

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

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Conception et étude d'un Pont au (PK 15+800) la réalisation de liaison autoroutière reliant le port de GHAZAOUET (AEW)

Présenté par :

DERROUCHE Abderrahmane

BEKHOUCHE Djamel

Encadré par :

Mr. MOKHTAR Ahmed Amine

Promotion 2025/2026

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Dédicace

Avant tout, je rends grâce à Dieu, le Clément et le Miséricordieux, de m'avoir accordé la force et la patience nécessaires pour accomplir ce travail.

Je dédie ce modeste travail :

À ma très chère *Mère*, pour son amour et ses sacrifices.

À mon cher *Père*, pour son soutien et ses encouragements.

À mes frères **Slimane** et **Karim**, pour leur présence et leur appui.

À toute ma famille, pour leurs prières.

À mes amis **Osmani Slimane** et **Bedja Billel**, pour leur soutien.

À l'ensemble des enseignants de l'**ENSTP**, pour la qualité de la formation et leur encadrement.

À toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Que Dieu me donne la force de leur rendre ce qu'ils m'ont apporté.

Dédicace

Avant tout, Je remercie **ALLAH** le tout Puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à Réaliser ce modeste travail et de m'avoir permis d'en arriver jusqu'au-là

Je dédie ce modeste travail

A Mes chers parents, Grâce à leurs encouragements, leur confiance en moi et leurs précieux conseils, j'ai pu surmonter les difficultés rencontrées et poursuivre mes objectifs avec détermination.

Je leur exprime ma profonde gratitude et mon immense respect. Ce travail est le fruit de leurs efforts autant que des miens.

À mes chères sœurs et mon frère Yahia, que je remercie énormément

A toute ma grande famille : Badreddine , Marouan

A tous mes enseignants et toute la famille de l'E.N.S.T. P et particulièrement **M.Nadjib Hemaidi ZOURGUI** et mon encadreur **A. MOKHTAR et CO Encadreur M. BABAKHOYA Youcef** leurs conseils avisés, leurs soutiens et disponibilité ont été d'une aide précieuse dans la réalisation de ce mémoire.

A mes amis : **Tahar, Aymen, Zaki, Billel, Salim, Younes, Sidahmed**, Je leur adresse ma sincère gratitude et leur souhaite beaucoup de succès dans leurs projets futurs.

Remerciements

Ce travail de fin d'études représente l'aboutissement de plusieurs années d'efforts et de persévérance. Nous exprimons, avant tout, notre profonde gratitude envers Dieu, le Tout-Puissant, pour nous avoir accordé la force et la santé nécessaires à la réalisation de ce travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur, **Encadré par : Yousef Babakhouya**, pour son accompagnement, sa disponibilité et ses précieux conseils qui ont largement contribué à l'aboutissement de ce projet.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants de l'ENSTP pour la qualité de la formation dispensée, ainsi que l'administration et le personnel de la bibliothèque pour leur soutien.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury pour l'intérêt porté à ce travail.

Enfin, nous remercions toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet.

Résumé

L'objectif de ce projet consiste en l'étude et le dimensionnement du viaduc PK15+800, situé entre les points kilométriques PK15+704,72 et PK16+068,64, dans le cadre du projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Ghazaouet à l'Autoroute Est-Ouest.

Cette étude vise à garantir un franchissement sûr, efficace et conforme aux exigences techniques, économiques et réglementaires applicables aux ouvrages d'art.

Trois variantes structurelles ont été étudiées et conçues afin de déterminer la solution optimale. La représentation graphique des différentes variantes a été réalisée à l'aide du logiciel AutoCAD 2025, tandis que la modélisation et l'analyse structurelle ont été effectuées à l'aide des logiciels MIDAS Civil et Robot Structural Analysis.

La variante retenue a ensuite été vérifiée par des calculs détaillés permettant de déterminer les actions appliquées aux différents éléments du tablier. Les déformations et déplacements induits par les charges ont également été évalués. Enfin, une attention particulière a été portée aux éléments structurels assurant la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Mots-clés : Viaduc à poutres, béton précontraint, modélisation numérique, analyse structurelle, MIDAS Civil, Robot Structural Analysis.

ملخص

يتمثل الهدف من هذا المشروع في دراسة وتصميم الجسر العلوي (Viaduc PK15+800) ضمن مشروع إنجاز الوصلة الطريقية الرابطة بين ميناء الغزوات والطريق السيار شرق-غرب، وذلك لضمان عبور آمن وفعال مع احترام المعايير التقنية والاقتصادية المعتمدة في تصميم المنشآت الفنية. بين النقطتين الكيلومتريتين من PK15+704.72 إلى PK16+068.64.

تمت دراسة وتصميم ثلاثة بدائل إنشائية مختلفة بهدف اختبار الحل الأمثل للهيكل. وقد تم تمثيل هذه البدائل باستعمال برنامج AutoCAD 2025، بينما أنجزت النمذجة والتحليل الإنشائي باستخدام برنامجي MIDAS Civil و Robot Structural Analysis.

تم بعد ذلك التحقق من البديل المعتمد من خلال الحسابات اللازمة لتحديد الأحمال المؤثرة على عناصر المنشأ الفوقي، كما تم تقييم التشوهات والإزاحات الناتجة عن مختلف الأحمال المطبقة. إضافة إلى ذلك، تم إبراز أهمية العناصر الإنشائية المساهمة في ضمان استقرار الجسر وسلامته وفق المتطلبات التقنية والمعايير المعتمدة.

الكلمات المفتاحية: جسر ذو رافدات، الخرسانة المسلحة، النمذجة العددية، التحليل الإنشائي، MIDAS Civil، Robot Structural Analysis.

Abstract

The objective of this project is to study and design the PK15+800 viaduct, located between chainages PK15+704.72 and PK16+068.64, as part of the highway connection project linking the Port of Ghazaouet to the East–West Highway. The study aims to ensure a safe and efficient crossing while complying with the technical, economic, and regulatory requirements governing bridge structures.

Three structural alternatives were studied and designed in order to identify the optimal solution. The different alternatives were drafted using AutoCAD 2025, while structural modeling and analysis were carried out using MIDAS Civil and Robot Structural Analysis software.

The selected alternative was then verified through detailed calculations to determine the loads acting on the superstructure elements. The deformations and displacements resulting from the applied loads were also evaluated. Particular attention was given to the structural components ensuring the stability, safety, and durability of the bridge.

Keywords: Girder bridge, prestressed concrete, numerical modeling, structural analysis, MIDAS Civil, Robot Structural Analysis.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les ouvrages d'art, et particulièrement les ponts, occupent une place primordiale dans le développement des infrastructures routières et la dynamique économique d'un pays. Ils permettent le franchissement d'obstacles naturels (vallées, oueds, cours d'eau) ou artificiels (routes, autoroutes, voies ferrées), assurant ainsi la continuité du réseau routier et facilitant les échanges entre les régions.

Devant les programmes ambitieux lancés par les autorités publiques dans le cadre du développement du réseau d'infrastructures, l'ingénieur est appelé à concevoir, calculer et réaliser ces différentes structures par des méthodes fiables, rapides et efficaces, afin de répondre aux besoins et exigences de son environnement économique et social.

La conception d'un pont est un processus complexe qui nécessite la prise en compte de nombreux paramètres : les données naturelles du site (topographie, géotechnique, hydrologie), les données fonctionnelles (gabarit, trafic, charges réglementaires), ainsi que les contraintes économiques et environnementales. La conception générale, comprenant la travure, la coupe longitudinale et la coupe transversale, précède la conception détaillée portant sur les équipements et les éléments structuraux.

Un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. Cette exigence impose à l'ingénieur de respecter scrupuleusement les règlements et normes en vigueur, tout en justifiant chacun de ses choix techniques.

Dans ce cadre, le présent mémoire de fin d'études s'inscrit dans une démarche visant à concevoir et étudier un pont permettant d'assurer le franchissement d'un obstacle, en proposant plusieurs variantes de conception, puis en menant les calculs de dimensionnement et de vérification nécessaires pour aboutir à une solution optimale, sûre et économique.

Ce travail s'articule autour des étapes suivantes : la présentation générale du projet et des données de base, la conception générale de l'ouvrage et le choix de la variante retenue, le pré-dimensionnement et le dimensionnement des éléments structuraux, ainsi que les vérifications réglementaires nécessaires à la validation du projet.

SOMMAIRE

INTROCUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1.Introduction.....	2
I.2. Les différentes parties d'un pont.....	2
I.2.1. Le tablier :	2
I.2.2. Les appuis :	2
I.2.3. Les fondations.....	3
I.3.1. Selon la fonction (voie portée) :	3
I.3.2. Selon le système structural :	4
I.3.3. Selon les matériaux :	4
I.3.4. Selon la nature de l'ouvrage :	5
I.3.5. Selon l'obstacle franchi :	5
I.3.6. Selon la portée :	6
I.4.1. Présentation :	6
I.4.2. Situation du projet :	7
I.4.3. L'obstacle à franchir :	7
I.5.1. Les données fonctionnelles.....	7
I.5.2. Les données naturelles :	9
I.6. Conclusion.....	12

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL

II.1. INTRODUCTION :	14
II.2.ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION :	14
II.3. PRESENTATION ET PR DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	15
II.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte à Bi -poutres ».....	15
II.3.2. Variante 2 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP »	18
II.3.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton Précontraint construit par.....	24
encorbellements successifs coulé en place »	
II.4. CONCLUSION :	26

CHAPITRES III : CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCULE

III.1. Introduction.....	28
III.2. Normes et règles de calcul.....	28
III.3. Caractéristique des matériaux.....	28
III.3.3.1. Béton	30

III.3.3.2. Armatures	30
III.4. Evaluation des actions	31
III.4.1.1. Actions permanentes.....	31
III.4.1.2. Action thermique	34
III.4.2.1. Système de charge à considérer.....	34
III.4.2.2. Caractéristiques du pont. Largeur roulable :	34
III.4.2.3. Système de charge A	35
III.4.2.4. Système de charge B	36
III.4.2.5. Charges militaires : Mc 120 :	42
III.4.2.6. Convoi exceptionnel : D240.....	44
III.4.2.7. Efforts de freinage :	45
III.5. Conclusion.....	46

CHAPITRE IV : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

IV.1 INTRODUCTION	48
IV.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL	48
IV.2.1. Définition des paramètres de calcul.	48
IV.2.2. Paramètre d'entretoisement Θ	50
IV.2.3. Paramètre de torsion α	50
IV.3. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS	52
IV.3.1. Tableau donnant le moment fléchissant.....	52
IV.3.2. Coefficient de répartition transversale K	53
IV.3.3. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à ($x = 0.5L$)	63
IV.3.4. Détermination de la poutre la plus sollicitée.....	64

CHAPITRE V : MODELISATION DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION.....	66
V.2. Phasage d'exécution du tablier :	66
V.3. Charges a prendre en compte :	66
V.4. Outils de modélisation :	67
V.4.1. Calcul automatique :	67
V.4.2. Modélisation par (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS)	70
V.5. Etude comparative :	72
V.6. CONCLUSION :	73

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. introduction	75
VI.2. PROCEDE DE PRECONTRAINTE UTILISEE.....	75

VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTARINE	76
VI.3.1. Données de calcul	76
VI.3.2. La valeur minimale de précontrainte.....	78
VI.4. CALCUL DES PERTES.....	85
VI.4.1. PERTES DE TENSION INSTANTANÉES.....	85
VI.4.1.1. Pertes par frottement	86
VI.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage	87
VI.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.....	88
VI.4.2. PERTES DE TENSION DIFFÉREES.....	89
VI.4.2.1. Pertes par retrait	89
VI.4.2.2. Perte par fluage	90
VI.4.2.3. Perte par relaxation	90
VI.4.3. PERTES TOTALES	91
VI.5. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES	91
VI.5.1. Les sections de vérifications	91
VI.5.2. Limitation des contraintes.....	92
VI.5.3. Caractéristiques nettes des sections	93
VI.5.3.1. Justification de la poutre à l'ELS	93
VI.5.3.2. Justification des contraintes normales.....	94
VI.5.3.3. Justification des contraintes tangentielles	96
VI.5.3.4. Justification de la poutre à l'ELU	98
VI.5.4. Justification des bielles de béton.....	99
VI.6. Armatures longitudinales dans la zone tendue.....	99
VI.6.1. Étude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about)	100
VI.6.1.1. Zone intermédiaire comprimée	101
VI.6.1.2. Effet d'éclatement	102
CHAPITRES VII : ETUDE DU TABLIER	
VII.1. INTRODUCTION	105
VII.2. VÉRIFICATION DE LA FLECHE.....	105
VII.2.1. La flèche de la poutre sous poids propre	105
VII.2.2. La flèche de la poutre sous poids propre + effet de la précontrainte.....	105
VII.2.3. La flèche à l'ELS	106
VII.3. CALCUL DES ROTATIONS	107
VII.3.1. Rotation due au poids propre.....	107
VII.3.2. Rotation due aux charges de services	107

VII.3.3. Rotation due á la précontrainte	107
VII.3.4. Rotation résultant á vide et en service	107
VII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE	108
VII.4.1. Principe de ferrailage	108
VII.3.2. Evaluation des efforts	108
VII.4.3. Ferrailage	110
VII.4.3.1. Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)	110
VII.4.3.2. Ferrailage nappe inférieure	110
VII.4.3.3. Cadres transversales (Effort tranchant)	110
VII.5. ETUDE DE L'HOUDIS	112
VII.5.1. Ferrailage	115
VII.5.1.1. Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)	115
CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE	
VIII 4.1.1 Analyse spectrale monomodale	121
VIII 4.1.2. Domaine d'application	121
VIII 4.1.3. Evaluation de la période fondamentale de l'ouvrage	124
VIII 4.1.4. Détermination de l'accélération spectrale Sae	124
VIII 4.1.5. Evaluation de la force statique équivalente	124
VIII 4.1.6. Evaluation de la charge par élément porteur	124
VIII 4.1.7. Déplacement du tablier par rapport au sol	125
VIII 4.1.8. Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol	125
VIII 4.2.1 Evaluation de la période de système.	126
VIII 4.2.2. Evaluation de la force statique équivalente dans le sens transversal	127
VIII 4.2.3. Evaluation des efforts par élément porteur	127
VIII 4.2.4. Déplacement du tablier par rapport au sol	127
VIII 4.2.5. Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol	127
VIII 4.3.1 Evaluations de l'accélération vertical	128
VIII 4.3.2 Evaluations des forces	129
VIII 4.5.1. Résistance à la compression	131
VIII 4.5.2. Stabilité au flambement	131
VIII 4.5.3. Limitation de la distorsion	132
VIII 4.5.4 Condition de non-glissement	132
VIII 4.5.5 DES D'APPUIS	133
VIII 4.5.6. Ferrailage des dés d'appuis	133
VIII 4.7.1 Calcule de souffle	135

VIII 4.7.2 Détermination du joint de dilatation.....	136
CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
IX.2.1. Ferrailage des éléments de la pile	138
IX.2.1.1 Étude du chevêtre.....	138
IX.2.1.2 Étude des futs	145
IX.2.1.3 Ferrailage de la semelle.....	148
IX.2.1.4 Etude de pieux.....	150
IX.3.1. Les éléments composants une culée :	155
IX.3.2 Les divers types de culées :	156
IX.3.3.1 Choix de type de culée	156
IX.3.3.2 Prédimensionnement de la culée.....	156
IX.3.4 Descente des charges :	158
IX.3.5. Combinaison des efforts.....	160
IX.3.6.3 Mur garde grève	164
IX.3.6.4 Dalle de transition	167
IX.3.6.6. Ferrailage du mur en retour.....	171

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I.1 : Différentes parties d'un pont.....	3
Figure I.2 : Pont routier	3
Figure I.3 : Pont ferroviaire	3
Figure I.4 : Pont à poutres	4
Figure I.6 :Pont mixte acier /béton.....	4
Figure I.7 : Pont mobiles	5
Figure I .8 : Pont provisoires	5
Figure I.9 :Pont maritime	5
Figure I.10 : Pont Grandes portées.....	6
Figure I.11 : Photo satellite d'implantation de l'ouvrage.....	7
Figure I.12 : Tracé en plan.....	8
Figure I.13 : Profil en long	8
Figure I.14 : Profil en travers	9
Figure I.15 : Coupe lithologique	10
Figure I.16 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	11

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL

Figure II.1 : Coupe longitudinale de la variante.....	15
Figure II.2 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre.	16
Figure II.3 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint	19
Figure II.4. Notation des dimensions.....	22

CHAPITRES III : CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCULE

Figure III.1 : Limitation des contraintes des sections en B.P.....	31
Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre.	32
Figure III.3 : Le moment max due aux poids propres.....	34
Figure III.4 : Largeur chargeable selon RCPR.....	34
Figure III.6 : Système de chargement Bc.....	37
Figure III.7 : Positionnement de la résultante des charges selon Barrés.....	39
Figure III.8 : Système de chargement Bt.....	39
Figure III.9 : Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt.....	40
Figure III.10 : Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.....	41
Figure III.11 : Système de chargement Br.	41
Figure III.12 : Convoi de charge Mc 120.....	42
Figure III.13 Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.....	43

Figure III.14 Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.....	43
Figure III.15 : Convoi exceptionnel D240.	44
Figure III.16 Positionnement du convoi D240 pour une réaction max.....	44
Figure III.17 : Positionnement du convoi D240 pour un moment max.	45

CHAPITRE IV : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

Figure IV.1 : Positions actives des poutres.	49
Figure IV.2 : Section équivalente.....	51
Figure IV.3 : Surface de la surcharge AL pour une voie.....	57
Figure IV.4 : Surface de la surcharge AL pour deux voies.....	58
Figure IV.5 : Surface de la surcharge AL pour trois voies.....	58
Figure IV.6 : Surface de la surcharge BC pour une voie.	60
Figure IV.7 : Surface de la surcharge BC pour trois voies.....	61
Figure IV.8 : Surface de la surcharge D240.....	62

CHAPITRE V : MODELISATION DU TABLIER

Figure V-1 : Modélisation de Tablier.....	68
Figure V-2 : Condition aux limites	68
Figure V-3: Moment max à ELS (G+D240).....	68
Figure V-4: Moment min à ELS	69
Figure V-5 : L'effort Tranchant Max à ELS (G+D240).....	69
Figure V-6: Moment Max à ELU (G+D240).....	69
Figure V-7: L'effort Tranchant Max à ELU (G+D240)	70
Figure V-8 : Modèle de calcul pour Robot Structural Analysis.....	70
Figure V-9: Moment max à ELS	71
Figure V-10: Moment min à ELS	71
Figure V.11 : Effort tranchant à ELS	71
Figure V-12 : Moment Max à L'ELU	72
Figure V-13 : L'effort Tranchant Max à ELU	72

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Figure VI.1 : Principe de la précontrainte	75
Figure VI-2 : principe de la post-tension.....	76
Figure VI-3 : schéma des poutres seules et avec dalle	77
Figure VI-4 : Géométrie des câbles.....	81
Figure VI.5 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.....	81
Figure VI-6 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage	83

Figure VI-7 : Tracé des câbles.....	83
Figure VI-8: Trajectoire des câbles.....	83
Figure VI-9: L'angle de déviation des câbles.	85
Figure VI-10: Les sections de vérification.....	92
Figure VI-11 : Diagramme des contraintes dans la section médiane.....	100
Figure VI-12 : Zone de concentration des contraintes	101
Figure VI-18 : Ferrailage de la poutre.....	104

CHAPITRES VII : ETUDE DU TABLIER

Figure VII-1 : flèche due au poids propre de la poutre seule.....	105
Figure VII-2 : flèche due à la précontrainte après le tirage des câbles à 100 % de la poutre seule.	106
Figure VII-3 : la flèche à l'ELS (G+D240+P)	106
Figure VII.4 : Positions des vérins	108
Figure VII.5 : Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise.....	109
Figure VII.6 : Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise.	109
Figure VII.7 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.	110
Figure VII.8 : Ferrailage de l'entretoise.....	111
Figure VII.9 : Moment Max- Dalle à ELU.	112
Figure VII.10 : Effort tranchant Max- Dalle à ELU.....	112
Figure VII.11 : Moment Max- Dalle à ELS.	113
Figure VII.12 : Effort tranchant Max- Dalle à ELS.	113
Figure VII.13 : Ferrailage de l'hourdis.	114

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

Figure VIII.1 : appareille d'appuis.....	116
Figure VIII.2 : définition géométrique d'un appareil d'appui.....	117
FIGURES VIII.3 : L'angle de biais	122
FIGURES VIII.4 : L'angle balayé en plan par la tangente	122
Figure VIII.5: Dimensions du dé d'appui.	133
Figure VIII.6 : Ferrailage du dé d'appui.	134
Figure VIII.7: Joint de chaussée.....	135
Figure VIII.8 : gamme des joints CIPEC	136

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure IX.1 : Modèle de calcul.....	139
Figure IX.2 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	139
Figure IX.3.: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	140
Figure IX.4 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	140

Figure IX.5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	141
Figure IX.6 : Schéma explicatif des efforts sollicitant le chevêtre	142
Figure IX.7 : Ferrailage de chevêtre.....	144
Figure IX.8 : Ferrailage de la pile	148
Figure IX.9 : Les réactions en tête des pieux	152
Figure IX.10 : Ferrailage des pieux.....	154
Figure IX.11 : Coupe longitudinale	156
Figure IX.12 : Dimensions de la culée.....	157
Figure IX.13 : Efforts en arrière du mur garde grève.....	166
Figure IX.15 : Les sollicitations dus au mur à l'ELS.....	172

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERAL

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres métalliques.....	17
Tableau II.2 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3.....	20
Tableau II.3 : Récapitulation de découpage des voussoirs.....	22
Tableau II.4. Devis estimatif de chaque variante	24

CHAPITRES III : CHARGES ET HYPOTHESE DE CALCULE

Tableau III.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton.	30
Tableau III.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives	30
Tableau III.3 : Poids total du tablier.....	33
Tableau III.4 : Coefficient a_1	35
Tableau III.5 : Résultat de calcul de $A(l)$	36
Tableau III.6 : Valeurs de bc	37
Tableau III.7 : Valeurs de δ	38
Tableau III.8 : L'effort de freinage de $A(L)$	45

CHAPITRE IV : REPARTITION TRANSVERSALE DUE AUX SURCHARGES

Tableau IV.1 : Valeur des positions actives des poutres.....	48
Tableau IV.2 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a $x = 0.5 L$	52
Tableau IV.3 : Valeur de K_0 pour $\theta = 0.75$	54
Tableau IV.4 : Valeur de K_1 pour $\theta = 0.76$	54
Tableau IV.5 : Valeur de K_0 pour $\theta = 0.80$	54
Tableau IV.6 : Valeur de K_1 pour $\theta = 0.80$	54
Tableau IV.7 : Valeur de K_0 pour $\theta = 0.76$	55
Tableau IV.8 : Valeur de K_1 pour $\theta = 0.76$	55
Tableau IV.9 : Valeur de K_α pour $\theta = 0,76$ et $\alpha = 0.18$	56
Tableau IV.10 : Valeur de K_{amoy} pour la poutre 1.....	59

