfère la force au béton.
- **La post-tension :** quant à elle, est réalisée après que le béton a pris. Les gaines contenant les câbles sont intégrées à la structure, puis les câbles sont tendus une fois le béton durci, et finalement ancrés.

Dans notre cas on va travailler avec une précontrainte par post tension qui va reprendre toutes les charges de la partie supérieures .

VI.4 Données de calcul

- Caractéristiques des câbles

- Câbles de précontrainte de type FREYSSINET : 15T15S.
- Contrainte limite de rupture garantie : $f_{prg} = 1860$ MPa
- Contrainte limite d'élasticité garantie : $f_{peg} = 1674$ MPa
- Section utile d'un câble 15T15S : $A_p = 2250$ mm²
- Diamètre de la gaine : $\phi_{gaine} = 80$ mm

Tableau VI.1 : Données de l'ouvrage.

H	H(P+D)	L	L portée	N _{poutre}	e dalle	Enrobage	λ	L _{TC}	b _{About}
2.31 m	2.61 m	37 m	36 m	8	0.3 m	0.03 m	1.57 m	1.38 m	0.7 m

Tableau VI.2 : Caractéristiques géométriques des poutres.

	Section about		Section médiane	
	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle
B (m ²)	1.73	2.19	1.03	1.49
v' (m)	1.22	1.48	1.15	1.61
v (m)	1.09	1.13	1.16	1.00
I _G (m ⁴)	0.84	1.40	0.65	1.15
i ² (m ²)	0.49	0.64	0.63	0.77
ρ	0.37	0.38	0.47	0.48

Avec :

B : l'aire de la section.

v' , v : la distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité ($v + v' = h$).

IG : le moment d'inertie.

ρ : le rendement géométrique $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$

Tableau VI.3 : Résultats logiciel.

M _{gp} (MN.m)	M _M (MN.m)	M _m (MN.m)	V _M (MN)
4.63	14.99	6.18	1.90

Tableau VI.4 : Caractéristiques de béton.

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt} (MPa)
40	3	24	0

VI.5 Dimensionnement de la précontrainte

VI.5.1 Valeur Minimale de la Précontrainte en Service

Sachant que les ponts-rails doivent être vérifiés en classe I, conformément aux prescriptions du Livret 2.01 de la SNCF article 2b.1, dans les conditions définies par le BPEL :

Pour la classe II :

- En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section. ($\sigma_{bt}=0$)
- En cas d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à $0.7f_{tj}$.

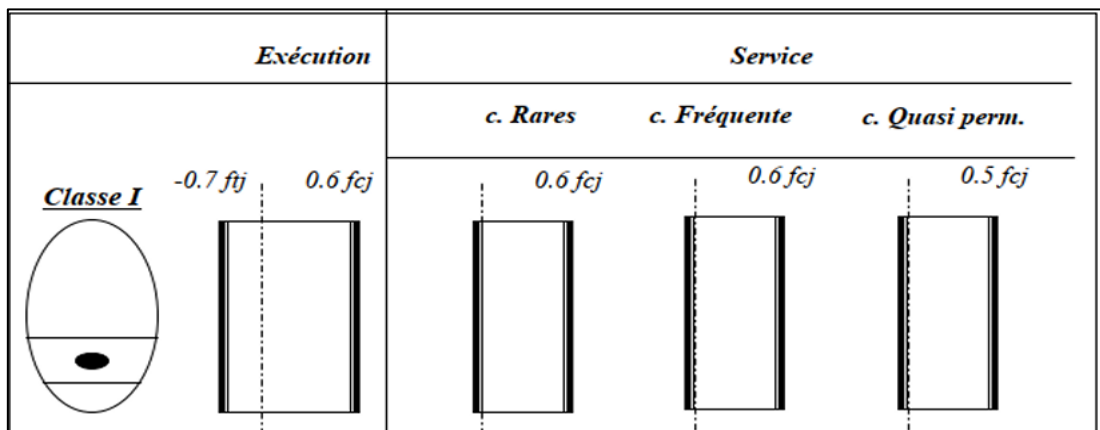


Figure VI.2 : : Limitation des contraintes des sections en B.P.

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section selon l'Eurocode est donnée par :

$$P_{\min} = \text{Sup} (PI, PII)$$

section sous critique :

$$PI = \frac{\Delta M}{\rho \times h}$$

Avec :

M_g : moment de poids propre.

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, M varie entre :

$$M_m : M_g + M'_g$$

$$M_{\max} : M_g + M'_g + M_q$$

section sur critique :

$$PII = \frac{M_m}{v' + \rho \times v - \bar{\alpha}}$$

Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_q$

σ_{bc} : est la contrainte limite de compression.

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

Tableau VI. 5 : Calcul de P min.

$\overline{\sigma}_{bt}$ (MPa)	0	PI (MN)	7.04
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	24	PII (MN)	8.19
d' (m)	0.26	P_{min} (MN)	8.19

VI.5.2 Détermination du nombre de câbles selon l'Eurocode

On a :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble 15T15S peut créer

$$P_0 = \min [(0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p)]$$

$$P_0 = \min [(0.8 \times 1860 \times 2250) ; (0.9 \times 1660 \times 2250)]$$

$$P_0 = 3.35 \text{ MN}$$

Les pertes sont estimées à : **25% de P_0**

$$n \geq \frac{P_{min}}{(1-0.25) \cdot P_0}$$

AN :

$$n \geq \frac{8.19}{(1-0.25) \cdot 3.35} = 3.26$$

Donc on opte pour **$n = 4$** câbles de **15T15S**.

➤ **Calcul du nombre des câbles à L'ELS (méthode vue en cour) :**

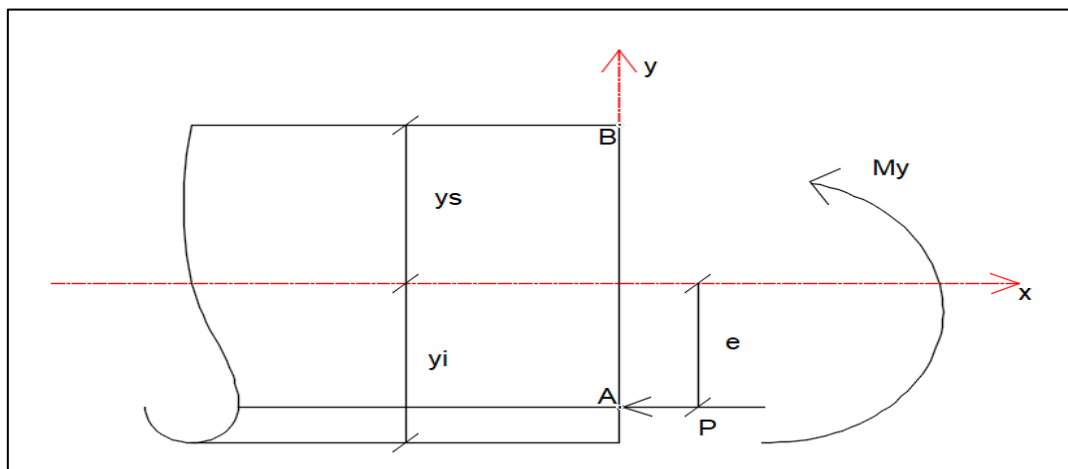


Figure VI.3 : schéma des forces à L'ELS a mis-travée.

Le calcul du nombre de câbles consiste à évaluer le schéma des forces agissant sur la section a mis-travée avec $\sigma_{adm} = 0$ MPa :

Dans le point A :

$$\sigma_{max} = -\left|\frac{P}{A}\right| - \left|\frac{Pe y_i}{I_z}\right| + \left|\frac{My_i}{I_z}\right| \leq |\sigma_{adm}|$$

$$P_{min} \geq \frac{\sigma_{adm} - \frac{My_i}{I_z}}{\frac{1}{A} - \frac{e}{I_z} y_i}$$

Dans le point B :

$$\sigma_{max} = -\left|\frac{P}{A}\right| + \left|\frac{Pe y_s}{I_z}\right| - \left|\frac{My_s}{I_z}\right| \leq |\sigma_{adm}|$$

$$P_{max} \leq \frac{\sigma_{adm} + \frac{My_s}{I_z}}{\frac{e}{I_z} y_s - \frac{1}{A}}$$

AN :

$$P_{min} = 7.06 \text{ MN} ; P_{max} = 17.22 \text{ MN}$$

On choisit avec P_α :

$$P_{min} \leq P_\alpha \leq P_{max}$$

Soit $P_\alpha = 8.75 \text{ MN}$, on suppose que les pertes soient de 30%, donc :

$$\dot{P}_0 = \frac{P_\alpha}{(1 - 0,25)} = 11,76 \text{ MN}$$

Donc le nombre des câbles vaut :

$$n = \frac{\dot{P}_0}{P_0} = 3,48$$

Donc le nombre de 4 câbles de 15T15S est bien vérifier.

VI.5.3 Détermination du nombre de câbles à l'about

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle sur place. Les pertes instantanées sont estimées à 12% de P_0 . Nous prenons en compte les caractéristiques nettes de la section d'about (poutre seule). Pour déterminer le nombre de câbles à l'about, il est nécessaire de vérifier les deux inégalités avec $M_g = 0 \text{ MN.m}$.

Le nombre de câbles à l'about est déterminé en vérifiant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq -1,5f_{tj} = \overline{\sigma_{bt}} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} - \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0,6f_{tj} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Tableau VI. 6 : Détermination de nombre de câbles à l'about.

Si $P \leq 12.65$	Alors $n \leq 3.78$
Si $P \leq 13.38$	Alors $n \leq 4.00$
Donc les 3 câbles dans la section d'about et 1 câble au niveau de l'extrados	

VI.5.4 Vérification des contraintes

Dans cette étape on fait la vérification de la précontrainte à mi-travée selon les cinq phases les vérifications à faire sont :

$$\overline{\sigma}_{bt} < \sigma_{inf} < \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bt} < \sigma_{sup} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} ; \text{ si } j < 28 \text{ j, selon BAEL99}$$

$$\overline{\sigma}_{bcj} = 0.6 f_{cj}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = -0.7 f_{tj} \text{ Section d'enrobage, en construction.}$$

$$\overline{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa Section d'enrobage, en service.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{\hat{V}}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I}$$

Les résultats de vérification de la précontrainte à mi-travée selon les cinq phases :

- ❖ **Phase 01** : elle commence après 7 jours de coulage de béton de la poutre, la mise en tension est à 50% pour les câbles C1 ; C2 ; et les pertes considérées sont de 5 %.

Tableau VI. 7 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 1.

Phase 01 : après 07 jours			
f_{c7}	26.49 MPa	$e_0 \text{ (m)} = v'-d'$	0,89
f_{t7}	2.19 MPa	$M \text{ (MN.m)}$	4,63
$\overline{\sigma}_{bt}$	-1.53 MPa	$P \text{ (MN)}$	3.18
$\overline{\sigma}_{bc7}$	15.89 MPa	σ_{sup}	6.30
ΔP	5 %	σ_{inf}	-0.10
n câbles	2	Obs	Vérifier

- ❖ **Phase 02** : après 28 jours, la mise en tension est 100% pour les deux câbles, les pertes considérées sont 10 %.

Tableau VI. 8 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 2.

Phase 02 : après 28 jours			
F_{c28}	40 MPa	$e_0 (m) = v'-d'$	0,89
F_{t28}	3 MPa	$M(MN.m)$	4,63
$\overline{\sigma}_{bt}$	-2.1 MPa	$P(MN)$	9.04
$\overline{\sigma}_{bc}$	24 MPa	σ_{sup}	2.68
ΔP	10 %	σ_{inf}	14.82
n câbles	3	Obs	Vérifier

- ❖ **Phase 03** : après coulage et durcissement de béton de la dalle, la mise en tension est de 100% des trois câbles, les pertes sont estimées à 15 %.

Tableau VI. 9 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 3.

Phase 03 : après coulage de la dalle			
F_{c28}	40 MPa	$e_0 (m) = v'-d'$	1,35
F_{t28}	3 MPa	$M(MN.m)$	6,18
$\overline{\sigma}_{bt}$	-2.1 MPa	$P(MN)$	8.54
$\overline{\sigma}_{bc}$	24 MPa	σ_{sup}	1,08
ΔP	15 %	σ_{inf}	13.21
n câbles	3	Obs	Vérifier

- ❖ **Phase 04** : après coulage de la dalle avec toutes les charges permanentes, les pertes sont estimées à 20 %, et les câbles sont tirés à 100%.

Tableau VI. 10 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 4.

Phase 04			
F_{c28}	40 MPa	$e_0 (m) = v'-d'$	1,35
F_{t28}	3 MPa	$M(MN.m)$	9,01
$\overline{\sigma}_{bt}$	-2.1 MPa	$P(MN)$	10,71
$\overline{\sigma}_{bc}$	24 MPa	σ_{sup}	2,45
ΔP	20 %	σ_{inf}	14.83
n câbles	4	Obs	Vérifier

- ❖ **Phase 05** : dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100% et des pertes de 25 %.

Tableau VI. 11 : Caractéristiques de vérification des contraintes de la phase 5.

Phase 05 : en service			
F_{c28}	40 MPa	$e_0 (m) = v'-d'$	1,35
F_{t28}	3 MPa	$M(MN.m)$	14,99
$\overline{\sigma}_{bt}$	0 MPa	$P(MN)$	10.04
$\overline{\sigma}_{bc}$	24 MPa	σ_{sup}	7.98
ΔP	25%	σ_{inf}	4.74
n câbles	4	Obs	Vérifier

VI.6 Tracé des câbles de la précontrainte

VI.6.1 Position des câbles

En section médiane, correspondant à la zone la plus sollicitée, les câbles sont concentrés au niveau du talon avec un excentrement maximal, conformément à l'une des configurations présentées ci-dessous. Le choix s'est porté sur la dernière configuration.

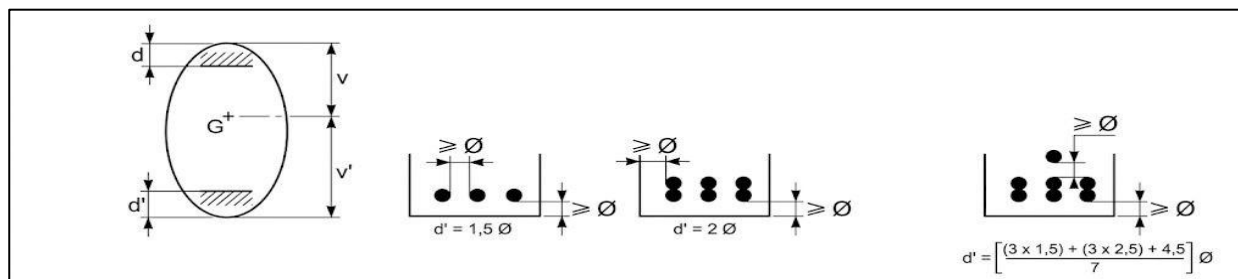
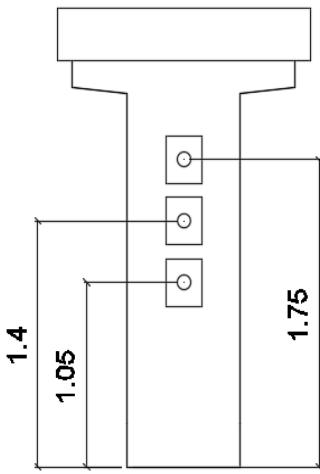
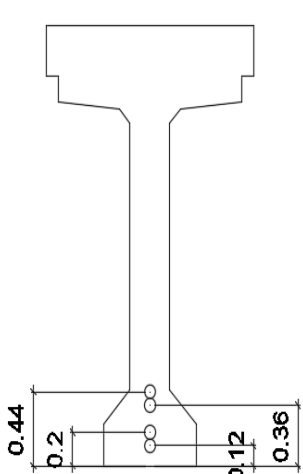


Figure VI.4 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.

À l'extrémité de la poutre (section d'about), les contraintes liées à la position des plaques d'ancrage sont respectées. Le choix se porte sur des plaques d'ancrage de dimensions $A \times B = 270 \times 220 \text{ mm}^2$. L'entraxe vertical selon le document SETRA (voir annexe C) est déterminé Par interpolation et en respectant les règles de disposition des plaques d'ancrages on trouve :

$X = 0.35m$.

Tableau VI. 12 : Position des câbles.

Câble	Yi (m)		Yi (m)	
C1	1.05		0.12	
C2	1.4		0.2	
C3	1.75		0.36	
C4	/		0.44	

VI.6.2 Tracé des câbles

Le profil des câbles est majoritairement parabolique, en cohérence avec la répartition uniforme des charges permanentes. À l'approche de l'ancrage, il est précédé par un tronçon rectiligne d'environ un mètre.

➤ Angles de relevage α

Dans les zones d'appuis, où les contraintes de cisaillement atteignent leur maximum, on utilise le relevage des câbles de précontrainte pour compenser l'effort tranchant. En adoptant un tracé incliné d'un angle α , la précontrainte génère une composante verticale ascendante qui réduit directement les sollicitations tranchantes subies par la section. Le choix de cet angle est donc crucial pour optimiser la résistance de la structure.

L'angle de relevage du câble, noté α , est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_M + \bar{V}}{P}\right)$$

Avec :

$\bar{V}$: Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 h$$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limite à ELS.

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)} ; \sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

On a aussi :

B_n : surface nette de la section d'about + dalle, $B_n = B - n \times B_{\text{Gaine}}$

n : nombre des gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine

CHAPITRE VI : Etude DE LA PRÉCONTRAINTE

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis, $b_n = b_0 - n_{lit} \times \Phi$

b_0 : largeur brute.

n_{lit} : nombre de lit.

Φ : diamètre de la gaine.

Le tableau ci-dessous représente les calculs obtenus :

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

b_n (m)	B_n (m ²)	P (MN)	σ_x (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{V}$ (MN)
0.46	2.17	9.37	4.32	2.96	2.85

On aura :

$$\text{Arcsin} \left(\frac{1.96-2.85}{9.37} \right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \left(\frac{0.99+2.85}{9.37} \right)$$

$$-5.43^\circ \leq \alpha \leq 24.16^\circ$$

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

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

Avec :

F : est la flèche maximale (mesuré à mi- longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux extrémités de la parabole.

L : est la longueur de la parabole $L_{pb}=35$ m pour les câbles C1, C2, C3 et 34 m pour le câble C4.

➤ **L'angle de déviation** : sur une longueur peut être calculé par : $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$

Tableau VI. 14 : Résultats de calcul de α , F, R, β .

Câble	α (°)	Yi(m)			f (m)	R(m)	β (rad)
		X = 0 m	X=1 m	X = L/2			
C1	6,22	1,05	0,95	0,12	0,83	184,49	0,095
C2	8,02	1,4	1,27	0,2	1,07	143,11	0,122
C3	9,29	1,75	1,60	0,36	1,24	123,49	0,142
C4	13,16	0	2,31	0,44	1,87	72,79	0,227

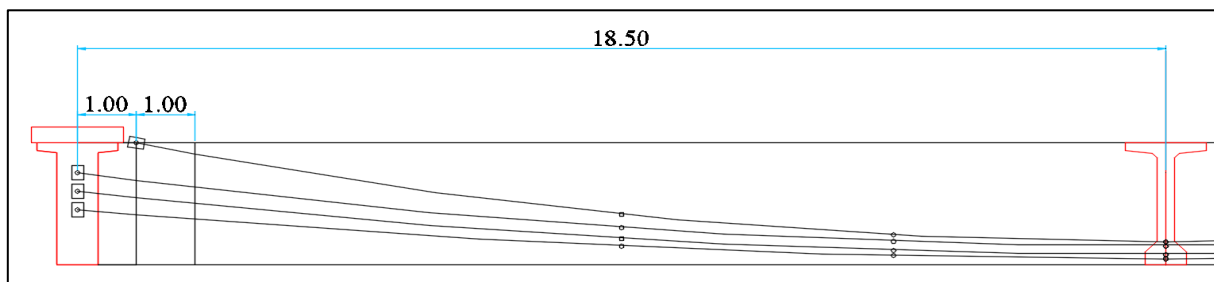


Figure VI. 5 : Trajectoire des câbles.

Tableau VI. 15 : Caractéristiques nettes des sections.

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
Section	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	2,31	2,61	2,31	2,61	2,31	2,61	2,31	2,61
B _{nette} (m ²)	1,741	2,184	1,007	1,477	1,007	1,477	1,007	1,477
v _n (m)	1,087	1,121	1,075	0,986	1,070	0,982	1,068	0,981
v' _n (m)	1,223	1,489	1,235	1,624	1,240	1,628	1,242	1,629
I _{nG} (m ⁴)	0,838	1,405	0,650	1,134	0,643	1,123	0,640	1,118
ρ (%)	36,21	38,54	48,62	47,95	48,13	47,56	47,91	47,37

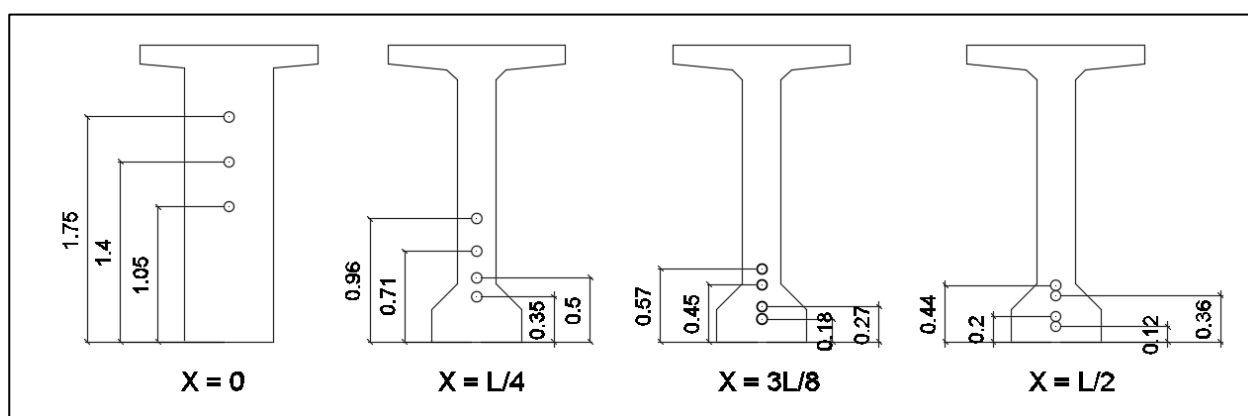


Figure VI. 6 : Disposition des câbles.

VI.7 Calcul des pertes

VI.7.1 Pertes de Tension Instantanées

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, les armatures subissent des pertes de tension instantanées, comprenant :

- Les pertes par frottement (dû au contact entre le câble et la gaine).
- Les pertes par recul d'ancrage (liées au glissement des câbles lors de la mise en tension).
- Les pertes par déformation élastique du béton (résultant de la compression instantanée de la structure).

VI.7.1.1 Pertes par frottement

Ce type de pertes se produit par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension, il est estimé par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} (-f \times \beta + \Phi \times x)$$

σ_{p0} : la tension à l'origine ($\sigma_{p0} = 1\,416\text{ MPa}$)

e : la base de logarithme népériens.

f : coefficient de frottement en courbe ($f = 0.18\text{ rd}^{-1}$)

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur une distance x (rd).

Φ : coefficient de frottement en ligne ($\Phi = 0.002 \text{ m}^{-1}$)

X : la distance de la section considérée.

Tableau VI. 16 : Valeurs des pertes dues au frottement.

N câble	X = L/2 m	β (rad)	$F \times \beta + \Phi \times X$	$\Delta\sigma\Phi$ (MPa)	$\Delta\sigma\Phi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma\Phi$ Moy (%)
Câble 1	18,5	0,095	0,054	78,33	90,60	6,09%
Câble 2	18,5	0,122	0,059	85,27		
Câble 3	18,5	0,142	0,063	90,17		
Câble 4	17,5	0,227	0,076	108,62		

VI.7.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte de glissement de l'armature par rapport à son ancrage. Après rentrée d'ancrage la tension a l'abscise $x < d$ est donnée par :

$$\Delta\bar{\sigma}_g(x) = 2 \times \bar{\sigma}_{p0} \times k \times (d - x).$$

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

k : constant $K = F \times \frac{\beta}{l} + \Phi$

g : intensité de recul d'ancrage ($g = 6 \text{ mm}$).

E_p : module de déformation longitudinale de l'acier.

Tableau VI. 17 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage.

N câble	L (m)	K (m^{-1}).	d (m)	$\Delta\sigma_g(l/2)$ (MPa)	$\Delta\sigma_g(0)$ (MPa)
Câble 1	18,5	0,0029	16,40	0	142,67
Câble 2	18,5	0,0032	15,70	0	149,04
Câble 3	18,5	0,0034	15,25	0	153,39
Câble 4	17,5	0,0043	13,47	0	173,68
Somme (%)				0 %	10 %

VI.7.1.3 Perte dues au raccourcissement instantané de du béton

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées de béton dues à l'action des armateurs de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacun des armatures et égale dans une section donnée à :

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

Avec :

$$\sigma_{bi}: \text{contrainte parabole du béton } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_P \times e}{I_G}$$

P : Effort de précontrainte, $P = n \times A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi\text{Moy}})$

A_P : Section du câble de précontrainte s

EP : Module d'élasticité de l'acier

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

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

Désignation	Valeur
	$X = L/2$
E_{ij} (MN)	37619.47
B (m ²).	1.03
e (m)	0.87
Mg (MN.m)	4.63
I_G m ⁴	0.65
σ_{bi} (MPa)	20.66
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	53.33
$\Delta\sigma_e$ (%)	3.60

VI.7.2 Pertes de Tension Différées

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armatures subissent des pertes de tension différées, qui se produisent sur une période plus ou moins longue. Ces pertes sont principalement de trois types :

- Les pertes dues au retrait du béton (diminution de volume lors du séchage).
- Les pertes dues au fluage du béton (déformation progressive sous charge constante).
- Les pertes dues à la relaxation des aciers (relâchement partiel de la tension dans les armatures au fil du temps).

La valeur des pertes différées totale est :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{f1} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

VI.7.2.1 Pertes dues au retrait de béton

Les pertes finales due au retrait du béton sont données par :

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r \times E_p$$

$$E_p = 195000 \text{ MPA}$$

$$\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

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

$\Delta\sigma_r$ (MPa)	39
$\Delta\sigma_r$ (%)	2.62

VI.7.2.2 Pertes dues au fluage du béton

Les pertes dues au fluage sont définies par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b(x)$$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p}{I_G} \times e$$

$$P = n \times P_0 \times (1 - \Delta p_i)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 20: pertes dues au fluage du béton.

Coefficient	Valeur à X = L / 2
P (MN)	10.04
B (m²)	1.49
M_m (MN.m)	9.01
σ_b (MPa)	6.22
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	64.51
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	4.34

VI.7.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension, dépend de l'acier et son traitement.

Elle estimée par la formule suivante :

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

ρ_{1000} : relaxation garantie à 1000h = 2.50 %

μ_0 : coefficient value 0.43 pour les armateurs à très base relaxation.

Tableau VI.21 : Valeurs des pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_p$ (MPa)	37.26
$\Delta\sigma_p$ (%)	2.5

VI.7.3 Pertes totales

Les pertes instantanées sont définies par :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$$

Et les pertes différées sont représentées par :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{FI} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

Tableau VI.22 : pertes totales

	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{Diff}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	144.14	134.63	278.76
%	9.69	9.05	18.73

Le pourcentage maximal des pertes est de 18.73 % qui est inférieur à la valeur des pertes citée au début de ce chapitre. Donc l'estimation des pertes à 25 % est vérifiée après les calculs, ainsi que le nombre de câbles pris est suffisant.

VI.8 Vérification des contraintes

VI.8.1 Justification des contraintes tangentielles

L'objectif de cette vérification est de s'assurer que la combinaison des sollicitations (effort tranchant, moment fléchissant et effort normal) ne compromet pas la sécurité de la structure.

