République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغال العموميـة فرنسيس
جانسون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR OUED BOUKMOURI AU PK 68+400 AU PK 68+570 DANS LE CADRE D'UN PROJET DE DEDOUBLEMENT DE LA RN 127 ENTRE TISSEMSSILET ET MEDEA

Présenté par :

YSBAA MOHAMMED
MESSOUDI YOUCEF

Encadré par :

Mr. GUERFI MOUSSA

Promotion 2024/2025

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

Dédicaces

Je dédie humblement ce travail à ma chère mère, dont la présence et le soutien indéfectible ont été une source inestimable de force tout au long de mon parcours éducatif. Dans les moments les plus difficiles, elle a su m'entourer de son amour, de ses conseils éclairés et de son dévouement sans limites. Grâce à elle, j'ai pu puiser la motivation et les compétences nécessaires pour avancer. Qu'Allah, Le Tout Miséricordieux, la comble de Ses bénédictions, la protège et lui accorde une longue vie en bonne santé, car ma reconnaissance envers elle est infinie.

Je rends également un profond hommage à mon père, qui a sacrifié tant de choses pour me voir grandir et réussir. Son soutien constant, sa patience et sa force dans les épreuves ont été pour moi une véritable boussole. À lui aussi, je voue une gratitude immense.

Cette dédicace sincère est un hommage à mes parents : ma mère, mon roc, et mon père, mon pilier. Qu'Allah les garde et leur accorde paix, bonheur et sérénité.

Je tiens aussi à remercier affectueusement ma petite famille Houdhifa, Radjaa, Inssaf, Kheirra, Zahra, Siradj, Yanis, Hiba, Idris, Hadjer, Hannaa pour leur soutien moral et leurs encouragements.

À mon beau-frère BELHOUT Mourad,

À mes confrères et amis fidèles : Imad HM, Ahmed BR, Diaa AT, Toufik MG, Akli ID, Yacine BEN, Aymen RAH, Cherif BEN, Yacine SO, Nadji BEN, Saber BOU, Mitcho SIL, Omar AB, Ayoub YS, Simo AI, Saleh BL, Amine OU, Islem AC, Ayoub LK, Youcef KH, Massoud BA, Seradj ZEL, Ilyes BOU, Hani Bou, Amine So, Djaber TB, Basset BA, Islem EK, Abdo TAL, Basset, Kamel, Kader KH, Islem DJEL, Yacice SH, Adem Ai, Akram GT, Djabo BEL, Mido BEL, Omar Kdr, Aymen BEN, Chmisou BEN, Youcef NEMRI, Rahim BOU, Nadjib CH.

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

Enfin, à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire : recevez l'expression de ma profonde reconnaissance.

Mohammed_ Ys

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu, le Tout-Puissant et Miséricordieux, qui nous a accordé la santé, le courage et la volonté nécessaires pour entreprendre et mener à bien ce mémoire.

C'est avec une profonde reconnaissance et une considération particulière que nous remercions chaleureusement notre cher encadreur, **Monsieur GUERFI Moussa**, pour sa patience, sa disponibilité et les grands efforts qu'il a déployés tout au long de cette période.

Nous exprimons également nos sincères remerciements à **Monsieur ABDELLAH** et **Monsieur ABDELOUAHAB** notre maître de stage au sein de **Cosider OA**, pour nous avoir accueillis et mis à disposition tous les moyens nécessaires au bon déroulement de notre stage de fin d'études.

Nous ne devons pas non plus oublier **Monsieur BOUZAHER** le directeur de pole **A75 MEDEA Cosider OA,** que Dieu ait son âme, pour la grande confiance qu'il avait placée en nous.

Un grand merci à **Monsieur BABA KHOYA Youcef**, le professeur respecté qui nous a accompagnés tout au long de préparation, pour son aide précieuse et ses conseils durant cette période.

Nos remerciements, notre reconnaissance et notre respect vont à **Monsieur Ramdane Messaad** pour son aide inestimable et illimitée tout au long de nos années de spécialisation.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères à l'ensemble du corps professoral et administratif ainsi qu'aux membres du jury de l'école, pour la richesse et la qualité de leur formation et de leurs évaluations.

Enfin, nous tenons à exprimer toute notre gratitude à toutes les personnes qui nous ont aidés, de près ou de loin, dans l'élaboration de ce travail.

ملخص

يأتي هذا العمل في إطار تصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية **68+400** والنقطة الكيلومترية **68+570** ضمن مشروع الطريق الرابط بين **ولاية تيسمسيلت وولاية المدية**.

الهيكل عبارة عن جسر طوله**170**.5 م يتكون من 6 أجزاء مستقلة، يبلغ طول كل منها **34.1** م وعرضها **10.80** م. يستند سطح الجسر على ستة دعائم، تتألف من اربعة أعمدة وركيزتين نهائيتين.

يتضمن بقية العمل دراسة مفصلة للبنية الفوقية والبنية التحتية، بما في ذلك حساب سابقيه الإجهاد، الدراسة الزلزالية، والعناصر الهيكلية المختلفة، وهذا بالاستناد إلى المنظومات المعمول بها في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: التصميم، الجسر، الركائز الوسطية والطرفية. سابقة إجهاد لاحق، دراسة زلزالية، البنية التحتية.

Résumé

Ce mémoire s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude d'un viaduc situé entre le **PK 68+400** et le **PK 68+570**, dans le cadre du projet autoroutier reliant les wilayas de **TISSEMSSILET** et de **MEDEA**.

L'ouvrage est un viaduc d'une longueur totale de **170,5 mètres**, composé de **cinq travées indépendantes**, chacune de **34,1 mètres** de portée et d'une largeur de **10,80 mètres**. Le tablier repose sur **six appuis**, constitués de **quatre piles centrales** et de **deux culées d'extrémité**. Le tablier est constitué de poutres précontraintes par **post-tension**.

Ce travail est structuré en deux grandes parties. La première partie présente le site du projet, expose les données techniques disponibles, et propose plusieurs variantes de conception dont la plus appropriée est retenue. La seconde partie porte sur l'étude détaillée des composants de l'ouvrage. Elle débute par l'étude de la superstructure (tablier) à l'aide de logiciels de calcul adaptés, puis se poursuit par l'analyse de l'infrastructure, incluant le dimensionnement des piles et culées, l'analyse des charges et surcharges, le calcul de la précontrainte, l'étude sismique, ainsi que la vérification de la stabilité des éléments porteurs. L'ensemble de l'étude est réalisé selon les normes en vigueur en **Algérie** et en **Europe**.

Mots-clés : conception et étude, poutres précontraintes VIPP, béton post-tensionné, étude sismique, infrastructure.

Abstract

This thesis falls within the scope of the design and study of a viaduct located between PK 68+400 and PK 68+570, as part of the highway project connecting the wilayas of Tissemsilt and Médéa.

The structure is a viaduct with a total length of 170.5 meters, composed of five independent spans, each measuring 34.1 meters in length and 10.80 meters in width. The deck rests on six supports, consisting of four central piers and two abutments at each end. The deck is made of pre-stressed concrete beams using post-tensioning technology.

This study is divided into two main parts. The first part presents the project site, outlines the available technical data, and proposes several design alternatives, from which the most suitable one is selected. The second part focuses on the detailed analysis of the viaduct's components. It begins with the study of the superstructure (deck), carried out using specialized structural analysis software. The study then moves on to the substructure, covering the design of the piers and abutments, the analysis of permanent and variable loads, prestress calculations, seismic analysis, and the stability verification of the supporting elements. The entire study adheres to the standards in force in Algeria and Europe.

Keywords: design and analysis, VIPP prestressed beams, post-tensioned concrete, seismic analysis, substructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE **1**

CHAPITRE I : Présentation du 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 2

I.3 DONNEES 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 3
I.3.1.3 Profil en travers 4
I.3.2 Les Données Naturelles 4
I.3.2.1 Topographie 4
I.3.2.2 Température 4
I.3.2.3 Vent 4
I.3.2.4 Géotechnique 5
I.3.2.5 Hydrologie 5

I.4 CONCLUSION **6**

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

II.1 INTRODUCTION **7**

II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES **7**

II.2.1 Variante 01 : Pont à poutres en Béton précontraint du type VIPP 7
II.2.1.1 Conception longitudinale 7
II.2.1.2 Conception transversale 8
II.2.1.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure 9
II.2.2 Variante 02 : Pont voussoirs préfabrique a hauteur constante en béton précontrainte construire par encorbellements successifs……...…….10
II.2.2.1 Conception longitudinale 10
II.2.2.2 Conception transversale 10
II.2.2.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure 12
II.2.3 Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre 13
II.2.3.1 Conception longitudinale 13
II.2.3.2 Conception transversale 13
II.2.3.3 Conception des poutres principales 14
II.2.3.4 Conception des pièces de pont 14

II.2.3.5 Pré-dimensionnement de l'infrastructure 15
II.3 ANALYSE MULTICRITERE 16
II.3.1 Comparaison entre les trois techniques de construction 16
II.3.2 Devis quantitatif et estimatif 17
II.4 CONCLUSION 19

CHAPITRE III : Charges et Hypothèses de Calcul

III.1 INTRODUCTION 22
III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL 22
III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX 22
III.3.1 Béton 22
III.3.2 Armatures 24
III.3.2.1 Armatures passives 24
III.3.2.2 Armatures de précontraintes 24
III.3.3 Contraintes admissibles 24
III.3.3.1 Contraintes admissibles à la compression de Béton 24
III.3.3.2 Contraintes limites de traction des Armatures 25
III.4 EVALUATION DES ACTIONS 26
III.4.1 Evaluation des actions hors trafic 26
III.4.1.1 Actions permanentes 26
III.4.1.2 Action thermique 30
III.4.2 Evaluation des Actions dues au Trafic 30
III.4.2.1 Systèmes de charges à considérer 30
III.4.2.2 Caractéristiques du pont 30
III.4.2.3 Système de charge A 32
III.4.2.4 Système de charge B 33
III.4.2.5 Charges militaires : Mc 120 36
III.4.2.6 Charges exceptionnelles : D240 37
III.4.2.7 Charges sur trottoirs 37
III.4.2.8 Coefficient de majoration dynamique 37
III.4.2.9 Efforts de freinage 39
III.5 COMBINAISONS DES CHARGES 39
III.6 CONCLUSION 39

CHAPITRE IV : Calcul de tablier

IV.1 INTRODUCTION 40
IV.2 CALCUL LONGITUDINAL 40
IV.2.1 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges 40
IV.2.2 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges 40

IV.2.2.1 Surcharge de type « A(L) » 40
IV.2.2.2 Système de charges Bc 41
IV.2.2.3 Système de chargement Br 43
IV.2.2.4 Système de chargement Bt 44
IV.2.2.5 Système de charges Mc120 45
IV.2.2.6 Système de charges D240 46
IV.2.2.7 Surcharges sur trottoir St. 47
IV.3 CALCUL TRANSVERSAL 48
IV.3.1 Détermination des Paramètres de Calcul 48
IV.3.1.1 Largeur active b 48
IV.3.1.2 Position active des poutres 48
IV.3.1.3 Rigidité flexionnelle de la poutre ρ_P 48
IV.3.1.4 Rigidité flexionnelle de la dalle 49
IV.3.1.5 Paramètre d'entretoisement θ 49
IV.3.1.6 Rigidité torsionnelle de l'entretoise 49
IV.3.1.7 Rigidité torsionnelle de la poutre 49
IV.3.1.8 Paramètre de torsion α 50
IV.3.2 Calcul des moments fléchissants 51
IV.3.2.1 Coefficient de répartition transversal K_α 51
IV.3.2.2 Calcul $K_{\alpha\ moy}$ 51
IV.3.2.3 Valeurs des moments fléchissants réels 51
IV.3.3 Combinaisons des Charges 52
IV.4 CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION) 52
IV.5 RESULTATS 53
IV.6 ETUDE COMPARATIVE 54
IV.7 CONCLUSION 54

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

V.1 INTRODUCTION 55
V.2 DONNEES DE CALCUL 55
V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 56
V.3.1 Valeur Minimale de la Précontrainte en Service 56
V.3.2 Détermination du nombre de câbles 56
V.3.3 Nombre de câbles à l'about 57
V.3.4 Pré-vérification de la précontrainte 57
V.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE 58
V.4.1 Position des Câbles 58
V.4.2 Tracé des Câbles 59
V.5 CALCUL DES PERTES 60
V.5.1 Pertes de Tension Instantanées 60

V.5.1.1 Pertes par frottement 60
V.5.1.2 Pertes dues au recul d'ancrage 61
V.5.1.3 Perte dues au raccourcissement instantané de du béton 61
V.5.2 Pertes de Tension Différées 62
V.5.2.1 Pertes par retrait 62
V.5.2.2 Pertes par fluage 63
V.5.2.3 Pertes par relaxation 63
V.5.3 Pertes Totales 63
V.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES 64
V.6.1 Sections de Vérification 64
V.6.2 Limitation des Contraintes 64
V.6.3 Justification de la poutre à l'ELS 65
V.6.3.1 Justification des contraintes normales 65
V.6.3.2 Justification des contraintes tangentielles 66
V.6.3.3 Armateurs passives des zones tendus 67
V.6.4 Justification de la poutre a ELU 67
V.6.4.1 Vérification de la non-rupture des armateurs transversales 67
V.6.4.2 Vérification de non-écrasement des bielles de béton 68
V.6.4.3 Les armatures de peau 68
V.7 CONCLUSION 69

CHAPITRE VI : Etude tablier

VI.1 INTRODUCTION 70
VI.2 FLECHE ET CONTRE FLECHE 70
VI.2.1 Flèche due au Poids Propre 70
VI.2.2 Contre-Flèche de Précontrainte 70
VI.2.3 Flèche due à la Construction 71
VI.2.4 Flèche maximale à l'ELS 71
VI.2.5 Flèche Totale 71
VI.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE 71
VI.3.1 Principe de ferraillage 71
VI.3.2 Evaluation des efforts 72
VI.3.3 Ferraillage de l'Entretoise 73
VI.4 ETUDE DE L'HOURDIS 74
VI.4.1 Géométrie de l'Hourdis 74
VI.4.2 Evaluation des efforts 74
VI.4.3 Ferraillage de la dalle 75
VI.5 CONCLUSION 76

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipement de pont

VII.1 INTRODUCTION 77

VII.2 APPAREIL D'APPUI **77**
VII.2.1 Choix de Type d'Appareil d'Appui 77
VII.2.2 Dimensionnement des appareils d'appui de type B 77
VII.2.2.1 Aire l'appareil d'appui 77
VII.2.2.2 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui 79
VII.2.2.3 Dimensionnement des frettes 79
VII.3 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTAL K **81**
VII.4 ETUDE SISMIQUE **82**
VII.4.1 Méthode Monomodale 82
VII.4.1.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal 83
VII.4.1.2 Evaluation de l'effort sismique transversale 84
VII.4.1.3 Evaluation de l'effort sismique vertical 84
VII.4.1.4 Combinaisons des composantes de l'action sismique 85
VII.5 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI SELON RPOA 2008 ..... **86**
VII.5.1 Resistance à la Compression 86
VII.5.2 Sécurité au Flambement 86
VII.5.3 Limitation de la Distorsion 86
VII.5.4 Condition de Non-Glissement 88
VII.6 DES D'APPUI **88**
VII.6.1 Dimensionnement des Dés d'Appui 88
VII.6.2 Ferraillage de Dé d'Dppui 89
VII.7 PLOT PARASISMIQUE **89**
VII.8 JOINT DE CHAUSSEE **90**
VII.8.1 Calcul de souffle 90
VII.8.2 Type de joint 90
VII.9 CONCLUSION **90**

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 INTRODUCTION **91**
VIII.2 ETUDE DE LA PILE **91**
VIII.2.1 Conception de la Pile 91
VIII.2.1.1 Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement 91
VIII.2.2 Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile 92
VIII.2.2.1 Efforts statiques 92

VIII.2.2.2 Combinaisons des efforts 93
VIII.2.3 Ferraillage des Eléments de la Pile 94
VIII.2.3.1 Ferraillage des fûts 94
VIII.2.3.2 Ferraillage de chevêtre 94
VIII.2.4 Etude de Fondation de la Pile 97
VIII.2.4.1 Etude de la semelle 97
VIII.2.4.2 Evaluations des efforts agissants sur la semelle 97
VIII.2.4.3 Nombre des pieux 97
VIII.2.4.4 Effort revenant à chaque pieu 98
VIII.2.4.5 Ferraillage de la semelle 98
VIII.2.5 Etude des Pieux 100
VIII.2.5.1 Actions sur les pieux 100
VIII.2.5.2 Ferraillage de pieux 100

VIII.3 ETUDE DE LA CULEE 101

VIII.3.1 Conception des Culées 101
VIII.3.1.1 Choix de type de culée 101
VIII.3.1.2 Prédimensionnement de la culée 101
VIII.3.2 Vérification de la Stabilité de la Culée 102
VIII.3.2.1 Evaluation des efforts agissants sur la culée 102
VIII.3.2.2 Combinaisons des efforts 103
VIII.3.2.3 Actions sur les pieux 103
VIII.3.3 Ferraillage des Eléments de la Culée 103
VIII.3.3.1 Ferraillage de mur frontal 103
VIII.3.3.2 Ferraillage de la dalle de transition 104
VIII.3.3.3 Ferraillage de mur garde grève 104
VIII.3.3.4 Ferraillage de mur en retour 106

VIII.4 CONCLUSION 108

CONCLUSION GENERALE 109

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A
ANNEXE B
ANNEXE C
ANNEXE D

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. 3
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 7
Figure II.2 : Notation des dimensions 8
Figure II.3 : Notations des dimensions. 11
Figure II.4 : Notations des dimensions de la poutre 14

CHAPITRE III : Charges et Hypothèses de Calcul

Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P. 25
Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre. 26
Figure III.3 : Largeur chargeable 30
Figure III.4 : Système de chargement BC 33
Figure III.5 : Système de charges Br. 35
Figure III.6 : Système de charges Bt. 35
Figure III.7 : Convoi Mc120. 36
Figure III.8 : Convoi exceptionnel D240. 37

CHAPITRE IV : Calcul de tablier

Figure IV.1 : Sollicitations dues au poids propre. 40
Figure IV.2 : Surcharge A(L)1v uniformément répartie 40
Figure IV.3 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant 41
Figure IV.4 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré. 42
Figure IV.5 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant 43
Figure IV.6 : Surcharge Br à x = L/2. 43
Figure IV.7 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant 44
Figure IV.8 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré. 44
Figure IV.9 : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant 45
Figure IV.10 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max. 45
Figure IV.11 : Positionnement de la charge D240 pour une réaction max. 46
Figure IV.12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max. 46
Figure IV.13 : Surcharges sur trottoirs 47
Figure IV.14 : Position active des poutres. 48
Figure IV.15 : Section équivalente 50
Figure IV.16 : Modèle de calcul 52
Figure IV.17 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240) 53
Figure IV.18 : Moment maximal à l'ELS (G + D240) 53

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Figure V.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte 58
Figure V.2 : Trajectoire des câbles 60
Figure V.3 : Sections de vérification. 64
Figure V.4 : Diagramme des contraintes et ferraillage à mi-travée 67
Figure V.5 : Ferraillage de la poutre. 69

CHAPITRE VI : Etude tablier

Figure VI.1 : Flèche de la poutre due au poids propre. 70
Figure VI.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte. 70
Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS. 71
Figure VI.4 : Positions des vérins. 72
Figure VI.5 : Moment max de l'entretoise à l'ELU 72
Figure VI.6 : Moment max de l'entretoise à l'ELS. 73
Figure VI.7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU 73
Figure VI.8 : Ferraillage de l'entretoise 74
Figure VI.9 : Moment max de la dalle à l'ELU 75
Figure VI.10 : Moment max de la dalle à l'ELS. 75
Figure VI.11 : Ferraillage de la dalle. 76

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipement de pont

Figure VII.1 : Ferraillage de dé d'appui 89
Figure VII.2 : type de joint de chaussée. 90

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Formes et dimensions des piles 92
Figure VIII.2 : Ferraillage de fût 94
Figure VIII.3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)+1.6St 94
Figure VIII.4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l))+1.6St. 95
Figure VIII.5 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St 95
Figure VIII.6 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St 95
Figure VIII.7 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale) 96
Figure VIII.8 : Ferraillage de la semelle 99
Figure VIII.9 : Ferraillage du pieu. 100
Figure VIII.10 : Dimensions de la culée 101
Figure VIII.11 : Sollicitations M_{xx} et M_{yy} sur le mur en retour à l'ELS. 107
Figure VIII.12 : Ferraillage de la culée 108

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : Conception et Pré-dimensionnement

Tableau II.1 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 01. 8
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 01. 9
Tableau II.3 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 01. 9
Tableau II.4 : Récapitulation de découpage des voussoirs. 10
Tableau II.5 : Valeurs retenues pour les dimensions des éléments constitutifs du voussoir 11
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles de la variante 02. 12
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 02. 12
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA 14
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO 14
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles variante 03 15
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées variante 03. 15
Tableau II.12 : Avantages et inconvénients des 3 variantes 16
Tableau II.13 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 01. 17
Tableau II.14 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 02. 18
Tableau II.15 : Devis estimatif et Quantitatif de la variante 03. 19

CHAPITRE III : Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton. 23
Tableau III.2 : Contraintes admissibles à la compression de béton. 25
Tableau III.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives 25
Tableau III.4 : Poids propre d'une poutre 26
Tableau III.5 : Poids total de tablier 29
Tableau III.6 : Coefficient a_l 32
Tableau III.7 : les valeurs de A(l) 32
Tableau III.8 : Les valeurs de bc 34
Tableau III.9 : Les valeurs de Bc. 34
Tableau III.10 : Les valeurs de bt 36
Tableau III.11 : Valeurs de Bt. 36
Tableau III.12 : Les valeurs de Coefficient de majoration dynamique. 38
Tableau III.13 : Valeurs de l'effort de freinage de système A. 39

CHAPITRE IV : Calcul de tablier

Tableau IV.1 : Valeur de moment fléchissant et d'effort tranchant sous G. 40
Tableau IV.2 : Les éléments de réduction sous A(L). 41
Tableau IV.3 : Effort tranchant sous charge Bc. 41
Tableau IV.4 : Moment fléchissant sous charge Bc. 42
Tableau IV.5 : Effort tranchant sous charge Br 43
Tableau IV.6 : Moment fléchissant sous charge Br. 43
Tableau IV.7 : Effort tranchant sous charge Bt. 44
Tableau IV.8 : Moment fléchissant sous charge Bt. 44
Tableau IV.9 : Effort tranchant sous charge Mc120. 45
Tableau IV.10 : Moment fléchissant sous charge Mc120. 45
Tableau IV.11 : Effort tranchant sous charge D240. 46
Tableau IV.12 : Moment fléchissant sous charge D240. 46

Tableau IV.13 : Les efforts internes sous charge St 47
Tableau IV.14 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges. 47
Tableau IV.15 : Valeur des positions actives des poutres. 48
Tableau IV.16 : Combinaisons des charges à l'ELS et à l'ELU 52
Tableau IV.17 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de moment fléchissant 54

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau V.1 : Données de l'ouvrage. 55
Tableau V.2 : Caractéristiques de la poutre. 55
Tableau V.3 : Caractéristiques de béton. 55
Tableau V.4 : Caractéristiques des câbles 12T15. 55
Tableau V.5 : Résultats logiciel 55
Tableau V.6 : Calcul de P min 56
Tableau V.7 : Détermination du nombre de câbles 56
Tableau V.8 : Détermination de nombre de câbles à l'about 57
Tableau V.9 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes 57
Tableau V.10 : Résultats de vérification des contraintes 58
Tableau V.11 : Position des câbles 59
Tableau V.12 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage. 59
Tableau V.13 : Résultats de calcul de α, F, R, β 60
Tableau V.14 : Valeurs des pertes dues au frottement 61
Tableau V.15 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage. 61
Tableau V.16 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton. 62
Tableau V.17 : Valeurs des pertes par retrait de béton. 62
Tableau V.18 : Valeurs des pertes par fluage de béton. 63
Tableau V.19 : Valeurs des pertes par relaxation 63
Tableau V.20 : Valeurs des pertes totales 63
Tableau V.21 : Caractéristiques nettes des sections de vérification. 64
Tableau V.22 : Limitation des contraintes. 64
Tableau V.23 : Caractéristiques de chaque phase de vérification. 65
Tableau V.24 : Vérification des contraintes normales de phase 01 et 02. 65
Tableau V.25 : Vérification des contraintes normales de phase 03 et 04. 66
Tableau V.26 : Effort de précontrainte 66
Tableau V.27 : Contrainte tangentielle. 66
Tableau V.28 : Paramètres de calcul des armateurs passives des zones tendus. 67
Tableau V.29 : Détermination de l'angle βu 68

CHAPITRE VI : Etude tablier

Tableau VI.1 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise 73
Tableau VI.2 : Moments max de l'hourdis à l'ELU et à l'ELS. 75
Tableau VI.3 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise 75

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipement de pont

Tableau VII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui 79
Tableau VII.2 : Raideurs longitudinales des appuis 81
Tableau VII.3 : Raideurs transversales des appuis. 81

Tableau VII.4 : Répartition des efforts et des déplacements longitudinaux sur chaque appui 84
Tableau VII.5 : Répartition des efforts et des déplacement transversaux sur chaque appui 84
Tableau VII.6 : Distribution des forces sismiques verticales sur chaque appui 85
Tableau VII.7 : Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble 85

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

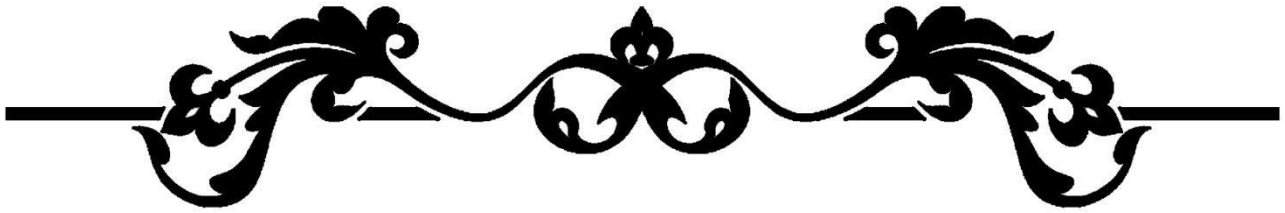
Tableau VIII.1 : Implantation et hauteur des piles 91
Tableau VIII.2 : Vérification de flambement des piles. 92
Tableau VIII.3 : Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité 92
Tableau VIII.5 : Combinaisons des efforts à la base de chaque fût 93
Tableau VIII.6 : Ferraillage des fûts de la pile. 94
Tableau VIII.7 : Ferraillage de chevêtre. 95
Tableau VIII.8 : Dimensions de la semelle de la pile. 97
Tableau VIII.9 : Efforts agissants sur la semelle. 97
Tableau VIII.10 : Combinaisons des efforts. 97
Tableau VIII.11 : Effort revenant à chaque pieu. 98
Tableau VIII.12 : Tableau de Warner 100
Tableau VIII.13 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée 101
Tableau VIII.14 : évaluation des efforts dus au poids propre. 102
Tableau VIII.15 : évaluation des efforts dus au tablier 102
Tableau VIII.16 : Combinaisons des efforts maximales 103
Tableau VIII.17 : Effort revenant à chaque pieu. 103
Tableau VIII.18 : Efforts statiques agissants sur le mur frontal 103
Tableau VIII.19 : Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal 104
Tableau VIII.20 : Efforts agissants sur la dalle de transition. 104
Tableau VIII.21 : Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition. 105
Tableau VIII.23 : Valeurs de Mp/K 106
Tableau VIII.24 : Combinaisons des actions agissants sur le mur garde grève 106

LISTE DES ABREVIATIONS

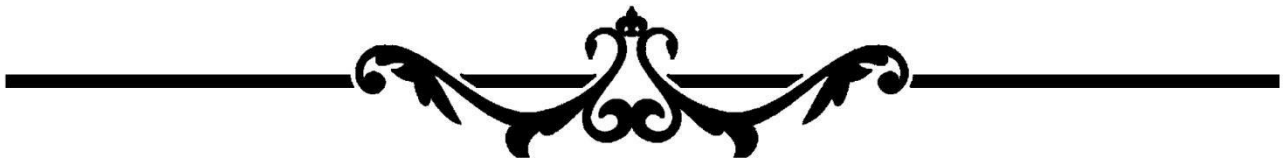
PK : Point Kilométrique.
RN : Route Nationale.
BAU : Bande d'arrêt d'urgence.
VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.
SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
BAEL : Béton armé aux États limites.
BPEL : Béton précontraint aux États limites.
DTR : Document technique Réglementaire**.**
HA : Haute adhérence.
ELU : États limites ultime.
ELS : États limites en service.
ELA : États limites accidentelles**.**
HA : Haute Adhérence.
12T15 : deuze (12) 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.

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
Δθ : Gradient **Sae** : Spectre de réponse Elastique en Accélération.
St : Espacement des armatures Transversales.
ΔT : Variation uniforme de la température
Δθ : Gradient



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études représente l'aboutissement de notre formation d'ingénieur. Il constitue une occasion précieuse de mettre en application les compétences acquises tout au long de ces cinq années d'apprentissage. Le choix du sujet doit être en adéquation avec notre domaine professionnel, tout en nous initiant aux principes de conception et de dimensionnement. Dans cette perspective, nous avons opté pour la conception et l'étude d'un pont situé à Médéa.

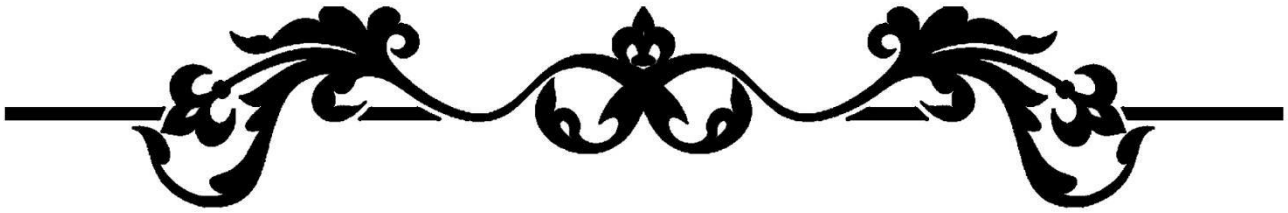
De manière générale, les ponts sont des structures surélevées conçues pour franchir divers obstacles, qu'ils soient naturels, comme les vallées et les cours d'eau, ou artificiels, tels que les routes et les voies ferrées. Leur principal objectif est d'assurer un passage sûr et efficace aux usagers. Représentant des infrastructures d'intérêt public indéniable, les ponts sont classés parmi les ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

Le concepteur doit être en mesure de réaliser un ouvrage à la fois faisable et économiquement optimisé. Pour y parvenir, il doit s'appuyer sur des normes, des guides, des ouvrages spécialisés, les recommandations d'experts, ainsi que sur sa propre expérience.

Ce mémoire de fin d'études, réalisé dans le cadre du cycle de formation d'ingénieur d'État en travaux publics, a pour objectif la conception et l'étude d'un viaduc sur Oued Boukmouri, situé entre le PK 68+400 et le PK 68+570. Ce projet s'inscrit dans le cadre du dédoublement de la RN 127 reliant Tissemsilt à Médéa.

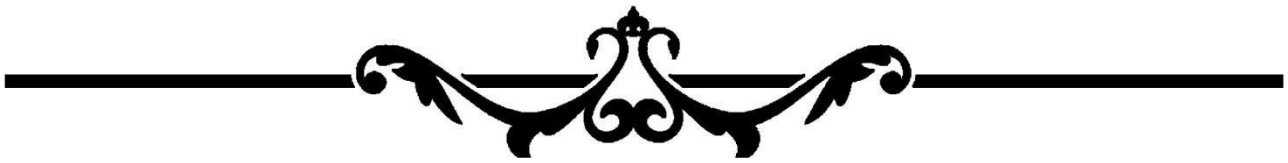
Ce mémoire est divisé en plusieurs parties principales :

- **Première partie** : Présentation de l'ouvrage étudié et de sa conception.
- **Deuxième partie** : Évaluation des différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage.
- **Troisième partie** : Analyse détaillée de la superstructure.
- **Quatrième partie** : Étude sismique et analyse de l'infrastructure.
- **Conclusion générale** : Synthèse des principaux enseignements tirés de cette étude.



Chapitre I

PRESENTATION DU PROJET



I.1 INTRODUCTION

La conception et l'étude d'un pont ne peuvent débuter 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 PRESENTATION 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 de la liaison autoroutière RN 127. Le viaduc se trouve sur Oued Boukmouri, dans la commune de Ksar El Boukhari a s'étendant du PK 68+400 au PK 68+570.

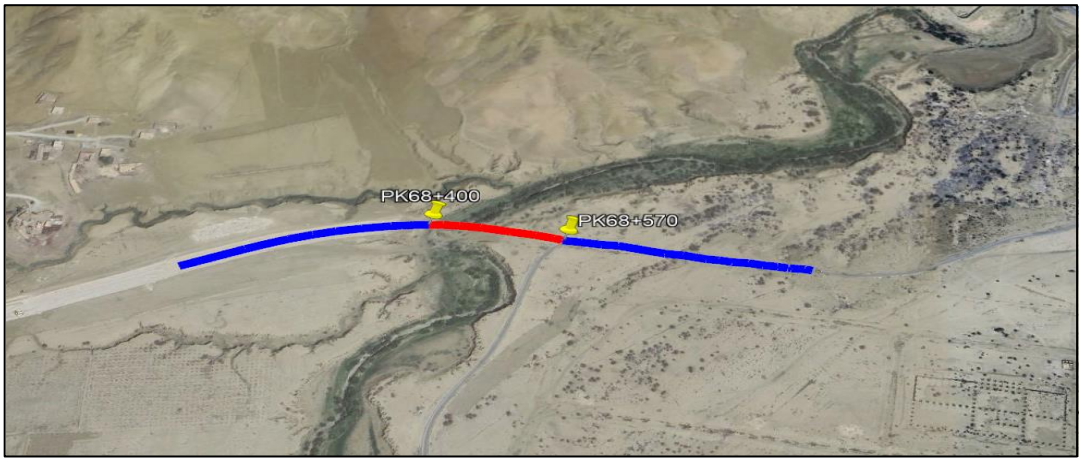


Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage sur une image satellitaire.

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 de permettre le franchissement de l'obstacle identifié. Toutefois, il s'inscrit également dans les enjeux de la liaison autoroutière, qui visent à :

- Relier Kasar El Boukhari à Tissemsilt.
- Assurer un aménagement du territoire équilibré et rationnel.
- Réduire l'isolement de nombreux petits villages.
- Développer un nouvel espace socio-économique attractif et propice à l'investissement.
- Améliorer le gain de temps, 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 DONNEES 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 68+400.
- Fin de l'ouvrage au PK 68+570.
- L'ouvrage présente une courbe de rayon 750 m.

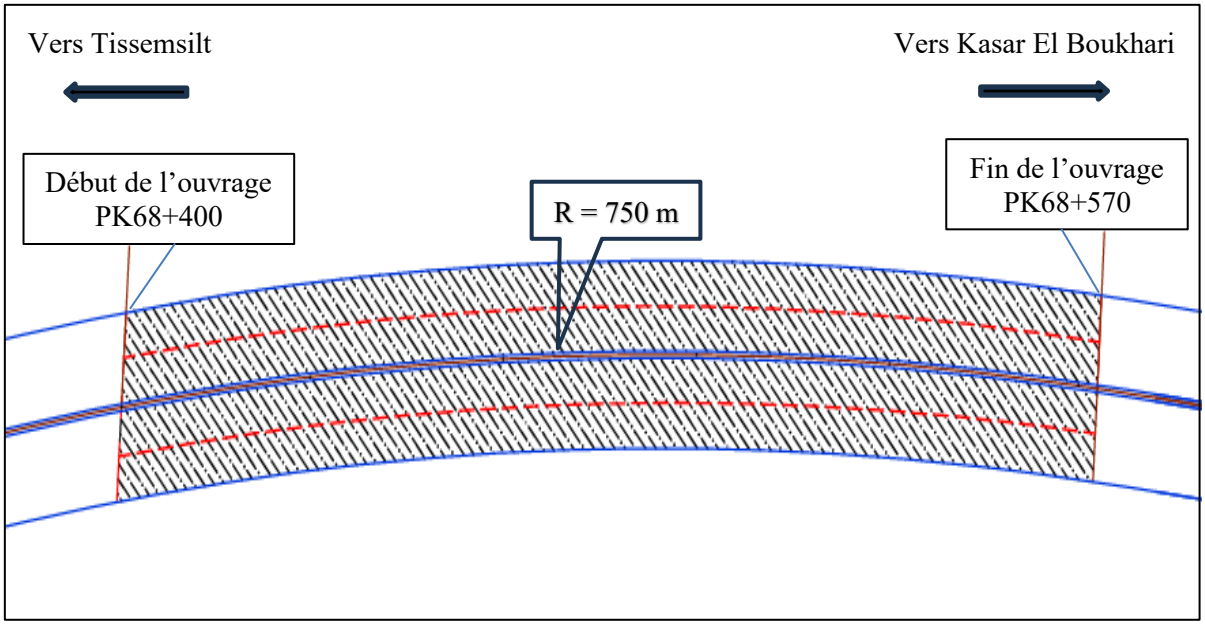


Figure I.2 : Tracé en plan de la voie portée.

I.3.1.2 Profil en long

L'axe de roulement présente longitudinalement :

- Début de l'ouvrage au PK 68+400.
- Fin de projet au PK 68+570.
- Ligne droite de pente P = -0.34 %.

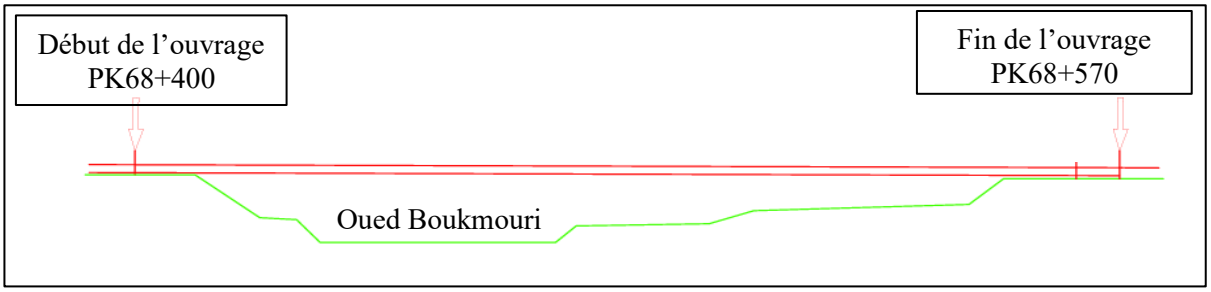


Figure I.3 : Profil au long de la voie portée.

I.3.1.3 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissants la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. La largeur totale du tablier est 10.09 m, comprend :

- Largeur du tablier 10.8 m.
- Largeur de la chaussée 8.3 m.
- Deux voies de circulation de 3.65 m de largeur chacun.
- Une surlargeur de 0.5 m.
- Largeur de trottoir : 2 m côté droit et 0.5 m côté gauche.
- Un dévers de 2.5%.

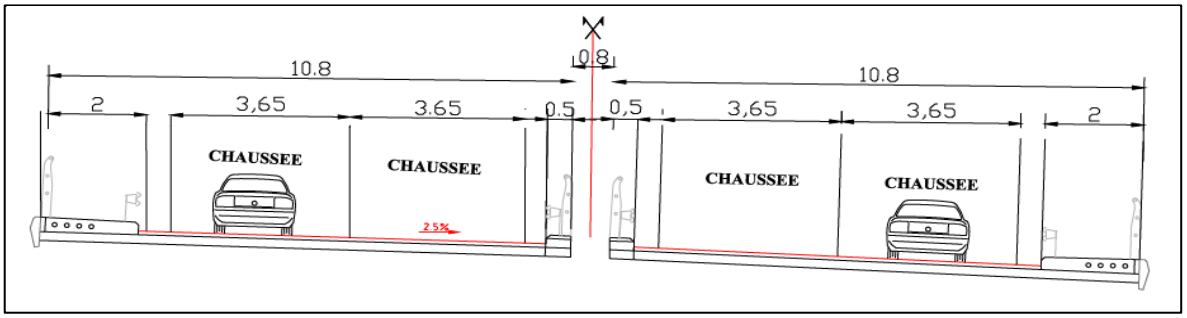


Figure I.4 : Profil en travers de la voie portée.

I.3.2 Les Données Naturelles

I.3.2.1 Topographie

Il est essentiel de disposer d'un levé topographique et d'un plan détaillé du site, précisant les accès disponibles ainsi que les espaces destinés aux installations de chantier et aux zones de stockage. Il est également important de noter que la région étudiée se caractérise par un relief faiblement montagneux.

Selon RPOA 2008, Médéa 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. 2 [selon RPOA, tableau 3.1].

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 15°C en journée et 5°C la nuit.
- En été, à Ksar El Boukhari, les températures moyennes atteignent 40°C en journée et 26°C la nuit.

I.3.2.3 Vent

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

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

I.3.2.4 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 20 ml.

- **Essai pressiométrique :**

L'essai pressiométrique est un essai de chargement de la paroi du forage, jusqu'à la rupture il permet par conséquence 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.3.2.5 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.

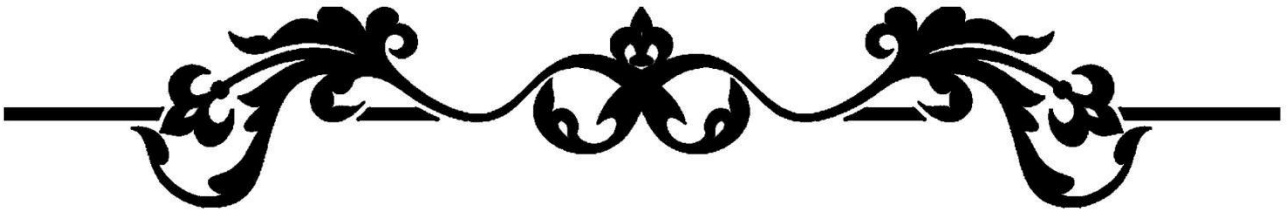
I.4 CONCLUSION

A la fin de ce chapitre, nous concluons qu'une reconnaissance approfondie du site de l'ouvrage, de son implantation et de ses caractéristiques est indispensable. Il est également essentiel de recueillir des données naturelles telles que la topographie, les conditions géotechniques et climatiques. Ces éléments sont fondamentaux pour garantir une conception rigoureuse du pont et, par la suite, une étude précise et fiable.

L'objectif principal de la conception d'un pont est de proposer la solution la plus économique tout en respectant un ensemble d'exigences fondamentales. En effet, un pont doit assurer un service optimal aux usagers, ce qui impose de considérer deux grandes catégories d'exigences :

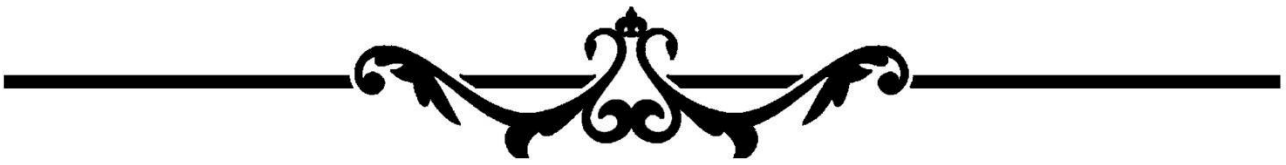
- Les exigences fonctionnelles, qui englobent toutes les caractéristiques nécessaires au bon accomplissement de sa mission de franchissement.
- Les exigences environnementales, qui prennent en compte l'intégration du pont dans son milieu naturel ainsi que les contraintes qui en découlent.

Ce chapitre a mis en lumière ces aspects essentiels, qui serviront de base à la conception et au prédimensionnement abordés dans le chapitre suivant. Il sera donc crucial de concilier ces différentes exigences afin d'aboutir à une solution optimale, garantissant à la fois le bon fonctionnement de l'ouvrage et le respect de son environnement.



Chapitre II

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT



II.1 INTRODUCTION

La conception d'un pont requiert une approche technico-économique équilibrée, intégrant les contraintes naturelles et fonctionnelles tout en valorisant l'aspect architectural pour assurer une parfaite intégration dans son environnement. L'ingénieur concepteur doit ainsi proposer une solution à la fois innovante et économiquement viable. Pour y parvenir, il est essentiel d'organiser les informations de manière chronologique afin de développer une réponse optimale aux exigences du projet.

Dans ce cadre, plusieurs variantes peuvent être envisagées, et le choix du type de pont repose sur une analyse approfondie de divers critères, parmi lesquels :

- Le domaine de la portée.
- L'élancement possible.
- Les contraintes de profil au long.
- Les conditions topographiques et géotechnique.
- Le bilan économique coût de l'ossature + coût des appuis.
- L'esthétique.

II.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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

Les ouvrages à poutres préfabriquées de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes offrant une conception relativement simple. Toutefois, leur réalisation exige le respect de règles strictes, tant sur le plan technique que sur le plan esthétique, afin de garantir leur performance, leur durabilité et leur intégration harmonieuse dans leur environnement.

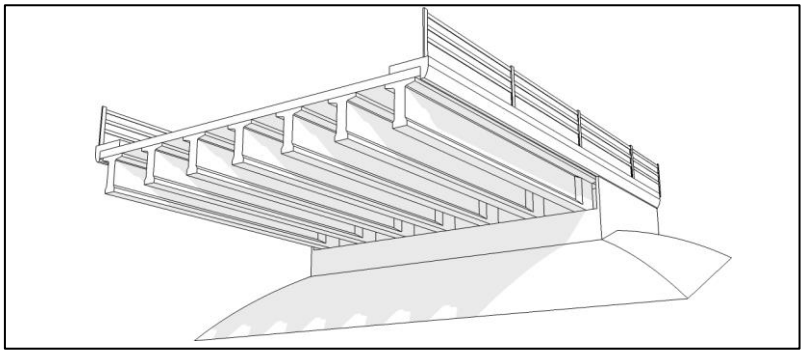


Figure II.1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

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 5 travées de 34.1 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 170.5 m.

II.2.1.2 Conception transversale

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

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

Elément	Ration usuel	Valeur
Longueur totale de la poutre	25 - 40	34 m
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{20} < H_p < \frac{L}{17}$	1.7 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	1.95 m
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00$ m	1.55 m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	1.05 m
Entraxe des poutres de rives La	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	9.3 m
Nombre des poutres	$N = (La / \lambda) + 1$	7 poutres
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	0.15 m
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm}$	0.7 m
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	0.15 m
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	0.25 m
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	0.7 m
Entretoise d'about	/	1.3*0.3 m2

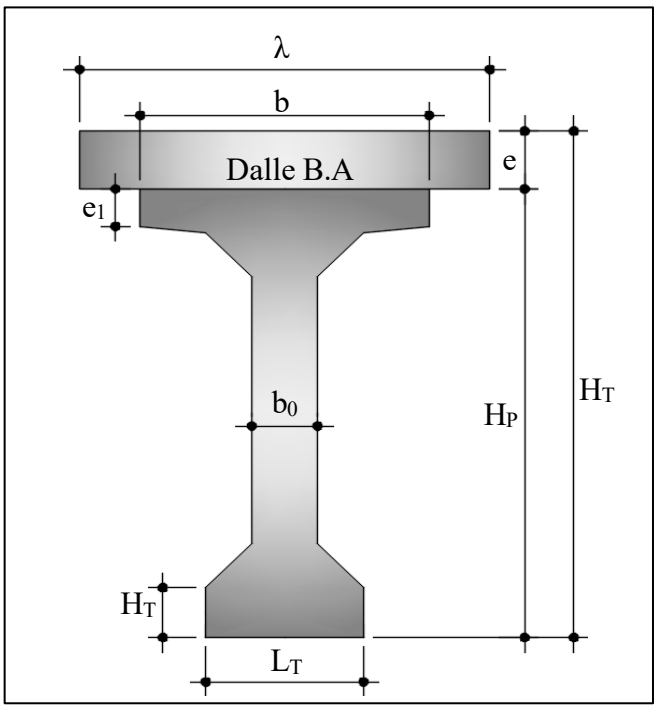
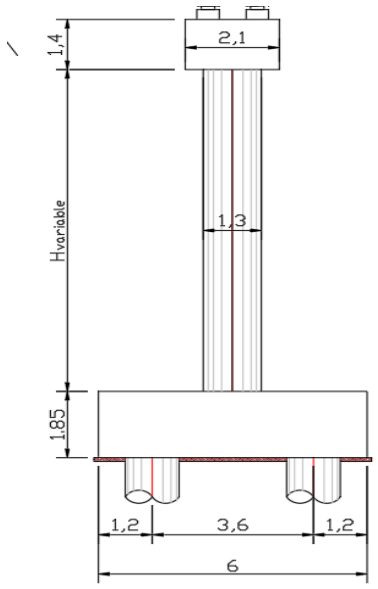


Figure II.2 : Notation des dimensions.