Tableau IV.11 : Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 2.....	59
Tableau IV.12 : Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 3.....	59
Tableau IV.13 : Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour la poutre 4.....	59
Tableau IV.14 : Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre sous charge B_c	61
Tableau IV.15 : Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre sous charge M_{c120}	62
Tableau IV.16 : Valeur de $K_{\alpha moy}$ pour chaque poutre sous charge D_{240}	63
Tableau IV.17 : Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à $L/2$...	63
Tableau IV.18 : Combinaisons de charge à ELS et à ELU.....	64

CHAPITRE V : MODELISATION DU TABLIER

Tableau V.1 : Définition de chargement de la structure.....	66
Tableau V.2 : Combinaisons des charges.....	66
Tableau V.3. Etude comparative	72

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Tableau VI-1 : Caractéristiques géométriques des sections	77
Tableau VI-2 : paramètre de câble précontraint	78
Tableau VI-3: Calcul de P_{MIN}	79
Tableau VI-4: Tracé des câbles.....	83
Tableau VI-8: Valeurs des pertes dues aux frottements.....	87
Tableau VI-9 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage	88
Tableau VI-7: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton	88
Tableau VI-11: Valeurs des pertes par relaxation.....	91
Tableau VI-12: Valeurs des pertes totales.	91
Tableau VI-13: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2	96
Tableau VI-14: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4	96
Tableau VI-15 : Effort de précontrainte	97

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

Tableau VIII.1 : Dimensions de l'appareil d'appui	120
Tableau VIII.2 : classification de l'ouvrage	120
Tableau VIII.3 : Coefficient d'accélération sismique.....	120
Tableau VIII.4 : Masse des piles et chevetre	122
Tableau VIII.5 : Raideur des piles et appareils d'appuis	123
Tableau VIII.6 : Raideur des culées	123
Tableau VIII.7: répartition des efforts dans chaque élément porteur.....	125
Tableau VIII.8 : Déplacement de la tête des piles par rapport au sol.....	125
Tableaux VIII.9 : Rigidité des piles et culées	126

Tableau VIII.10 : Déplacement de la tête de la pile.....	128
Tableau VIII.11: Forces sismiques dans les piles et culées.	130
Tableau VIII.12: Les composantes de la force sismique dans les directions longitudinale, transversale et verticale.	130

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau IX.1 : Réactions de la pile	138
Tableau IX.2 : Valeurs des efforts sollicitant aux états limites.....	141
Tableau XI.3 : récapitulatif des choix d'armatures	142
Tableau IX.4 : Effort agissant sur les futs	145
Tableau IX.5 : combinaisons des efforts à l'ELS.....	146
Tableau IX.6 : combinaisons des efforts à l'ELU	146
Tableau IX.7 : Ferrailage des futs de la pile	147
Tableau IX.8 : Résultats de sondage	150
Tableau IX.9 : combinaisons des efforts à ELS	150
Tableau IX.10 : A l'état limite de service ELU	151
Figure XI.8 : Les réactions en tête des pieux	152
Tableau IX.12 :: Valeur de $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$ en fonction de $\lambda \times L$	153
Tableau IX.13 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée	157
Tableau IX.14 : Evaluations des efforts statiques de la culée.....	159
Tableau IX.15 : Efforts dus au tablier	160
Tableau IX.16: Combinaison des efforts.....	161
Tableau IX.16: Evaluations des efforts statiques sur mur frontal	161
Tableau IX.17 : Efforts dus au tablier	162
Tableau IX.18 : Efforts dus au tablier	163
Tableau IX.19 : Sollicitations sur mur frontal.....	168

INTRODUCTION GENERALE

Les ouvrages d'art, et particulièrement les ponts, occupent une place primordiale dans le développement des infrastructures routières et la dynamique économique d'un pays. Ils permettent le franchissement d'obstacles naturels (vallées, oueds, cours d'eau) ou artificiels (routes, autoroutes, voies ferrées), assurant ainsi la continuité du réseau routier et facilitant les échanges entre les régions.

Devant les programmes ambitieux lancés par les autorités publiques dans le cadre du développement du réseau d'infrastructures, l'ingénieur est appelé à concevoir, calculer et réaliser ces différentes structures par des méthodes fiables, rapides et efficaces, afin de répondre aux besoins et exigences de son environnement économique et social.

La conception d'un pont est un processus complexe qui nécessite la prise en compte de nombreux paramètres : les données naturelles du site (topographie, géotechnique, hydrologie), les données fonctionnelles (gabarit, trafic, charges réglementaires), ainsi que les contraintes économiques et environnementales. La conception générale, comprenant la travure, la coupe longitudinale et la coupe transversale, précède la conception détaillée portant sur les équipements et les éléments structuraux.

Un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. Cette exigence impose à l'ingénieur de respecter scrupuleusement les règlements et normes en vigueur, tout en justifiant chacun de ses choix techniques.

Dans ce cadre, le présent mémoire de fin d'études s'inscrit dans une démarche visant à concevoir et étudier un pont permettant d'assurer le franchissement d'un obstacle, en proposant plusieurs variantes de conception, puis en menant les calculs de dimensionnement et de vérification nécessaires pour aboutir à une solution optimale, sûre et économique.

Ce travail s'articule autour des étapes suivantes : la présentation générale du projet et des données de base, la conception générale de l'ouvrage et le choix de la variante retenue, le pré-dimensionnement et le dimensionnement des éléments structuraux, ainsi que les vérifications réglementaires nécessaires à la validation du projet.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION :

Dans cette partie, nous présenterons tout d'abord les différents types de ponts couramment rencontrés en génie civil ainsi que leurs domaines d'application. Cette classification permettra de mieux comprendre les critères techniques, économiques et fonctionnels intervenant dans le choix d'une solution structurelle. Nous mettrons ensuite en évidence les principaux éléments constructifs constituant l'ouvrage étudié, en décrivant leurs caractéristiques, leurs fonctions et leur contribution au comportement global de la structure. Cette présentation constitue une étape essentielle pour la compréhension de la conception et du fonctionnement de l'ouvrage.

I.2. Les différentes parties d'un pont :

Un pont est constitué de trois éléments principaux assurant sa stabilité et son bon fonctionnement :

I.2.1. Le tablier :

Le tablier est l'élément porteur du pont, destiné à supporter les charges de circulation (véhicules, piétons, etc.). Il assure la transmission des efforts vers les appuis.

I.2.2. Les appuis :

Les appuis sont les éléments qui soutiennent le tablier et assurent la transmission des charges vers le sol. On distingue :

- **Les piles** : appuis intermédiaires situés entre les extrémités du pont.
- **Les culées** : appuis d'extrémité assurant également la liaison avec les remblais.

Le tablier repose sur les appuis par l'intermédiaire des appareils d'appui, qui permettent de transmettre efficacement :

- les efforts verticaux (poids propre, charges d'exploitation),
- ainsi que les efforts horizontaux (dilatation thermique, freinage, accélération, effets centrifuges, etc.).

I.2.3. Les fondations

Les fondations assurent la liaison entre les appuis et le sol. Elles ont pour rôle de transmettre et de répartir les charges au terrain de manière stable et sécurisée.

Notions de travée et de portée :

- **Travée** : partie du pont comprise entre deux appuis successifs.

- **Portée** : distance mesurée entre deux appuis consécutifs.

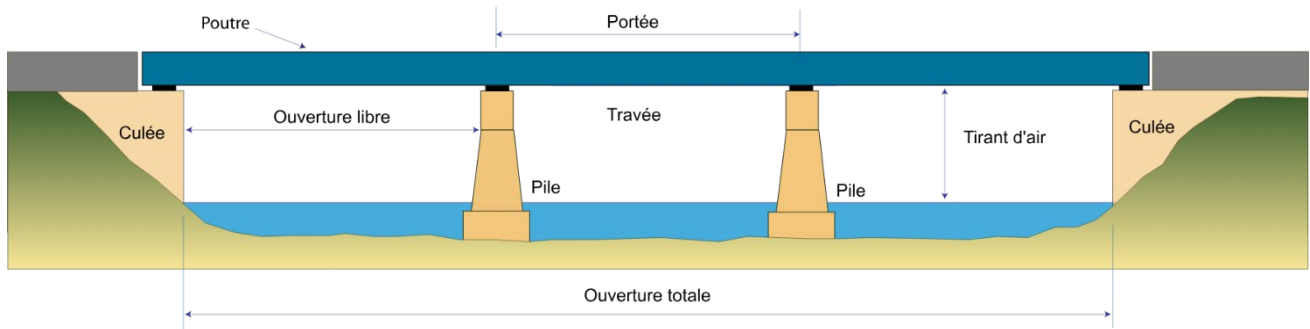


Figure I.1 : Différentes parties d'un pont.

I.3. Classification des ponts :

La classification des ponts repose sur plusieurs critères pouvant être combinés entre eux, tels que la fonction, la structure, les matériaux ou encore la nature de l'ouvrage.

I.3.1. Selon la fonction (voie portée) :

Selon l'usage de la voie portée, on distingue :

- **Pont routier** : pour la circulation automobile.
- **Pont ferroviaire** : pour les trains ou tramways.
- **Passerelle** : réservée aux piétons et parfois aux deux-roues.
- **Pont-canal / aqueduc** : pour le transport de l'eau.
- **Pont-oléoduc** : pour le transport de fluides (pétrole, gaz).
- **Écoduc** : destiné au passage de la faune.

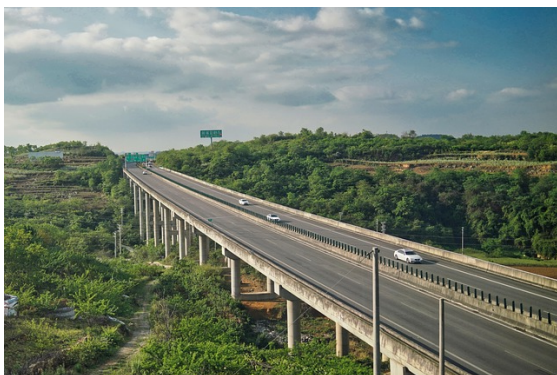


Figure I.2 : Pont routier ferroviaire



Figure I.3 : Pont

I.3.2. Selon le système structural :

Le comportement mécanique permet de distinguer les principaux types suivants :

- **Ponts à poutres** : fonctionnement en flexion, adaptés aux portées courtes à moyennes.
- **Ponts voûtés** : travaillent en compression, généralement en maçonnerie.
- **Ponts en arc** : combinent compression et flexion, sans appuis intermédiaires.
- **Ponts suspendus** : tablier suspendu par des câbles, adaptés aux grandes portées.
- **Ponts à haubans** : câbles inclinés reliant directement le tablier aux pylônes.



Figure I.4 : Pont à poutres



Figure I.5 : Pont à haubans

I.3.3. Selon les matériaux :

- **Béton armé** : utilisé pour les portées courtes à moyennes.
- **Béton précontraint** : adapté aux portées plus importantes.
- **Acier ou mixte acier/béton** : efficace pour optimiser résistance et légèreté.



Figure I.6 :Pont mixte acier /béton

I.3.4. Selon la nature de l'ouvrage :

- **Ponts fixes** : tablier immobile (cas le plus courant).

- **Ponts mobiles** : tablier pouvant se déplacer (zones portuaires).
- **Ponts provisoires** : solutions temporaires (souvent militaires).



Figure I.7 : Pont mobiles provisoires



Figure I.8 : Pont

I.3.5. Selon l'obstacle franchi :

- **Viaduc** : ouvrage de grande longueur franchissant une vallée ou un large obstacle.
- **Pont terrestre** : franchit une rivière ou une voie.
- **Pont maritime** : franchit un bras de mer.



Figure I.9 :Pont maritime

I.3.6. Selon la portée :

Chaque type de pont est choisi en fonction de la portée économique optimale :

- **Courtes portées** : ponts à poutres.
- **Portées moyennes** : béton précontraint, arcs.
- **Grandes portées** : ponts suspendus ou haubanés.



Figure I.10 : Pont Grandes portées

I.4. PRESENTATION DU PROJET :

I.4.1. Présentation :

L'ouvrage d'art étudié dans le cadre de notre projet de fin d'étude s'inscrit dans la réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute Est-Ouest sur 41 km (2^e tranche). Il assure le franchissement d'une infrastructure routière existante, constituant une contrainte importante nécessitant une conception adaptée afin de garantir la sécurité et la continuité du trafic.

Les choix techniques retenus tiennent compte des exigences de gabarit, des conditions de réalisation et de l'intégration de l'ouvrage dans son environnement.

I.4.2. Situation du projet :

Le projet concerne la liaison autoroutière reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute Est-Ouest, au niveau du tronçon OA1/V15.8, entre PK 15+701.30 et PK 16+070.70. Il vise à assurer la continuité du tracé et le franchissement d'une infrastructure routière existante.



Figure I.11 : Photo satellite d'implantation de l'ouvrage.

I.4.3. L'obstacle à franchir :

L'obstacle franchi par l'ouvrage est la RN99, une route nationale à trafic important, imposant le respect des gabarits et le maintien de la circulation durant les travaux.

I.5. LES DONNEES DE PROJET

I.5.1. Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles définissent les éléments techniques qui assurent le bon usage et le bon fonctionnement de l'ouvrage, comme la géométrie de la route (plan, long, travers).

Tracé en plan

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

- Début de l'ouvrage au PK 15+704.72.
- Fin de l'ouvrage au PK 16+067.22

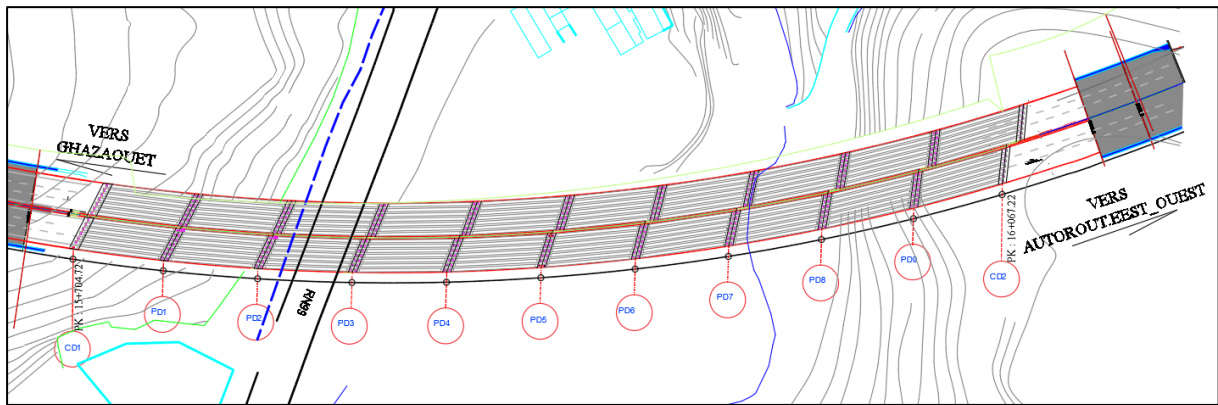


Figure I.12 : Tracé en plan.

Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Notre ouvrage de longueur de 362.5 mètres présente une pente de 3.76 %.

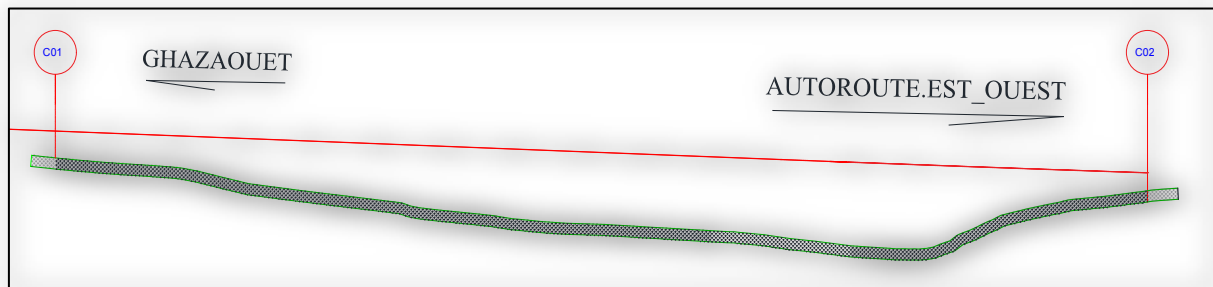


Figure I.13 : Profil en long

Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers par sens de l'ouvrage est défini comme suit :

Trois voies de circulation de 3.5 m chacune et de largeur totale de 10.50 m.

Une bande d'arrêt d'urgence de largeur de 1.5 m.

Deux barrières de largeur de 0.5 m et 0.6 m pour une largeur totale de 1.1 m.

Divers de 1.05% sur Tablier Gauche.

Divers de 1% sur Tablier Droite.

La largeur totale du tablier est de 13.1 m

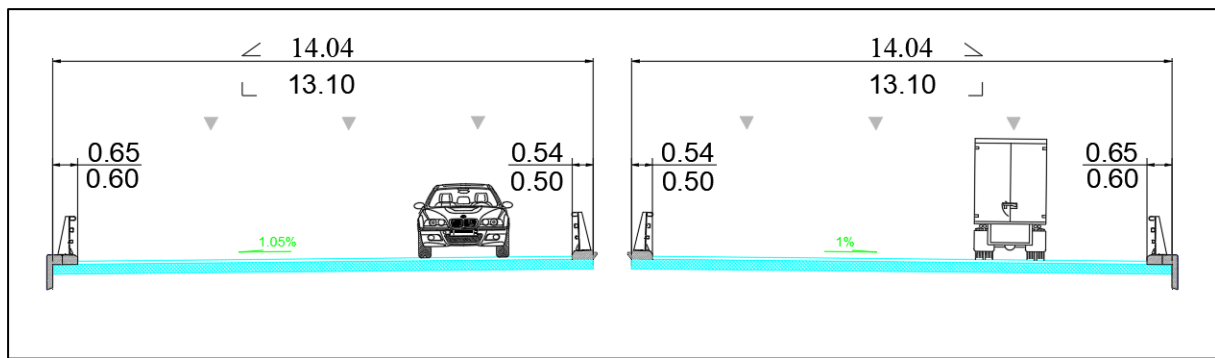


Figure I.14 : Profil en travers

I.5.2. Les données naturelles :

Selon l'analyse du levé topographique, le site est dans son ensemble plat

Géotechnique

La Géotechnique constitue une étape fondamentale dans tout projet de génie civil, car elle permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage en étudiant les caractéristiques du sol support.

En effet, la réussite d'un ouvrage dépend directement de sa capacité à s'adapter aux propriétés mécaniques et physiques du terrain. Pour cela, un programme d'investigation géotechnique a été mis en place par le Laboratoire Central des Travaux Publics, comprenant plusieurs essais in situ.

Reconnaissance par sondage carotté

Cet essai consiste à prélever des échantillons du sol en profondeur afin d'identifier sa nature et sa stratification. Des piézomètres ont également été installés dans plusieurs forages pour mesurer le niveau de la nappe phréatique au repos et suivre ses variations dans le temps. La profondeur d'investigation a atteint environ 20 m.

Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique permet d'évaluer le comportement du sol sous chargement en appliquant une pression sur les parois du forage jusqu'à la rupture. Il fournit deux paramètres essentiels :

Le module pressiométrique (EM) : caractérisant la déformabilité du sol (petits déplacements).

La pression limite (PL) : correspondant à la résistance maximale du sol (grands déplacements).

Essai au pénétromètre dynamique

Il s'agit d'un essai rapide et efficace pour une reconnaissance préliminaire du terrain. Il consiste à enfoncer une pointe dans le sol par battage afin de mesurer sa résistance.

Cet essai permet de déterminer :

- La résistance en pointe (**R_p**)
- La capacité portante du sol (**q_d**)

Il est particulièrement utile pour :

- Estimer la résistance du sol
- Choisir les outils de creusement adaptés
- Identifier la présence d'un substratum rocheux
- Vérifier l'aptitude du terrain à recevoir l'ouvrage

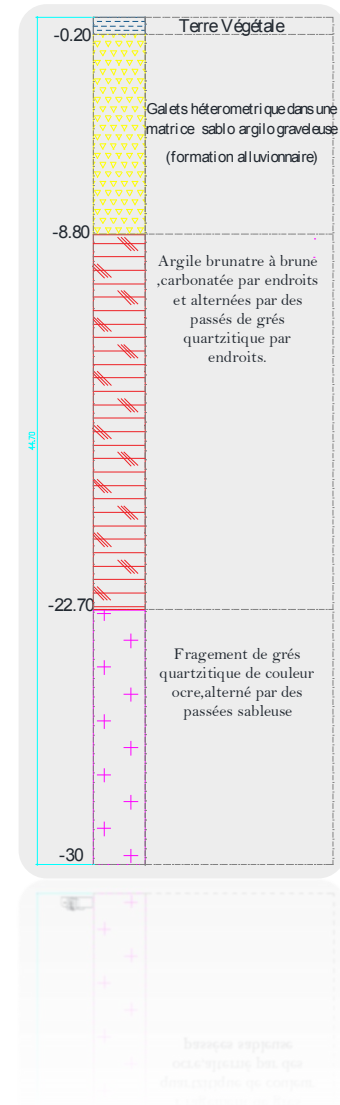


Figure I.15 : Coupe lithologique

Sismicité du site :

Selon le Règlement Parasismique Algérien des Ouvrage d'Art (RPOA2008), l'Algérie est divisée en cinq zones de sismicité. Et d'après ce règlement, la région de Ghazaouet en Tlemcen est située dans la zone I, zone de faible sismicité et notre viaduc fait partie de groupe2, le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est : $A = 0.12$.