Pour cela, les inégalités suivantes doivent être satisfaites :

$$\bar{\tau}^2 \leq 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_1^2$$

$$\bar{\tau}^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x) = \bar{\tau}_2^2$$

Si $\bar{\sigma}_x < 0.4f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$ donc il suffit juste de vérifier $\bar{\tau} < \bar{\tau}_1$

$$\bar{\tau} : \text{contrainte tangentielle } \bar{\tau} = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n}$$

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

P : effort de précontrainte.

B_n : surface nette considéré

S_n : moment statique nette 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 nette de la section.

b_n : largeur nette de la section.

Tableau VI. 23 : Effort de précontrainte.

		α (°)	$P \cos \alpha$ (MN)	$P \sin \alpha$ (MN)
P1	2,43	6,22	2,41	0,26
P2	2,43	8,02	2,40	0,34
P3	2,43	9,29	2,39	0,39
P4	2,43	13,16	2,36	0,55
Somme			8.08	1.11

Tableau VI. 24 : Contrainte tangentielle.

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)
2.18	3.30	2.75	1.90	0.97	0.95	1.41	0.46	1.33

On constat que $\tau = 1.16 \text{ MPa} < \tau_I = 2.84 \text{ MPa}$. Donc les contraintes tangentielles sont **vérifiées**.

VI.8.2 Vérification de la précontrainte

❖ La première étape vérification de la précontrainte a l'ELU.

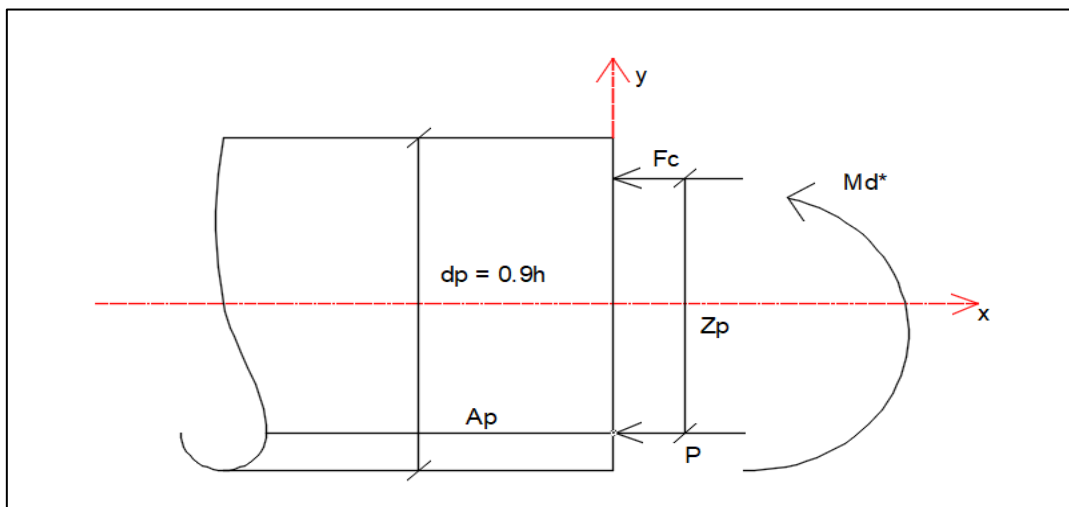


Figure VI.7: schéma des forces à l'ELU a mis-travée

Dans cette étape on vérifie que le moment engendré par la mise en tension des quatre câbles de précontraintes M_R est supérieure au moment ultime du tablier sous la combinaison la plus défavorable M_d^* .

$$M_R = A_p \times f_{yp} \times Z_p$$

AN :

$$M_R = 4 \times 225 \times 10^{-5} \times 1860 \times 2.08$$

$$M_R = 31.34 \text{ MN.m}$$

Et on a : $M_d^* = M_{ELU} = 19.86 \text{ MN.m}$,

Donc $M_R > M_{ELU}$ vérifier.

❖ La deuxième étape vérification des contraintes tangentielles

On détermine d'abord l'angle β_u que forme les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\tan 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec $\beta_u \geq 30^\circ$

σ_x, σ_y : les contraintes normales au niveau de G $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

τ_u : contrainte tangentielle ultime $\tau_u = \frac{V_{u \text{ red}} - S_n(y)}{I_n - b_n}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 25 : Détermination de l'angle β_u .

$V_u(\text{MN})$	2.50	$B_n(\text{m}^2)$	2.18
$V_{u \text{ red}}(\text{MN})$	1.51	$\sigma_x \text{ (MPa)}$	3.30
$S_n(y) \text{ (m}^3\text{)}$	0.95	$\tau_u \text{ (MPa)}$	2.22
$I_n(\text{m}^4)$	1.41	$\beta_u \text{ (}^\circ\text{)}$	26.66
$b_n(\text{m})$	0.46	On prend $\beta_u = 30^\circ$	

❖ La troisième étape vérification de l'axe neutre

Dans cette étape on doit vérifier que l'axe neutre de la poutre est situé au-dessous du centre de gravité de la section.

Pour que la poutre soit en équilibre on doit assurer que les force de compressions sont égaux aux forces de tractions telle que :

$$F_C = F_T$$

Pour les forces de compressions F_C :

$$F_C = 0.8 X \times \sigma_b \times b$$

Avec :

σ_b : contrainte de compression de béton $\sigma_b = 0.6 F_{C28} = 24 \text{ MPa}$.

b : largeur de la table de compression $b = 1.38 \text{ m}$.

X : position de l'axe neutre par rapport a la fibre supérieure.

Pour les forces de tractions F_T :

$$F_T = A_P \times F_{yp} + A_S \times F_{ys}$$

Avec :

A_p : aire de la section des câbles de la précontrainte $A_p = 22.5 \text{ cm}^2$.

A_s : aire de la section des armatures d'acier $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$.

F_{yp} : contrainte limite de traction des câbles $F_{yp} = 1674 \text{ MPa}$.

F_{ys} : contrainte limite de traction des armatures d'acier $F_{ys} = 500 \text{ MPa}$.

AN :

$X = 0.583 \text{ m}$

La position de centre de gravité de la section médiane a mis travée () $y_G = 1.629 \text{ m}$.

Donc la position de l'axe neutre est :

$$y_G - X = 1.046 \text{ m}.$$

Donc la position de l'Axe neutre est bien vérifiée.

❖ La quatrième étape : calcul des armatures passifs

On détermine la section des armatures transversale donnée A_t par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times Y} \geq (\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}) \times tg\beta u$$

Avec :

A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

b_n : largeur nette de la section d'appui.

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

S_t : espacement des deux cours de ces armatures, mesures suivant la fibre moyenne de la poutre.

$\gamma_s : 1.15$, pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Donc : $\frac{A_t}{S_t} = 7.57 \text{ cm}$

Le pourcentage minimum à disposer est donné par : $\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$

Donc $\frac{A_t}{S_t} = 6.35 \text{ cm}$

On prend un cadre de **HA14** ($2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 10 cm sur l'appui et 25 cm à mi travée.

VI.8.3 Vérification des bielles de compression

La justification relative au béton implique de s'assurer que la contrainte de compression des bielles de béton reste inférieure à la contrainte ultime de béton.

$$\tau_u = 2.24 \text{ MPA} \leq \frac{f_{c28}}{6} = 6.67 \text{ MPA}$$

VI.8.4 Les armatures de peau et armature tendue

Dans les parties de la section où le béton est tendu (phase 1 : $\overline{\sigma}_{bt} = -0.16 \text{ MPa}$), il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s déterminé par l'équation suivante (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

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

Avec : $B_t = 0.048 \text{ m}^2$; $\sigma_{Bt} = 0.16 \text{ MPa}$; $N_{Bt} = 0.0039 \text{ MN}$

On trouve : **$A_s = 1.97 \text{ cm}^2$.**

Cette quantité sera justifier comme armature de peau.

Dans le sens longitudinal, la section minimale d'armatures à mettre en place est de 3 cm^2 par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,1% de la section brute de la poutre.

Ceci correspond à environ des barres HA14 espacées de 20cm. Le ferrailage des différentes sections de la poutre sont montrés dans la figure ci-dessous :

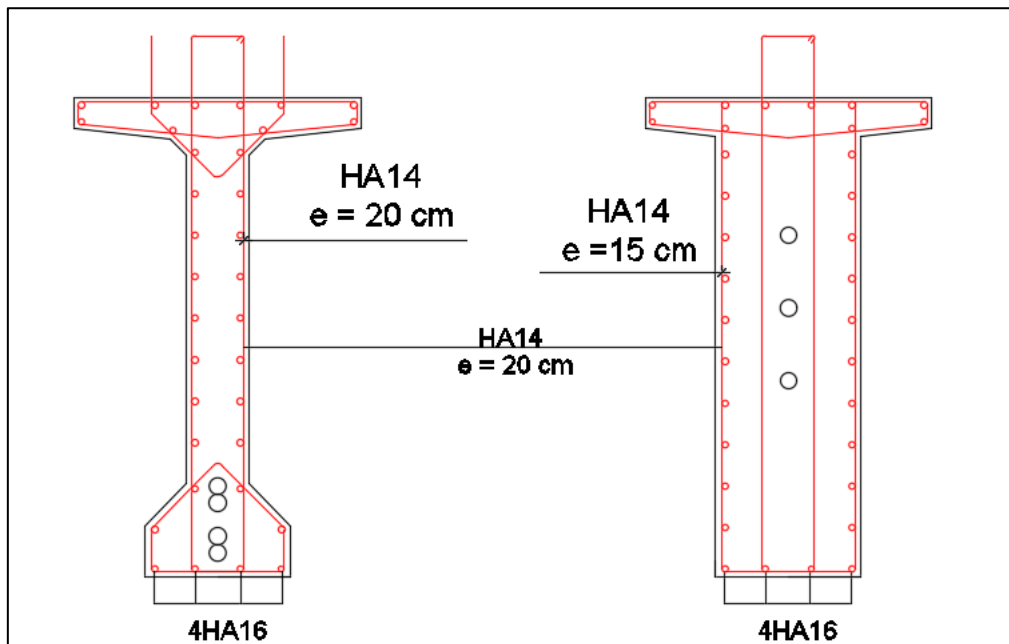


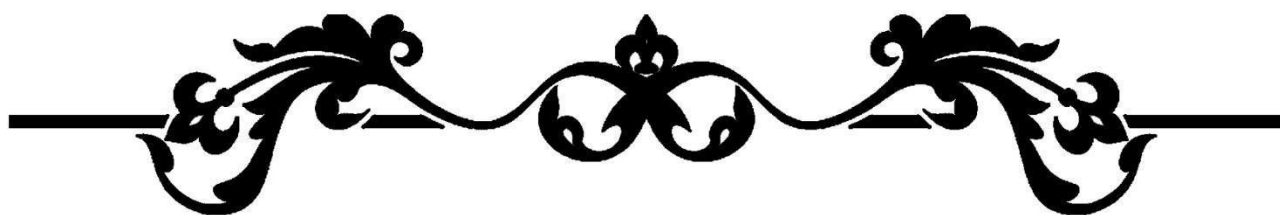
Figure VI. 8 : Ferrailage de la poutre.

VI.9 Conclusion

La préfabrication des poutres en béton précontraint permet de franchir des travées importantes tout en réduisant les délais d'exécution. Cependant, elle nécessite une grande rigueur et des vérifications à chaque étape.

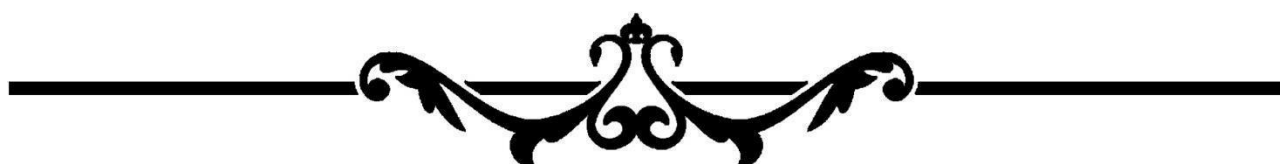
Points essentiels à respecter :

La fiabilité de ce type d'ouvrage dépend ainsi d'un bon équilibre entre conception précise et exécution maîtrisée



Chapitre VII

ETUDE DE TABLIER



VII.6 Introduction

Le tablier constitue l'élément central de tout pont, indépendamment de sa conception, puisqu'il supporte directement les voies de circulation. Il est formé d'une dalle, une structure plane dont la fonction principale est de transmettre les charges appliquées sur le pont aux poutres principales.

Dans ce chapitre, nous allons d'abord vérifier la flèche et la contre-flèche du tablier, avant de procéder au calcul des armatures transversales et longitudinales de l'hourdis. Enfin, nous aborderons le ferrailage des entretoises.

VII.7 Flèche et contre flèche

Une poutre isostatique simplement appuyée, soumise à son poids propre et à l'effet de la précontrainte, peut présenter des flèches qu'il convient d'évaluer. Nous allons calculer ces déformations à $t=0$ et $t = \infty$, à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis Professional**, qui permet une modélisation précise du comportement de la structure.

VII.2.1 Flèche et contre flèche à $t=0$

VII.2.1.1 Flèche due au Poids Propre de la poutre

La flèche max due au poids propre est donnée l'logiciel ROBOT :

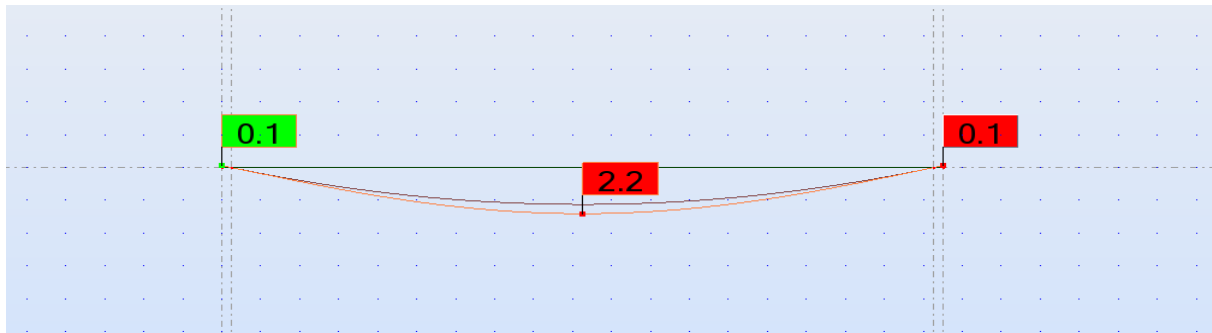


Figure VI.1 : Flèche de la poutre due au poids propre de la poutre.

D'après le diagramme on constate que La flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 2.2 cm.

VII.2.1.2 Contre-Flèche de Précontrainte

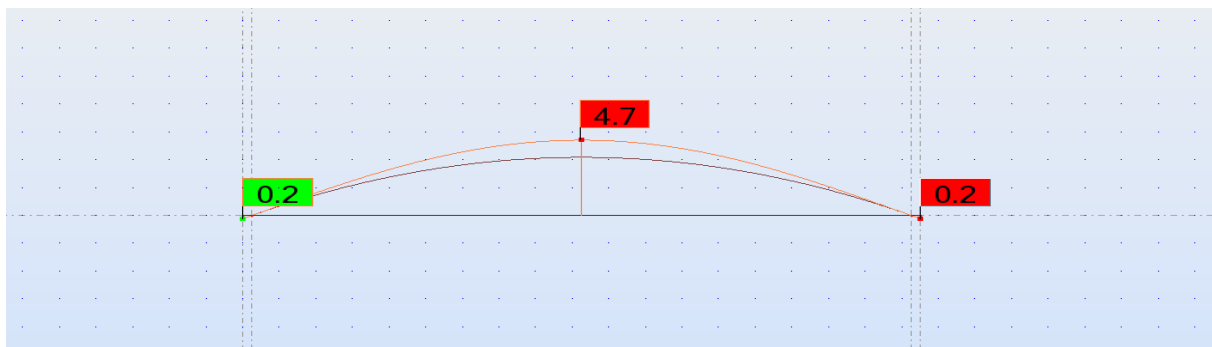


Figure VI.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme, on constate que la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles de précontrainte (la mise en tension à 100 % pour les trois câbles) est égale à

4.7 cm.

VII.2.1.3 Flèche due à la Construction

Elle est dirigée vers le haut, dans la formule est donnée par :

$$f_e = 3/4 (|f_p| - |f_g|) = 3/4 (4.7 - 2.2) = - 1.88 \text{ cm}$$

VII.2.1.4 Flèche maximale à l'ELS

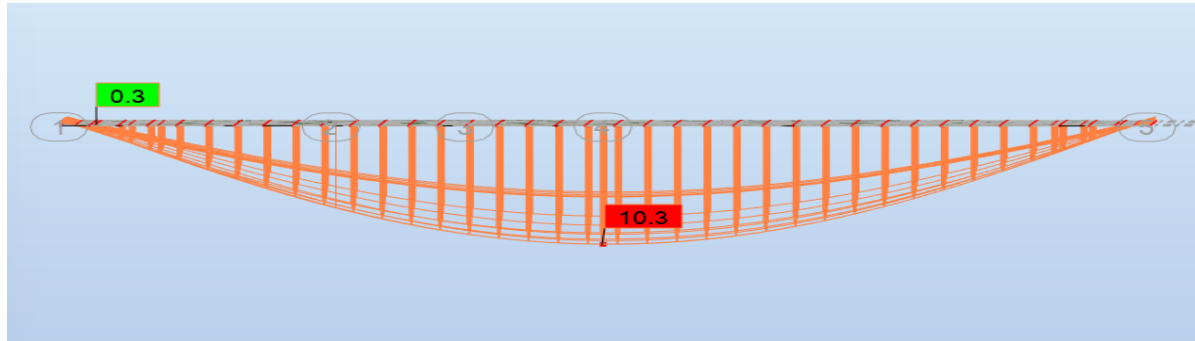


Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS.

D'après ce diagramme, on constate que la flèche maximale de la poutre à l'ELS est égale à **10,3 cm**.

VII.2.1.5 Flèche Totale

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

$$f_t = f_{ELS} + f_p + f_c = 10.3 - 4.7 - 1.88 = \mathbf{3.72 \text{ cm}}$$

La flèche admissible est égale à $F_{adm} = \frac{L}{900} = \frac{37}{900} = \mathbf{4.11 \text{ cm}}$

Donc la flèche réelle maximale de tablier en service est inférieure à la flèche admissible.

$$f_t < f_{adm}$$

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

VII.2.2 Flèche et contre flèche à $t = \infty$

VII.2.2.1 Contre-Flèche de Précontrainte

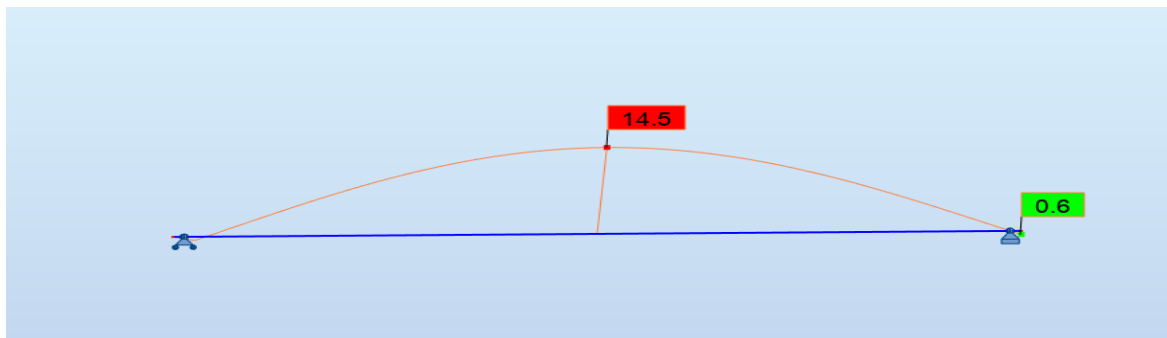


Figure VI.4 : Contre flèche max de la poutre due à la précontrainte.

D'après ce diagramme, on constate que la contre flèche due à la précontrainte est égale à **14,5 cm**.

VII.2.2.2 Flèche maximale à l'ELS

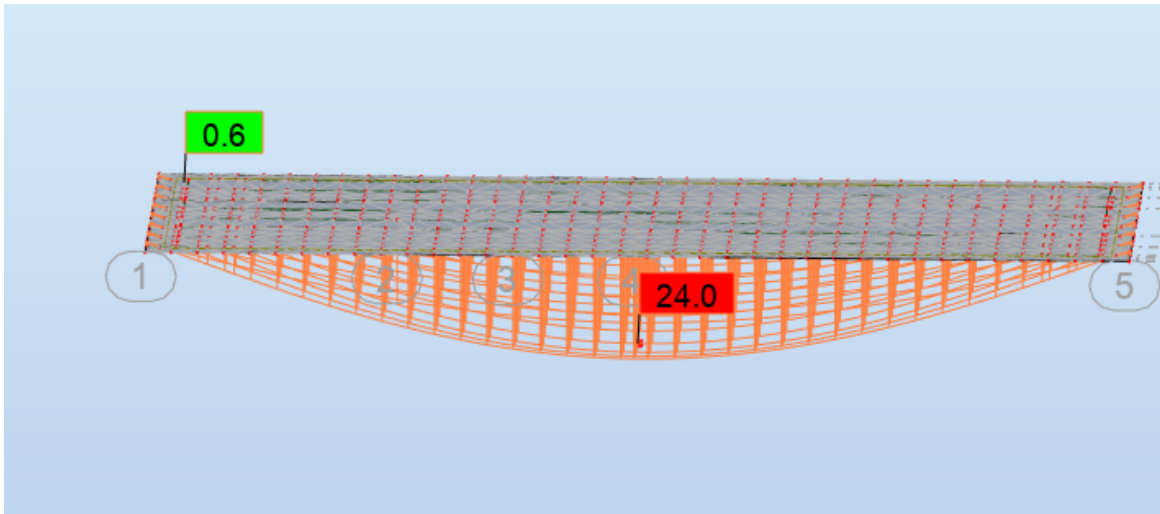


Figure VI.5 : Flèche max de la poutre à l'ELS.

VII.2.2.3 Flèche Totale

La flèche réelle maximale de tablier à $t = \infty$ en service est égale à :

$$f_t = f_{ELS} + f_p = 24 - 14.5 = 9.5 \text{ cm}$$

La flèche admissible est égale à **4.11 cm**.

Donc la flèche réelle maximale de tablier est supérieure à la flèche admissible $f_t > f_{adm}$; donc la condition n'est pas vérifiée à cause du phénomène de fluage du béton.

VII.3 Étude de l'entretoise

VII.3.1 Principe de ferrailage

L'étude de l'entretoise est faite sur deux étapes, une étude à la flexion longitudinale et la vérification d'effort tranchant. L'emplacement des appareils d'appuis se fera à vide, les vérins doivent soulever la charge permanente du tablier transmise à l'entretoise par le biais des poutres.

Le choix du nombre de vérins à utiliser est en fonction de la charge à soulever en premier lieu, mais pour diminuer le moment sollicitant l'entretoise ; il est préférable d'avoir un nombre de points de soulèvement, aussi important que possible.



Figure VII.6 : Positions des vérins.

VII.3.2 Evaluation des efforts agissant sur l'entretoise

L'entretoise sera assimilée à une poutre contenue reposant sur sept appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au levage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure :

$$P_{\text{sup}} = P_{\text{tot}} - P_{\text{entretoise}} = 16821.13 - 68.51 = 16752.62 \text{ KN} = \mathbf{452.77 \text{ KN/ml}}$$

$$P_u = \frac{1.35 \times P_{\text{sup}} \times L}{2 \times l} = \frac{1.35 \times 452.77 \times 37}{2 \times 10.26} = \mathbf{1102.13 \text{ KN/ml}}$$

$$P_{\text{ser}} = \frac{1.00 \times P_{\text{sup}} \times L}{2 \times l} = \frac{1.00 \times 452.77 \times 37}{2 \times 10.26} = \mathbf{816.39 \text{ KN/ml}}$$

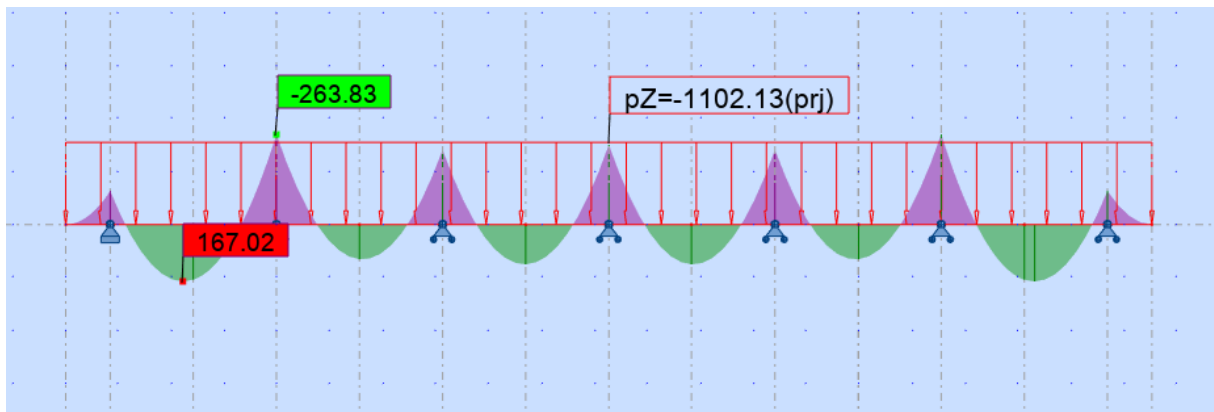


Figure VII.7 : Moment max de l'entretoise à l'ELU.

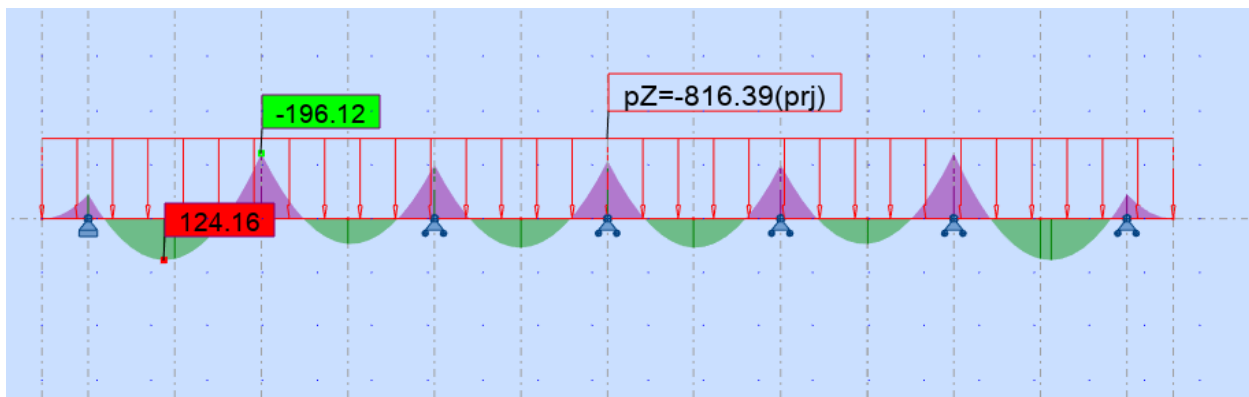


Figure VII.8 : Moment max de l'entretoise à l'ELS.

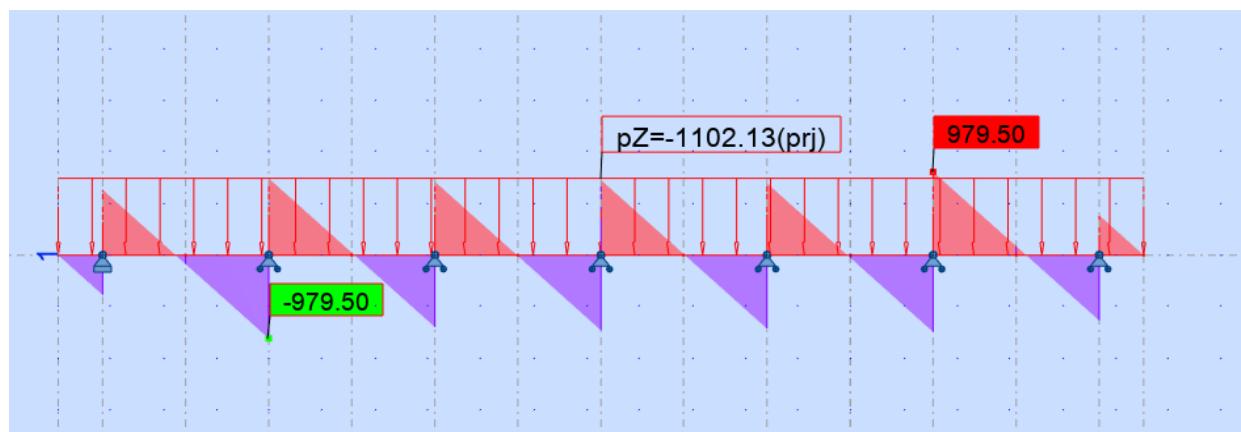


Figure VII.9 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.