II.2.1.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

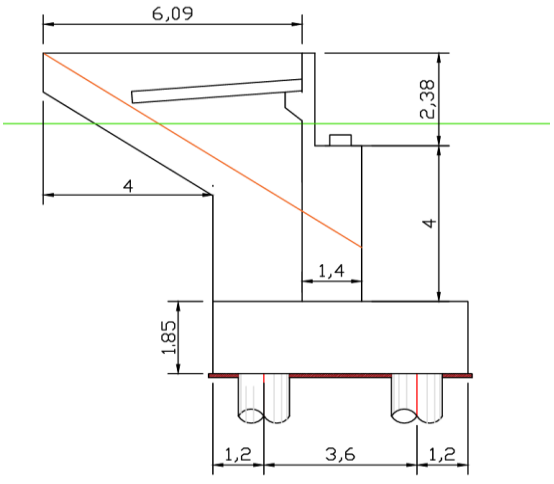
❖ **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA**

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

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	2.1	
	Longueur	10.8	
	Hauteur	1.4	
Fûts	Diamètre	1.3	
	Nombre	3	
	Hauteur	6.5 à 12.5 m	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	11.6	
	Hauteur	1.85	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	Profondeur	20	

❖ **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	4	
	Longueur	10.8	
	Épaisseur	1.4	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	2.38	
	Épaisseur	0.3	
Semelle	Largeur	6	
	Longueur	11.6	
	Hauteur	1.85	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	20	

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

Un pont à voussoirs de hauteur constante en béton précontraint, construit par la méthode des encorbellements successifs, est un type de structure où des voussoirs préfabriqués en béton armé ou précontraint sont ajoutés progressivement. La construction repose sur l'utilisation de poutres préfabriquées installées de part et d'autre du pont, qui servent de support initial. Les voussoirs sont ensuite fixés successivement aux extrémités de ces poutres, formant ainsi une structure en encorbellement.

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 (02) travées principales de 50 m et de deux (2) travées de rive de 34.45 m (68.9% de la travée principale). Donc la longueur totale du pont égale à 168.9 m. Et en ajoutant 0.8 m à chacune des deux extrémités, on obtient un tablier de 170.5 m de longueur.

- **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	6	3
Voussoirs courants	3	46
Voussoirs de clavages	2	4
Partie coulée sur cintre (étaiements)	3.45	2

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de **55 voussoirs**.

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) :

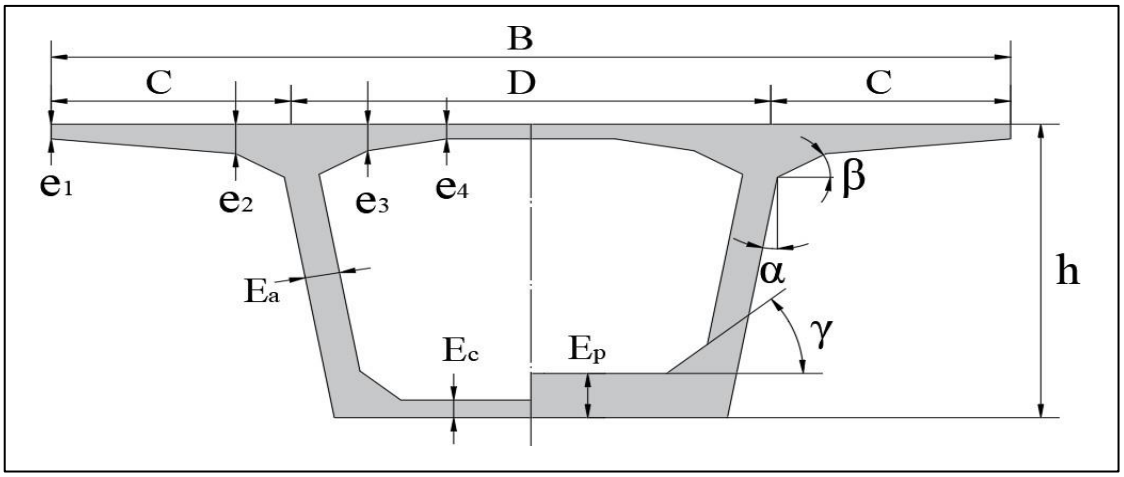


Figure II.3 : Notations des dimensions.

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

Elément		Ration usuel	Valeur retenue (m)
Hauteur du voussoir		$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20}$	2.5
Largeur du voussoir		B	10.80
Largeur d'encorbellement		C = B / 4	2.70
Entraxe des âmes		D = B – 2 C	5.40
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e_1	$e_1 \geq 20$ ou 25 cm	0.25
	e_2	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	0.36
	e_3	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2$-10 et $e_3 > 1.5e_4$)	0.44
	e_4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	0.20
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10°
Gousset supérieur		$30° \leq \beta \leq 45°$	45°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) $40° \leq \gamma \leq 45°$	45°
Longueur de travée		L = 50m	
Epaisseur de l'âme		$Ea \geq 26 + L/500$	0.6
Epaisseur de l'hourdis inf		$35 \leq Ep \leq 80$ cm	0.4

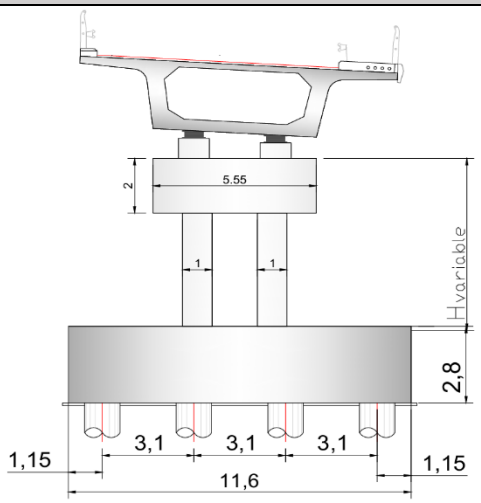
II.2.2.3 Pré-dimensionnement de l'infrastructure

❖ **Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :**

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

Eléments	Dimensions (m)	
Tète de Pile	Largeur	5.55
	Longueur	5
	Hauteur	2
Pile	Epaisseur	1
	Hauteur	7.65 et 12.07
	Largeur	3.55
	Longueur	5
Semelle	Largeur	6
	Longueur	11.6
	Hauteur	2.8
Pieux	Nombre	12
	Diamètre	1.2
	Profondeur	20

Figure

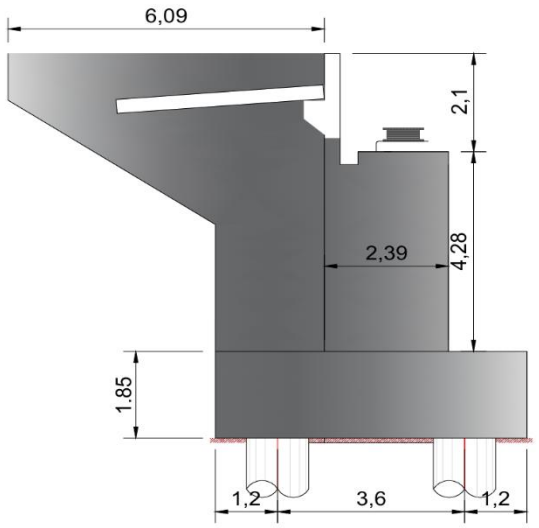


❖ **Pré dimensionnement des culées remblayées/ Guide SETRA :**

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des culées de la variante 02.

Eléments	Dimensions (m)	
Mur Frontal	Hauteur	4.28
	Longueur	11.60
	Épaisseur	2.39
Mur en retour	Épaisseur	0.6
Mur garde grève	Hauteur	2.1
	Épaisseur	0.3
Semelle	Largeur	6
	Longueur	11.6
	Hauteur	1.85
Pieux	Nombre	8
	Diamètre	1,2
	Profondeur	20

Figure



II.2.3 Variante 03 : Pont Mixte Bipoutre

Les ouvrages mixtes acier-béton à poutres, notamment les ponts bipoutres, résultent de l'évolution des propriétés mécaniques de l'acier, permettant la réalisation de structures légères et de grandes portées. Ils se composent généralement de deux poutres métalliques continues dimensionnées pour résister à la flexion longitudinale, reliées entre elles par des entretoises. Ces dernières assurent le maintien de l'écartement entre les poutres, contribuent à la résistance aux moments de torsion, et soutiennent une dalle en béton armé connectée aux semelles supérieures des poutres par des connecteurs. Ce système constructif tire parti des avantages respectifs de l'acier et du béton, offrant à la fois légèreté, robustesse, stabilité et esthétique.

Les portées courantes pour ce type d'ouvrage varient de 30 à 130 mètres pour les travées continues, et de 25 à 90 mètres pour les travées indépendantes. La largeur totale de la structure peut aller de 7 à 20 mètres, selon les besoins spécifiques du projet et l'usage prévu.

II.2.3.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continues, à profilés à hauteur constante. L'implantation des culées donne une longueur totale de 170.5 m. Donc on projette une seule travée principale de **77.5 m, et** deux travées de rives de **46.5 m** (0.6 L).

II.2.3.2 Conception transversale (Selon SETRA)

Lorsque le tablier présente une largeur modérée, comme c'est le cas avec une largeur de 10,8 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 a = 5.4 m, d'où l'entraxe des poutres b = 2.7 m.

- **L'épaisseur de la dalle**

Dans le cas d'un ouvrage à pièces de pont, CALGARO recommande une dalle d'épaisseur constante et comprise entre 20 et 26 cm. On choisit **e = 25 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.

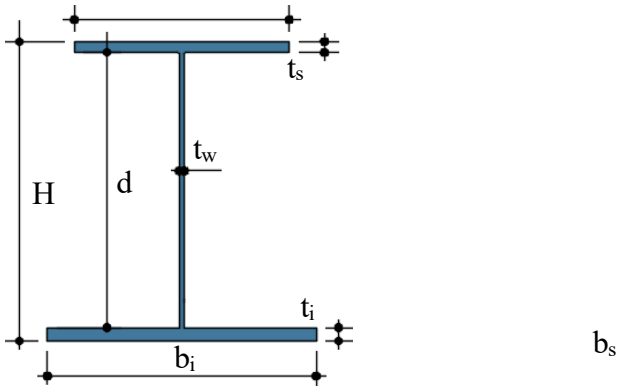


Figure II.4 : Notations des dimensions de la poutre.

II.2.3.3 Conception des poutres principales

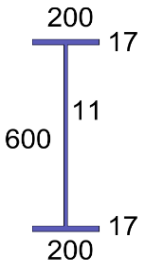
Tableau II.8 : Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur de la poutre	H = L/28	2 800
Epaisseur de l'âme (tw)	$t_w \geq 0.005 \times d$	300
Largeur de la Semelle sup (bs)	400 mm ≤ bs ≤ 1 300 mm	920
Largeur de la Semelle inf (bi)	500 mm ≤ bi ≤ 1 300 mm	1 200
Epaisseur de la Semelle sup (ts)	ts ≥ bs /30	45
Epaisseur de la Semelle inf (ti)	ti ≥ bi /30	60

II.2.3.4 Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des profilées en **I** à âme pleine généralement composée de tôles soudées, qui portent directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales et en résistant aux efforts de torsion.

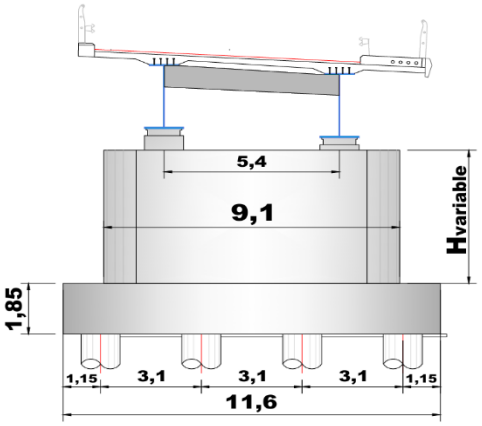
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des pièces de pont selon CALGARO.

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

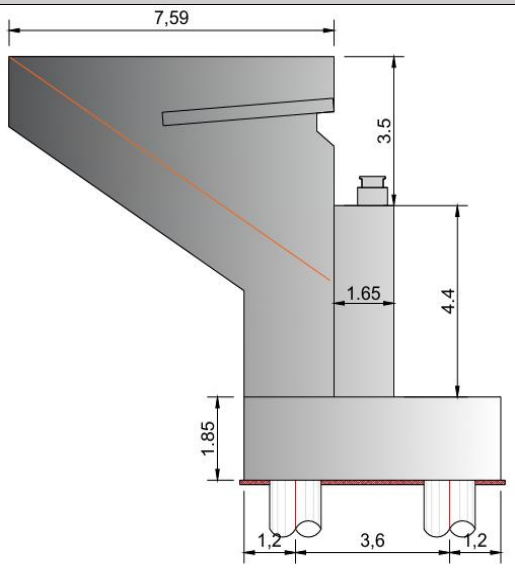
❖ **Pré-dimensionnement des piles :**

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

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Largeur	1.3	
	Longueur	9.1	
	Hauteur	12.95 et 7.65	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	11.6	
	Hauteur	1.85	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1.2	
	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	4.4	
	Longueur	10.80	
	Épaisseur	1.65	
Mur en retour	Épaisseur	0.6	
Mur garde grève	Hauteur	3.5	
	Épaisseur	0.3	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	11.60	
	Hauteur	1.85	
Pieux	Nombre	8	
	Diamètre	1,2	
	Profondeur	20	

II.3 ANALYSE MULTICRITERE

II.3.1 Comparaison entre les trois techniques de construction

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation) économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, 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-** coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. **6-** Leur fonctionnement isostatique d'où L'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	**1-** La multiplication du nombre des appui qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. **2-** La difficulté de franchir en courbe **3-** L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. **4-** Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. **5-** Coffrage compliqué et 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-** Franchir des vallées très profondes **5-** Réduction et meilleure utilisation des Coffrages. **6-** 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-** Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). **4-** La difficulté de coulage sur place
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-** Dépense de transport et de levage des pièces. **6-** Sensibilité au gradient thermique.

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	1 920.00	55 000.00	105 600 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	5 760.00	2 500.00	14 400 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96.00	16 000.00	1 536 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	96.00	3 700.00	355 200.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
Total					**123 411 200.00**
Partie 02 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m3	880.00	10 500.00	9 240 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (Piles, culées)	m3	1 550.00	17 500.00	27 125 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m3	580.00	18 000.00	10 440 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m3	445.00	18 000.00	8 010 000.00
2.5	Béton RN 35 pour poutres en Béton précontraint préfabriquées+ hourdis + entretoises	m3	3 000.00	25 000.00	75 000 000.00
Total					**129 815 000.00**
Partie 03 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	325.00	106 000.00	34 450 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	525.00	106 000.00	55 650 000.00
3.3	Acier de précontrainte par posttension pour les poutres	t	101.00	380 000.00	38 380 000.00
Total					**128 480 000.00**
TOTAL HORS TAXES			381 706 200.00		
T V A 19 %			72 524 178.00		
TOTAL EN TTC			**454 230 378.00**		

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

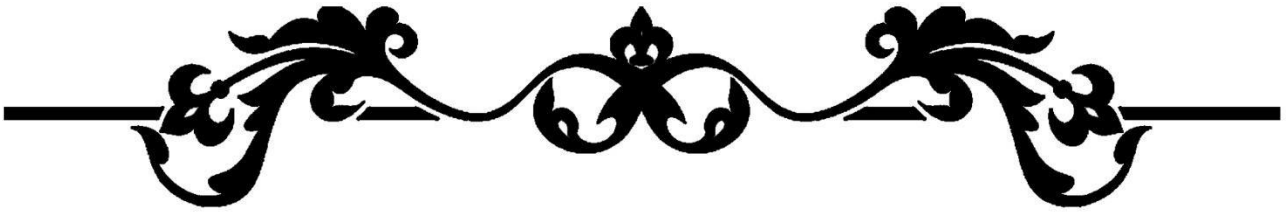
N	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ml	2 080.00	55 000.00	114 400 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	6 240.00	2 500.00	15 600 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	104.00	16 000.00	1 664 000.00
1.4	Recepage 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					**133 568 800.00**
Partie 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	m3	910.00	10 500.00	9 555 000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (Piles, culées)	m3	2 425.00	17 000.00	42 437 500.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m3	1 170.00	18 000.00	21 060 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m3	725.00	18 000.00	13 050 000.00
2.5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	m3	2 725.00	35 000.00	95 375 000.00
Total					**181 477 500.00**
Partie 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	551.00	106 000.00	58 406 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint	t	835.00	106 000.00	88 510 000.00
3.3	Acier de précontraint par posttension pour voussoirs	t	125.00	450 000.00	56 250 000.00
Total					**203 166 000.00**
TOTAL HORS TAXES			518 212 300.00		
T V A 19 %			98 460 337.00		
TOTAL EN TTC			**616 672 637.00**		

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	1 280.00	55 000.00	70 400 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ml	3 840.00	2 500.00	9 600 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	32.00	16 000.00	512 000.00
1.4	Recepage des pieux	U	32.00	3 700.00	118 400.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	1 520 000.00	1 520 000.00
Total					**82 150 400.00**
Partie 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm	m3	585.00	10 500.00	6 142 500.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles	m3	1 031.00	17 000.00	17 527 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	m3	643.00	18 000.00	11 574 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	m3	522.00	18 000.00	9 396 000.00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	m3	1 650.00	25 000.00	41 250 000.00
Total					**85 889 500.00**
Partie 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	t	277.00	106 000.00	29 362 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	t	289.00	106 000.00	30 634 000.00
3.3	Acier charpente métallique	t	1 015.00	480 000.00	487 200 000.00
Total					**547 196 000.00**
TOTAL HORS TAXES			715 235 900.00		
T V A 19 %			135 894 821.00		
TOTAL EN TTC			**851 130 721.00**		

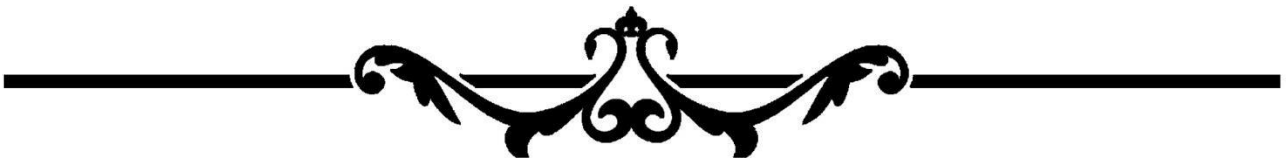
II.4 CONCLUSION

Après le pré-dimensionnement 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

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL



III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif de définir les propriétés des matériaux de construction utilisés ainsi que les hypothèses de calcul, en accord avec les normes en vigueur. Il vise également à analyser les charges et surcharges que l'ouvrage devra supporter tant durant sa construction que lors de son exploitation.

III.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera fait conformément aux règles appliquées en Algérie :

1) Guides SETRA 2003
2) RPOA 2008 : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
3) RCPR : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
4) Règles B.A.E.L.91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
5) Règles B.P.E.L.91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontrainte.
6) Fascicule 62 : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

III.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

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 est un matériau de construction largement employé, composé de ciment, de granulats et d'eau, auxquels peuvent s'ajouter des adjuvants afin d'optimiser certaines propriétés. Toutefois, sa résistance à la traction demeure relativement faible comparée à sa résistance à la compression, qui varie généralement entre 20 MPa et 40 MPa, contre 2 à 4 MPa pour la traction. Cette faiblesse le rend plus vulnérable aux fissurations ou aux ruptures sous l'effet de charges horizontales. Pour pallier cette limitation, le béton est souvent renforcé par des matériaux tels que l'acier, afin d'améliorer sa résistance à la traction.

- Résistance caractéristique à la traction : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$
- Module de déformation instantanée (courte durée <24h) : $E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Tableau III.1 : Caractéristiques de béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350
Densité de BA (KN/m^3)	25	25
f_{t28} (MPa)	2.7	2.22
E_{ij} (MPa)	35 981.73	33 000.00
E_{vj} (MPa)	12 102.95	11 100.00

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0.83j} \times f_{c28} \qquad si\ f_{c28} \leq 40\ MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \qquad si\ f_{c28} > 40\ MPa$$

III.3.2 Armatures

Les aciers utilisés dans l'ouvrage en béton précontraint sont de deux natures différentes :

- **Les aciers passifs** : pour reprendre les efforts tranchants et limiter les fissures.
- **Les aciers actifs** : pour les efforts de flexion.

III.3.2.1 Armatures passives

Des barres d'acier à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : f_e = 500 MPa
- Module de la déformation élastique : Es = 200 GPa

Les diamètres commerciaux des barres HA indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml pour les barres droites.

III.3.2.2 Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes (câbles Freyssinet) sont constituées de câble 12T15.

- Résistance ultime (contrainte de rupture garantie) : f_{prg} = 1 770 MPa.
- Limite élastique conventionnelle à 0.1% : f_{peg} = 1 593 MPa.
- Module d'élasticité : E_p = 190 000 MPa.
- Diamètre d'un toron T15 : 15.2 mm.
- Section droite d'un toron T15 : Ap 1toron = 140 mm².
- Section d'un câble : A_p = 150 x 12 = 1 680 mm².
- Diamètre de la gaine : Φ = 80 mm.
- Coefficient de frottement angulaire : f = 0.18 rad^{-1}.
- Coefficient de frottement linéaire : φ = 0.002 m^{-1}.
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : ρ = 2.5%.
- Coefficient de Recul d'ancrage g = 6 mm.

III.3.3 Contraintes admissibles

III.3.3.1 Contraintes admissibles à la compression de Béton

- À l'ELU : $f_{bu} = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma b}$
- À l'ELS : $f_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

Le coefficient θ est fixé à :

- θ = 1.00 lorsque la durée t > 24h.
- θ = 0.90 lorsque la durée 1h < t < 24h.
- θ = 0.85 lorsque la durée t < 1h.

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

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	15.30	$\gamma_b = 1.5$, Situation durable $\gamma_b = 1.5$, S-transitoire
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96	$\gamma_b = 1.15$, S-accidentelle
ELS	f_{bc} (MPa)		21	16.20	

III.3.3.2 Contraintes limites de traction des Armatures

❖ **Aciers Passifs**

Tableau III.3 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
	$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_S}$	S-Durable /transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500
Préjudiciable	$\sigma_S = \max\{0.5\, f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\}; n = 1.6$		250	250
Très Préjudiciable	$\sigma_s = max\{0{,}4\, f_e ; 88\sqrt{n \times f_{tj}}\}; n = 1.6$		200	200

❖ **Aciers Actifs**

La classe de justification de la précontrainte la plus courante est la **Classe II**. Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

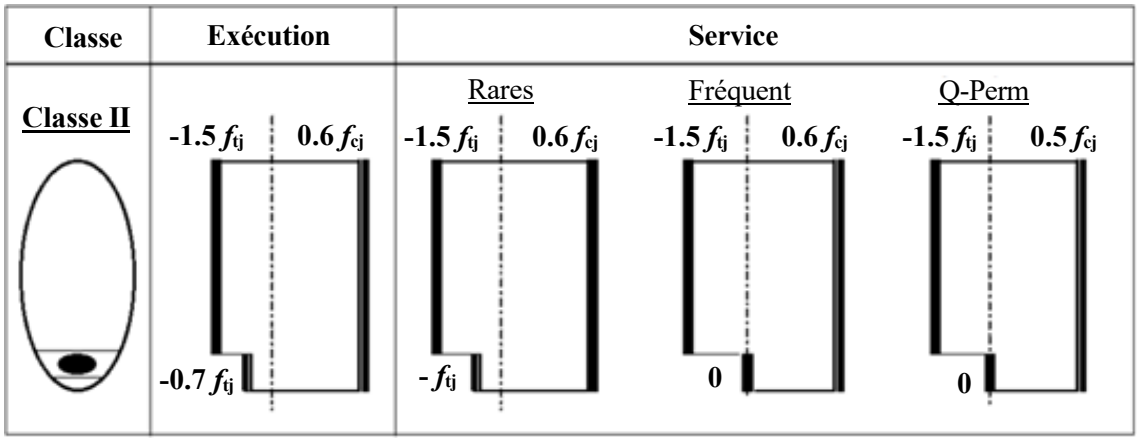


Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.

III.4 EVALUATION DES ACTIONS

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

- ❖ Actions hors Traffic
- ❖ Actions dues au Traffic.

III.4.1 Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1 Actions 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 (CPP), qui inclut les charges supplémentaires permanentes.

- ❖ **Les éléments porteurs (Cp)**

- **Poids des poutres**



Figure III : Longueurs des différentes sections de la poutre.

Le poids d'une poutre est :

$$\text{Poids}_{\text{poutre}} = \text{volume}_{\text{poutre}} \times \text{poids volumique}_{\text{Béton Armé}}$$

Tableau III.4 : Poids propre d'une poutre.

Elément	S (m²)	L (m)	V (m³)	P (KN)
Section d'about	1.2456	2 × 1.7	4.24	105.876
Section intermédiaire	0.9506	2 × 1	1.90	47.53
Section médiane	0.6926	2 × 14.3	19.81	495.209
Total	/	34	25.80	**648.615**

Le poids total des poutres d'une seule travée :

$$\text{Poids}_{\text{poutres}} = 648.615 \times 7 = 4540.305 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres par mètre linéaire :

$$G_{\text{poutres}} = \frac{4540.305}{34} = 133.54 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est 0.25 m et la Largeur de la dalle est 10.8 m, donc :

$$G_{\text{Dalle}} = 0.25 \times 10.8 \times 25 = 67.5 \text{ KN/ml}$$

- **Poids de l'entretoise**

$$\text{Poids}_{\text{Entretoises}} = 2 \times \text{Volume}_{\text{Entretoises}} \times \text{Poids volumique}_{\text{Béton Armé}}$$

$$\text{Volume}_{\text{Entretoise}} = 0.3 \times 1.25 \times 6 = 2.25\ \text{m}^3$$

$$\text{Poids}_{\text{Entretoises}} = 2 \times 2.25 \times 25 = 112.5\ \text{KN}$$

❖ **Les compléments des charges permanentes (CCP)**

- **Poids des trottoirs**

$$G_{\text{trottoirs}} = S \times \text{Poids volumique}_{\text{BA}} = 0.3 \times 2.5 \times 25 = 18.75\ \text{KN/ml}$$

- **Poids du revêtement**

$$G_{\text{revêtement}} = \text{Epaisseur}_{\text{rev}} \times \text{largeur roulable} \times \text{poid volumique}_{\text{rev}}$$

$$G_{\text{revêtement}} = 0.08 \times 8.3 \times 24 = 15.936\ \text{KN/ml}$$

- **Poids d'étanchéité**

$$G_{\text{étanchéité}} = 0.01 \times 8.3 \times 24 = 1.992\ \text{KN/ml}$$

- **Poids des corniches**

$$G_{\text{corniche}} = \text{Surface}_{\text{corniche}} \times \text{Poids volumique}_{\text{Béton Armé}}$$

$$G_{\text{corniche}} = 0.1376 \times 25 = 3.44\ \text{KN/ml}$$

- **Poids des glissières**

$$G_{\text{glissieres}} = 1.2\ \text{KN/ml}$$

- **Poids de Garde-corps**

$$G_{\text{Garde-corps}} = 1\ \text{KN/ml}$$

- **Poids de Précontrainte**

$$G_{\text{Précontrainte}} = 0.0011 \times 36 \times 7 = 0.28\ \text{KN/ml}$$

Tableau III.5 : Poids total de tablier.

Charges		Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Cp	Poutres	133.54	4540.36
	Dalle	67.50	2295
	Entretoise	/	112.5
CCP	Trottoirs	18.75	637.5
	Revêtement	15.936	541.824
	Étanchéité	1.992	67.728
	Corniches	3.44	116.96
	Glissières	1.20	40.80
	Garde-corps	1.00	34.00
	Précontrainte	0.28	9.42
G (une seule travée)		**243.14**	**8379.1**
G (5 travées)		**41895. 5 KN**	

III.4.1.2 Action thermique

L'ouvrage d'art est implanté dans une zone à climat tempéré, située au nord de l'Algérie. Conformément à la norme de référence, les effets liés aux variations de température ont été évalués en considérant une température maximale de l'air de 35°C et une température minimale de -15°C. Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre +10°C et +25°C) et les températures extrêmes ci-dessus.

Selon le tableau 3.2 du R.C.P.R, l'ouvrage est classé en Type 3 (tablier en béton). Pour ce type de structure, le gradient thermique induit par un échauffement ou un refroidissement unilatéral de courte durée est pris en compte sous forme d'une variation de température de ±7°C en phase de service, et de ±12°C en phase de construction.

III.4.2 Evaluation des Actions dues au Trafic

III.4.2.1 Systèmes de charges à considérer

Selon le R.C.P.R les surcharges considérées sont :

- Charges civiles : A(L) ; B (B_c, B_t, B_r).
- Charges militaires : Mc120.
- Charges exceptionnelles : D240.

III.4.2.2 Caractéristiques du pont

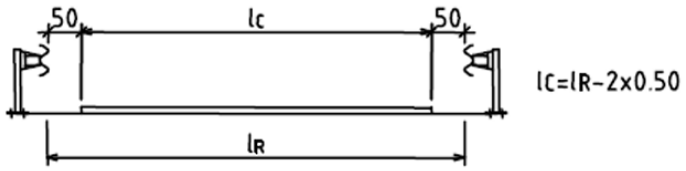
❖ **Largeur roulable :**

Il s'agit de la largeur du tablier mesurée entre les dispositifs de retenue, lorsqu'ils existent, ou entre les bordures. Cette largeur inclut la chaussée proprement dite ainsi que les éventuelles surlargeurs, telles que les bandes dérasées (BDG), etc.

❖ **Largeur chargeable :**

Elle est déduite de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m

Figure III.3 : Largeur chargeable



$L_C = 8.3 - 2 \times 0.5 =$ **7.3 m**

❖ **Nombre de voies**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable :

$N = [L_C/3] = [7.3/3] =$ **2 voies.**

- **La largeur de voies**

  $L_V = L_C/N = 7.3/2 =$ **3.65 m.**

- **Classe du pont**

Notre pont supporte une chaussée de largeur roulable supérieure à 7 m. Donc selon RCPR la classe de notre pont est la **1ére** classe.

III.4.2.3 Système de charge A

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12} ; \quad A = a_1 \times a_2 \times A(L) ; \quad A_1 = \max \begin{Bmatrix} a_1 \, A(L) \\ 4 - 0.002L \end{Bmatrix} \quad (KN/m^2)$$

L : la longueur chargée du tablier (m). Donc :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{34+12} = \mathbf{10.13\ KN/m^2}$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a_1.

Tableau III.6 : Coefficient a_1.

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**>5**
1	1	1	0.9	0.75	0.7
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

$a_2 = v_0/v$,
v = 3.65 m (la largeur d'une voie), et v_0 = 3.50 m (la classe de notre pont est la 1ére classe). D'où a_2 = **0.96**

- **Une voie chargée**

A_{1V} = A(L) × a_1 × a_2 × Largeur chargée = 10.13 × 1 × 0.96 × 3.65 = **35.50 KN/ml**

- **Deux voies chargées**

A_{2V} = A(L) × a_1 × a_2 × Largeur chargée = 10.13 × 1 × 0.96 × 7.3 = **70.99 KN/ml**

Tableau III.7 : les valeurs de A(l).

N des voies	L (m)	A(l) (KN/m2)	a_1	a_2	A(l)×a_1×a_2 (KN/m²)	L_v (m)	A(l) (KN/ml)
1	34	10.13	1.00	0.96	9.72	3.65	35.50
2	34	10.13	1.00	0.96	9.72	7.3	70.99

III.4.2.4 Système de charge B

Le système de charge B se décline en trois cas distincts, chacun produisant des effets spécifiques sur les éléments des ponts :

- **Système Bc** : composé de camions types, chacun soumis à une charge de **300 KN**. Ce système s'applique à l'ensemble des ponts, quelle que soit leur classe.
- **Système Br** : constitué d'une roue isolée portant une charge de **100 KN**. Ce système est également applicable à tous les ponts, sans distinction de classe.
- **Système Bt** : formé de groupes de deux essieux, appelés essieux-tandems, supportant une charge totale de **160 KN** de chacun (**320 KN**). Ce système est exclusivement réservé aux ponts de première et deuxième classe.

❖ **Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR**

Le système Bc se compose de camions types (**300 KN**) comme le montre **la figure III.4.**

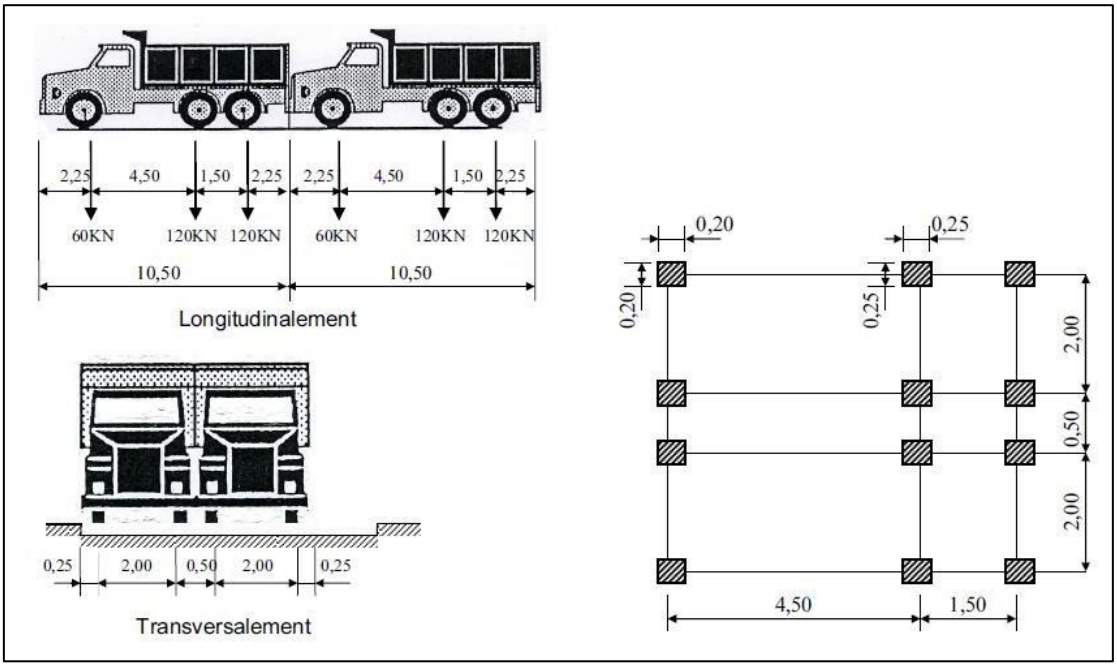


Figure III.4 : Système de chargement Bc.

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

$$S(B_C) = 2 \times N_C \times P_C \times bc$$

Avec :

Nc : nombre de camion.
Pc : poids du camion.
bc : coefficient qui dépend de la classe de pont, indiqué dans le **Tableau III.8** ci-dessous :

Tableau III.8 : Les valeurs de b_C

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	**2**	**3**	**4**	**≥ 5**
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Donc les valeurs à prendre en calcul sont :

Tableau III.9 : Les valeurs de Bc.

N° des voies	B_c(KN)	b_c	S(B_c)(KN)
1	600	1.2	720
2	1 200	1.1	1 320

❖ Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR

Il s'agit d'une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Il peut être place n'importe où sur la largeur roulable.

Les caractéristiques de cette roue sont présentées ci-dessous :

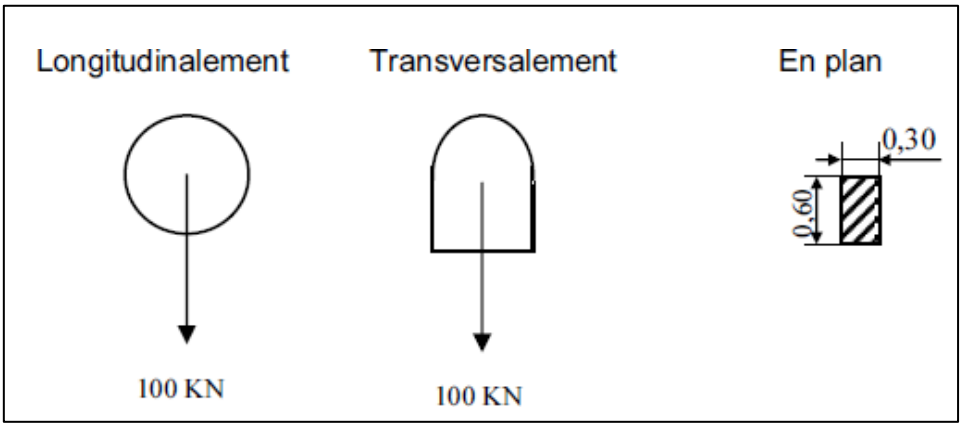


Figure III.5 : Système de charges Br.

❖ Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR

Un tandem se compose de 02 essieux munis de roues simples pneumatiques.

Les caractéristiques du convoi **Bt** sont présentées ci-après :

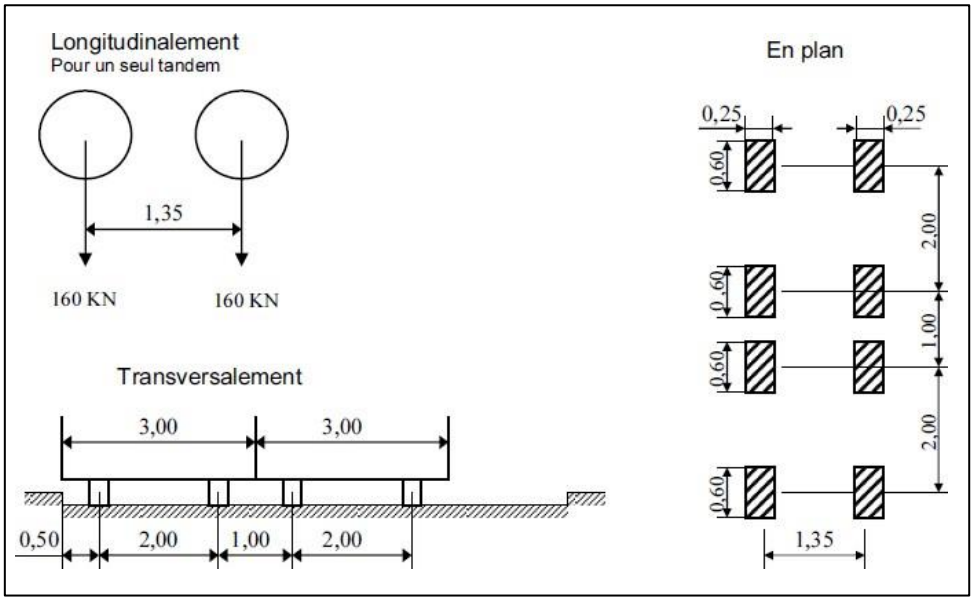


Figure III.6 : Système de charges Bt.

La charge Bt maximale notée S(Bt) est donnée par : **S(Bt) = 2 × Nt × Pt × bt**

Tel que : Nt : Nombre de tandems ; Nt ≤ 2.

Pt : Poids du tandem.

bt : coefficient indiqué dans le Tableau IV.15 ci-dessous :

Tableau III.10 : Les valeurs de bt.

Classe de pont	bt
1	1.2
2	2

Donc les valeurs à prendre en calcul sont :

Tableau III.11 : Valeurs de Bt.

N° de tendem	Bt (kN)	bt	S(Bt) (kN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

III.4.2.5 Charges militaires : Mc 120

Le système de charge « Mc 120 » est un dispositif conçu pour le transport de charges militaires. Il permet la circulation des véhicules en convoi, en garantissant qu'un seul convoi occupe la chaussée en largeur, quelle que soit sa dimension.

Dans le sens longitudinal, une distance minimale de 30,50 mètres doit être respectée entre les points de contact successifs des convois avec la chaussée.

Les charges transportées présentent les caractéristiques suivantes :

- Poids total : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10m
- Largeur d'une chenille : 1,00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m
- Transversalement : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Longitudinalement : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m.

Les spécifications détaillées du système Mc 120 sont présentées ci-dessous.

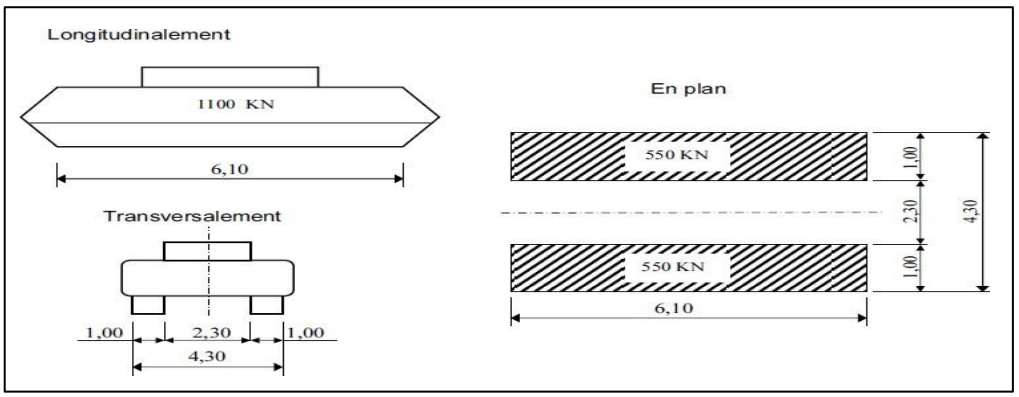


Figure III.7 : Convoi Mc120.

III.4.2.6 Charges exceptionnelles : D240

Le système de charge exceptionnelle **D 240** est un dispositif destiné au transport de charges lourdes. Il se compose d'une remorque capable de supporter une charge totale de **2400 kN**, répartie de manière supposée uniforme.

Ce système est généralement considéré comme plus contraignant que les systèmes **A** et **B**, notamment en ce qui concerne la vérification des hourdis et des entretoises. Contrairement àces derniers, les charges acheminées par le convoi **D240** ne sont pas majorées pour prendre en compte les effets dynamiques.

Par ailleurs, le convoi **D 240** est supposé circuler de manière isolée, que ce soit dans le sens transversal ou longitudinal, et ce, indépendamment des dimensions (largeur et longueur) de l'ouvrage.

Les caractéristiques détaillées de ce système sont présentées ci-après.

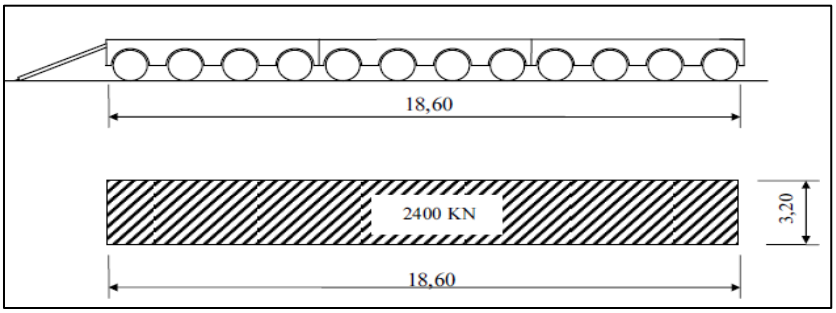


Figure III.8 : Convoi exceptionnel D240.

La charge linéaire est égale à : D240 = $\frac{2400}{18.6}$ = **129 KN/ ml**

III.4.2.7 Charges sur trottoirs

La charge à appliquer sur les trottoirs est 1.5 KN/m², cette valeur n'est pas majorée par un coefficient de majoration. Dans notre cas seulement un trottoir pourrait être chargé.

q = 1.5 × 2 = **3 KN/ml.**

III.4.2.8 Coefficient de majoration dynamique

Les charges B et Mc120 vont être majorés par un coefficient δ qui sert à passer d'un système dynamique à un système en quelque sorte statique majoré, le D240 ne sera pas majoré car il est déjà considéré comme une charge statique.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2\times L} + \frac{0.6}{1+4\times\frac{G}{S}}$$

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
G : sa charge permanente.
S : La valeur maximal de la charge considérée.

Tableau III.12 : Les valeurs de Coefficient de majoration dynamique.

Cas de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
Bc (une voie)	34	8379.1	720	1.064
Bc (deux voies)	34	8379.1	1 320	1.074
Bt (une voie)	34	8379.1	384	1.058
Bt (deux voies)	34	8379.1	768	1.065
Br	34	8379.1	100	1.053
Mc120	34	8379.1	1100	1.070

III.4.2.9 Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et BC sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

❖ **Système de charge Bc**

En ce qui concerne la charge Bc, un seul camion est supposé freiner. L'effet développé est égal à son poids 300 KN. Les coefficients bc s'appliquent aux efforts de freinage développés par le système Bc, donc : **F = 1.2 × 300 = 360 KN**

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage de charge A est donné par l'expression suivante :

$$\mathbf{F = \frac{A(l) \times S}{20 + 0.0035S}}$$

S : est la surface chargée en (m^2).

A(l) : le cas le plus défavorable.

Tableau III.13 : Valeurs de l'effort de freinage de système A.

N° des voies	S (m^2)	A(l)×a_1×a_2 (KN/m^2)	F (kN)
1	124.1	9.72	59.03
2	248.2	9.72	115.60

III.5 COMBINAISONS DES CHARGES

❖ **Combinaisons des charges à ELU fondamentale :**

1.35G +1.07 × 1.5 × (Bc +st) + 0.9T + 0.75ΔΘ
1.35G + 1.07 × 1.5 × (AL +st) + 0.9T + 0.75ΔΘ
1.35G + 1.07 × 1.5 × (Bt + st) + 0.9T + 0.75ΔΘ
1.35G + 1.35 × D240 + 0.9T + 0.75ΔΘ
1.35G + 1.35Mc120 + 0.9T + 0.75ΔΘ

❖ **Combinaisons des charges à ELS rare :**

G + 1.2Bc + st + 0.6T + 0.5ΔΘ
G + 1.2AL + st + 0.6T + 0.5ΔΘ
G + 1.2Bt + st + 0.6T + 0.5ΔΘ
G + D240 + st + 0.6T + 0.5ΔΘ
G + Mc120 + st + 0.6T + 0.5ΔΘ

III.6 CONCLUSION

Le chapitre que nous avons étudié avait pour objectif de définir les différents types de charges à considérer lors du calcul et des vérifications des ponts routiers. En effet, une meilleure compréhension des charges réellement appliquées, ainsi que de la résistance effective de la structure, permet d'évaluer plus précisément la sécurité des ouvrages. Dans ce cadre, nous avons analysé les différentes charges et surcharges routières agissant sur la structure en nous référant au R.C.P.R.

Chapitre IV

CALCUL DE TABLIER

IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons à l'analyse d'une seule travée d'un tablier à poutres, les travées étant identiques et indépendantes les unes des autres. L'étude portera sur la répartition des charges permanentes et des surcharges agissant sur le pont, en considérant à la fois leur orientation longitudinale et transversale. À l'aide de formules de calcul adaptées, nous déterminerons les moments fléchissant et les efforts tranchants induits dans la structure.
Nous prendrons également en compte les spécificités liées à la préfabrication, ainsi que les charges appliquées à chaque phase de construction et après la mise en service, afin d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage tout au long de sa durée de vie.

IV.2 CALCUL LONGITUDINAL

IV.2.1 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges

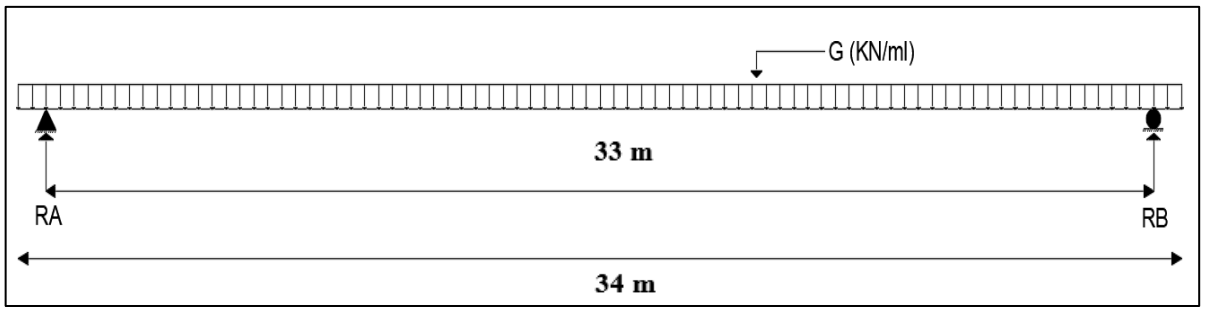


Figure IV.1 : Sollicitations dues au poids propre.

- **Les réactions :** $R_A = R_B = G \times \frac{34}{2}$
- **L'effort tranchant :** $T(x) = R_A - G \times x$
- **Le moment fléchissant :** $M(X) = R_A \times x - G \times \frac{x^2}{2}$

Les résultats obtenus pour une seule travée sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1 : Valeur de moment fléchissant et d'effort tranchant sous G.

G (KN/ml)	R_A=R_B (KN)	T_{max} (x = 0) (KN)	M_{max} (x=33/2) (KN.m)
243.14	4133.38	4133.38	33097.43

IV.2.2 Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges

IV.2.2.1 Surcharge de type « A(L) »

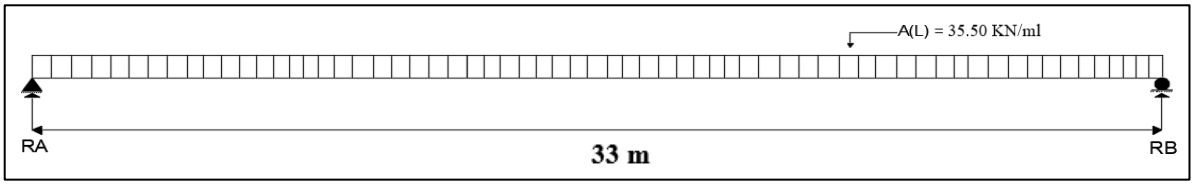


Figure IV.2 : Surcharge A(L)1v uniformément répartie.