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

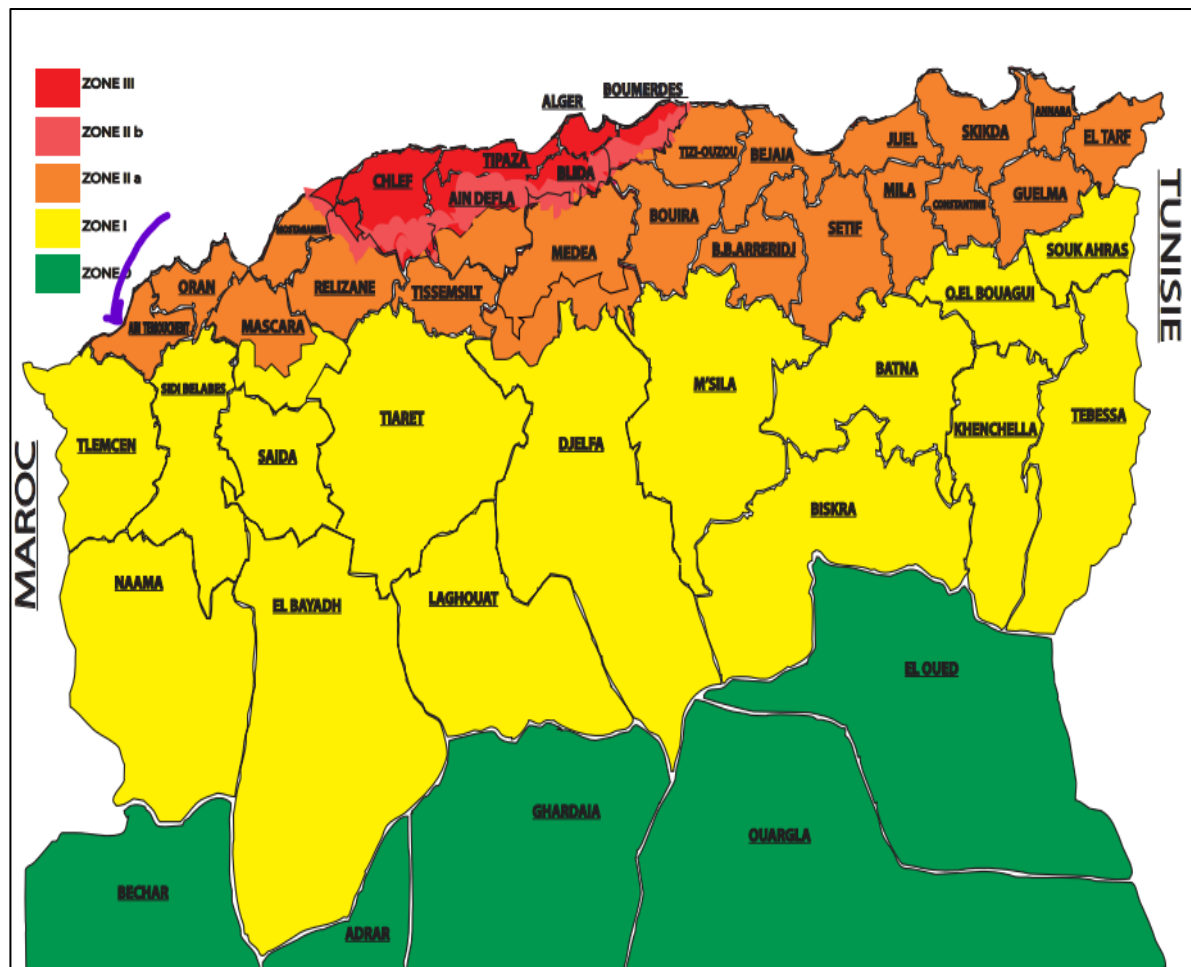


Figure I.16 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

L'humidité :

L'humidité dans la construction correspond à la présence d'eau dans les matériaux sous forme liquide, vapeur ou capillaire. Comme les matériaux sont poreux, l'eau peut facilement y pénétrer et circuler. Cela explique leur caractère hygroscopique. Dans une région comme Ghazaouet, où l'humidité varie entre 50% et 70%, les ouvrages sont plus exposés aux problèmes d'humidité, ce qui nécessite des mesures de protection adaptées.

Température :

À Ghazaouet, la température varie entre l'hiver et l'été. Ces variations provoquent la dilatation et le retrait des matériaux. Elles sont prises en compte dans le dimensionnement des joints et des appuis.

I.6. CONCLUSION :

On retient que ce chapitre a permis de présenter et d'analyser l'ensemble des données relatives à l'ouvrage. Ces informations constituent une base essentielle pour orienter, dans les chapitres suivants, le choix d'une conception optimale adaptée aux différentes contraintes du projet.

CHAPITRE 2

CONCEPTION GENERAL

II.1. INTRODUCTION :

La conception d'un pont repose sur une approche technico-économique équilibrée, tenant compte des contraintes naturelles, fonctionnelles et architecturales du site. L'ingénieur concepteur est appelé à développer une solution à la fois rationnelle, économique et esthétiquement intégrée à son environnement. Pour y parvenir, il doit collecter et analyser l'ensemble des données disponibles de manière méthodique et chronologique, afin de proposer une solution répondant à toutes les exigences du projet.

Dans le cadre de notre ouvrage, plusieurs variantes ont été étudiées. Le choix du type de pont découle d'une analyse multicritères portant sur les éléments suivants :

- La nature et les caractéristiques de l'obstacle à franchir.
- Les propriétés géotechniques du sol en place.
- Le type de voie portée, qu'il s'agisse d'une route, d'une voie ferrée ou autre.
- Les possibilités d'implantation des appuis intermédiaires.
- La configuration géométrique en plan, droite, biaise ou courbe.
- Les exigences esthétiques et l'intégration architecturale de l'ouvrage dans son environnement.

II.2. ELEMENTS PRINCIPAUX DE CONCEPTION :

Un pont est un ouvrage d'art composé de plusieurs éléments structuraux interdépendants, dont les principaux sont les suivants :

Le tablier : constitue l'élément porteur principal du pont, sur lequel repose directement la voie de circulation. Il transmet les charges aux appuis par l'intermédiaire des appareils d'appui, qui assurent la transmission des efforts aussi bien verticaux, tels que le poids propre de l'ouvrage et les surcharges d'exploitation, qu'horizontaux, comme les effets de dilatation thermique, de freinage et de centrifugation.

Les appuis : comprennent les piles, situées en position intermédiaire, et les culées, implantées aux extrémités de l'ouvrage. Ils assurent la liaison entre le tablier et le sol, en transmettant l'ensemble des efforts aux fondations.

Les fondations : représentent l'interface entre les appuis et le terrain naturel, garantissant ainsi la stabilité globale de l'ouvrage.

Sur le plan géométrique, la partie du tablier comprise entre deux appuis consécutifs constitue une **travée**, dont la distance entre appuis définit la **portée**, à ne pas confondre avec l'**ouverture**, qui désigne l'espace libre entre les parements des appuis. Par ailleurs, le tablier peut être **droit**, **biais** ou **courbe** selon l'angle formé entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage, angle dit **de biais**, égal à 90° pour un pont droit.

II.3. PRESENTATION ET PR DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

II.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte à Bi -poutres »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses : milieu urbain ou rural ; portée principale de 30 m à 130 m ; longueur totale de quelques dizaines de mètres à plus d'un kilomètre ; largeur totale de 7-8 mètres à une vingtaine de mètres ; ouvrage standard très économique ou ouvrage plus sophistiqué

- **Conception longitudinale**

Pour cette variante on propose un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de deux travées de rive de 40.5 m de longueur, et quatre travées principales de 70.25 m de longueur qui nous donne une longueur totale de 362 m.

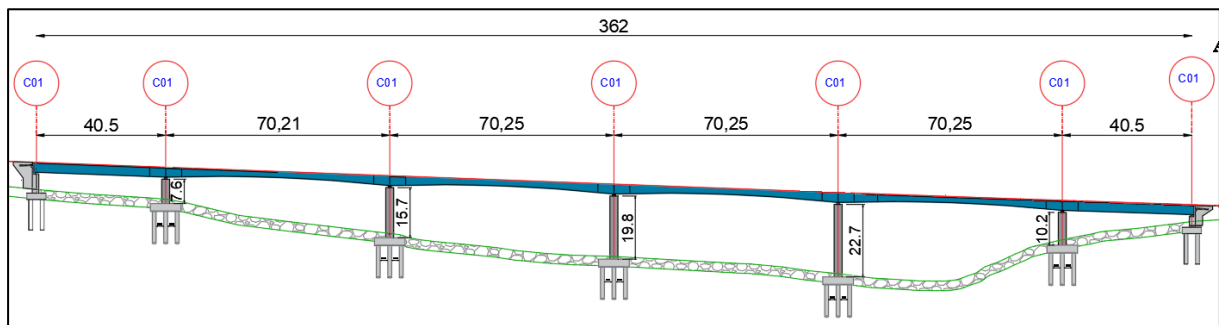


Figure II.1 : Coupe longitudinale de la variante.

- **Conception transversale**

Le tablier est de largeur égale à 13.1 m, la solution la plus courante consiste connecter longitudinalement une dalle en béton de 25 cm aux deux poutres.

$$1.5 \text{ m} \leq b_1 \leq 0.55 L$$

On opte pour : $b_1 = 7 \text{ m}$, par conséquent $b_2 = 3.05 \text{ m}$.

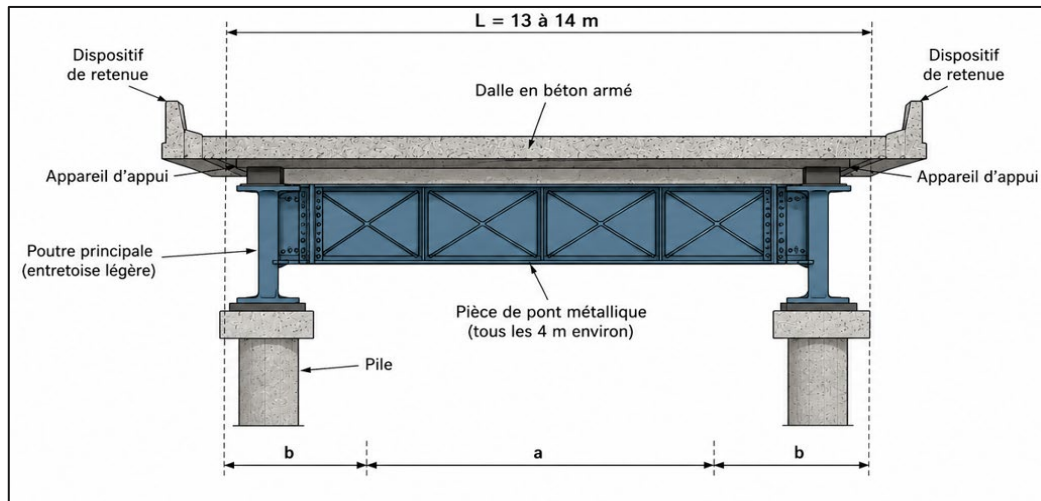


Figure II.2 : Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Le tableau ci-dessous résume, le pré-dimensionnement de différentes sections de la poutre maîtresse :

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur sur pile	$H = L/25$	2900
Hauteur à la clé	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1700
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H - H') \left(\frac{x}{\ell} \right) + (H - H') \left(\frac{x}{\ell} \right)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 \cdot d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_i \leq 150$	40

Largeur semelle inférieure sur pile	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	1100
Largeur semelle supérieure sur pile	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	1000
Largeur semelle inférieure à la clef	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$	900
Largeur semelle supérieure à la clef	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	800
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_s \leq 150$	70
Hauteur des pièces de pont	HP = environ 1/11ème de LA HP mini = environ 300 mm	700

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des poutres métalliques.

Avec $LA = 0.55LT = 0.655 \text{ m}$.

Choix de la nuance d'acier

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres. Leur espacement est déterminé par un calcul détaillé.

Pré-dimensionnement de l'infrastructure

Les piles et les culées sont des appuis intermédiaires (appuis de rive pour le cas de la culée) destinés à supporter le poids de l'ouvrage et transmettre l'ensemble des efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations

Eléments	Dimensions (m)	
Pile	Largeur	2.50
	Longueur	11.00
	Hauteur	$H_1 = 7.6$
		$H_2 = 15.7$
		$H_3 = 19.8$
		$H_4 = 22.7$
Semelles	Largeur	9.6
	Longueur	13.1
	Hauteur	2.50
Pieux	Nombre	12
	Diamètre	1.20
	Profondeur	15

II.3.2. Variante 2 : « Pont à Poutre en béton Précontraint -Type VIPP »

Les ouvrages à poutres de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post – tension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Ils ont été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée qui dépasse les 30 mètres et qui peuvent aller jusqu'à 50 mètres. Ce type d'ouvrage est relativement massif du fait de son épaisseur importante, leur tablier est constitué de plusieurs poutres longitudinales.



Figure II.3 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

Conception longitudinale

Pour cette variante, on propose un pont à poutres de type VIPP composé de dix travées de 36 m de longueur, ce qui nous donne une longueur totale de 362.6 m.

Conception transversale

En utilisant le guide de conception SETRA [VIPP/1996] pour le dimensionnement des éléments de la variante 2 qui sont montré dans le tableau ci-dessous :

Elément	Ration usuel	Valeur
Hauteur de la poutre	$L/20 < H_p < L/17$	2 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.25 m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	2.25 m
Entraxe des poutres	$1.40\text{m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.9 m
La largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 \times H_p$	1.20 m
Entraxe des poutres de rives La	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11.4 m
Nombre des poutres	$N = (La / \lambda) + 1$	7 poutres
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$L_t = (1 \times L^2) / (H_t^2/K) ;$	60 cm

	Avec $1100 < K < 1300$	
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	30 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	$40 \times 150 \text{ cm}^2$

Tableau II.2 : Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2

Pré-dimensionnement de l'infrastructure

➤ Pré-dimensionnement des piles / Guide SETRA :

Eléments	Dimensions (m)		
Chevêtre	Largeur	3	
	Longueur	13.1	
	Hauteur	1.50	
Fûts	Diamètre	1.8	
	Nombre	3 / Pile	
	Hauteur	$H_1 = 6$ $H_2 = 11,6$	
		$H_3 = 14,5$ $H_4 = 18$	
		$H_5 = 19$ $H_6 = 19,7$	
		$H_7 = 22,2$ $H_8 = 22,5$	
		$H_9 = 8,48$	
Semelles	Largeur	2.5	
	Longueur	14.30	

	Hauteur	2.50/2(P1-P9)	
Pieux	Nombre	12/8(P1-P9)	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	15	

II.3.3. Variante 3 : « Pont voussoirs en béton Précontraint construit par Encorbellements successifs coulé en place »

Les ouvrages à voussoirs sont construits en béton précontraint, par assemblage d'éléments successifs appelés voussoirs, réalisés en encorbellement les uns par rapport aux autres. Ces éléments peuvent être coulés sur place ou préfabriqués en usine selon les moyens disponibles. Après la pose de chaque voussoir, les câbles de précontrainte sont mis en tension afin de solidariser l'ensemble et de former une console autoporteuse servant d'appui pour la suite de la construction.

Conception de la superstructure :

Le pont proposé est un ouvrage à voussoirs de hauteur variable, composé de quatre travées : deux travées centrales de 108 m et deux travées de rive de 74 m chacune, soit une longueur totale de 364 m.

Découpage de voussoirs :

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

Voussoirs sur piles (V.S.P).

Voussoirs sur clavages (V.S.C).

Voussoirs courants (V.C).

Type de voussoirs	Description	Valeur retenu
Voussoirs sur piles	Les dimensions des voussoirs sont déterminées par l'équipage mobile disponible sur le chantier, et se situent généralement entre 7 et 10 m.	8
	La longueur des voussoirs de clavage varie	

Voussoirs de clavages	considérablement selon la technique utilisée il varie de 1.5 à 3 m	2.10
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 1,50 à 5 m	5

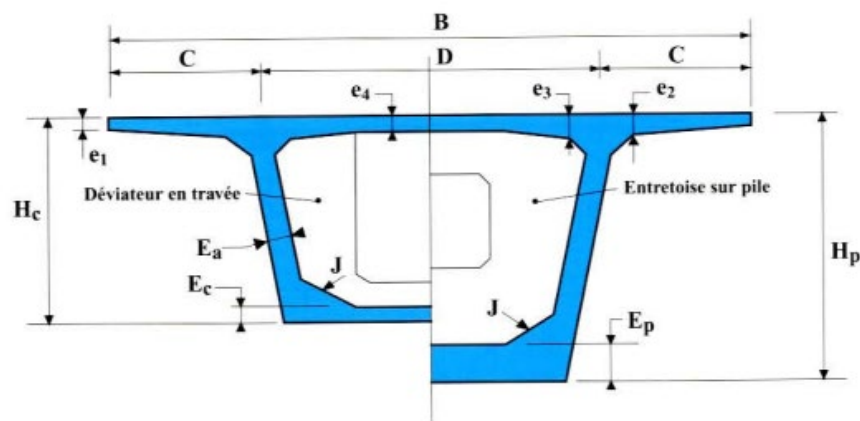
Tableau II.3 : Récapitulation de découpage des voussoirs

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 73$

- 3 voussoirs sur pile.
- 4 voussoirs de clavage.
- 66 voussoirs courants.

Conception transversale :

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

**Figure II.4. Notation des dimensions.**

Pré dimensionnement de la section transversale :

En utilisant le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003) le dimensionnement des différents éléments constitue un voussoir, qui sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Elément	Ration usuel	Valeur
Hauteur du voussoir sur pile	$\frac{1}{18} \leq h_b \leq \frac{1}{16}$	600
Hauteur du voussoir à la clef	$\frac{1}{35} \leq h_b \leq \frac{1}{30}$	300
Loi de la variation parabolique	$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right) + (h_p - h_c) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$	
Largeur du voussoir	B	1310
C	B/4	300
D	B-2C	710
D'	C - Ea/2	275
e1	$e1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25
e2	$C/8 \leq e2 \leq C/7$	38
e3	$e3 > e2 - 10 \text{ cm}$ et $e3 > 1.5 e4$	45
e4	$D/30 \leq e4 \leq D/25$	28
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10
Ea	$Ea \geq 0.26 + L/500$	50
Ec	$Ec \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30
Ep	$35 < Ep < 80 \text{ cm}$	70

CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	43
Gousset inférieur	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	40

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES :

Variante N° 01 : Pont mixte bipoutre.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Prix unitaire (DA)/m ²	Montant (DA)
362	13.1	4742.2	400 000.00	1896880000.00

Variante N° 02 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Prix unitaire (DA)/m ²	Montant (DA)
362.5	13.1	4749	350 000.00	1662062500.00

Variante N° 03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.				
Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Prix unitaire (DA)/m ²	Montant (DA)
364	13.1	4768.4	400 000.00	1907360000.00

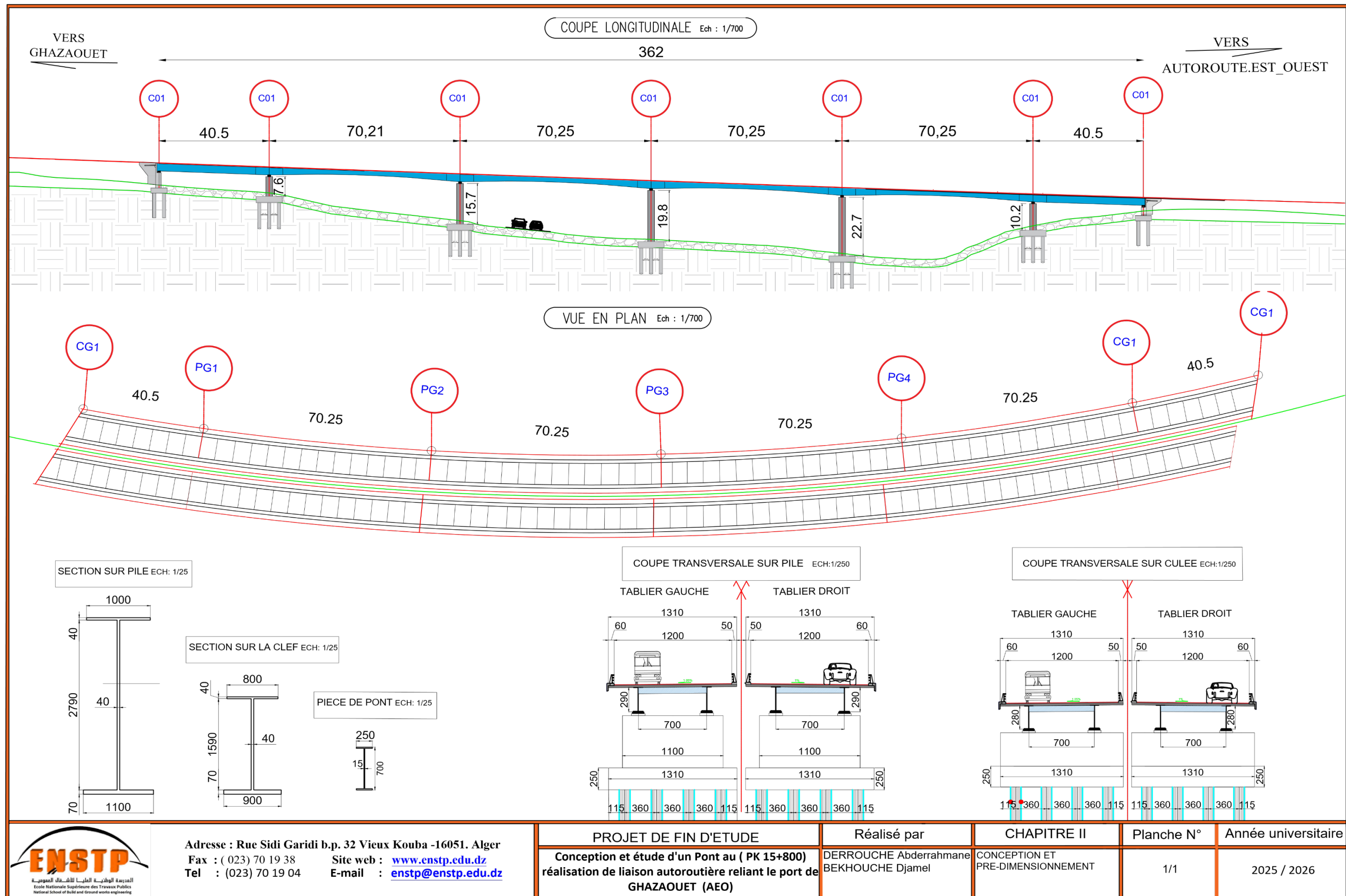
Tableau II.4. Devis estimatif de chaque variante