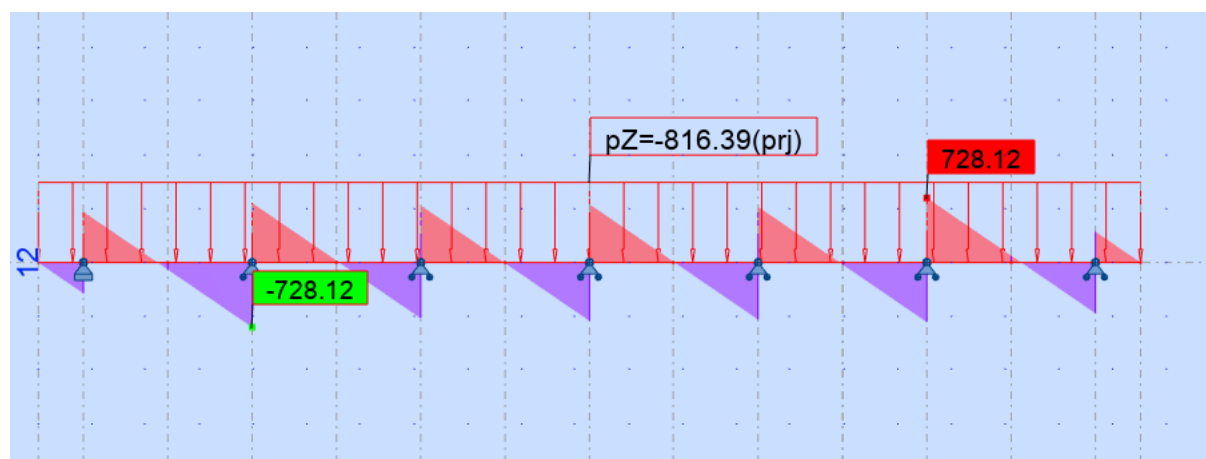


Figure VII.10 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELS.

VII.3.3 Ferrailage de l'Entretoise

Les résultats de calcul de ferrailage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'Annexe D.

Tableau VI.1 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise.

Armateurs	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale supérieure	5.7	4HA14	10
Longitudinale inférieure	5.2	4HA14	10
Armateurs transversale	1.57	2HA12	15
Armateurs de peau	≥ 3 cm ² /ml	HA12	10

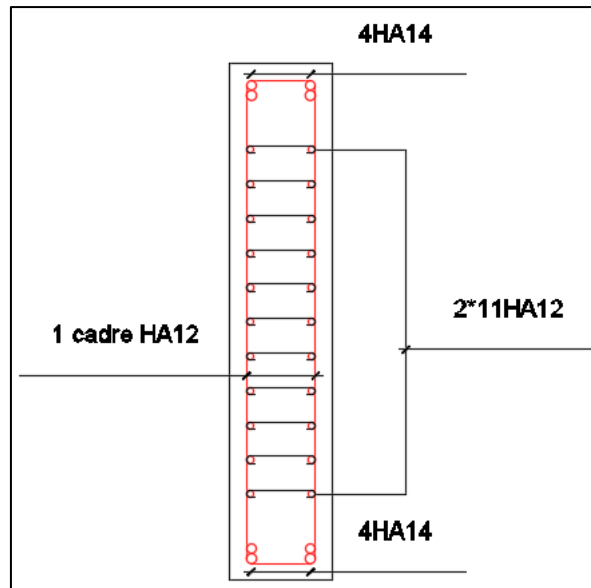


Figure VII.11 : Ferrailage de l'entretoise.

VII.4 Etude de la dalle

L'hourdis, également connu sous le nom de dalle, Il s'agit d'une plaque horizontale en béton armé qui relie les poutres du pont et forme la surface de la chaussée. Il est généralement conçu pour supporter la charge du trafic routier et distribuer cette charge de manière uniforme sur les poutres du pont.

L'hourdis subit deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage 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 la dalle

La dalle présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : **30 cm.**
- La largeur : **12.80 m.**
- La longueur : **le long de l'ouvrage.**

VII.4.2 Evaluation des efforts agissant sur la dalle

La dalle est analysée en flexion simple, à la fois dans les directions transversale et longitudinale. Grâce au logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2025, il est possible de visualiser la répartition des charges à l'aide de l'outil de cartographie des panneaux, ce qui permet d'identifier précisément les moments fléchissant dans la direction yy. Pour concevoir le ferrailage de la dalle de manière fiable, on identifie ensuite les combinaisons de charges les plus défavorables, aussi bien à l'État Limite Ultime (ELU) qu'à l'État Limite de Service (ELS). Ces moments critiques servent de base au dimensionnement des armatures, garantissant ainsi sécurité et durabilité de l'ouvrage.

- À l'état limite ultime :

$$1.35 G + 1.8 G_{\text{ballast}} + 1.2 \times 1.10 \times 1.08 \text{ SW/2} + 1.45 \times 0.8 \times 1.10 \times 1.08 \text{ UIC71}$$

- À l'état limite de service :

$$G + 1.33 G_{\text{ballast}} + 1 \times 1.10 \times 1.08 \text{ SW/2} + 0.8 \times 1.10 \times 1.08 \text{ UIC71}$$

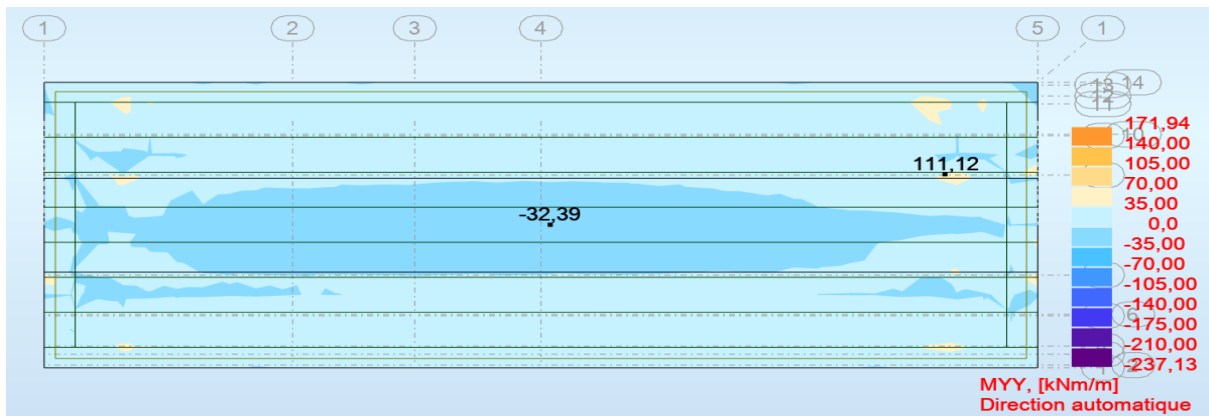


Figure VII.12 : Moment max Myy de la dalle à l'ELU.

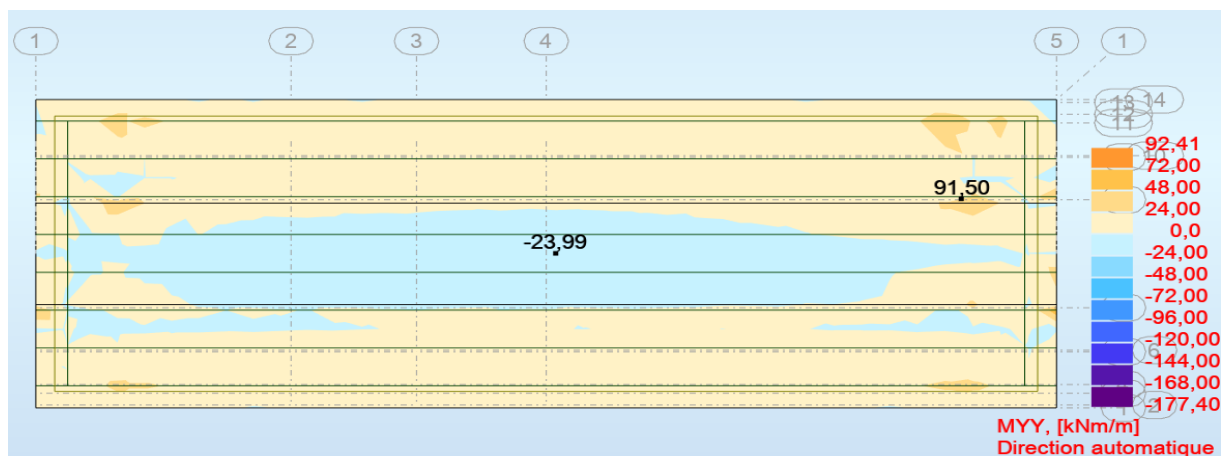


Figure VII.13 : Moment max Myy de la dalle à l'ELS.

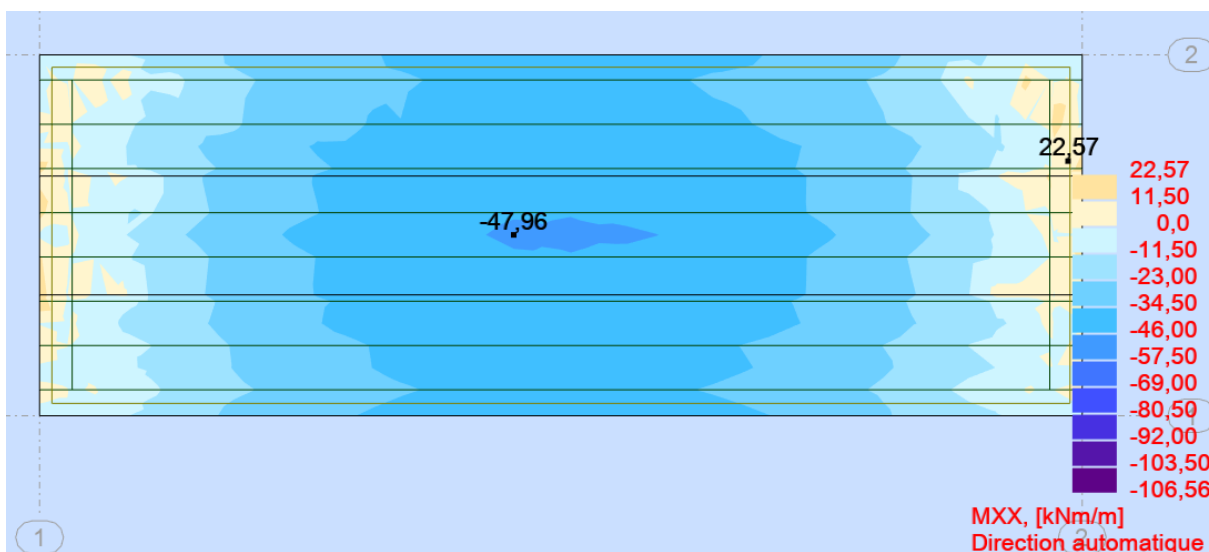


Figure VII.14 : Moment max Mxx de la dalle à l'ELU.

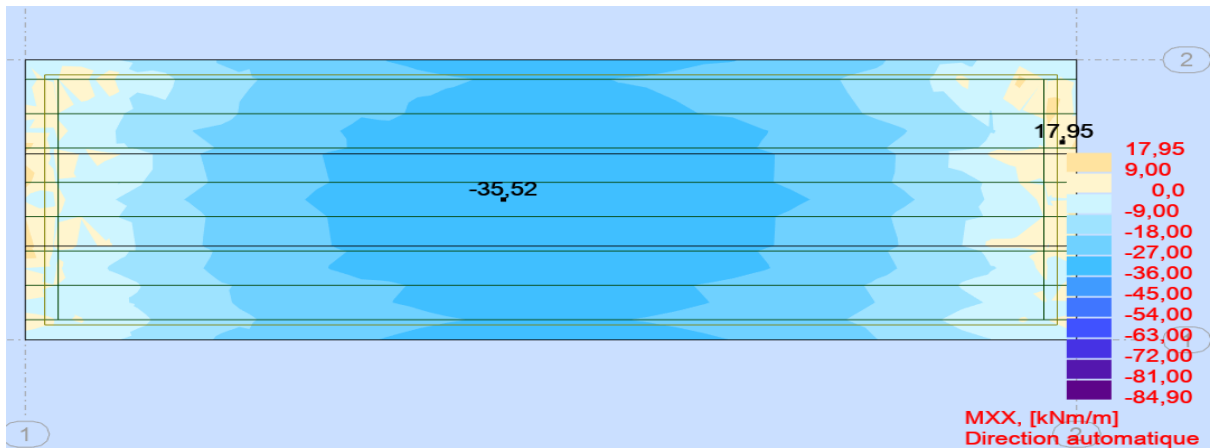


Figure VII.15 : Moment max Mxx de la dalle à l'ELS.

D'après les diagrammes ci-dessus on a :

Tableau VII.2 : Moments max Myy de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS.

Moment max			
ELU		ELS	
Fibre Supérieure (KN.m)	Fibre Inférieure (KN.m)	Fibre Supérieure (KN.m)	Fibre Inférieure (KN.m)
111.12	32.39	91.50	23.99

VII.4.3 Ferrailage de la dalle

Les résultats de calcul de ferrailage présentés dans le tableau ci-dessous est détaillé à

L'annexe D. Le ferrailage longitudinal est égal à 1/3 du ferrailage transversale.

Taleau VII.3 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle.

Nappe	Amateurs transversale			Amateurs longitudinale		
	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	16.6	9HA16	12,5	5.53	4HA14	25
Inférieure	4.1	9HA12	12,5	1.37	4HA10	25

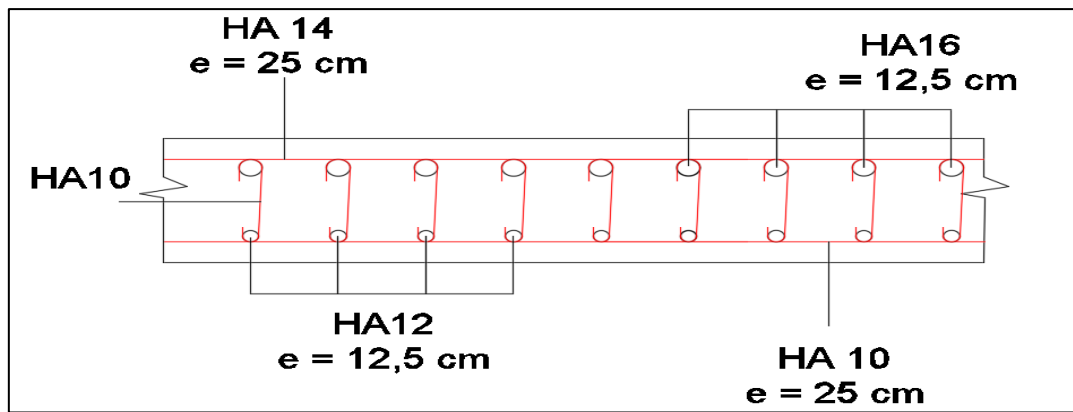
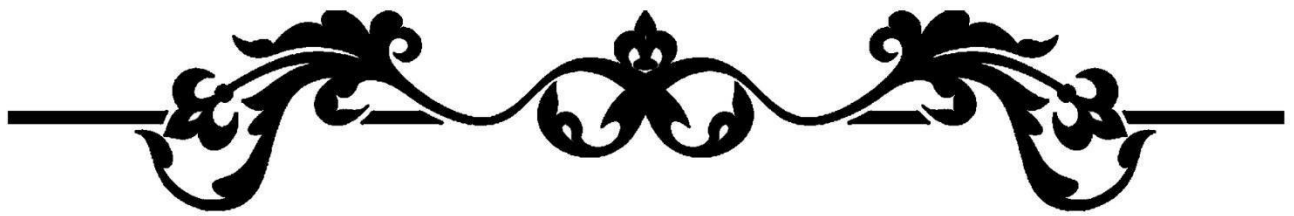


Figure VI.16 : Ferrailage de la dalle.

VII.5 Conclusion

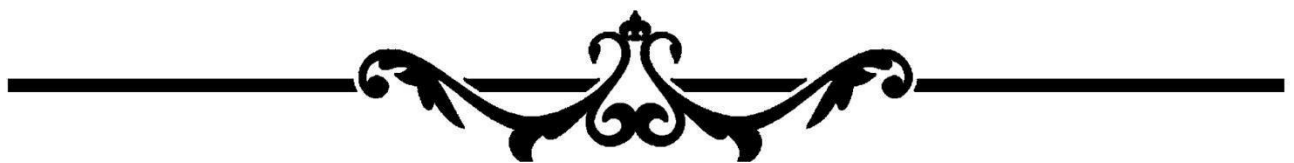
La dalle d'un ouvrage assure une double fonction : elle transmet les charges du tablier aux poutres et joue également un rôle d'entretoisement, garantissant une bonne répartition transversale des efforts.

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement et à la vérification de l'hourdis du pont. Le chapitre suivant portera sur l'analyse sismique de l'infrastructure ainsi que sur les différentes vérifications qui en découlent.



Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VIII.1 Introduction

L'étude de l'infrastructure représente une étape essentielle dans la conception d'un ouvrage d'art, car elle est étroitement liée à l'ensemble du système structural. Sa mission principale consiste à transmettre les charges permanentes et les charges d'exploitation vers le sol, par l'intermédiaire des fondations.

Dans ce chapitre, nous présenterons la méthodologie adoptée pour le dimensionnement des principaux éléments porteurs de notre pont, notamment les piles et les culées.

VIII.2 Étude de la pile

La pile, élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, constitue un appui intermédiaire destiné à transmettre les efforts du tablier vers les fondations. Sa conception s'articule autour de trois composantes principales :

- Le chevêtre, assurant la reprise des charges provenant du tablier ;
- Le fût, garantissant la transmission verticale des efforts ;
- La semelle de liaison, permettant la répartition des charges sur les pieux de fondation.

Cette structure est soumise à un ensemble de sollicitations complexes, à la fois :

- Horizontales, telles que les actions sismiques, les efforts de freinage, les effets des variations thermiques ainsi que les phénomènes différés comme le retrait et le fluage ;
- Verticales, comprenant les charges permanentes (poids propre de la structure et du tablier) ainsi que les surcharges d'exploitation.

VIII.2.1 Conception de la pile

La conception des piles dépend à la fois du type de tablier et de sa méthode de construction, du procédé d'exécution des fondations, ainsi que des contraintes naturelles et fonctionnelles propres au site.

Dans le cadre de notre ouvrage, le choix s'est porté sur des piles constituées de trois fûts circulaires, surmontés d'un chevêtre.

Tableau VIII.1 : Implantation et hauteur des piles.

	Hauteur de fût (m)	Hauteur totale (m)
Pile 01	4	5.9
Pile 02	4	5.9
Pile 03	4	5.9
Pile 04	2.5	4.4
Pile 05	2.5	4.4
Pile 06	2.5	4.4
Pile 07	2.5	4.4

VIII.2.2 Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile

La pile est soumise à des sollicitations issues des charges permanentes et des charges d'exploitation, se traduisant par des efforts verticaux, horizontaux ainsi que des moments. Elle est modélisée comme une console encastrée à sa base, afin de représenter fidèlement son comportement structurel.

L'étude sera menée sur la pile la plus élevée de l'ouvrage, celle-ci représentant le cas le plus défavorable. Cette analyse a pour objectif d'assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité du pont.

Tableau VIII-2 : Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.

Sollicitation	Charges	Pile 01
Vertical (KN)	G (chevêtre)	942.48
	G (futs)	1824
	G (tablier)	16821.13
	UIC71	3448
	SW02	4500
Horizontal Longitudinal (KN)	Freinage UIC71	370
	Freinage SW02	647.5
	Température	119.75
	Retrait + fluage	190.08
Moment Longitudinal (KN.m)	Freinage UIC71	2183
	Freinage SW02	3820.25
	Température	706.53
	Retrait + fluage	121.47

VIII.2.3 Combinaisons des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre V :

$$\text{A L'ELS : } G + 1.12 \text{ SW}/2 + 0.9 \text{ UIC71}$$

$$\text{A L'ELU : } 1.35 G + 1.35 \text{ SW}/2 + 1.3 \text{ UIC71}$$

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU et l'ELS :

Tableau VIII -3 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût.

Réactions	Combinaisons	Pile 01
N (KN)	ELS	27730,81
	ELU	46255,82
T (KN)	ELS	1320,13
	ELU	1832,49
M (KN.m)	ELS	7788,77
	ELU	10081,51

VIII.2.4 Ferrailage des éléments de la pile

VIII.2.4.1 Ferrailage des futs

Les fûts, encastrés à leur base dans la semelle, sont des éléments structuraux travaillant en flexion composée. Ils sont principalement sollicités par les charges permanentes, notamment le poids propre de la superstructure, ainsi que par les actions sismiques.

Les dimensions sont les suivantes :

Diamètre des colonnes : $D = 2 \text{ m}$

Hauteur : $H = 4 \text{ m}$

Entraxe : $E = 4.33 \text{ m}$

La pile se compose de trois futs donc les résultats calculés ci-dessus doivent être répartie sur le nombre de futs. Avec $N_{\text{futs}} = 3$. Les résultats utilisés dans le ferrailage sont (**voire annexe D**) :

Tableau VIII -4 : Combinaison des efforts à la base de chaque fût.

Armateur	As (cm ²)	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinal	314.20	40	32	15
Transversal	5.36	2	16	12.5 Zone critique
				25 Zone courante

L'illustre ci-dessous représente la disposition des armatures :

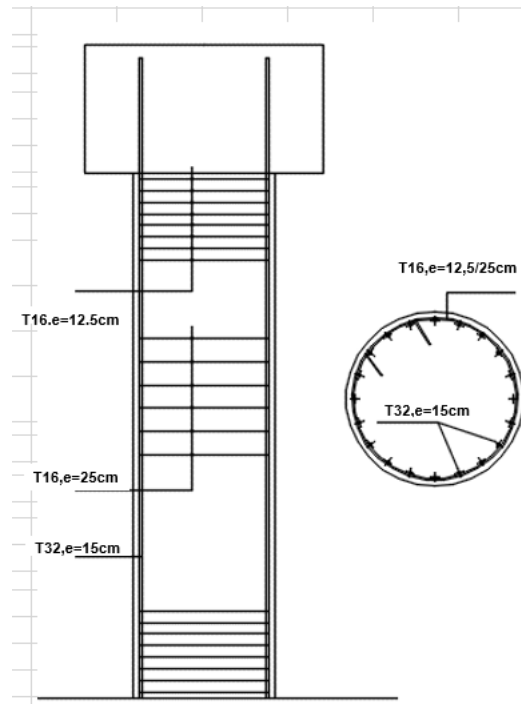


Figure VIII-1 : Disposition des armatures dans le fût.

Le pourcentage d'armature d'acier est de 1 %.

VIII.2.4.2 Ferrailage du chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

➤ Dimensionnement a la flexion

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats de la modélisation obtenue à l'ELS et à l'ELU sont présentés sur la figure ci-dessous :

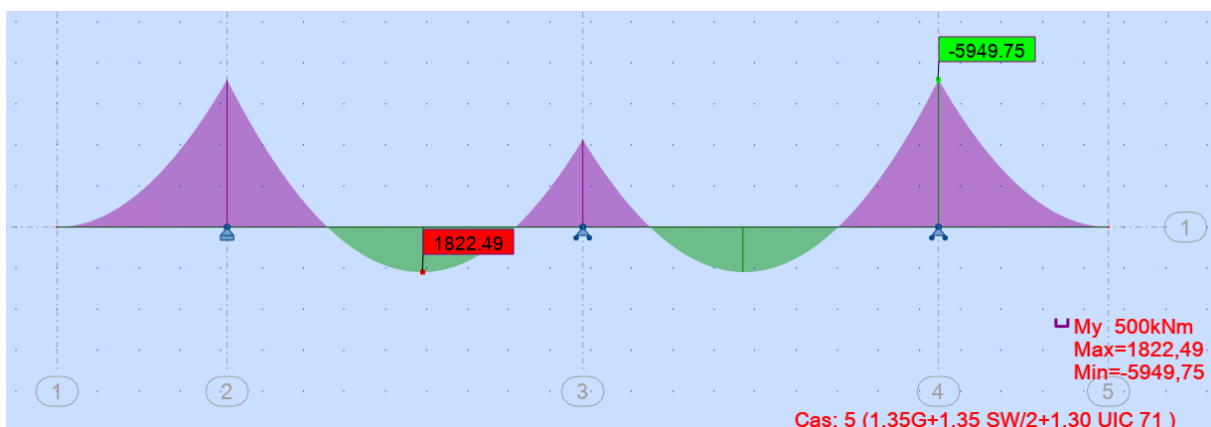


Figure VIII -2 : Les moments max a l'ELU.

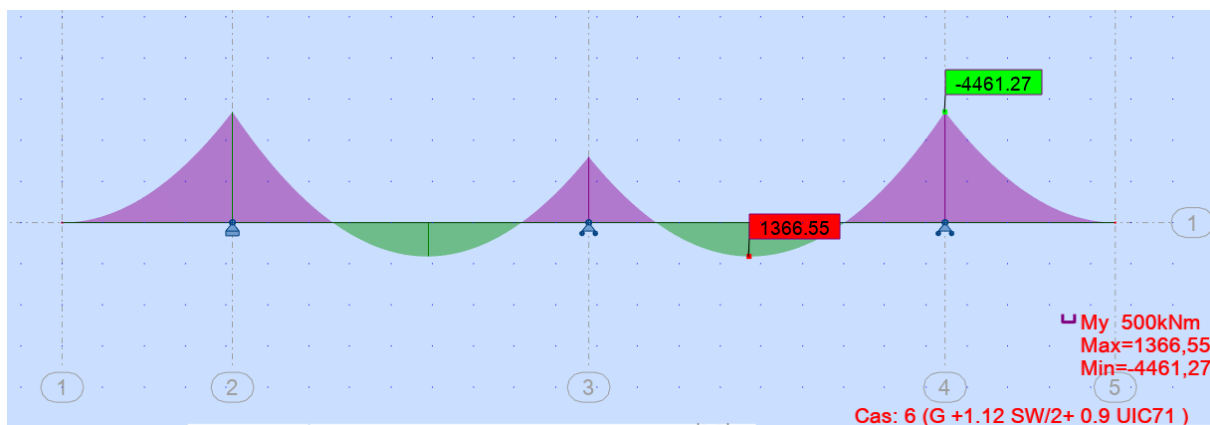


Figure VIII -3: Les moments max a l'ELS.

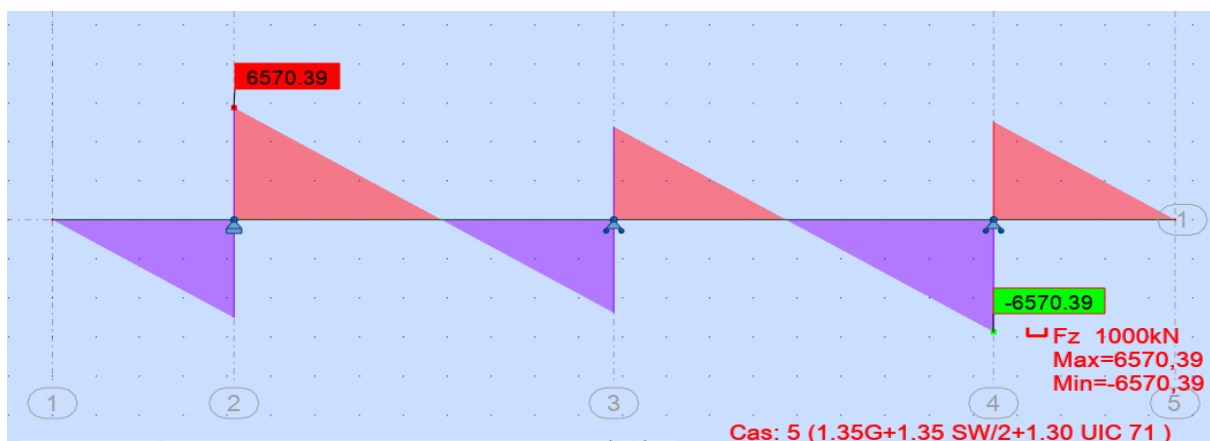


Figure VIII -4: L'effort tranchant max a l'ELU.