- **Les réactions :** $R_A = R_B = A(L) \times \frac{L}{2}$
- **L'effort tranchant :** $T(x) = R_A - A(L) \times x$
- **Le moment fléchissant :** $M(X) = R_A \times x - A(L) \times \frac{x^2}{2}$

Voici les résultats obtenus, présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les éléments de réduction sous A(L).

Nombre de voies	A(L) (KN/ml)	$R_A = R_B$ (KN)	T_{max} (x = 0) (KN)	M_{max} (x = 33/2) (KN.m)
1	35.5	603.5	585.75	4832.44
2	70.99	1206.83	1171.34	9663.51

IV.2.2.2 Système de charges Bc

- **L'effort tranchant :**

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

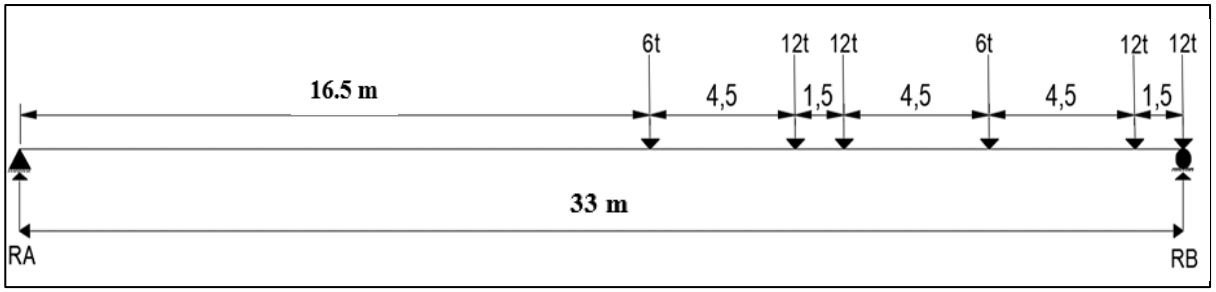


Figure IV.3 : Répartition de la charge Bc pour le calcul de l'effort tranchant.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600$ KN

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 33 \times R_A = 120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 120 \times 12 + 60 \times 16.5$

Donc $\left\{ \begin{matrix} \mathbf{R_A = 128.18\ KN} \\ \mathbf{R_B = 471.82\ KN} \end{matrix} \right\}$

D'où $\mathbf{T_0 = R_B = 471.82\ KN}$

L'effort tranchant Tmax se calcule comme suite : $T_{max} = T_0 \times N_V \times bc \times \delta_{BC}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Effort tranchant sous charge Bc.

Nombre de voies chargées	1	2
Tmax (KN)	602.42	1115.85

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

Au passage d'un convoi, le moment fléchissant est maximal au droit d'un essieu sachant que cet essieu soit symétrique avec la résultante des charges de convoi par rapport à l'axe central de la poutre.

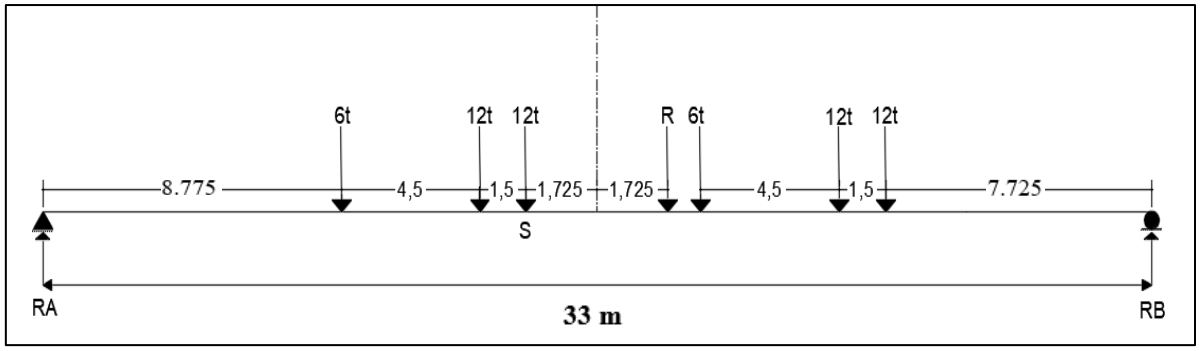


Figure IV.4 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré.

On détermine la position de la résultante des charges de convoi :

$$X_R = \frac{12\times4.5+12\times6+6\times10.5+12\times15+12\times16.5}{60} = 9.45 \text{ m}$$

$$d = \frac{9.45-6}{2} = 1.725 \text{ m}$$

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600$ KN

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 600$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 33 \times R_B = 60 \times 8.775 + 120 \times 13.275 + 120 \times 14.775 + 60 \times 19.275 + 120 \times 23.775 + 120 \times 25.275$

Donc $\{ \mathbf{R_B = 331.36\ KN} \; ; \; \mathbf{R_A = 268.64\ KN} \}$

D'où : $\mathbf{Ms = R_A \times 14.775 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 = 3\,429.16\ KN.m}$

Le moment max se calcule comme suit : $M_{max} = Ms \times bc \times Nv \times \delta_{BC}$

Tableau IV.4 : Moment fléchissant sous charge Bc.

Nombre de voies chargées	M_{max} (KN.m)
1	4378.35
2	8109.96

Les valeurs de coefficient de majoration dynamique sont déjà calculées au chapitre précédent (voir tableau III.12).

IV.2.2.3 Système de chargement Br

❖ **L'effort tranchant :**

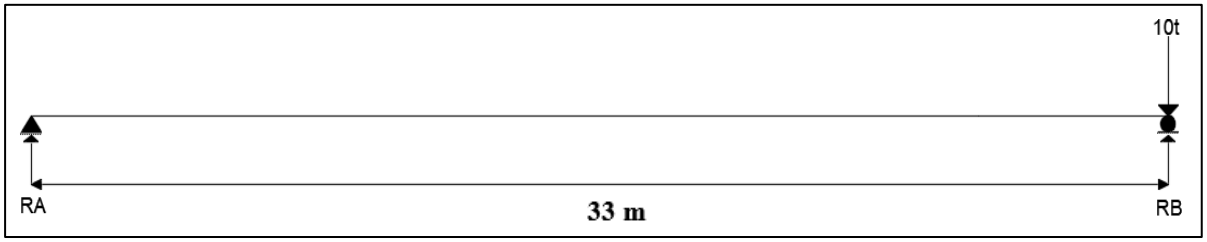


Figure IV.5 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.

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

Donc : $\mathbf{T_0 = R_B = 100\ KN}$

L'effort tranchant T_{max} se calcule comme suit : $T_{max} = T_0 \times \delta_{Br}$

Tableau IV.5 : Effort tranchant sous charge Br.

Système de charge	Br
T_{max} (KN)	105.3

❖ **Moment fléchissant :**

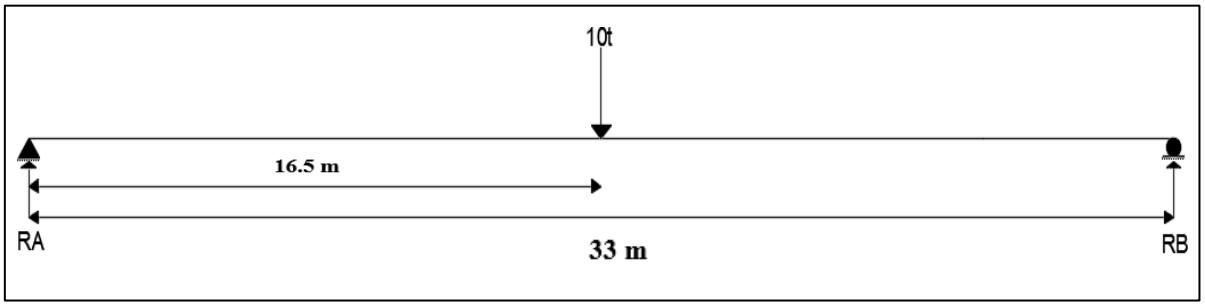


Figure IV.6 : Surcharge Br à x = L/2.

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

$$\{\mathbf{R_A = 50\ KN}\}$$
$$\mathbf{R_B = 50\ KN}$$

$$\mathbf{M_0 = M\left(\frac{L}{2}\right) = 50 \times 16.5 = 825\ KN.m}$$

Le moment max se calcule comme suit : $M_{max} = M_0 \times \delta_{Br}$

Tableau IV.6 : Moment fléchissant sous charge Br.

Système de charge	Br
M_{max} (KN.m)	868.73

IV.2.2.4 Système de chargement Bt

❖ **L'effort tranchant :**

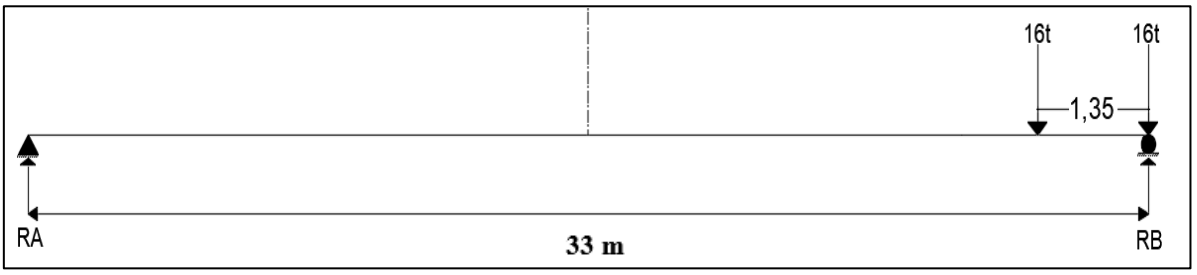


Figure IV.7 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320$ KN

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 33 \times R_A = 160 \times 1.35$

Donc : $\{\mathbf{R_A = 6.55\ KN};\ \mathbf{R_B = 313.45\ KN}\}$

$T_0 = R_B = 313.45$ KN

Si Nt est le nombre de tandem, alors : $T_{max} = T_0 \times Nt \times bt \times \delta_{Bt}$

Tableau IV.7 : Effort tranchant sous charge Bt.

Nombre de tandem	1	2
Tmax (KN)	397.96	801.18

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

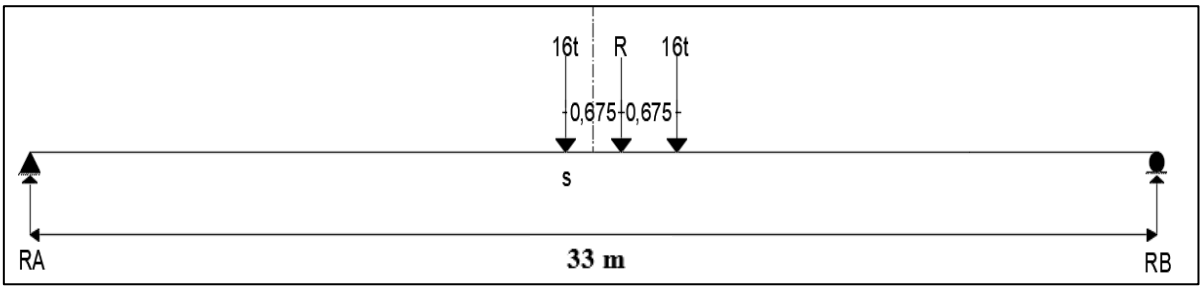


Figure IV.8 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré.

On détermine la position de la résultante des charges de convoi :

$X_R = \frac{1.35}{2} = \mathbf{0.675\ m} \quad \rightarrow \quad d = \frac{0.675}{2} = \mathbf{0.3375\ m}$

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 320$ KN

Donc : $\{\mathbf{R_A = 156.73\ KN};\ \mathbf{R_B = 163.27\ KN}\}$

$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 33 \times R_A = 160 \times 15.4875 + 160 \times 16.8375$

$M_S = R_A \times 16.1625 = 2\,533.15$ KN.m

Le moment max se calcule comme suit : $M_{max} = Ms \times bt \times Nt \times \delta_{Bt}$

Tableau IV.8 : Moment fléchissant sous charge Bt.

Nombre de tandem	1	2
M_{max} (KN.m)	3216.09	6474.73

IV.2.2.5 Système de charges Mc120

❖ **L'effort tranchant :**

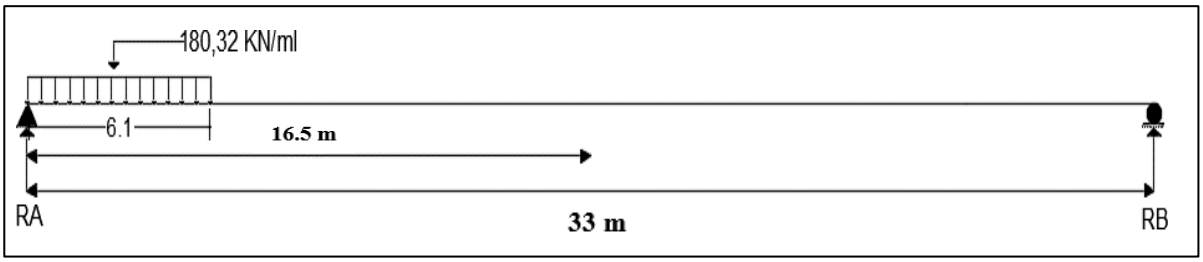


Figure IV.9 : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1\ 100$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 33 \times R_B = 1\ 100 \times 3.05$

Donc : $\left\{ \begin{matrix} \mathbf{R_A = 998.33\ KN} \\ \mathbf{R_B = 101.67\ KN} \end{matrix} \right\}$

$\mathbf{T_{MAX} = R_A = 998.33\ KN}$

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

Tableau IV.9 : Effort tranchant sous charge Mc120.

Système de charge	Mc120
T_{max} (KN)	1069.21

❖ **Moment fléchissant :**

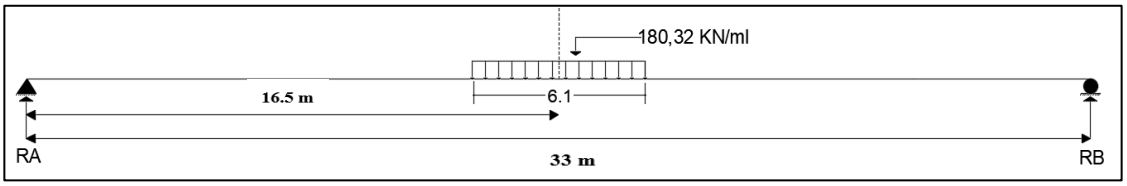


Figure IV.10 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 1\ 100$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 33 \times R_B = 1\ 100 \times 16.5$

$$\left\{ \begin{matrix} \mathbf{R_A = 550\ KN} \\ \mathbf{R_B = 550\ KN} \end{matrix} \right\}$$

$$\mathbf{M_0 = M(L/2) = 550 \times 16.5 - 180.32 \times \frac{3.05^2}{2} = 8\ 236.29\ KN.m}$$

$M_{max} = M_0 \times \delta_{Mc120}$

Tableau IV.10 : Moment fléchissant sous charge Mc120.

Système de charge	Mc120
M_{max} (KN.m)	8821.07

IV.2.2.6 Système de charges D240

❖ **L'effort tranchant :**

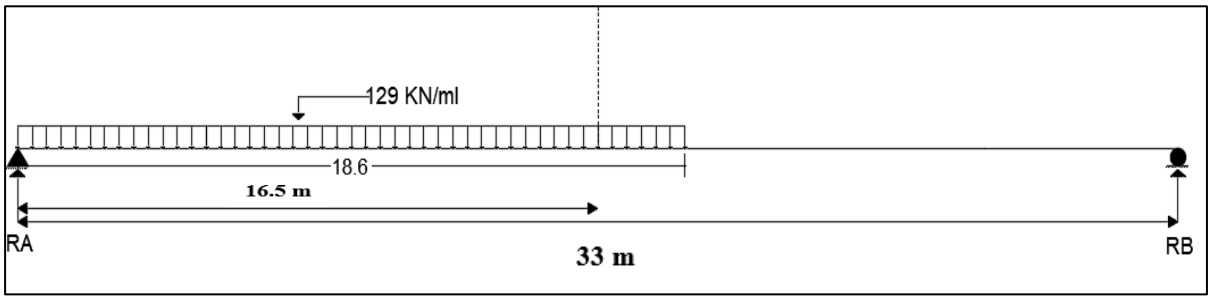


Figure IV.11 : Positionnement de la charge D240 pour une réaction max.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\,400$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 33 \times R_B = 2\,400 \times 9.3$

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 1723.64\ KN} \\ \mathbf{R_B = 676.36\ KN} \end{Bmatrix}$$

Tableau IV.11 : Effort tranchant sous charge D240.

Système de charge	D240
T_{max} (KN)	1 723.64

❖ **Moment fléchissant :**

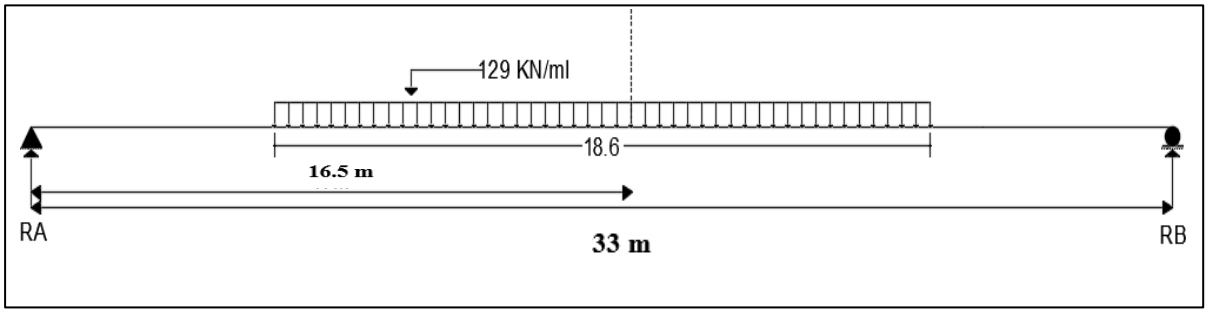


Figure IV.12 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max.

$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\,400$ KN

$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow 33 \times R_B = 2\,400 \times 16.5$

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{R_A = 1\,200\ KN} \\ \mathbf{R_B = 1\,200\ KN} \end{Bmatrix}$$

$$\mathbf{M(L/2) = 1\,200 \times 16.5 - 129 \times \frac{9.3^2}{2} = 14\,221.40\ KN.m}$$

Tableau IV.12 : Moment fléchissant sous charge D240.

Système de charge	D240
M_{max} (KN.m)	14221.40

IV.2.2.7 Surcharges sur trottoir St.

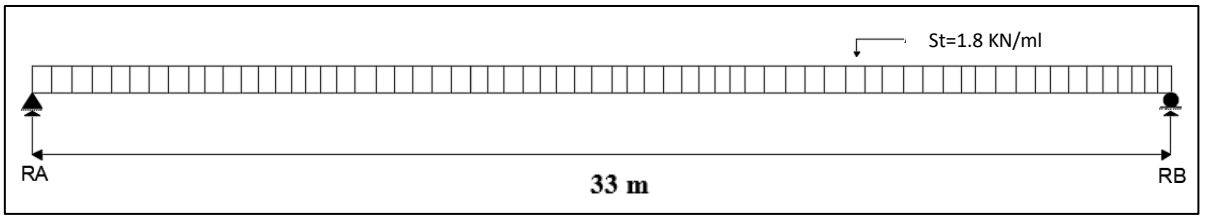


Figure IV.13 : Surcharges sur trottoirs.

Tableau IV.13 : Les efforts internes sous charge St.

St (KN/ml)	Mmax (x = 0.5L) (KN.m)	Tmax (x=0) (KN)
1.8	408.38	49.5

Tableau IV.14 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges.

Désignation		T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	M_{max} par poutre (KN.m)
G		4133.38	33097.43	4728.20
A(L)	01 voie	603.5	4832.44	690.35
	02 voies	1206.83	9663.51	1380.50
Bc	01 voie	602.42	4378.35	625.48
	02 voies	1 115.85	8109.96	1158.57
Br		105.30	868.73	124.10
Bt	01 tandem	397.96	3216.09	459.44
	02 tandems	801.18	6474.73	924.96
Convoi Mc120		1069.21	8821.07	1260.15
Convoi D240		1 723.64	14 221.40	2031.63
Surcharges sur trottoir		49.5	408.38	58.34

IV.3 CALCUL TRANSVERSAL

IV.3.1 Détermination des Paramètres de Calcul

IV.3.1.1 Largeur active b

La largeur active du pont est telle que **2b = n × b1**,
n : le nombre des poutres (**n = 7**).
b1 **:** l'entraxe des poutre (b1 = **1.55 m**).
2b = 7 × 1.55 = 10.85 m, alors **b = 5.425 m**.

IV.3.1.2 Position active des poutres

Tableau IV.15 : Valeur des positions actives des poutres.

Position	X_0	X_1	X_2	X_3	X_4
Valeur (m)	0	1.55	3.1	4.65	5.425

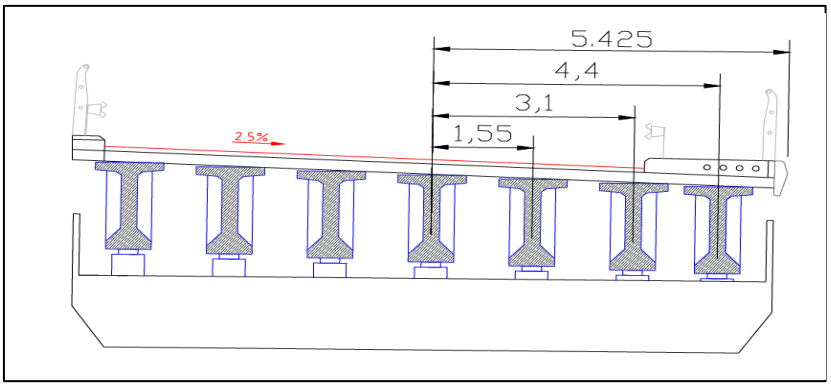


Figure IV.14 : Position active des poutres.

IV.3.1.3 Rigidité flexionnelle de la poutre ρ_P

$$\rho_P = \frac{E \times I_P}{b1}$$

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante : $I_P = I_0 + \frac{8}{3\pi}(I_m - I_0)$.

$\mathbf{I_0}$: moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = **0.3203 m⁴**
$\mathbf{I_m}$: moment d'inertie de la section a mi-travée = **0.2441 m⁴**
$I_P = 0.3203 + \frac{8}{3\pi}(0.2441 - 0.3203) =$ **0.2556 m⁴**

Donc :

$$\rho_P = \frac{E \times 0.2556}{1.55}$$

ρ_P **= 0.16 E**.

IV.3.1.4 Rigidité flexionnelle de la dalle

$$\rho_E = \rho_D = \frac{E \times I_D}{L_1} \qquad \text{Avec : } I_D = \frac{L_1 \times d^3}{12}$$

d : Epaisseur de la dalle = **25cm**

L_1 : Distance entraxe des entretoises, on prend **L_1 = 100 cm**

Donc : $I_D = \frac{1 \times 0.25^3}{12} = \mathbf{1.3 \times 10^{-3}\ m^4}$

$\boldsymbol{\rho_E = \rho_D = 1.3 \times 10^{-3}\ E}$

IV.3.1.5 Paramètre d'entretoisement θ

Le paramètre θ détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus l'entretoisement est souple.

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

b : demi-largeur active du pont **5.425 m**.

L : la portée de travée **33 m**.

Alors **: θ = 0.62**

IV.3.1.6 Rigidité torsionnelle de l'entretoise

$$C_E = 2 \times G \times I_E$$

G : module de cisaillement ($G = \frac{E}{2(1+v)} = 0.416\ E$).

E : module de déformation longitudinal du béton (module de Young).

v : coefficient de poisson égal à **0.2**.

$I_E = I_D = \mathbf{1.3 \times 10^{-3}\ m^4}$

Alors : $C_E = 2 \times 0.416\ E \times 1.3 \times 10^{-3} = \mathbf{1.08 \times 10^{-3}\ E}$

❖ **Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur γ_E :**

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1}$$

$\boldsymbol{\gamma_E = 1.08 \times 10^{-3}\ E}$

IV.3.1.7 Rigidité torsionnelle de la poutre :

$$C_p = \frac{G}{3}\left(\sum hi\ bi^3 + \frac{b1\ d^3}{2}\right)$$

❖ **Calcul de la section simplifie :**

- **Section de la table de compression S1 : S1 = 2034 cm²**

Largeur de la table : **105 cm**

$h_1 = \frac{2034}{105} =$ **19.37 cm**

- **Section du Talon S2 :**

S2 = **2301 m²**

Largeur de talon : **70 cm**

$h_2 = \frac{2301}{70} =$ **32.87 Cm**

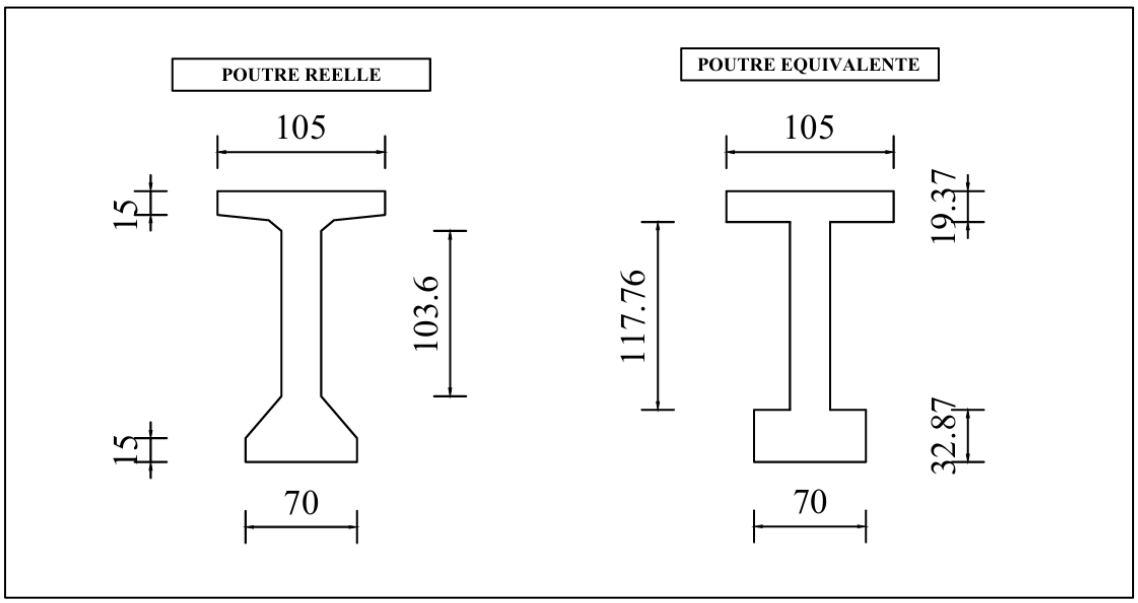


Figure IV.15 : Section équivalente.

$$C_p = \frac{0.416\,E}{3}\left(\frac{1.55 \times 0.25^3}{2} + 1.05 \times 0.1937^3 + 0.7 \times 0.3287^3 + 1.1776 \times 0.25^3\right)$$

$$\mathbf{C_p = 8.74 \times 10^{-3}\ E}$$

❖ **Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur γ_p :**

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b1}$$

Alors $\gamma_p = \frac{8.74 \times 10^{-3}\,E}{1.55} = 5.64 \times 10^{-3}\,E$

IV.3.1.8 Paramètre de torsion α :

L'effet de la torsion est caractérisé par le paramètre de torsion **α** dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \times \sqrt{\rho_E \times \rho_P}}$$

Donc : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_E \times \rho_P}} = \frac{5.64 \times 10^{-3}\,E + 1.08 \times 10^{-3}\,E}{2 \times \sqrt{1.3 \times 10^{-3} \times E \times 0.16 \times E}} =$ **0.23**

$$\mathbf{\alpha = 0.23}$$

IV.3.2 Calcul des moments fléchissants

IV.3.2.1 Coefficient de répartition transversal K_α

Pour éviter de calculer séparément K_α pour chaque valeur de α à partir de relations complexes, Massonnet a déduit, sur la base de calculs d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation : $\mathbf{K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}}$

Pour un calcul rigoureux de $\mathbf{K_\alpha}$ dans le cas où $\mathbf{0 < \alpha < 1}$, on utilisera les formules d'interpolation de Sattler.

$$\mathbf{0.3 < \theta < 1} \qquad \mathbf{K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^\beta} \qquad \text{Où : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065-\theta}{0.665}\right)}$$

D'après le calcul qu'on a fait : θ = 0.84 et α = 0.21, alors $\mathbf{K_\alpha = K_0 + 0.(K_1 - K_0)}$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet », on doit faire une interpolation entre la valeur $\mathbf{\theta = 0.6}$ et $\mathbf{\theta = 0.65}$ pour trouver les valeurs correspondantes à $\mathbf{\theta = 0.62}$, soit :

$$K_0(0.62) = \frac{0.62-0.6}{0.65-0.6} \times (K_0(0.65) - K_0(0.6)) + K_0(0.6)$$

$$K_1(0.62) = \frac{0.62-0.6}{0.65-0.6} \times (K_1(0.65) - K_1(0.6)) + K_1(0.6)$$

Les Tableaux représentatives sont inclus en **ANNEXE B**.

IV.3.2.2 Calcul $K_{\alpha\ moy}$

Une fois que les lignes d'influence ont été tracées, il est nécessaire de positionner les surcharges selon RCPR.

- **Surcharges surfaciques :**

Les surfaces sont calculées à partir de l'AutoCAD et le coefficient $K_{\alpha\ moy}$ sera déterminé comme suite : $\mathbf{K_{\alpha\ moy} = \frac{S}{L}}$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et la ligne d'influence.
L : la largeur des voies.

- **Surcharges ponctuelles :**

La valeur sera extraite directement de graphe, puis on calcule la valeur moyenne des charges comme suit : $\mathbf{K_{\alpha\ moy} = \frac{\sum K_\alpha}{n}}$ avec **n** : nombre de charges.

Les valeurs de K_α pour chaque poutre sont incluses en **ANNEXE B**.

IV.3.2.3 Valeurs des moments fléchissants réels

Les moments longitudinaux dus aux surcharges à mi- travée sont multipliés par le coefficient de répartition transversale $\mathbf{K_{\alpha\ moy}}$ pour donner le moment réel supporté par la poutre étudiée :

$$\mathbf{M_{réel} = K_{\alpha\ moy} \times M_0}$$

Les valeurs des moments fléchissants réels sont inclus en **ANNEXE B**.

IV.3.3 Combinaisons des Charges

On utilise les combinaisons des charges dans les deux états limites (ELU et ELS) selon le RCPR pour la détermination de la poutre la plus sollicitée :

Tableau IV.16 : Combinaisons des charges à l'ELS et à l'ELU.

Combinaisons		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G + 1.2 AL + St	6 682.89	6 550.48	6 491.69	6 623.06
	G + 1.2 Bc + St	6 626.87	6 535.00	6 717.30	7 049.22
	G + 1.2 Bt + St	6 198.53	6 137.44	6 244.56	6 470.53
	G + MC120	6 366.40	6 227.78	6 341.19	6 580.62
	G + D240	7 328.69	6 861.41	6 637.93	6 597.30
ELU	1.35G +1.6 (AL + St)	9 002.54	8 834.86	8 771.73	8 968.67
	1.35G + 1.6 (Bc + St)	8 927.85	8 814.22	9 072.54	9 536.88
	1.35G + 1.6 (Bt + St)	8356.73	8 284.14	8 442.22	8 765.29
	1.35G + 1.35Mc120	8 594.64	8 407.50	8 560.61	8 883.84
	1.35G + 1.35D240	9 893.73	9 262.90	8 961.21	8 906.36

IV.4 CALCUL AUTOMATIQUE (MODELISATION)

L'ouvrage est de type isostatique et se compose de **5 travées** identiques et indépendantes. Il suffit donc d'étudier une seule travée pour l'analyse. Pour la modélisation du tablier, nous utilisons le logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2025**, qui propose une solution complète pour la modélisation géométrique, l'analyse statique et dynamique, ainsi que pour la conception et l'optimisation des structures.

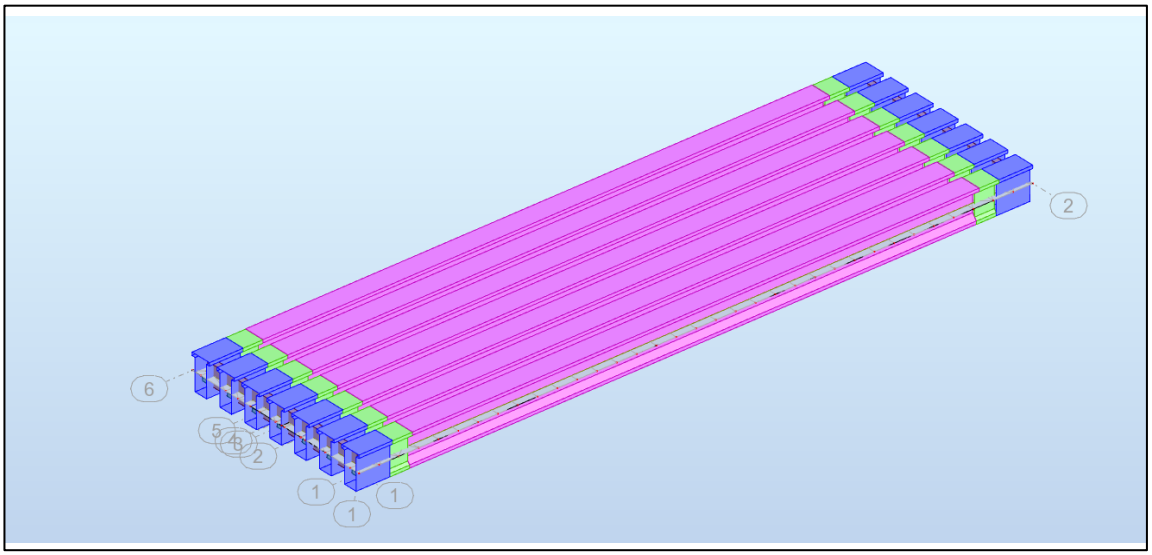


Figure IV.16 : Modèle de calcul.

IV.5 RESULTATS

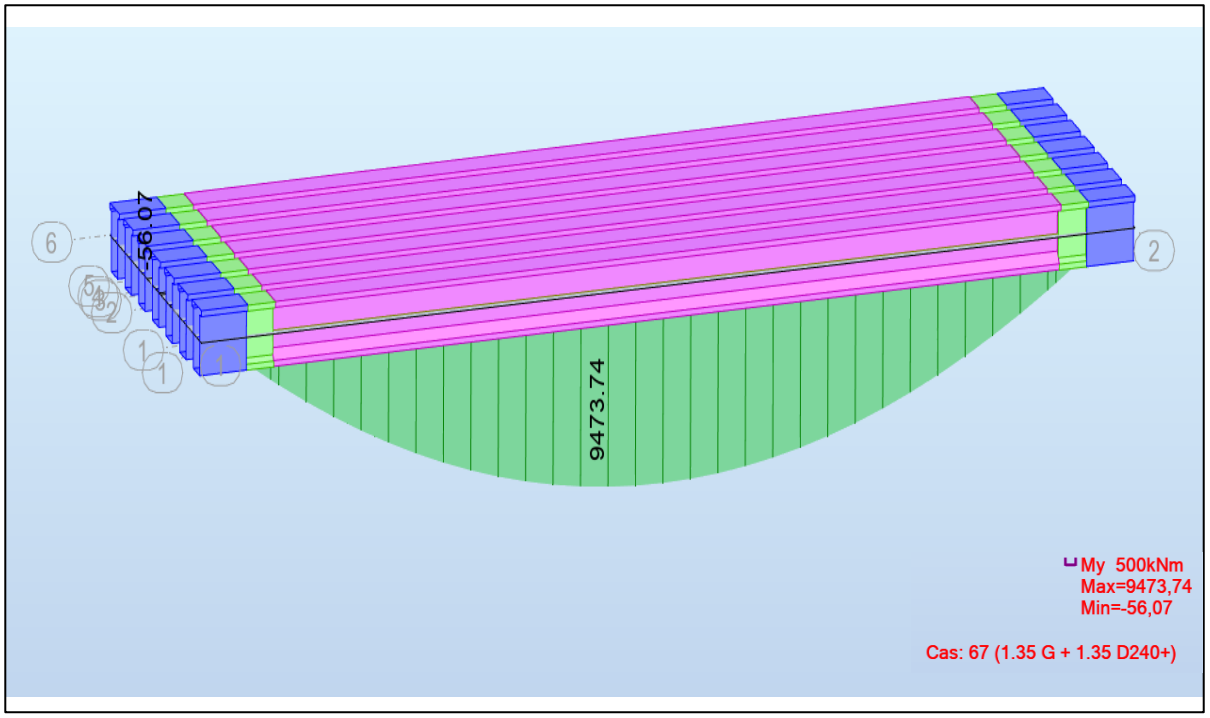


Figure IV.17 : Moment maximal à l'ELU (1.35G + 1.35D240).

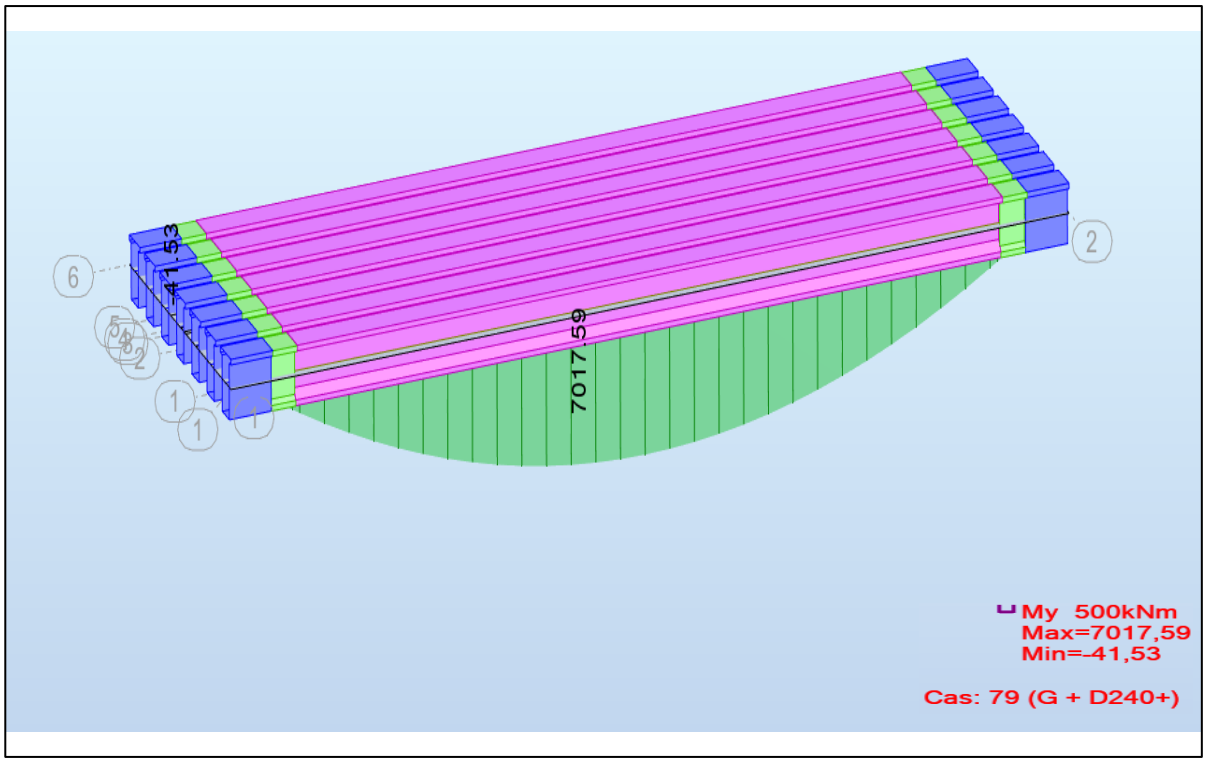


Figure IV.18 : Moment maximal à l'ELS (G + D240).

Les autres résultats de calcul par logiciel se trouve en **ANNEXE C**.

IV.6 ETUDE COMPARATIVE

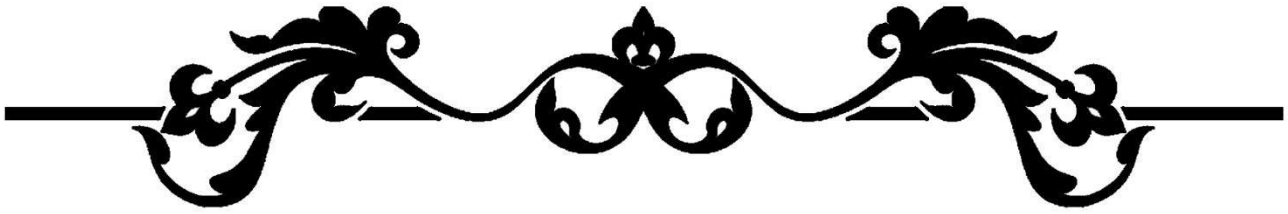
Les résultats de calcul manuel et calcul automatique sont inclus dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.17 : Tableau comparatif des résultats manuels et automatiques de moment fléchissant.

Combinaisons		Manuel	Automatique	Erreur (%)
ELS	G + 1.2 AL + St	6 682.89	6 495.33	2.81
	G + 1.2 Bc + St	7 049.22	6 502.14	7.76
	G + 1.2 Bt + St	6 470.53	6 035.69	6.72
	G + Mc120	6 580.62	6 202.83	5.74
	G + D240	7 328.69	7 017.59	4.24
ELU	1.35G +1.6 (AL + St)	9 002.54	8 723.73	3.10
	1.35G + 1.6 (Bc + St)	9 536.88	8 798.30	7.74
	1.35G + 1.6 (Bt + St)	8 765.29	8 161.10	6.89
	1.35G + 1.35Mc120	8 883.84	8 373.82	5.74
	1.35G + 1.35D240	9 893.73	9 473.74	4.25

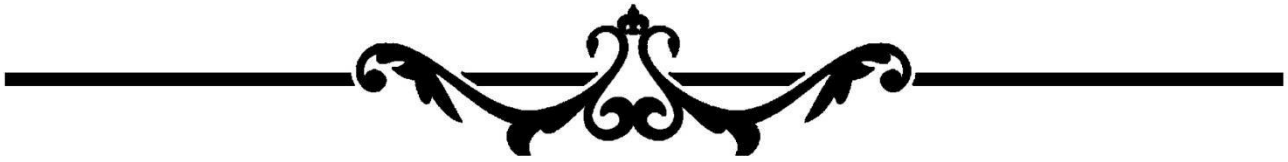
IV.7 CONCLUSION

D'après les calculs réalisés, il ressort que la poutre la plus sollicitée est la poutre 1, sous l'effet des combinaisons les plus défavorables, à l'ELU (1,35G + 1,35D240) et à l'ELS (G + D240).



Chapitre V

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



V.1 INTRODUCTION

Le béton ayant une meilleure résistance en compression qu'en traction, la précontrainte vise à concevoir des éléments sollicités uniquement en compression. Les forces de traction induites par les charges appliquées à l'ouvrage sont ainsi compensées par les forces de compression générées par la mise en tension des câbles de précontrainte. Dans ce chapitre, nous étudierons les différentes étapes de l'analyse de la précontrainte d'un pont à poutres post-tensionnées.

V.2 DONNEES DE CALCUL

Tableau V.1 : Données de l'ouvrage.

H	H(P+D)	L	L portée	Npoutre	e dalle	Enrobage	λ	L TC	b About
1.7 m	1.95 m	34 m	33 m	7	0.25 m	0.03 m	1.55 m	1.05 m	0.7 m

Tableau V.2 : Caractéristiques de la poutre.

	Section about		Section médiane	
	Poutre seul	Poutre + dalle	Poutre seul	Poutre + dalle
B (m²)	1.25	1.62	0.69	1.07
v'(m)	0.88	1.10	0.88	1.21
v (m)	0.82	0.85	0.82	0.74
I_G (m⁴)	0.32	0.57	0.25	0.47
ρ	0.35	0.37	0.49	0.49

B : l'aire de la section.

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

I_G : le moment d'inertie.

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

Tableau V.3 : Caractéristiques de béton.

f_{C28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt} (MPa)
35	2.7	21	-4.05

Tableau V.4 : Caractéristiques des câbles 12T15.

Câble	N torons	$A_{p\ 1\ toron}$ m²	$A_{p\ câble}$ m²	$f$prg MPa	f_{p0} KN	f_{peg} MPa	D_{gaine} m
T15	12	0.00014	0.00168	1 770	196.2	1 593	0.08
F rd⁻¹	Φ m⁻¹	g mm	μ_0	ρ 1000h	E_P MPa	fe MPa	σs MPa
0.18	0.002	6	0.43	2.5%	190 000	500	434.78

Tableau V.5 : Résultats logiciel.

M_{gp} (MN.m)	M_M (MN.m)	M_m (MN.m)	V_M (MN)	V_m (MN)
2.37	7. 19	5.02	0.95	0.64

V.3 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

V.3.1 Valeur Minimale de la Précontrainte en Service

La valeur de la section minimale de la précontrainte pour une section est donnée par :

- **P min = Sup (PI, PII)**

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'}\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}\bar{t}1} + \frac{I}{v}\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}\bar{t}2}}{\rho \times h}$$, section sous critique

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'}\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}\bar{t}2}}{v' + \rho \times v - d'}$$, section sur critique

Mg : moment de poids propre.
M'g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.
Mq : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, M varie entre :
Mm : Mg + M'g
MM : Mg + M'g + Mq
Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_q$
$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}\bar{t}1}$, $\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}\bar{t}2}$ sont des contraintes limites de traction.
$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}\bar{c}}$: est la contrainte limite de compression.
d': l'enrobage des câbles de précontrainte, estimé forfaitairement à **0.1h.**

Tableau V.6 : Calcul de P min.

$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}\bar{t}1}$ **(MPa)**	- 4.05	**PI (MN)**	-1.17
$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}\bar{t}2}$ **(MPa)**	-2.70	**PII (MN)**	4.46
d'(m)	0.195	P_{min} **(MN)**	4.46

V.3.2 Détermination du nombre de câbles

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

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

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble **12T15** peut créer.
$P_0 = \min (0.8 \times f_{prg} \times A_p ; 0.9 \times f_{peg} \times A_p)$
ΔP_0 : Pertes de tension estimée à **25%.**

Tableau V.7 : Détermination du nombre de câbles.

ΔP_0	25%	Donc on opte pour **n = 3** câbles de **12T15**
T_0 **(MPa)**	1 416	
P_0 **(MN)**	2.38	
n ≥	2.50	

V.3.3 Nombre de câbles à l'about

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

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I'}(P \times e_0 - Mgp) \geq -1.5\, ftj = \bar{\bar{\sigma}}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I}(P \times e_0 - Mgp) \leq 0.6\, fcj = \bar{\bar{\sigma}}_{bc}$$

Tableau V.8 : Détermination de nombre de câbles à l'about.

Si P ≤ 14.19	Alors **n ≤ 5.96**
Si P ≤ 7.59	Alors **n ≤ 3.19**
Donc les 3 câbles sont à l'about et il n'y aura pas de câble au niveau de l'extrados	

V.3.4 Pré-vérification de la précontrainte

Dans cette étape on fait la vérification de la précontrainte à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 01** : elle commence après 7 jours de coulage de béton de la poutre, la mise en tension est à 50% et les pertes considérées sont de 5 %.
- **Phase 02** : après 28 jours, la mise en tension est 100%, les pertes considérées sont 10 %.
- **Phase 03** : après coulage de la dalle, avec l'ajout de poids propre de la dalle, les pertes sont estimées à 15 %.
- **Phase 04** : dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100% et des pertes de 25 %.

Les vérifications à faire sont : $\bar{\bar{\sigma}}_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\bar{\sigma}}_{bc}$ et $\bar{\bar{\sigma}}_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\bar{\sigma}}_{bc}$

Tableau V.9 : Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.

Phase 01 : après 07 jours		**Phase 02 : après 28 jours**	
f_{c7}	23.18 MPa	f_{c28}	35 MPa
f_{t7}	1.99 MPa	f_{t28}	2.70 MPa
$\bar{\bar{\sigma}}_{bt2}$	-1.39 MPa	$\bar{\bar{\sigma}}_{bt2}$	-1.89 MPa
$\bar{\bar{\sigma}}_{bt1}$	- 2.99 MPa	$\bar{\bar{\sigma}}_{bt1}$	-4.05 MPa
$\bar{\bar{\sigma}}_{bc7}$	13.91 MPa	$\bar{\bar{\sigma}}_{bc}$	21 MPa
Δ P	5%	**ΔP**	10 %
n câbles	3	**n câbles**	3
Phase 03 : après coulage de la dalle		**Phase 04 : en service**	
f_{c28}	35 MPa	f_{c28}	35 MPa
f_{t28}	2.7 MPa	f_{t28}	2.7 MPa
$\bar{\bar{\sigma}}_{bt2}$	-1.89 MPa	$\bar{\bar{\sigma}}_{bt2}$	-2.7 MPa
$\bar{\bar{\sigma}}_{bt1}$	-4.05 MPa	$\bar{\bar{\sigma}}_{bt1}$	-4.05 MPa
$\bar{\bar{\sigma}}_{bc}$	21 MPa	$\bar{\bar{\sigma}}_{bc}$	21 MPa
ΔP	15 %	**ΔP**	25 %
n câble	3	**n câble**	3

Avec : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ si **j < 28 j**, selon **BAEL99**

$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}\bar{c}j} = 0.6\, f_{cj}$

$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}t1} = 1.5\, f_{tj}$ Hors section d'enrobage

$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}t2} = 0.7\, f_{tj}$ Section d'enrobage, en construction.