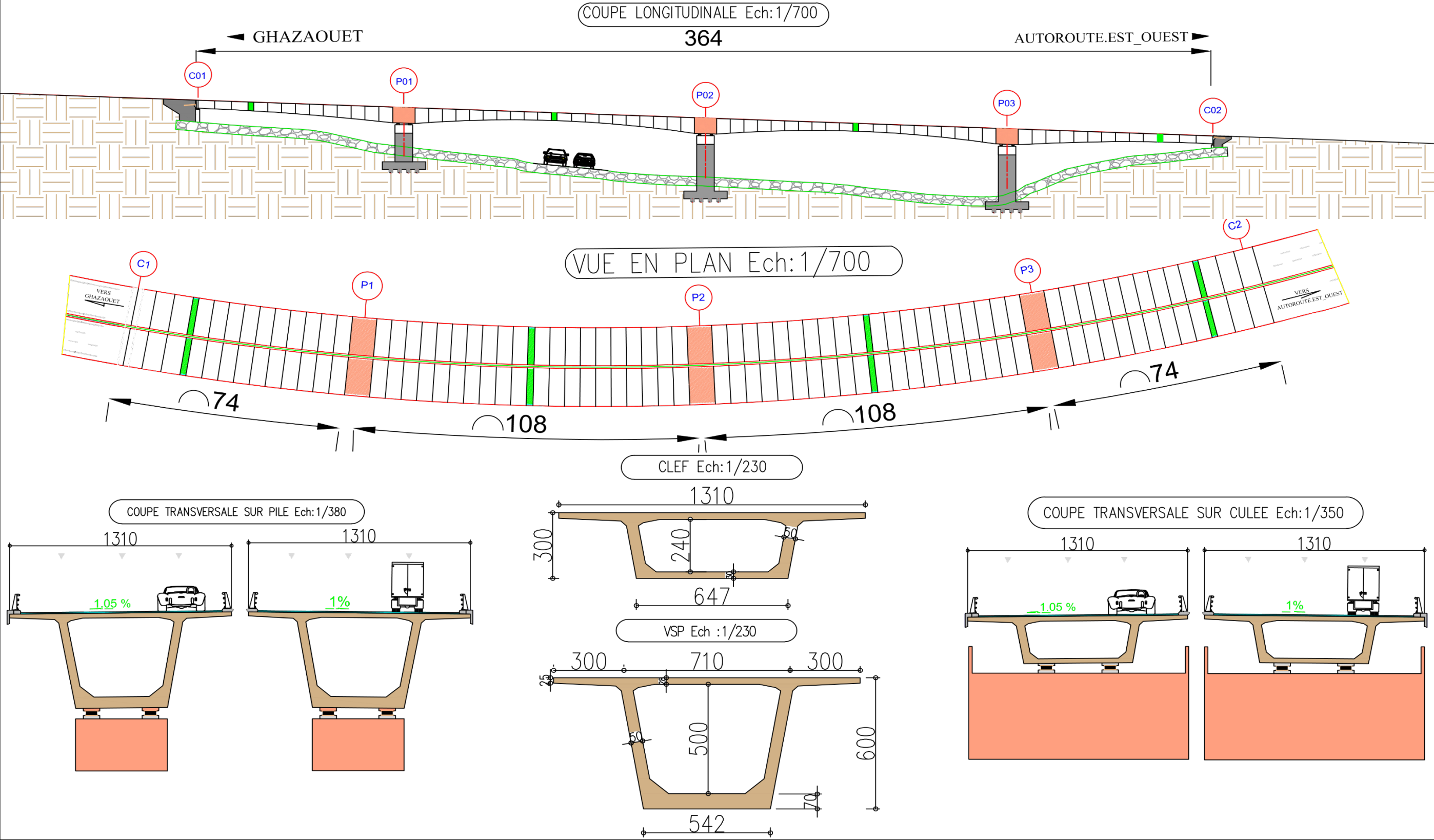
Critère de choix	Economie	Réalisation	Esthétique	Entretien
Variante 1 : Pont Mixte Bipoutre	- Le coût de l'acier est élevé. - Dépense de transport des pièces. - Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier. - Sensibilité au gradient thermique.	- Besoins de contrôle strict de qualité de travail (soudure, boulonnage, goujons). - Besoins des mains d'œuvre qualifiées.	- Simplicité des formes. - Minceur de la dalle	- Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide ce qui demande un entretien fréquent et coûteux. - Entretien périodique.
Variante 3 : Pont à poutres précontraintes de type VIPP	- La multiplication du nombre des appuis. - La difficulté de franchir des biais et courbe - Economie de coffrage possible car éléments préfabriqués - Utilisation des gros engins pour le transport et la mise en place.	- Maîtrise de la préfabrication des poutres. - Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations. Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois.	Tablier épais, mal vu du point de vue esthétique	Les ouvrages en béton précontraint, ne nécessitent aucun contrôle continu

Variante 2 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellement successifs	▪ Accélérer la construction en multipliant les bases de départ. ▪ Réduction et meilleure utilisation des coffrages.	▪ On peut atteindre des portées plus grandes. La facilité de franchir en courbe ▪ L'exécution sans contact avec le sol. ▪ Franchir des vallées très profondes ou accidentées.	▪ Parmi les types des ponts les plus attirant.	▪ La durée d'entretien est plus longue.
--	--	---	--	---

II.4. CONCLUSION :

Après le pré-dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères on a opté 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.





CHARGES III
ET HYPOTHESE DE CALCUL

III.1. INTRODUCTION

L'étude d'un pont nécessite la détermination et le calcul des valeurs qui caractérisent les charges permanentes et les surcharges d'exploitations appliquées, il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Au présent de ce chapitre, on va définir et évaluer des différents matériaux de construction de l'ouvrage, ainsi que les charges à appliquer pour le calcul de notre viaduc.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

- 1) **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- 2) **Règles B.P.E.L. 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites.
- 3) **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
- 4) **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- 5) **Fascicule 62 -Titre 5** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- 6) **Guide SETRA** (service d'étude technique des routes et autoroutes).

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

III.3.1. Béton

Dans la majorité de réalisation des éléments porteurs on emploie un béton dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA.

➤ Résistance en compression :

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

$f_{c28} = C25/30$ MPA Pour le béton de l'infrastructure.

$f_{c28} = C35/45$ MPA Pour le béton de tablier.

La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$f_{cj} \left\{ \begin{array}{ll} \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \\ \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

➤ **Résistance en traction :**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule

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

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPA.

Pour $j=28$ jours, on trouve alors :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2.2 \text{ MPA} \quad \text{Pour le béton de l'infrastructure.}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPA} \quad \text{Pour le béton de tablier.}$$

III.3.2. Armatures

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500

- La limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module de la déformation élastique : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

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.

Armatures de précontraintes :

Les armatures de précontraintes (**câbles Freyssinet**) sont constituées de torons **12T15S**, classe **1860**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\,860 \text{ MPa}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\,674 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$
- Section droite d'un toron : $A_{p\,1\text{toron}} = 150 \text{ mm}^2$
- Section d'un câble : 12T15 : $A_p = 1\,680 \text{ mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : 12T15 : $\Phi = 80 \text{ mm}$
- Coefficient de Relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de Recul d'ancrage $g = 2 \text{ mm}$

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0.1%.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

III.3.3. Contraintes admissibles

III.3.3.1. Béton

Contraintes admissibles à la compression :

$f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$ (MPa). Le coefficient θ est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée ≥ 24 h
- $\theta = 0.9$ lorsque la durée $1h < h < 24h$
- $\theta = 0.85$ lorsque la durée < 1 h
- $f_{bc} = 0.6 f_{c28}$ (MPa)

Tableau III.1 : Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	$\gamma_b = 1.15$, Situation durable $\gamma_b = 1.5$, Situation transitoire $\gamma_b = 1.15$, Situation accidentelle
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.15$	19.83	15.30	
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	19.96	
ELS	f_{bc} / σ_{bc} (MPa)		21.00	16.20	

Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "Eij" défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée $< 24h$) : $E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

III.3.3.2. Armatures

➤ **Contrainte limite de traction des aciers :**

Tableau III.2 : Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500	500

Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_c ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$	250	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_c ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n = 1.6$	200	200

➤ Classe de justification de la précontrainte :

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

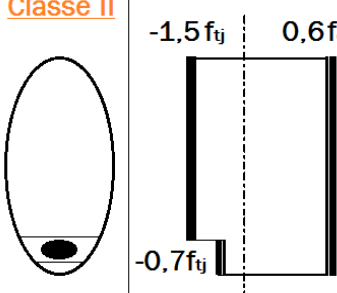
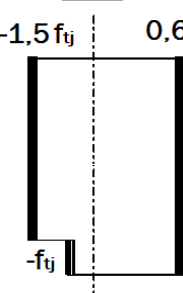
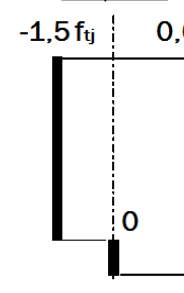
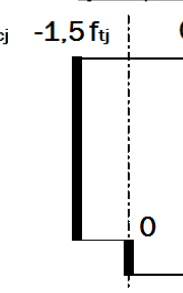
Classe	Exécution	Service			
		Rares		Fréquente	Quasi perm
Classe II					

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

III.4. EVATUATION DES ACTIONS

III.4.1. Évaluation des actions hors trafic

III.4.1.1. Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements, le calcul se fait par évaluation de volume.

Poids de la poutre :

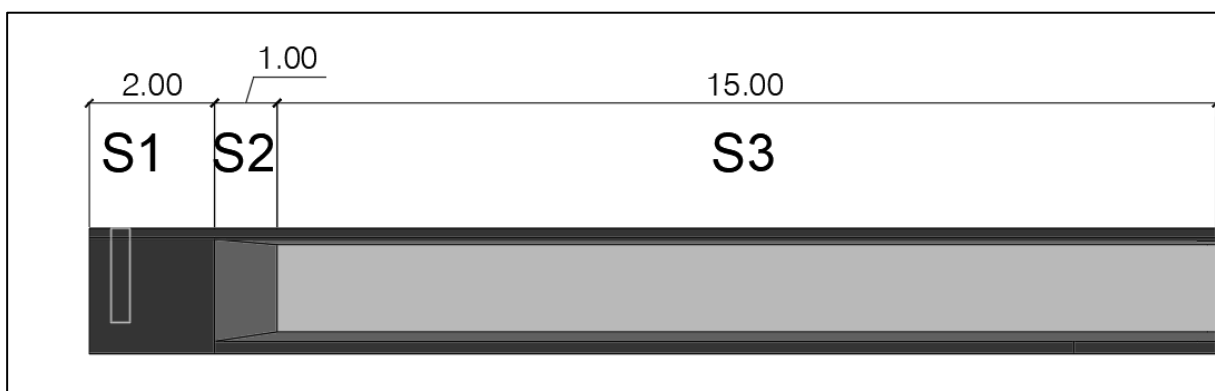


Figure III.2 : Longueurs des différentes sections de la poutre.

Pour la moitié de la poutre on a :

$$P = PS1 + PS2 + PS3$$

$$Psi = Li \times \text{la surface de Si} \times \text{Poids volumique BP } (\gamma_b)$$

Tel que :

Li : longueur de la section.

γ_b : le poids volumique du béton égale à 25 KN/m^3 .

Si : l'aire de la section.

$$\text{Donc : } PS1 = 2 \times 1.2975 \times 25 = 64.875 \text{ KN.}$$

$$PS2 = 1 \times 1.069 \times 25 = 26.72 \text{ KN.}$$

$$PS3 = 15 \times 0.8402 \times 25 = 315.075 \text{ KN.}$$

Pour la totalité de la poutre :

$$Pp = 2 \times \Sigma Psi = 2 \times 406.67 = 813.34 \text{ KN.}$$

$$Pp \text{ (par 1 ml)} = 22.593 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour l'ensemble des poutres : } P_p = 22.593 \times 7 = 158.15 \text{ KN/ml}$$

➤ **La dalle :**

$$\text{Épaisseur de la dalle est de 25 cm, } P_D = 0.25 \times 13.1 \times 25 = 81.875 \text{ KN/ml.}$$

Donc la charge permanente (CP) égale à :

$$CP = P_p + P_D = 158.15 + 81.875 = 240.025 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul de complément des charges permanentes (CCP) :**

Le revêtement :

L'épaisseur de revêtement est 0.08 m avec un poids volumique de 24 KN/m^3 .

$$P_R = 0.08 \times 24 \times 12 = 23.04 \text{ KN/ml.}$$

La corniche :

$$Sc = (0.2892 + 0.1295) \times 25 = 10.468 \text{ KN/ml}$$

Glissière de sécurité :

$$PGS = 0.7 \times 2 = 1.4 \text{ KN/ml}$$

Donc le poids total des compléments des charges permanentes :

$$P_{CCP} = 34.908 \text{ KN/ml.}$$

Tableau III.3 : Poids total du tablier.

	Élément	Poids (KN/ml)	Poids Tot (KN/ml)
CP	Les poutres	158.15	240.025
	La dalle	81.875	
CCP	Le revêtement	23.04	34.908
	Les corniches	10.468	
	Glissière de sécurité	1.4	
Poids total du tablier		Poids total de tablier par ml (KN/ml)	274.933
		Poids total de tablier (KN)	9897.588

Ø Calcul les efforts dus au poids propre :

On a : $G = 274.933 \text{ KN/ml.}$

L'effort tranchant : à $(x = 0)$ (réaction) :

$$RA = RB = G \times L/2 = 274.933 \times 35/2 = 4811.33 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant : à $(x=L/2)$:

$$M (L/2) = G \times L^2/8 = 274.933 \times 35^2/8 = 42099.12 \text{ KN.m.}$$

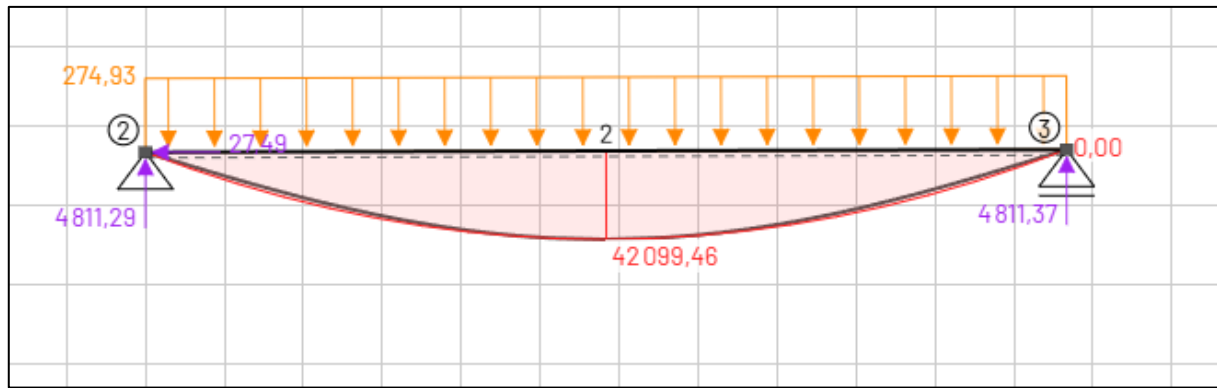


Figure III.3 : Le moment max due aux poids propres

III.4.1.2. Action thermique

Il faut prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage qui admet une variation linéaire de température sur la hauteur de la section.

Selon les Règles définissent les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), on est classé dans l'Algérie du Nord (Climat tempéré) donc la température est entre $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

III.4.2. Évaluation des actions dues au trafic

III.4.2.1. Système de charge à considérer

D'après le RCPR les surcharges considérées sont ;

- Charges civiles : A(L) ; B (Bc, Bt, Br)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

III.4.2.2. Caractéristiques du pont.

Largeur roulable :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre pont routier $L_r = 12\text{ m}$

Largeur chargeable :

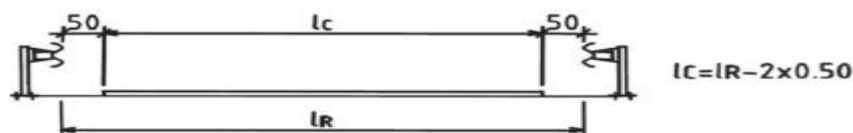


Figure III.4 : Largeur chargeable selon RCPR.

Donc : $L_c = 12 - (2 \times 0.5) = 11\text{ m}$

Classe du pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination.

- $L_r \geq 7.00 \text{ m}$ - Un pont de 1^{ère} classe.
- $5.50 \text{ m} \leq L_r \leq 7.00 \text{ m}$ - Un pont de 2^{ème} classe.
- $L_r \leq 5.50 \text{ m}$ - Un pont de 3^{ème} classe

Notre pont a une largeur roulable $L_r = 12 \text{ m} > 7 \text{ m}$, donc **il est classé en 1^{ère} classe.**

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

$$N = (L_c/3) = [11/3] = 3.$$

La largeur de voies :

$$L_v = L_c/N = 11/3 = 3.67 \text{ m}.$$

III.4.2.3. Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L + 12} ; A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a1 A(l) \\ 4 - 0.002L \end{array} \right. \quad (\text{KN/M}^2)$$

L : la longueur chargée du tablier en (m) $L = 36 \text{ m}$.

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{36 + 12} = 9.8 \text{ KN/m}^2$$

D'après R.C.P.R $\rightarrow A = a_1.a_2.A(L)$

Tableau III.4 : Coefficient a1.

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

$$a1 = 0.9 \rightarrow A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \times 9.8 \\ 4 - 0.002 \times 36 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow A1 = 8.82 \text{ KN/m}^2$$

$a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d'une voie et, $v_0 = 3.50$ m.

$$a_2 = 3.5/3.67 = 0.95$$

- Calcul de A (L) distribué sur un certain nombre de voies :

$$A_v (L) = A (L) \times a_1 \times a_2 \quad V$$

Valeurs de A (l) pour différentes voies chargées :

La charge du type A(l) en fonction de nombre de voies chargé est donnée dans le tableau suivant:

Tableau III.5 : Résultat de calcul de A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l)xa ₁ xa ₂	L _v	A(l)
					(kN/m ²)	(m)	(kN/ml)
1	36	9,8	1	0,954	9.35	3.67	34.31
2	36	9,8	1	0,954	9.35	7.34	68.63
3	36	9,8	0,9	0,954	8.41	11.01	92.61

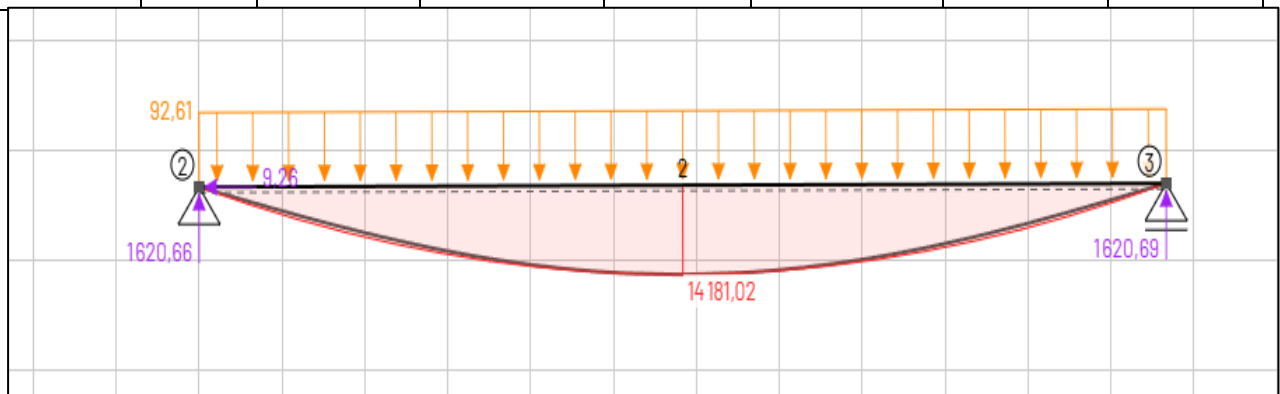


Figure III.5 : Sollicitation dues au system A

D'ou le moment max A(l) correspond à 3 voies chargées **M_{max}= 14181.02 KN.M**

III.4.2.4. Système de charge B

Le système de charges B comprend trois cas distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types(300KN).
- Le système Br se compose d'une roue isolée(10KN).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems (160 KN).

- Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe.

➤ **Système de charges Bc / Article 4.5.3 RCPR :**

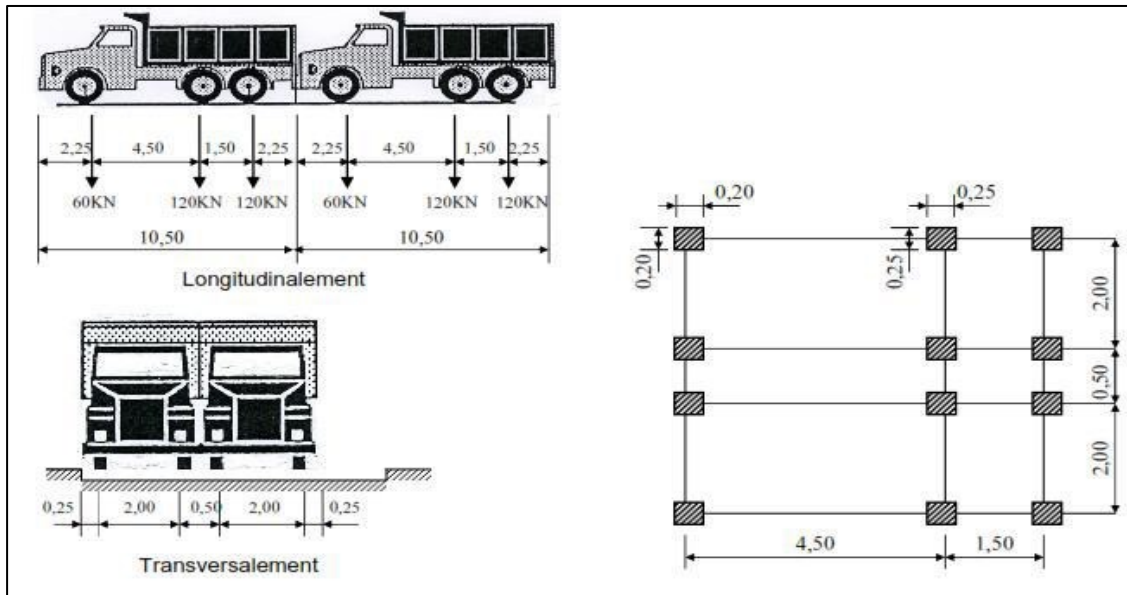


Figure III.6 : Système de chargement Bc.

Calcul des coefficients de majoration dynamique :

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Tel que :

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge maximale de B.

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient de tableau suivant :

Tableau III.6 : Valeurs de bc

Classe du 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	-	-	-

On opte le calcul de coefficient de majoration dynamique sur les différentes voies chargées

Une voie chargée :

Pont de classe I et le nombre de voie chargée = 1

D'après le tableau III.6 :

$$b_c = 1.2 ; S = 300 \times 2 \times 1.2 = 720 \text{ KN} ; G = 9897.588 \text{ KN} ; L = 35 \text{ m}$$

$$\delta_1 = 1 + [((0.4) / (1 + 0.2 \times 35))] + [(0.6) / (1 + 4 \times (9897.588/720))] = 1.061$$

On résume les valeurs de coefficients de majoration dynamique dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.7 : Valeurs de δ .