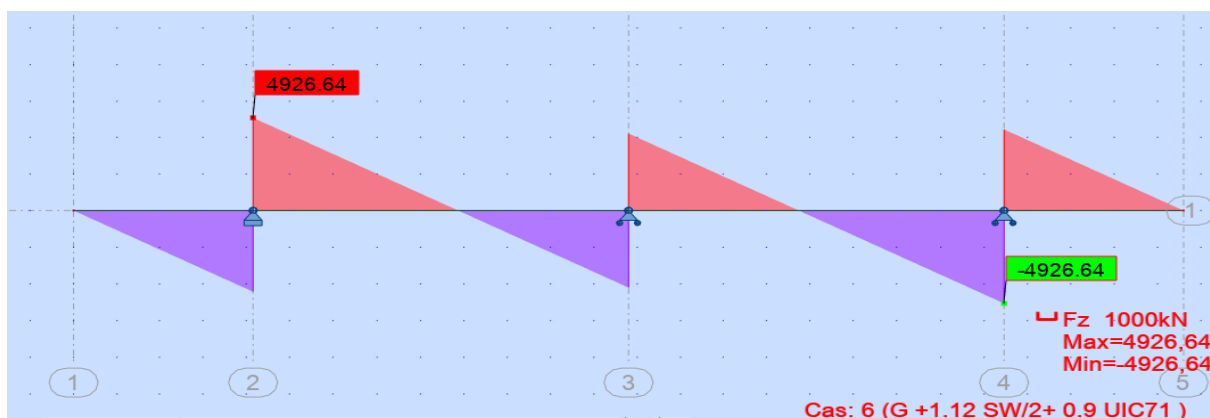


Figure VIII -5: L'effort tranchant max a l'ELS.

➤ Ferrailage du chevêtre

Les dimensions de la chevêtre sont :

H=1.9m

B= 3m

L= 12.8m

Tableau VIII -5 : Ferrailage du chevrete.

Sollicitations	Mmax-ELS (Kn.m)	Mmax-ELU (Kn.m)	As cm ²	Armatures	e (cm)
Sur appui	4461.27	5949.75	103.7	22 T 25	12.5
Mi-travée	1366.55	1822.49	55.5	22 T 20	12.5

Le pourcentage d'armature d'acier est de 0.76 %.

➤ Dimensionnement a la torsion

Le dimensionnement à la torsion du chevrete est l'étude et la vérification de la capacité du chevrete (élément horizontal en tête de pile qui supporte le tablier) à résister aux efforts de torsion transmis par la structure, en particulier dans les cas où la répartition des charges ou les conditions d'appui créent un moment de torsion autour de l'axe longitudinal du chevrete. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevrete et dont la largeur est limitée Par :

$$l_t = l_c \text{ si } l_c \leq \emptyset + h_c$$

$$l_t = \emptyset + h_c \text{ si } l_c > \emptyset + h_c$$

Avec :

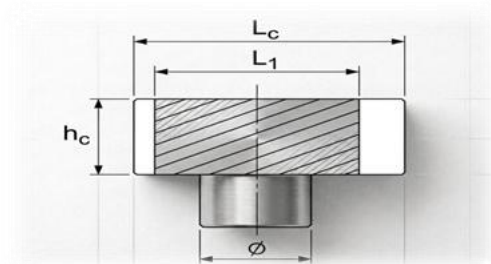


Figure VIII -6 : Dimensions du chevrete a la torsion

La contrainte tangentielle est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :

b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c/6$

C : moment de torsion maximale par ml, $C = P_g \times e = \text{Max} (C1, C2)$

Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

La section de ferrailage est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \times \Omega}$$

C1 : moment de torsion en phase de construction.

C2 : moment de torsion en service.

P : périmètre de chevêtre.

σ_a : contrainte admissible de l'acier, $\sigma_a = \frac{2}{3} \times F_e$

AN :

Lc = 3 m, Ø = 2 m, Hc = 1.9 m

On a $L_c \leq \text{Ø} + H_c$

Donc Lt = 3m

C1 = Pg*e= 327.55*0.55=180.15 KN.m/ml

C2 = Pg*e= 197.95*0.55=108.87 KN.m/ml

$$C = \max (c_1; c_2) = 180.15 \text{ KN.m/ml}$$

Avec :

P= Réaction maximale,

e= distance entre l'axe du chevêtre et l'axe de l'appareil d'appui

bn = 0.32 m, $\Omega = 4.25 \text{ m}^2$

P = 9.17 m, $\bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ MPa}$

$A_s = 5.83 \text{ cm}^2$ on opte pour 7HA14 avec um espacement de 25 cm.

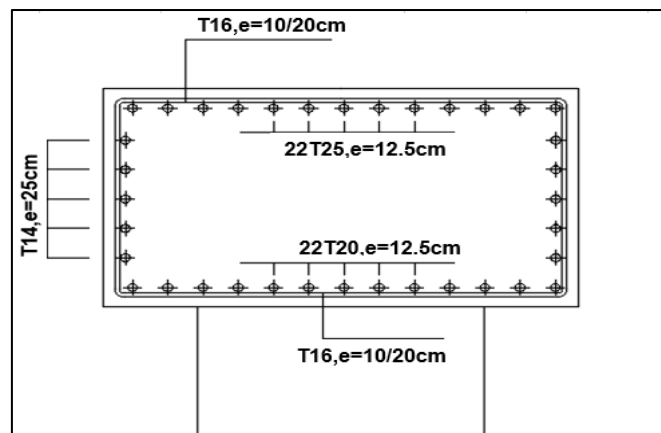


Figure VIII -7 : Disposition des armatures du chevêtre.

Le pourcentage d'armature d'acier est de 0.76 %.

VIII.2.5 Etude de fondation de la pile

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 18 m de longueur et de 1.2m de diamètre (voir **annexe A**).

VIII.2.5.1 Dimensions de la semelle

Tableau VIII -6 : Dimensions de la semelle de la pile.

	Dimensions en (m)
Longueur	13.2
Largeur	9.6
Hauteur	2
Entraxe entre deux pieux	3.6

VIII.2.5.2 Evaluations des efforts agissants sur la semelle

Le Tableau Ci-Dessous représente les Efforts Agissants sur la semelle :

Tableau VIII -7 : Efforts agissants sur la semelle

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	6336,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Fûts	942,48	/	0,00	4,00	0,00	/
Chevêtre	1824,00	/	0,00	6,95	0,00	/
G Tablier	16821,13	/	0,00	7,90	0,00	/
Hf+r	/	190,08	/	7,90	/	1501,63
HT°	/	119,75	/	7,90	/	946,03
Somme	25923,61	261,93	0,00	7,90	0,00	2447,66
UIC 71	3448,00	370,00	0,00	7,90	0,00	2923
SW02	4500,00	647,5	0,00	7,90	0,00	5115,25
Somme	7948,00	1017,50	0	/	/	8038,25

Avec :

- **Hf+r** : force horizontale de retrait plus fluage
- **HT°** : force horizontale de température
- **/XV/o(x/o)** : Bras de levier de la force verticale appliquée au point (o), selon la direction x.
- **/XH/O/a (y/a, o)** : Bras de levier de la force horizontale appliquée au point O, avec des composantes selon l'axe y, ou en un point donné (a, o).

Tableau VIII -8 : Combinaisons des efforts.

	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G +1.12 SW/2+ 0.9 UIC71	34066,81	1320,13	10807,44
ELU	1.35 G +1.35 SW/2+ 1.3 UIC71	45554,27	1708,73	14009,83

VIII.2.5.3 Nombre de pieux et effort revenant à chaque pieux

➤ **Nombre de pieux :**

On détermine le nombre de pieux par la relation suivante : $n = \frac{N}{Qp}$

n : le nombre des pieux.

N : l'effort normal maximal à l'ELS.

Qp : la capacité portante de pieux donnée par le rapport géotechnique à l'ELS.

AN :

$$n = \frac{N}{Qp} = \frac{34066.81}{3800} = 8.96$$

Soit **12 pieux de 18 m** de profondeur avec un diamètre de 1.2 m.

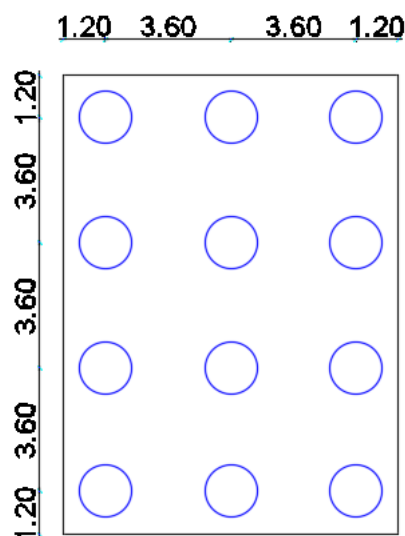


Figure VIII -8 : Disposition des pieux.

➤ Effort revenant à chaque pieux

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M \cdot y_i}{y_i^2}$$

N : effort normal.

$M y_i$: moment maximal.

n : nombre des pieux = 12 (3 files avec 4 pieux dans chaque file)

y_i : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré.

$y_i = 3.6$ m.

Tableau VIII -9 : Effort revenant à chaque pieu.

Etat	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
ELU	3309,74	3796,1892	4282,64
ELS	2463,64	2838,9006	3214,16

VIII.2.5.4 Ferrailage de la semelle

On applique la méthode des bielles sachant que cette méthode est valable si les deux Conditions suivantes sont vérifiées

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

Avec :

L : entraxe entre deux files de pieux, L = 3.6m

b : diamètre de fut, b = 2m.

h : hauteur utile de la semelle, h = H - 0.1 = 1.9m

On a :

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 55,65^\circ$$

$$h = 1.9 \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.3$$

❖ Armatures transversales inférieures

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec :

$$N_{\max-\text{Els}} = 3.21 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 f_e = 333.33 \text{ MPa}$$

As = 65.98cm²

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale a : $h + \varnothing_{\text{pieux}} = 1.9 + 1.2 = 3.1\text{m}$.

Donc $69.08/3.1 = 21.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 5HA25 avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armatures transversales supérieures :**

AS = $21.28/3 = 7.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 5HA14 avec un espacement de 20 cm.

❖ **Armatures longitudinales inférieures :**

AS = $21.28/2 = 10.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 4HA20 avec un espacement de 25 cm.

❖ **Armatures longitudinales supérieures :**

AS = $21.28/4 = 5.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 4HA16 avec un espacement de 25cm.

❖ **Armatures latérales :**

AS = $21.28/10 = 2.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 4HA14 avec un espacement de 25cm.

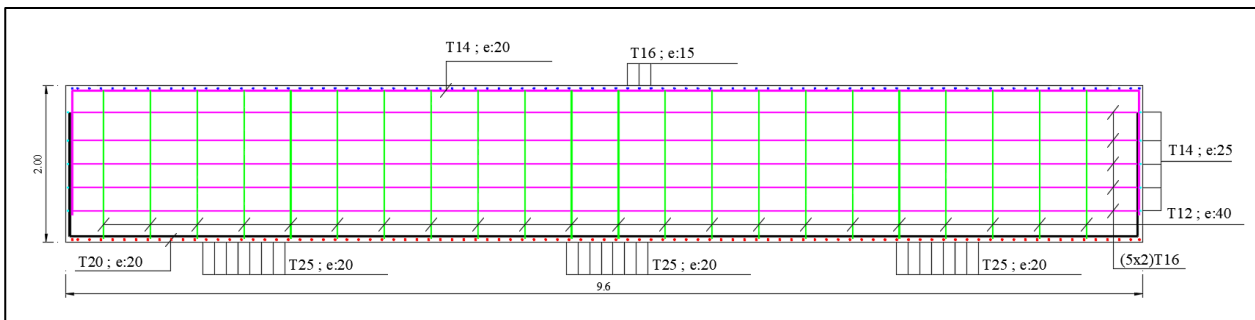


Figure VIII -9 : Ferrailage de la semelle.

VIII.2.6 Étude des pieux

VIII.2.6.1 Actions sur les pieux

En utilisant la méthode Warner on calcul :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$

b : diamètre de pieux ; b = 1.2m.

Cu : module de réaction du sol ; Cu = 30 MN/m³

I : moment d'inertie de pieux ; I = 0.102 m⁴

L= longueur du pieux ; L = 18 m

On trouve $\lambda = 0.226$; pour L=18m on a : $\lambda \times L = 4.06$

A partir de tableau de Warner on fait une interpolation pour définir les deux paramètres $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$.

Tableau VIII - 10 : Tableau de Warner

$\lambda \times L$	1	1,5	2	3	4	6
$X_{\theta p}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$X_{\theta M}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

Par interpolation, on trouve $X_{\theta p} = 1.27$ et $X_{\theta M} = 1.48$; On calcule le moment fléchissant :

ELU : $\bar{P} = H_{max}/N_{pieux} = 165.13 \text{ KN}$; $\bar{M} = 541.83 \text{ KN.m}$

ELS : $\bar{P} = 110.01 \text{ KN}$; $\bar{M} = 418.6 \text{ KN.m}$

Avec : $\bar{P}$: combinaisons des efforts horizontaux.

VIII.2.6.2 Ferrailage des pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composé.

❖ Section d'acier :

Avec Robot expert :

AL'ELU :

$M = 541.83 \text{ KN.m}$, $N = 3309.74 \text{ KN}$

AL'ELS :

$M = 418.60 \text{ KN.m}$, $N = 2463,64 \text{ KN}$; $A_s = 113.1 \text{ cm}^2$

On prend : 15 HA32 avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ Armature transversale :

On prend 1 cercle de HA16 avec un espacement de 15cm dans la zone citrique et 40cm dans la zone courante.

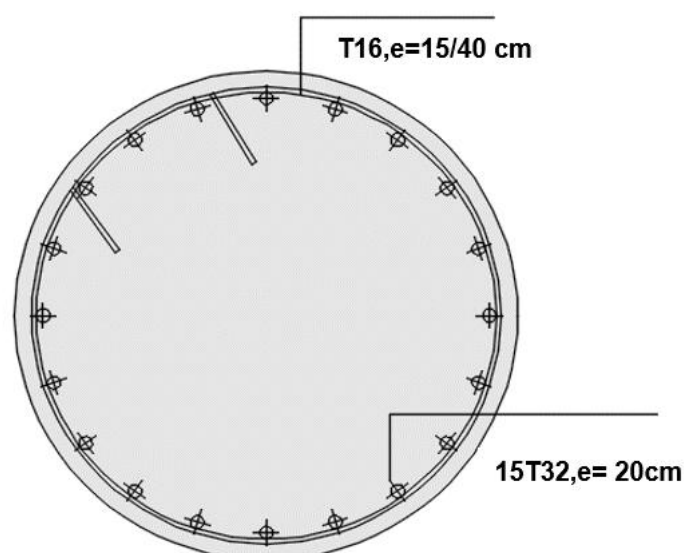


Figure VIII -10 : Ferrailage des pieux.

Le pourcentage d'armature d'acier est de 1 %.

VIII.3 Étude de la culée

La culée constitue un élément essentiel de la structure d'un pont. Elle joue le rôle d'appui d'extrémité du tablier, tout en assurant principalement la liaison entre l'ouvrage et le terrain naturel, garantissant ainsi la continuité entre la chaussée de la route et celle du pont.

VIII.3.1 Conception de la culée

Pour notre cas la culée remblayée a les éléments principaux suivants :

- Le mur garde-grève, qui assure la séparation entre le remblai et l'ouvrage.
- Le sommier d'appui, servant de support à l'about du tablier.
- Le mur cache, destiné à protéger les appareils d'appui.
- Le mur frontal qui transmet les charges verticales et retient le remblai.
- Mur en retour assurant le support des corniches et le soutènement du remblai.
- La semelle qui reprend le poids propre de la structure ainsi que les charges issues du tablier.

Le choix du type de culée repose sur une analyse globale prenant en compte :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Dans le cadre de ce projet, la solution retenue correspond à une culée de type remblayé. Mur garde grève (sépare le remblai de l'ouvrage).

VIII.3.2 Le dimensionnement de la culée

Tableau VIII -11 : Les dimensions de la culée.

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	2,00	13,20	9,60
Mur F	5,00	12,80	1,48
DDT	0,30	12,40	4,00
Mur en R			0,60
MGG	2,50	12,40	0,35

VIII.3.3 Évaluation des efforts agissants sur les culées

Les efforts sollicitant la culée comprennent des actions horizontales et verticales, résultant du poids propre de la culée, des charges transmises par le tablier, du poids et de la poussée des terres, ainsi que des effets du séisme, du freinage et des déformations différées. Ces différentes sollicitations seront analysées en détail.

Le calcul de la poussée des terres à l'état statique, ainsi que celui des forces d'inertie, basé sur les hypothèses classiques, conduit aux valeurs suivantes :

$K_a = 0,33$; γ béton = 25 kN/m³ ; γ sol = 20 kN/m³.

Tableau VIII -12 : Détermination des sollicitations en statique.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Semelle	6336,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	2368,00	/	0,18	4,50	426,24	/
DDT	372,00	/	2,92	8,62	1086,24	/
Mur en R	484,53	/	3,60	6,74	1744,32	/
MGG	347,20	/	0,82	8,27	284,70	/
Poids des Terres Amot	4017,60	/	2,22	5,22	8919,07	/
Poids des T sur DDT	365,80	/	3,08	9,13	1126,66	/
Poussée Mur Frontal	/	3693,03	/	-5,17	/	-19080,66
Poussée Semelle	/	1082,03	/	-1,00	/	-1082,03
Poussée DDT	/	22,41	/	-9,05	/	-202,72
Poids Sur 10kN/m ²	496,00	/	2,18	/	1081,28	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	388,74	/	-4,75	/	-1846,52

Tableau VIII -13 : Les actions transmises par le tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Rg(tablier)	8410,57	/	0,00	/	0,00	/
R(UIC71)	1724,00	/	0,00	/	0,00	/
R(SW02)	2533,78	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	95,04	/	-7,00	/	-665,28
HT°	/	59,88	/	-7,00	/	-419,13
Frein UIC71	/	370,00	/	-7,00	/	-2590,00
Frein SW02	/	647,50	/	-7,00	/	-4532,50

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS :

Tableau VIII -14 : Combinaisons des efforts

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _v (KN.m)	M (KN.m)
G	22701,70	4928,43	-23128,67	13587,24	-9541,43
G +1.12 SW/2+ 0.9 UIC71	27091,13	5986,633	-30536,07	13587,24	-16948,83

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELU :

Tableau VIII -15 : Combinaisons des efforts.

	N (KN)	H (KN)	M _H (KN.m)	M _V (KN.m)	M (KN.m)
1.35G	30647,29	6658,77	-28768,63	18342,77	-10425,86
1.35 G +1.35 SW/2+ 1.3 UIC71	36309,10	8013,90	-38254,51	18342,77	-19911,74

VIII.3.4 Mur frontal

Pour le dimensionnement du ferrailage du mur frontal, les efforts qui lui sont appliqués sont déterminés en le considérant comme encasturé au niveau de la semelle. Le détail des calculs correspondants est présenté dans le tableau suivant :

Tableau VIII -16 : Sollicitations sur mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	I _{FV} (x/o)	I _{FH} (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Mur F	2368,00	/	0	2,50	0	5920
DDT	372	/	0,94	6,61	349,68	/
MGG	347,2	/	0,92	6,30	319,424	/
Poids des T sur DDT	365,80	/	0,94	6,61	343,852	/
Poussée Mur Frontal	/	2307,89	/	-2,50	/	-5777,423
Poussée Sur 10kN/m²	/	307,31	/	-3,76	/	-1153,946
Rg(tablier)	8410,57	/	-0,18	/	-1513,90	/
R(UIC71)	1724,00	/	-0,18	/	-310,32	/
R(SW02)	2533,78	/	-0,18	/	-456,08	/
Hf+r	/	95,04	/	-5,00	/	-475,20
HT°	/	59,88	/	-5,00	/	-299,38
Frein UIC71	/	370,00	/	-5,00	/	-1850,00
Frein SW02	/	647,50	/	-5,00	/	-3237,50

Le ferrailage du mur frontal comprend des armatures verticales et horizontales. Les armatures verticales sont dimensionnées en considérant le mur soumis à une flexion composée, selon les cas suivants :

❖ Sollicitations les plus défavorables

ELS : $M_{\max} = 713.54 \text{ KN.m/ml}$; $N_{\text{cors}} = 1655.32 \text{ KN.m/ml}$;

ELU : $M_{\max} = 960.30 \text{ KN.m/ml}$; $N_{\text{cors}} = 2232.52 \text{ KN.m/ml}$;

ELU : $T_{\max} = 524.14 \text{ KN.m/ml}$; $N_{\text{cors}} = 1700.30 \text{ KN.m/ml}$.

Le ferrailage vertical est effectué par ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×1.48) m en flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

➤ Section d'acier :

Avec Robot expert $AS = 14.8 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5T20/ml/coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

➤ Armature de constructions :

$AS' = AS/3 = 4.93 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5T14/ml /coté tablier avec un espacement de 20 cm.

➤ Armatures transversales :

On opte pour 5T12/ml avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.5 Mur garde grève

Le mur garde-grève est dimensionné en flexion simple, sous l'effet des actions horizontales suivantes :

- La poussée des terres.
- La poussée due à une charge locale appliquée en arrière du mur garde-grève.
- L'effort de freinage engendré par les charges d'exploitation.

➤ Calcul des sollicitations :

Le moment d'encastrement total dû aux forces horizontales appliquées sur le mur garde grève est la combinaison des sollicitations suivantes :

- Moment des poussées des terres :

$$M_p = \frac{p \times h}{3}, \text{ avec : } P = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

Avec :

K_a : coefficient de poussée des terres, $k_a = 0.33$.

γ : poids volumique du remblai, $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.

h : hauteur du mur garde grève, $h = 2.5 \text{ m}$.

On fait le calcul par 1 ml. Résultats :

$P = 20.63 \text{ KN}$; $M_P = 17.19 \text{ KN.m/ml}$

$$M_{ser} = M_{pt} = 17.19 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_u = 1.35 \times M_{ser} = 1.35 \times 17.19 = 23.20 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Moment due à la force de freinage :**

On considère l'effet de freinage d'une seule roue d'une charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_F = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

ρ = coefficient de pondération

$\mu = 1.6$ à ELU et 1.2 à ELS

P : charge d'une roue du convoi roulant, $P = 125 \text{ kN}$.

h : Hauteur du mur. $h = 2.5 \text{ m}$.

Résultats :

$$M_{f-ELS} = 142.86 \text{ kN.m} ; M_{f-ELU} = 190.48 \text{ kN.m}$$

➤ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

La norme relative à l'ouvrage d'art prescrit une surcharge à l'arrière d'une culée de pont rail de 3.6 t/m^2 pour un essieu de 25t , il est réparti sur une largeur de 2.8 m avec une diffusion de 45° sur une épaisseur de 0.6 m de ballast.

$$Q = q \times Ka \times h = 36 \times 0.33 \times 2.5 = 29.7 \text{ KN/ml}$$

$$M = (Q \times h) / 2 = (29.7 \times 2.5) / 2 = 37.13 \text{ kN.m/ml}$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

AL'ELU : $1,35 \text{ MG} + 1,45 \text{ MQ}$;

$$M_{ELU} = 353.23 \text{ KN.m}$$

AL'ELS : $\text{MG} + \text{MQ}$;

$$M_{ELS} = 197.175 \text{ KN.m}$$

➤ **Le ferrailage**

Le ferrailage On utilise le ROBOT EXPERT en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \text{ m} \times 0.35 \text{ m}$.

➤ **Section d'acier :**

$A_S = 31.2 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour $7 \text{ T}25/\text{ml}$ / coté remblai, avec un espacement de 15 cm .

➤ **Armature de constructions :**

$A_{S'} = A_S / 3 = 10.40 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour $7 \text{ T}14/\text{ml}$ /coté tablier avec un espacement de 15 cm .

➤ **Armatures transversales :**

$A_t = A_s / 4 = 7.80 \text{ cm}^2$, donc : on opte pour $7 \text{ T}12/\text{ml}$ avec un espacement de 15 cm .

VIII.3.6 Mur en retour

Evaluation des efforts : pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par le logiciel Robot Structural Analysis.

Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par :

- La poussée des terres.
- La poussée des surcharges de remblais.
- Le poids de CCP.
- Le poids propre du mur.

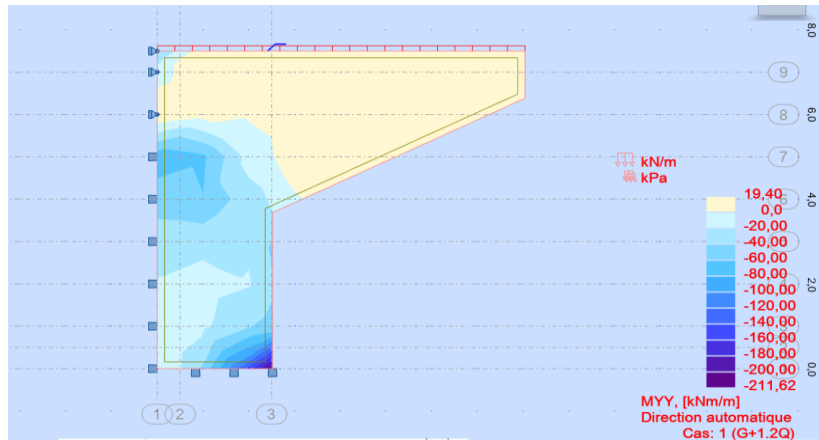


Figure VIII -11: les moments MYX sur le mur en retour.

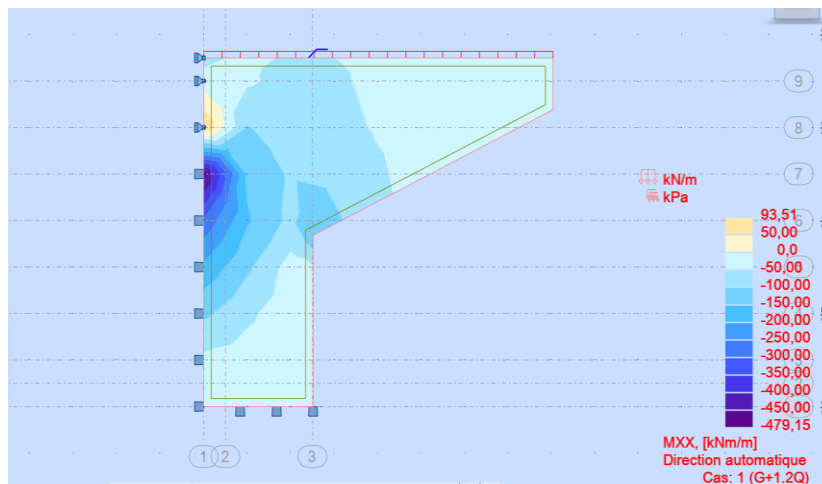


Figure VIII -12 : les moments MXX sur le mur en retour.

Le ferrailage du mur suivant les deux directions sur la zone intérieur (remblai) et extérieur est effectué par le logiciel ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire (1×0.6) m.

Sachant que :

A P E L S :

$$MXX = 350 \text{ KN.m/ml}$$

$$MYX = 160 \text{ KN.m/ml}$$

- Le ferrailage horizontal :

➤ Section d'acier :

Avec Robot expert $AS = 28.5 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 6HA25/ml / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armature de constructions :**

$AS' = AS/3 = 9.5 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 7HA14/ml /coté tablier avec un espacement de 20 cm.