$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{b}t2} = f_{tj}$ Section d'enrobage, en service.

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

Tableau V.10 : Résultats de vérification des contraintes.

Phases	e_0 (m) = v'-d'	M(MN.m)	P(MN)	σ_{sup}	σ_{inf}	Obs
Phase 01	0.68	2.37	3.39	5.09	4.69	CV
Phase 02	0.68	2.37	6.43	2.56	16.43	CV
Phase 03	1.02	3.59	6.07	1.62	12.31	CV
Phase 04	1.02	7.19	5.36	7.76	0.49	CV

Avec :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{v}{I}(P \times e_0 - M_{gp})$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{v'}{I}(P \times e_0 - M_{gp})$$

V.4 TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTE

V.4.1 Position des Câbles

En section médiane, qui est la zone la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon avec un excentrement maximal, conformément à l'une des configurations illustrées ci-dessous. Le choix s'est porté sur la dernière configuration.

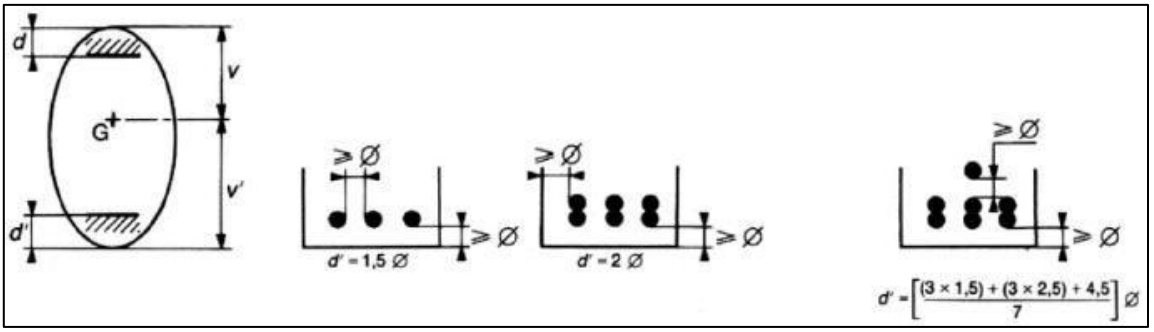


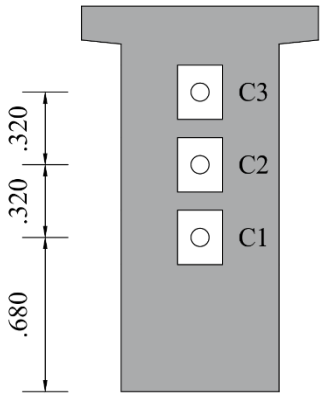
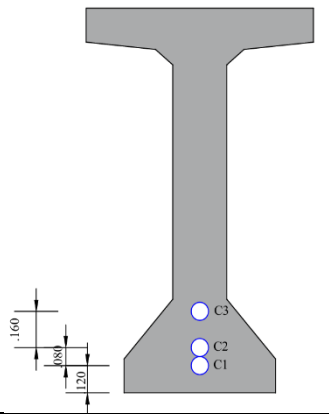
Figure V.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.

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 × B = 240 × 200 mm².** L'entraxe vertical est déterminé comme suit :

f_{c28} = 35 MPa → **a = 369.5 mm**

X ≥ 0.85 a → X = 314.075 mm donc **X = 320 mm**

Tableau V.11 : Position des câbles.

Câble	Yi (m)		Yi (m)	
C1	0.68		0.12	
C2	1		0.2	
C3	1.32		0.36	

V.4.2 Tracé des Câbles

Le tracé des câbles adopte principalement une forme parabolique en raison de la répartition uniforme des charges permanentes. Une section rectiligne d'environ un mètre précède la zone d'ancrage.

❖ **Angle de relevage α :** Angle de relevage est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$\bar{V}$: effort tranchant limite qui peut supporter la section d'about, $\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8\ h$

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limite en état limite de service, $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)}$

σ_x : contrainte normale au niveau de la fibre neutre, $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

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

n : nombre des gaines.

B_{Gaine} : surface de la gaine

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.

Tableau V.12 : Récapitulatif de calcul de l'angle de relevage.

b_n(m)	B_n (m²)	P (MN)	σ_x (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\bar{V}$ (MN)
0.62	1.61	5.36	3.33	2.55	2.47

$$-16.47° \leq \alpha \leq 35.49°$$

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

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

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} **=32m**.

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

Tableau V.13 : 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	4.07	0.68	0.61	0.12	0.49	261.84	0.061
C2	5.81	1	0.99	0.90	0.70	183.32	0.087
C3	6.97	1.32	1.29	1.2	0.84	152.79	0.105

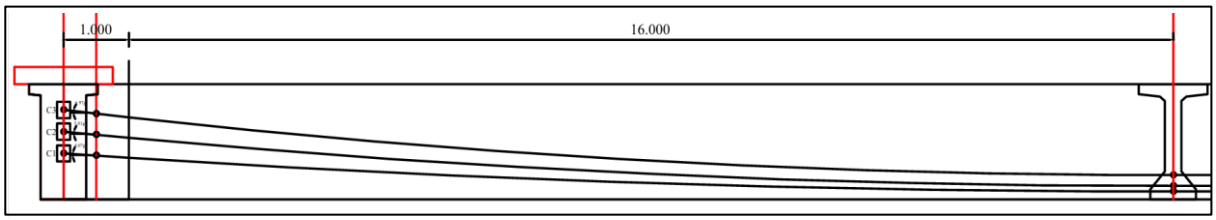


Figure V.2 : Trajectoire des câbles.

V.5 CALCUL DES PERTES

V.5.1 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).

V.5.1.1 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 :

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

σ_{P0} : la tension à l'origine (σ_{P0} **= 1 416 MPa**)

e : la base de logarithme népériens.

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

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

Φ : coefficient de frottement en ligne (**Φ = 0.002 m^{-1}**)

X : la distance de la section considérée.

Tableau V.14 : 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	17	0.061	0.045	62.31	67.96	4.80
Câble 2	17	0.087	0.050	68.67		
Câble 3	17	0.105	0.053	72.89		

V.5.1.2 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 :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{P0} \times k \times (d - x).$$

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage $d = \sqrt{\frac{Ep \times g}{\sigma_{P0} \times k}}$.

k : constant $k = f \times \frac{\beta}{l} + \Phi$.

g : intensité de recul d'ancrage (**g = 6 mm**).

Ep : module de déformation longitudinale de l'acier.

Tableau V.15 : 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)	$\Delta\sigma_g$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_g$ Moy (%)
Câble 1	17	0.0026	17.44	3.30	130.73	1.10	0.08
Câble 2	17	0.0029	16.59	0	137..41		
Câble 3	17	0.0031	16.09	0	141.68		

V.5.1.3 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 :

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

σ_{bi} : contrainte parabole de béton, $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_{p \times e}}{I_G}$

P : effort de précontrainte, $P = n \times A_P (\sigma_{P0} - \Delta\sigma\Phi_{Moy})$

A_P : section de câble de précontrainte.

E_p : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantané de béton.
e : excentricité moyenne des câbles.
Mgp : moment dû au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de la section médiane.

Tableau V.16 : Valeurs des pertes par déformation instantanée de béton.

Désignation	Valeur
	X = L/2
P (MN)	6.79
B (m^2).	0.69
e (m)	0.65
Mgp (MN.m)	2.37
I_G m^4	0.25
σ_{bi} (MPa)	15.23
$\Delta\sigma_e$ (MPa)	**40.22**
$\Delta\sigma_e$ (%)	**2.84**

V.5.2 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 :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_\rho$$

V.5.2.1 Pertes par retrait

Les câbles, fixés au béton à leurs extrémités par les ancrages et sur toute leur longueur par le coulis d'injection, sont soumis aux mêmes variations de déformation que le béton environnant. Si l'on note t_0 l'âge du béton au moment de la mise en tension du câble, la partie résiduelle du retrait (non encore produite) est donnée par :

$\varepsilon_r(1 - r(t))$; avec :

ε_r : retrait final, $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$

$r(t)$: loi d'évolution de retrait en fonction de temps

la perte finale par retrait est : $\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p$

Le résultat est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17 : Valeurs des pertes par retrait de béton.

$\Delta\sigma_r$(MPa)	**57**
$\Delta\sigma_r$(%)	**4.03**

V.5.2.2 Pertes par fluage

Le fluage est une déformation provoquée par application d'une charge de compression constante sur le béton.

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

σ_{max}: contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen à la mise en tension.

σ_b : contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous charges de longue durée d'application.

j : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$\sigma_b = -\frac{M_m}{I_G} \times e + n A_P (\sigma_0 - \Delta\sigma_t)\left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I_G}\right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Valeurs des pertes par fluage de béton.

Coefficient	Valeur à X = L /2
P (MN)	5.36
B (m^2)	1.07
e (m)	0.98
M_m (MN.m)	5.02
σ_b (MPa)	5.53
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	**73.03**
$\Delta\sigma_{fl}$ (%)	**5.16**

V.5.2.3 Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension, dépend de l'acier et son traitement. Elle estimée par la formule suivante :

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

ρ_{1000} = 2.50 % ;

ρ_{1000} : relaxation garantie à 1000h.

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

Tableau V.19 : Valeurs des pertes par relaxation.

$\Delta\sigma_\rho$ (MPa)	**60.42**
$\Delta\sigma_\rho$ (%)	**4.27**

V.5.3 Pertes Totales

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à **25%**.

Tableau V.20 : Valeurs des pertes totales.

	$\Delta\sigma_{inst}$	$\Delta\sigma_{Diff}$	$\Delta\sigma_{tot}$
MPa	109.27	180.38	**289.65**
%	7.72	12.74	**20.46**

V.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES

V.6.1 Sections de Vérification

En considérant 3 sections **x = L/4 = 8.5 m**, **x = 3L/8 = 12.75 m**, **x = L/2 = 17 m**, pour la vérification des contraintes normales, et une section au niveau de l'appui (**x = 0.5 m**) pour la vérification des contraintes tangentielles.

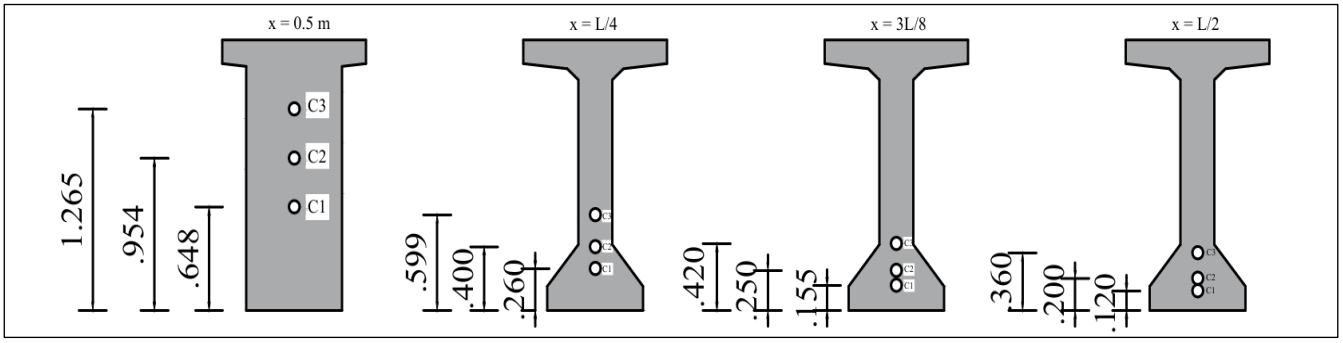


Figure V.3 : Sections de vérification.

Tableau V.21 : Caractéristiques nettes des sections de vérification.

Section	X=0.5		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre +Dalle	Poutre seule	Poutre +Dalle
H(m)	1.70	1.95	1.70	1.95	1.7	1.95	1.70	1.95
B_{nette} (m^2)	1.23	1.61	0.68	1.05	0.68	1.05	0.68	1.05
$v_n(m)$	0.82	0.85	0.81	0.73	0.81	0.73	0.81	0.73
v_n'(m)	0.88	1.10	0.89	1.22	0.89	1.22	0.89	1.23
I_G (m^4)	0.33	0.58	0.25	0.46	0.24	0.45	0.25	0.45
ρ (%)	36.60	38.62	50.43	48.51	49.65	48.41	50.19	48.03

V.6.2 Limitation des Contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

Tableau V.22 : Limitation des contraintes.

Les contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
$\bar{\bar{\sigma}}_{bc}$ (MPa)	13.91	21	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
$\bar{\bar{\sigma}}_{bt1}$ (MPa)	-2.99	-4.05	/
$\bar{\bar{\sigma}}_{bt2}$ (MPa)	-1.39	-1.89	Exécution
$\bar{\bar{\sigma}}_{bt2}$ (MPa)	-1.99	-2.7	Q.Rares

V.6.3 Justification de la poutre à l'ELS

Pour la justification à l'ELS, la précontrainte est représenté par deux valeurs caractéristiques :

- Valeur caractéristique maximale : $P_1 = 1.02\ P_0 - 0.8\ \Delta P$
- Valeur caractéristique minimale : $P_2 = 0.98\ P_0 - 1.2\ \Delta P$

ΔP : les pertes de tension de chaque phase et $P_0 = 2.38$ MN

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.23 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N câbles	%Mt	ΔP	P1	P2	d x=0.5	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase1	3	50	3.86	3.53	3.33	1.00	0.42	0.28	0.23
Phase2	3	100	7.72	6.84	6.34	1.00	0.42	0.28	0.23
Phase3	3	100	10.90	6.66	6.06	1.00	0.42	0.28	0.23
Phase4	3	100	20.46	6.11	5.24	1.00	0.42	0.28	0.23

V.6.3.1 Justification des contraintes normales

Les conditions à vérifier sont :

$$\bar{\bar{\sigma}}_{btz} \leq \sigma_{inf} \leq \bar{\bar{\sigma}}_{bc} \quad \text{et} \quad \bar{\bar{\sigma}}_{btT} \leq \sigma_{sup} \leq \bar{\bar{\sigma}}_{bc}$$

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

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

P : effort de la précontrainte.

e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen.

M : moment extérieur.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24 : Vérification des contraintes normales de phase 01 et 02.

		Phase 01				Phase 02			
		X =0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X =0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		-0.12	0.47	0.62	0.66	-0.09	0.55	0.71	0.77
M_{ELS} (MN.m)		0.00	1.75	2.22	2.37	0.00	1.75	2.22	2.37
P1 (MN)		3.53	3.53	3.53	3.53	6.84	6.84	6.84	6.84
P2 (MN)		3.33	3.33	3.33	3.33	6.34	6.34	6.34	6.34
σ_{MAX}	σ_{sup}	3.90	5.54	5.37	5.29	7.56	5.32	3.46	2.92
	σ_{inf}	1.75	4.85	7.22	5.13	3.39	15.31	17.39	**18.01**
σ_{MIN}	σ_{sup}	3.68	5.56	5.49	5.43	7.00	5.36	3.75	3.28
	σ_{inf}	1.65	4.23	6.48	4.36	3.14	13.71	15.51	**16.04**

Tableau V.25 : Vérification des contraintes normales de phase 03 et 04.

		Phase 03				Phase 04			
		X =0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2	X =0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
e (m)		0,10	0,80	0,95	1,00	0,10	0,80	0,95	1,00
M_{ELS} (MN.m)		0,00	2,64	3,35	3,59	0	3,23	6,59	7,19
P1 (MN)		6,66	6,66	6,66	6,66	6,11	6,11	6,11	6,11
P2 (MN)		6,06	6,06	6,06	6,06	5,24	5,24	5,24	5,24
σ_{MAX}	σ_{sup}	3,13	1,99	1,56	1,39	2,87	3,12	7,06	7,55
	σ_{inf}	5,47	13,58	14,34	14,65	5,02	10,30	3,68	2,84
σ_{MIN}	σ_{sup}	2,85	4,89	5,24	1,78	5,02	6,44	10,32	8,13
	σ_{inf}	4,98	11,73	12,24	12,46	4,30	7,60	0,62	**-0,35**

V.6.3.2 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 :

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

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

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

τ : contrainte tangentielle, $\tau = \frac{V_{red} \times S_n(y)}{I_n \times b_n}$.

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

P : effort de précontrainte.

B_n : surface nette considéré

S_n : moment statique nette par rapport a l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section situe au-dessus de l'axe neutre.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

b_n : largeur nette de la section.

Tableau V.26 : Effort de précontrainte.

		α (°)	Pcosα (MN)	Psinα (MN)
P1	1.89	4.07	1.89	0.13
P2	1.89	5.81	1.88	0.18
P3	1.89	6.97	1.88	0.23
Somme			**5.65**	**0.56**

Tableau V.27 : Contrainte tangentielle.

B_n(m²)	σ_x(MPa)	τ_1(MPa)	V_{ser}(MN)	V_{red}(MN)	S_n (m³)	I_n (m⁴)	b_n (m)	τ (MPa)
1.61	3.52	2.59	0.95	0.39	0.52	0.58	0.62	0.57

On constat que $\tau = 0.57$ **MPa** $< \tau_1 = 2.59$ **MPa**. Donc les contraintes tangentielles sont **vérifiées**.

V.6.3.3 Armateurs passives des zones tendus

Le but des armatures longitudinales dans la zone tendue est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaitre dans certaines sections.

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

B_t : Aire de la section de béton tendu.

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction.

Tableau V.28 : Paramètres de calcul des armateurs passives des zones tendus.

B_t (m²)	0.056
σ_{Bt}(MPa)	0.35
N_{Bt}(MN)	0.0095

Donc A_s = **2.03 cm²**, on prend **4HA12= 4.52 cm².**

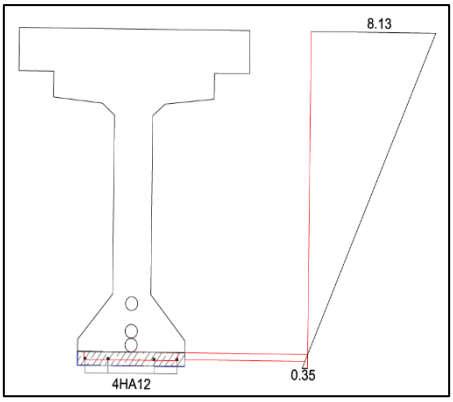


Figure V.4 : Diagramme des contraintes et ferraillage à mi-travée.

V.6.4 Justification de la poutre a ELU

V.6.4.1 Vérification de la non-rupture des armateurs transversales

❖ **La première étape :**

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 :

$$tg2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30°$$

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.29 : Détermination de l'angle β_u.

V_u(MN)	1.28	**B_n(m²)**	1.61
$V_{u\,red}$(MN)	0.72	**σ_x (MPa)**	3.52
$S_n(y)$ (m³)	0.52	**τ_u (MPa)**	1.05
I_n(m⁴)	0.58	**β_u (°)**	15.41
b_n(m)	0.62	On prend **β_u = 30 °**	

❖ **La deuxième étape :**

On détermine la section des armateurs transversale donnée A_t par :

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

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 armateurs, mesures suivant la fibre moyenne de la poutre.
γ_s : 1.15, pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq$ **1.22 cm.**

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

Donc $\frac{A_t}{S_t} \geq$ **8.56 cm²/m**

St : l'espacement des armatures telle que **st ≤ Min (1m, 0.8h, 3b₀) → st ≤ 100cm**

On prend un cadre de HA10 avec un espacement de 15 cm sur l'appui et 20 cm à mi travée.

V.6.4.2 Vérification de non-écrasement des bielles de béton

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

$$\tau_u = 1.05 \text{ MPa} \leq \frac{F_{c28}}{6} = 5.83 \text{ MPa}$$

V.6.4.3 Les armatures de peau

Dans le sens **transversal**, la section minimale à mettre en place est de **1.22 cm²** par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. On disposera d'un cadre HA12/ml (As = 2,26 cm²), Avec un espacement de **20 cm**.

Dans le sens **longitudinal**, la section minimale d'armatures à mettre en place est de **3 cm²** par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inferieure a 0,1% de la section brute de la poutre.

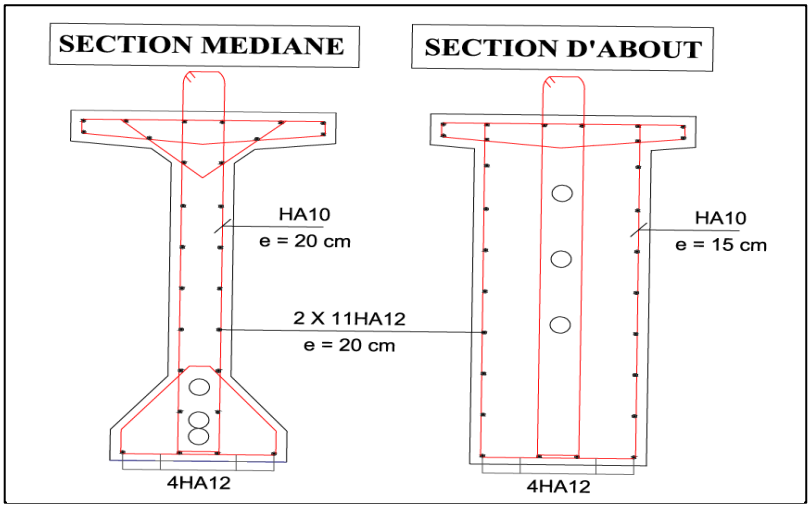


Figure V.5 : Ferraillage de la poutre.

V.7 CONCLUSION

La préfabrication des poutres en béton précontraint représente une avancée majeure dans la construction moderne, offrant deux avantages déterminants :

- La capacité de franchir des travées de grande portée
- Une réduction notable des délais de réalisation

Ces atouts significatifs s'accompagnent cependant d'exigences strictes en matière de contrôle qualité, à respecter impérativement lors des deux phases clés :

- **Phase d'étude :**

✓ Vérifications structurales approfondies.

✓ Analyses de stabilité et de durabilité.

✓ Optimisation des paramètres de conception.

- **Phase de production :**

✓ Bétonnage (qualité du béton, mise en œuvre).

✓ Ferraillage (positionnement des armatures).

✓ Stockage (conditions de conservation).

✓ Câblage (mise en tension des armatures).

Cette approche méthodique garantit la performance structurelle tout en maintenant les avantages temporels et économiques de la préfabrication. La rigueur appliquée à chaque étape constitue la condition sine qua non pour concilier efficacité de construction et qualité finale de l'ouvrage.

Chapitre VI

ETUDE DE TABLIER

VI.1 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 ferraillage des entretoises.

VI.2 FLECHE ET CONTRE FLECHE.

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 l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis Professional**, qui permet une modélisation précise du comportement de la structure.

VI.2.1 Flèche due au Poids Propre

La flèche max due au poids propre est donnée sous combinaisons G_{max}.

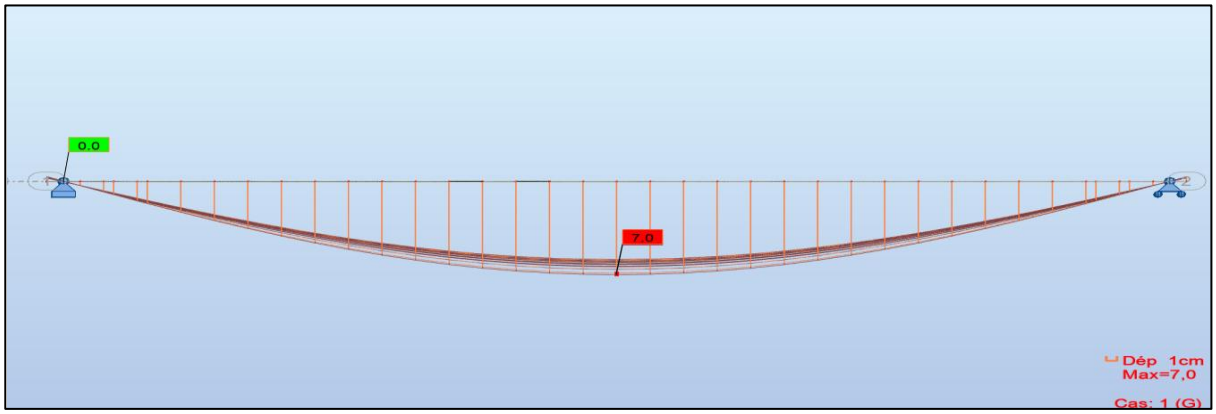


Figure VI.1 : Flèche de la poutre due au poids propre.

D'après le diagramme on constate que La fléché maximale de la poutre due au poids propre est égale à **7 cm**.

VI.2.2 Contre-Flèche de Précontrainte

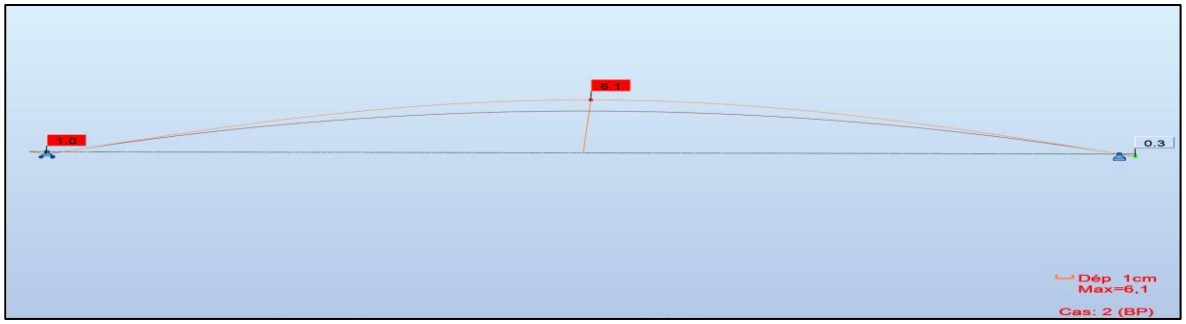


Figure VI.2 : Contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

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 **6.1 cm**.

VI.2.3 Flèche due à la Construction

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

$f_e = 3/4 (|f_p| - |f_g|) = 3/4 (0.061 - 0.070) =$ **-0.675 cm**

VI.2.4 Flèche maximale à l'ELS

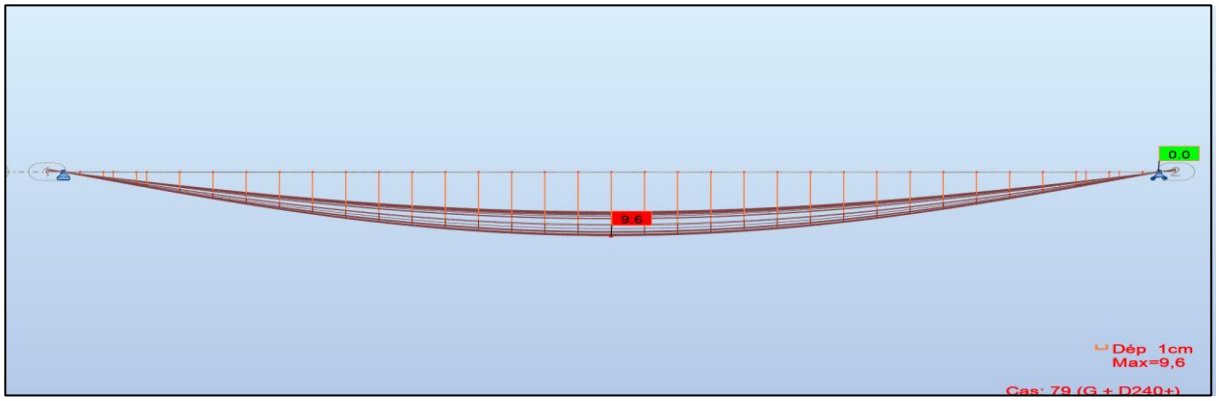


Figure VI.3 : Flèche max de la poutre à l'ELS.

D'après ce diagramme, on constate que la flèche maximale de la poutre à l'ELS est égale à **9.6 cm**.

VI.2.5 Flèche Totale

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

$$f_T = f_{ELS} + f_p + f_c = 9.6 - 6.1 - 0.675 = \mathbf{2.825\ cm}$$

La flèche admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{34}{500} = \mathbf{6.8\ cm}$$

Donc la flèche réelle maximale de tablier en service est inferieur a la flèche admissible.

$$\mathbf{f_t < f_{adm}}$$

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

VI.3 ETUDE DE L'ENTRETOISE

VI.3.1 Principe de ferraillage

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.

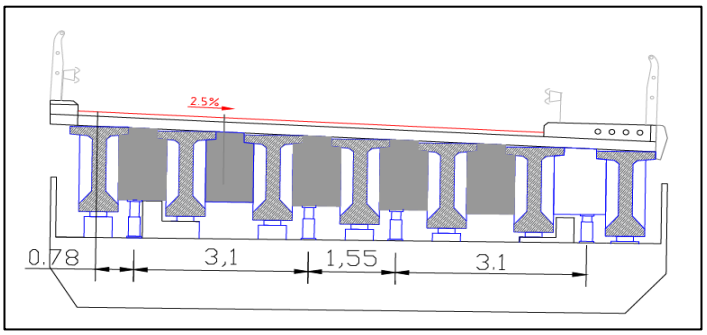


Figure VI.4 : Positions des vérins.

VI.3.2 Evaluation des efforts

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

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : **G × L/2**

Avec :

G : poids de tablier par mètre linéaire **243.14 KN/ml** L :
la longueur de la travée **L= 34 m**

AN : 243.14 × 34/2 = **4 133.38 KN**

Donc le poids de la superstructure revient à l'entretoise est **295.24 KN/ml**.

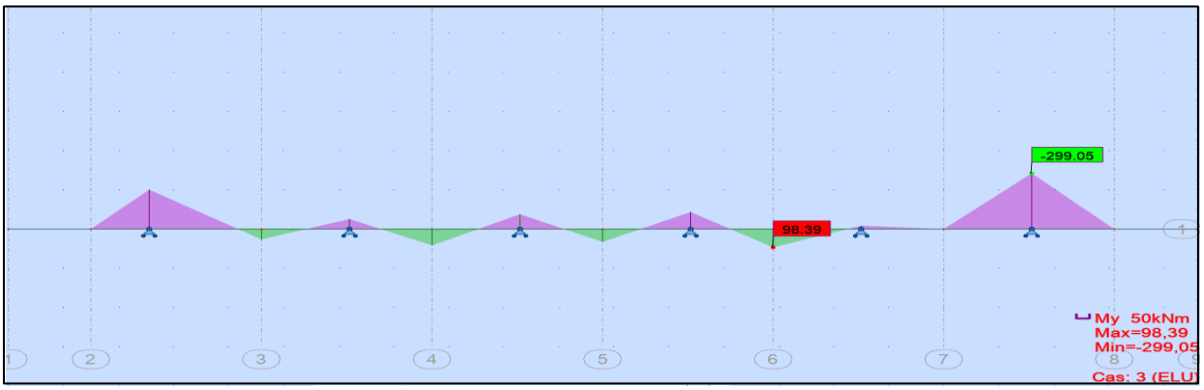


Figure VI.5 : Moment max de l'entretoise à l'ELU.

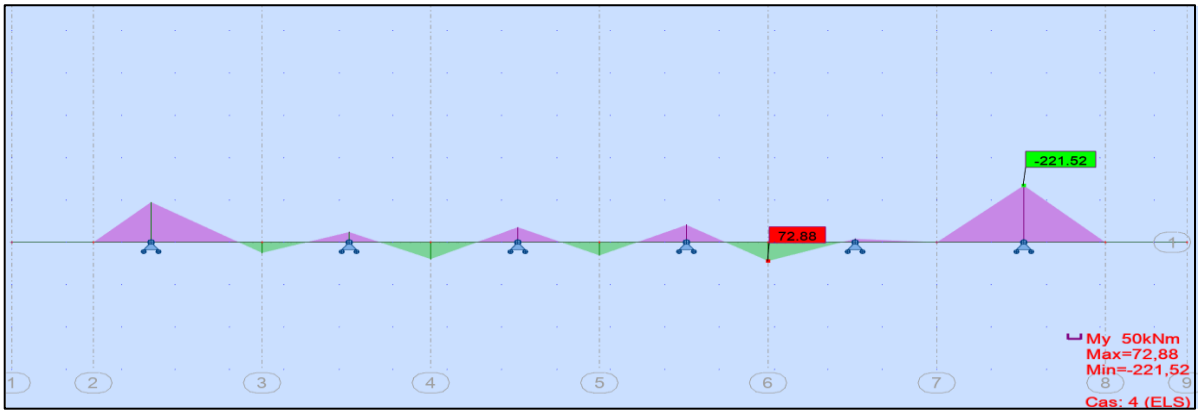


Figure VI.6 : Moment max de l'entretoise à l'ELS.

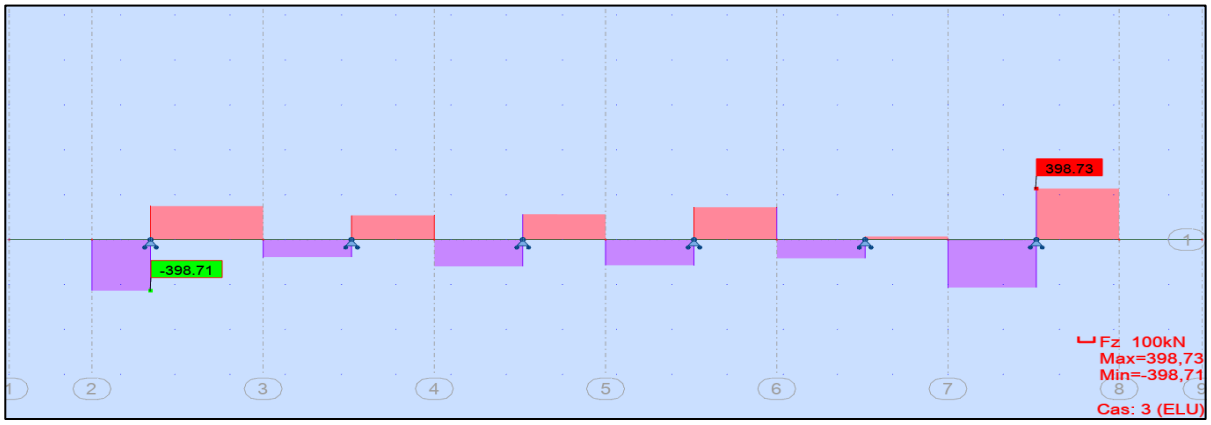


Figure VI.7 : Effort tranchant max de l'entretoise à l'ELU.

VI.3.3 Ferraillage de l'Entretoise

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

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

Armateurs	As (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale supérieure	9.1	3HA16+2HA14	10
Longitudinale inférieure	5.3	3HA16	10
Armateurs transversale	3.1	2HA12	10
Armateurs de peau	≥ 3 cm^2/ml	HA12	15

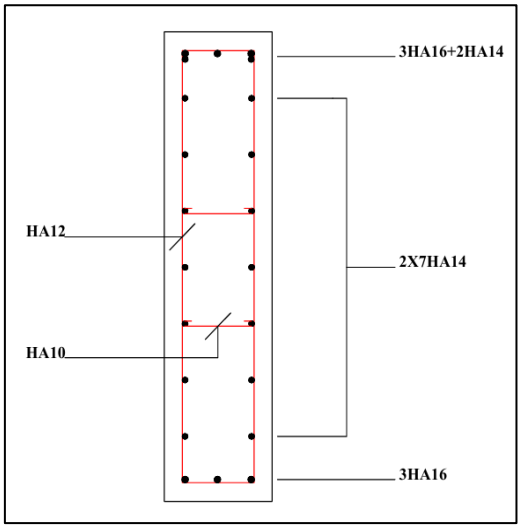


Figure VI.8 : Ferraillage de l'entretoise.

VI.4 ETUDE DE L'HOURDIS :

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 ferraillage passif de la dalle reprendre ces efforts.

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

VI.4.1 Géométrie de l'Hourdis :

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : **25 cm.**
- La largeur : **10.80 m.**
- La longueur : **le long de l'ouvrage.**

VI.4.2 Evaluation des efforts :

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

Nous considérons une longueur de **1 m** pour l'hourdis, tandis que les autres dimensions telles que la largeur et l'épaisseur sont prises égales aux dimensions réels. On prend en compte les charges telles que le poids propre et le poids des équipements.

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

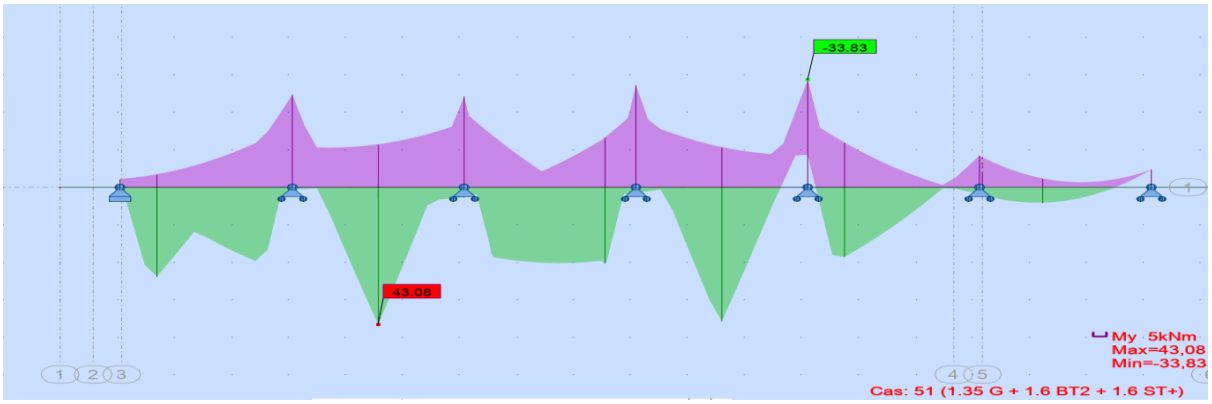


Figure VI.9 : Moment max de la dalle à l'ELU.

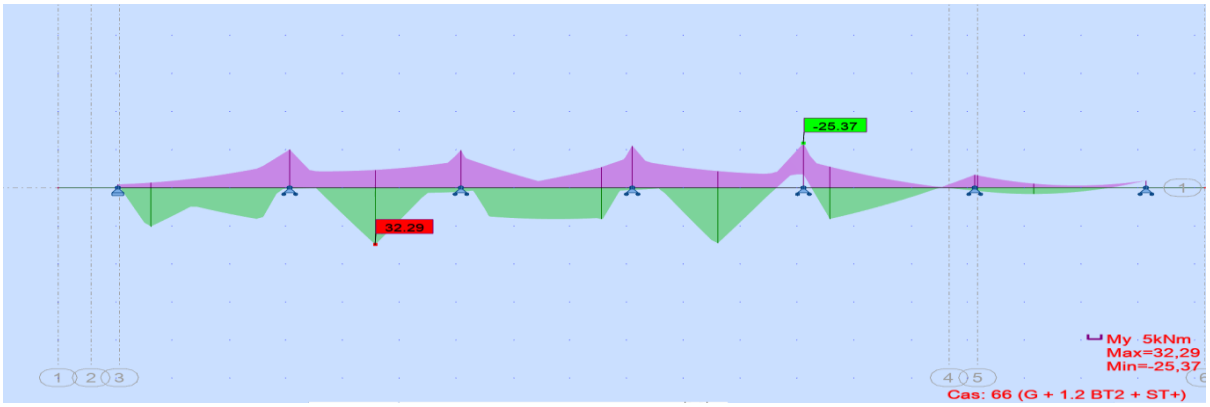


Figure VI.10 : Moment max de la dalle à l'ELS.

D'après les diagrammes ci-dessus on a :

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

Moment max			
ELU		ELS	
Fibre supérieure (KN.m)	Fibre inferieure (KN.m)	Fibre supérieure (KN.m)	Fibre inferieure (KN.m)
33.83	43.08	25.37	23.29

VI.4.3 Ferraillage de la dalle

Les résultats de calcul de ferraillage présentés dans le tableau ci-dessous sont détaillés à l'**Annexe D**. Le **ferraillage longitudinal est égal à 1/3 du ferraillage transversale**.

Tableau VI.3 : Résultats de calcul de ferraillage de l'entretoise.

Nappe	Amateures transversale			Amateures longitudinale		
	As (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm^2)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	9.4	HA14	10	3.13	HA12	20
Inférieure	8.75	HA14	10	2.19	HA12	20

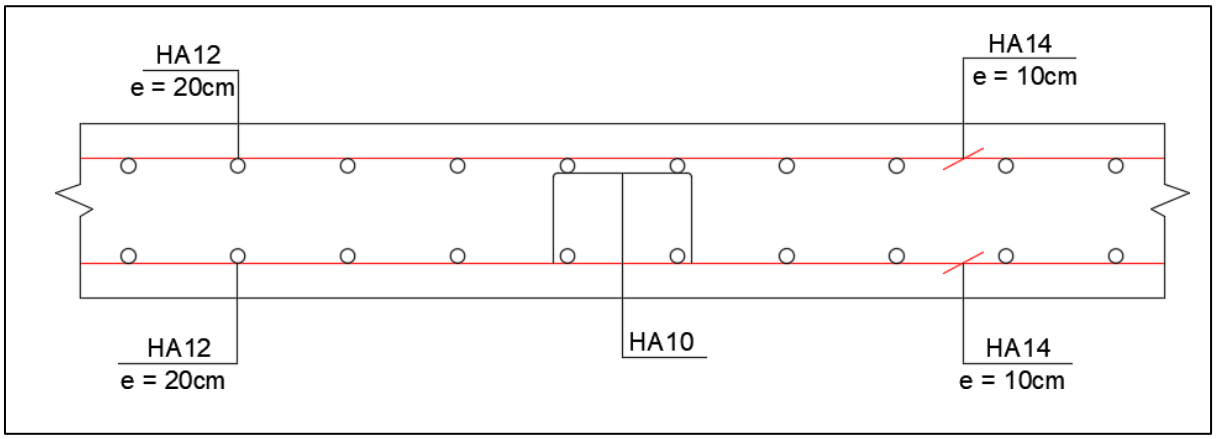
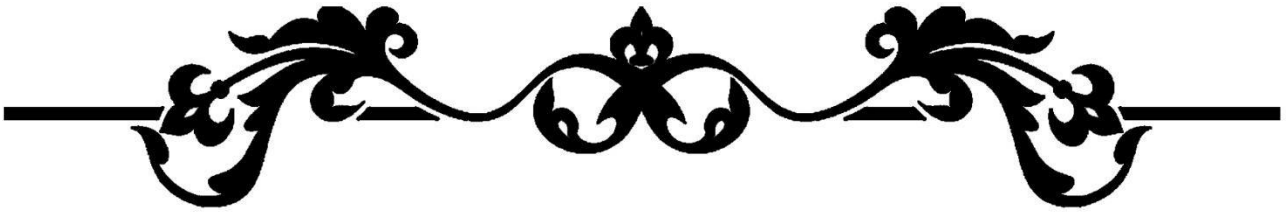


Figure VI.11 : Ferraillage de la dalle.

VI.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 VII

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT



VII.1 INTRODUCTION

Les équipements, qui englobent une diversité de dispositifs par leur nature, leur conception et leur mode de fonctionnement, jouent un rôle essentiel dans la pérennité d'une structure, garantissant son bon fonctionnement et la sécurité des usagers.

Au présent, on va étudier les équipements critiques pour l'ouvrage, notamment les appareils d'appui et les joints de chaussée, en nous focalisant sur leur comportement aux états limites ultimes et accidentels, en particulier sous sollicitation sismique.

VII.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.

VII.2.1 Choix de Type d'Appareil d'Appui

D'après le guide technique SETRA « Appareils d'appui en élastomère fretté », les AAEF (Appareils d'Appui en Élastomère Fretté) et les AAP (Appareils d'Appui à Pot) constituent près de 90% des dispositifs d'appui employés dans la construction des ponts.

Pour notre ouvrage, le choix s'est porté sur des appareils d'appui en élastomère fretté en raison de leurs multiples avantages :

- **Simplicité d'installation** : mise en œuvre aisée, réglage précis et contrôle faciliter.
- **Répartition optimale des efforts** : distribution efficace des sollicitations horizontales sur plusieurs appuis.
- **Maintenance réduite** : fonctionnement fiable sans nécessiter d'entretien particulier.
- **Rentabilité** : coût d'acquisition et d'installation compétitif.

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

Les appareils d'appui de type B présentent une structure stratifiée composée de :

- **n+1 frettes métalliques** (**n** étant le nombre de couches intermédiaires).
- **n feuillets élastomères** d'épaisseur uniforme.

Cette configuration est complétée par un enrobage périphérique comprenant :

- **Sur les faces latérales :** une couche d'élastomère d'épaisseur minimale de **4 mm.**
- **Sur les faces supérieure et inférieure** : un revêtement élastomère nominal de **2,5 mm.**

VII.2.2.1 Aire l'appareil d'appui

Le dimensionnement en plan des appareils d'appui est conditionné par deux critères fondamentaux sous sollicitation ultime :

- **Stabilité géométrique** : prévention du phénomène de cheminement (glissement relatif).
- **Intégrité du matériau** : limitation de la contrainte de compression pour éviter l'écrasement de l'élastomère.

Ces vérifications s'effectuent sous l'effet de la réaction maximale à l'État Limite Ultime (**ELU**), conformément aux prescriptions normatives.

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

a : côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

R_{max} : réaction d'appui maximale à l'ELU. (R_{max} = **1.28 MN**)

σ_m : contrainte de compression sous réaction R_{max} .

Donc : a × b ≥ 640 cm², on prendra : **a = 300 mm** et **b = 400 mm**

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

Respectant la condition de non-flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ **(a : plus grand côté)**

Donc : **40 mm ≤ T ≤ 80 mm**

VII.2.2.3 Dimensionnement des frettes

On vérifie la contrainte de traction dans les frettes : $\{ t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \}$ avec $t_s \geq 2mm$

Avec : $\{ \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 9.52 \}$ et $\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = 10.67\ MPa$

G = **0.9 MPa** (cas statique).

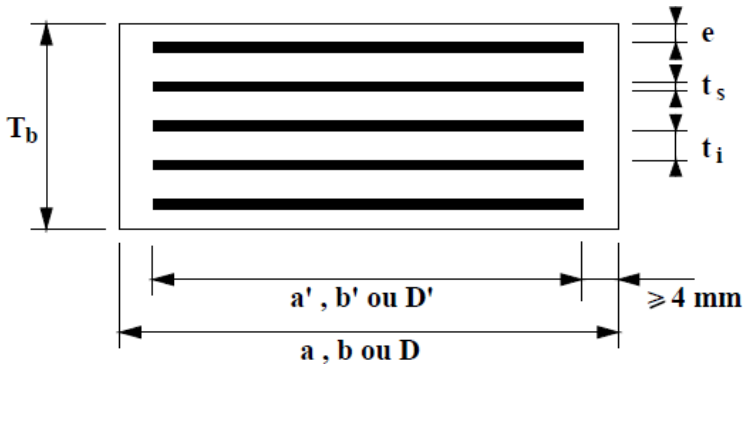
σ_e : contrainte limite de traction des frettes (**σ_e = 235 MPa**).

Donc : **t_s = 3 mm**

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

Tableau VII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui.

Dimension	Valeur
a	300 mm
b	400 mm
t_i	10 mm
t_s	3 mm
n	4
e	2.5 mm
T_b	60 mm
T	45 mm



Avec :

T : épaisseur totale de l'élastomère.
T_b : épaisseur totale de l'appareil.
n : nombre de feuillet élémentaire d'élastomère.
t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire élastomère.
t_s: épaisseur d'une frette élémentaire.
e : enrobage extérieure.
Enrobage des chants : **4 mm**.

VII.3 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTAL K

Les raideurs des différents appuis sont calculées comme suite :

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

Avec :

G : module de cisaillement d'élastomère en cas dynamique (**G = 1.2 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} **= 27 MPa → E = 33 000 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 VII.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	7	22.40
P1	12.50	0.14	21.31	3.20	14	14.44
P2	12.50	0.14	21.31	3.20	14	14.44
P3	9	0.14	57.09	3.20	14	25.10
P4	6.5	0.14	151.54	3.20	14	34.58

Donc : $K_{long} = \sum K_{appui}$ = **133.36 MN/m**

Tableau VII.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	7	22.40
P1	12.50	30.45	1543.45	3.20	14	43.54
P2	12.50	30.45	1543.45	3.20	14	43.54
P3	9	30.45	4135.19	3.20	14	44.32
P4	6.5	30.45	10976.97	3.20	14	44.62

$K_{trans} = \sum K_{appui}$ = **220.82 MN/m**

VII.4 ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis les actions sismiques doit garantir un risque de défaillance suffisamment faible en cas d'un séisme potentiel.