Nombre de voies chargées	b_c	S	L	G	δ
1	1.2	720 KN	35 m	9897.588 KN	$\delta_1 = 1.061$
2	1.1	1 320 KN	35 m	9897.588 KN	$\delta_2 = 1.07$
3	0.95	1 710 KN	35 m	9897.588 KN	$\delta_3 = 1.075$

Moment fléchissant : « théorème de MR BARRES » :

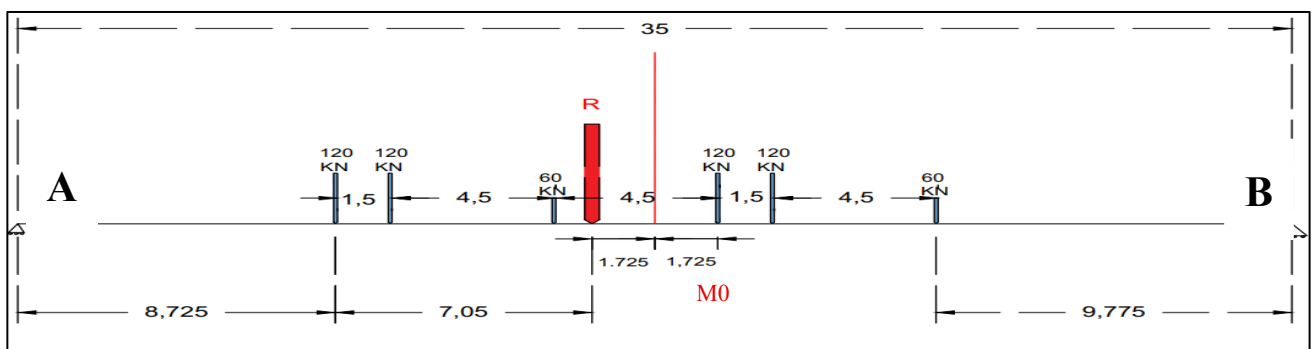


Figure III.7 : Positionnement de la résultante des charges selon Barrés.

Théorème : « Le moment fléchissant dus aux sous charges mobiles en droit (pi) sera maximum lorsque cette charge (pi) est la résultante R de toutes les charges selon symétrique par rapport le centre de la poutre ».

Avec :

$$R_A = 2.746 P \quad \text{et} \quad R_B = 2.254 P$$

Tel que $P = 120 \times bc \times \delta_{bc} \times N$ voies.

$$M_{bc} = M_o = 2.746 \times 19.225 P - 4.5 \times 0.5 P - 9 P - 10.5 P = 31.04 P.$$

Une voie chargée :

$$M_{bc} = 31.04 \times 1.2 \times 1.061 \times 120 = 4742.62 \text{ KN.m.}$$

Deux voies chargées :

$$M_{bc} = 31.04 \times 1.1 \times 1.07 \times 120 \times 2 = 8768.18 \text{ KN.m.}$$

Trois voies chargées :

$$M_{bc} = 31.04 \times 0.95 \times 1.075 \times 120 \times 3 = 11411.87 \text{ KN.m.}$$

➤ **Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :**

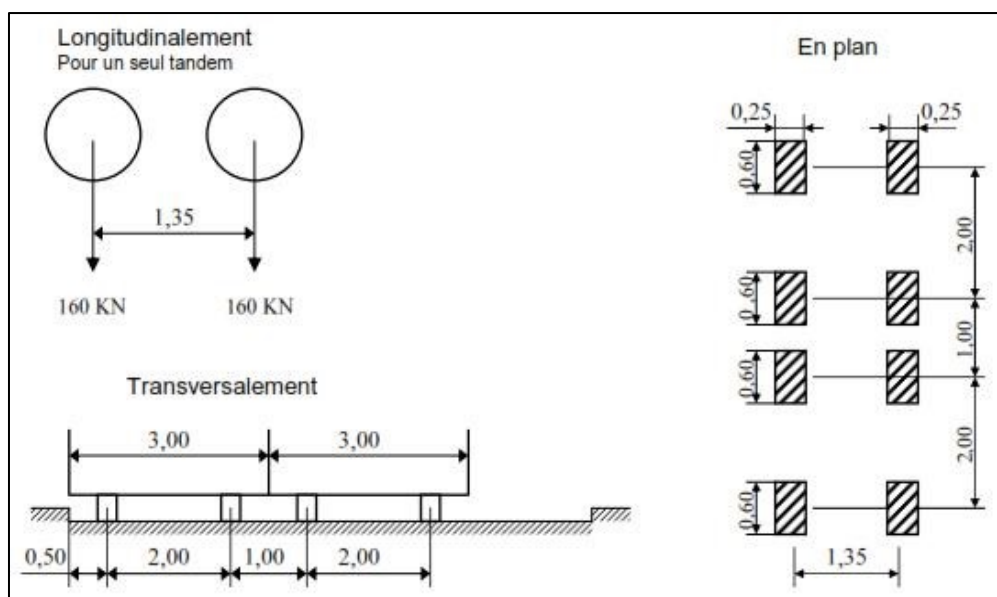


Figure III.8 : Système de chargement Bt.

Notre pont est de CLASS I :

1^{er} cas : un tandem de Bt :

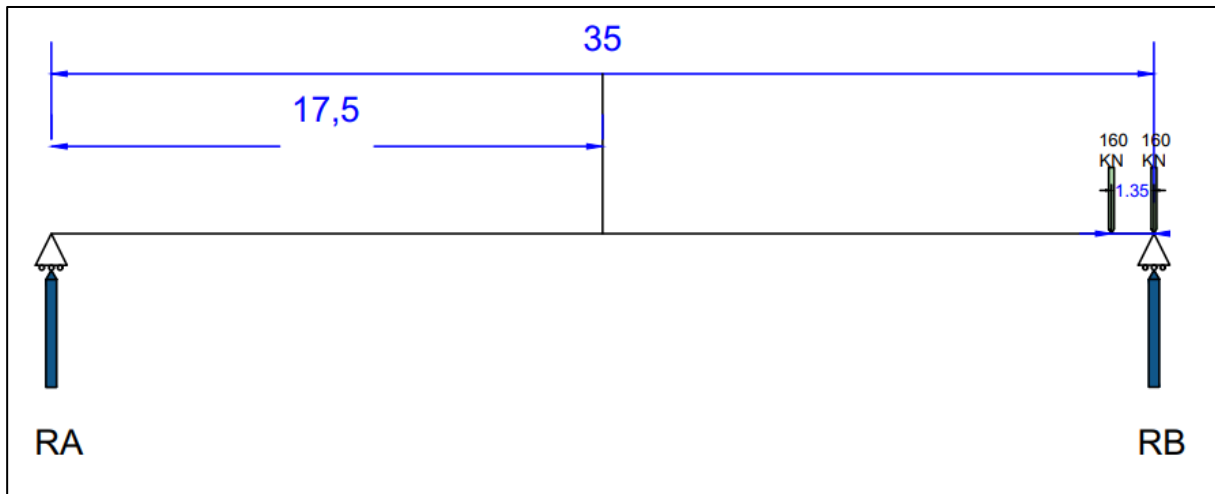


Figure III.9 : Positionnement d'un seul tandem de la charge Bt.

$$S = 320 \times 1.2 = 384 \text{ KN}$$

$$G = 9897.588 \text{ KN}$$

$$L = 35 \text{ m}$$

$$\delta 1 = 1.056$$

2^{ème} cas : un tandem de Bt :

$$S = 2 \times 320 \times 1.2 = 768 \text{ KN}$$

$$G = 9897.588 \text{ KN}$$

$$L = 35 \text{ m}$$

$$\delta 2 = 1.061.$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

L'effort tranchant : à (x=0)

1^{er} cas : un tandem de Bt :

$$\sum M/B = 0 \rightarrow RA \times 35 = 160 \times 1.35 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow RA = 6.17 \text{ KN} \rightarrow RB = 320 - 6.17 = 313.83 \text{ KN.}$$

$$R1_{\max} (Bt) = RB \times bt \times N_{\text{tandems}} \times \delta 1 = 397.69 \text{ KN.}$$

2^{ème} cas : deux tandems de Bt :

$$R2_{\max} (Bt) = 799.14 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant :

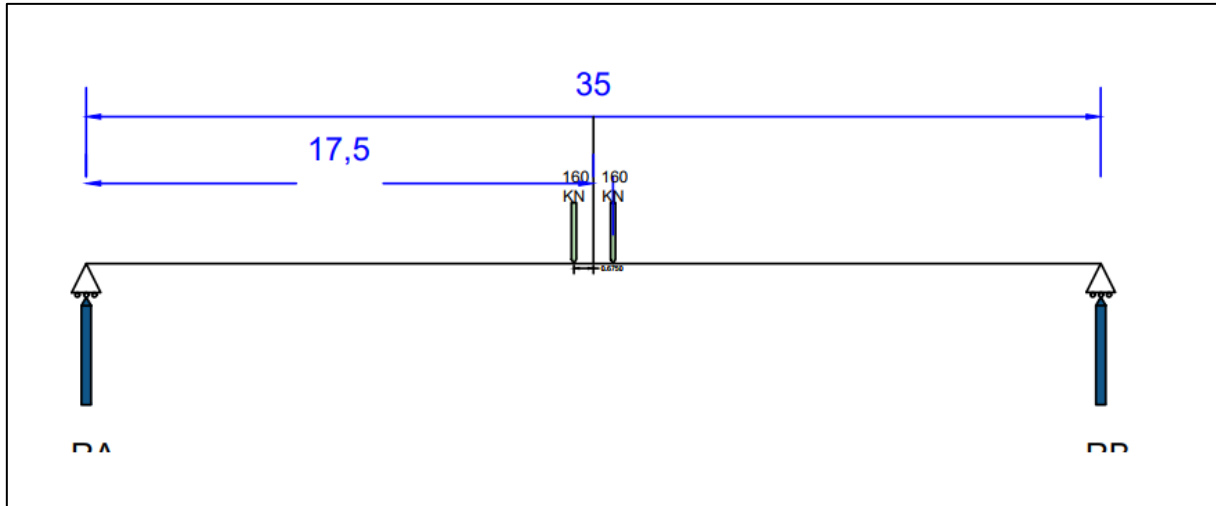


Figure III.10 : Positionnement de la charge Bt pour le calcul du moment.

Vue qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 160 \text{ KN}$.

$$M (L/2) = M_{Bt} = R_A \times (35/2) - 160 \times 0.675 = 2692 \text{ KN.m.}$$

1^{er} cas : un tandem de Bt

$$M_{Bt1} = M_{Bt} \times b_t \times N_{\text{tandems}} \times \delta_1 = 3411.3 \text{ KN.m.}$$

2^{ème} cas : deux tandems de Bt

$$M_{Bt2} = 6854.91 \text{ KN.m.}$$

Système de charges Br / Article 4.5.2 RCPR :

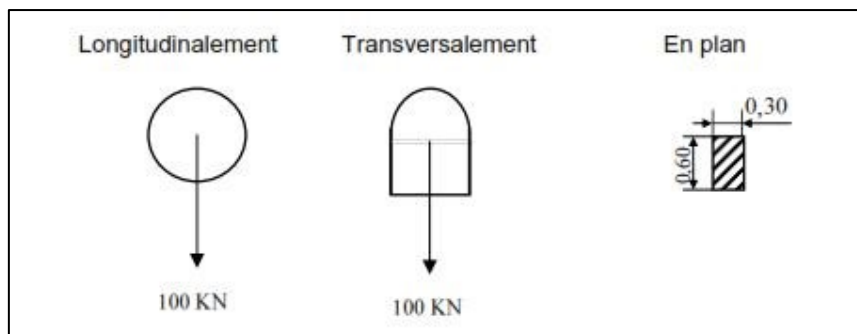


Figure III.11 : Système de chargement Br.

$$S = 100 \text{ KN.}$$

$$G = 9897.588 \text{ KN ;}$$

$$L = 35 \text{ m}$$

$$\delta = 1.05.$$

Calcul des sollicitations :

L'effort tranchant : à (x = 0)

$$R_{Br} = R_B \times \delta = 100 \times 1.05 = 105.3 \text{ KN.}$$

Moment fléchissant :

Vue qu'on a une symétrie : $R_A = R_B = 50 \text{ KN.}$

$$M(L/2) = M_{Br} = R_A \times \left(\frac{35}{2}\right) = 875 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} = M_{Br} \times \delta = 918.75 \text{ KN.m.}$$

III.4.2.5. Charges militaires : Mc 120 :

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6,10m
- Largeur d'une chenille : 1,00m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité avec un espacement de 30.5m.

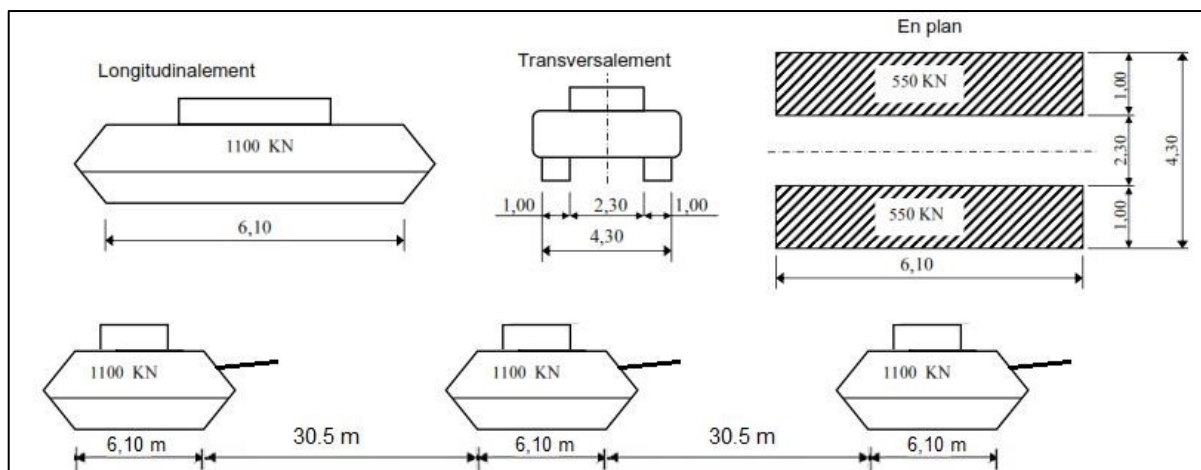


Figure III.12 : Convoi de charge Mc 120.

$$S = 1100 \text{ KN.}$$

$$G = 9897.588 \text{ KN.}$$

$$L = 35\text{m.}$$

$$\delta = 1.066$$

Calcul des sollicitations :

L'effort tranchant : à (X = 0) :

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow RA \times 35 = 1100 \times 3,05 = 3355 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow RA = 95.86 \text{ KN} \rightarrow RB = 1\,004.14 \text{ KN.}$$

$$RM_{c120}(\text{max}) = RB \times \delta = 1070.4 \text{ KN}$$

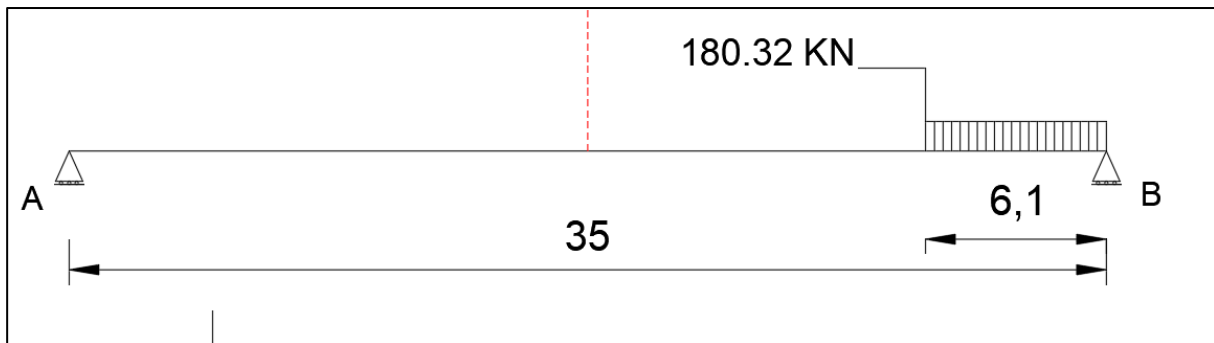


Figure III.13 Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.

Moment fléchissant : à (X = L/2) :

$$RA = RB = 550 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = RA \times \frac{35}{2} - 180.32 \times \frac{3.05^2}{2} = 8786.287 \text{ KN.m}$$

$$Mc_{120} = M_{\text{max}} \times \delta = 9366.18 \text{ KN.m}$$

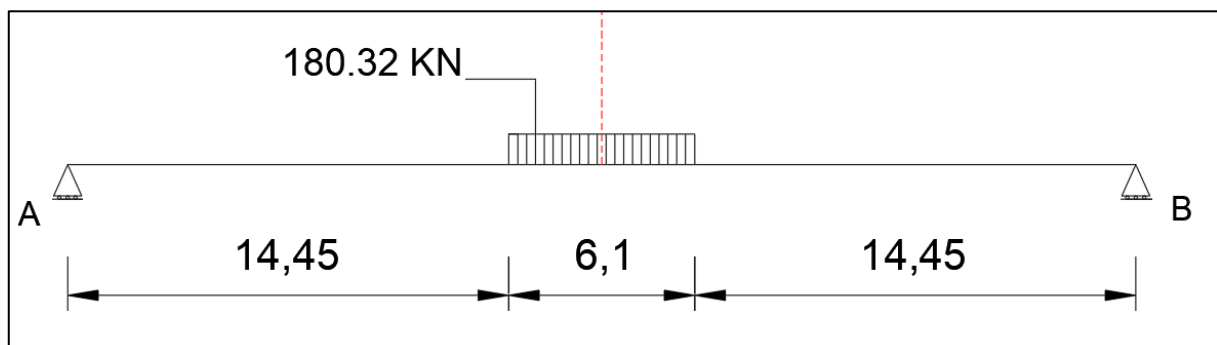


Figure III.14 Positionnement de la charge Mc120 pour une réaction max.

III.4.2.6. Convoi exceptionnel : D240

Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2 400 KN de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.20m de large et 18.60m de long.

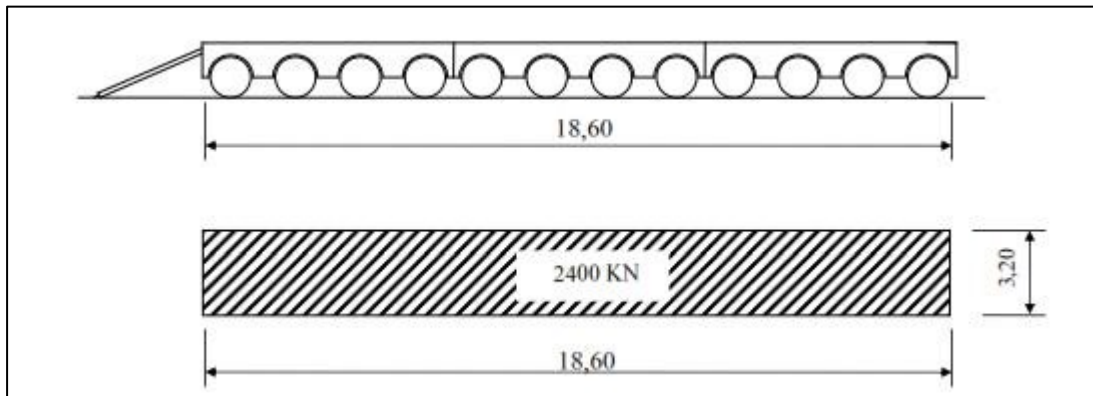


Figure III.15 : Convoi exceptionnel D240.

Calcul des sollicitations :

L'effort tranchant : à (x = 0)

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A \times 35 = 2\,400 \times 9.30 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow R_A = (2\,400 \times 9.30) / 35 = 637.71 \text{ KN} \rightarrow$$

$$R_B = 1\,762.9 \text{ KN.}$$

$$R_{\max} = R_B = 1\,743.53 \text{ KN.}$$

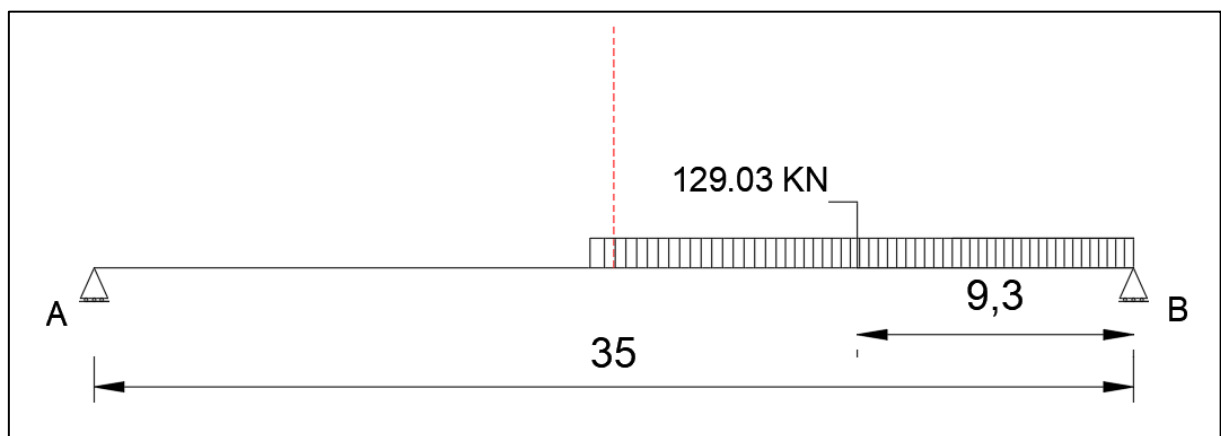


Figure III.16 Positionnement du convoi D240 pour une réaction max.

Moment fléchissant : à $(x = L/2)$:

Vu qu'on a une symétrie :

$$R_A = R_B = 1\,200 \text{ KN.}$$

$$M_{D240}(\max) = M(L/2) = 15420 \text{ KN.m.}$$

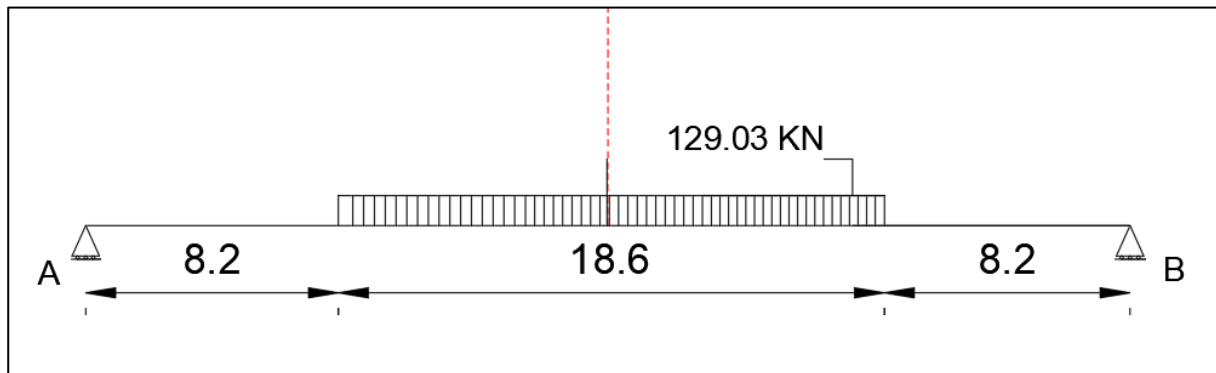


Figure III.17 : Positionnement du convoi D240 pour un moment max.