- **Le ferrailage vertical :**

➤ **Section d'acier :**

Avec Robot expert $AS = 12.6 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 5HA20/ml / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armature de constructions :**

$AS' = AS/3 = 4.2 \text{ cm}^2$; Donc : on opte pour 4HA12/ml / coté tablier avec un espacement de 20 cm.

VIII.3.7 Etude de fondation de la culée

VIII.3.7.1 Evaluations des efforts agissants sur la semelle

Tableau VIII -17 : Efforts agissants sur la semelle

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M _{FV} /o	M _{FH} /o
Semelle	6336,00	/	0,00	1,00	0,00	/
Mur F	2368,00	/	0,18	4,50	426,24	/
DDT	372,00	/	2,92	8,62	1086,24	/
Mur en R	484,53	/	3,60	6,74	1744,32	/
MGG	347,20	/	0,82	8,27	284,70	/
Poids des Terres Amot	4017,60	/	2,22	5,22	8919,07	/
Poids des T sur DDT	365,80	/	3,08	9,13	1126,66	/
Poussée Mur Frontal	/	3693,03	/	-5,17	/	-19080,66
Poussée Semelle	/	1082,03	/	-1,00	/	-1082,03
Poussée DDT	/	22,41	/	-9,05	/	-202,72
Poids Sur 10kN/m ²	496,00	/	2,18	/	1081,28	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	388,74	/	-4,75	/	-1846,52
Rg(tablier)	8410,57	/	0,00	/	0,00	/
R(UIC71)	1724,00	/	0,00	/	0,00	/
R(SW02)	2533,78	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	95,04	/	-7,00	/	-665,28
HT°	/	59,88	/	-7,00	/	-419,13
Frein UIC71	/	370,00	/	-7,00	/	-2590,00
Frein SW02	/	647,50	/	-7,00	/	-4532,50

Tableau VIII -18 : Combinaisons des efforts.

	Combinaisons	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	G +1.12 SW/2+ 0.9 UIC71	27091,13	5986,633	-30536,07
ELU	1.35 G +1.35 SW/2+ 1.3 UIC71	36309,10	8013,90	-38254,51

Avec : moment renversant (-) ; moment stabilisant (+)

VIII.3.7.2 Nombre de pieux et effort revenant à chaque pieux

➤ Nombre de pieux :

On détermine le nombre de pieux par la relation suivante : $n = \frac{N}{Q_p}$

$$n = \frac{N}{Q_p} = \frac{27091,13}{3800} = 7.13$$

Soit **9 pieux** de **18 m** de profondeur avec un diamètre de 1.2 m.

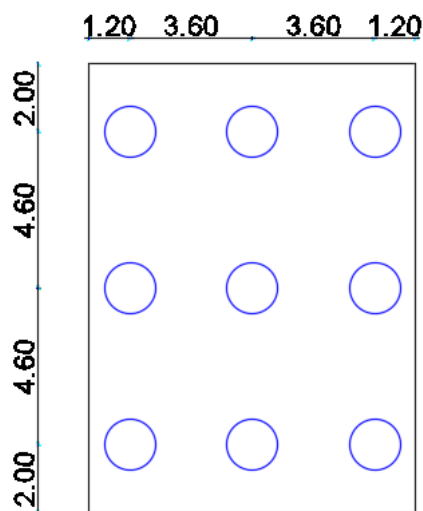


Figure VIII -13 : disposition des pieux de la culée.

➤ effort revenant à chaque pieux :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M \cdot y_i}{y_i^2}$$

N : effort normal.

Myi : moment maximal.

n : nombre des pieux = 12 (3 files avec 4 pieux dans chaque file)

yi : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré.

yi = 3.6 m.

Tableau VIII -19 : Effort revenant à chaque pieu.

Etat	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
ELU	3838,34	4538,64	5138,93
ELS	2790,30	3386,39	3982,48

VIII.3.7.3 Ferrailage de la semelle

On applique la méthode des bielles sachant que cette méthode est valable si les deux Conditions suivantes sont vérifiées

$$\alpha \geq 45^\circ$$

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

Avec :

L : entraxe entre deux files de pieux,

Dans le sens X, L = 3.6m

Dans le sens Y, L=4,6m

b : diamètre de fut, b = 2m.

h : hauteur utile de la semelle, h = H - 0.1 = 1.9m

On a :

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 46,57^\circ$$

$$h = 1.9 \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.8$$

❖ **Armatures transversales inférieures :**

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Avec :

$$N_{\max-ELS} = 3.98 \text{ MN}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 f_e = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_s = 113,19 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur

L est égale a : h + Øpieux = 1.9+1.2 = 3.1m.

Donc 113.19/3.1 = 36,51cm²/ml, soit 8HA25 avec un espacement de 15 cm.

❖ Armatures transversales supérieures :

$AS = 36,51/3 = 12,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 8HA14 avec un espacement de 15 cm.

❖ Armatures longitudinales inférieures :

$AS = 36,51/2 = 18,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 6HA20 avec un espacement de 20 cm.

❖ Armatures longitudinales supérieures :

$AS = 36,51/4 = 9,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 6HA16 avec un espacement de 20cm.

❖ Armatures latérales :

$AS = 36,51/10 = 3,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit 4HA14 avec un espacement de 25cm.

VIII.3.7.4 Étude des pieux

➤ Actions sur les pieux

En utilisant la méthode Warner on calcul :

$$\bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\text{Avec : } \lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

b : diamètre de pieux ; b = 1.2m.

C_u : module de réaction du sol ; $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$

I : moment d'inertie de pieux ; $I = 0.102 \text{ m}^4$

L= longueur du pieux ; L = 18 m

On trouve $\lambda = 0.226$; pour L=18m on a : $\lambda \times L = 4.06$

A partir de tableau de Warner on fait une interpolation pour définir les deux paramètres $X_{\theta P}$ et $X_{\theta M}$.

Par interpolation, on trouve $X_{\theta P} = 1.27$ et $X_{\theta M} = 1.48$

On calcule le moment fléchissant :

ELU : $\bar{P} = H_{\max}/N_{\text{pieux}} = 890.43 \text{ KN}$; $\bar{M} = 3388.20 \text{ KN.m}$

ELS : $\bar{P} = 665,18 \text{ KN}$; $\bar{M} = 2531.19 \text{ KN.m}$

Avec : $\bar{P}$: combinaisons des efforts horizontaux.

➤ Ferrailage des pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composé.

❖ Section d'acier :

Avec Robot expert :

AL'ELU :

$M=3388.20 \text{ KN.m}$, $N=3838.34 \text{ KN}$

AL'ELS :

$M= 2531.19 \text{ KN.m}$, $N= 2790.30 \text{ KN}$; $A_s = 210.2 \text{ cm}^2$,On prend : 27 HA32 avec $St = 12 \text{ cm}$, avec un pourcentage d'armature de 1.86 %.

❖ Armature transversale :

On prend 1 cercle de HA16 avec un espacement de 15cm dans la zone citrique et 40cm dans la zone courante.

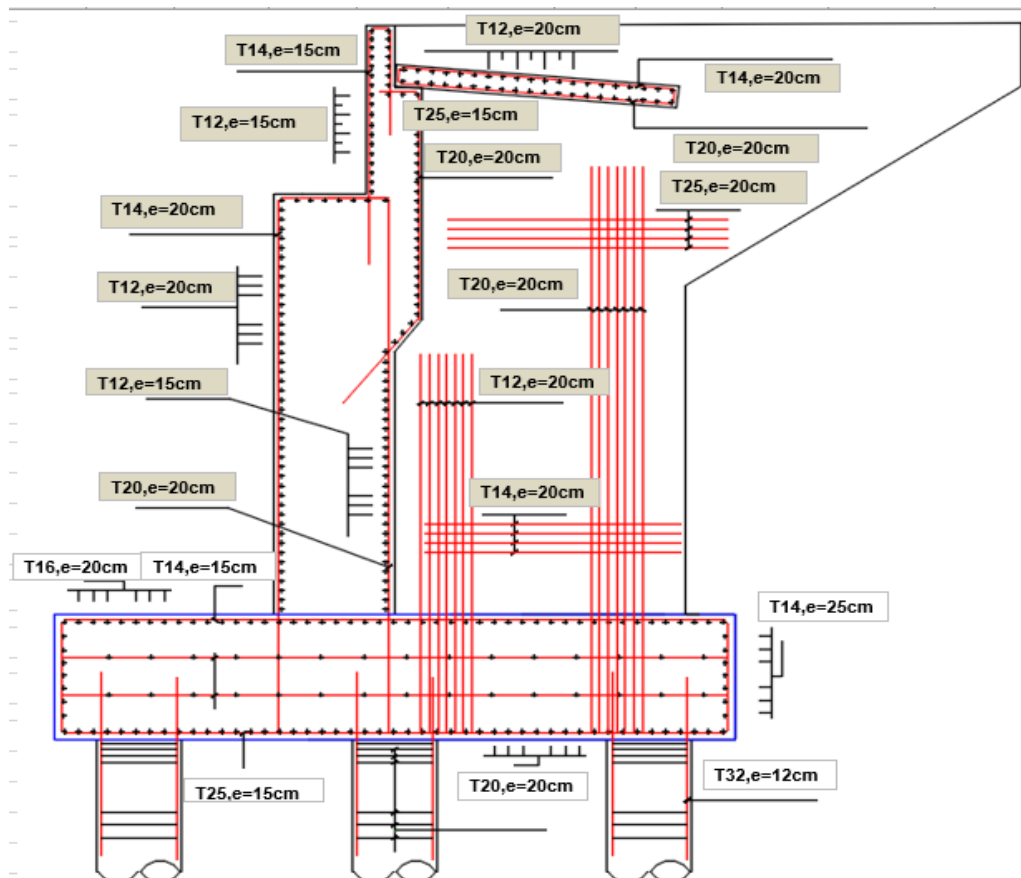
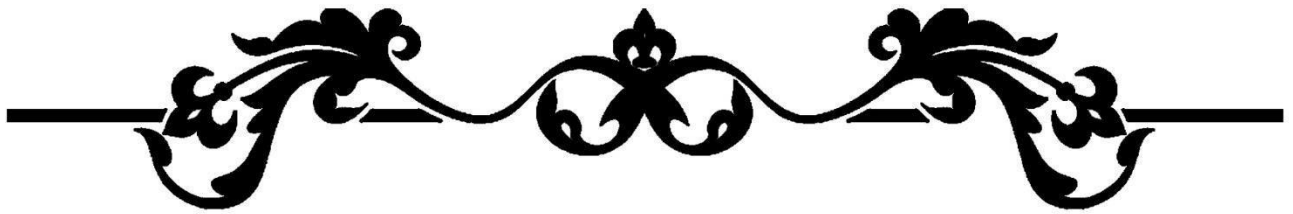


Figure VIII -14 : ferrailage des éléments de la culée.

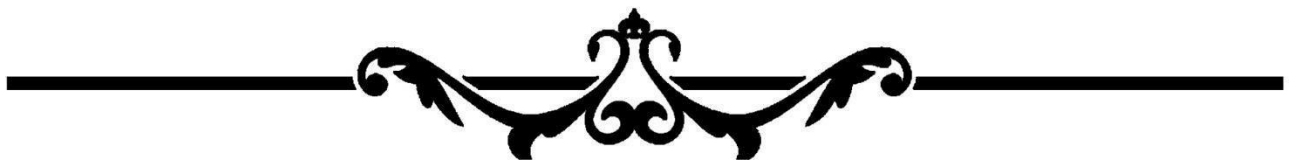
IX.4 CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure présentée dans ce chapitre porte sur le dimensionnement et la vérification de la stabilité de la pile et de la culée, ainsi que sur le contrôle du ferrailage de leurs différents éléments. Cette analyse vise à garantir un fonctionnement adéquat de l'ouvrage et à assurer son exploitation en toute sécurité.



Chapitre IX

ETUDE SISMIQUE ET
EQUIPEMENTS DE PONT



IX.1 Introduction

Les équipements, constituant un ensemble varié de dispositifs aux caractéristiques hétérogènes tant par leur nature que par leur conception et leur mode de fonctionnement, occupent une place déterminante dans la durabilité et la fiabilité d'un ouvrage. Ils contribuent non seulement au bon comportement de la structure, mais également à la sécurité et au confort des usagers, principaux concernés par son exploitation.

Dans ce cadre, une attention particulière sera accordée aux équipements essentiels de l'ouvrage, notamment les appareils d'appui et les joints de chaussée. Leur comportement sera étudié dans des conditions critiques, telles que les états limites ultimes ainsi que les sollicitations exceptionnelles, en particulier celles induites par les actions sismiques. Cette approche a pour objectif de garantir l'intégrité de l'ouvrage tout en plaçant la sécurité des usagers et des intervenants au centre des préoccupations.

IX.2 Appareil d'appui

Les appareils d'appui, éléments d'interface stratégiques, relient le tablier aux appuis en transmettant les efforts verticaux et horizontaux tout en permettant des mouvements contrôlés pour limiter les contraintes et préserver l'intégrité de l'ouvrage.

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

D'après le guide technique « Appareils d'appui en élastomère fretté » publié par le SETRA, les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF), ainsi que les appareils d'appui à pot (AAP), représentent près de 90 % des dispositifs d'appui employés dans les ouvrages d'art, notamment les ponts. Cette large utilisation atteste de leur fiabilité et de leur performance éprouvée en conditions réelles.

Dans le cadre de l'ouvrage étudié, le choix s'est donc naturellement porté sur les appareils d'appui en élastomère fretté, en raison de plusieurs atouts d'ordre technique et pratique :

- Leur mise en œuvre est simple, et ils se distinguent par leur facilité de réglage et de contrôle, ce qui optimise les interventions des équipes sur le chantier.
- Leur conception permet de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis, contribuant ainsi à un comportement plus équilibré de la structure.
- Ils ne nécessitent aucun entretien particulier, ce qui représente un avantage important en termes de gestion à long terme.
- Enfin, leur coût demeure relativement abordable, permettant ainsi de maîtriser les dépenses sans porter atteinte à la sécurité ni à la qualité de l'ouvrage.

Ce choix technique répond à un double enjeu : optimiser le comportement structurel de l'ouvrage tout en prenant en considération les contraintes économiques et organisationnelles du projet. Il s'agit ainsi de réaliser un ouvrage durable, performant et conçu avec rigueur et responsabilité.

IX.2.2 Dimensionnement des appareils d'appuis

Les appareils d'appui de type B se caractérisent par une conception optimisée, visant à concilier efficacité mécanique et pérennité. Ils sont formés de « n+1 » frettes métalliques alternées avec « n » couches d'élastomère d'épaisseur identique, ce qui permet d'assurer une bonne répartition des contraintes tout en garantissant une déformabilité maîtrisée.

Afin d'améliorer leur durabilité et leur comportement en exploitation, ces dispositifs sont protégés en périphérie par une enveloppe d'élastomère d'une épaisseur minimale de 4 mm. Par ailleurs, leurs faces supérieure et inférieure bénéficient d'un enrobage d'épaisseur nominale de 2,5 mm, assurant ainsi une protection efficace contre les agressions extérieures.

IX.2.2.1 Aire de l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à l'ELU.

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPA}$$

- **Rmax** : Représente la réaction d'appui maximale à l'État Limite Ultime (ELU), d'une valeur de 2,79 MN
- **σ_m** : Désigne la contrainte de compression exercée sous l'effet de cette réaction maximale.
- **a** : Côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.
- **b** : Côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Donc : On a :

$$a \times b \geq 1395 \text{ cm}^2$$

A partir de l'annexe 3 et du tableau de dimensions en zones sismiques et en plans courantes on prendra :

$$a=400\text{mm et } b=400\text{mm}$$

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

En respectant la condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} ; (a \text{ le plus grand coté})$$

Donc :

$$40,00\text{mm} \leq T \leq 80,00\text{mm}$$

IX.2.2.3 Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes :

$$t_s > \frac{a}{B} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$
$$t_s > 2\text{mm}$$

Avec :

$$B \text{ (Coefficient de forme)} = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)}$$

$$\sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

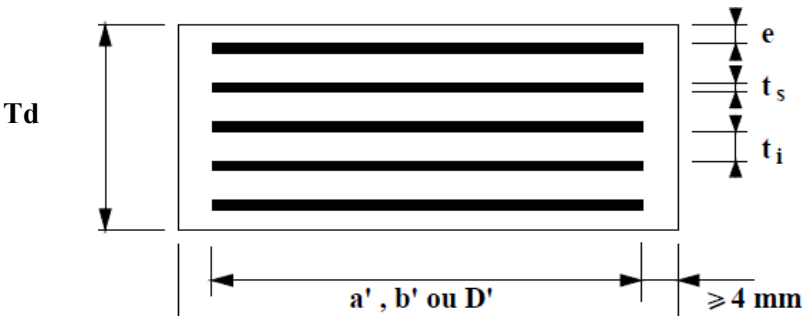
Et pour : $G=0.9$ (Module de calcul du Caoutchou)

On obtient :

$$\sigma_m = 17,44 \text{ MPA} ; \beta = 11,11 ; t_s = 2,67\text{mm}$$

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

Tableau IX.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimension	Valeur	
a	400 mm	
b	400 mm	
t _i	10 mm	
t _s	3 mm	
n	4	
e	5 mm	
T _d	78 mm	
T	60 mm	

- **n** : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **t_i** : Épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **t_s** : Épaisseur d'une frette métallique élémentaire.
- **T** : Épaisseur totale de l'élastomère, résultant de la superposition des feuillets.
- **T_d** : Épaisseur totale de l'appareil, incluant l'ensemble des couches d'élastomère, des frettes et des enrobages.
- **e** : Épaisseur de l'enrobage extérieur.
- **Enrobage des chants** : fixé à 4 mm, afin de garantir la protection latérale du dispositif contre les agressions extérieures.

IX.2.3 Evaluation de la raideur totale k

Les raideurs des différents appuis sont calculées comme suite :

$$K_{A-app} = \frac{G \times a \times b}{T}, \quad K_{pile} = n_F \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}, \quad K_{Appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{A-app}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

- **G** : module de cisaillement d'élastomère en cas dynamique ($G = 1.2 \text{ MPa}$).
- **n_f** : nombre des fûts composants la pile ($n_f = 3$).
- **a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur d'élastomère.
- **E** : module de déformation instantané de béton, $f_{c28} = 30 \text{ MPa} \rightarrow E = 34\,180 \text{ MPa}$ En ce qui concerne la culée, elle est considérée comme infiniment rigide donc sa rigidité totale est celle de ses appareils d'appui.

Tableau IX.2 : Raideurs longitudinales des appuis.

Appui	h(m)	I (m ⁴)	K _{pile} (MN/m)	K _{A-app} (MN/m)	n _{A-app}	K _{appui} (MN/m)
C1/C2	/	/	INF	3.20	8	25,60
P1	4	0,79	3773,10	3.20	16	50,51
P2	4	0,79	3773,10	3.20	16	50,51
P3	4	0,79	3773,10	3.20	16	50,51
P4	2,5	0,79	15454,63	3,20	16	51,03
P5	2,5	0,79	15454,63	3,20	16	51,03
P6	2,5	0,79	15454,63	3,20	16	51,03
P7	2,5	0,79	15454,63	3.20	16	51,03

Donc : $K_{long} = \sum K_{appui} = 406,87 \text{ MN/m}$

Tableau IX.3 : Raideurs transversales des appuis.

Appui	h(m)	I (m ⁴)	K _{pile} (MN/m)	K _{A-app} (MN/m)	n _{A-app}	K _{appui} (MN/m)
C1/C2	/	/	INF	3.20	8	25,60
P1	4	40,01	64102,69	3.20	16	51,16
P2	4	40,01	64102,69	3.20	16	51,16
P3	4	40,01	64102,69	3.20	16	51,16
P4	2,5	40,01	262564,63	3,20	16	51,19
P5	2,5	40,01	262564,63	3,20	16	51,19
P6	2,5	40,01	262564,63	3,20	16	51,19
P7	2,5	40,01	64102,69	3.20	16	51,16

Donc ; $K_{trans} = \sum K_{appui} = 409,44 \text{ MN/m}$

IX.3 Étude sismique

Conformément aux dispositions du RPOA 2008 (Règlement Parasismique applicable aux Ouvrages d'Art), les paramètres sismiques retenus pour cet ouvrage sont les suivants :

- Le pont appartient au groupe 2, correspondant aux ouvrages d'importance élevée nécessitant des exigences de conception renforcées.
- Le sol de fondation est classé en catégorie S2 (site ferme), ce qui contribue à un comportement globalement favorable sous sollicitation sismique.
- L'ouvrage est situé en zone sismique IIa, caractérisée par un niveau de sismicité modéré.
- Le coefficient d'accélération de zone est pris égal à $A = 0,20$, selon le tableau 3.1 du RPOA.

- Le taux d'amortissement du béton armé est estimé à $\xi = 5 \%$, valeur usuelle dans les analyses dynamiques.
- Le module de cisaillement dynamique de l'élastomère des appareils d'appui est $G = 1,2 \text{ MPa}$, traduisant sa capacité à dissiper l'énergie sismique.

IX.3.1 Méthode spectrale

Pour une analyse multimodale, un modèle 3D en éléments finis a été élaboré en utilisant le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURALE ANALYSIS v2026.

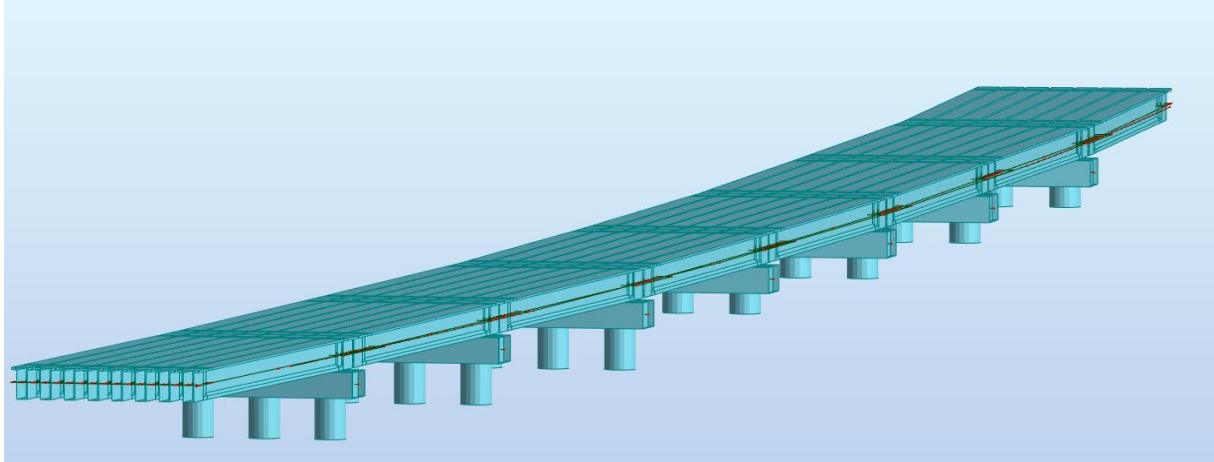


Figure IX.1 : Modèle de calcul multimodale

Les figures suivantes représentent les résultats de l'analyse des huit premiers modes propres données par l'logiciel :

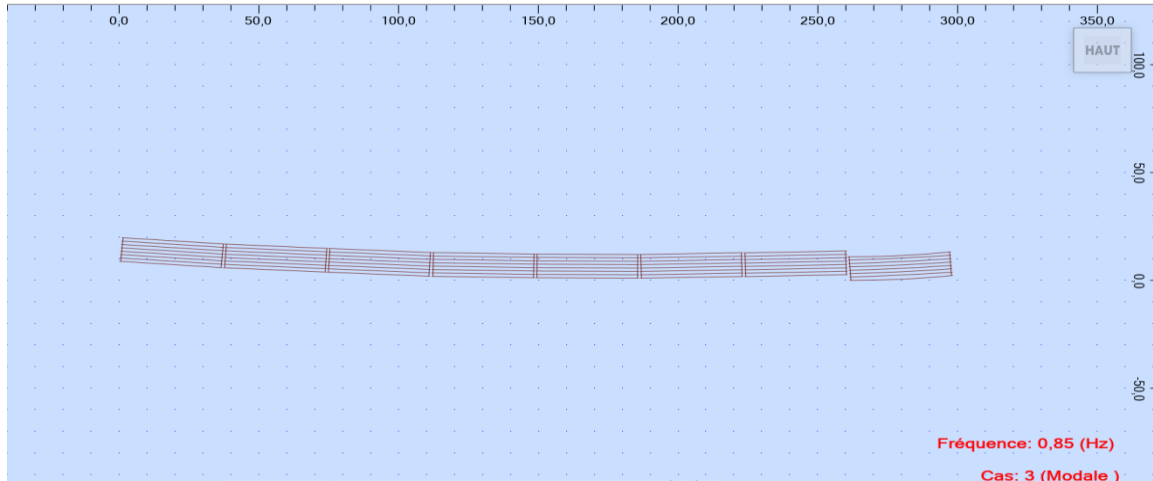


Figure IX.2 : résultat mode 1.

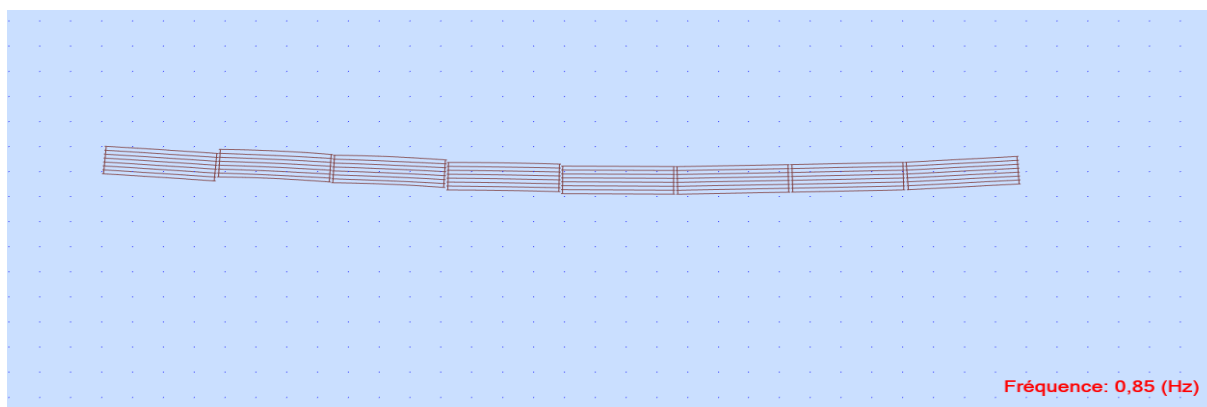


Figure IX.3 : résultat mode 2.

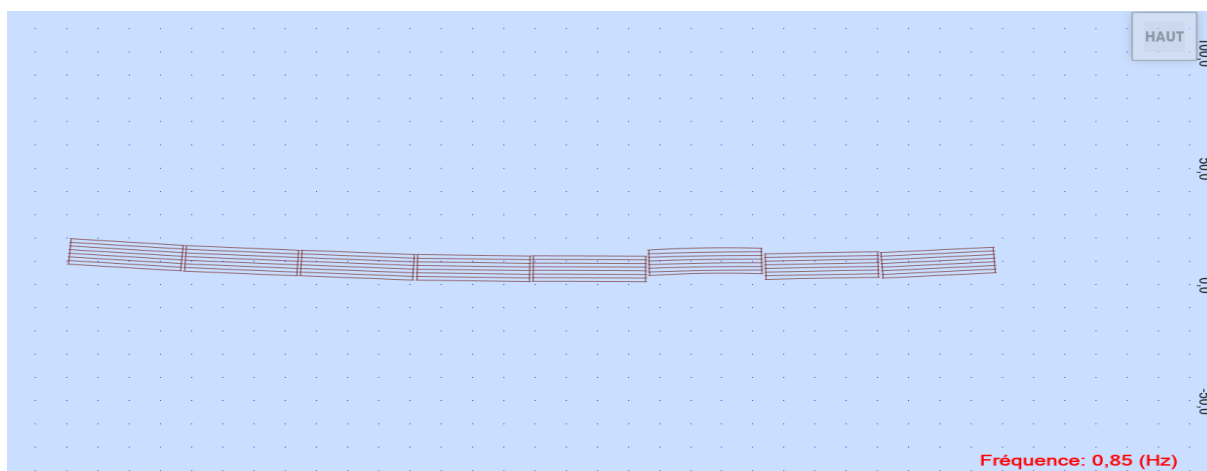


Figure IX.4 : résultat mode 3.