D'après le **RPOA 2008**, les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le pont est classé en **groupe 2** (pont important).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.20** (RPOA, Tableau 3.1).
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (Béton armé), **ξ =5%**.
- Le module de cisaillement d'élastomère en cas dynamique : **G = 1.2 MPa**.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode **spectrale monomodale** (mode fondamental).

VII.4.1 Méthode Monomodale

La méthode monomodale est applicable lorsque le comportement dynamique de l'ouvrage peut être représenté par un modèle à un seul degré de liberté. Dans ce cas, il convient de considérer uniquement le mode fondamental, en y concentrant toute la masse vibrante de la structure.

Avant d'appliquer cette méthode à notre ouvrage, il est nécessaire de vérifier les conditions d'applicabilité suivantes :

❖ **Masse modale :**

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

M_t = G × nombre de travées = **41895.5 KN**.

$M_p = M_{chevêtre} + M_{fût}$ = **4518.44 KN.**

0.43 M_t = **18015.07 KN** Alors **M_p < 0.43 M_t (condition vérifiée).**

❖ **Angle de biais :**

L'angle du biais de l'ouvrage est de **82 grades >70grades (condition vérifiée).**

❖ **Courbure de pont :**

Angle balayé en plan par la tangente à l'axe est inférieur à **30 gr** (**condition vérifiée**).

❖ **Symétrie transversale :**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e0) n'excède pas 5**%** de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversale.

$e_0 = c_m - c_e < 0{,}05\ L$; avec c_m: centre massique ; c_e; entre élastique (**condition vérifiée**).

VII.4.1.1 Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes, les déformations du tablier dans le plan horizontal sont considérées comme négligeables devant les déplacements induits par la flexion des piles sous sollicitation sismique.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par :

$$\mathbf{F = M \times S_{ae}(T, \xi)}$$

Où :

M : la masse de système qui égale à la masse totale de tablier seul car il repose sur des appareils d'appui en élastomère frettée : M = **4189.55 t**

$S_a(T)$: accélération spectrale de spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

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

g : accélération de pesanteur (**$g = 9.81 m/s^2$**).

A : coefficient d'accélération (**A = 0.20**).

η : facteur de correction d'amortissement, $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = 1.$

S : coefficient de site (**S = 1.1**).

T_1 , T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, **(T_1 , T_2) = (0.15, 0.4)**.

T : période fondamentale de l'ouvrage, $\mathbf{T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{k}} = 1.11s}$.

❖ **Force sismique longitudinale :**

On a : $T_2 \le T = 1.11\ s \le 3\ s$

Donc : $S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) =$ **1.94 m/s²**

$F_L = M \times S_{ae}(T, \xi) =$ **8119.11 KN**

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

$$d_{L-tablier} = \frac{T^2}{4\times\pi^2} \times S_{ae}(T, \xi) = \mathbf{6.1\ cm}$$

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

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

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

Appui	C1/C2	P1	P2	P3	P4
F_{appui}(KN)	1363.7	879.1	879.1	1528.2	2105.1
d_L (m)	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061

VII.4.1.2 Evaluation de l'effort sismique transversale

En fonction des caractéristiques spécifiques du pont, la méthode monomodale peut être mise en œuvre selon deux approches distinctes :

- **Modèle à tablier rigide :** Le tablier est supposé indéformable, et le comportement dynamique est dominé par la flexibilité des piles.
- **Modèle à tablier flexible :** La déformabilité du tablier est prise en compte, influençant la réponse sismique globale.

Les appareils d'appui en élastomère fretté définissent la liaison entre le tablier et l'infrastructure, ce qui signifie que le calcul est réalisé en se basant sur le modèle du tablier rigide.

❖ **Force sismique transversale :**

Pour l'évaluation de l'effort sismique transversal on utilise le modèle de la pile indépendante. Dans cette méthode, les effets des séismes agissant sur la ième pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente :

$$\mathbf{Fi = Mi \times Sa(Ti)}$$

Où : $\mathbf{M_i}$: est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

Ti : est la période fondamentale de la même pile ; $\mathbf{T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{k}}}$

Les résultats obtenus sont mentionnés ci-dessous :

Tableau VII.5 : Répartition des efforts et des déplacement transversaux sur chaque appui

Appui	C1/C2	P1	P2	P3	P4
K (MN/m)	22.40	43.54	43.54	44.32	44.62
Mi (Kg)	418955	958747.81	958747.81	947139.63	938848.06
Ti (s)	0.86	0.93	0.93	0.92	0.91
Sa (m/s^2)	2.51	2.31	2.31	2.35	2.37
F_i (KN)	1052.25	2219.17	2219.17	2225.45	2223.13

VII.4.1.3 Evaluation de l'effort sismique vertical

L'action sismique verticale est calculée par travée par la formule suivante (**SETRA**) :

$$\mathbf{Ri = a\ b\ \mu\ L}$$

Tel que :

a: paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction la classe de l'ouvrage, la zone sismique et la géologie de site du projet. Dans notre cas **a = 5.25**

b : Quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage (les valeurs b sont tirées à partir des tableaux normalisés).

μ : Masse linéique du tablier (**μ = Gtablier/L = 24 644,4 Kg/ml**).

L : Longueur travée (**L = 34 m**).

Tableau VII.6 : Distribution des forces sismiques verticales sur chaque appui

	b	R (KN)
C1/C2	0.24	1055.77
P1/P4	0.64	2815.38
P2/P3	0.9	3959.13

VII.4.1.4 Combinaisons des composantes de l'action sismique

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière ci-dessous. Tous les résultats sont donnés à **l'ANNEXE E**.

$$E = \{E_1 = E_x \pm 0,3E_y \pm 0,3E_z \quad E_2 = E_y \pm 0,3E_x \pm 0,3E_z \quad E_3 = E_z \pm 0,3E_x \pm 0,3E_y\}$$

Tableau VII.7 : Effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble.

Appui	Ex (KN)	Ey (KN)	Ez (KN)	E1 (KN)	E2 (KN)	E3 (KN)
C1/C2	1363.74	1052.25	1055.77	1996.14	1778.10	1780.56
P1	879.13	2219.17	2815.38	2389.50	3327.52	3744.87
P2	879.13	2219.17	3959.13	2732.62	3670.64	4888.61
P3	1528.22	2225.45	3959.13	3383.59	3871.65	5085.23
P4	2105.15	2223.13	2815.38	3616.70	3699.28	4113.86

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

VII.5.1 Resistance à la Compression

On vérifie que : $\boldsymbol{\sigma_m = \frac{N}{a \times b} \leq 20\ MPa}$

❖ **Application numérique :**

N = 1.28 MN ; donc : σ_m = **10.67 MPa** ≤ 20 MPa → **condition vérifiée.**

VII.5.2 Sécurité au Flambement

On vérifie que : $\boldsymbol{\gamma_s \times P_u \leq P_c}$

$\boldsymbol{\gamma_s}$: le coefficient de sécurité ($\boldsymbol{\gamma_s = 3}$).

$\boldsymbol{P_u}$: la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

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

B : l'aire nominale de l'appui.

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

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

S : le facteur de forme, $\boldsymbol{S = \frac{a \times b}{2t \times (a+b)}}$ = **8.57**.

t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc ($\boldsymbol{t_i}$ = **10mm**).

❖ **Application numérique :**

S = 8.57 ; Pc = **6.88 MN**

P_u = **1.28** MN

$\gamma_s \times P_u$ = 3.84 MN ≤ P_c = 6.88 MN → **condition vérifiée.**

VII.5.3 Limitation de la Distorsion

On vérifie que : $\boldsymbol{\delta = \tan\gamma < \delta} = \begin{cases} \boldsymbol{0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)} & \textbf{si } \boldsymbol{P \leq 0.25} \\ \boldsymbol{1.4(1 - 2P)} & \textbf{si } \boldsymbol{P > 0.25} \end{cases}$

$P = \frac{P_u}{P_c}$

$\delta_0 = c/T_b$, borné par ($0.7 < \delta_0 < 2$).

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire (**c = 300mm**).

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

d : déplacement horizontal.

❖ **Application numérique :**

T_b = 60 mm

P = 0.19 ≤ 0.25

δ_0 = 5 m ; on prend δ_0 = 2 m → $\boldsymbol{\delta_c}$ = **1.03 m**

$d = d_{seisme} + d_{r+f} + 0.4\ d_t + 0.2\ d_{freinage} = 0.061 + 0.011 + 0.4 \times 0.008 + 0.2 \times 0.026$

d = **0.08 m** → $\delta = \frac{0.08}{0.06}$ = **1.33 m** > δ_c = 1.03 m → **condition non vérifiée.**

On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

VII.5.4 Condition de Non-Glissement

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

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : est le coefficient de frottement, $\mathbf{f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}}$ (σ_m exprimée en **MPa**).

❖ **Application numérique :**

Cas de pile :

$N = R_G + R_{seisme\ max\ pile} + 0.2 \times R_{surcharge\ max\ pile} = 0.599 + 0.363 + 0.2 \times 0.150$

$N = \mathbf{0.992\ MN}$

$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \mathbf{8.27\ MPa \rightarrow f = 0.17}$

$H = H_{s\ pile} + 0.4\ H_T + H_{r+f} + H_{freinage\ max} = \mathbf{0.29\ MN}$

Donc $H = 0.29\ MN > f \times N = 0.17\ MN \rightarrow$ **condition non vérifie**

Cas de la culée :

$N = R_G + R_{seisme\ max\ culee} + 0.2 \times R_{surcharge\ max\ culee} = 0.599 + 0.254 + 0.2 \times 0.246$

$N = \mathbf{0.90\ MN}$

$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \mathbf{7.5\ MPa \rightarrow f = 0.18}$

$H = H_{s\ culee} + 0.4\ H_T + H_{r+f} + H_{freinage\ max} = \mathbf{0.33\ MN}$

Donc $H = 0.33\ MN > f \times N = 0.16\ MN \rightarrow$ **condition non vérifiée**

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

VII.6 DES D'APPUI

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.

VII.6.1 Dimensionnement des Dés d'Appui

❖ **Dimensions en plan :**

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appui comme suit :

$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = \mathbf{0.17\ m}$; avec : $a_1 \geq a + h/2$; $b1 \geq b + h/2$

On prend donc : $\mathbf{a_1 = 0.45\ m}$ et $\mathbf{b_1 = 0{,}55\ m}$

VII.6.2 Ferraillage de Dé d'appui

Les bossages d'appui sont des pièces soumises à la compression, les différentes sections d'armateurs sont évaluées selon le guide **SETRA (P.P.73).**

❖ **Armatures de chainage :**

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe, La section calculée doit reprendre un effort **N = 25% N_{max}** :

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.28}{434.78} = \mathbf{7.36\ cm^2}$$; on prend : **4HA16 = 8.04 cm²**

❖ **Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chinage devra un effort égal à **12.5%** de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.28}{434.78} = \mathbf{3.68\ cm^2}$$; on prend : **4HA12 = 4.52 cm²**

❖ **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**.

$$A_h = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.28}{434.78} = \mathbf{1.18\ cm^2}$$; on prend : **2HA10 = 1.57 cm²**

❖ **Frette inférieure :**

Une frette inferieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre **h/3** et **h**, à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_h = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1.28}{434.78} = \mathbf{2.94\ cm^2}$$; on prend : **3HA12 = 3.39 cm²**

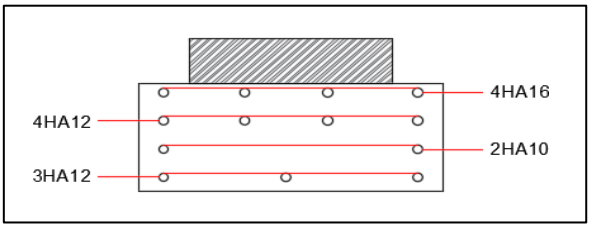


Figure VII.1 : Ferraillage de dé d'appui.

VII.7 PLOT PARASISMIQUE

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé conçus pour limiter le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme.

Pour notre ouvrage, deux plots parasismiques ont été retenus, avec les caractéristiques suivantes :

- **Hauteur :** 55 cm
- **Dimensions en plan :** 70 × 70 cm^2
- **Espacement par rapport à la poutre :** 5 cm

VII.8 JOINT DE CHAUSSEE

Un joint de chaussée est un dispositif conçu pour garantir la continuité de la circulation au niveau d'une coupure de tablier, tout en permettant sa libre dilatation. Il évite ainsi les variations dimensionnelles brutales dues aux changements de température, aux sollicitations du trafic et aux comportements différentiels des matériaux.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs critères, notamment :

- **La capacité de souffle** (amplitude de mouvement admissible).
- **L'intensité du trafic** (charge et fréquence des véhicules).

VII.8.1 Calcul de souffle

Le souffle d'un joint représente l'amplitude maximale de déplacement relatif entre les deux extrémités du joint, mesurée entre leurs positions extrêmes.

Seule la composante longitudinale de ce déplacement est prise en compte dans l'évaluation. Selon **RPOA 2008**, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$\mathbf{W = W_D + 0.4\ W_T + \frac{W_S}{3}}$$

W : souffle total du joint.

$\mathbf{W_D}$: souffle des déformations différées (retrait + fluage).

$\mathbf{W_D} = \varepsilon_{r+f} \times l_0 = \mathbf{0.0091\ m}$.

$\mathbf{W_T}$: souffle thermique ; $\mathbf{W_T} = \alpha \times l_0 \times \Delta t = \mathbf{0.0065\ m}$.

$\mathbf{W_s}$: souffle sismique ; $\mathbf{W_s} = \mathbf{0.061\ m}$.

Donc : **W = 0.032 m.**

VII.8.2 Type de joint

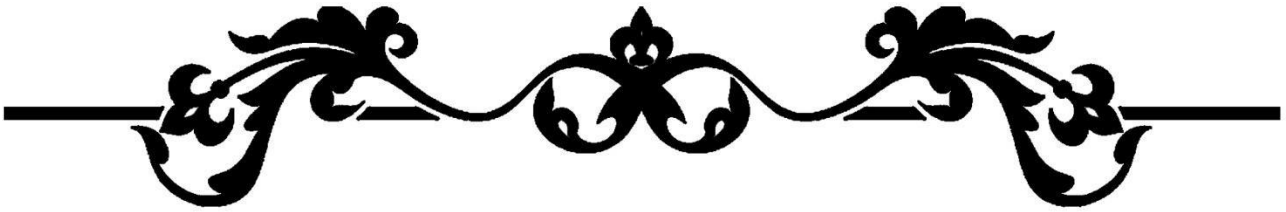
Ayant obtenu un souffle total **W = 0.032 m**, on opte pour un joint de chaussée de type CIPEC **Wd6,** son souffle est de 60 mm nominal. L'intervalle entre deux éléments métalliques en vis-à-vis peut varier de 5 mm à 65 mm.

Figure VII.2 : type de joint de chaussée.

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S >250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

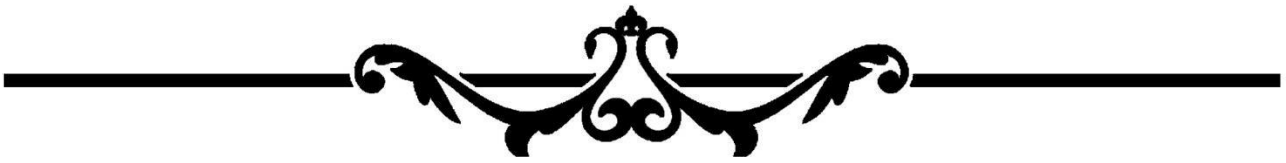
VII.9 CONCLUSION

Les équipements d'un pont jouent un rôle fondamental dans sa conception, son dimensionnement et sa durabilité. Ils garantissent la fonctionnalité de l'ouvrage et la sécurité des usagers, notamment lors d'un séisme, en contribuant à sa stabilité et à sa résistance aux sollicitations extrêmes.



Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VIII.1 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure constitue une phase clé dans la conception d'un ouvrage d'art, étant indissociable de la structure globale. Sa fonction principale est d'assurer la transmission des charges permanentes et d'exploitation vers le sol à travers les fondations.

Dans le présent chapitre, nous détaillerons la méthodologie de dimensionnement des éléments porteurs principaux de notre pont, à savoir les piles, les culées.

VIII.2 ETUDE DE LA PILE

La pile, élément central de l'infrastructure du pont, constitue un appui intermédiaire chargé de reporter les sollicitations du tablier vers les fondations. Sa conception répond à trois composantes principales :

- **Le chevêtre** (reprise des charges du tablier).
- **Le fût** (transmission verticale des efforts).
- **La semelle de liaison** (répartition sur les pieux fondateurs).

Cette structure doit résister à un ensemble complexe de sollicitations

- **Horizontales :** actions sismiques, forces de freinage, dilatations thermiques, ainsi que les effets différés (retrait et fluage).
- **Verticales :** charges permanentes (poids propre et tablier) et surcharges d'exploitation.

VIII.2.1 Conception de la Pile

La conception des piles dépend du type et de la méthode de construction du tablier, du mode d'exécution des fondations, ainsi que de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles spécifiques au site. Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des piles à trois fûts circulaires surmontées par un chevêtre.

Tableau VIII.1 : Implantation et hauteur des piles.

	Hauteur de fût (m)	Hauteur totale (m)
Pile 01	12.5	13.9
Pile 02	12.5	13.9
Pile 03	9	10.4
Pile 04	6.5	7.9

VIII.2.1.1 Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieure à **70** pour que la vérification au flambement soit satisfaisante.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 70$$

L_f : longueur de flambement de la pile la plus haute ; avec : $L_f = 0.7\ L_0$.

L_0 : la hauteur de fût.

i : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$ (transversale) , $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$ (longitudinale)

Tableau VIII.2 : Vérification de flambement des piles.

Appui	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Pile 04
L_f (m)	8.75	8.75	6.3	4.55
i_x (m)	0.375	0.375	0.375	0.375
i_y (m)	0.375	0.375	0.375	0.375
λ_x (m)	23.33	23.33	16.8	12.13
λ_y (m)	23.33	23.33	16.8	12.13

Donc : **pas de risque de flambement.**

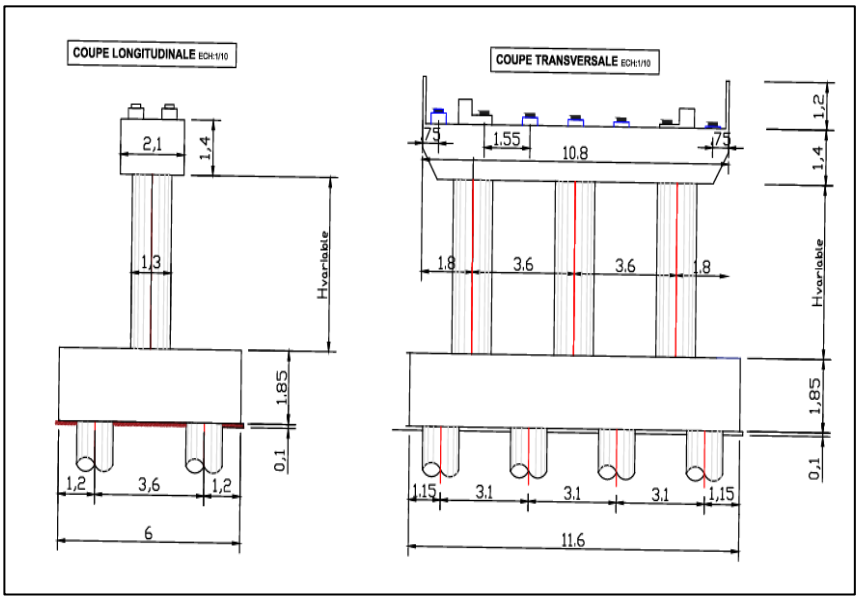


Figure VIII.1 : Formes et dimensions des piles.

VIII.2.2 Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système des forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base. On va étudier la pile la plus haute (pile 05).

VIII.2.2.1 Efforts statiques

Tableau VIII.3 : Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicité.

Sollicitation	Charges	Pile 01
Vertical (KN)	**G (chevêtre)**	793.80
	G (futs)	1244.37
	G (tablier)	8379.10
	A(L)	1618.40
	Bc	1215.79
	St	102.00
	Mc120	1142.42
	D240	2101.82

Horizontal Longitudinal (KN)	**Freinage A(L)**	74.45
	Freinage Bc	180.00
	Température	109.77
	Retrait + fluage	152.46
Moment Longitudinal (KN.m)	**Freinage A(L)**	930.63
	Freinage Bc	2250.00
	Température	1372.14
	Retrait + fluage	1905.75

VIII.2.2.2 Combinaisons des efforts

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

ELS : $G + 1.2\ A(L) + St + 0.6\Delta T + D$

ELU : $1.35G + 1.6\ A(L) + 1.6\ St + 0.9\Delta T + D$

Tableau VIII.5 : Combinaisons des efforts à la base de chaque fût.

Réactions	Combinaisons	Pile 01
N (KN)	**ELS**	3 992.74
	ELU	5 390.59
T (KN)	**ELS**	144.77
	ELU	197.54
M (KN.m)	**ELS**	2 012.36
	ELU	2 745.78

VIII.2.3 Ferraillage des Eléments de la Pile

VIII.2.3.1 Ferraillage des fûts

Tableau VIII.6 : Ferraillage des fûts de la pile.

Armateur	Efforts	ELU	ELS	As (cm^2)	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinal	N (KN)	5 390.59	3 992.74	132.70	28	25	12
	M (KN.m)	2 745.78	2 012.36				
Transversal	T (KN)	197.54	144.77	6.45	2	16	10.0 Zone.critique
							20.0 Zone.courante

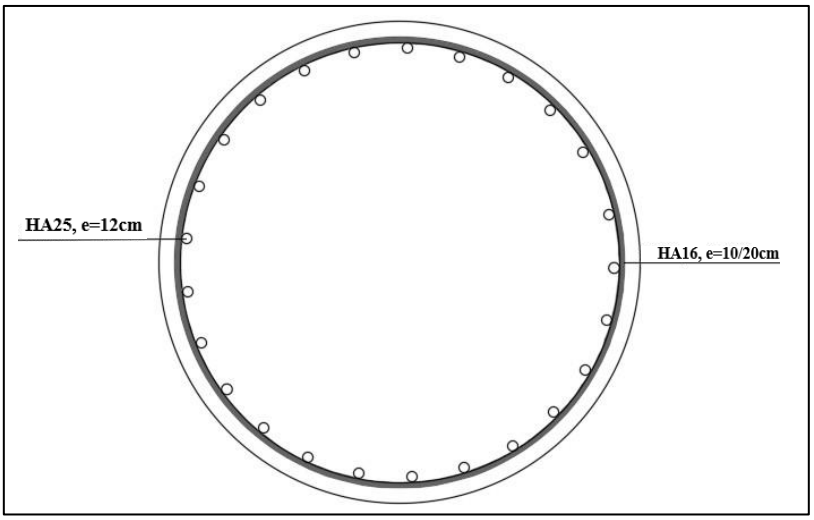


Figure VIII.2 : Ferraillage de fût.

VIII.2.3.2 Ferraillage de chevêtre

La modélisation de chevêtre est faite à l'aide de logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2025**:

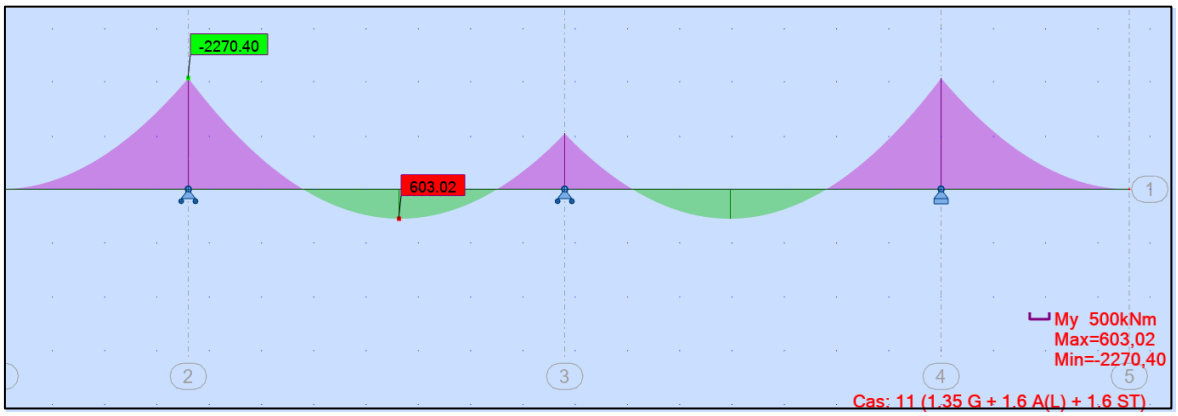


Figure VIII.3 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)+1.6St.

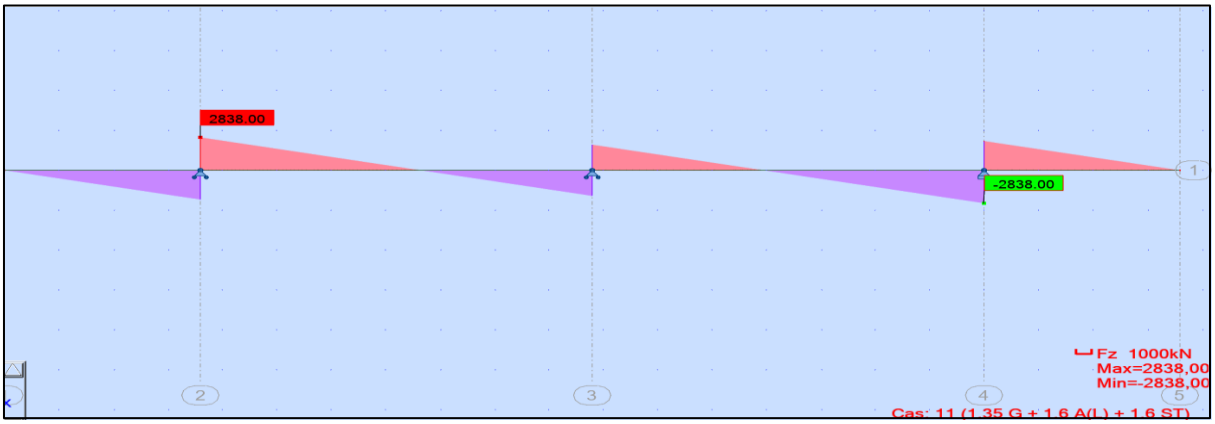


Figure VIII.4 : Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.6A(l)+1.6St.

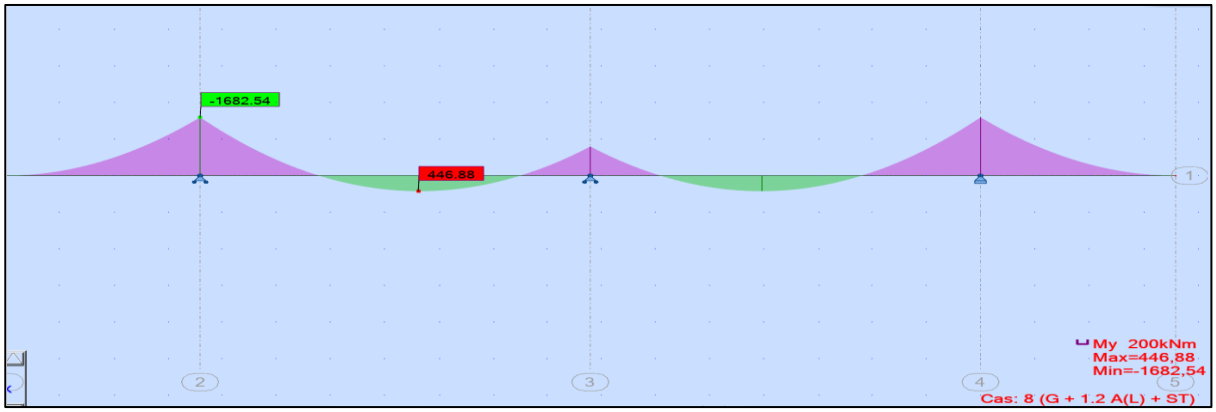


Figure VIII.5 : Moment fléchissant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St.

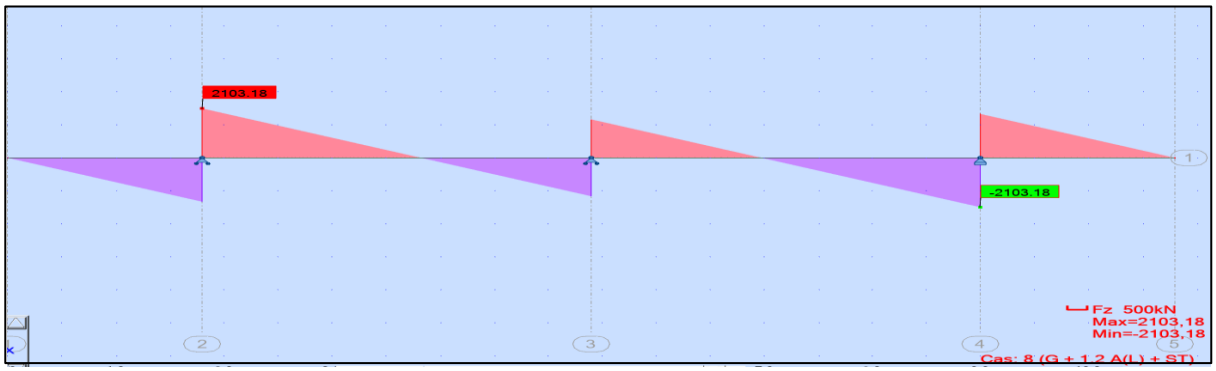


Figure VIII.6 : Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1.2A(l)+St.

Tableau VIII.7 : Ferraillage de chevêtre.

Armature		Effort max	ELU	ELS	As	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	Moment (kN.m)	2270.40	1682.54	65.1	14	25	15
	Nappe inf	Moment (kN.m)	603.02	446.88	42.4	14	20	15

On a : T_{max} **(ELU) = 2 838 KN** ; donc avec Robot expert : **2 Cadres de HA16**, avec un **esp = 10 cm** dans la **zone critique** et **15 cm** dans la **zone courante**.

❖ **Dimensionnement à la torsion :**

Le moment de torsion dans le chevêtre résulte principalement de l'application de charges excentrées par rapport à son axe de symétrie, tant pendant la phase de construction qu'en service. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et dont la largeur est limitée par :

$$L_t = L_c \text{ si } L_c \leq Ø + H_c$$
$$L_t = Ø + H_c \text{ si } L_c > Ø + H_c$$

La contrainte tangente de torsion 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**, $C = R \times e$

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

La section de ferraillage est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{1}{\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{a}}} \times \frac{C \times P}{2\,\Omega} \text{ , C = Max (C1, C2)}$$

Avec :

C1 : moment de torsion en phase de construction.

C2 : moment de torsion en service.

P : périmètre de chevêtre.

$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{a}}$: contrainte admissible de l'acier, $\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{a}}$ **= 2/3 Fe**.

❖ **Application numérique :**

$L_c = 2.1$ m, $Ø = 1.3$ m, $H_c = 1.4$ m

On a : $L_c \leq Ø + H_c$; donc $L_t = L_c = 2.1$m

C1 = 115.61 KN.m/ml C2 = 87.78 KN.m/ml

$b_n = 0.23$ m $\Omega = 2.18$ m²

P = 6.53 m $\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{a}} = 333.33$ MPa

$A_s = 5.20$ cm² on opte pour **5 HA 12** avec un espacement de **25 cm**.

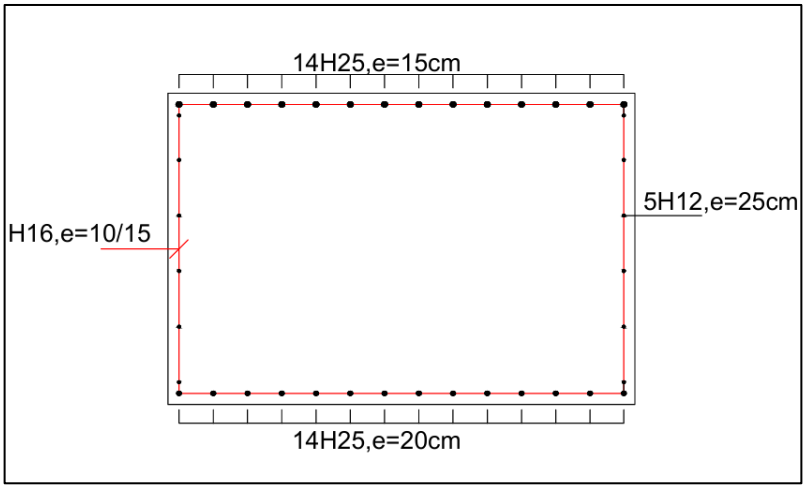


Figure VIII.7 : Ferraillage de chevêtre (coupe transversale).

VIII.2.4 Etude de Fondation de la Pile

Selon l'étude géotechnique réalisée par le laboratoire spécialisé, la solution de fondation retenue pour les appuis de notre ouvrage consiste en des pieux forés de grande profondeur, avec les caractéristiques dimensionnelles suivantes :

- **Longueur :** 20 m.
- **Diamètre nominal :** 1,20 m.

VIII.2.4.1 Etude de la semelle

La semelle a le rôle de transmettre les différentes charges au sol par l'intermédiaire des pieux.

Tableau VIII.8 : Dimensions de la semelle de la pile.

Longueur	11.6 m
Largeur	6 m
Epaisseur	1.85 m

VIII.2.4.2 Evaluations des efforts agissants sur la semelle

Tableau VIII.9 : Efforts agissants sur la semelle.

	Effort vertical (KN)	Effort horizontal (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
G tablier	8379.10	/	/	/
G chevêtre	793.80	/	/	/
G futs	1244.37	/	/	/
G semelle	3219.00	/	/	/
AL	1618.40	74.45	15.75	1172.59
Bc	1215.79	180.00	15.75	2835.00
Mc 120	1142.42	/	/	/
D240	2101.82	/	/	/
St	102.00	/	/	/
Température	/	109.77	15.75	2 671.60
Retrait + fluage	/	220.75	15.75	4 240.64

Tableau VIII.10 : Combinaisons des efforts.

	Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
ELU	1.35G+1.6A(l)+1.6St	21 161.60	4845.69
ELS	G+1.2A(L)+St	15 680.35	6 673.83

VIII.2.4.3 Nombre des pieux

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

n : le nombre des pieux.

N : l'effort normal maximal à l'ELS.

$\mathbf{Q_p}$: la capacite portante de pieux donnée par le rapport géotechnique à l'**ELS**.

❖ **Application numérique**

$$n = \frac{N}{Q_p} = \frac{15\,680.35}{6\,571.00} = \mathbf{3}$$

Donc, on prend **8 pieux** de **20m** de profondeur.

VIII.2.4.4 Effort revenant à chaque pieu

$$\mathbf{R = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{yi}}{yi^2}}$$

N : effort normal.

$\mathbf{M_{yi}}$: moment maximal.

n : nombre des pieux = **8**.

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

yi =1.8 m.

Tableau VIII.11 : Effort revenant à chaque pieu.

Etat	R_{min} (KN)	R_{max} (KN)	Q_p(KN)
ELU	2 181.74	3 108.66	**9 350.60**
ELS	16 23.54	2 296.55	**6 571.00**

$R_{max-ELS}$ = 2 296.55 KN < 6 571.55 KN

$R_{max-ELU}$ = 3 108.66 KN < 9 350.60 KN

Donc : pas de risque de poinçonnement.

$R_{min} > 0 \rightarrow$ Donc pas de risque de soulèvement.

VIII.2.4.5 Ferraillage de la semelle

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ \mathbf{h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \end{cases}$$

Avec :

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

b : diamètre de fut, **b = 1.3m**.

h : hauteur utile de la semelle, **h = H - 0.1 = 1.75m**.

On a $\begin{cases} \tan\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \rightarrow \mathbf{\alpha = 49.87^\circ} \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \rightarrow h = \mathbf{1.75\ m \geq 1.475\ m} \end{cases}$

❖ **Armatures transversales inférieures**

$$\mathbf{A_S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{\bar{a}}} \times \frac{L - b}{2\ \ 4\ \ h}}$$

Condition normale :

$N_{max\,ELS}$ = 2.37 MN

$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{a}}$ = 2/3 × Fe = 333.33 MPa

As = 60.05 cm²

Condition sismique :

$N_{max\,ELA}$ = 2.35 MN

$\bar{\bar{\sigma}}_{\bar{a}}$ = 500 MPA

As = 37.61 cm²

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux telle que sa largeur L est égale a : h + $Ø_{pieux}$ = 1.75 + 1.2 = **2.95 m**.

Donc : 60.05/2.95 = **20.36 cm²/ml**, soit **5HA25** avec un espacement de **20 cm.**

- **Amateures transversales supérieures**

  A_S = 20.36/3 = **6.79 cm²/ml,** soit **5HA14** avec un espacement de **20 cm**.

- **Armatures longitudinales inferieures :**

  A_S = 20.36/3 = **6.79 cm²/ml**, soit **5HA14** avec un espacement de **20 cm**.

- **Armatures longitudinales supérieures :**

  A_S = 20.36/4 = **5.09 cm²/ml**, soit **5HA12** avec un espacement de **20cm**.

- **Armatures latérales**

  A_S = 20.36/10 = **2.04 cm²/ml**, soit **5HA12** avec un espacement de **20cm.**

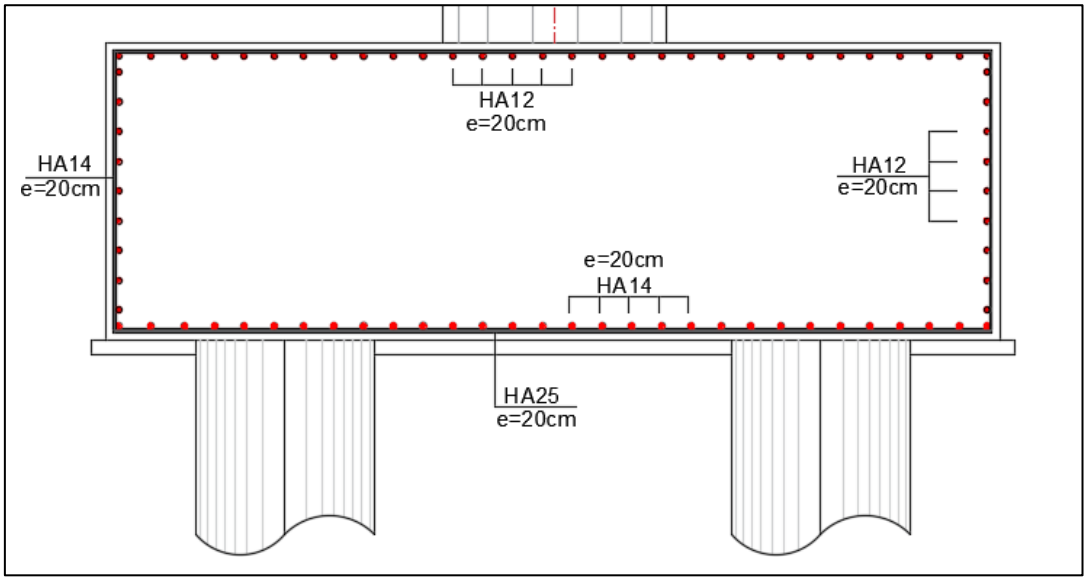


Figure VIII.8 : Ferraillage de la semelle.

VIII.2.5 Etude des Pieux

VIII.2.5.1 Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide d'une équation différentielle :

$$\mathbf{EI} \times \frac{\mathbf{d^4}}{\mathbf{dx^4}} + \mathbf{Cu} + \mathbf{by} = \mathbf{0}$$

Avec :

b : diamètre de pieux ; **b = 1.2m**.

Cu : module de réaction du sol ; **Cu = 30 MN/m³**. y : déplacement en tête de pieux.

I : moment d'inertie de pieux ; **I = 0.102 m³**.

La solution de cette équation est de la formule : $\boldsymbol{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{\mathbf{b \times Cu}}{\mathbf{4EI}}}$.

On trouve **λ = 0.227** ; pour **L=20m** on a : **λ×L = 4.55**.

A partir de tableau de Warner on définit les deux paramètres $X_{\theta p}$ et $X_{\theta m}$.

Tableau VIII.12 : Tableau de Warner.

λ×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 $X_{\theta p}$ **= 1.31** et $X_{\theta m}$**= 1.57**.

Le moment fléchissant en tête de pieux est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{M} = \frac{X_{\theta p}}{X_{\theta m}} \times \frac{\boldsymbol{P}}{\boldsymbol{\lambda}}$$

Avec :

$\bar{\mathbf{P}}$: combinaisons des efforts horizontaux dans les trois états limites.

ELU: $\bar{P}$ = 74.08 KN; $\bar{M}$ = 272.22 KN.m

ELS: $\bar{P}$ = 54.29 KN; $\bar{M}$ = 199.51 KN.m

VIII.2.5.2 Ferraillage de pieux

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

- **Section d'acier :**

Avec Robot expert **As = 113.1 cm²**, on prend : **24HA25** avec **st = 14 cm**.

- **Armature transversale :**

On prend 1 cercle de **HA14** avec un espacement de **15 cm** dans la **zone citrique** et **30 cm** dans la **zone courante**.

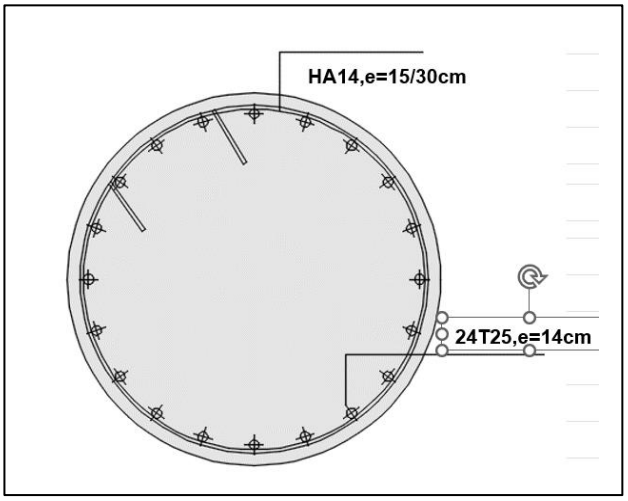


Figure VIII.9 : Ferraillage du pieu.

VIII.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est un composant essentiel de la structure d'un pont. Elle joue le rôle d'appui extrême pour le tablier, tout en assurant la jonction entre l'ouvrage et la route.

VIII.3.1 Conception des Culées

VIII.3.1.1 Choix de type de culée

On distingue trois types :

- **Culées enterrées** : sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- **Culées remblayées** : constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- **Culées creuses** : sous forme d'une boîte renversée.

On opte pour une **culée remblayée** (appui et soutien des remblais).

VIII.3.1.2 Prédimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.13 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée.

Elément de la culée	Le rôle	Dimension
Mur garde grève	Sépare le remblai de l'ouvrage	H = 2.38m, e = 0.35m, L= 10.80m
Mur en retour	Porte les corniches et soutien le remblai	e = 0.60m
La dalle de transition	Transition d'un milieu semi rigide vers un milieu rigide	L = 4m, e = 0.30m
Mur frontal	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	H = 4m, e = 1.40m, L= 10.80m
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	l= 6m, L = 11.60m, H = 1.85m

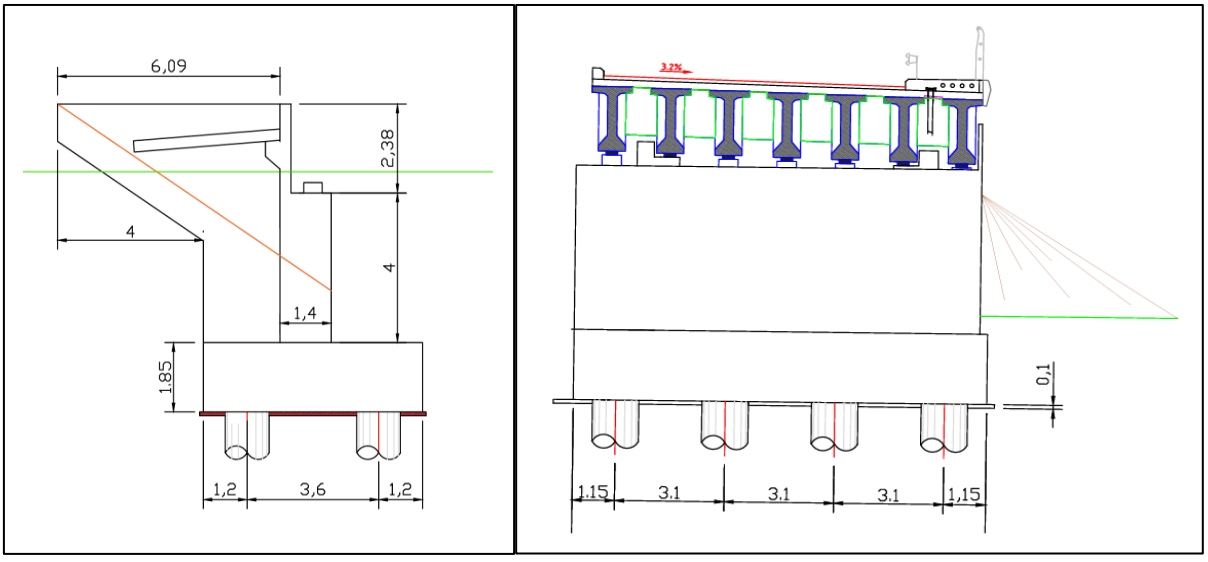


Figure VIII.10 : Dimensions de la culée

VIII.3.2 Vérification de la Stabilité de la Culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans des conditions normales d'exploitation. Les sollicitations appliquées sur la culée comprennent :

- **Des efforts verticaux :** poids propre de la culée, charges transmises par le tablier et poids des terres.
- **Des efforts horizontaux** : poussée des terres et effets de freinage.

VIII.3.2.1 Evaluation des efforts agissants sur la culée

Tableau VIII.14 : évaluation des efforts dus au poids propre.

Désignation	N (KN)	H (KN)	I_{FV}(x/o)	I_{FH}(y/o)	M_{FV}(KN.m)	M_{FH} (KN.m)
Semelle	3 219.00	/	0.00	0.93	0.00	/
Mur frontal	1 728.00	/	0.00	3.71	0.00	/
DDT	164.25	/	1.00	7.37	164.25	/
Mur en retour	336.77	/	3.57	5.72	1 200.67	/
MGG	224.91	/	0.63	7.03	140.57	/
Corbeau	64.52	/	0.98	7.06	63.08	/
Poids des terres	2 213.32	/	2.80	4.49	6 197.30	/
Poids des terres sur DDT	327.91	22.51	1.00	7.37	327.91	/
Poussée semelle	/	952.66	/	-0.93	/	-861.35
Poussée DDT	/	22.51	/	-7.98	/	-179.53
Poussée des terres	/	952.66	/	-3.60	/	-3 429.57
Poids sur 10KN/m²	440.00	/	1.95	/	858.00	/
Poussée sur 10KN/m²	/	298.75	/	-4.12	/	-1 229.35

Tableau VIII.15 : évaluation des efforts dus au tablier.

Désignation	N (KN)	H (KN)	I_{FV}(x/o)	I_{FH}(y/o)	M_{FV}(KN.m)	M_{FH} (KN.m)
R(G)	4 189.55	/	-1.10	/	-4 608.51	/
R(AL)	1 206.83	/	-1.10	/	-1 327.51	/
R(Bc)	1 114.83	/	-1.10	/	-1 226.31	/
R(Mc120)	1 068.56	/	-1.10	/	-1 175.42	/
R(D240)	1 723.64	/	-1.10	/	-1 896.00	/
R(ST)	51.00	/	-1.10	/	-56.10	/
H_{r+f}	/	152.46	/	-5.85	/	-891.89
H_T	/	109.77	/	-5.85	/	-642.16
Freinage A(L)	/	115.48	/	-5.85	/	-675.58
Freinage Bc	/	180.00	/	-5.85	/	-1 053.00

VIII.3.2.2 Combinaisons des efforts

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

Tableau VIII.16 : Combinaisons des efforts maximales.

	Combinaisons	N(KN)	M(KN.m)
ELU	1.35G + 0.9T + 1.6 (A(l)+St)	18 844.63	-8 898.02
ELS	G + 0.6T + 1.2A(l) + St	13 967.42	-7 787.68

VIII.3.2.3 Actions sur les pieux

On prend **huit (8) pieux** de **15m** de profondeur :

$$\mathbf{R = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{yi}}{yi^2}}$$

N : effort normal.

$\mathbf{M_{yi}}$: moment maximal.

n : nombre des pieux = **8**.

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

yi =1.8 m.

Tableau VIII.17 : Effort revenant à chaque pieu.

Etat	R_{min} (KN)	R_{max} (KN)	Q_p (KN)
ELU	2 001.03	2 812.77	**5 853.00**
ELS	1 399.84	2 169.22	**4 182.30**

$R_{max-ELS}$ = 2 169.22 KN < 4 182.30 KN

$R_{max-ELU}$ = 2 812.77 KN < 5 853.00 KN → Donc pas de risque de poinçonnement.

R_{min} > 0 → Donc pas de risque de soulèvement.

VIII.3.3 Ferraillage des Eléments de la Culée

VIII.3.3.1 Ferraillage de mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle et travaille à la flexion composée.