III.4.2.7. Efforts de freinage :

➤ Système de charge Bc :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids de véhicule de 300 KN.

➤ Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035S}$$

S : surface chargée en (m²).

Tableau III.8 : L'effort de freinage de A(L).

	S (m ²)	A (KN/m ²)	F(KN)
Une voie	128.45	9.35	58.73
Deux voies	256.9	9.35	114.93

Trois voies	385.35	8.41	168.77
-------------	--------	------	--------

III.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu déterminer les chargements appliqués sur le pont, en utilisant le règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR) avec les sollicitations dues aux ces charges longitudinale.

CHAPITRE IV

REPARTITION TRANSVERSALE
DUE AUX SURCHARGES

IV.1 INTRODUCTION

L'ouvrage étant soumis aux actions définies par le règlement, la détermination des sections critiques, correspondant aux sollicitations maximales, constitue une étape essentielle du dimensionnement. Dans le sens longitudinal, ces sections sont identifiées par application du théorème de Barré, permettant de localiser les positions les plus défavorables des efforts internes.

Dans le sens transversal, l'analyse est conduite à l'aide de la méthode de Guyon-Massonnet, développée par Yves Guyon (1946) et formalisée sous forme de tableaux numériques par Charles Massonnet (1954). Cette méthode est particulièrement adaptée aux tabliers dont la rigidité torsionnelle est significative, impliquant un comportement transversal déformable assimilable à celui d'une plaque orthotrope. Elle repose sur la détermination des coefficients de répartition transversale à partir des lignes d'influence associées à chaque sollicitation (moments fléchissant, efforts tranchants). Ces lignes sont établies pour différentes excentricités de charge ($e = +b ; +3b/4 ; +b/2 ; +b/4 ; 0$) et pour un ensemble discret de positions transversales ($y = \pm b ; \pm 3b/4 ; \pm b/2 ; \pm b/4 ; 0$), couvrant l'ensemble de la largeur du tablier.

Les charges mobiles sont ensuite positionnées de manière à maximiser les ordonnées des lignes d'influence, conduisant ainsi aux configurations de charge les plus défavorables. L'excentricité retenue est celle générant les coefficients de répartition maximaux, utilisés pour le calcul des efforts internes.

Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section d'étude est directement liée à la position de la poutre considérée. L'analyse consiste alors à tracer les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charge et à retenir la configuration produisant les sollicitations extrêmes, correspondant aux coefficients de répartition les plus pénalisants.

IV.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL

IV.2.1. Définition des paramètres de calcul.

- **Largeur active B :** le pont est constitué de 7 poutres ($n = 7$). Donc la largeur active du pont sera : $2b = n \times b_1 \rightarrow 2b = 7 \times 1.9 = 13.3 \text{ m}$.

- $b = 6.65 \text{ m}$.

Lorsque la largeur active est supérieure à la largeur du tablier. Cela signifie que le tablier possède une forte rigidité transversale et que la charge est considérée comme se répartissant sur l'ensemble de la structure.

- **Position active des poutres :**

Tableau IV.1 : Valeur des positions actives des poutres

Positon	X1	X2	X3	X4
Valeur	0	1.9	3.8	5.7

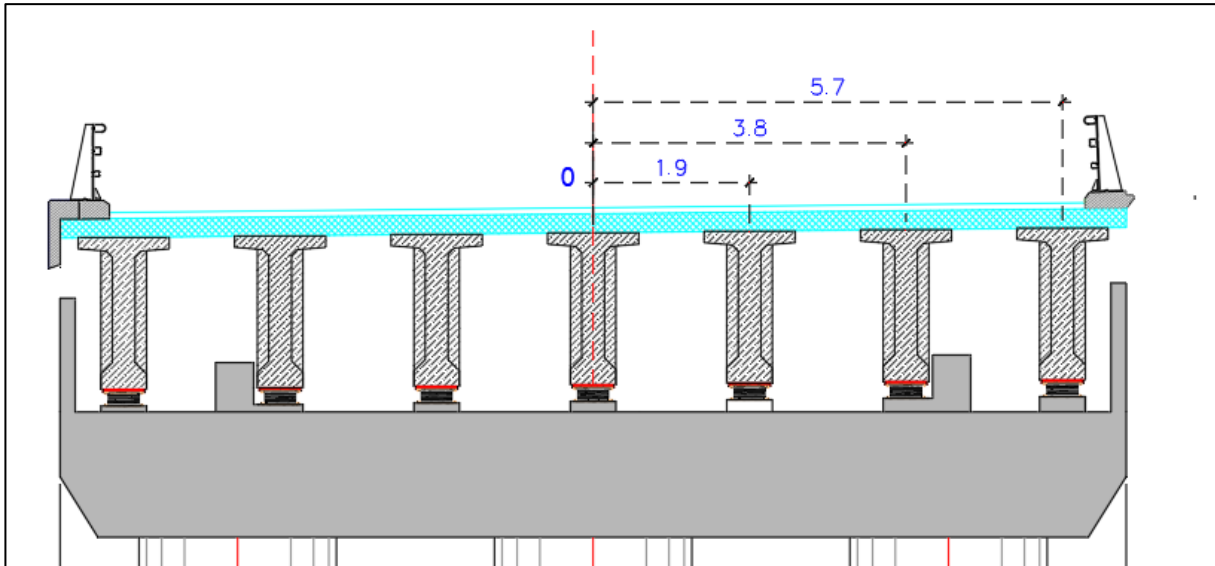


Figure IV.1 : Positions actives des poutres.

- **Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :**

$$\gamma_p = C_p / b_1$$

ρ_p : rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

ρ^{10} : rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

- **Rigidité torsionnelle de la poutre C_p :**

$$C_p = G/3 \left((\sum h_i b_i^3) + b_1 d^3 / 2 \right)$$

d : épaisseur de la dalle.

h_i : hauteur de la poutre.

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

$$\gamma_E = C_E / L_1$$

- **Module de cisaillement (module de déformation transversale) :**

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 0.416E$$

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

ν : coefficient de poisson égal à 0.2.

- **Rigidité torsionnelle de l'entretoise C_E :**

$$C_E = 2 \times G \times I_e$$

IV.2.2. Paramètre d'entretoisement Θ

C'est le second paramètre a été déduit par Guyon en calculant les grillages sans tenir compte de la torsion. Θ détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus il est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\Theta = \frac{b}{L} x^4 \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

On calcul les différents paramètres :

$b = 6.65 \text{ m} = 665 \text{ cm}$ (largeur active).

$L = 35 \text{ m} = 3500 \text{ cm}$ (portée).

- **Rigidité flexionnelle de la dalle :**

$L_1 = 100 \text{ cm}$ (distance entre axe d'entretoise).

$b_1 = 190 \text{ cm}$; $d = 25 \text{ cm}$.

$$I_D = L_1 \times d^3 / 12 = (100 \times (15625)) / 12 = 130208.33 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = \rho_D = 1302.0833 \text{ E}$$

- **Rigidité flexionnelle de la poutre :**

Comme la poutre est à inertie variable, l'inertie à prendre en compte pour le calcul est donné par la formule suivante :

$$I_P = I_0 + \frac{8(IM - I_0)}{3\pi}$$

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec hourdis = 80808243.3 cm^4

IM : moment d'inertie de la section a mi – travée = 60449179.94 cm^4

$$\rightarrow I_P = 80808243.3 + (8(60449179.94 - 80808243.3) / 3\pi) = 63526933.6 \text{ cm}^4$$

$$\rho_P = 334352.28 \text{ E}$$

Donc : $\Theta = 0.76$.

IV.2.3. 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.

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{(\rho_P + \rho_E)}}$$

- **Rigidité torsionnelle de la dalle γ_E :**

$$C_E = 2 \times G \times I_e = 2 \times 0,4166 \text{ E} \times I_e$$

$$I_e = I_D = (b \cdot \frac{d^3}{12}) = (100 \times 25^3) / 12 = 130208.33 \text{ cm}^4$$

$$\text{alors : } C_E = 2 \times 0.416 E \times 130208.33 = 108489.58 E$$

$$\gamma E = 1084.89 E$$

- **Rigidité torsionnelle de la poutre γ_p :**

$$\gamma_p = C_T / b_1$$

Telle que : $b_1 = 190 \text{ cm}$

Calcul de la section simplifiée :

- **Section de la table de compression S1 à mi- travée :**

$$S1 = 2060 \text{ cm}^4 \text{ Largeur de la table : } 120 \text{ cm}$$

$$h1 = S1 / 100 = 2060 / 120 = 17.17 \text{ cm}$$

- **Section du Talon S2**

$$S2 = 1880 \text{ cm}^2$$

$$\text{Largeur du talon } h2 = S2 / 60 = 1880 / 60 = 0.31 \text{ cm}$$

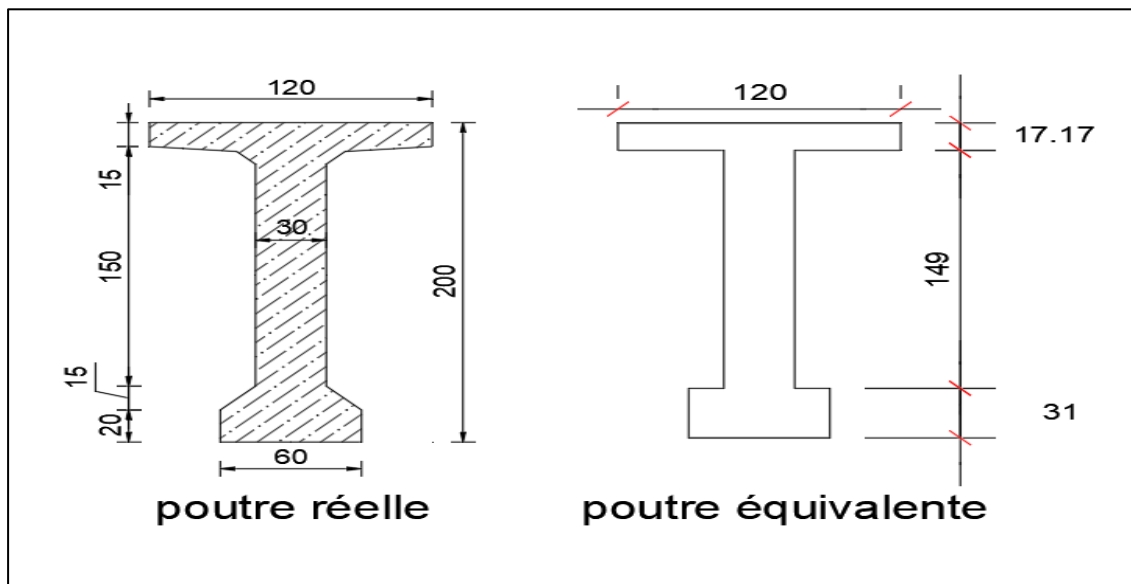


Figure IV.2 : Section équivalente.

$$C_p = \frac{0.416E}{3} \cdot \left((60 \cdot 31^3 + 149 \cdot 30^3 + 120 \cdot 22.84^3) + 190 \cdot \frac{25^3}{2} \right)$$

$$= 1209813.43E$$

$C_p = 1209813.43E$ alors $\gamma_p = 1209813.43E / 190 = 6367.44 E$

$$\text{Donc } \alpha = \frac{\gamma P + \gamma E}{2 \sqrt{\rho p \cdot \rho E}} : \frac{6367.44 + 1084.89}{2 \cdot \sqrt{334352.28 \cdot 1302.0833}} = 0.179 = 0.18$$

IV.3. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS

IV.3.1. Tableau donnant le moment fléchissant

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Valeur de moment fléchissant des charges et surcharges a x = 0.5 L.

Charges et surcharges			Valeur (KN)	Moment fléchissant max a ML/2 (KN.m)	Moment fléchissant M0 par poutre (KN.m)
Charge Permanente	G		274.933 KN/m ²	42099.12	6014.16
Surcharge A(L)	A1(L)	Une voie	34.31 KN/m	5253.72	750.5
	A2(L)	Deux voies	68.63 KN/m	10508.97	1501.28
	A3(L)	Trois voies	92.61 KN/m	14181.02	2025.86
Surcharge B	Bc	Une voie	600	4742.62	677.52
		Deux voies	1200	8768.18	1252.6
		Trois voies	1800	11411.87	1630.27
	Bt	Un tandem	320	3411.3	487.33
		Deux tandems	640	6854.91	979.3

	Br	100	918.75	131.25
Convoi	MC120	1200	9366.18	1338.03
	D240	1400	15420	2202.9

IV.3.2. Coefficient de répartition transversale K

Le coefficient de répartition K est en fonction de plusieurs paramètres, il dépend de :

- ✓ De la valeur du paramètre d'entretoisement θ et De la valeur du paramètre de torsion α
- ✓ De l'excentricité relative (e/b) de la charge linéaire
- ✓ De l'ordonnée relative (y/b) du point considéré de la construction.

Pour éviter de calculer séparément $K\alpha$ 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 :

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \sqrt{\alpha}$$

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$ on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.

$$\begin{array}{ll} \text{-Si } 0 \leq \theta \leq 0,3 & K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.05} \\ \text{-Si } 0,3 \leq \theta \leq 1 & K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{\beta} \\ \text{-Si } 1 \leq \theta \leq 2 & K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^{0.5} \end{array} \text{ Où}$$

:

$$\beta = 1 - e^{\left(\frac{0.065 - \theta}{0.665}\right)}$$

D'après les calculs qu'on a affectés ci-dessus, on peut mentionner notre cas est le deuxième : $\theta = 0.76$ et $\alpha = 0.18$

$$\rightarrow \beta = 0.6483$$

Dans le cas où θ calculé ne figure pas dans les tableaux on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur $\theta = 0,90$ et $\theta = 0,95$ pour trouver les valeurs correspondants $\theta = 0.92$.

D'après les tableaux de 'Guyon Massonnet ' et pour $\theta = 0.76$ et α entre 0 et 1 on a trouvé les tableaux suivants :

Tableau IV.3 : Valeur de K0 pour $\theta = 0.75$.

Théta=0.75	Alfa=0=> K0								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,092	1,5732	1,814	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762

Tableau IV.4 : Valeur de K1 pour $\theta = 0.76$.

Théta=0.75	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

Tableau IV.5 : Valeur de K0 pour $\theta = 0.80$.

Théta=0.80	Alfa=0=> K0								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2595	0,401	1,0595	1,6478	1,9348	1,6478	1,0595	0,401	-0,2595
b/4	-0,4898	0,0123	0,5394	1,1076	1,6478	1,9191	1,6383	1,0694	0,4362
b/2	-0,4719	-0,1844	0,1348	0,5394	1,0595	2	2,0526	2,0353	1,8428
3b/4	-0,353	-0,2834	-0,1844	0,0123	0,401	1,0694	2,0353	3,1419	4,1195
b	-0,2094	-0,353	-0,4719	-0,4898	-0,2595	0,4362	1,8428	4,1195	7,1154

Tableau IV.6 : Valeur de K1 pour $\theta = 0.80$.

Théta=0.80	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6259	0,7738	0,9802	1,2308	1,3841	1,2308	0,9802	0,7738	0,6259
b/4	0,3923	0,5089	0,6812	0,9313	1,2308	1,4371	1,3426	1,1547	0,9971
b/2	0,2516	0,3389	0,472	0,6812	0,9802	1,3426	1,6305	1,6381	1,5588
3b/4	0,1695	0,2358	0,3389	0,5089	0,7738	1,1547	1,6381	2,1023	2,3534
b	0,1177	0,1695	0,2516	0,3923	0,6259	0,9971	1,5588	2,3534	3,3539

Utilisant la formule d'interpolation :

$$K_0(0.76) = \frac{0.76 - 0.75}{0.8 - 0.75} \cdot (K_0(0.8) - K_0(0.75)) + K_0(0.75)$$

On obtient les tableaux suivants :

Tableau IV.7 : Valeur de K0 pour $\theta = 0.76$.

Théta=0.76	Alfa=0=> K0								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1527	0,45772	1,06038	1,58812	1,838	1,58812	1,06038	0,45772	-0,1527
b/4	-0,44388	0,0495	0,56044	1,09512	1,58812	1,83502	1,60374	1,11828	0,57316
b/2	-0,49062	-0,1816	0,15408	0,56044	1,06038	1,60374	2,00404	2,04298	1,93472
3b/4	-0,43124	-0,3206	-0,1816	0,0495	0,45772	1,11828	2,04298	3,09566	4,04726
b	-0,34396	-0,43124	-0,49062	-0,44388	-0,1527	0,57316	1,93472	4,04726	6,76404

Tableau IV.8 : Valeur de K1 pour $\theta = 0.76$.

Théta=0.76	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,65878	0,79756	0,98556	1,2076	1,34034	1,2076	0,98556	0,79756	0,65878
b/4	0,42654	0,54098	0,70504	0,93642	1,2076	1,39342	1,31876	1,15766	1,01806
b/2	0,2828	0,3721	0,50384	0,70504	0,98556	1,31876	1,58346	1,6057	1,54824
3b/4	0,1963	0,26644	0,3721	0,54098	0,79756	1,15766	1,6057	2,03438	2,28092
b	0,1397	0,1963	0,2828	0,42654	0,65878	1,01806	1,54824	2,28092	3,18774

Calcul de K_α :

Pour $\alpha = 0,18$ et $\Theta = 0.76$, on utilise la méthode de Sattler

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha^\beta \quad \text{et} \quad \beta = 0.6483 ; \quad \alpha^\beta = 0,18^{0,6483} = 0,329;$$

$$K\alpha = K_0 + 0.329 (K_1 - K_0)$$

Tableau IV.9 : Valeur de $K\alpha$ pour $\theta = 0,76$ et $\alpha = 0.18$.

Théta=0.75	Alfa=1=> K1								
y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P1=0	0,11427692	0,56952736	1,03576422	1,46292892	1,67426986	1,46292892	1,03576422	0,56952736	0,11427692
b/4	-0,15751182	0,21119692	0,6080134	1,0429077	1,46292892	1,6897336	1,50998158	1,13123602	0,7195321
P2=1,9	-0,168747963	0,181106974	0,559604491	0,980779943	1,401905391	1,66405474	1,560794094	1,240933	0,874965811
b/2	-0,23616482	0,0005673	0,26915104	0,6080134	1,03576422	1,50998158	1,86566918	1,89911488	1,80756808
P3=3,8	-0,232911826	-0,03601303	0,192412829	0,494637263	0,902553689	1,401768563	1,875225094	2,141224594	2,281444097
3b/4	-0,22477934	-0,12746384	0,0005673	0,21119692	0,56952736	1,13123602	1,89911488	2,74649888	3,46613414
P4=5,7	-0,207660706	-0,16917048	-0,100889323	0,053178889	0,374420029	0,954791483	1,859880537	3,054913991	4,375264066
b	-0,18483586	-0,22477934	-0,23616482	-0,15751182	0,11427692	0,7195321	1,80756808	3,46613414	5,5874373

Si la poutre se trouve entre deux sections dont les lignes d'influence sont connues, il fallait d'interpoler en fonction θ et α et on tracer la ligne d'influence propre à cette poutre.

L'ouvrage consterné par l'étude est d'une largeur active de 6.65 x 2 m porté par sept poutres espacées également de 1.9 m.

A partir du tableau ci-après ; on peut conclure les coefficients de répartition transversale de notre cas

Après avoir tracé les lignes d'influence pour chaque poutre dans la section mi travée jugée dangereuse, on doit disposer nos systèmes de chargement (Bc, Bt, Br) et surcharge surfacique (A(l), accompagnée de convoi (Mc120, D240)) pour chaque poutre comme notre cas on a sept poutres par symétrie on peut intéresser que par les moitiés c'est-à-dire quatre poutres plus la poutre intermédiaire.

La méthode de disposition de chargement, pour chaque poutre on met le chargement sur la poutre même pour avoir un cas défavorable et sollicité maximum de la poutre, par exemple concerne les poutres intermédiaires,

Pour calculer ou métré le coefficient K, leur méthode ça change en fonction de la nature de chargement :

Pour des surcharges concentrées (Bc, Br, Bt) ; On mesure la longueur entre l'impact de l'essieu avec tablier et l'intersection avec la courbe d'influence, pour Bt ou Bc une voie chargée on fait la moyenne des deux longueurs.

Pour des surcharges surfaciques (A(l), Mc120, D240) : on calcul la surface encadrée par l'impact de l'essieu avec le tablier de pont et l'intersection avec la courbe d'influence divisée par la longueur de la voie (A(l)) ou la longueur d'impact (Mc120), la longueur de convoi D240.

Calcul de K_{moy} :

Pour ce calcul on distingue de types de charges :

Surcharges surfaciques :

Les surfaces sont calculées à partir de l'Autocad 2025 et Kamoy est calculé par la formule suivante :

$$K_{amoy} = \frac{S}{L}$$

S : les surfaces situées entre les ordonnées d'impact et le linge d'influence.

L : la largeur des voies. **Surcharges**

A(L) :

Surface de la surcharge AL pour les quatre poutres :

-Pour une voie chargée :

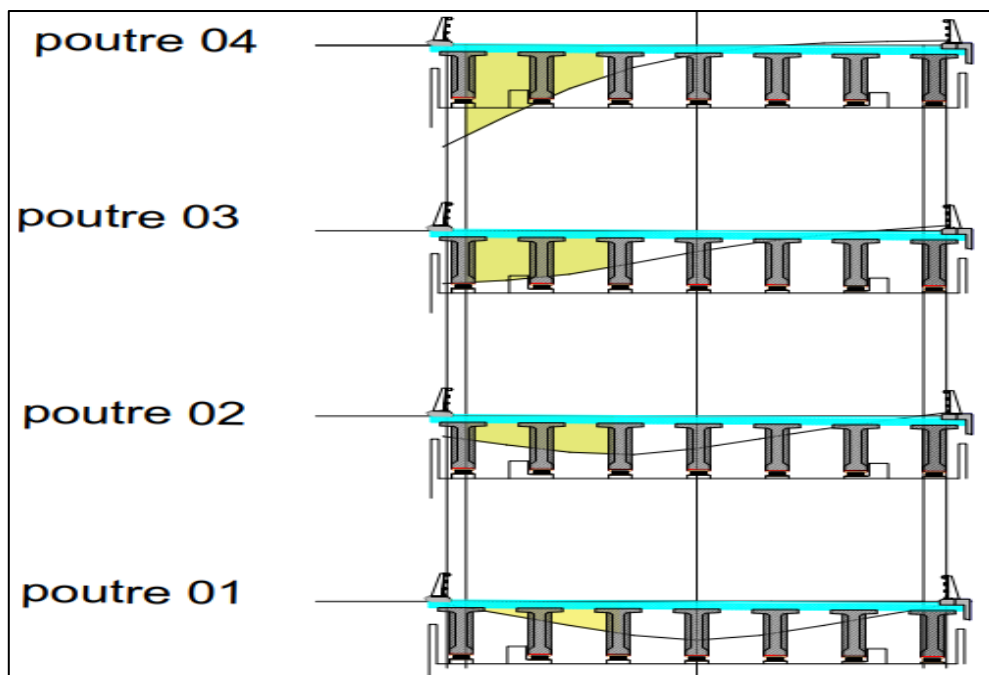


Figure IV.3 : Surface de la surcharge AL pour une voie.