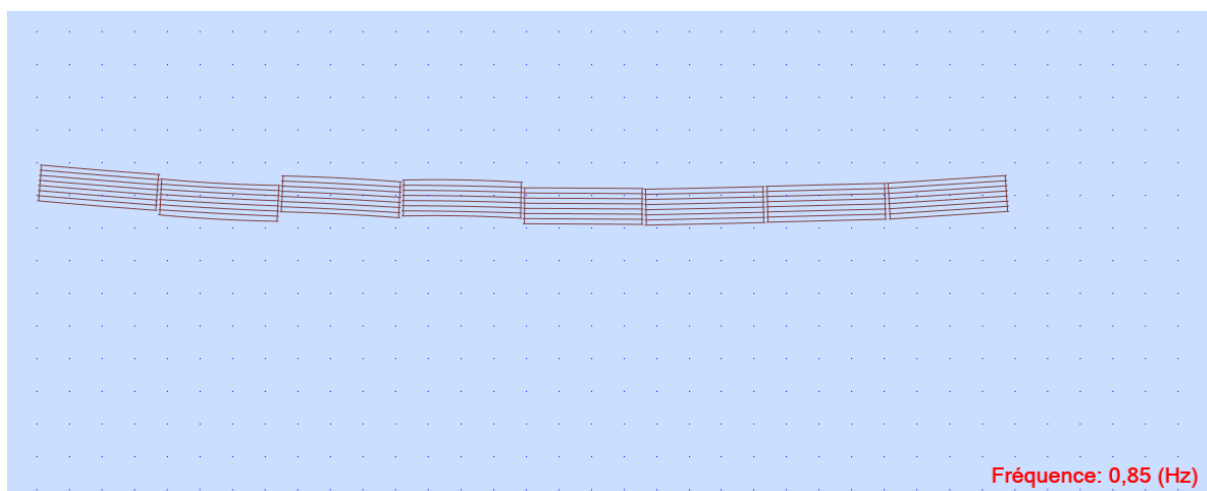


Figure IX.5 : résultat mode 4.

IX.3.1.1 Spectre de réponse de composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre donné en VIII.1, où T est la période de mode propre considéré dans la direction considérée.

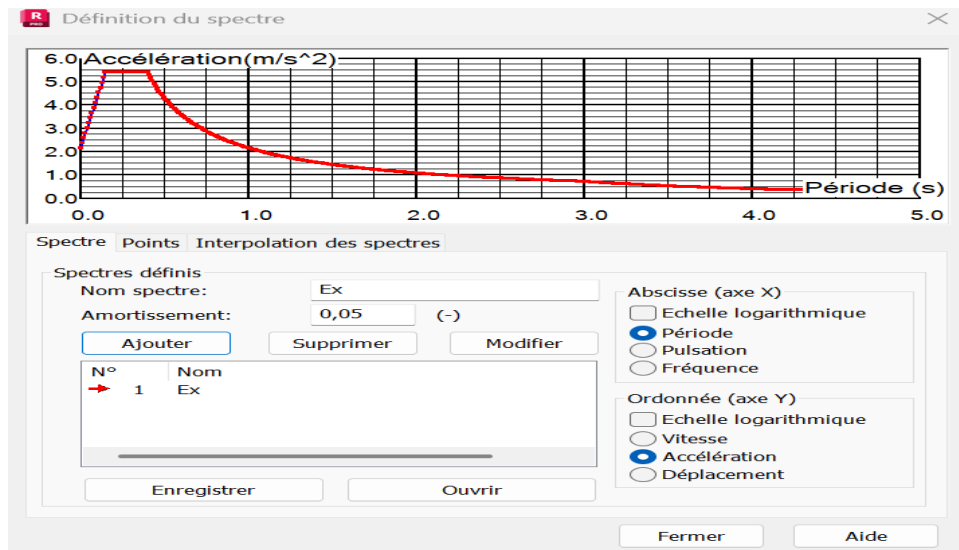


Figure IX.6 : Spectre de réponse élastique (composante longitudinale)

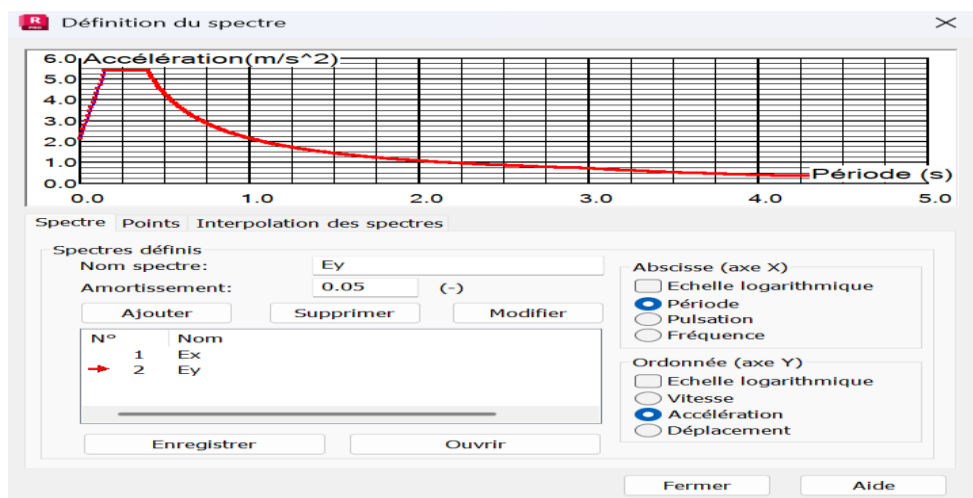


Figure IX.7 : Spectre de réponse élastique (composante horizontale).

IX.3.1.2 Modes significatifs

Lorsqu'on analyse la réponse structurelle d'un système, il est essentiel de considérer tous les modes qui contribuent de manière significative à cette réponse. Autrement dit, on tient en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)c$ atteint au moins 90% de la masse totale du pont MT . Cette condition n'a pas vraiment de sens pour le sens vertical, car cette méthode ne permet pas de mobiliser une masse vibrante suffisante.

Les résultats de calcul des modes propres sont donnés ci-dessous :

Tableau IX -4 : Modes propres.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,85	1,17	0,08	35,35
2	0,85	1,17	0,09	51,28
3	0,85	1,17	0,09	52,45
4	0,86	1,17	0,09	54,98
5	0,86	1,17	0,10	63,54
6	0,86	1,17	0,10	71,48
7	0,86	1,17	0,15	78,53
8	0,86	1,16	38,43	78,62
9	0,86	1,16	50,89	78,62
10	0,86	1,16	51,33	78,63
11	0,86	1,16	72,19	78,63
12	0,86	1,16	77,16	78,64
13	0,87	1,16	80,78	78,64
14	0,87	1,15	83,88	78,64
15	0,87	1,15	88,12	78,67
16	0,91	1,10	88,12	84,84
17	0,96	1,04	88,12	84,84
18	0,97	1,04	88,13	84,84
19	0,97	1,04	88,13	84,84
20	0,97	1,03	88,13	84,84

IX.3.1.3 Combinaison des réponses modales

Le déplacement max, les contraintes élémentaires et les forces de réactions calculées pour chaque mode de vibration significatif doivent être convenablement combinés pour obtenir la réponse totale du pont à chaque composante du mouvement sismique. Puisque les réponses modales maximales ne surviennent pas en même temps pendant l'excitation sismique. La méthode de combinaison quadratique complète (C.Q.C) est utilisée pour obtenir une estimation approximative de la réponse totale. La méthode est basée sur la théorie des vibrations libres et peut être utilisé si la durée de la plus grande partie des mouvements enregistrés est un peu plus longue que la période fondamentale du pont et si le spectre de réponse varie lentement en dehors de la bande de la période dominante du pont.

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

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

les déplacements max selon les direction longitudinales et transversales avec la combinaison C.Q.C sont illustrées dans les figures suivantes :

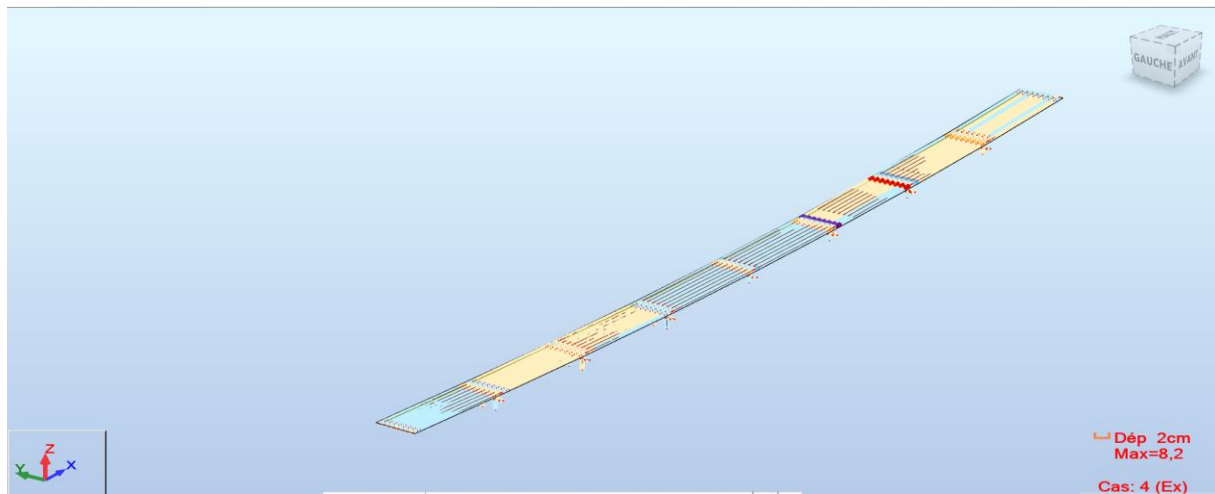


Figure IX.8 : déplacement longitudinale maximale (Ex).

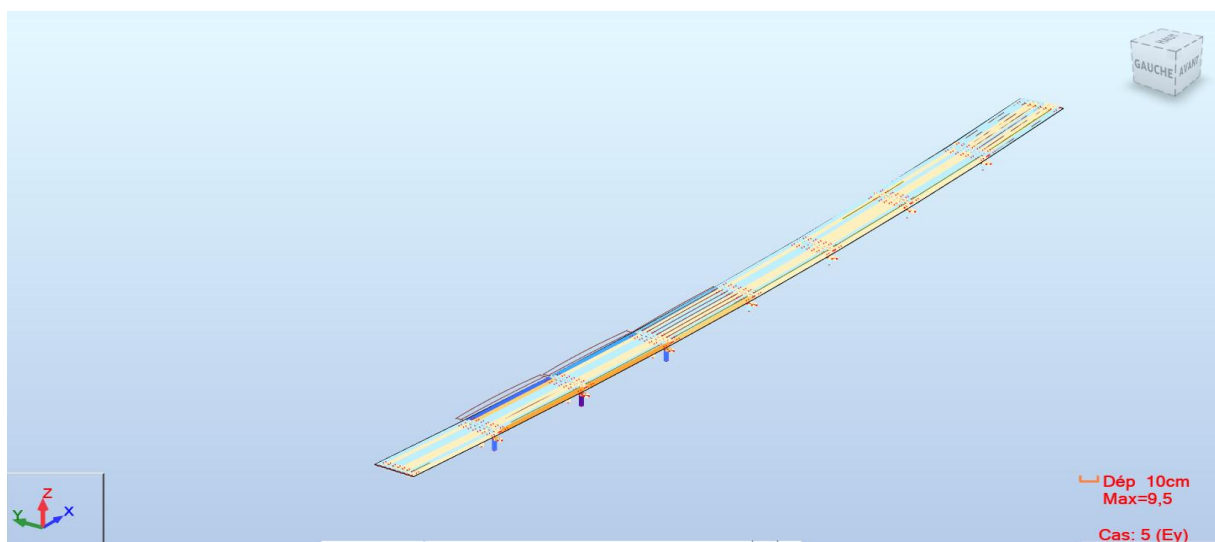


Figure IX.9 : déplacement transversale maximale (Ey).

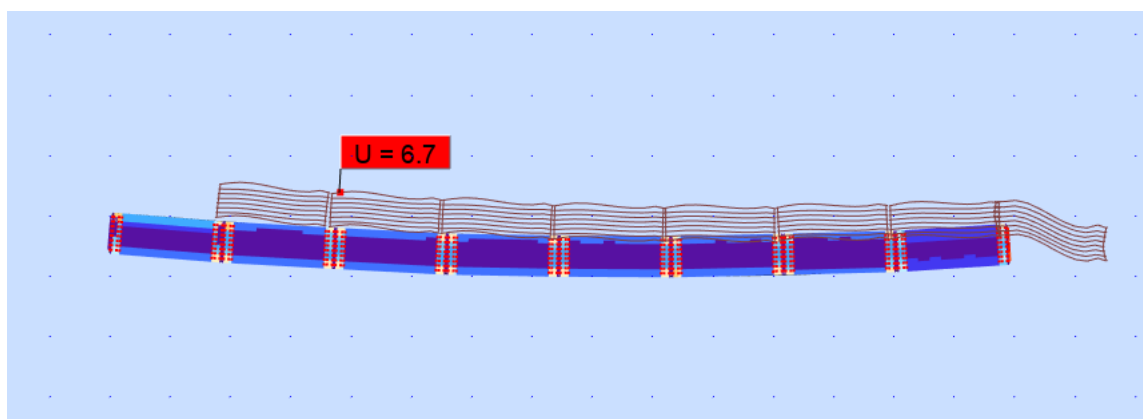


Figure IX.10 : déplacement maximale de combinaison $G+EX+0.3EY+0.4\Delta T+D$

Lors de l'analyse spectrale du modèle, on observe une différence de déplacement entre les nœuds de la superstructure et ceux de l'infrastructure. Cette différence est destinée à être mobilisée et absorbée par les appareils d'appui.

Noeud/Cas/Mode	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
531/ 4/ CQC	0,1	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000
532/ 4/ CQC	6,4	0,0	0,0	0,000	0,000	0,000

Figure IX.11 : déplacement longitudinale maximale (Ex) des nœuds.

Comme illustré dans la figure précédente, on observe une différence entre les déplacements maximaux des deux nœuds (chevêtre et poutre) dans le sens longitudinal, égale à 6,3. Ce déplacement sera repris et bloqué par les appareils d'appui.

IX.3.2 Méthode monomodale

La méthode monomodale est applicable lorsque le comportement dynamique de l'ouvrage peut être correctement assimilé à un système à un seul degré de liberté. Dans ce cas, seule la première forme modale est considérée, en admettant que la majeure partie de la masse vibrante y est associée. Cette simplification permet de mener une analyse plus rapide et efficace, à condition que les hypothèses de base soient vérifiées.

❖ Masse Modale

Pour que l'approche monomodale soit considérée comme valide, la masse modale c'est-à-dire la masse totale mise en mouvement par le mode fondamental doit représenter au moins 70 % de la masse totale de la structure. Cette dernière inclut non seulement le tablier, mais aussi les éléments en élévation tels que les fûts et les chevêtres des appuis. En pratique, cette condition peut être traduite par une règle simple : la masse des piles (M_p) doit rester inférieure à 43 % de la masse du tablier (M_t), soit $M_p < 0,43 M_t$. Cette vérification permet de s'assurer que la dynamique de l'ouvrage est bien dominée par le tablier, et que le mode fondamental capte l'essentiel de la réponse sismique.

$$M_t = G \times \text{Nombre de travées} = 16821,13 \times 8 = 134\,569,04 \text{ KN}$$

$$M_{\text{piles}} = M_{\text{fut}} + M_{\text{chevêtre}} = (942 \times 3 + 588,75 \times 4) + 1824 \times 7 = 17949 \text{ KN}$$

On a :

$$0,43 \times M_t = 0,43 \times 134\,569,04 = 57864,7 \text{ KN} > M_p = 17949 \text{ KN} (\text{Condition vérifiée})$$

❖ Courbure de Pont

Angle balayé en plan par la tangente à l'axe (3.5 gr) est inférieur à 30 gr (**condition vérifiée**).

IX.3.2.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans le sens longitudinal des ponts présentant un tracé globalement rectiligne, les déformations horizontales du tablier demeurent négligeables en comparaison des déplacements enregistrés au niveau des têtes de piles sous l'action sismique. En d'autres termes, la réponse dynamique de l'ouvrage est essentiellement gouvernée par la flexibilité des appuis verticaux, qui constituent le facteur prépondérant dans le comportement global de la structure face aux sollicitations sismiques.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par :

$$F = M \times S_{ae}(T, \xi)$$

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 : $M = 13\,456,90 \text{ t}$

Sa (T) : accélération spectrale de spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de pesanteur ($g = 9.81m/s^2$).

A : coefficient d'accélération

η : facteur de correction d'amortissement, $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

S : coefficient de site

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, (T1, T2)

T : période fondamentale de l'ouvrage,

Pour :

- A=0.2
- S=1.1
- T1=0.15 et T2=0.4
- $T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 1.14s$

❖ **Force sismique longitudinale**

On a : $T_2=0.4s < T=1.14s < 3.00s$; donc $S_{ae}(T, \xi) = 2.5 \cdot \eta \cdot Ag \cdot S \cdot (T_2/T) = 1.89 m/s^2$

FL = M × Sae (T, ξ) = **25416,21 KN**

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

$$d = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

Donc : **d= 0,062 m**

❖ **La force repartie sur chaque appui**

La force F est repartie sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

Tableau IX -5 : Répartition des efforts longitudinaux sur chaque appui.

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (kN)	F _{appui} (kN)
C1	25,60	406,87	25416,2	1599,2
P1	50,51	406,87	25416,2	3155,5
P2	50,51	406,87	25416,2	3155,5
P3	50,51	406,87	25416,2	3155,5
P4	51,03	406,87	25416,2	3187,8
P5	51,03	406,87	25416,2	3187,8
P6	51,03	406,87	25416,2	3187,8
P7	51,03	406,87	25416,2	3187,8
C2	25,60	406,87	25416,2	1599,2

IX.3.2.2 Evaluation de l'effort sismique transversale

La force transversale appliquée au tablier est donnée par la relation suivante :

$$F_T = M_T \times S_{ae}(T, \xi)$$

Force sismique transversale :

Tableau IX -6 : Répartition des efforts transversaux sur chaque appui.

Appui	K (MN/m)	M (Kg)	T (s)	S _a (m/s ²)	F _i (KN)
P1	51,16	1 911 613,00	1,21	1,78	3 396,83
P2	51,16	1 911 613,00	1,21	1,78	3 396,83
P3	51,16	1 911 613,00	1,21	1,78	3 396,83
P4	51,19	1 893 950,50	1,21	1,79	3 382,12
P5	51,19	1 893 950,50	1,21	1,79	3 382,12
P6	51,19	1 893 950,50	1,21	1,79	3 382,12
P7	51,19	1 893 950,50	1,21	1,79	3 382,12
C1/C2	25,60	841 056,50	1,14	1,90	1 593,84

IX.3.2.3 Evaluation de l'effort sismique verticale

L'action sismique est calculée par travée avec la formule suivante :

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

CHAPITRE IX : Etude sismique et équipement de pont

Avec :

L : Longueur de la travée

μ = Masse linéique du tablier = 5682,8 kg/m

A, B sont des paramètres tirés de la figure ci-dessous :

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau 4-6 : Paramètre a

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage " normalisé " : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires ($L=1$, $\mu=1$, $R(T)=1$ pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées au Tableau 4-7 pour différents types d'ouvrages (Figure 4-10).

1 travée	2 travées				3 travées			4 travées			
$b = 0,41$	Ψ	R_1	R_2	R_3	Ψ	R_1	R_2	Ψ	R_1	R_2	R_3
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau 4-7 : Paramètre b

Figure IX -12: Paramètres a, b

Dans le cas de notre ouvrage :

Le coefficient **a** : 7

Les coefficients **b** :

B= 0.24 pour les culées ; **B**= 0.64 pour les piles P1 et P7 ; **B**= 0.9 pour les piles P2 et P6

B= 0.9 pour les piles P3et P5 ; **B**= 0.9 pour la pile P4

En remplant dans l'équation :

R culée = 353,24373 KN ; **R (P1 et P7)** = 941,98328KN ; **R (P2 et P6)** = 1324,664 KN

R (P3 et P5) = 1324,664 KN ; **R (P4)** = 1324,664 KN

IX.3.2.4 Combinaisons des composantes de l'action sismique

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière ci-dessous d'après l'éq 4.15 du RPOA.

$$E = \begin{cases} E_1 = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E_2 = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \\ E_3 = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \end{cases}$$

Les résultats des combinaisons sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX -7 : Combinaisons des efforts.

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1599,18	1 593,84	353,24	2 183,31	2 179,57	1 311,15
P1	3155,54	3 396,83	941,98	4 457,19	4 626,09	2 907,69
P2	3155,54	3 396,83	1324,66	4 571,99	4 740,89	3 290,38
P3	3155,54	3 396,83	1324,66	4 571,99	4 740,89	3 290,38
P4	3187,80	3 382,12	1324,66	4 599,84	4 735,86	3 295,64
P5	3187,80	3 382,12	1324,66	4 599,84	4 735,86	3 295,64
P6	3187,80	3 382,12	1324,66	4 599,84	4 735,86	3 295,64
P7	3187,80	3 382,12	941,98	4 485,03	4 621,05	2 912,96
C2	1599,18	1 593,84	353,24	2 183,31	2 179,57	1 311,15

IX.4 Vérification des appareils d'appuis

IX.4.1 Résistance à la compression

On vérifie que :

$$\sigma_m \leq 20 \text{MPa}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b}$$

En remplaçant :

$$\sigma_m = 16.06 \leq 20 \text{MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

IX.4.2 Sécurité au flambement

On doit vérifier que :

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

$\gamma_s = 3$: Coefficient partiel de sécurité

P_u : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU

P_c : la charge critique du flambement

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

On calcule P_c :

$$P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times \frac{d}{h}$$

Avec :

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

$$S = 10,00 ; d = 0,013\text{m} ; h = 0,078\text{ m} ; b = 0,16\text{ m}^2$$

Alors :

$$P_c = 9,60\text{ MN}$$

$$\gamma_s \times P_u = 3 \times 2.57 = 7.71\text{ MN}$$

$$\gamma_s \times P_u = 7.71\text{ MN} \leq P_c = 9,60\text{ MN (Condition vérifié)}$$

IX.4.3 Limitation de la Distorsion

On doit vérifier :

$$\delta = \tan \gamma < \delta_c$$

Avec :

$$\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) \quad \text{si } P \leq 0.25$$

$$\delta_c = 1.4(1 - 2P) \quad \text{si } P > 0.25$$

$$P = \frac{P_u}{P_c}$$

$$\delta_0 = \frac{c}{T_b}, \text{ Borné par } (0.7 < \delta_0 < 2)$$

C : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 400\text{mm}$)

δ : la distorsion de l'appareil d'appui

d : déplacement horizontal

AN

$$T_b = 78\text{mm}$$

$$P = 0,268\text{ MN} > 0.25$$

Alors :

$$\delta_c = 1.4(1 - 2P) = 1.4(1 - 2 \times 0.268) = 0,65\text{ MPa}$$

On a :

$$T_d = d_{\text{sisme}} + d_{r+f} + 0.4 d_T + 0.2 d_{\text{freinage}} = 0,062 + 0,0099 + 0,4 \times 0,0062 + 0,2 \times 0,0169$$

$$T_d = 0,078\text{m}$$

On calcule :

$$\delta = \frac{\gamma}{T_d} = \frac{0,078}{78 \times 10^{-3}} = 1$$

$$\delta = 1 > \delta_c = 0.65 ; (\text{Condition non vérifiée.})$$

La solution c'est de placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

IX.4.4 Condition de Non-glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < F \times N$$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

F : est le coefficient de frottement, $F = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}$

AN :

Cas de pile :

$$N = RG + R_{\text{seisme max pile}} + 0.2 \times R_{\text{surchage max pile}}$$

$$N = 0,131 + 0,173 + 0.2 \times 0.281 = 0.36 \text{ MN}$$

$$N = 0.36 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{0,39}{0,4 \times 0,4} = 2.46 \text{ MPa}$$

$$F = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.34$$

$$H = H_{s \text{ pile}} + 0.4 \times H_T + H_{r+f} + 0.2 \times H_{\text{freinage max}}$$

$$H = 0,31 \text{ MN}$$

Donc :

$$H = 0,31 > f \times N = 0.34 \times 0.39 = 0,14 \text{ (condition non vérifiée)}$$

Cas de la culée :

$$N = RG + R_{\text{seisme max culée}} + 0.2 \times R_{\text{surchage max culée}}$$

$$N = 0,36 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{0,36}{0,4 \times 0,4} = 2,24 \text{ MPa}$$

$$F = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} = 0.37$$

$$H = H_{s \text{ culée}} + 0.4 \times H_T + H_{r+f} + 0.2 \times H_{\text{freinage max}}$$

$$H = 0,3 \text{ MN}$$

Donc :

$$H = 0,3 > f \times N = 0.36 \times 0.37 = 0,13 \text{ (condition non vérifiée)}$$

On fait des dispositifs de non glissement (tiges fixées dans plaques d'ancrage sur les 4 coins)

pour empêcher le glissement.

IX.5 Dés d'appuis

Le dé d'appui est un élément en béton armé où se repose l'appareil d'appui, il a pour but de diffuser les charges localisées qui peuvent provoquer des fissures et d'assurer le divers de tablier.

IX.5.1 Dimensionnement des dés d'appuis

❖ Dimension en plan

Les bossages assurent l'adaptation géométrique entre le tablier et les appuis, en compensant les différences de niveau afin de garantir un appui stable et conforme. Dans cet ouvrage, marqué par des pentes longitudinales et un dévers, leur hauteur varie selon les zones, tout en respectant une valeur minimale de 10 cm pour assurer une assise suffisante.

De plus, pour protéger efficacement les appareils d'appui et améliorer leur stabilité, un débord est prévu. Bien qu'un minimum de 5 cm soit généralement requis, il est porté à 10 cm afin de rester cohérent avec la hauteur adoptée.

Ainsi, le dimensionnement des bossages, même s'il relève du détail, contribue directement à la durabilité, à la sécurité et à la qualité globale de l'ouvrage.

D'après le guide SETRA (Piles et palées 73) :

$$A = a + 150 = 550 \text{ mm}$$

$$B = b + 150 = 550 \text{ mm}$$

La hauteur de dé d'appui présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{a \times b}{(a + b)} = 200 \text{ mm}$$

IX.5.2 Ferrailage du 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 horizontales

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales Placées sous le chignage devra un effort égal à 12.5% de la même descend de charge

$$A_h = \frac{(0.125 \times N)}{\sigma_s} = \frac{(0.125 \times 2.57)}{435} = 7.38 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 4 \text{ HA16} = 8.04 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures de chainage

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe, La section Calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{\max}$:

$$A_c = \frac{(0.25 \times N)}{\sigma_s} = \frac{(0.25 \times 2.57)}{435} = 14.77 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 8 \text{ HA16} = 16.08 \text{ cm}^2$$

❖ Frette inférieure

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre $h/3$ et h , à partir de la face Supérieure de l'appui.

$$Ah = \frac{(0.1 \times N)}{\sigma_s} = \frac{(0.1 \times 2.57)}{435} = 5.9 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 6HA 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

❖ 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 .

$$Ah = \frac{(0.04 \times N)}{\sigma_s} = \frac{(0.04 \times 2.57)}{435} = 2.36 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 4 HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

IX.6 Joint garde ballast

Le joint garde-ballast est destiné à assurer plusieurs fonctions essentielles. Il permet les déplacements relatifs libres entre les différentes parties de la structure tout en empêchant l'infiltration du ballast dans le vide du joint. Par ailleurs, sa conception facilite les opérations de vérinage de l'ouvrage sans nécessiter le démontage du dispositif. En termes de performances, ce joint est capable d'absorber des déplacements longitudinaux compris entre 0 et 350 mm ainsi que des déplacements verticaux de ± 20 mm, garantissant ainsi le bon fonctionnement de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations en service.