Tableau VIII.18 : Efforts statiques agissants sur le mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	I_{FV}(x/o)	I_{FH}(y/o)	M_{FV} (KN.m)	M_{FH} (KN.m)
Mur frontal	1 728	/	0.00	2.00	0.00	/
DDT	164.25	/	0.9	5.39	147.83	/
MGG	224.91	/	0.55	5.19	123.70	/
Corbeau	64.52	/	0.88	5.09	56.77	/
Poids des terres sur DDT	327.91	/	0.9	5.39	295.12	/
Poussée des terres	/	1 329.81	/	-2.13	/	-2 828.07
Poussée DDT	/	22.51	/	0.00	/	0.00
Poussée sur 10KN/m²	/	231.60	/	-3.19	/	-738..78

Tableau VIII.19 : Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	I_{FV}(x/o)	I_{FH}(y/o)	M_{FV}(KN.m)	M_{FH}(KN.m)
R(G)	4 189.55	/	-0.20	/	-837.91	/
R(AL)	1 206.83	/	-0.20	/	-241.37	/
R(Bc)	1 114.83	/	-0.20	/	-222.97	/
R(Mc120)	1 068.56	/	-0.20	/	-213.71	/
R(D240)	1 723.64	/	-0.20	/	-344.73	/
R(ST)	51.00	/	-0.20	/	-10.20	/
H_{r+f}	/	152.46	/	-4.00	/	-609.84
H_T	/	109.77	/	-4.00	/	-439.08
Freinage AL	/	115.48	/	-4.00	/	-461.94
Freinage Bc	/	180.00	/	-4.00	/	-720.00

❖ **Les sollicitations plus défavorables**

- **ELU** : M_{max} = -602.59 KN.m/ml N_{cors} = 1 010.11 KN/m
- **ELU** : T_{max} = 223.91 KN/ml N_{cors} = 837.39 KN/ml
- **ELS** : M_{max} = -444.67 KN.m/ml N_{cors} = 748.88 KN/ml

Le ferraillage vertical est effectué par robot Expert en considérant une section rectangulaire (1× 1.35) m². (**Voir ANNEXE D**)

❖ **Armatures principales :**

As = **14 cm²**, soit **5HA20/ml** avec un espacement de **20cm**.

❖ **Armatures de construction :**

As_1 = As/3 = **4.67 cm²**, soit **5H14/ml** avec un espacement de **20cm**.

❖ **Armatures transversales :**

As_2 = As/4 = **3.5 cm²**, soit **5HA12** avec un espacement de **20cm**.

VIII.3.3.2 Ferraillage de la dalle de transition

La dalle de transition est calculée selon un modèle de dalle rectangulaire simplement appuyée. Elle est soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre
- Le poids des remblais la surmontant
- Les surcharges d'exploitation

Tableau VIII.20 : Efforts agissants sur la dalle de transition.

Type de charge	Q(KN/ml)	M(KN.m/ml)	V(KN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblais	14.94	29.88	29.88
Surcharges	10	20	20

Tableau VIII.21 : Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition.

Cas	Combinaisons	M(KN.m/ml)
ELU	$1.35M_G + 1.6\ M_Q$	97.77
ELS	$M_G + 1.2\ M_Q$	72.72

❖ **Armatures principales :**

As = **16.14 cm²**, soit **6HA20/ml** avec un espacement de **20cm**.

❖ **Armatures de construction :**

$As_l = As/3 =$ **5.38cm²**, soit **6HA14/ml** avec un espacement de **20cm**.

❖ **Armatures transversales :**

$As_t = As/4 =$ **4.04cm²**, soit **6HA12/ml** avec un espacement de **20cm**.

VIII.3.3.3 Ferraillage de mur garde grève

Le mur garde-grève est dimensionné en flexion simple sous l'action des sollicitations horizontales suivantes :

- La poussée des terres derrière l'ouvrage.
- L'effet de surcharge locale appliquée en arrière du mur.
- Les efforts de freinage générés par le convoi type Bc.

❖ **Moment dû à la poussée des terres :**

$$\mathbf{M_p = p \times \frac{H}{3}}$$

Où H représente la hauteur de mur garde grève.

$$\mathbf{P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L}$$

On trouve : P = 16.82 KN/ml

M_p= 13.35 KN.m/ml

M_{ELU} = 18.02 KN.m/ml

M_{ELS} = 13.35 KN.m/ml

❖ **Moment dû à la force de freinage du camion Bc : « cas d'une roue » :**

$$\mathbf{M_F = \frac{2u \times P \times H}{0.25 + 2 \times H}}$$

Avec :

u : coefficient de pondération, **u=1.6** à l'ELU et **u= 1.2** à l'ELS.

P : 60KN.

M_{F-ELU} = **91.21 KN.m/ml**

M_{F-ELS} = **68.41 KN.m/ml**

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière de mur garde grève :**

$$M_p = \frac{12\,K}{0.75+2\times H} \times \int_0^H \frac{H-x}{(0.25+x)}dx$$

Avec :

H : hauteur de mur garde grève.

$\mathbf{K = K_a \times b_c \times \gamma \times \delta}$

Avec :

γ : coefficient de pondération, **γ = 1.6** à l'ELU et **γ = 1.2** à l'ELS.

bc : coefficient de pondération de système Bc.

δ : coefficient de majoration dynamique pour une surcharge sur remblai.

Tableau VIII.22 : Valeurs de M_p/K.

H (m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_p/K (t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

On a **H = 2.38 m**, par interpolation on trouve : **M_p/K = 8.29 t.m/ml**.

Donc :

Ku = 0.67

Ks = 0.51

M_{P-ELU} = **55.91 KN.m/ml**

M_{P-ELS} = **41.93 KN.m/ml**

Tableau VIII.23 : Combinaisons des actions agissants sur le mur garde grève.

Cas	Combinaison	M (KN.m/ml)
ELU	$1.35\times M_G + 1.6\times M_Q$	165.13
ELS	$M_G + 1.2\times M_Q$	123.68

❖ **Section d'acier :**

As= **28.07 cm²** soit **6HA25/ml** avec un espacement de **20 cm**.

❖ **Armatures de construction :**

A_{s1}= As/3= **9.57 cm²** soit **6HA16/ml** avec un espacement de **20 cm**.

❖ **Armatures transversales :**

A_{s2}= As/4 = **7.18 cm²**, soit **6HA14/ml** avec un espacement de **20cm**.

VIII.3.3.4 Ferraillage de mur en retour

Le mur en retour, considéré encastré à la semelle et au mur frontal, fait l'objet d'une modélisation 3D sous **Robot Structural Analysis 2025** pour l'analyse précise de ses sollicitations. Cette méthode permet de prendre en compte les effets tridimensionnels et les conditions réelles d'encastrement.

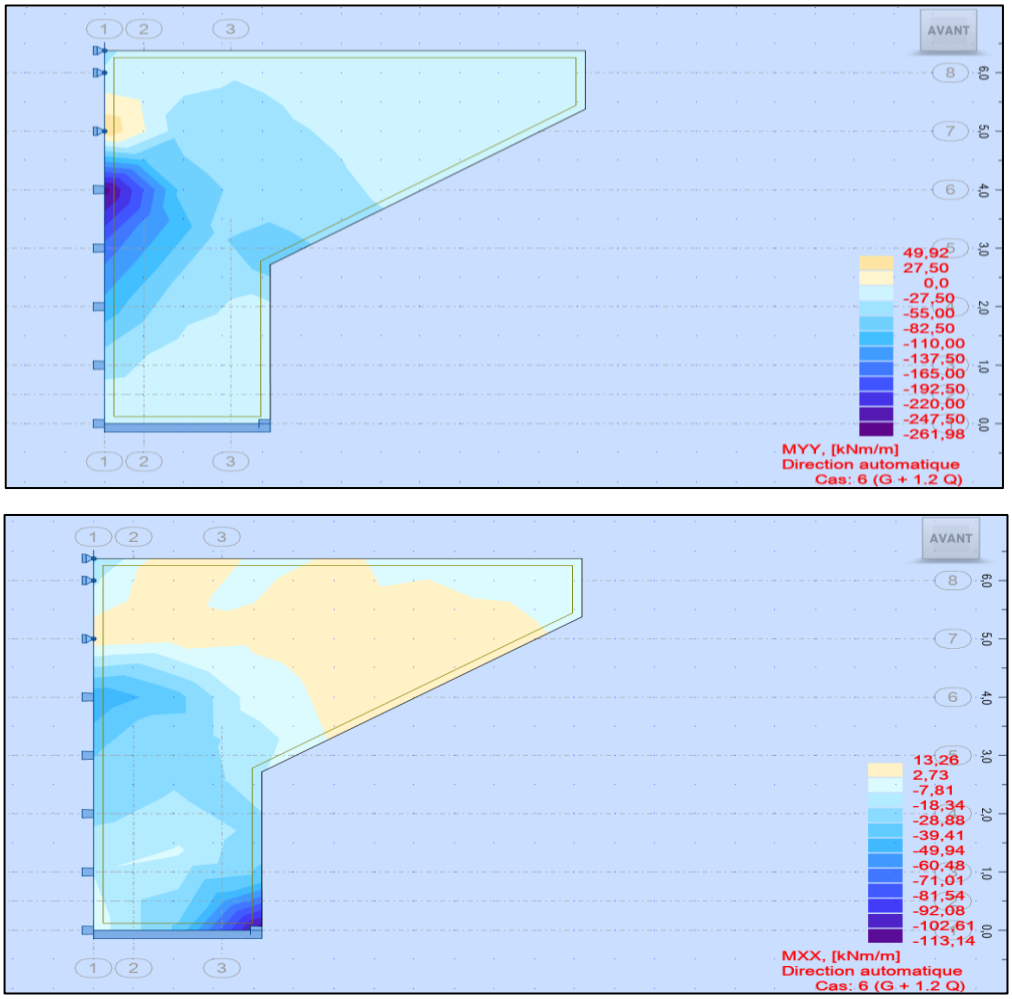


Figure VIII.11 : Sollicitations M_{xx} et M_{yy} sur le mur en retour à l'ELS.

Le ferraillage suivant les deux directions pour le coté intérieur (en contact avec le remblai) se fait par logiciel Robot expert en flexion simple à l'ELS :

- **Résultats à ELS :**

  M_{xx} = -113.14 KN.m ; M_{yy} = -261.98 KN.m

- **Ferraillage horizontal :**

  As = **15.01** cm² **soit 5HA20/ml** avec un espacement de **20 cm**.

- **Armatures de construction :**

  As'= As/3= **5 cm²** soit **5HA14/ml** avec un espacement de **20 cm**.

- **Ferraillage vertical :**

  As = **25.6 cm²** soit **5HA25/ml** avec un espacement de **20 cm**.

- **Armatures de construction :**

  As'= As/3= **8.53 cm²** soit **5HA16/ml** avec un espacement de **15 cm**.

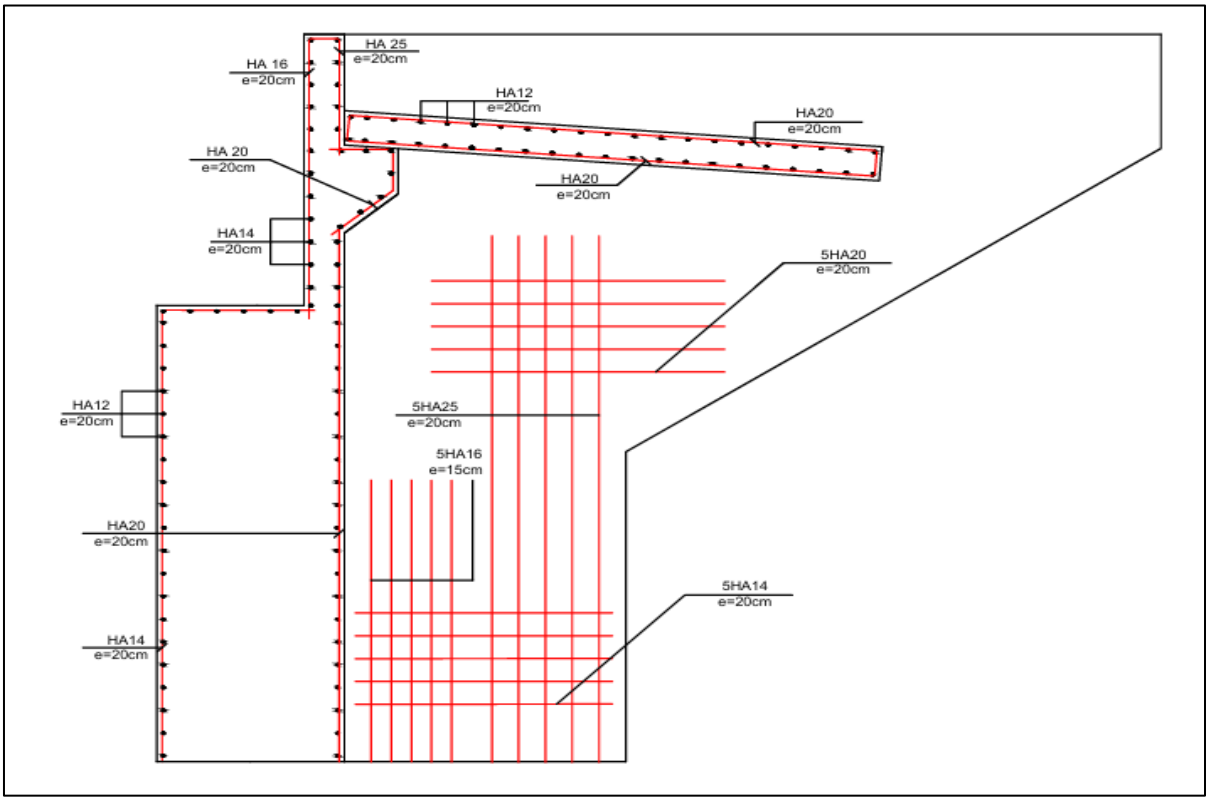
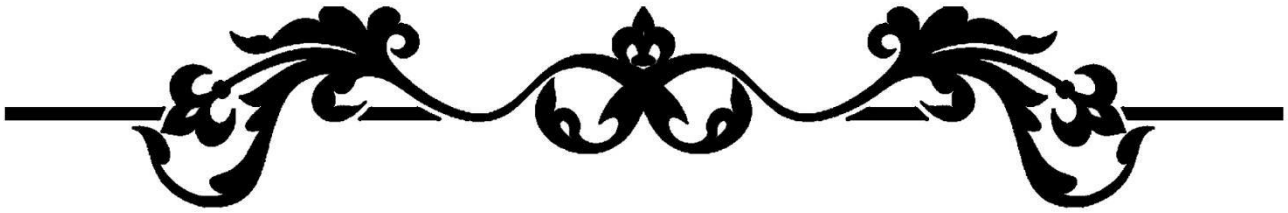


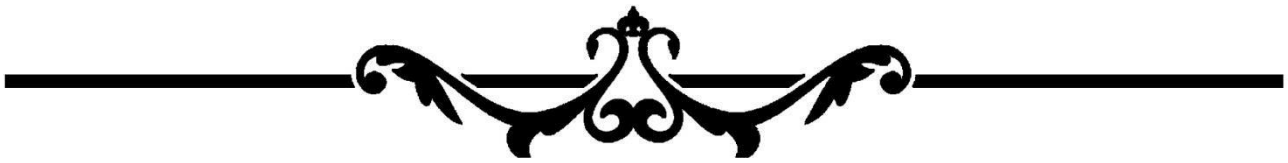
Figure VIII.12 : Ferraillage de la culée.

VIII.4 CONCLUSION

Ce chapitre traite de l'étude de l'infrastructure, en se focalisant sur le dimensionnement ainsi que sur la vérification de la stabilité des piles et des culées. Il inclut également le calcul de leur ferraillage afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage et de garantir sa sécurité lors de l'exploitation.



CONCLUSION GENERALE



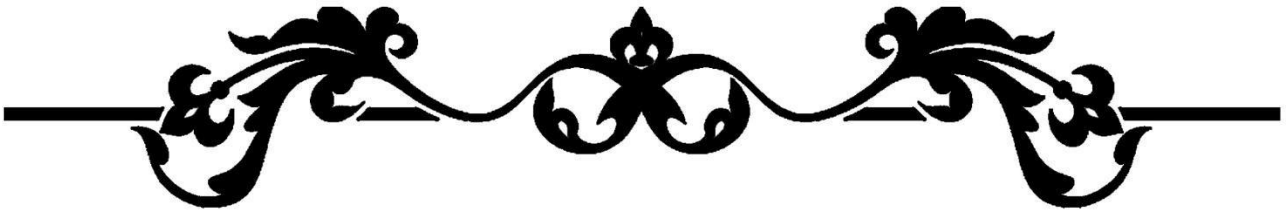
CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'études constitue une étape clé dans le parcours de l'élève ingénieur, offrant l'opportunité de mettre en pratique les connaissances théoriques accumulées durant cinq années de formation.

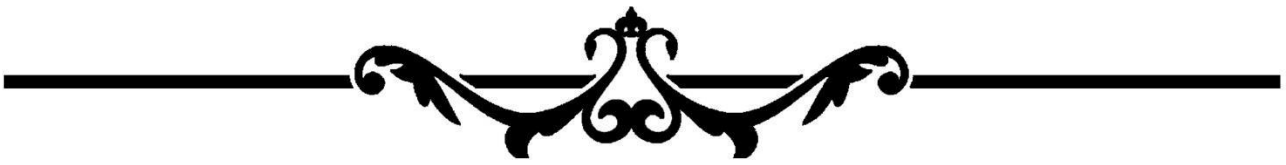
Cette étude nous a permis de développer des compétences techniques pour appréhender les phénomènes physiques, d'assimiler les normes régissant le calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, et d'enrichir nos connaissances théoriques et pratiques. Pour y parvenir, nous avons consulté diverses références bibliographiques, exploité des logiciels de calcul spécialisés, et bénéficié des conseils d'ingénieurs expérimentés, tout en approfondissant nos recherches dans le domaine du génie civil.

L'étude d'un pont mobilise, en effet, plusieurs disciplines fondamentales de l'ingénierie, telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la géotechnique, les techniques de précontrainte et les méthodes de calcul numérique.

En définitive, ce projet de fin d'études représente une synthèse concrète de notre apprentissage académique et une passerelle vers le monde professionnel.



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] BELAOURA. Cours de Béton Armé, ENSTP 2023.

[8] BELAOURA. Cours de Béton Précontraint, ENSTP 2023.

[9] BEN ABBI Tinhinane, Conception et étude de viaduc V1 du PK 6+728 au PK 6+973 de la pénétrante de Tizi Ouzou, Mémoire PFE, ENSTP, 2021.

[10] CHAMI Said, Conception et étude du viaduc V18 du PK 32+700 au PK 33+500 relevant de la pénétrante de Tizi-Ouzou, Mémoire PFE, ENSTP, 2020.

[11] : Mr. ZOURGUI HEMAIDI.NADJIB. Cours de pont, application de la méthode de Guyon MASSONNET pour les ponts à poutre, ENSTP 2023.

[12] : Règles définissant les Charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), Algérie, ministère des Travaux publics ,2009.

[13] : RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, Ministère des Travaux publics, 2008.

[14] Robert CHAUSSIN (1992), Béton Précontraint, ENPC, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

[15] : Service d'étude technique des routes et autoroutes (SETRA), appuis des tabliers PP73.

[16] : Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts viaducs et structures similaires, guide technique, ministère de l'Équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.

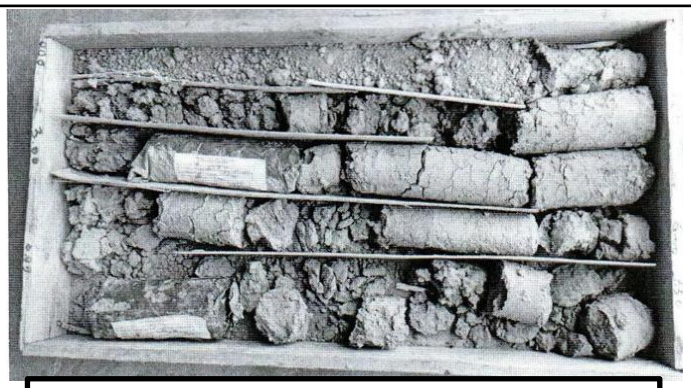
[17] : Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC. 1 bis, rue du Petit Clamart 78140 Vélizy-Villacoublay – France , juin 2010.

ANNEXE A

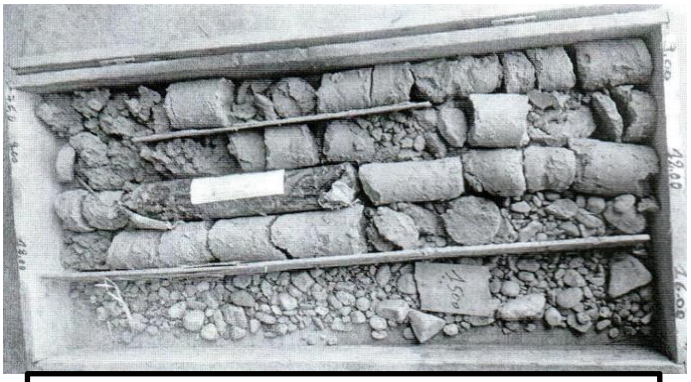
RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

❖ Exemple d'un sondage carotté

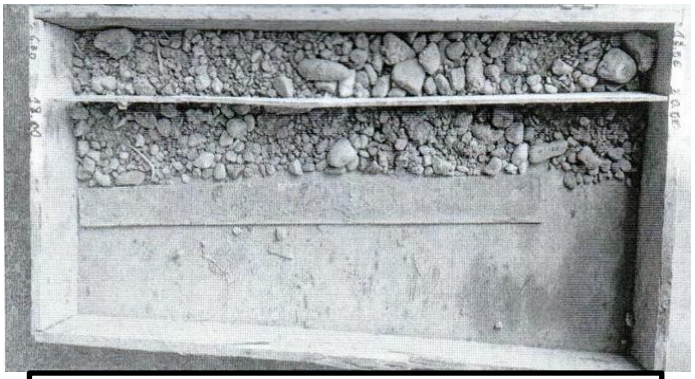
Sondage SC02 :



Sondage carotté SC 02 caisse N°1 de 0.00 m – 7.50 m

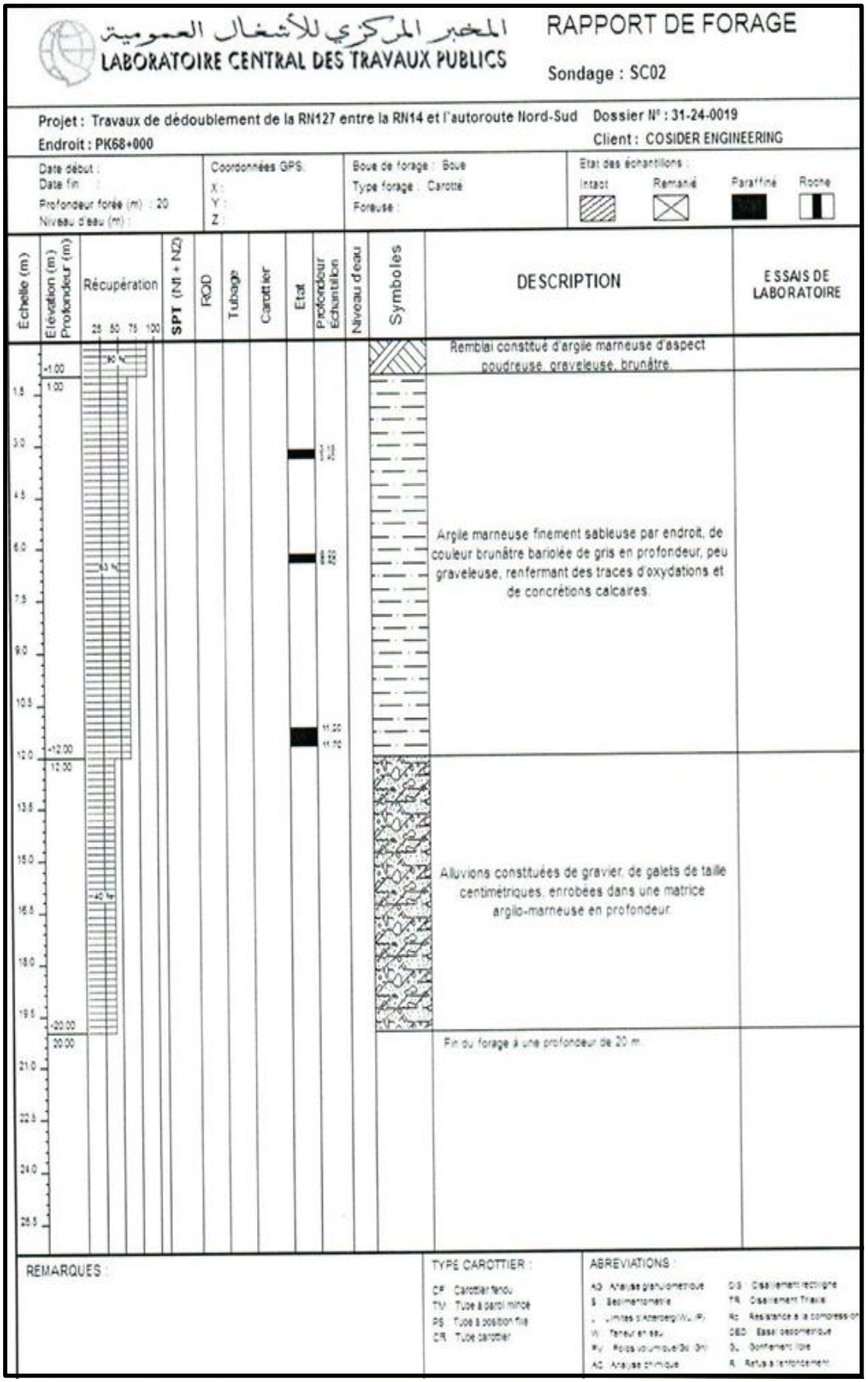


Sondage carotté SC 02 caisse N°2 de 7.50 m – 16.00 m



Sondage carotté SC 02 caisse N°3 de 16.00 m – 20.00 m

SC02 prof : 0.00 ---- 20m



المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC02

Projet : Travaux de dédoublement de la RN127 entre la RN14 et l'autoroute Nord-Sud — Dossier N° : 31-24-0019
Endroit : PK68+000 — Client : COSIDER ENGINEERING

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage : Boue
Type forage : Carotté
Foreuse :

Etat des échantillons : Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5	+1.00 / 1.00	90 %									Remblai constitué d'argile marneuse d'aspect poudreuse, graveleuse, brunâtre.	
3.0								3.00				
4.5												
6.0		63 %						6.00			Argile marneuse finement sableuse par endroit, de couleur brunâtre bariolée de gris en profondeur, peu graveleuse, renfermant des traces d'oxydations et de concrétions calcaires.	
7.5												
9.0												
10.5								11.00 / 11.70				
12.0	+12.00 / 12.00											
13.5												
15.0		45 %									Alluvions constituées de gravier, de galets de taille centimétriques, enrobées dans une matrice argilo-marneuse en profondeur.	
16.5												
18.0												
19.5	-20.00 / 20.00											
21.0											Fin du forage à une profondeur de 20 m	
22.5												
24.0												
25.5												

REMARQUES :

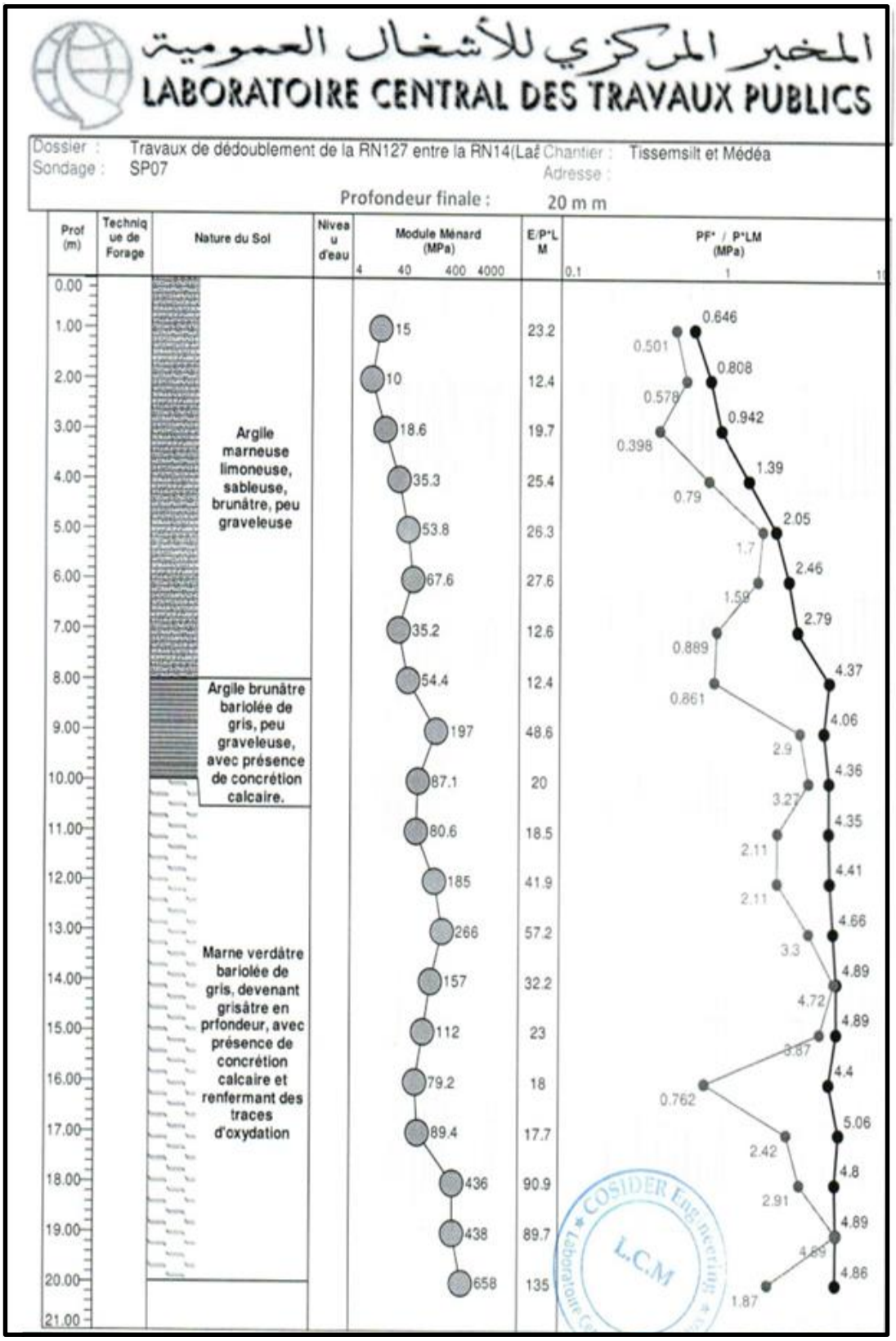
TYPE CAROTTIER :
CF Carottier fendu
TV Tube à paroi mince
PS Tube à piston fixe
CR Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG Analyse granulométrique — CIS Cisaillement rectiligne
S Sédimentométrie — TR Cisaillement Triaxial
... — Rc Résistance à la compression
W Teneur en eau — OED Essai oedométrique
... — G. Gonflement libre
AC Analyse chimique — R Refus à l'enfoncement

❖ Exemple d'un essai pressiométrique

PRESSIOMETRE N° 02 :

PROF (m)	E (MPa)	E/P*L	PF*/P*LM (MPa)	PROF (m)	E (MPa)	E/P*L	PF*/P*LM (MPa)
1	15	23.20	0.646	**11**	80.60	18.50	4.350
2	10	12.40	0.808	**12**	185.00	41.90	4.410
3	18.60	19.70	0.942	**13**	266.00	57.20	4.660
4	35.30	25.40	1.390	**14**	157.00	32.20	4.890
5	53.80	26.30	2.050	**15**	112.00	23.00	4.890
6	67.60	27.60	2.460	**16**	79.20	18.00	4.400
7	35.20	12.60	2.790	**17**	89.40	17.70	5.060
8	54.40	12.40	4.370	**18**	436.00	90.90	4.800
9	197.00	48.60	4.060	**19**	438.00	89.70	4.890
10	87.10	20.00	4.360	**20**	658.00	135.00	4.860


المخبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS
Dossier : Travaux de dédoublement de la RN127 entre la RN14(Laé
Sondage : SP07
Chantier : Tissemsilt et Médéa
Adresse :
Profondeur finale : 20 m m
Prof (m)
Technique de Forage
Nature du Sol
Niveau d'eau
Module Ménard (MPa)
E/P*LM
PF* / P*LM (MPa)
Argile marneuse limoneuse, sableuse, brunâtre, peu graveleuse
Argile brunâtre bariolée de gris, peu graveleuse, avec présence de concrétion calcaire.
Marne verdâtre bariolée de gris, devenant grisâtre en profondeur, avec présence de concrétion calcaire et renfermant des traces d'oxydation
L.C.M

ANNEXE B

Répartition Transversale due aux Surcharges

ANNEXE B : Répartition Transversale dues Aux Surcharges

B.1 Calcul transversal du tablier (GUYON- MASSONET)

Théta=0.60	Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b
0	0,3347	0,6968	1,0447	1,3316	1,4594	1,3316	1,0447	0,6968	0,3347
b/4	-0,1808	0,2154	0,6119	0,9977	1,3316	1,5237	1,4853	1,3177	1,1155
b/2	-0,5241	-0,1615	0,2117	0,6119	1,0447	1,4853	1,8575	2,0778	2,2358
3b/4	-0,7808	-0,4806	-0,1615	0,2154	0,6968	1,3177	2,0778	2,9106	3,7122
b	-1,0112	-0,7808	-0,5241	-0,1808	0,3347	1,1155	2,2358	3,7122	5,448
Théta=0.60	Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4		b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7878	0,8839	0,9996	1,1215	1,1878	1,1215	0,9996	0,8839	0,7878
b/4	0,5792	0,6761	0,7992	0,9545	1,1215	1,2361	1,2207	1,151	1,0792
b/2	0,4349	0,5243	0,641	0,7992	0,9996	1,2207	1,3994	1,4582	1,4686
3b/4	0,3362	0,4171	0,5243	0,6761	0,8839	1,151	1,4582	1,7518	1,9607
b	0,2627	0,3362	0,4349	0,5792	0,7878	1,0792	1,4686	1,9607	2,5312

Théta=0.65	Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,518	1,2565	0,952
b/2	-0,5207	-0,169	0,1974	0,6014	1,0524	1,518	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,169	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,952	2,1547	3,8208	5,8338
Théta=0.65	Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,231	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,633	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,286	0,3648	0,4734	0,633	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,286	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

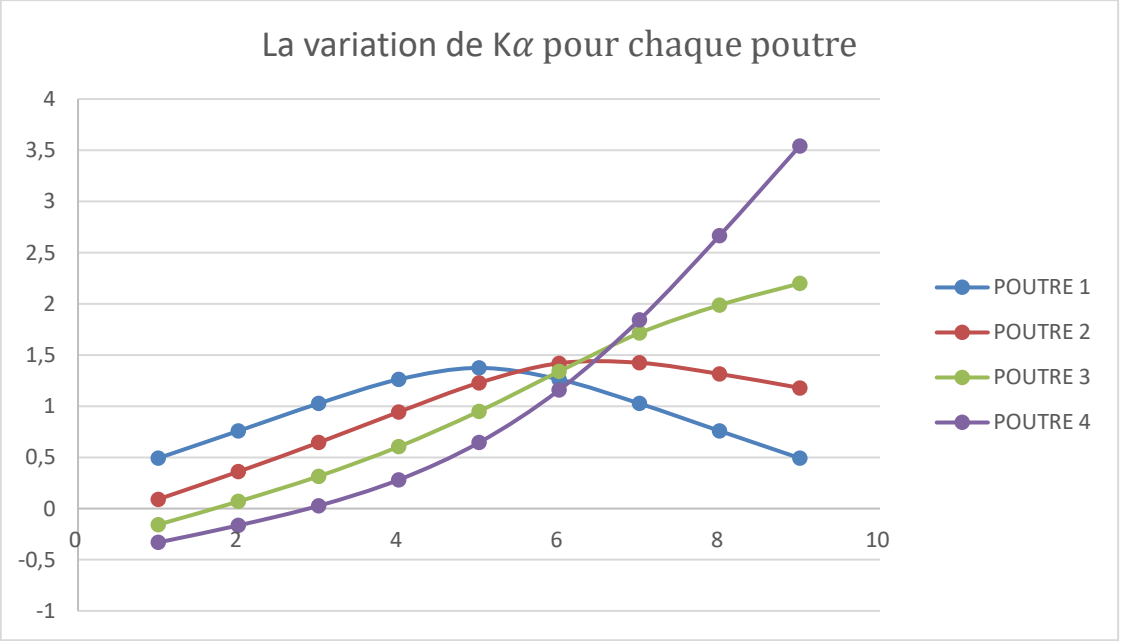
Théta=0.62	Alfa=0=> K0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,27186	0,667	1,04778	1,3638	1,50572	1,3638	1,04778	0,667	0,27186
b/4	-0,21772	0,1942	0,6077	1,0125	1,3638	1,55994	1,49838	1,29322	1,0501
b/2	-0,52274	-0,1645	0,20598	0,6077	1,04778	1,49838	1,87234	2,07332	2,20336
3b/4	-0,73612	-0,46048	-0,1645	0,1942	0,667	1,29322	2,07332	2,93312	3,75564
b	-0,92204	-0,73612	-0,52274	-0,21772	0,27186	1,0501	2,20336	3,75564	5,60232
Théta=0.62	Alfa=1=> K1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,77208	0,87386	0,99836	1,13162	1,20508	1,13162	0,99836	0,87386	0,77208
b/4	0,55908	0,65886	0,7876	0,95242	1,13162	1,25438	1,23306	1,15304	1,07344
b/2	0,41386	0,50394	0,62324	0,7876	0,99836	1,23306	1,422	1,47784	1,48136
3b/4	0,31612	0,39618	0,50394	0,65886	0,87386	1,15304	1,47784	1,7878	2,00278
b	0,24446	0,31612	0,41386	0,55908	0,77208	1,07344	1,48136	2,00278	2,6124

B.1.1 Les valeurs de de répartition transversal Kα

Théta=0.62	Alfa=0,23=> K0,23								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,4919568	0,7580184	1,0260352	1,2616408	1,3734384	1,2616408	1,0260352	0,7580184	0,4919568
b/4	0,124072	0,3986504	0,686856	0,9860648	1,2616408	1,4254936	1,3816392	1,2315408	1,0603696
b/2	-0,110636	0,1296136	0,3895744	0,686856	1,0260352	1,3816392	1,6741904	1,8113088	1,88568
3b/4	-0,2731344	-0,0835496	0,1296136	0,3986504	0,7580184	1,2315408	1,8113088	2,4291792	2,9843816
b	-0,40878	-0,2731344	-0,110636	0,124072	0,4919568	1,0603696	1,88568	2,9843816	4,2867552

B.1.2 Valeur de Kα pour chaque poutre

Théta=0.62	Alfa=0,23=> K0,23								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 1	0,4919568	0,7580184	1,0260352	1,2616408	1,3734384	1,2616408	1,0260352	0,7580184	0,4919568
Poutre 2	0,090508756	0,360178138	0,644344731	0,943277942	1,227949199	1,419222421	1,423474022	1,314447624	1,178388987
Poutre 3	-0,156948044	0,068862088	0,315485572	0,604717404	0,949650412	1,338861156	1,713269144	1,987401864	2,198809956
Poutre 4	-0,331190717	-0,164691894	0,026786771	0,281130845	0,644144035	1,158279526	1,843139674	2,666805827	3,541797501



B.1.3 Surcharge A(l)

- **La première poutre**

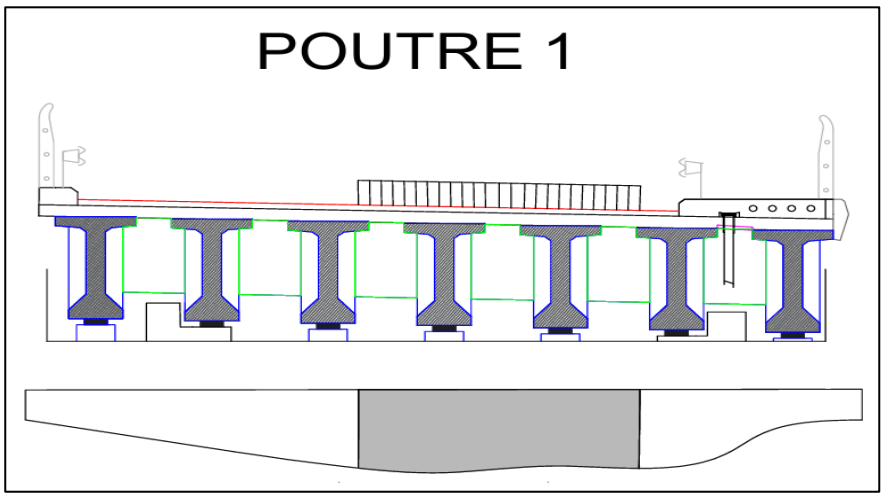


Figure 1 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

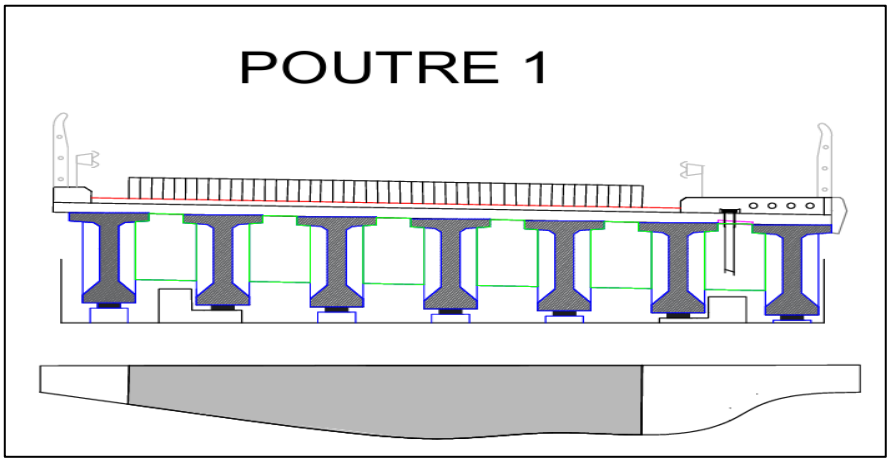


Figure 2 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies.

- **Valeur de $K_{\alpha\, moy}$ pour poutre 1**

Poutre 1		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha\, moy}$
A(L)	Une voie	4.84	3.65	1.33
	Deux voies	8.43	7.3	1.15

❖ **La deuxième poutre :**

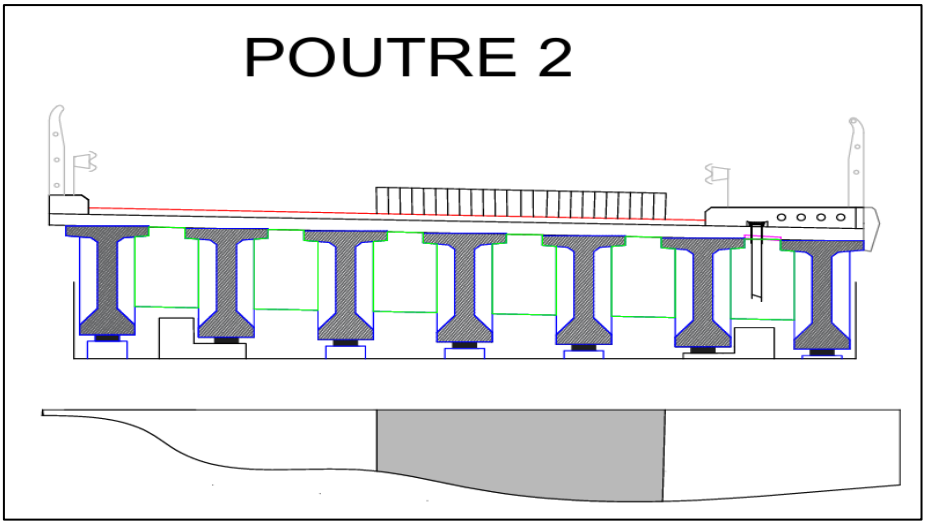


Figure 3 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

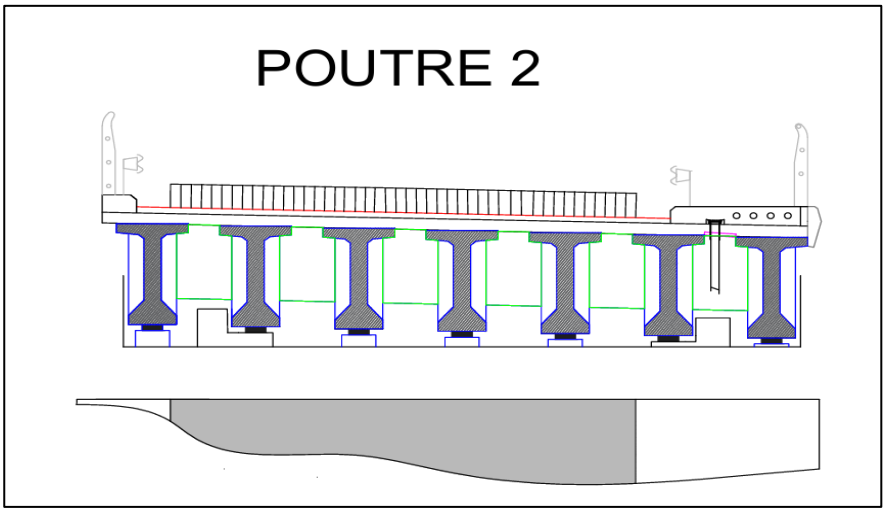


Figure 4 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

- **Valeur de $K_{\alpha\, moy}$ pour poutre 2**

Poutre 2		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha\, moy}$
A(L)	Une voie	4.66	3.65	1.28
	Deux voies	7.63	7.3	1.05

❖ **La troisième poutre :**

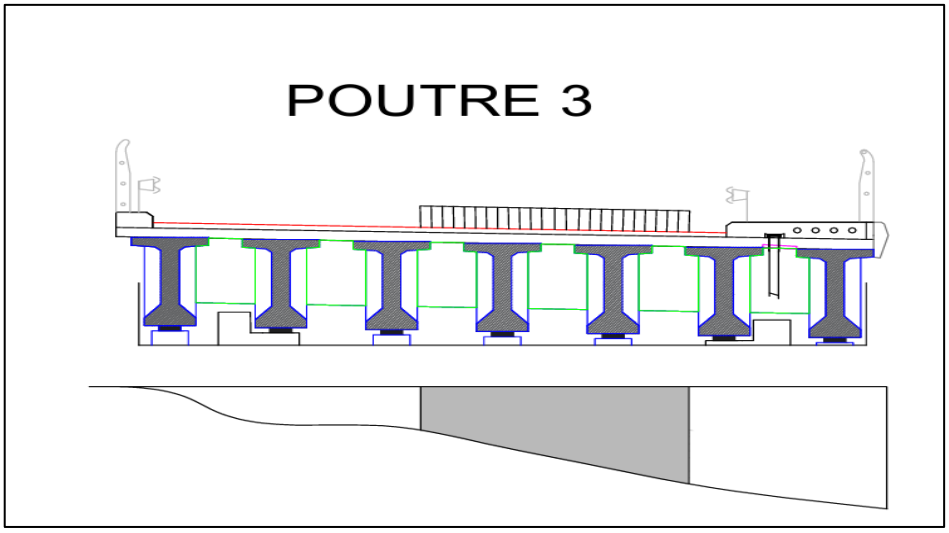


Figure 5 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

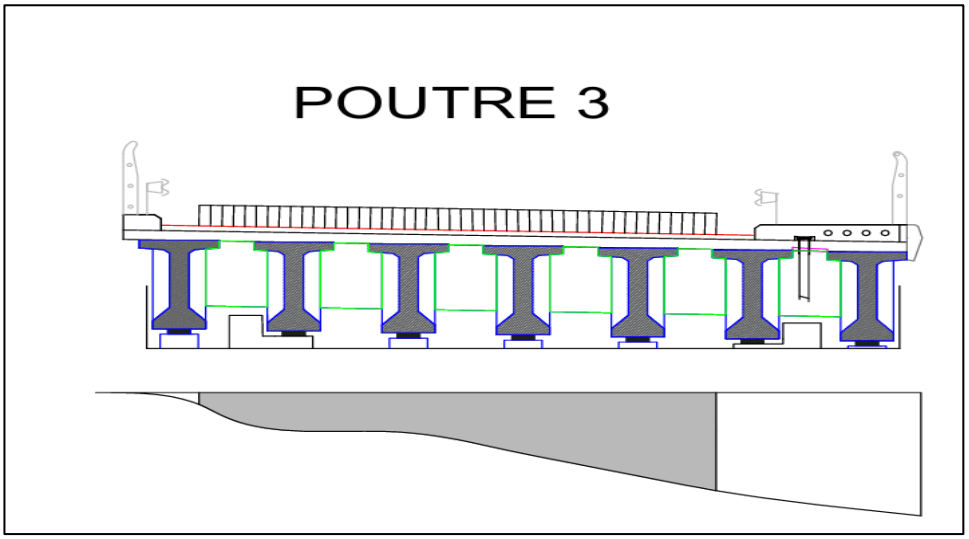


Figure 6 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

- **Valeur de $K_{\alpha\, moy}$ pour poutre 3**

Poutre 3		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha\, moy}$
A(L)	Une voie	4.97	3.65	1.36
	Deux voies	7.16	7.3	0.98

❖ **La quatrième poutre :**

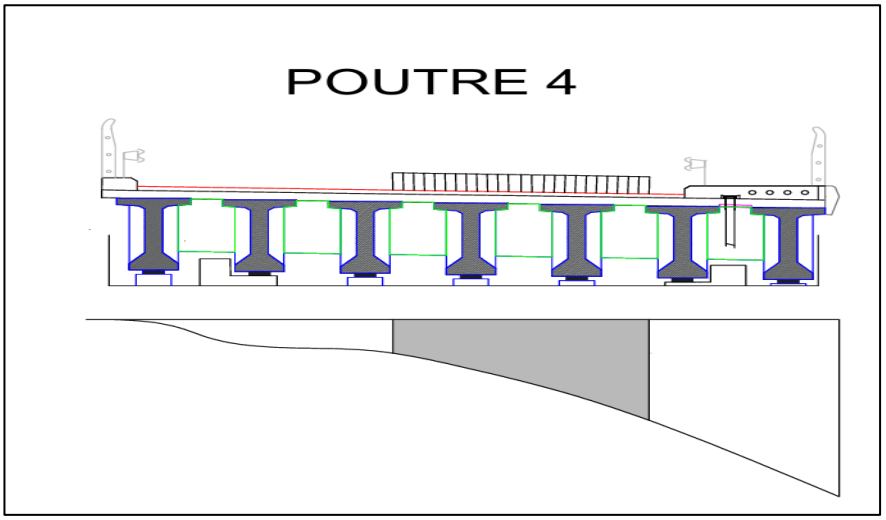


Figure 7 : Surface de la surcharge A(L) Pour une voie.