-Deux voies chargées :

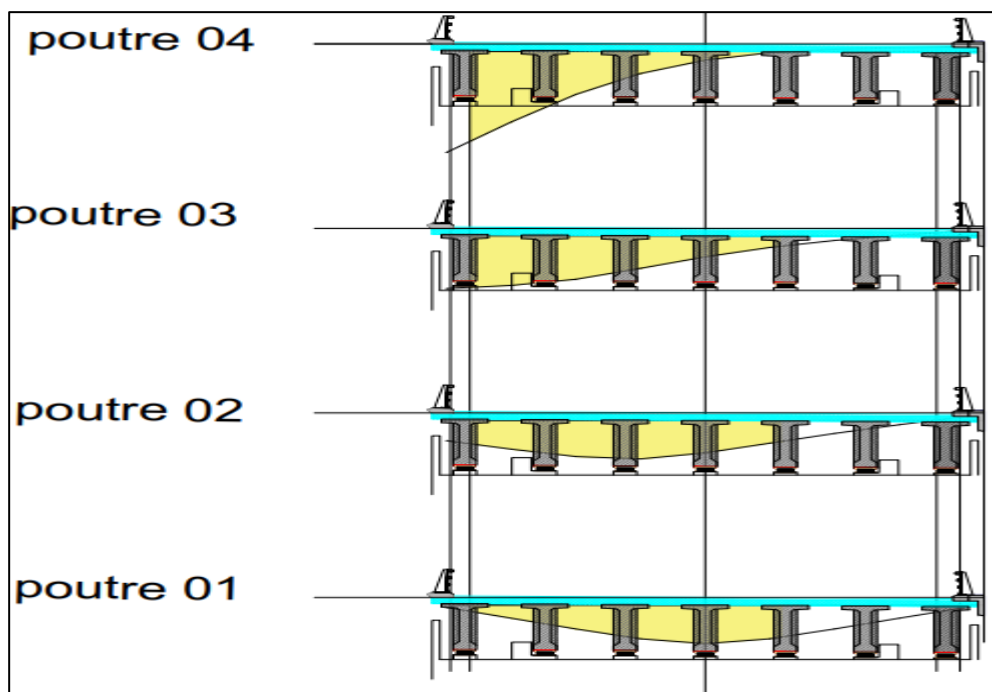


Figure IV.4 : Surface de la surcharge AL pour deux voies.

Trois voies chargées :

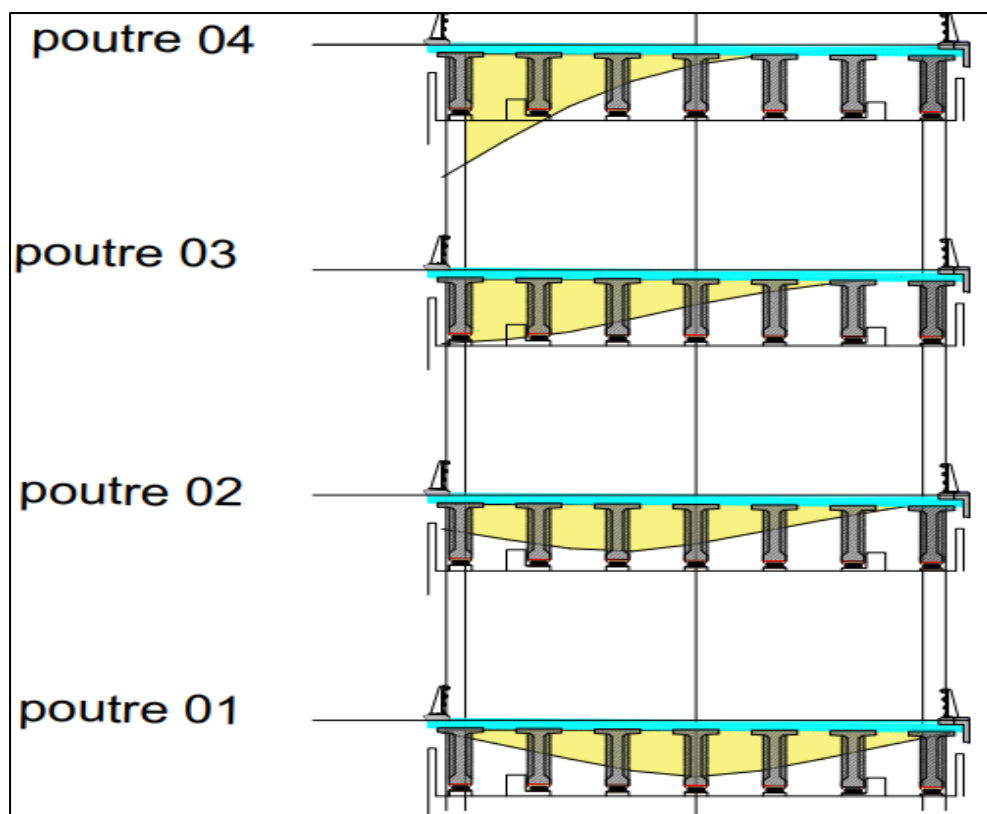


Figure IV.5 : Surface de la surcharge AL pour trois voies.

Calcule de K_{amoy} pour chaque poutre :**Tableau IV.10 : Valeur de K_{amoy} pour la poutre 1.**

Poutre I		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	3.328	3.67	0.907
	Deux voies	9.486	7.34	1.29
	Trois voies	12.907	11	1.17

Tableau IV.11 : Valeur de K_{amoy} pour la poutre 2.

Poutre II		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	5.35	3.67	1.46
	Deux voies	10.989	7.34	1.5
	Trois voies	12.707	11	1.155

Tableau IV.12 : Valeur de K_{amoy} pour la poutre 3.

Poutre III		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	7.391	3.67	2.01
	Deux voies	11.581	7.34	1.58
	Trois voies	12.074	11	1.08

Tableau IV.13 : Valeur de K_{amoy} pour la poutre 4.

Poutre IV		Surface (m ²)	Largeur de la voie	K_{amoy}
A(L)	Une voie	9.165	3.67	2.48
	Deux voies	11.589	7.34	1.58
	Trois voies	11.141	11	1.01

- surcharge Bc :

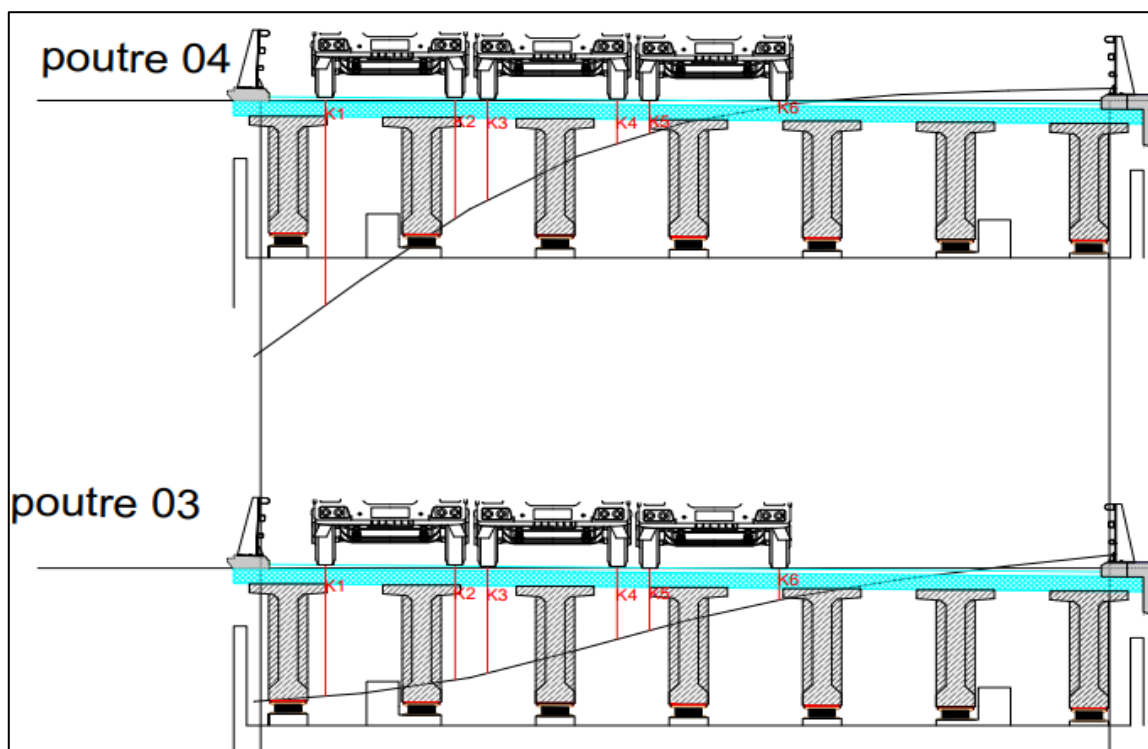


Figure IV.6 : Surface de la surcharge BC pour une voie.

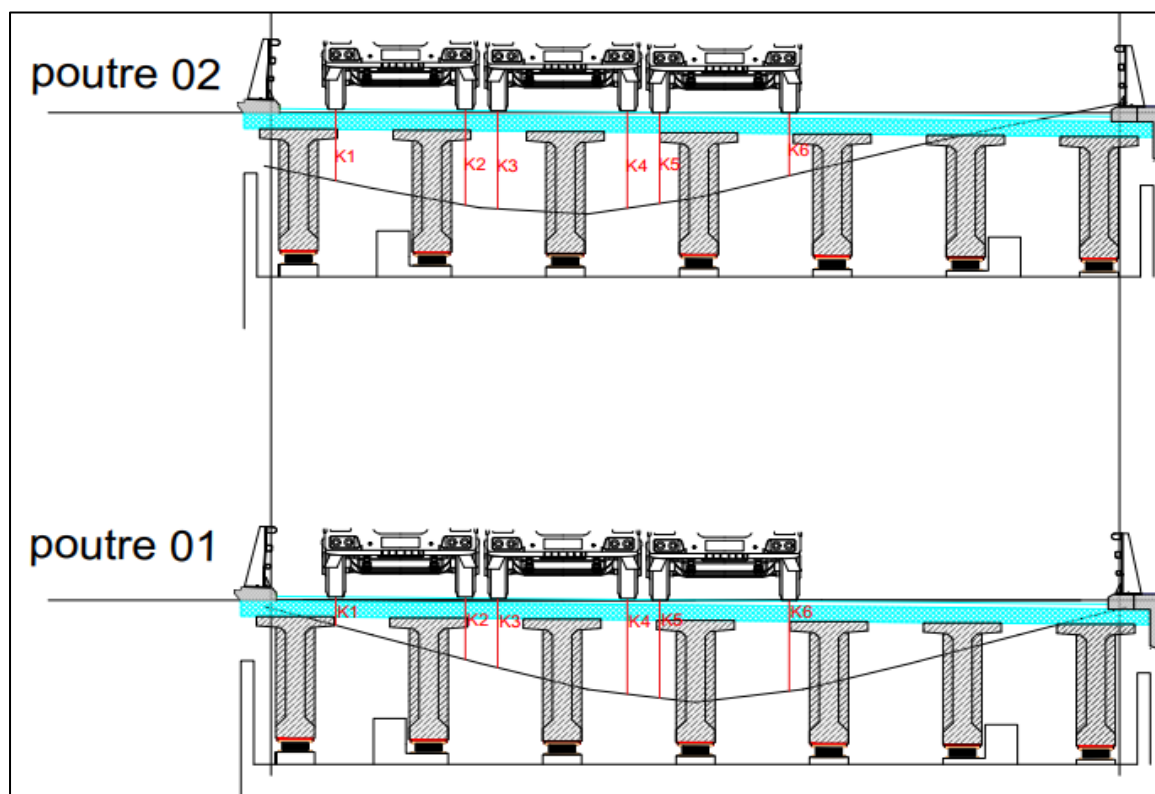


Figure IV.7 : Surface de la surcharge BC pour trois voies.

On résume les valeurs de K_{amoy} pour toutes les poutres dans le tableau suivant

Valeur de K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Kamoy Poutre 1	Kamoy Poutre 2	Kamoy Poutre 3	Kamoy Poutre 4
1 voie								
K1	0.412	1.12	2.189	3.5	0.69	1.32	2.05	2.761
K2	0.973	1.52	1.91	2.022				
2voies								
K1	0.412	1.12	2.189	3.5	1.008	1.447	1.78	1.99
K2	0.973	1.52	1.91	2.022				
K3	1.106	1.578	1.797	1.71				
K4	1.541	1.568	1.22	0.741				
3voies								
K1	0.412	1.12	2.189	3.5	1.188	1.385	1.456	1.44
K2	0.973	1.52	1.91	2.022				
K3	1.106	1.578	1.797	1.71				
K4	1.541	1568	1.22	0.741				
K5	1.604	1.489	1.07	0.566				
K6	1.49	1.035	0.547	0.094				

Tableau IV.14 : Valeur de K_{amoy} pour chaque poutre sous charge Bc.

Système Mc120 :

On résume les valeurs de $K_{\alpha m o y}$ dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 : Valeur de $K_{\alpha m o y}$ pour chaque poutre sous charge Mc120.

Poutres	Surface (m ²)	Largeur (m)	$K_{\alpha m o y}$
Poutre 1	2.901	2	1.4505
Poutre 2	2.865	2	1.43
Poutre 3	3.567	2	1.78
Poutre 4	4.136	2	2.07

- Surcharge D240 :**

On fixe la largeur avec une valeur de $L = 3.2$ m

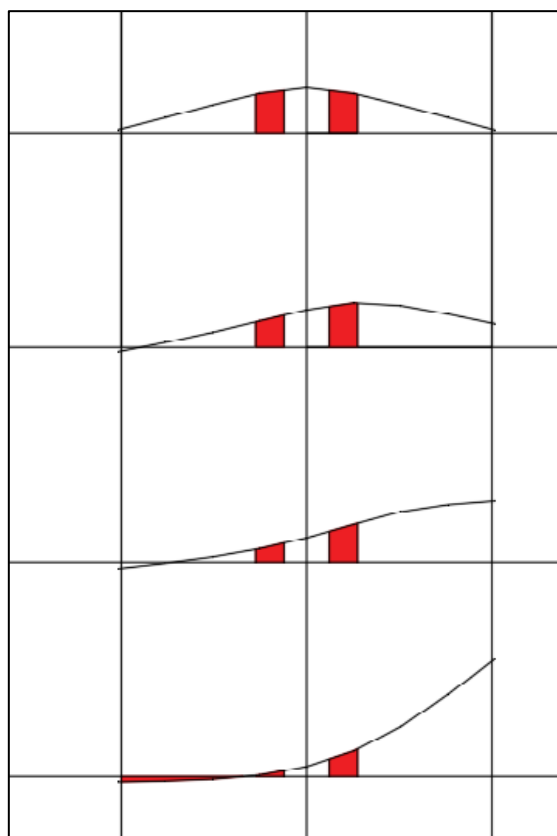


Figure IV.8 : Surface de la surcharge D240

Tableau IV.16 : Valeur de Kamoy pour chaque poutre sous charge D240.

Poutres	Surface (m ²)	Largeur (m)	Kamoy
Poutre 1	5.032	3.2	1.57
Poutre 2	4.364	3.2	1.36
Poutre 3	2.958	3.2	0.92
Poutre 4	1.398	3.2	0.44

IV.3.3. Valeurs des moments fléchissant réels dus aux surcharges à (x = 0.5L)

Tableau IV.17 : Tableau récapitulatif de répartition de moment transversalement à L/2.

Désignation		M0 KN.m	Poutre 1		Poutre 2		Poutre 3		Poutre 4		
			Kam oy	Mréel KN.m	Kam oy	Mréel KN.m	Ka moy	Mréel KN.m	Kam oy	Mréel KN.m	
G		6014.16		6014.16		6014.16		6014.16		6014.16	
Surcharge A(L)	1 voie	750.5	0.907	680.7	1.46	1095.73	2.01	1508.505	2.48	1861.24	
	2 voies	1501.28	1.29	1936.65	1.5	2251.92	1.58	2372.02	1.58	2372.02	
	3 voies	2025.86	1.17	2370.26	1.155	2339.87	1.08	2187.93	1.01	2046.12	
Surcharge B	B c	1V	677.52	0.69	467.49	1.32	894.33	2.05	1388.92	2.76	1870.63
		2V	1252.6	1.008	1262.62	1.447	1812.51	1.78	2229.63	1.99	2492.7
		3V	1630.27	1.188	1936.76	1.385	2257.92	1.456	2373.67	1.44	2347.59
Convoi	Mc120	1338.03	1.45	1940.14	1.43	1913.4	1.78	2381.7	2.07	2769.72	

	D240	2202.9	1.57	3458.55	1.36	2995.94	0.92	2026.67	0.44	969.28
--	-------------	--------	------	---------	------	---------	------	---------	------	--------

IV.3.4. Détermination de la poutre la plus sollicitée

Pour déterminer la poutre la plus sollicitée on utilise les combinaisons de charges dans les deux états limites (ELU : ELS), on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Combinaisons de charge à ELS et à ELU.

Combinaisons		Poutre 1	Poutre2	Poutre 3	Poutre 4
ELS	G + 1.2 AL	8858.5	8822	8860.6	8860.6
	G + 1.2 Bc	8338.3	8723.7	8862.564	9005.4
	G + MC120	7954.3	7927.56	8395.86	8783.88
	G + D240	9472.71	9010.1	8040.83	6983.44
ELU	1.35G + 1.6 AL	11911.53	11862.91	11619.8	11914.35
	1.35G + 1.6 Bc	11217.93	11731.79	11917	12107.436
	1.35G + 1.35.MC120	10738.31	10702.2	11334.41	11858.34
	1.35.G + 1.35. D240	12788.16	12163.64	10855.12	9427.644

Par conclusion on la poutre la plus sollicitée est la première à ELS et la première poutre à ELU.

CHAPITRES V

Modelisation du Tablier

V.1. INTRODUCTION

La modélisation numérique est une étape essentielle pour analyser le comportement des ponts à poutres. Dans ce travail, on s'intéresse à une travée isostatique composée de 7 poutres longitudinales, un cas courant pour les ponts de portée moyenne.

Une travée isostatique repose généralement sur deux appuis (un fixe et un mobile), ce qui permet une détermination simple des efforts internes comme les moments fléchissants et les efforts tranchants.

V.2. Phasage d'exécution du tablier :

- Phase 1 : Fabrication en atelier des poutres
- Phase 2 : Mise en place (montage) des poutres sur site
- Phase3 : Réalisation des entretoises (coffrage et coulage du béton)
- Phase4 : Exécution de la dalle (coffrage, ferrailage et bétonnage)
- Phase5 : Installation des équipements et superstructures
- Phase 6 : Ouverture de l'ouvrage à la circulation

V.3. Charges a prendre en compte :

Charges permanentes	Surcharges
Poids propre des poutres	A(l)
Poids propre de la dalle	BC
Revêtement	BT
Glissières de sécurité	D240 et MC120

Tableau V.1 : Définition de chargement de la structure

Les combinaisons de charges sont résumées dans le tableau suivant :

ELS	$G + 1.2 A(l)$
	$G + 1.2 BC$
	$G + 1.2 BT$
	$G + MC120$
	$G + D240$
ELU	$1.35G + 1.6 A(l)$
	$1.35G + 1.6 BC$
	$1.35G + 1.6 BT$
	$1.35G + 1.35 MC120$
	$1.35G + 1.35 D240$

TableauV.2 :Combinaisons des charges

V.4. Outils de modélisation :

MIDAS Civil : utilisé pour une modélisation réel (poutres, dalle, charges mobiles, comportement réel)

Autodesk Robot Structural Analysis : utilisé pour une modélisation simple et rapide (poutres + charges)

Modélisation Par Midas civil (VER : 2022)



V.4.1. Calcul automatique :

L'ouvrage est de type isostatique comportant 10 travées identiques et indépendantes, donc il suffit de faire l'étude d'une seule travée.

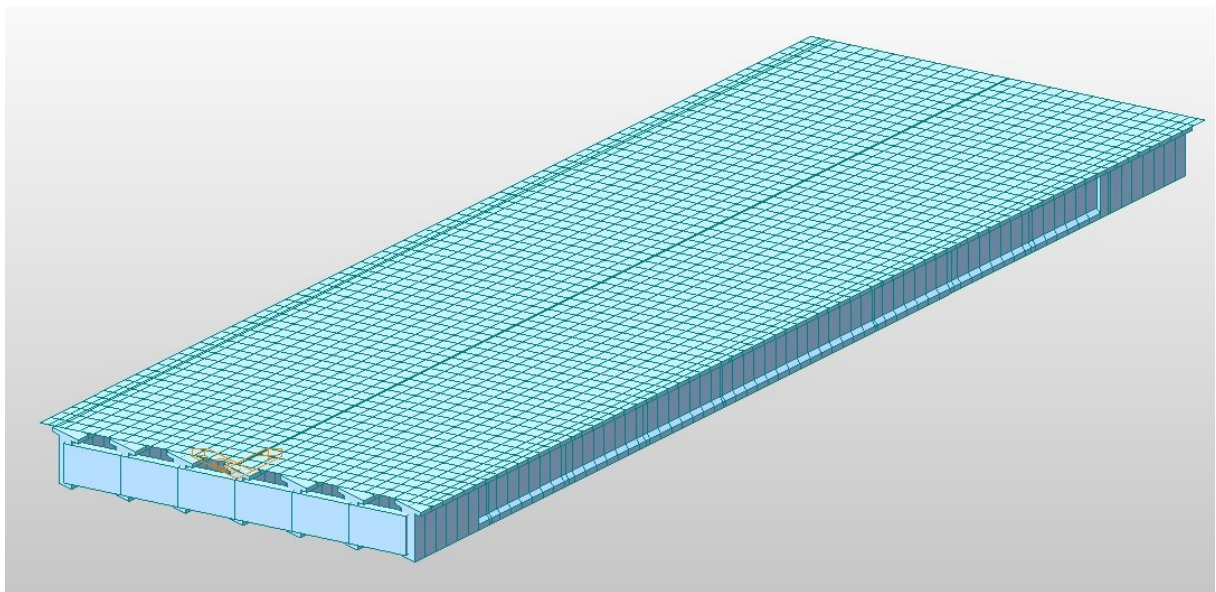


Figure V-1 : Modélisation de Tablier

La modélisation du tablier est effectuée à l'aide du logiciel MIDAS Civil, reconnu pour ses capacités avancées en calcul des structures. Il permet la représentation fidèle de la géométrie du tablier et la réalisation d'analyses statiques et dynamiques, indispensables pour l'étude du comportement structural sous différentes combinaisons de charges.