IX.6.1 Calcul du souffle

Le souffle d'un joint correspond au déplacement relatif maximal prévisible entre deux éléments en vis-à-vis, mesuré entre leurs positions extrêmes. Seule la composante longitudinale de ce mouvement est prise en compte. Conformément au RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = WD + 0.4WT + \frac{WS}{3}$$

Le souffle total correspond à la somme des différents mouvements que le joint doit permettre.

Il comprend :

WS : Souffle sismique $W_s = 0.062\text{m}$

WD : Souffle des déformations différées (retrait + fluage)

$$WD = \epsilon_{r+F} \times l_0 = 5.5 \times 10^{-4} \times 18 = 9.9 \times 10^{-3}\text{m}.$$

WT : Souffle thermique :

$$WT = \alpha \times l_0 \times \Delta t = 6.2 \times 10^{-3}\text{m}.$$

Alors :

$$W = 0.033 \text{ m}$$

IX.6.2 Type de joint

On choisit le type de joint selon le souffle calculé ($S < 50$ mm), à l'aide du catalogue des joints :

Figure IX.13 : type de joint

Souffle	$S < 50$	$50 \leq S \leq 60$	$60 \leq S \leq 80$	$80 \leq S \leq 110$	$110 \leq S \leq 160$	$160 \leq S \leq 230$	$230 \leq S \leq 250$	$S > 250$
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Donc, le modèle de joint retenu est le **JEP3**. D'après l'analyse du comportement de l'ouvrage, les joints doivent être disposés dans les zones soumises à des déplacements lors d'un séisme afin de limiter les mouvements relatifs. Ainsi, ils seront placés au début et à la fin de chaque travée.

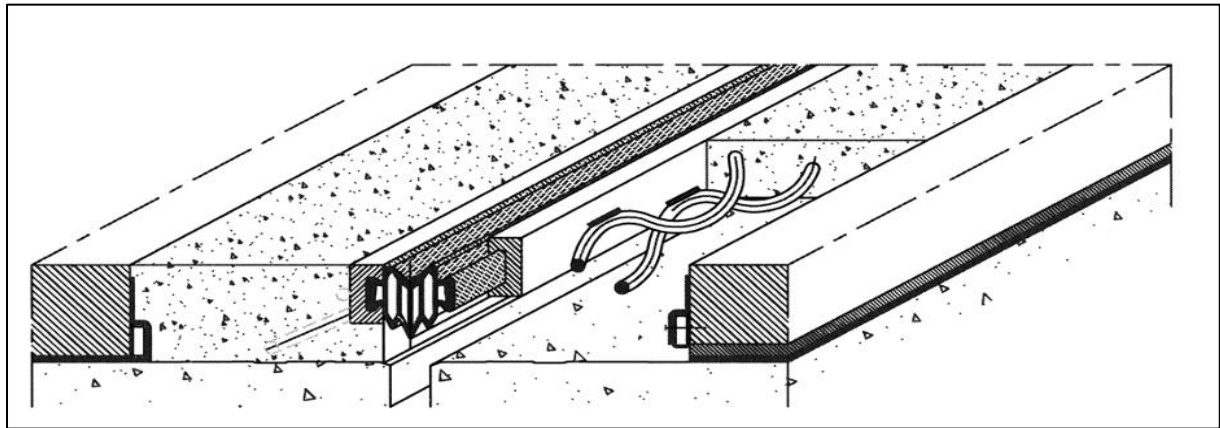


Figure IX.14 : schéma selon la fiche technique du joint JEP3.

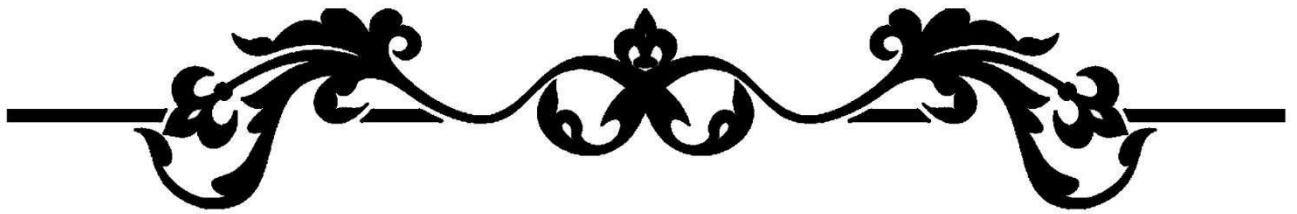
IX.7 Combinaisons des efforts a la base des futs

Tableau IX -8 : Combinaisons des efforts à la base des futs.

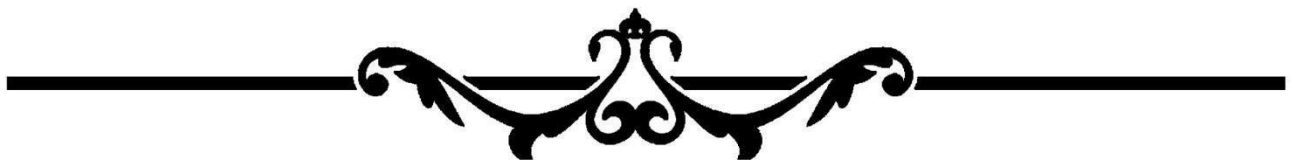
Réactions	Combinaisons	Pile 01
N (KN)	ELS	27730,81
	ELU	46255,82
	ELA	29549,4178
T (KN)	ELS	1320,13
	ELU	1832,49
	ELA	953,89
M (KN.m)	ELS	7788,77
	ELU	10081,51
	ELA	9602,2552

IX.8 Conclusion

Bien que l'analyse sismique mette en évidence des efforts plus importants que ceux obtenus par le calcul statique, l'incidence sur le ferrailage reste modérée grâce à la faible hauteur de l'ouvrage et à sa bonne rigidité globale. Le dimensionnement des armatures des différents éléments structuraux a ainsi été réalisé sur la base des combinaisons les plus défavorables aux états limites ultimes et de service (ELU et ELS), conformément aux prescriptions parasismiques en vigueur pour la région de Béjaïa.



CONCLUSION GÉNÉRALE



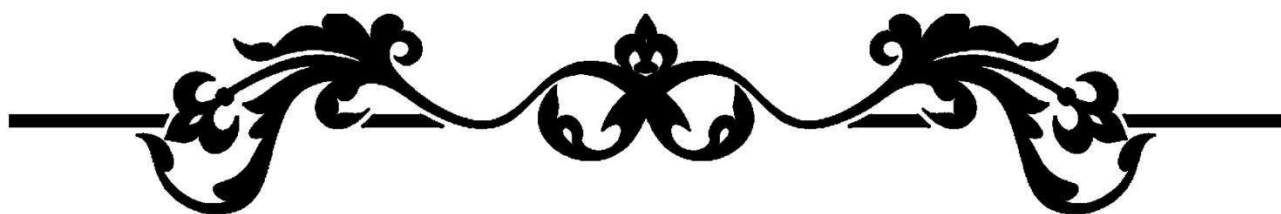
CONCLUSION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'études représente une étape déterminante dans le parcours de l'élève ingénieur, en offrant l'occasion de concrétiser les connaissances théoriques acquises au cours des cinq années de formation.

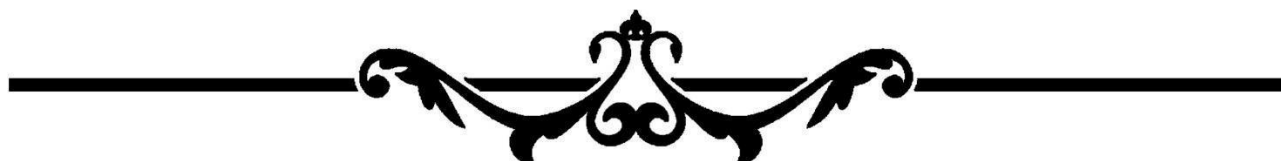
Cette étude nous a permis de renforcer nos compétences techniques, de mieux comprendre les phénomènes physiques en jeu, d'assimiler les normes de calcul propres aux ouvrages d'art, et d'approfondir à la fois nos acquis théoriques et pratiques. Pour atteindre ces objectifs, nous avons eu recours à diverses sources bibliographiques, utilisé des logiciels de calcul spécialisés et tiré profit de l'accompagnement d'ingénieurs expérimentés, tout en développant nos capacités de recherche dans le domaine du génie civil.

Par ailleurs, l'étude d'un pont fait appel à plusieurs disciplines fondamentales de l'ingénierie, notamment la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la géotechnique, les techniques de précontrainte ainsi que les méthodes de calcul numérique.

En somme, ce projet de fin d'études constitue une véritable synthèse de notre formation académique et marque une transition essentielle vers la vie professionnelle.

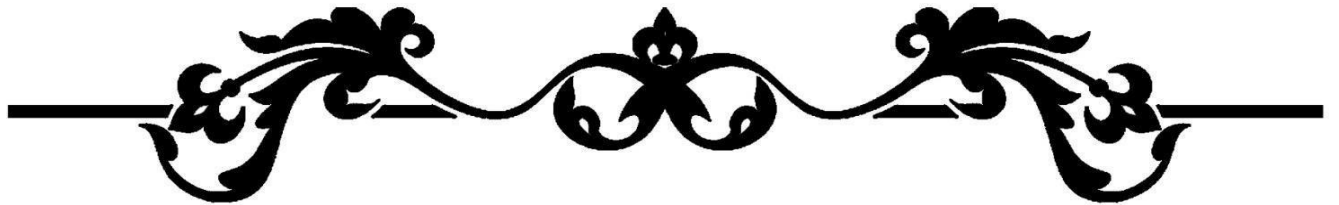


BIBLIOGRAPHIE

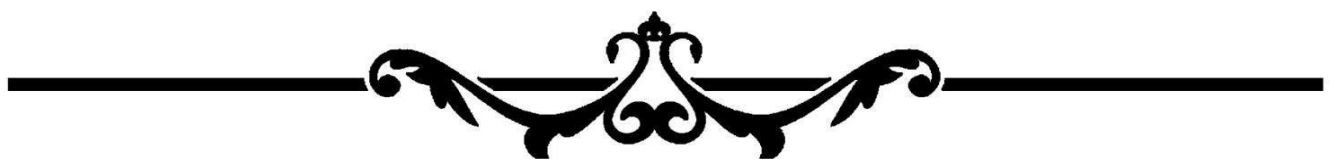


BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP), février 1996.
- [2] : Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- [3] : Document 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.
- [4] : CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) « Conception des ponts ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).
- [5] : BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [6] : BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [7] : Mr. BENREDOUANE. Cours de Béton Armé, ENSTP 2024.
- [8] : Mr. AMIEUR. Cours de Béton Précontraint et pont, ENSTP 2024-2025.
- [9] : CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT RAIL DU PK 12+670AUPK 12+845 EL GOURZI –TOUGGOURT /BISKRA PRESENTE par : ARAB Abdelbari et LEHMILSalim / promotion 2020 DMS.
- [10] : Règles définissant les Charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), Algérie, ministère des Travaux publics ,2009.
- [11] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, Ministère des Travaux publics, 2008.
- [12] : Robert CHAUSSIN (1992), Béton Précontraint, ENPC, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).
- [13] : Document SNCF, Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, France, Livret 2.01. Février 1995.
- [14] : CODE UIC, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails / 5e Edition Août 2006.
- [15] : Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté.
- [16] : EUROCODE 1, normes-EN.1991.1.5.2003 : Actions sur les structures
- [17] : EUROCODE2 CONCEPTION ET CALCUL D'ÉLÉMENTS DE STRUCTURE EN BÉTON ARMÉ.
- [18] : GUIDE SITRA PILES ET PALÉES PP73.



**ANNEXE A RESULTATS
DES ESSAIS
GEOTECHNIQUES**



ANNEXE A : Résultats des Essais Géotechniques

• Résultat des sondages carottés

Sondage	Matériaux		Note
	Prof. (m)	Description	
FC-4-1	0.00 ~ 1.80	- Remblais ;	
	1.80 ~ 25.00	- Formation alluvionnaire grossière (cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse).	
FC-4-2	0.00 ~ 2.50	- Formation alluvionnaire fine à grossière(sable cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse) ;	
	2.50 ~ 30.00	- Formation alluvionnaire grossière (cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse).	
FC-4-3	0.00 ~ 0.20	- Terre végétale ;	
	0.20 ~ 2.90	- Formation alluvionnaire fine à grossière(sable cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse) ;	
	2.90 ~ 25.00	- Formation alluvionnaire grossière (cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse).	
FC-4-4	0.00 ~ 0.40	- Terre végétale ;	
	0.40 ~ 11.00	- Formation alluvionnaire fine à grossière(sable cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse) ;	
	11.00 ~ 25.00	- Formation alluvionnaire grossière (cailloux et grave dans une matrice sablo-argileuse).	

• Résultats des essais pressiométriques

N°	Prof. (m)	E(bar)	PL (bar)	E/PL	Note
PMT-4-1	1	226.8	15.80	14.35	
	2	364.3	16.90	21.56	
	3	528.3	18.50	28.56	
	4	704.3	24.00	29.35	
	5	502.1	25.10	20.00	
	6	325.3	21.70	14.99	
	7	590.6	25.60	23.07	
	8	527.0	27.40	19.23	
	9	558.3	23.80	23.46	
	10	558.3	23.90	23.36	
	11	502.8	29.00	17.34	
	12	450.6	24.90	18.10	
	13	635.4	29.20	21.76	
	14	487.9	26.30	18.55	
	15	485.2	27.10	17.90	
	16	563.0	29.50	19.08	
	17	745.1	35.00	21.29	
	18	620.3	28.40	21.84	
	19	707.0	33.80	20.92	
	20	712.5	30.00	23.75	
	21	479.4	38.50	12.45	
	22	793.7	31.30	25.36	
	23	754.6	39.60	19.06	
	24	1102.7	41.10	26.83	
	25	591.0	39.80	14.85	

ANNEXE A : Résultats des Essais Géotechniques

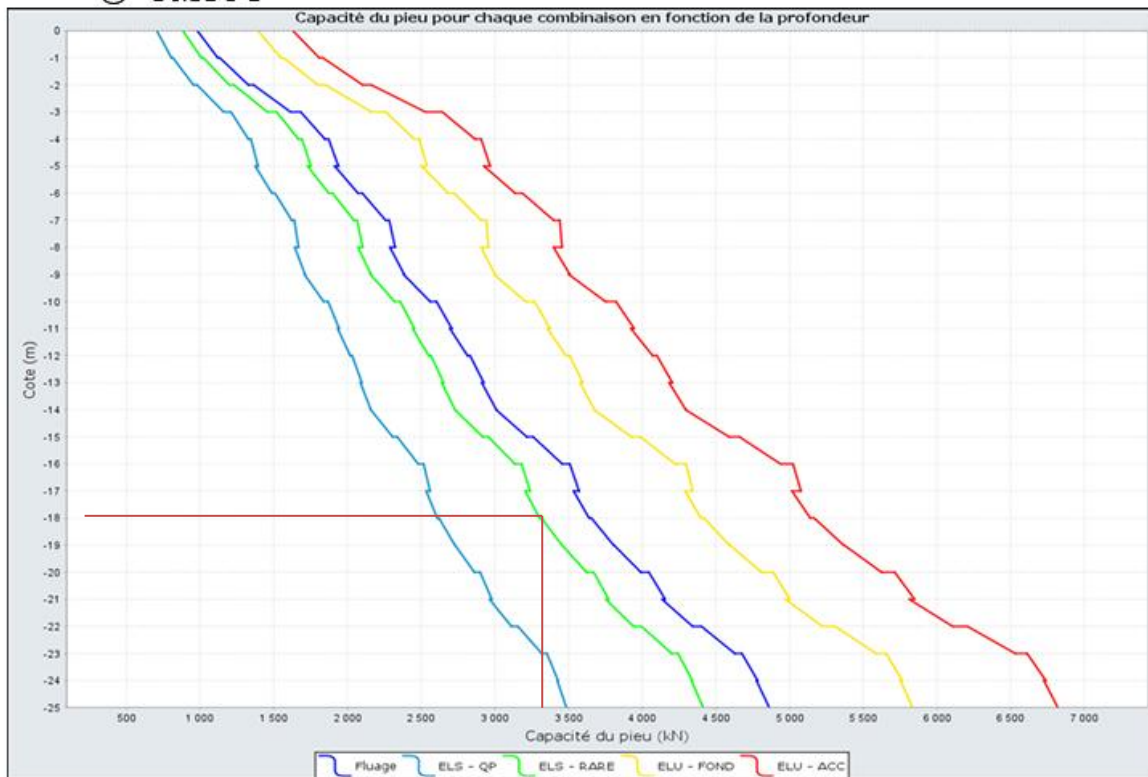
N°	Prof. (m)	E(bar)	PL (bar)	E/PL	Note
PMT-4-2	1	588.6	14.00	42.04	
	2	562.4	17.10	32.89	
	3	416.6	21.80	19.11	
	4	395.2	23.20	17.03	
	5	528.5	29.10	18.16	
	6	571.9	21.40	26.72	
	7	553.3	28.50	19.41	
	8	624.6	30.90	20.21	
	9	859.8	33.40	25.74	
	10	560.9	28.00	20.03	
	11	374.0	28.60	13.08	
	12	560.4	25.50	21.98	
	13	673.0	24.20	27.81	
	14	578.7	27.90	20.74	
	15	757.2	27.30	27.74	
	16	571.2	31.80	17.96	
	17	763.9	35.50	21.52	
	18	732.8	31.70	23.12	
	19	628.0	35.70	17.59	
	20	772.0	37.70	20.48	
	21	514.4	31.20	16.49	
	22	934.5	37.80	24.72	
	23	850.3	39.50	21.53	
	24	984.3	45.80	21.49	
	25	493.2	36.40	13.55	
PMT-4-3	1	65.7	2.80	23.46	
	2	78.6	3.20	24.56	
	3	245.7	14.70	16.71	
	4	240.2	18.80	12.78	
	5	257.2	15.90	16.18	
	6	257.8	18.90	13.64	
	7	357.2	23.00	15.53	
	8	399.3	23.10	17.29	
	9	545.5	23.20	23.51	
	10	334.2	22.20	15.05	
	11	337.8	26.10	12.94	
	12	384.5	25.8	14.90	
	13	387.1	24.60	15.74	
	14	413.3	25.30	16.34	
	15	412.0	31.90	12.92	
	16	373.2	31.30	11.92	
	17	294.9	31.80	9.27	
	18	395.3	34.30	11.52	
	19	411.8	32.90	12.52	
	20	510.8	34.60	14.76	
	21	396.8	32.90	12.06	
	22	382.3	33.60	11.38	
	23	433.4	34.10	12.71	
	24	693.5	40.70	17.04	
	25	507.6	41.60	12.20	
	26	584.9	41.20	14.20	
	27	490.0	40.60	12.07	
	28	554.4	40.60	13.66	
	29	753.5	42.30	17.81	
	30	694.1	43.20	16.07	

ANNEXE A : Résultats des Essais Géotechniques

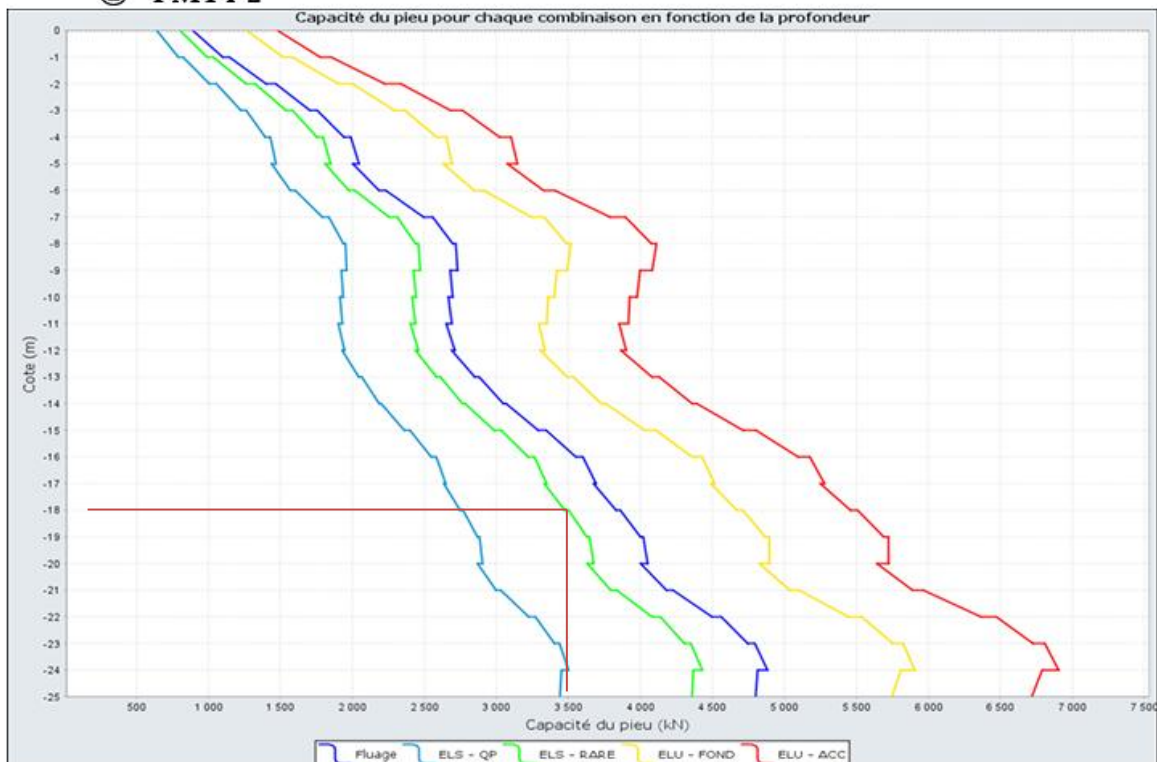
N°	Prof. (m)	E(bar)	PL (bar)	E/PL	Note
PMT-4-4	1	63.1	6.30	10.02	
	2	104.4	9.10	11.47	
	3	185.3	8.30	22.33	
	4	109.9	11.50	9.56	
	5	440.7	16.90	26.08	
	6	337.4	17.60	19.17	
	7	618.2	18.30	33.78	
	8	878.3	22.30	39.39	
	9	833.4	26.20	31.81	
	10	444.2	29.60	15.01	
	11	446.9	31.30	14.28	
	12	618.5	31.50	19.63	
	13	751.8	31.40	23.94	
	14	734.4	31.50	23.31	
	15	654.0	32.40	20.19	
	16	1129.6	32.90	34.33	
	17	588.3	32.40	18.16	
	18	758.3	38.10	19.90	
	19	680.2	39.60	17.18	
	20	2055.0	51.00	40.29	
	21	813.7	52.00	15.65	
	22	911.3	51.10	17.83	
	23	789.1	51.20	15.41	
	24	972.6	51.30	18.96	
	25	1143.0	25.40	21.81	
PMT-4-5	1	182.9	8.00	22.86	
	2	415.6	14.70	28.27	
	3	448.3	14.00	32.02	
	4	209.6	12.10	17.32	
	5	224.8	11.00	20.44	
	6	306.2	12.60	24.30	
	7	650.6	20.20	32.21	
	8	510.2	23.60	21.62	
	9	419.5	31.20	13.45	
	10	410.5	22.40	18.33	
	11	380.3	32.50	11.70	
	12	520.6	31.00	16.79	
	13	509.6	31.10	16.39	
	14	398.0	31.30	12.72	
	15	448.3	32.10	13.97	
	16	444.3	33.30	13.34	
	17	429.1	32.20	13.33	
	18	663.1	42.00	15.79	
	19	579.2	33.70	17.19	
	20	1103.3	51.00	21.63	
	21	1394.4	51.10	27.29	
	22	1403.6	51.20	27.41	
	23	941.0	51.30	18.34	
	24	1940.2	51.50	37.67	
	25	1883.8	52.60	35.81	

- Résultats de calcul pour les fondations profonde

① PMT4-1



② PMT4-2

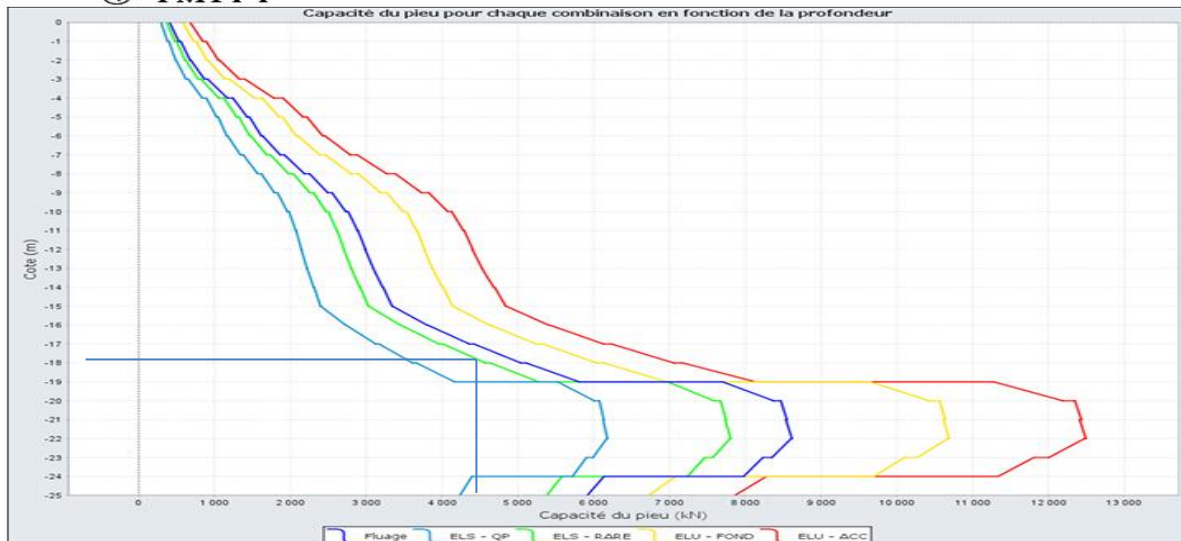


ANNEXE A : Résultats des Essais Géotechniques

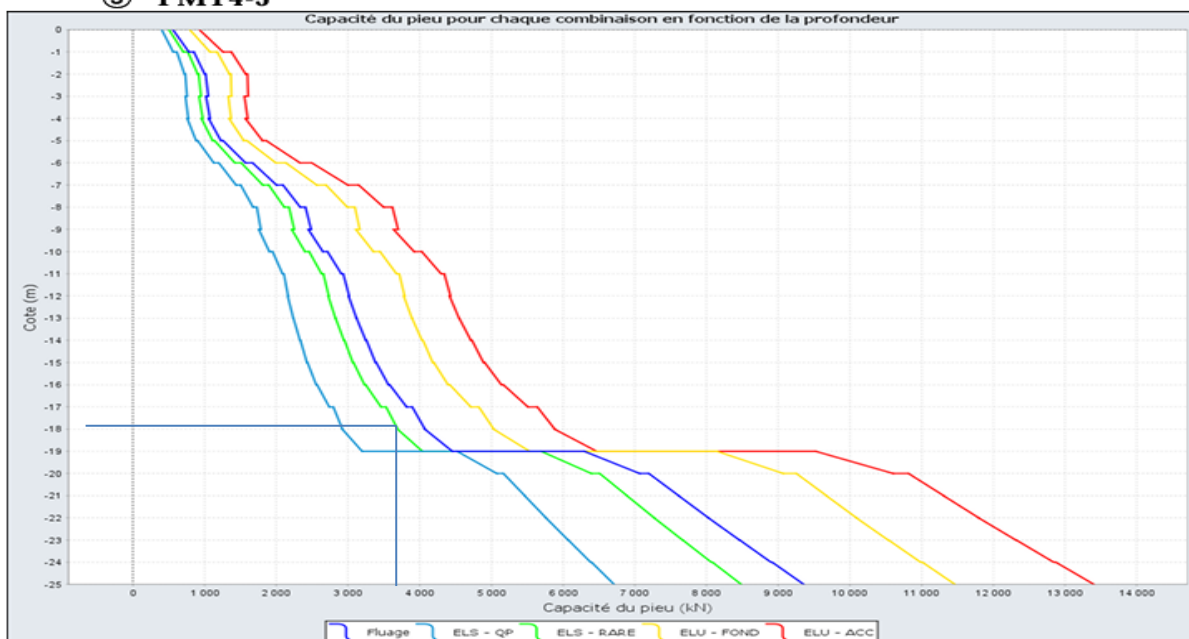
③ PMT4-3



④ PMT4-4

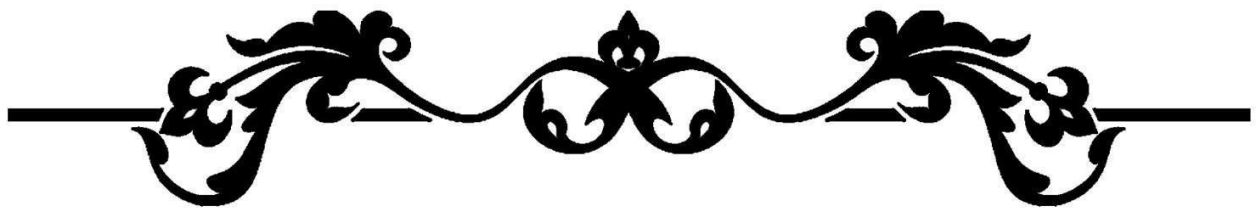


⑤ PMT4-5



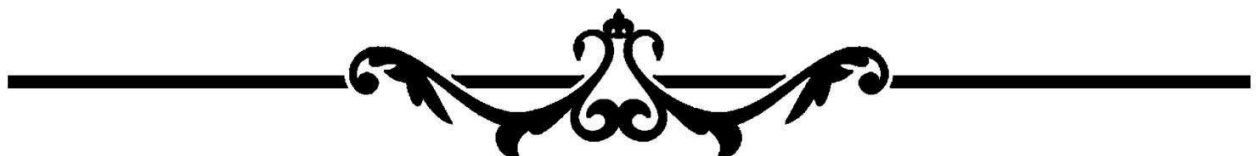
- **Conclusion et Recommandations de rapport géotechnique :**

- 1) Les travaux de fondations devront être exécutés dans le substratum résistant après avoir reconnu exactement les conditions du sol à travers une campagne géotechnique préalable par l'entreprise future, car la présente étude est menée sur la base des résultats limités des sondages carottés et des essais géotechniques.
- 2) Les eaux souterraines peuvent être entrées sur le site lorsque l'excavation est réalisée éventuellement au-dessous de la nappe phréatique lors des travaux de la fondation. Dans ce cas, la canalisation et les collecteurs des eaux doivent être équipés au bord de la fouille d'excavation pour l'évacuation des eaux. Le drainage et l'assainissement sont exigés afin de ne pas détériorer la portance du sol.
- 3) L'utilisation des matériaux pour le remblaiement derrière un ouvrage d'art doit être conforme aux prescriptions définies et il faut absolument contrôler le compactage sur site.
- 4) Concernant la pente de l'excavation des fouilles pour la réalisation de la fondation d'un ouvrage d'art, lorsqu' il est difficile de maintenir la pente du talus compte tenu des caractéristiques variables du sol lors des travaux de la fouille du terrain naturel, les dispositions nécessaires devront être prises pour l'adoucissement de la pente du talus avant d'exécuter les travaux. Et la stabilité des talus doivent être assurée au moyen de la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et souterraines.
- 5) Lors des travaux de l'excavation, dans la section où les eaux souterraines peuvent venir, il y a lieu de prêter attention à éviter la rupture du talus des fouilles causée par l'entrée d'eaux en mettant en place les sacs de sables ou en prenant les mesures de renforcement.