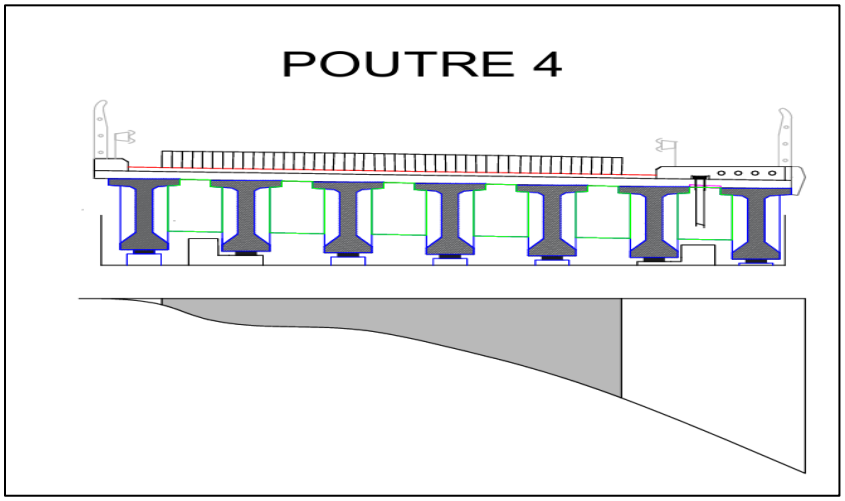


Figure 8 : Surface de la surcharge A(L) Pour deux voies

- **Valeur de $K_{\alpha\, moy}$ pour poutre 4**

Poutre 4		Surface (S)	Largeur de voie (L)	$K_{\alpha\, moy}$
A(L)	Une voie	5.47	3.65	1.50
	Deux voies	7.39	7.3	1.01

B.1.4 Surcharge BC

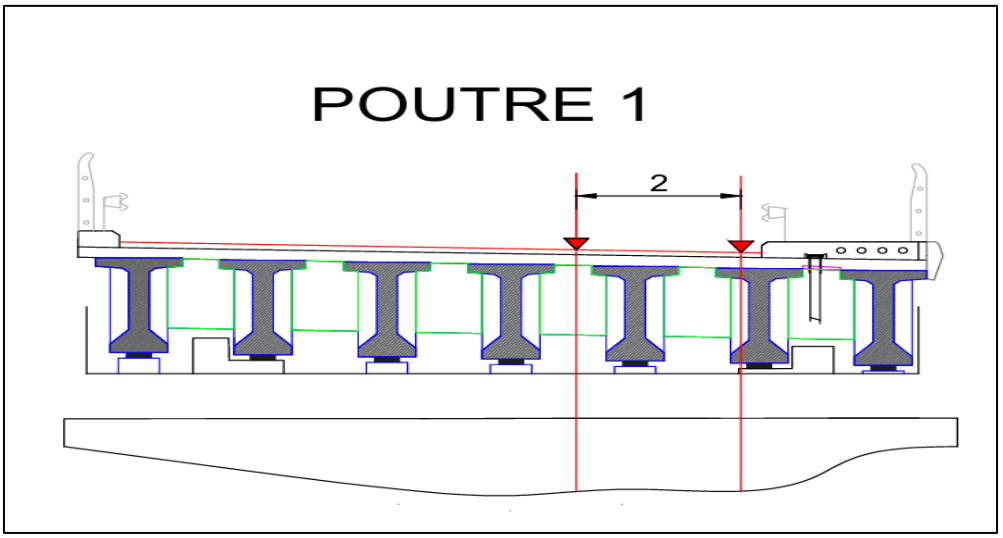


Figure 9 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour une voie.

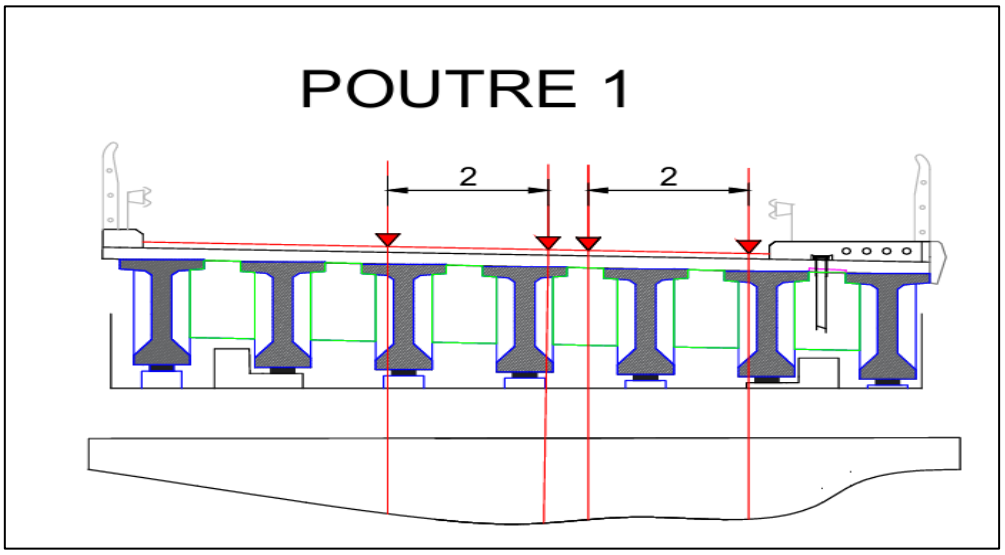


Figure 10 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bc pour deux voies.

On résume les valeurs de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre dans le tableau ci-dessous :

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 1	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 2	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 3	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 4
Une voie								
K1	1.31	1.42	1.92	2.55	1.315	1.385	1.655	2.02
K2	1.32	1.35	1.39	1.49				
Deux voies								
K1	1.31	1.42	1.92	2.55	1.33	1.24	1.33	1.51
K2	1.32	1.35	1.39	1.49				
K3	1.37	1.27	1.25	1.29				
K4	1.32	0.92	0.75	0.71				

B.1.5 Surcharge Bt

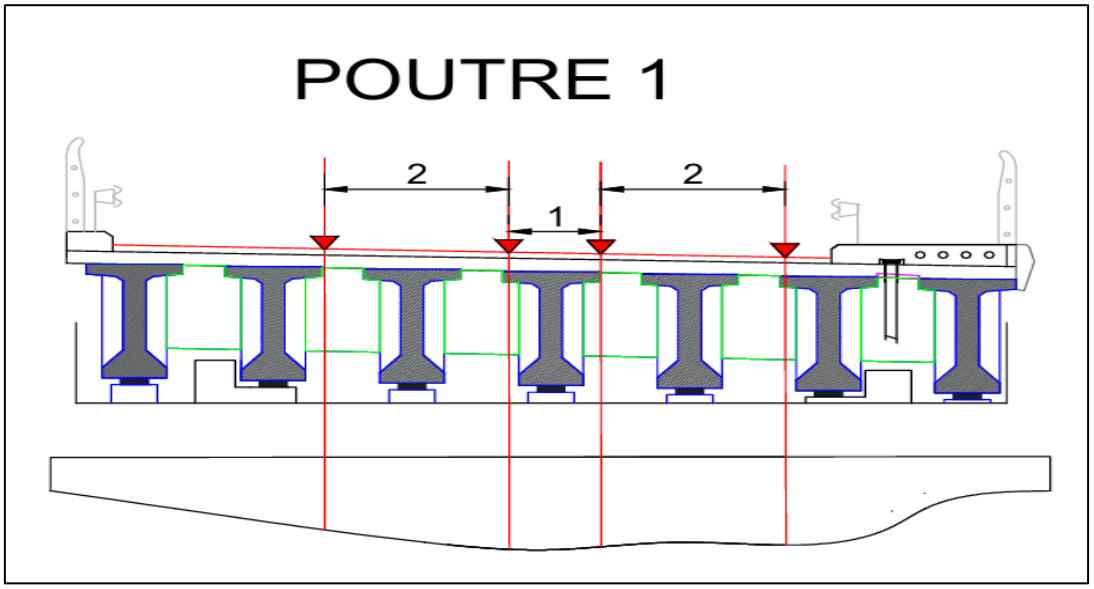


Figure 11 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Bt pour deux tendems.

On résume les valeurs de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre dans le tableau ci-dessous :

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 1	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 2	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 3	$K_{\alpha\ moy}$ Poutre 4
Un tendem								
K1	1.32	1.43	1.88	2.40	1.33	1.375	1.60	1.90
K2	1.34	1.32	1.32	1.40				
Deux tendems								
K1	1.32	1.43	1.88	2.40	1.28	1.195	1.24	1.37
K2	1.34	1.32	1.32	1.40				
K3	1.38	1.09	1.02	1.00				
K4	1.08	0.94	0.74	0.68				

B.1.6 Surcharge Mc120

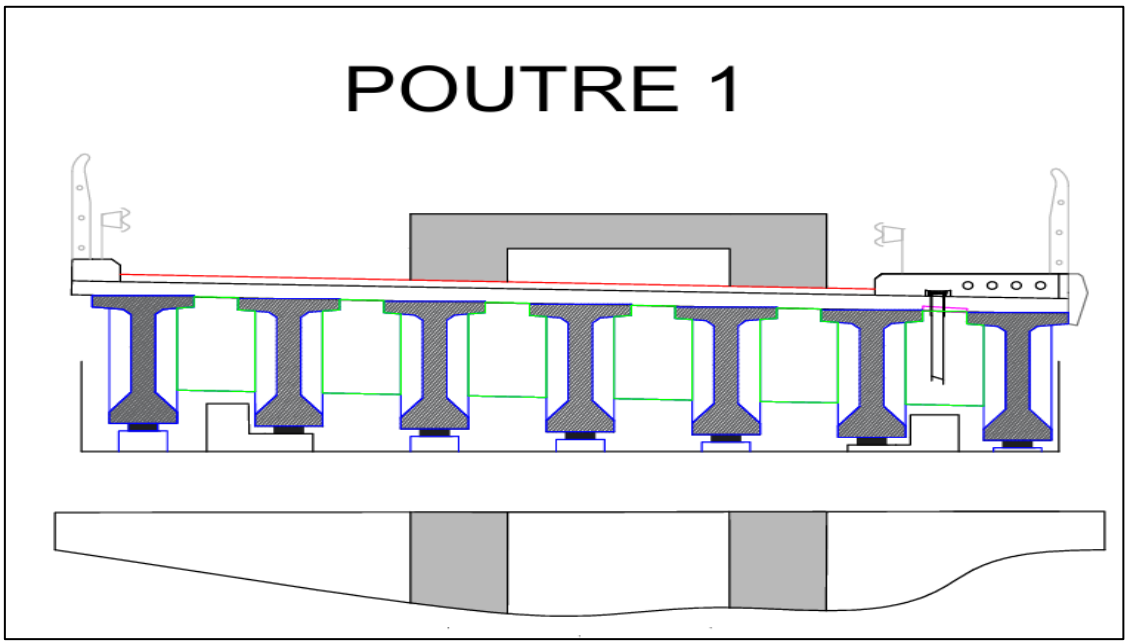


Figure 12 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge Mc120

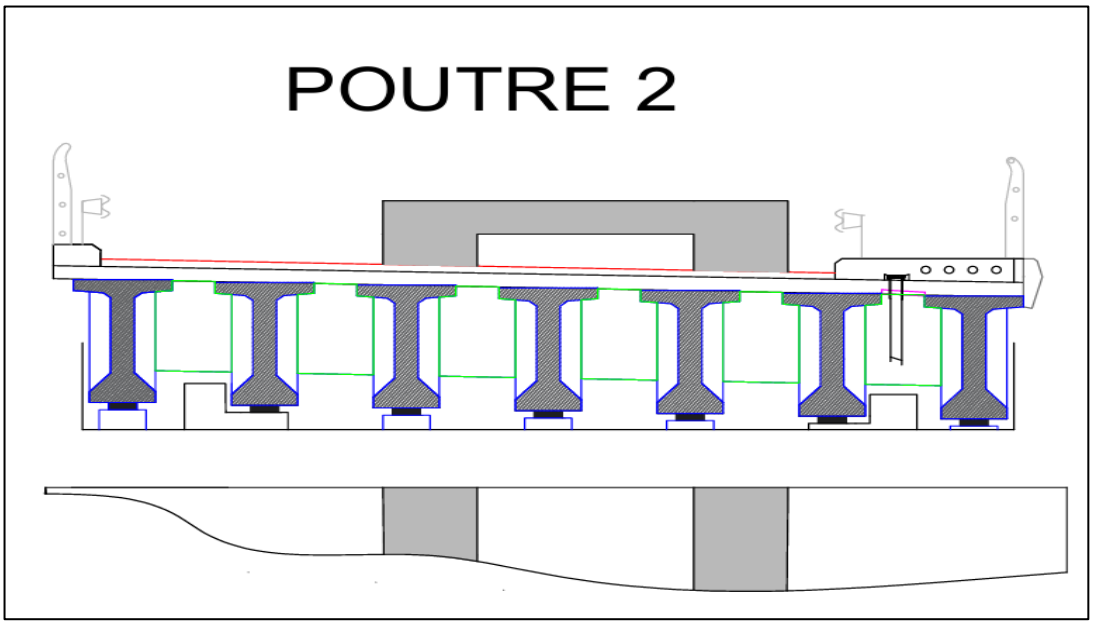


Figure 13 : Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge Mc120

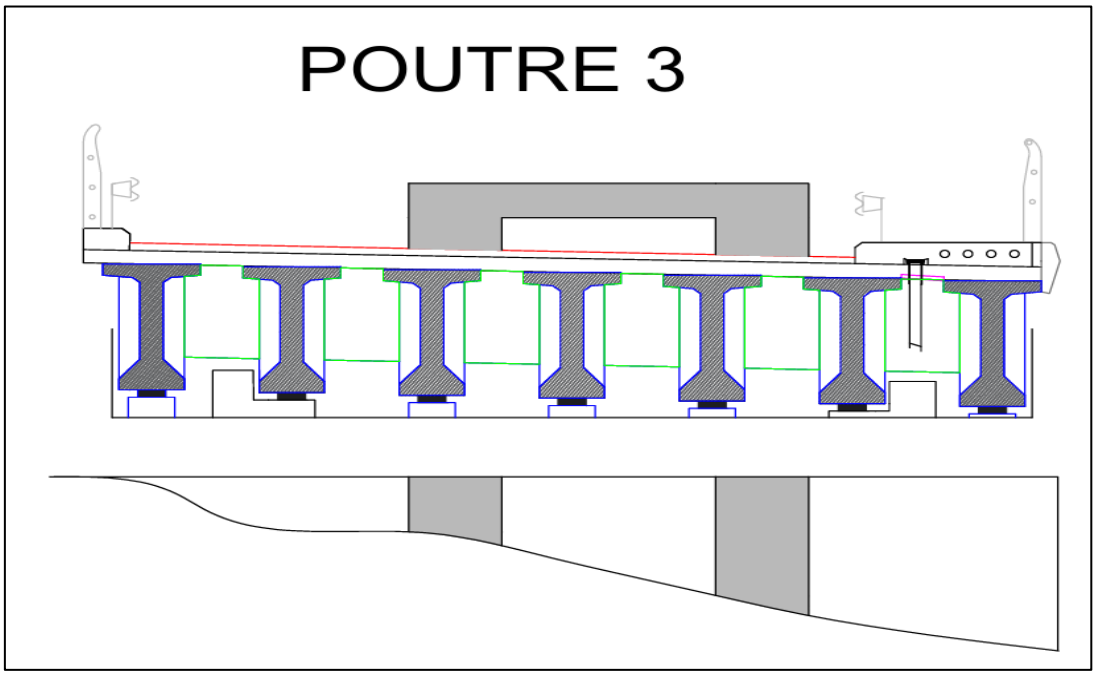


Figure 14 : Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge Mc120

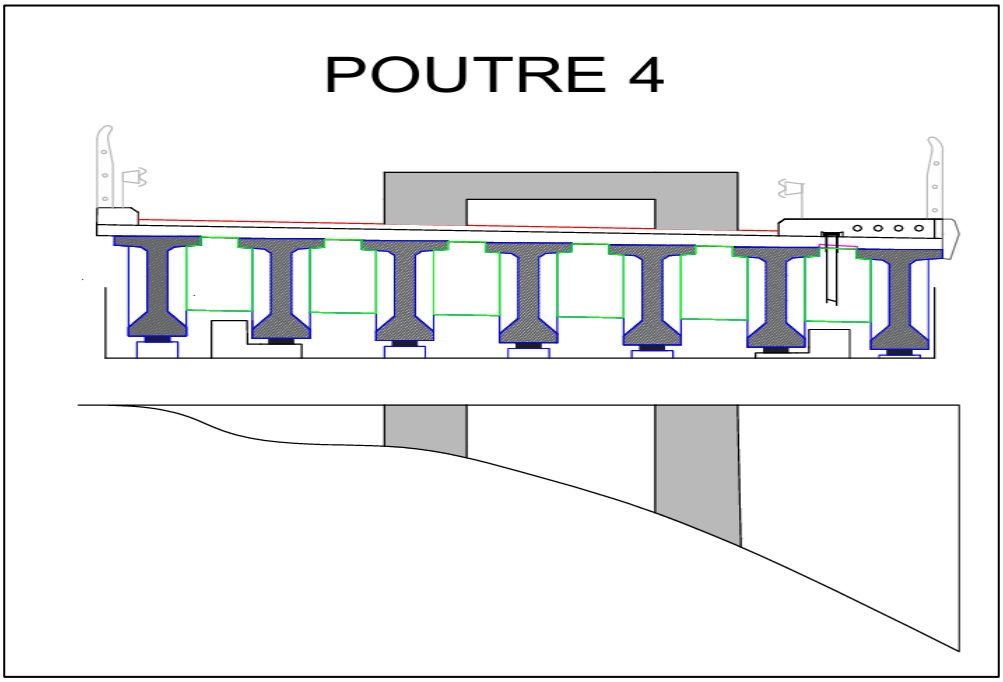


Figure 15 : Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge Mc120

- **Valeur de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre sous surcharge Mc120**

Poutres	Surface	Largeur	$K_{\alpha\ moy}$
Poutre1	2.59	2	1.30
Poutre2	2.37	2	1.19
Poutre3	2.56	2	1.28
Poutre4	2.94	2	1.47

B.1.7 Surcharge D240

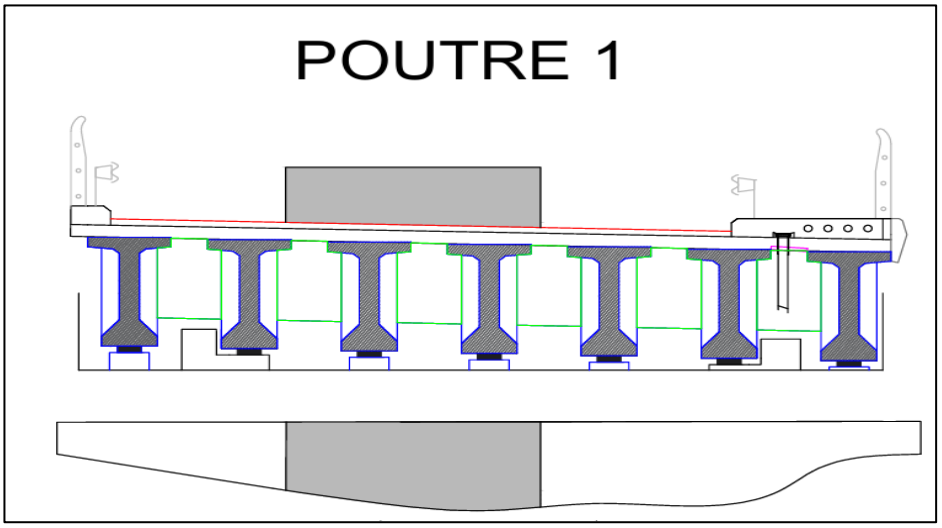


Figure 16 : Ligne d'influence pour la poutre 1 sous surcharge D240.

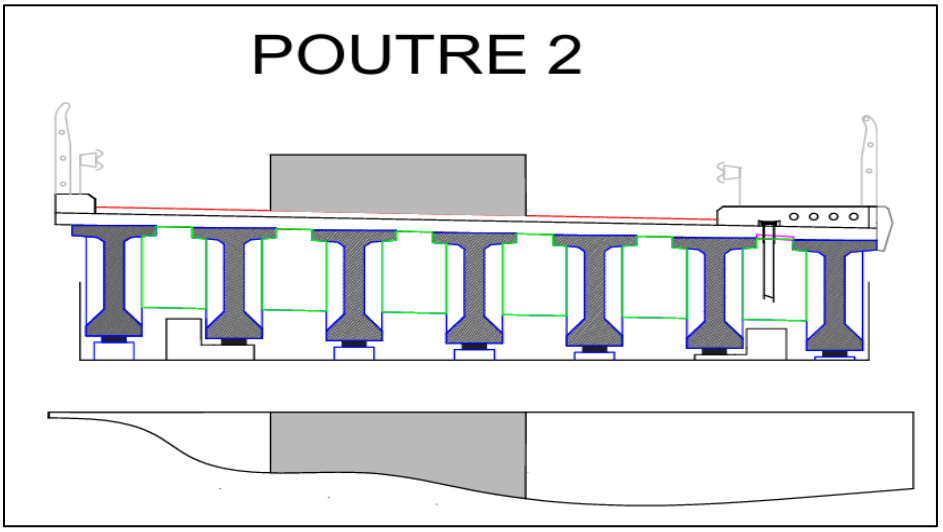


Figure 17 : Ligne d'influence pour la poutre 2 sous surcharge D240.

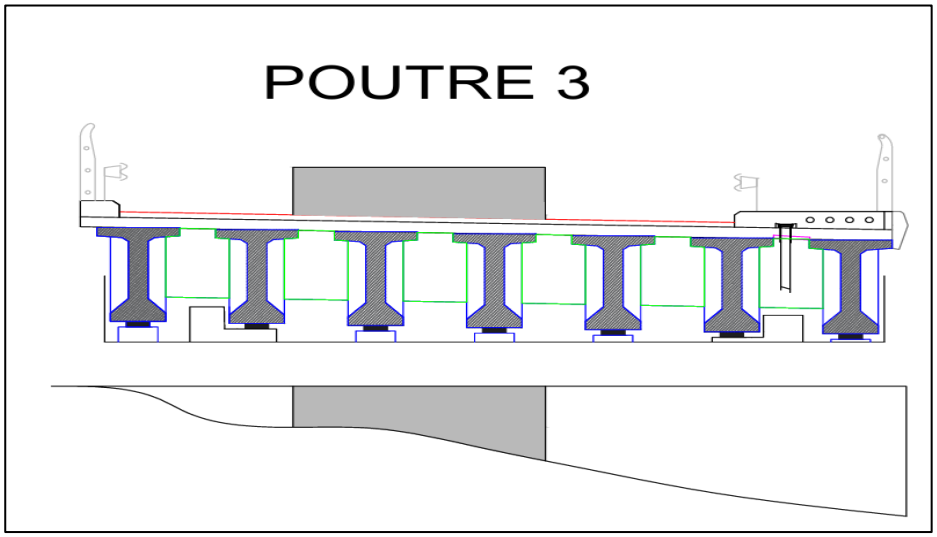


Figure 18: Ligne d'influence pour la poutre 3 sous surcharge D240.

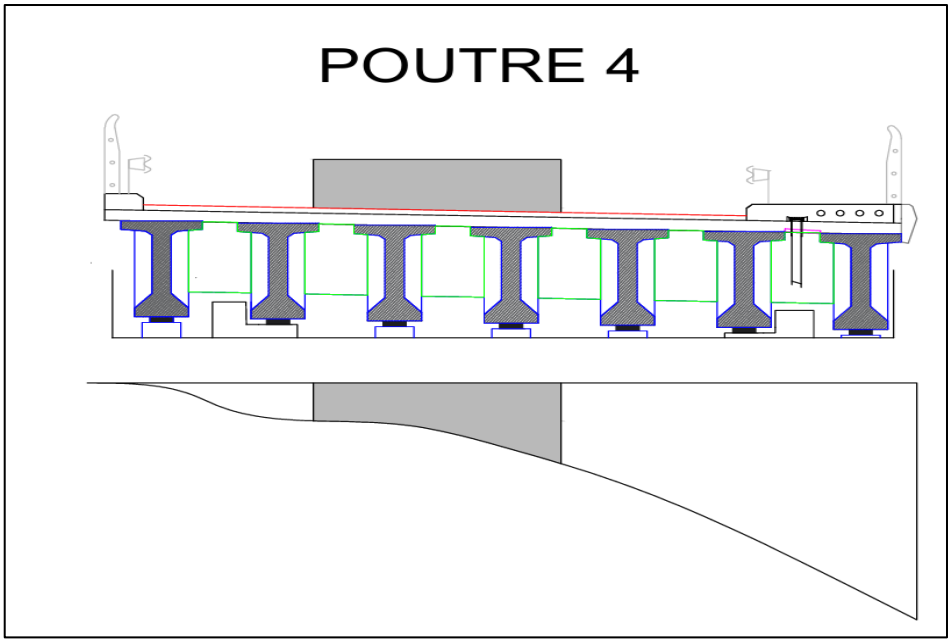


Figure 19 : Ligne d'influence pour la poutre 4 sous surcharge D240.

- **Valeur de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre sous surcharge D240**

Poutres	Surface	Largeur	$K_{\alpha\ moy}$
Poutre1	4.11	3.2	1.28
Poutre2	3.36	3.2	1.05
Poutre3	3.01	3.2	0.94
Poutre4	2.95	3.2	0.92

B.1.8 Surcharge sur trottoir ST

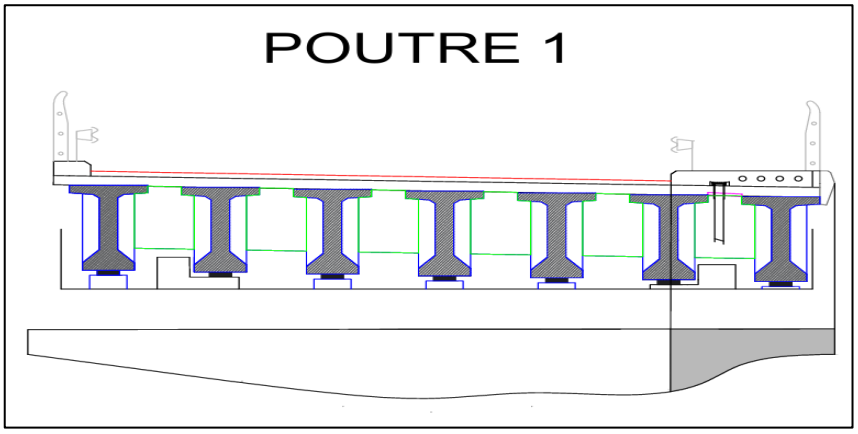


Figure 21 : Ligne d'influence pour la poutre1 sous surcharge ST

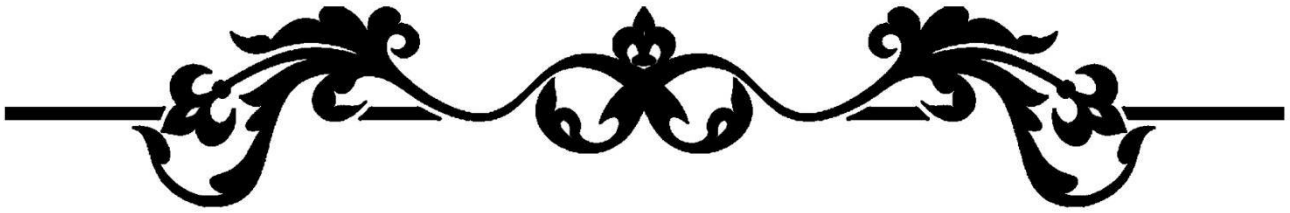
ANNEXE B : Répartition Transversale dues Aux Surcharges

- **Valeur de $K_{\alpha\ moy}$ pour chaque poutre sous surcharge ST**

Poutres	Surface	Largeur	$K_{\alpha\ moy}$
Poutre1	1.69	2	0.85
Poutre2	2.83	2	1.42
Poutre3	4.80	2	2.40
Poutre4	7.59	2	3.80

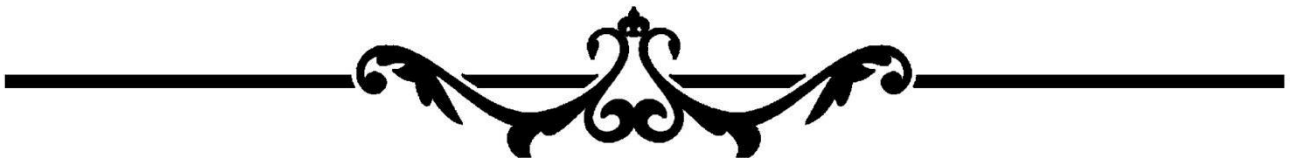
- **Valeur des moments fléchissant réelles**

Désignation			M_0	Poutre1		Poutre2		Poutre3		Poutre4	
				$K_{\alpha\ moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha\ moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha\ moy}$	$M_{réel}$	$K_{\alpha\ moy}$	$M_{réel}$
Surcharge A(L)	**1v**		690.35	1.33	918.17	1.28	883.65	1.36	938.88	1.50	1 035.53
	2v		1 380.50	1.15	1 587.58	1.05	1 449.53	0.98	1 352.89	1.01	1 394.31
Surcharge B	**BC**	**1v**	625.48	1.315	822.51	1.385	866.29	1.655	1 035.17	2.02	1 263.47
		2v	1 158.57	1.33	1 540.90	1.24	1 436.63	1.33	1 540.90	1.51	1 749.44
	Bt	**1t**	459.44	1.33	611.06	1.375	631.73	1.60	735.10	1.90	872.94
		2t	924.96	1.28	1 183.95	1.195	1 105.33	1.24	1 146.95	1.37	1 267.20
Convoi	**Mc120**		1 260.15	1.30	1 638.20	1.19	1 499.58	1.28	1 612.99	1.47	1 852.42
	D240		2 031.63	1.28	2 600.49	1.05	2 133.21	0.94	1 909.73	0.92	1 869.10
ST	58.34			0.85	49.59	1.42	82.84	2.40	140.02	3.80	221.69

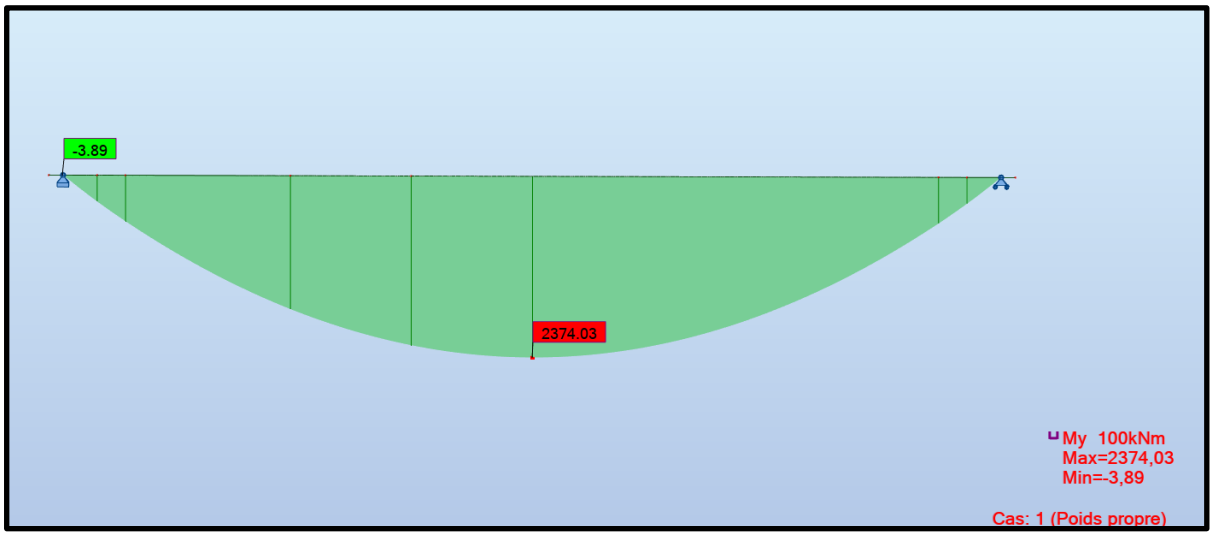


ANNEXE C

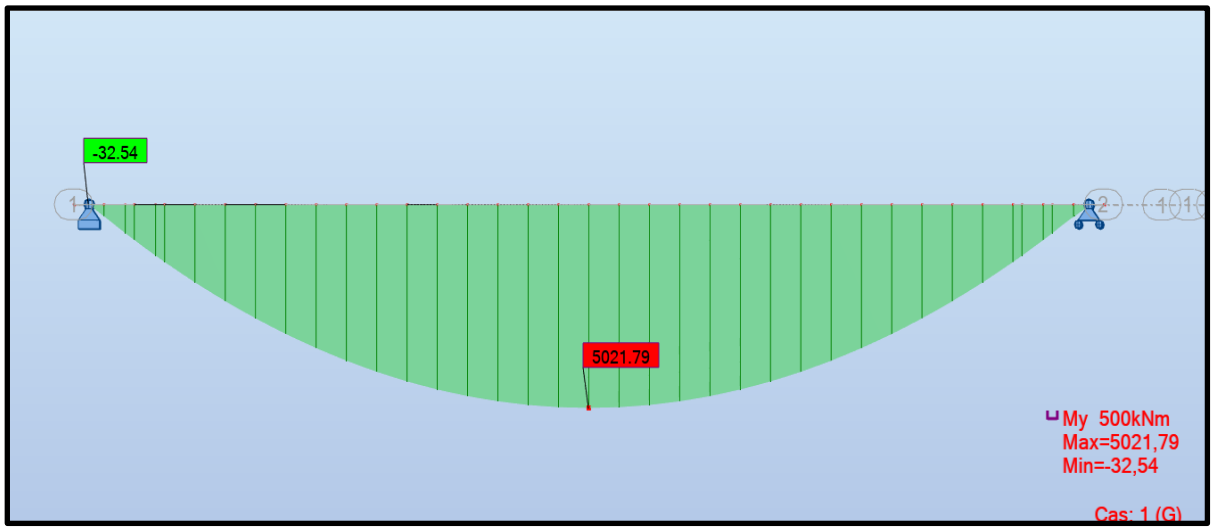
Résultats de Calcul Automatique



C.1 LES MOMENTS FLECHISSANTS

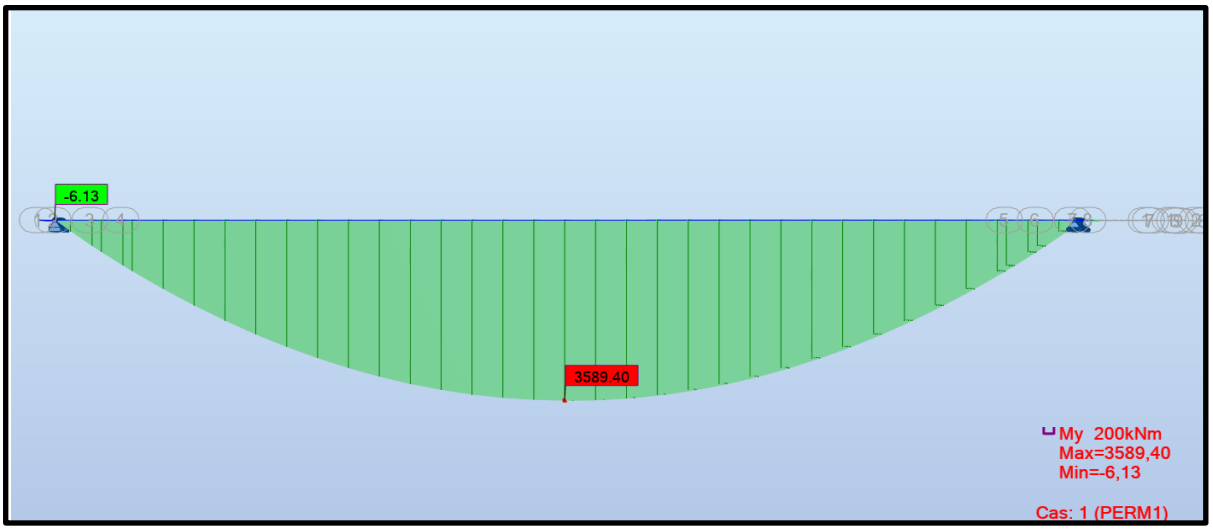


Moment fléchissant sous poids propre d'une seule poutre

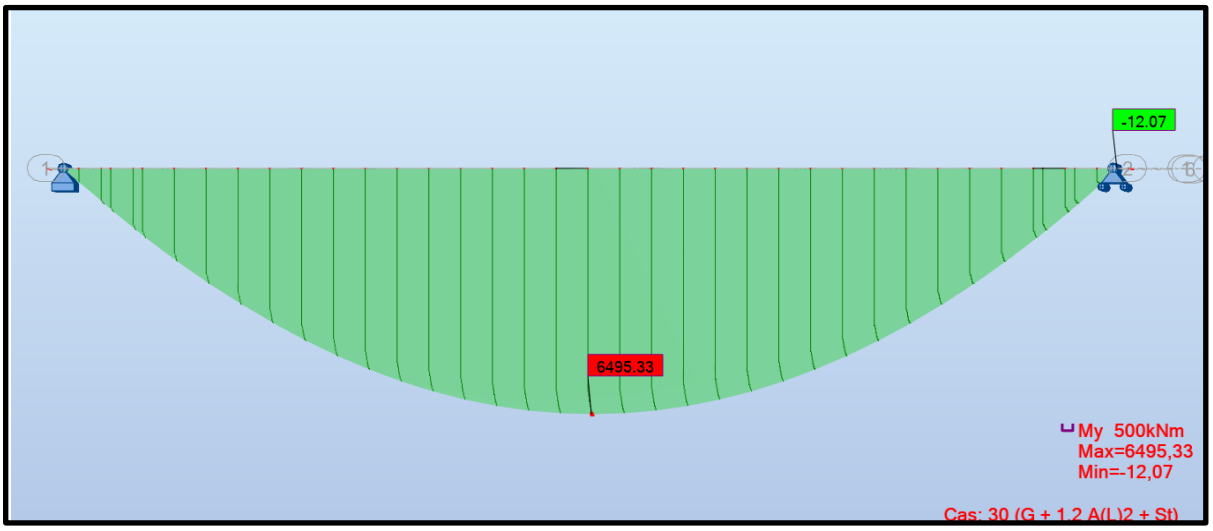


Moment fléchissant sous CP+CCP (G)

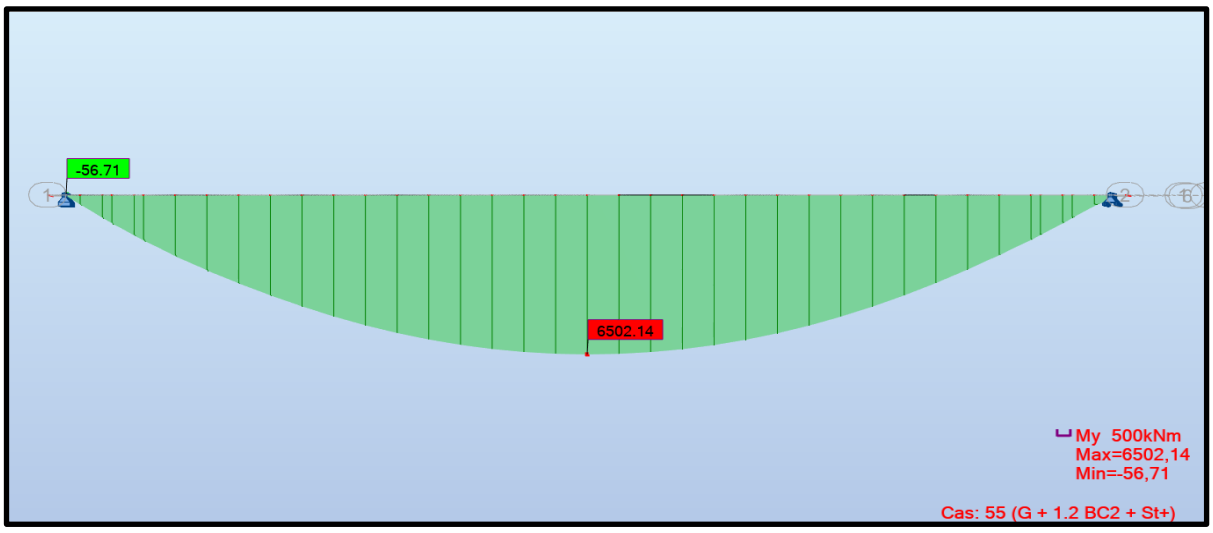
`



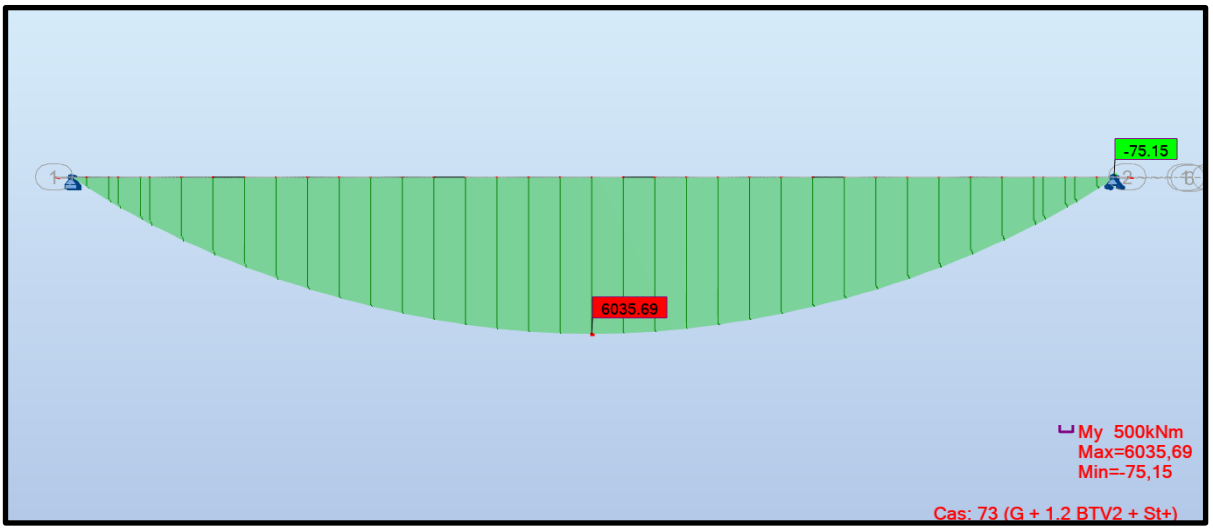
Moment fléchissant d'une poutre + dalle



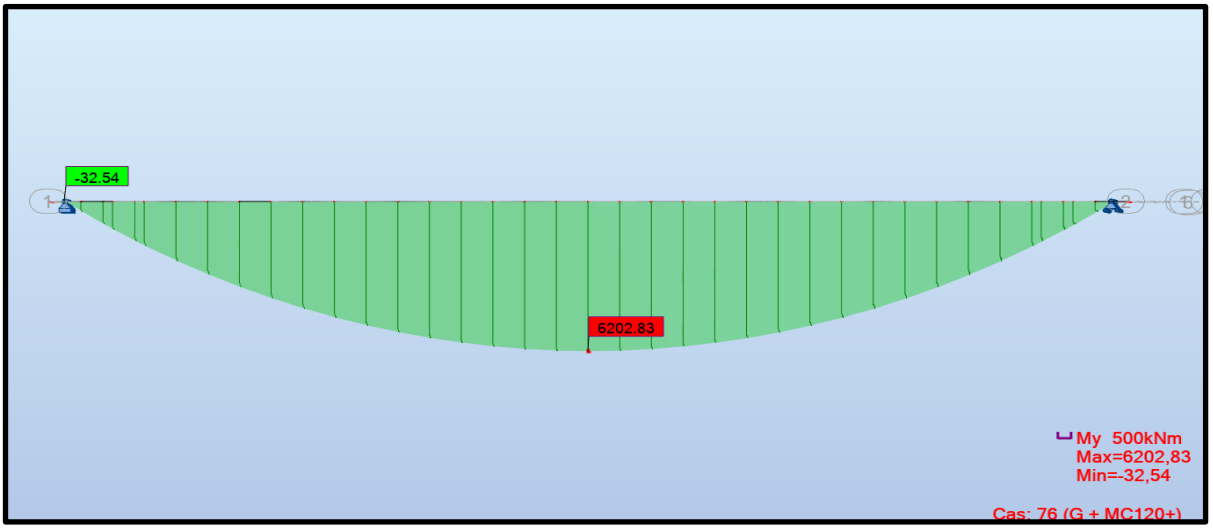
ELS : G + 1.2 AL + ST



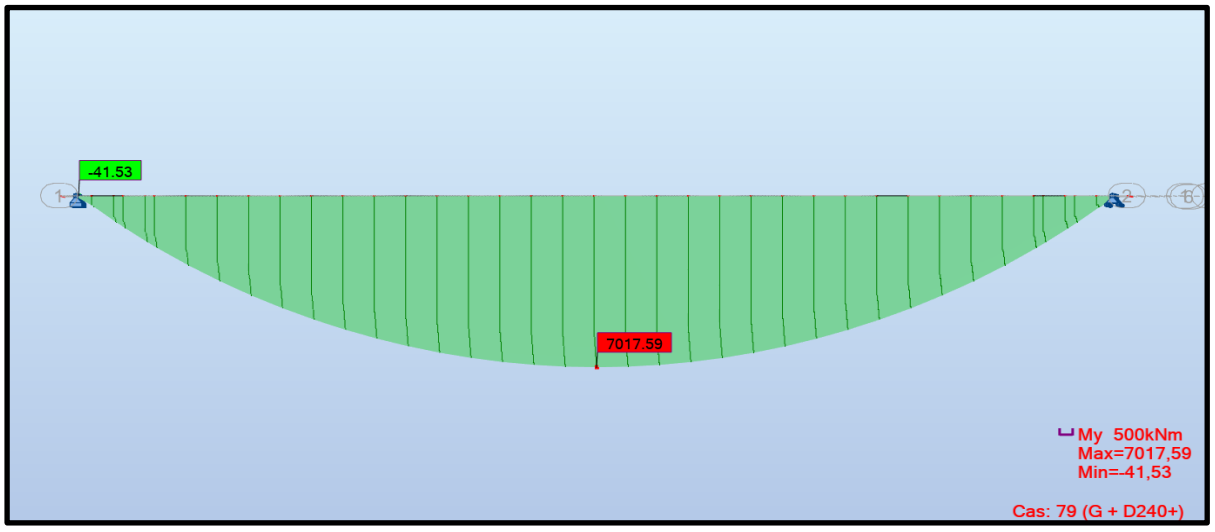
ELS : G + 1.2 BC + ST



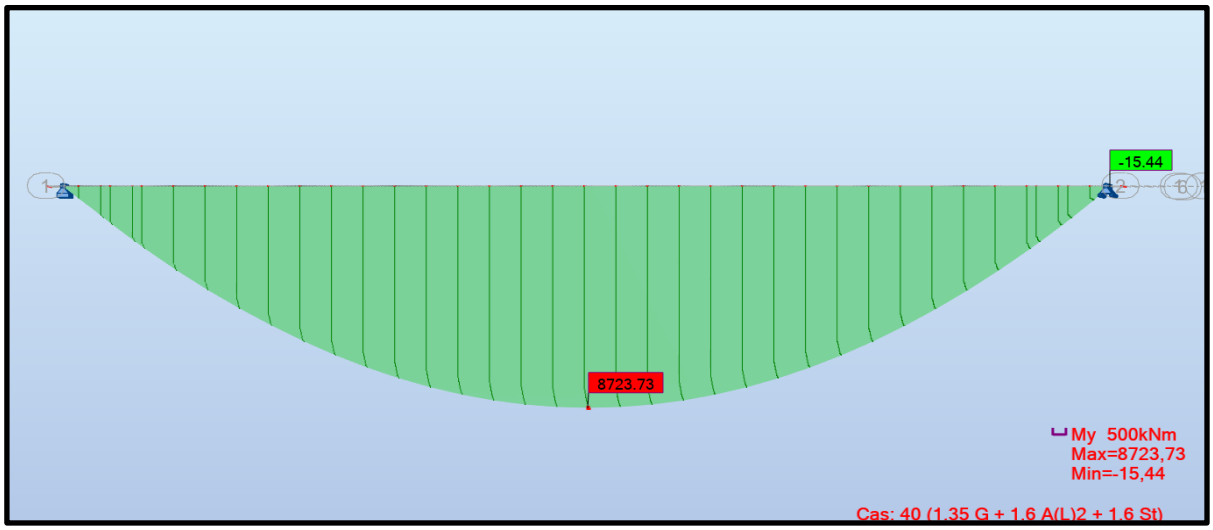
ELS : G + 1.2 BT + ST



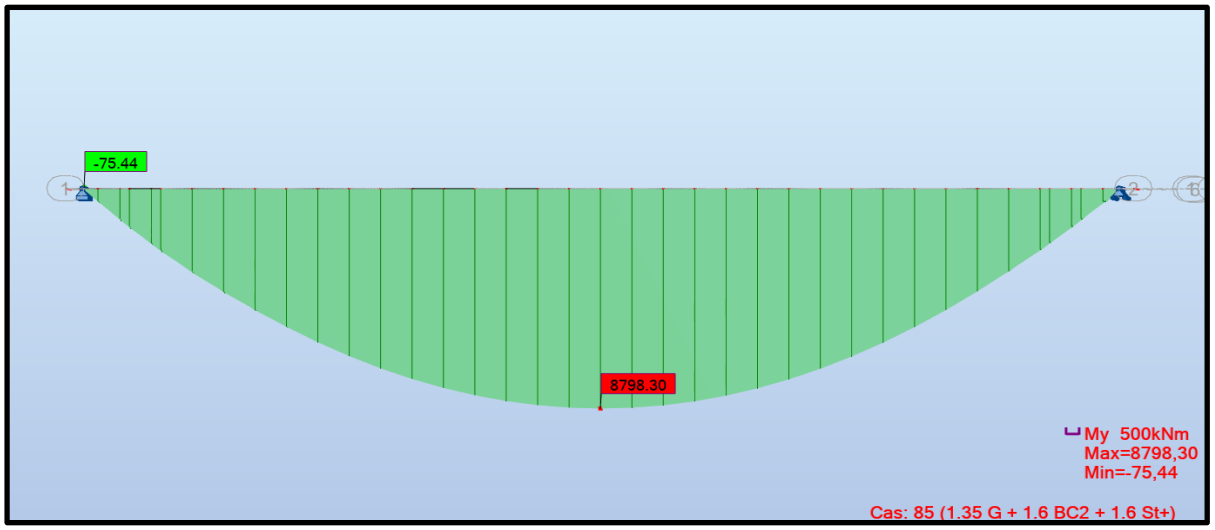
ELS : G + MC120



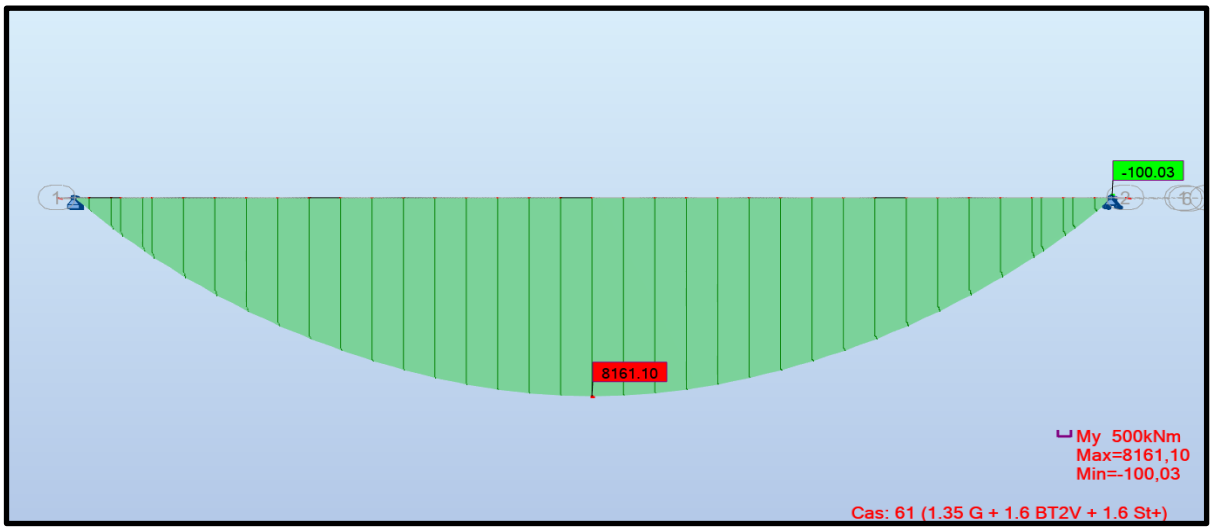
ELS : G + D240



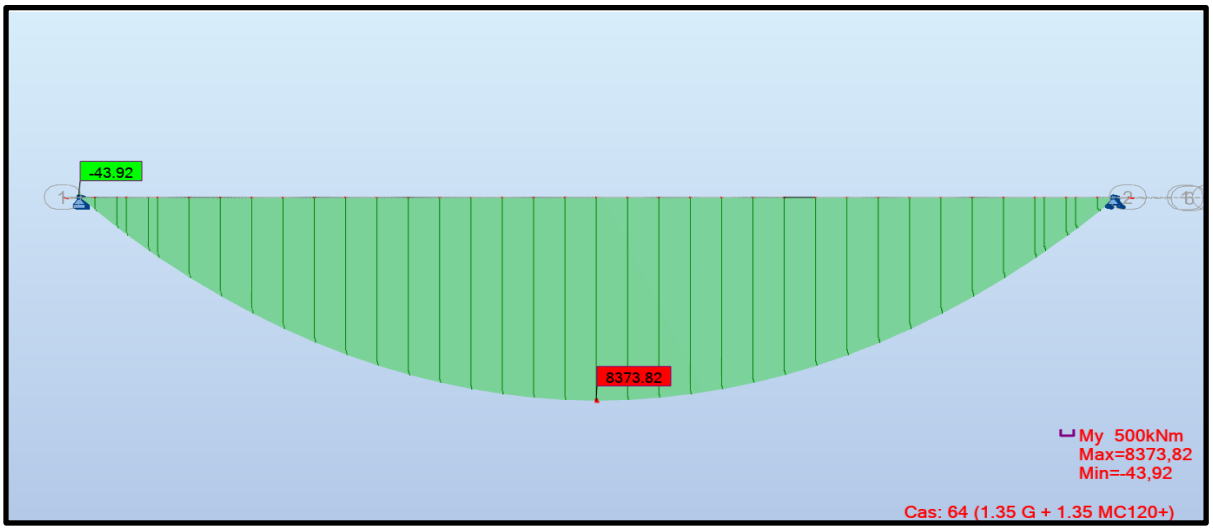
ELU : 1.35 G + 1.6 (AL + ST)



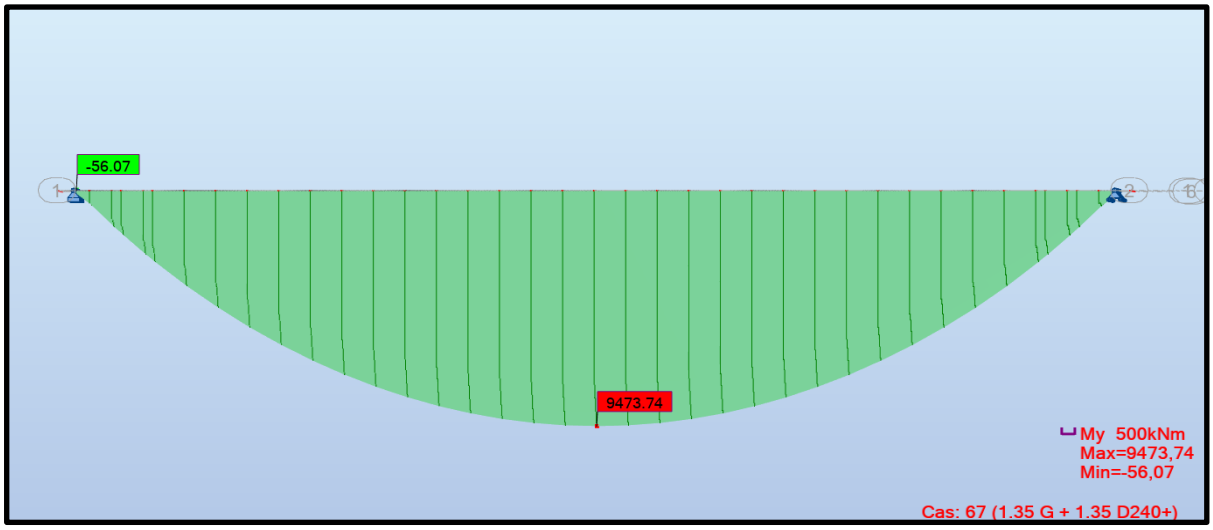
ELU : 1.35 G + 1.6 (BC + ST)



ELU : 1.35 G + 1.6 (BT+ ST)

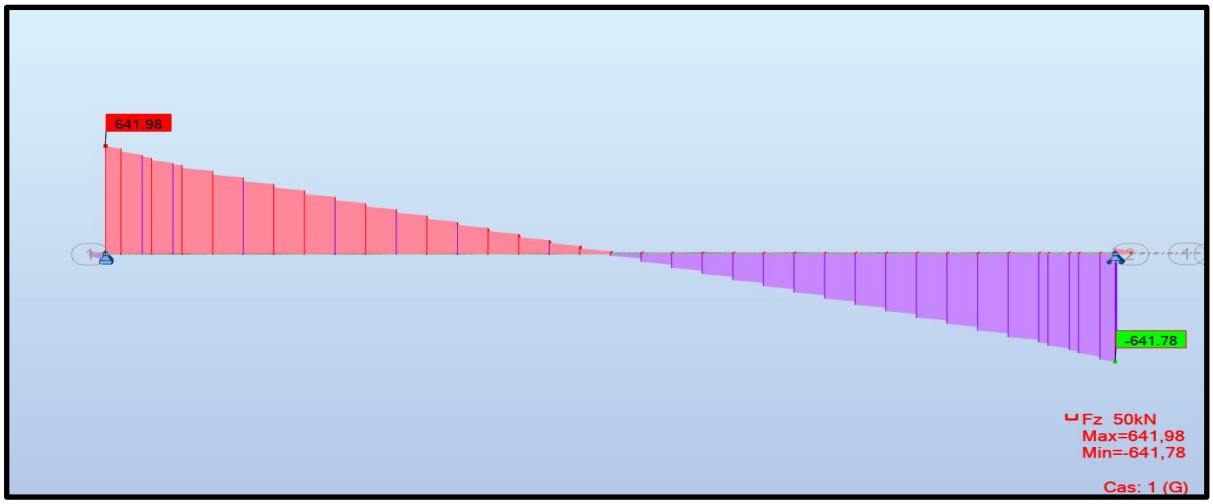


ELU : 1.35 G + 1.35 MC120

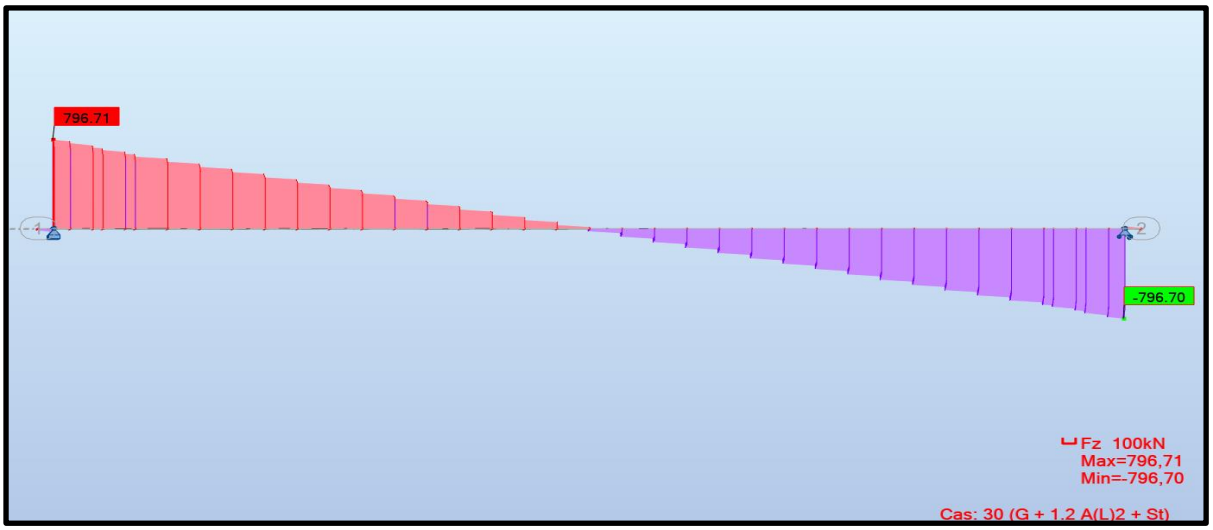


ELU : 1.35 G + 1.35 D240

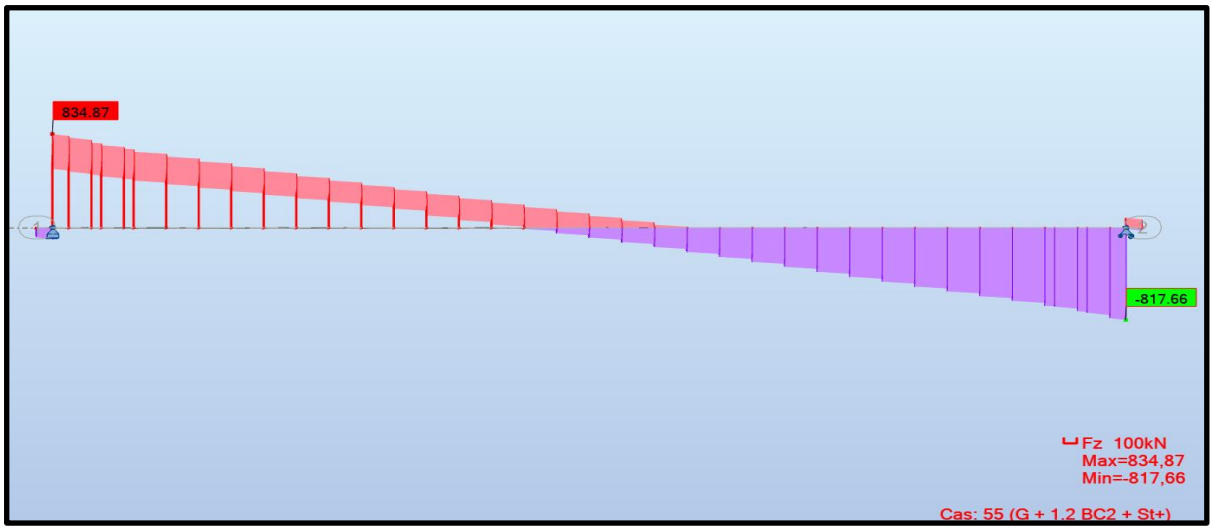
C.2 LES EFFORTS TRANCHANTS :



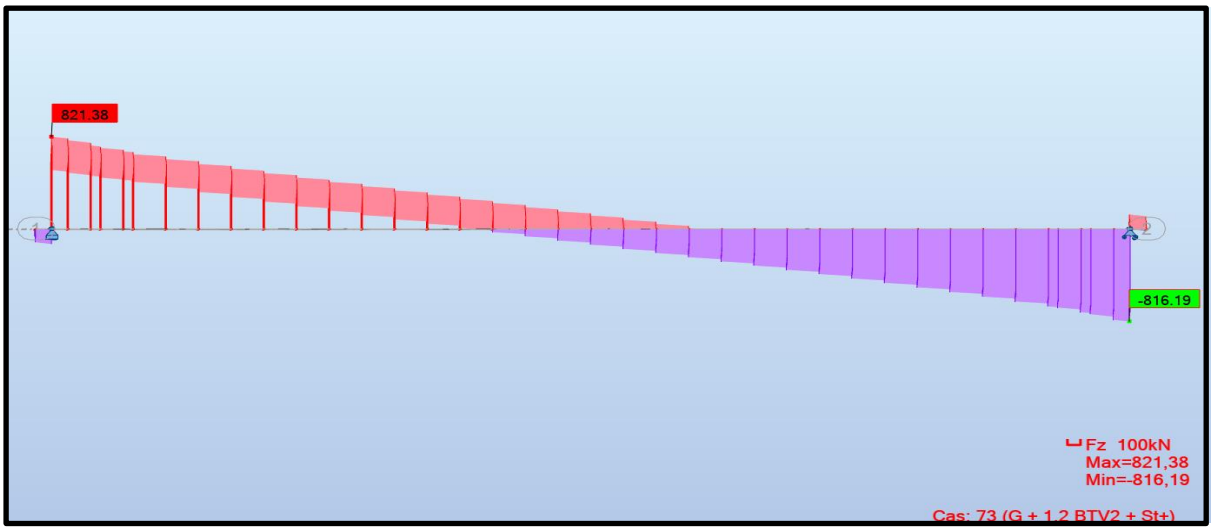
Effort tranchant sous CP + CCP (G)



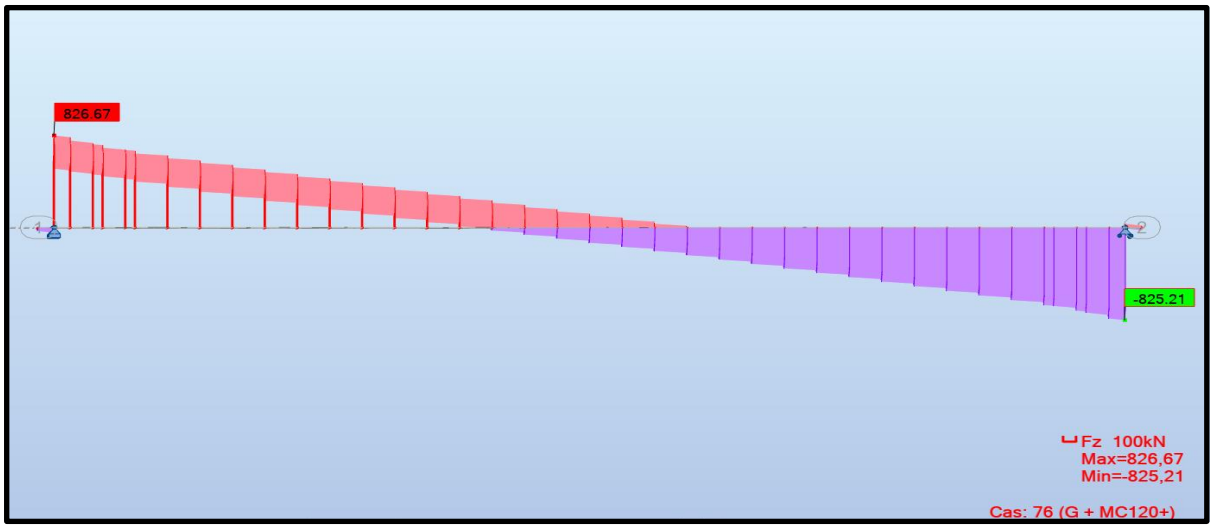
ELS : G + 1.2 AL + ST



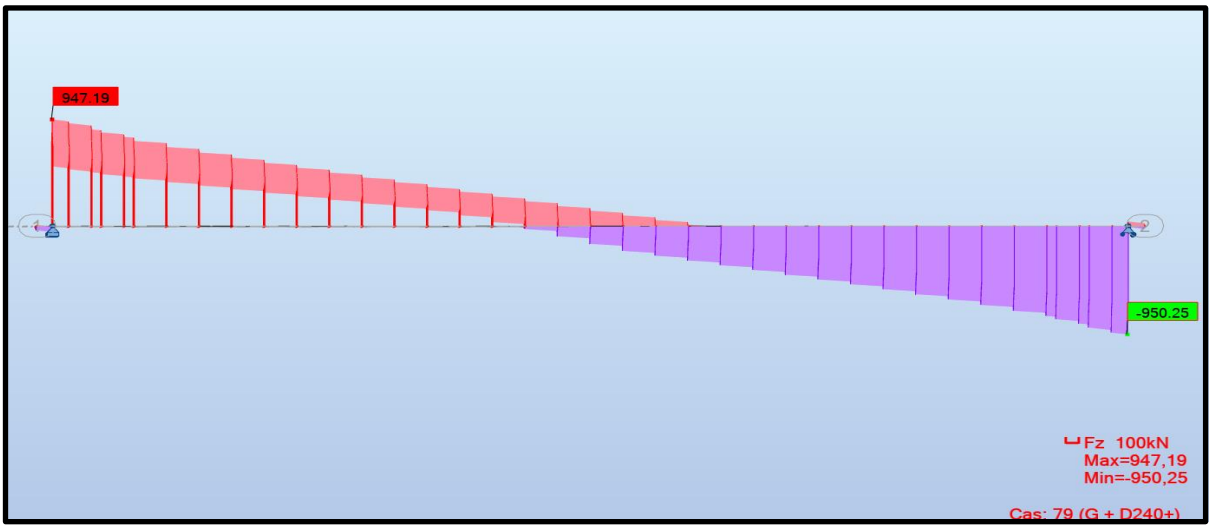
ELS : G + 1.2 BC + ST



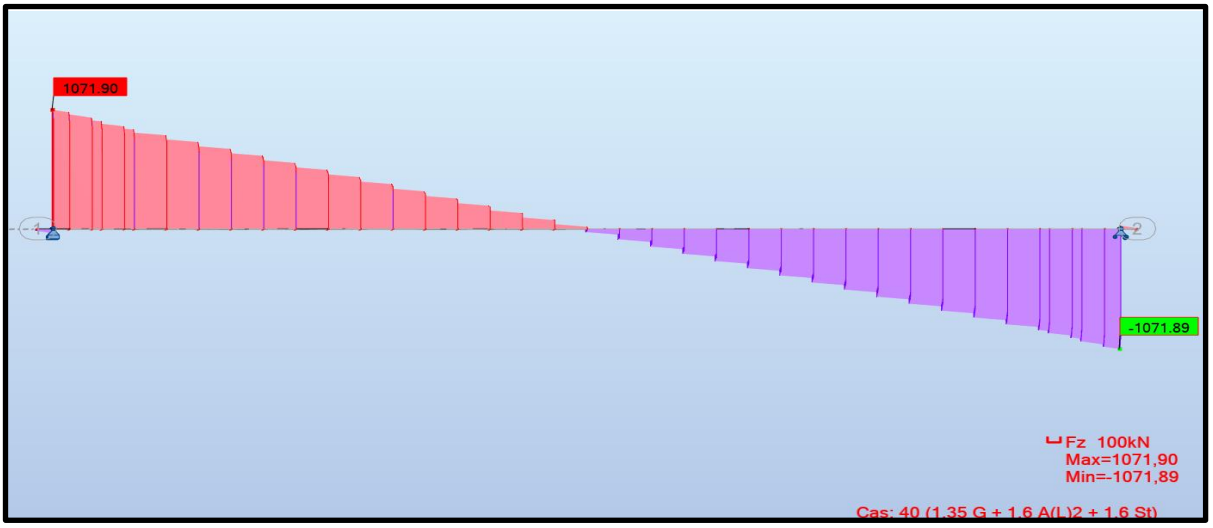
ELS : G + 1.2 BT + ST



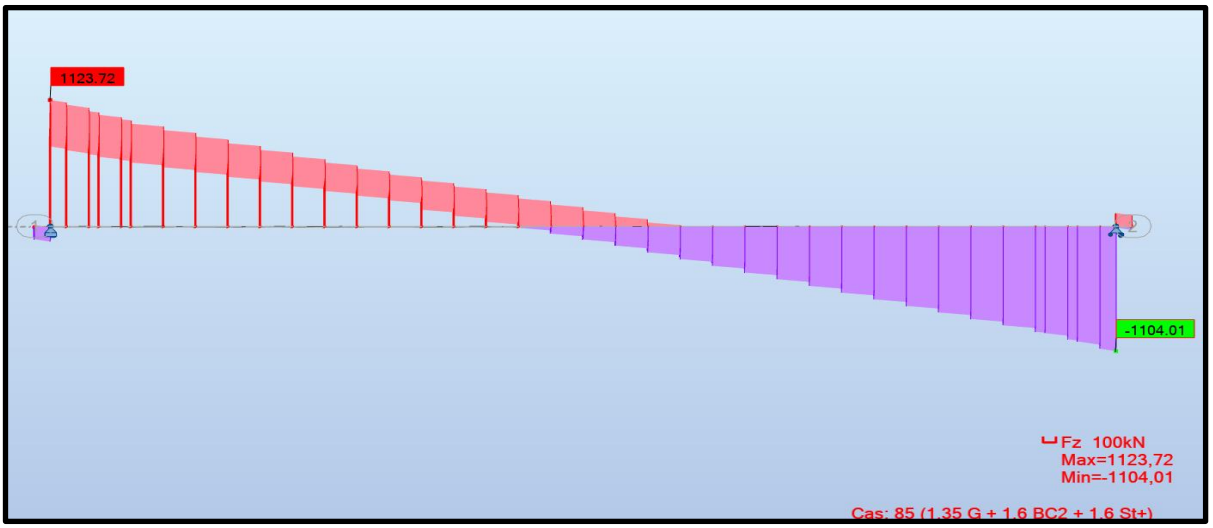
ELS : G + MC120



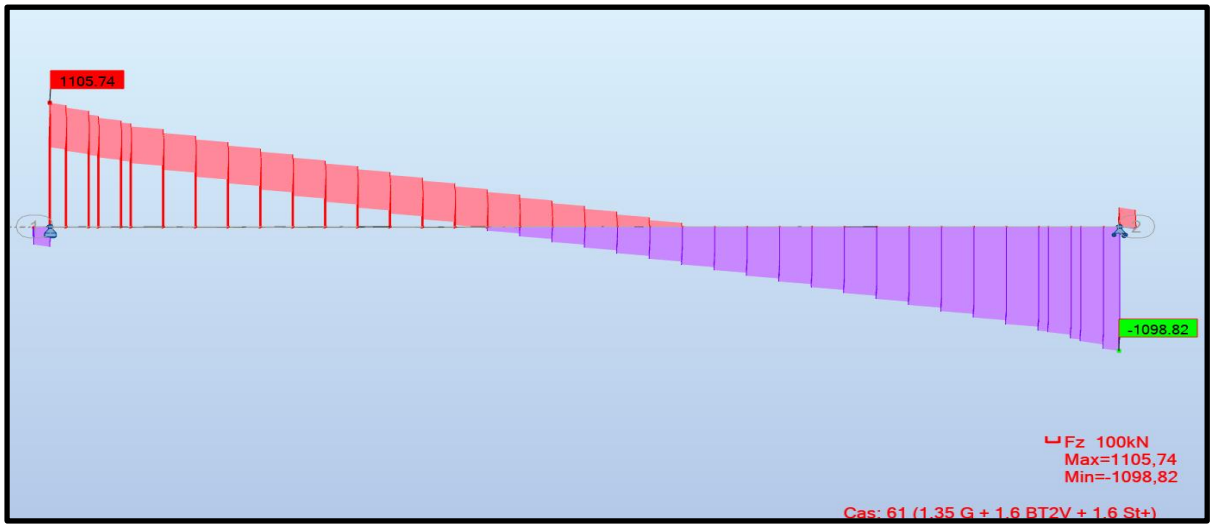
ELS : G + D240



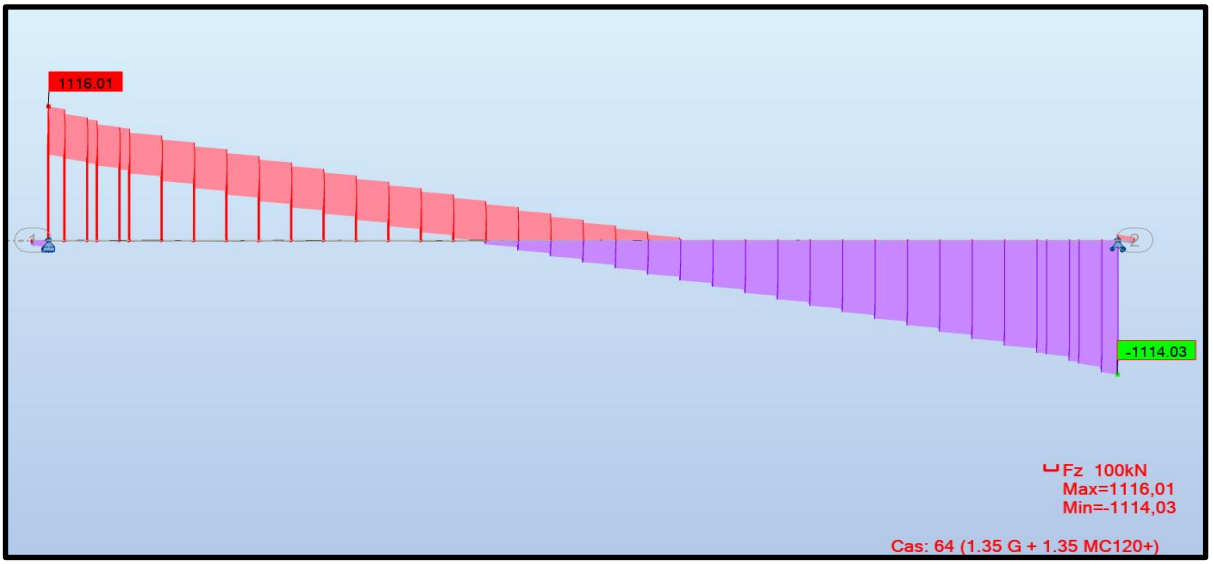
ELU : 1.35 G + 1.6 (AL + ST)



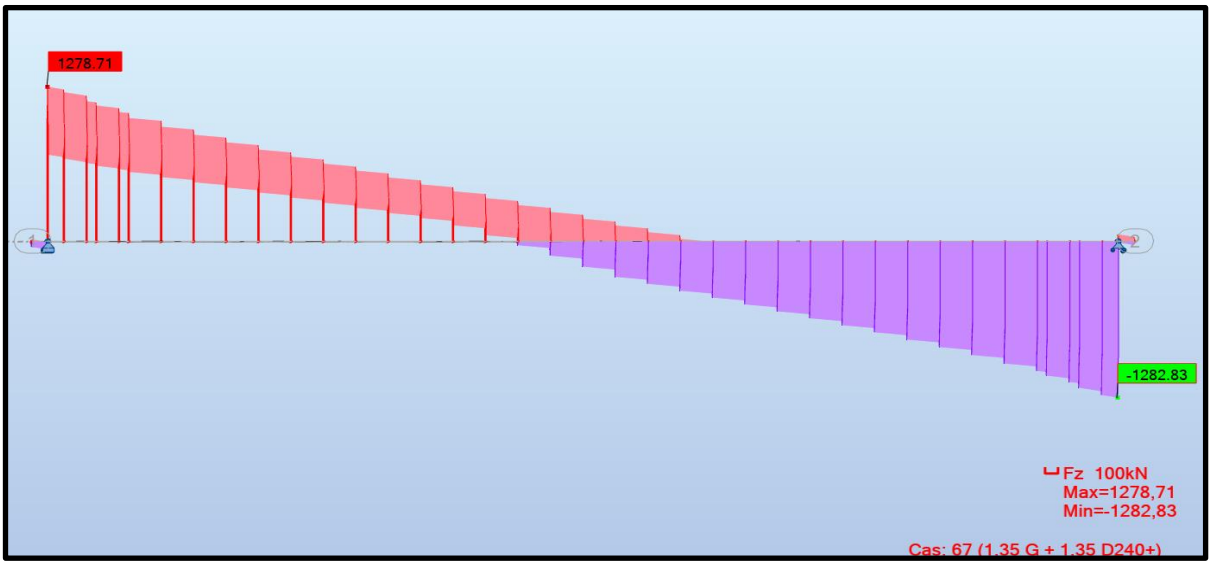
ELU : 1.35 G + 1.6 (BC + ST)



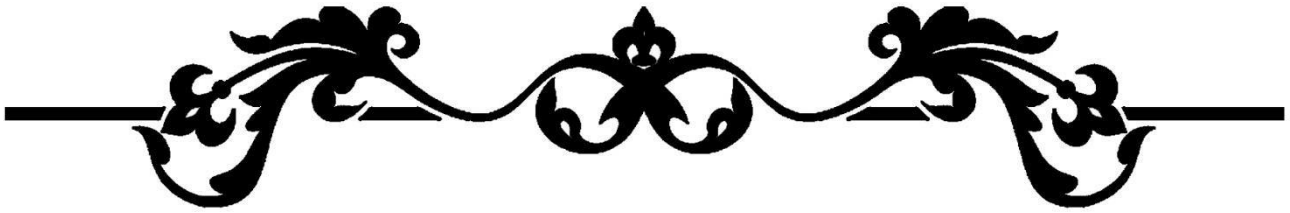
ELS : G + 1.2 (BT+ ST)



ELU : 1.35 G + 1.35 MC120

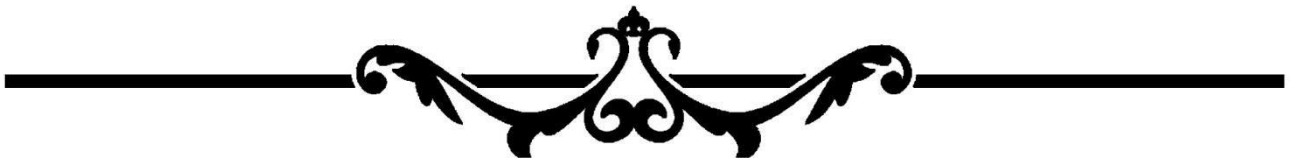


ELU : 1.35 G + 1.35 D240



ANNEXE D

FERRAILLAGE



Ferraillage de l'entretoise
La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

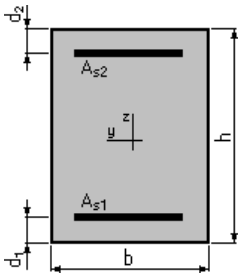
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 30.0 (cm)
h = 125.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	299.05	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	221.52	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 9.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 4.2 (cm2)
Théorique ρ = 0.24 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 299.05 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 0.00 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 0.00 (cm)
Bras de levier : Z = 120.0 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0.00 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 0.00 (‰)

Cas ELS M_{max} = 221.52 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 0.00
Position de l'axe neutre : y = 1.1 (cm)
Bras de levier : Z = 119.6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 115.0 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21.0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\,lim}$ = 228.6 (MPa)

Ferraillage de l'entretoise
La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

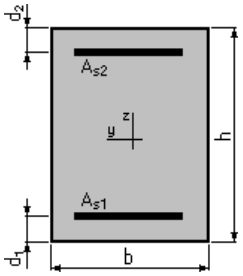
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 30.0 (cm)
h = 125.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	96.39	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	72.88	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 5.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.9 (cm2)
Théorique ρ = 0.11 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 96.39 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	0.01	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 0.0	(cm)
Bras de levier :	Z = 120.0	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 0.00	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 0.00	(‰)

Cas ELS M_{max} **= 72.88 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 0.00
Position de l'axe neutre : y = 1.1 (cm)
Bras de levier : Z = 119.6 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 0.9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ Lim}$ = 228.6 (MPa)

Ferraillage de l'entretoise

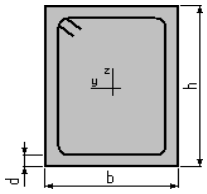
Amateures transversale (Calcul de Section à l'effort tranchant)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 30.0 (cm)
h = 125.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	398.73	0.00
2.	ELA	0.00	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.1 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{Ulm} = 3.5$ (MPa)

5. Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant :
Section $A_t = 3.1$ (cm2)
Cadres : 2 ∅ 14
Espacement : $S_t = 10.2$ (cm)

Ferraillage de l'hourdis

La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

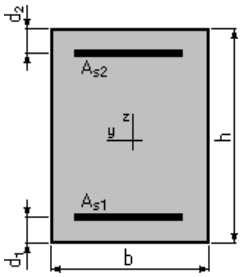
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	33.83	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	25.37	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 9.4$ (cm2) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm2)
Section minimum $A_{s\,min} = 3.1$ (cm2)
Théorique $\rho = 0.30$ (%)
Minimum $\rho_{min} = 0.16$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 33.83$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité : 0.01 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 0.0 (cm)
Bras de levier : Z = 20.0 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0.00 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 0.00 (‰)

Cas ELS **M_{max} = 25.37 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 0.01
Position de l'axe neutre : y = 0.2 (cm)
Bras de levier : Z = 19.9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2.4 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,Lim}$ = 228.6 (MPa)

Ferraillage de l'hourdis

La nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

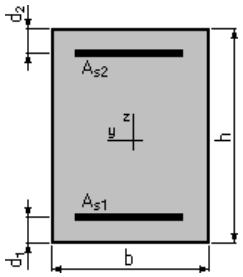
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	43.08	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	25.37	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique As1 = 8.75 (cm2) Section théorique As2 = 0.0 (cm2)
Section minimum As min = 3.1 (cm2)
Théorique ρ = 0.30 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.16 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU	**M_{max} = 43.08**	**(kN*m)**	**M_{min} = 0.00**	**(kN*m)**
Coefficient de sécurité :	0.01		Pivot : A	
Position de l'axe neutre :	y = 0.0	(cm)		
Bras de levier :	Z = 20.0	(cm)		
Déformation du béton :	ε_b = 0.0	(‰)		
Déformation de l'acier :	ε_s = 0.0	(‰)		
Cas ELS	**M_{max} = 25.37**	**(kN*m)**	**M_{min} = 0.00**	**(kN*m)**
Coefficient de sécurité :	0.01			
Position de l'axe neutre :	y = 0.2	(cm)		
Bras de levier :	Z = 19.9	(cm)		
Contrainte maxi du béton :	σ_b = 2.4	(MPa)		
Contrainte limite :	0,6 fcj = 21.0	(MPa)		
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\,Lim}$ = 228.6	(MPa)		

Ferraillage des futs

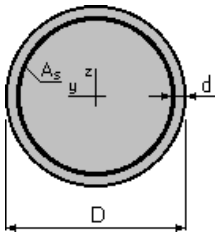
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



D = 130.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas NO	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
1.	ELU	5390.59	2745.78	0.00
2.	ELS	3992.74	2012.36	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_s = 132,7 (cm2)		
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 132.7 (cm2)	Section maximum	$A_{s\,max}$ = 663.7 (cm2)
Théorique	ρ = 1.00 (%)		
Minimum	ρ_{min} = 0.50 (%)	maximum	ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^O 1: Type ELU N = 5390.59 (kN) M_y = 2745.78 (kN*m) Mz = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.64	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	y = 73.1	(cm)
Bras de levier :	Z = 90.7	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 2.47	(‰)
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	σ_s =197.7	(MPa)
Comprimée :	σ_s'= 434.8	(MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 3992.74 (kN) M_y = 2012.36 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.31
Position de l'axe neutre : y = 70.1 (cm)
Bras de levier : Z = 95.9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 12.3 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 144.3 (MPa)
Comprimée : σ_s'= 171.(MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 500.0 (MPa)

Armateurs transversaux

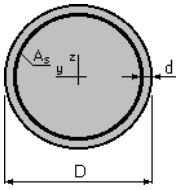
Calcul de Section dans la zone courante à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 130.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression
T : moment de torsion

Cas NO	Type	V (KN)	N (kN)
1.	ELU	197.54	5390.59

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.2 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.6 (MPa)

Armatures transversales :

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section At = 4.0 (cm2)
Cadres : 2 HA 16
Espacement : St = 40.0 (cm)
Espacement maximum: St,max = 40.0 (cm)

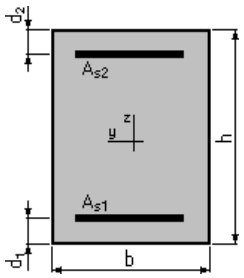
Ferraillage de chevêtre

La nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91



2. Section :

b = 210.0 (cm)
h = 140.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	2270.40	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	1682.54	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 65.1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 28.4 (cm2)
Théorique ρ = 0.23 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 2270.40 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	0.00	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 0.0	(cm)
Bras de levier :	Z = 135.0	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 0.00	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 0.00	(‰)

Cas ELS M_{max} = 1682.54 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	0.00
Position de l'axe neutre :	y = 0.4 (cm)

Bras de levier : Z = 134.9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 299.6 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de chevêtre

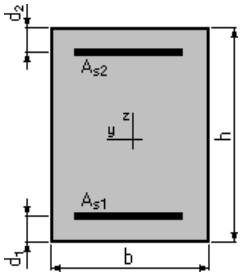
La nappe inferieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :
b = 210.0 (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 **L**imite **U**ltime (fondamental)	603.02	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	446.88	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 42.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 30.4 (cm2)
Théorique ρ = 0.14 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU M_{max} = 1600.13 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.63 Pivot : A

Position de l'axe neutre : y = 7.1 (cm)
Bras de levier : Z = 142.2 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0.52 (‰)
Contrainte de l'acier : Tendue : σ_s = 434.8 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 1188.30 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 1.00
Position de l'axe neutre : y = 26.7 (cm)
Bras de levier : Z = 136.1 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1.5 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

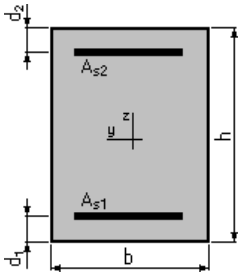
Ferraillage de chevêtre

Armateurs transversales (Calcul de Section à l'effort Tranchant)

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre



2. Section :
b = 210.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas NO	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2838	0.00

4. Résultats :
Contrainte tangente maximale τ_u = 1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 2.7 (MPa
Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section At = 4.0 (cm2)
Cadres : 2 HA 16
Espacement : St = 10 (cm)

Ferraillage des pieux

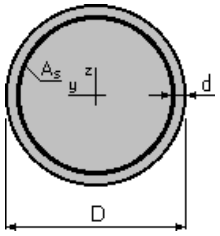
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	**N** (kN)	$\mathbf{M_y}$ (kN*m)	$\mathbf{M_z}$ (kN*m)
1.	ELU	1916.50	272.22	0.00
2.	ELS	1424.61	1999.51	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_s = 113.1$ (cm2)
Section minimum $A_{s\,min} = 113.1$ (cm2) Section maximum $A_{s\,max} = 565.5$ (cm2)
Théorique $\rho = 1.00$ (%)
Minimum $\rho_{min} = 0.50$ (%) maximum $\rho_{max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas NO 1 : Type ELU N = 1916.50 (kN) My = 272.22 (kN*m)Mz = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 8.45 Pivot : C
Position de l'axe neutre : y = 147.1 (cm)
Bras de levier : Z = 50.0 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 3.08 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 0.00 (‰)
Contrainte de l'acier :
Comprimée : σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 1424.61 (kN) M_y = 199.51 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 7.87
Position de l'axe neutre : y = 175.3 (cm)
Bras de levier : Z = 62.5 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 2 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier Comprimée :σ_s'= 29.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage des pieux

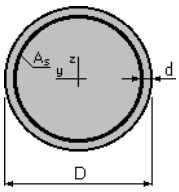
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. **Hypothèses :**

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : Fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas NO	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	74.08	1916.50

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.1$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7$ (MPa)
Armatures transversales
Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section At = 3.1 (cm2)
Cadres : 2 Æ 14
Espacement : St = 30.0 (cm)
Espacement maximum: St,max = 30.0 (cm)

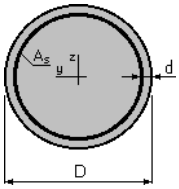
Calcul de Section à l'effort Tranchant

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



D = 120.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas NO	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	74.08	1916.50

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0.1$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2.7$ (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)
Armatures d'effort tranchant : Section At = 3.1 (cm2)
Cadres : 2 HA 14
Espacement : St = 15.0 (cm)
Espacement maximum: St, max = 15.0 (cm)

Ferraillage de mur frontal

Calcul de Section en Flexion Composée

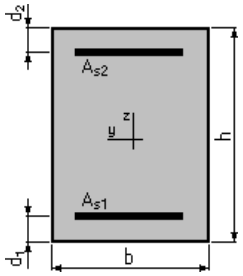
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) Acier : Fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 100.0 (cm)
h = 135.0 (cm)
d_1 = 7.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1010.11	-602.59
2.	ELS	748.88	-444.67

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 14 (cm2) Section théorique A_{s2} = 14 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 27.0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 675.0 (cm2)
Théorique ρ = 0.20 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.20 (%) maximum ρ_{max} = 5.00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 1010.11 (kN) M = -602.59 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 5.95 Pivot : A
Position de l'axe neutre : y = 49.1 (cm)
Bras de levier : Z = 108.3 (cm)
Déformation de l'acier : ε_s = 5.62 (‰)
Déformation du béton : ε_b = 3.5 (‰)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 434.8 (MPa)
Comprimée : σ_s'= 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 748.88 (kN) M = -444.67 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 4.06
Position de l'axe neutre : y = 56.8 (cm)
Bras de levier : Z = 109.1 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1.9 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : σ_s = 10.3 (MPa)
Comprimée : σ_s' = 26.4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de la dalle de transition

Calcul de Section en Flexion simple

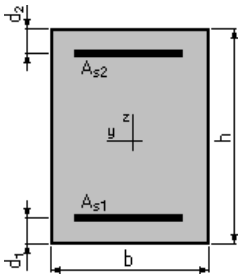
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 100.0 (cm)
h = 30.0 (cm)
d1 = 5.0 (cm)
d2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	97.77	0.00
Etat Limite de Service	72.72	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 16.14 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3.0 (cm2)
Théorique ρ = 0.64 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 97.77 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité :	0.00	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 0.0 (cm)	
Bras de levier :	Z = 25.0	(cm)
Déformation du béton :	ε_b = 0.0	(‰)
Déformation de l'acier :	ε_s = 0.0	(‰)

Cas ELS M_{max} **= 72.72 (kN*m)** M_{min} **= 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 0.00
Position de l'axe neutre : y = 0.3 (cm)
Bras de levier : Z = 24.9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 52.8 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa))
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage de mur garde grève

Calcul de Section en flexion simple

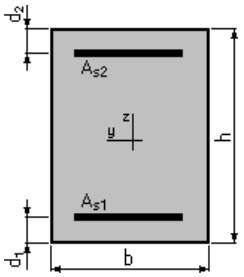
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

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)	165.13	0.00
Etat Limite de Service	123.68	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 28.07 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 3.0 (cm2)
Théorique ρ = 1.12 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.12 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU **M_{max} = 165.13(kN*m)** **M_{min} = 0.00(kN*m)**

Coefficient de sécurité : 0.00 Pivot : B
Position de l'axe neutre : y = 0.0 (cm)
Bras de levier : Z = 25.0 (cm)
Déformation du béton : ε_b = 0.00 (‰)
Déformation de l'acier : ε_s = 0.00 (‰)

Cas ELS **M_{max} = 123.68 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 0.00
Position de l'axe neutre : y = 0.3 (cm)
Bras de levier : Z = 24.9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 89.8 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage horizontal de mur en retour

Calcul de Section en flexion simple

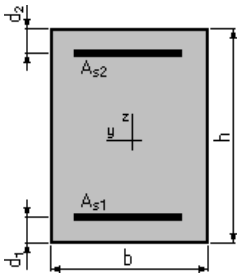
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	113.14	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 15.01 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)
Théorique ρ = 0.19 (%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS **M_{max} = 113.14 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité : 0.00
Position de l'axe neutre : y = 0.4 (cm)
Bras de levier : Z = 54.9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 1.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)

Ferraillage vertical de mur en retour

Calcul de Section en flexion simple

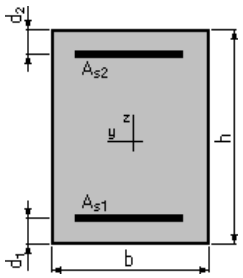
1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 27.0 (MPa) **Acier : Fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

b = 100.0 (cm)
h = 60.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	**M_{min}** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	0.00	0.00

Etat **L**imite de **S**ervice	261.98	0.00
Etat **L**imite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 25.6 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 5.5 (cm2)
Théorique ρ = 0.47(%)
Minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 261.98 (kN*m) M_{min} = 0.00 (kN*m)
Coefficient de sécurité : 0.00
Position de l'axe neutre : y = 0.4 (cm) Bras de levier : Z = 54.9 (cm)
Contrainte maxi du béton : σ_b = 124.1 (MPa)
Contrainte limite : 0,6 fcj = 16.2 (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
$\sigma_{s\,lim}$ = 207.3 (MPa)