ANNEXE B

RESULTATS DU
CALCUL NUMERIQUE



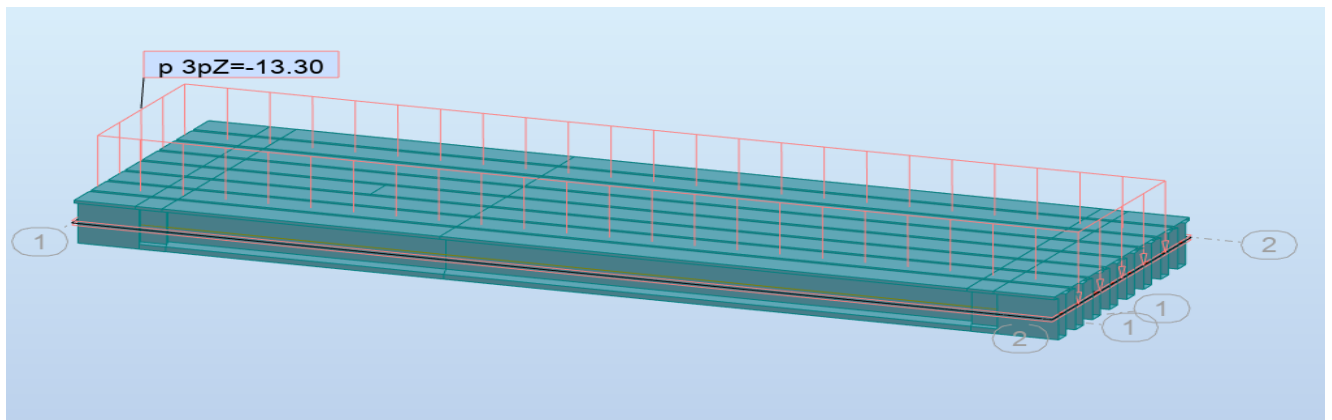


Figure B-1 : Poids du ballast

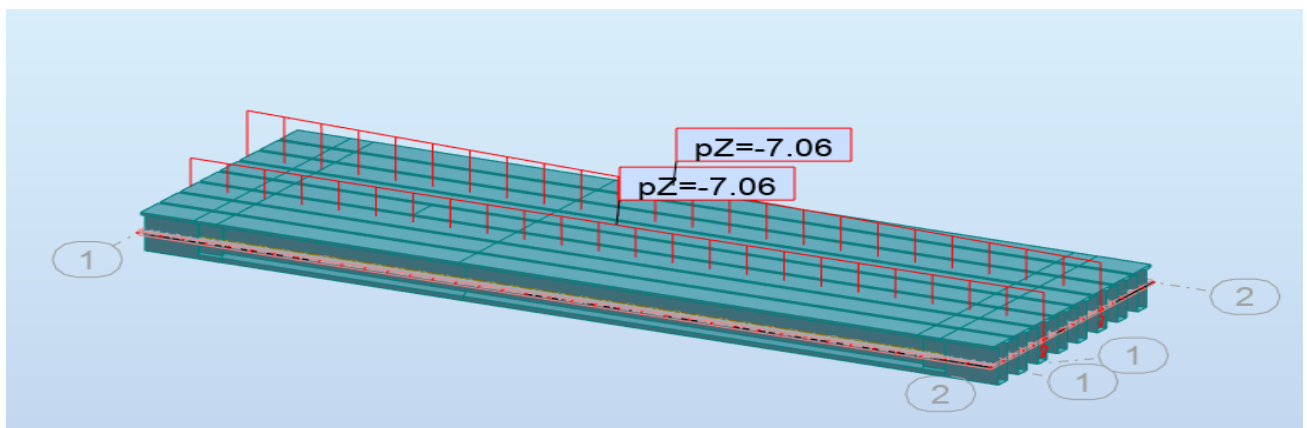


Figure B-2 : Poids des rails + traverses

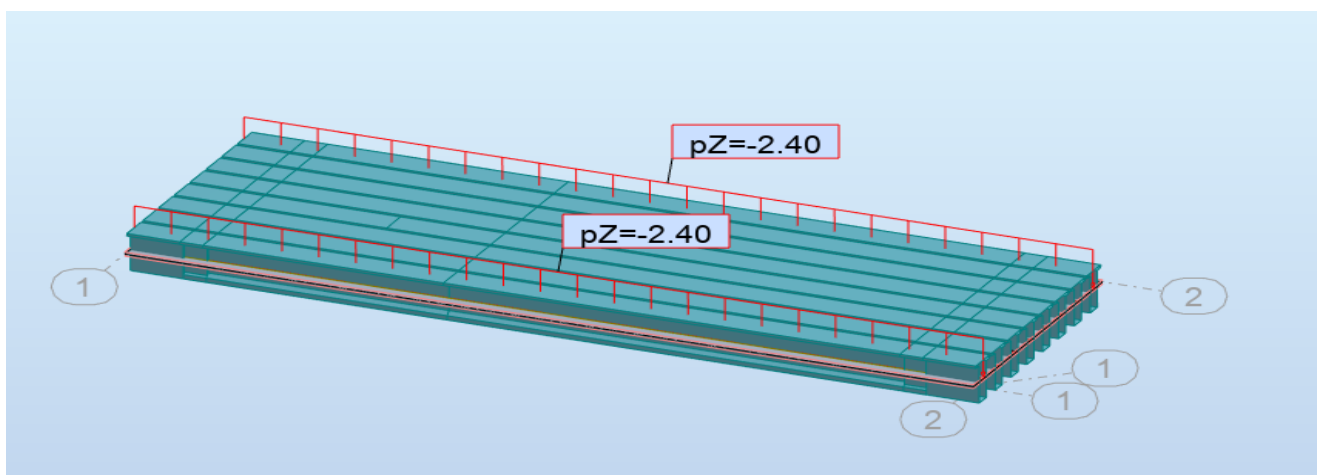


Figure B-3 : Poids des catenaires

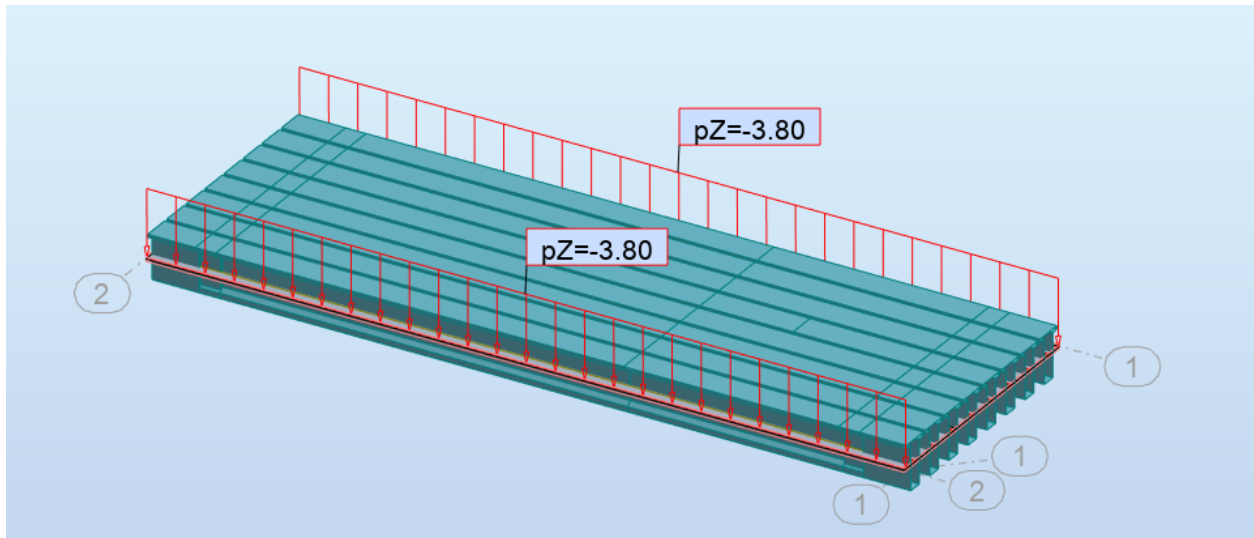


Figure B-4 : Poids du garde-corps + corniche

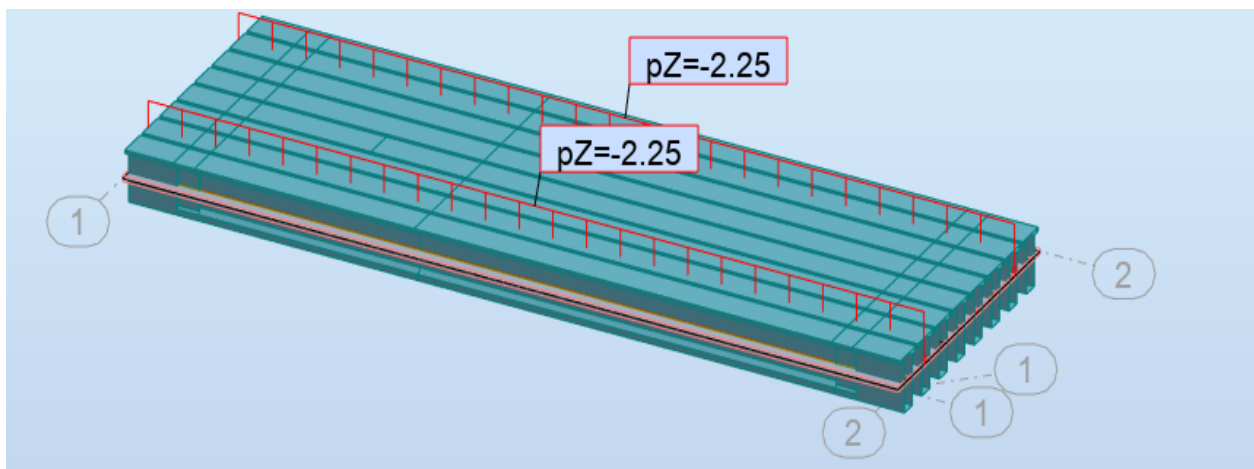
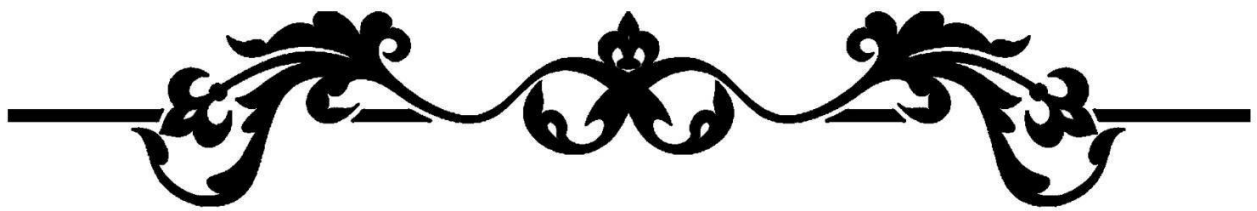
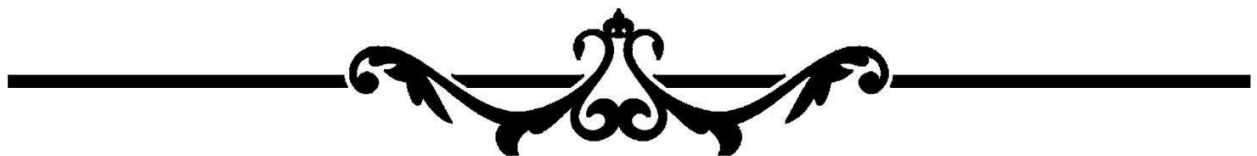


Figure B-5 : Mur garde ballast



ANNEXE C

Disposition des plaques d'ancrages



ANNEXE C : Disposition des plaques d'ancrages

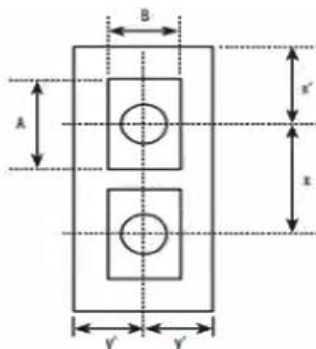
Pour la configuration des câbles dans la zone d'about, on s'appuie sur les recommandations du document SETRA, qui fixe les règles à respecter pour garantir une mise en œuvre conforme et sécurisée.

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kca (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	166	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	160	220	100	M16x4
31C15	385	320	146	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	116	300	145	M20x4

Caractéristique des plaques

D'après le tableau au-dessus pour un câble de 15T15 : **A = 270 mm** et **B = 220 mm**

- Disposition des plaques :



Disposition des plaques d'ancrages

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

$$x \cdot y \geq a \cdot b$$

$$x \geq 0,85 a$$

$$y \geq 0,85 b$$

$$x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

$$y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$$

Conditions de la disposition des cadres d'ancrages

ANNEXE C : Disposition des plaques d'ancrages

Ce tableau suivant représente les dimensions (a, b) des cadres d'ancrages :

Distances a et b			
a = b (mm)			
f_{c28} (MPa)			
Unités	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Dimensions des cadres d'ancrages

On calcule l'espacement verticale toute en respectant les conditions citées dans les tableaux
Par interpolation et pour $f_{c28} = 40\text{MPa}$ on trouve :

L'entraxe verticale des plaques (x) :

$$x \geq A + 30(\text{mm})$$

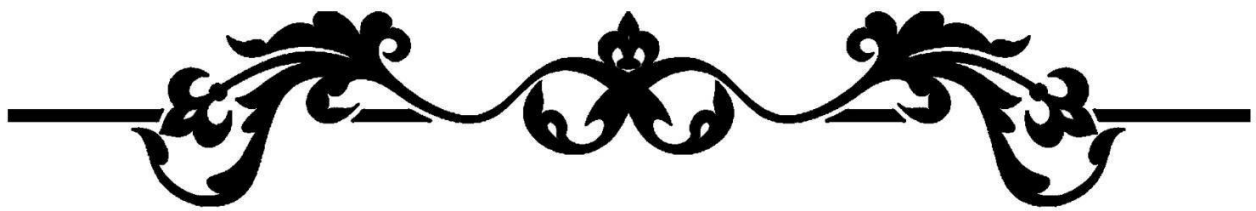
$$x \geq 0.85 a$$

AN :

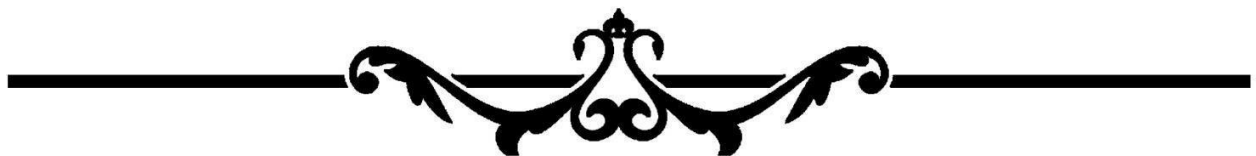
$$x \geq 300 \text{ mm}$$

$$x \geq 0.85 a = 325 \text{ mm}$$

Soit $x = 350 \text{ mm}$.



ANNEXE D
FERRAILLAGE



Ferrailage de l'entretoise La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

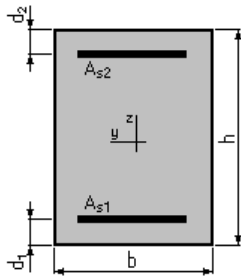
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section :



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	262,27	0,00
Etat Limite de Service	194,96	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 5,7$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 5,2$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,13$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 262,27$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,36 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 4,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 143,2$ (cm)

ANNEXE D : Ferrailage

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,33$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 194,96$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 26,1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 136,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1,7$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier Tendue : $\sigma_s = 22,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de l'entretoise

La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

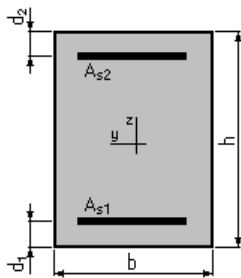
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section :



$b = 30,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	165,32	0,00
Etat Limite de Service	122,89	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,12 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\text{max}} = 165,32 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :	1,95	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 4,1 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 143,3 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton : ϵ_b	$= 0,29 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier : ϵ_s	$= 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier Tendue :	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 122,89 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :	1,44	
Position de l'axe neutre :	$y = 24,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 136,7 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton : σ_b	$= 1,1 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier Tendue :	$\sigma_s = 14,4 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}}$	$= 250,0 \text{ (MPa)}$	

Ferrailage de l'entretoise

Amateures transversale (Calcul de Section à l'effort tranchant)

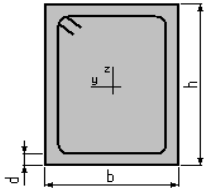
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0 \text{ (MPa)}$ **Acier :** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- 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 :

ANNEXE D : Ferrailage



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V: effort tranchant

N: effort de compression

Cas	Type	V (kN)	N (kN)
1	ELU	973,70	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 2,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,0 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 1,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Cadres : $2 \text{ } \varnothing 10$

Espacement : $S_t = 15 \text{ (cm)}$

Répartition des armatures d'âmes à mi-portée: $7 + 10*13 + 3*16 + 2*20 + 2*25 + 3*35 + 3*40$

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0 \text{ (cm)}$

Ferrailage de l'hourdis

La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

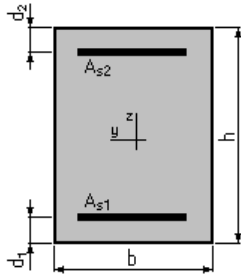
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	111,12	0,00
Etat Limite de Service	91,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 16,6 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 4,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,66 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 111,12 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,52 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 4,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 23,4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,04 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 91,50 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 9,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 21,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9,6 \text{ (MPa)}$

ANNEXE D : Ferrailage

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Ferrailage de l'hourdis

La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

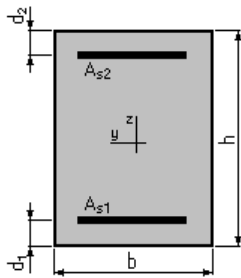
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	32,39	0,00
Etat Limite de Service	23,99	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 4,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,16$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 32,39$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

ANNEXE D : Ferrailage

Coefficient de sécurité : 1,36 Pivot : A
Position de l'axe neutre : $y = 1,0$ (cm)
Bras de levier : $Z = 24,6$ (cm)
Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0,41$ (‰)
Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 24,14$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : $y = 5,0$ (cm)
Bras de levier : $Z = 23,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1,6$ (MPa)
Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier Tendue : $\sigma_s = 15,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

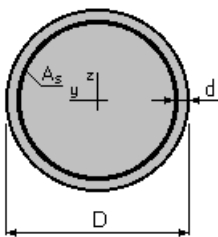
CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE DU FUT

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$D = 200,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués :

ANNEXE D : Ferrailage

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	15418,61	3360,50	0,00
2.	ELS	9243,60	2596,26	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_s = 314,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 314,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 1570,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 1,00 \text{ (\%)}$
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,50 \text{ (\%)}$
Maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 15418,61 (kN) $M_y = 3360,50 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 2,90 Pivot : B
Position de l'axe neutre : $y = 181,7 \text{ (cm)}$
Bras de levier : $Z = 113,7 \text{ (cm)}$
Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$
Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,25 \text{ (‰)}$
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 49,5 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier comprimée : $\sigma'_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N^O 2 : Type ELS N = 9243,60 (kN) $M_y = 2596,26 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 5,64
Position de l'axe neutre : $y = 642,8 \text{ (cm)}$
Bras de levier : $Z = 99,1 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 3,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier tendue : $\sigma'_s = 47,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier comprimée : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

CALCUL DU FERRAILLAGE DES PIEUX DE LA PILE

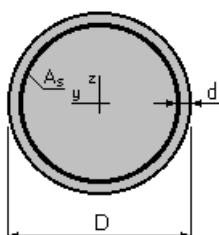
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	3309,74	541,83	0,00
2.	ELS	2463,64	418,60	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique

$A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum

$A_{s \text{ min}} = 113,1$ (cm²)

Section maximum

$A_{s \text{ max}} = 565,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,00$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,50$ (%)

Maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELU $N = 3309,74$ (kN) $M_y = 628,35$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	4,10	Pivot: B
Position de l'axe neutre :	$y = 102,3$	(cm)
Bras de levier :	$Z = 63,8$	(cm)
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 3,50$	(‰)
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 0,25$	(‰)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 50,7$	(MPa)
Contrainte de l'acier comprimée :	$\sigma'_s = 434,8$	(MPa)

Cas N^O 2 : Type ELS $N = 2351,35$ (kN) $M_y = 541,83$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	4,34
Position de l'axe neutre :	$y = 106,3$ (cm)
Bras de levier :	$Z = 68,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 4,1$ (MPa)
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 1,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée :	$\sigma'_s = 55,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL

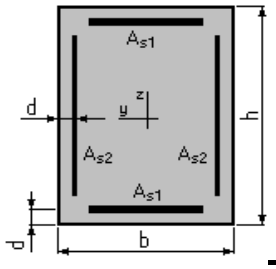
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section :

ANNEXE D : Ferrailage



$$b = 148,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2232,52	960,30	0,00
2.	ELS	1655,32	713,54	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 14,8 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 29,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 740,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,20 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas N^O 1 : Type ELUN = 2232,52 (kN) $M_y = 960,30 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 3,33 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 36,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 80,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 5,50 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier comprimée : $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELS N = 1655,32 (kN) $M_y = 713,54$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,61

Position de l'axe neutre : $y = 43,1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 80,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 3,8$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 20,1$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée : $\sigma_s' = 52,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE DU MUR GARDE GREVE

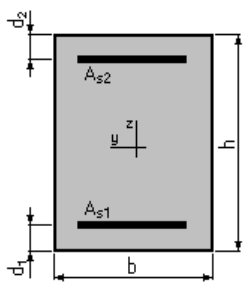
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

,

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	353,23	0,00
Etat Limite de Service	197,18	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 31,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,04$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 353,23$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,00	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 10,0$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 26,0$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 7,01$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 197,18$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1,02	
Position de l'axe neutre :	$y = 12,7$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 25,8$ (cm)	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 12,0$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier Tendue :	$\sigma_s = 245,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \lim} = 250,0$ (MPa)	

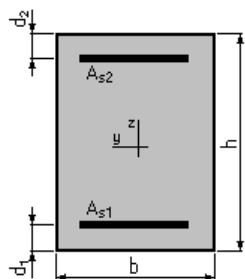
CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE HORIZONTALE DU MUR EN RETOUR

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier :** $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	350,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 28,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 5,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,52 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas :

Cas ELS	$M_{\max} = 350,00 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité :	1,00	
Position de l'axe neutre :	$y = 17,8 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 49,1 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 8,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier Tendue :	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$	

CALCUL DE SECTION DE FERRAILLAGE VERTICALE DU MUR EN RETOUR

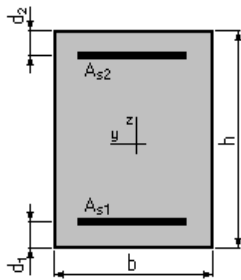
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	160,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,23 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 160,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

ANNEXE D : Ferrailage

Coefficient de sécurité :	1,00
Position de l'axe neutre :	$y = 12,7$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 50,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 5,0$ (MPa)
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

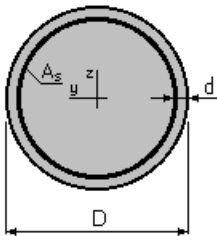
CALCUL DU FERRAILLAGE DES PIEUX DE LA CULÉE

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier :** $f_e = 500,0$ (MPa)

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

2. Section:



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 10,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	3838,34	3388,20	0,00
2.	ELS	2790,30	2531,19	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 210,2$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 113,1$ (cm²)

ANNEXE D : Ferrailage

Section maximum	$A_s \text{ max} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 1,86 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$
maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^O 1 : Type ELU $N = 3838,34 \text{ (kN)}$ $M_y = 3388,20 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,48	Pivot: B
Position de l'axe neutre :	$y = 54,4 \text{ (cm)}$	
Bras de levier :	$Z = 84,3 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$	
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 3,56 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier comprimée :	$\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas N^O 2: Type ELS $N = 2790,30 \text{ (kN)}$ $M_y = 2531,19 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :	1,00
Position de l'axe neutre :	$y = 53,4 \text{ (cm)}$
Bras de levier :	$Z = 87,6 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 15,8 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 191,1 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$