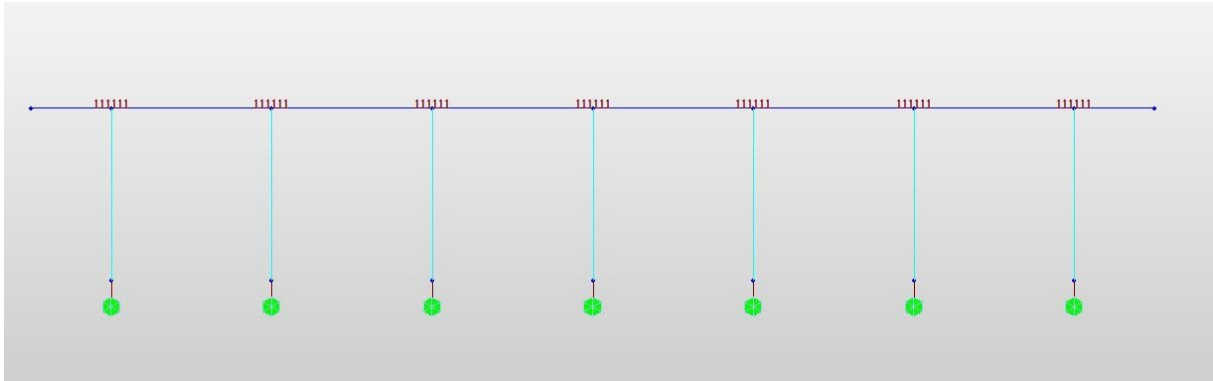


Figure V-2 : Condition aux limites

Hypothèses de modélisation

La modélisation du tablier intègre différents types de liaisons afin de représenter fidèlement le comportement réel de l'ouvrage :

- Les Rigid Links assurent une liaison rigide entre la dalle et les poutres, garantissant la continuité des efforts.
- Les Elastic Links modélisent les appareils d'appui en tenant compte de leur rigidité.
- Les appuis, représentés par des points verts, traduisent l'encastrement des dés d'appui.

Résultats :

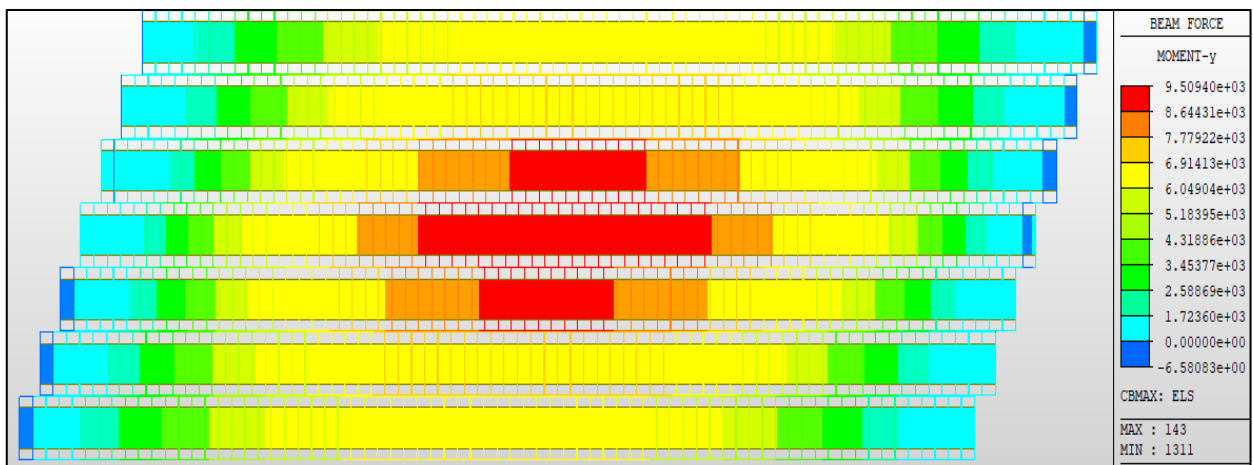


Figure V-3: Moment max à ELS (G+D240)

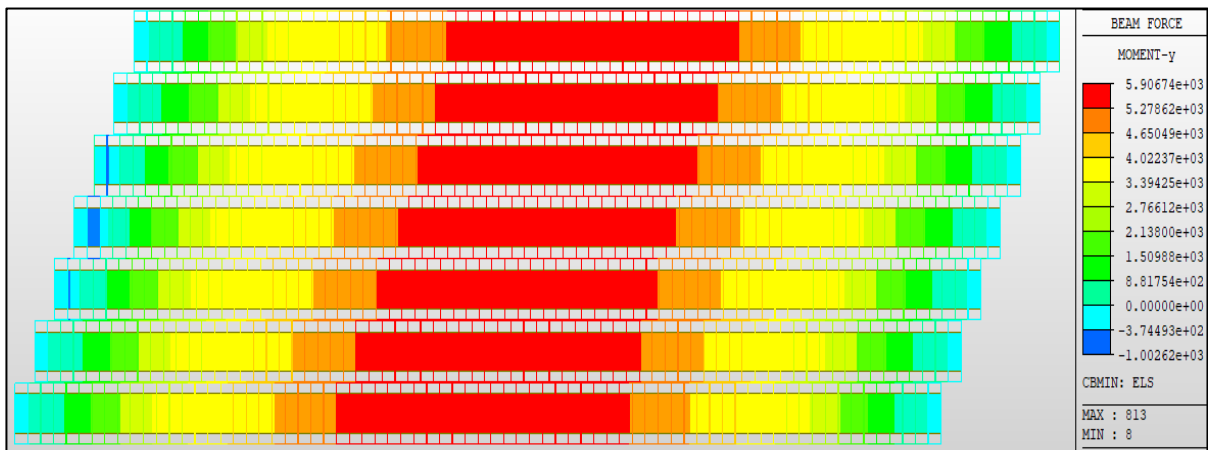


Figure V-4: Moment min à ELS

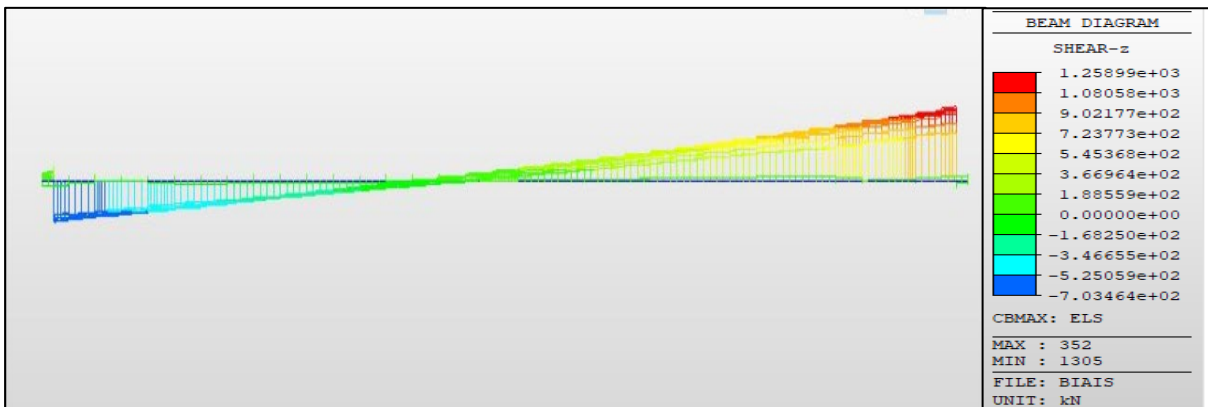


Figure V-5 : L'effort Tranchant Max à ELS (G+D240)

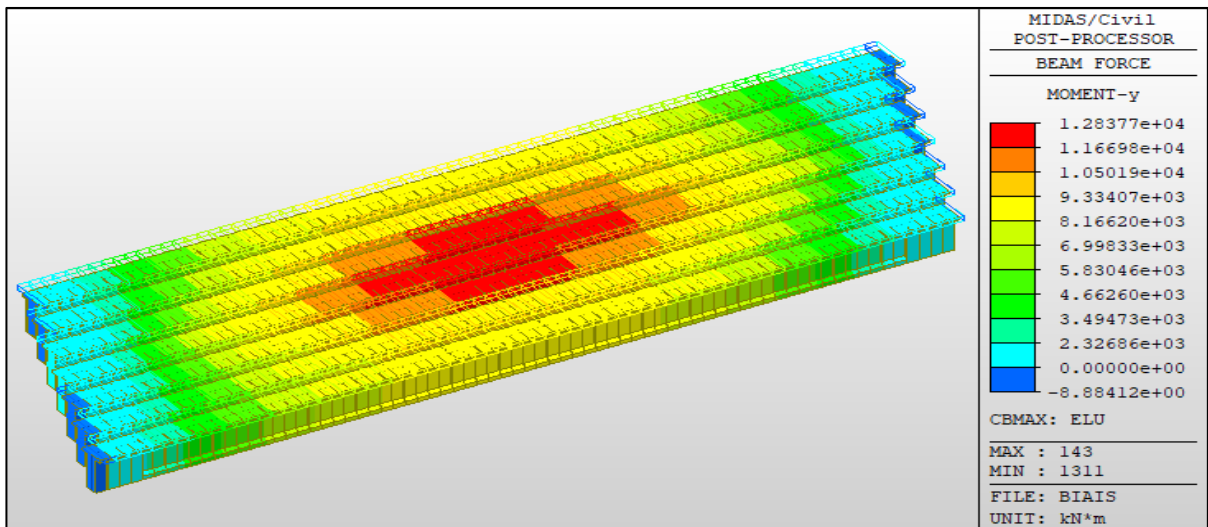


Figure V-6: Moment Max à ELU (G+D240)

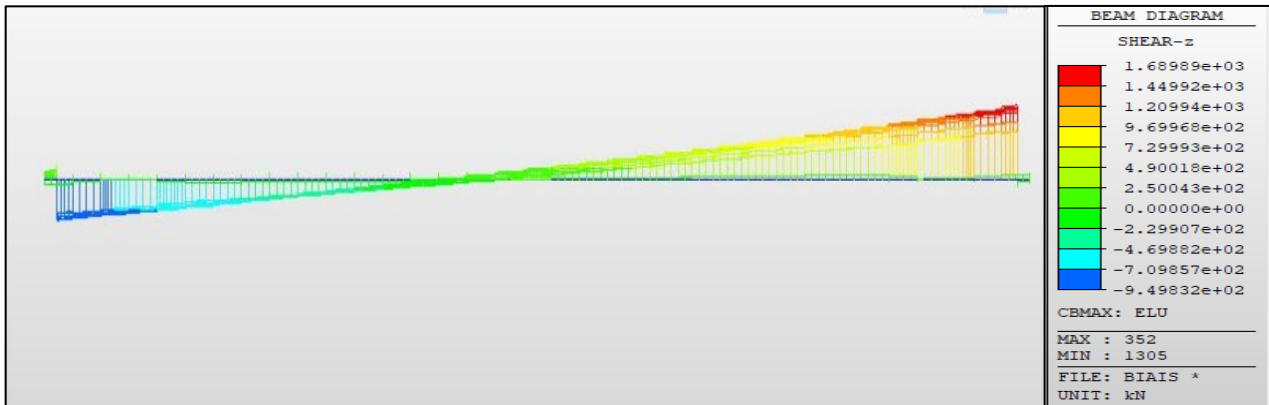


Figure V-7: L'effort Tranchant Max à ELU (G+D240)

V.4.2. Modélisation par (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS)

Dans le but de valider les résultats de calcul, une modélisation complémentaire du tablier a été effectuée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis. Cette approche permet d'établir une comparaison avec les résultats obtenus sous MIDAS Civil, garantissant ainsi la cohérence et la fiabilité des résultats.

Voici le croquis du tablier :

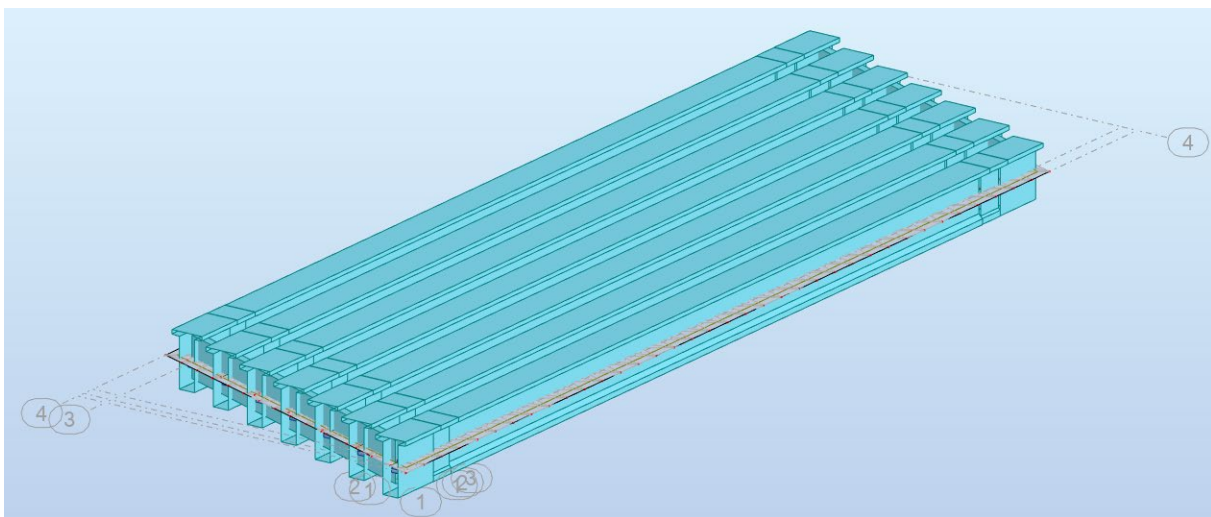


Figure V-8 : Modèle de calcul pour Robot Structural Analysis

Résultats :

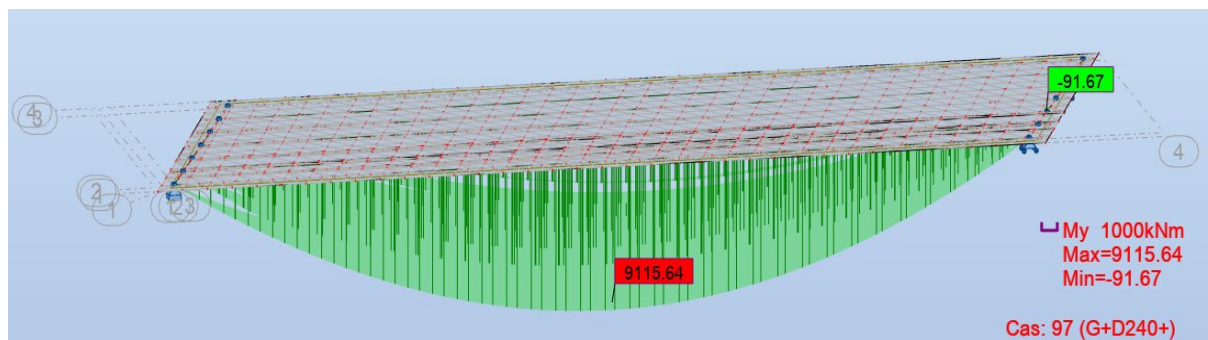


Figure V-9: Moment max à ELS

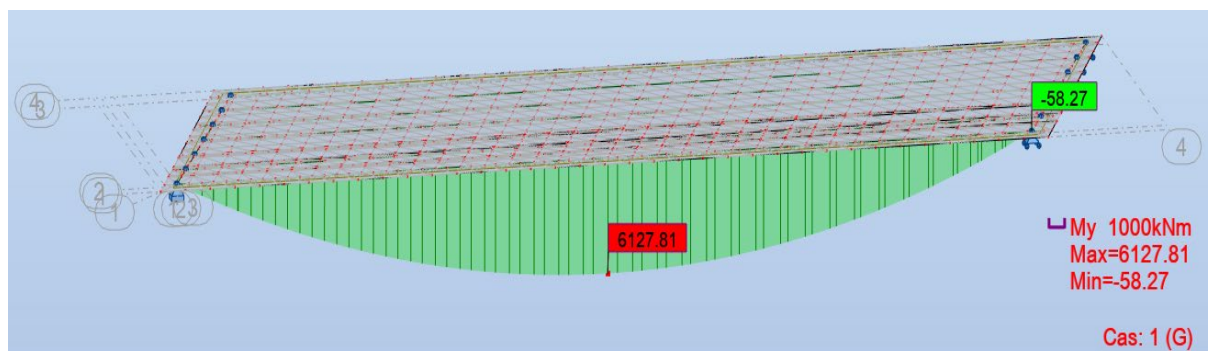


Figure V-10: Moment min à ELS

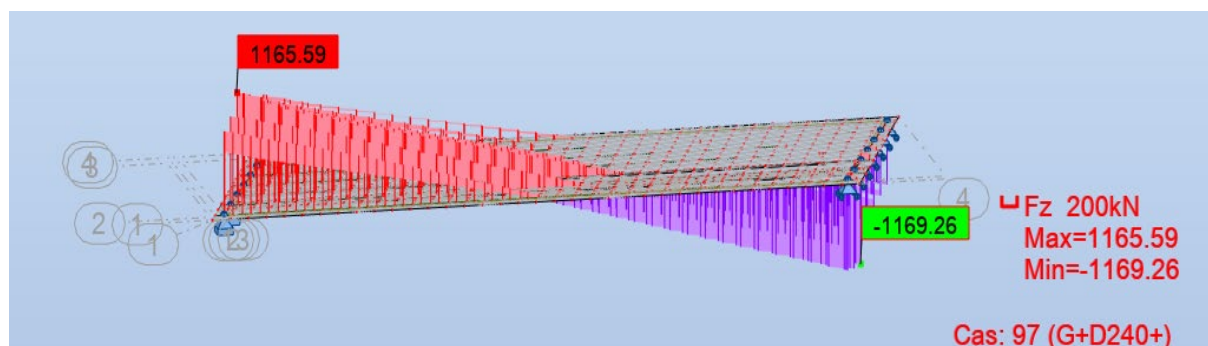


Figure V-11 : L'effort Tranchant Max à ELS

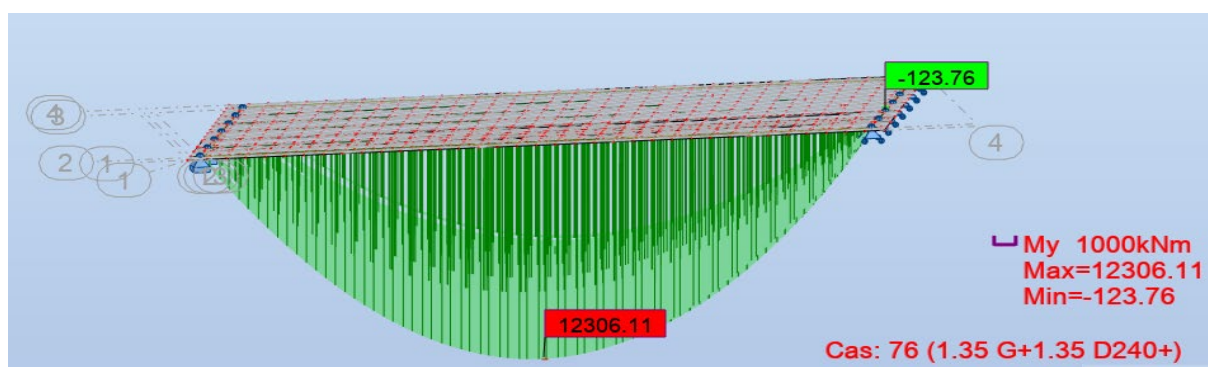


Figure V-12 : Moment Max à L'ELU

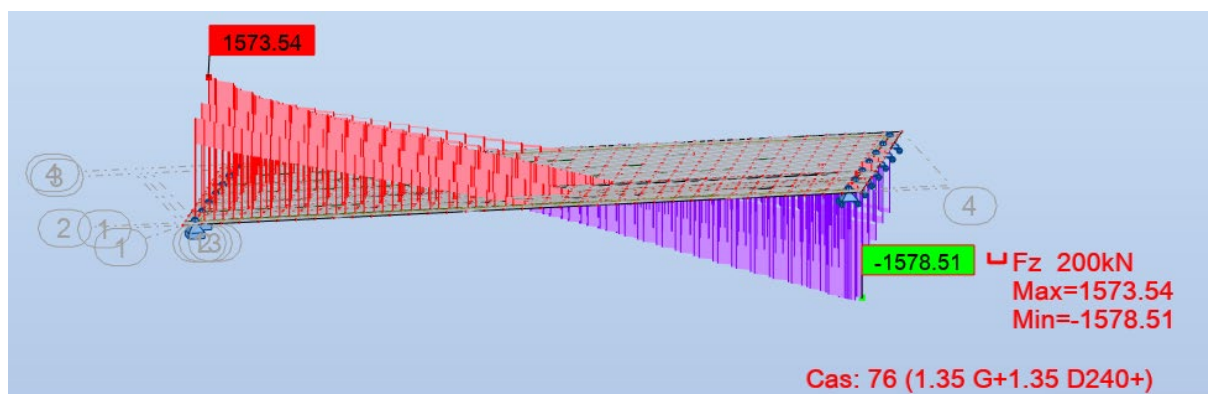


Figure V-13 : L'effort Tranchant Max à ELU

V.5.3. Etude comparative :

Sollicitations		MIDAS	ROBOT	Erreur (%)
ELS	M max (KN.m)	9509.4	9115.64	4.14
	M min (KN .m)	5906.7	6127.81	3.6
	Tmax (KN.m)	1258.99	1165 .59	7.4
ELU	M max (KN.m)	12837.7	12306.11	4.14
	Tmax KN.m)	1689.89	1573.54	6.88

V.6. CONCLUSION :

La modélisation numérique du tablier a été réalisée à l'aide de deux logiciels : **MIDAS Civil** et **Robot Structural Analysis**, afin de garantir la fiabilité des résultats.

La comparaison des résultats montre une **bonne concordance** entre les deux modèles :

Les écarts sur les **moments fléchissants** sont de l'ordre de **3.34% à 4.14%**

Les écarts sur les **efforts tranchants** restent faibles, de l'ordre de **6.8% à 6.89%**

Ces écarts sont **acceptables** et s'expliquent par les différences d'hypothèses de modélisation entre les deux logiciels.

Les résultats de **MIDAS Civil** sont retenus comme **référence pour le dimensionnement**, grâce à sa modélisation plus réaliste intégrant les charges mobiles, les *Rigid Links* et les *Elastic Links*.

CHAPITRE VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VI.1. Introduction

La précontrainte d'un pont en béton est une technique essentielle qui renforce sa structure en appliquant des forces de compression avant qu'il ne soit soumis à des charges.

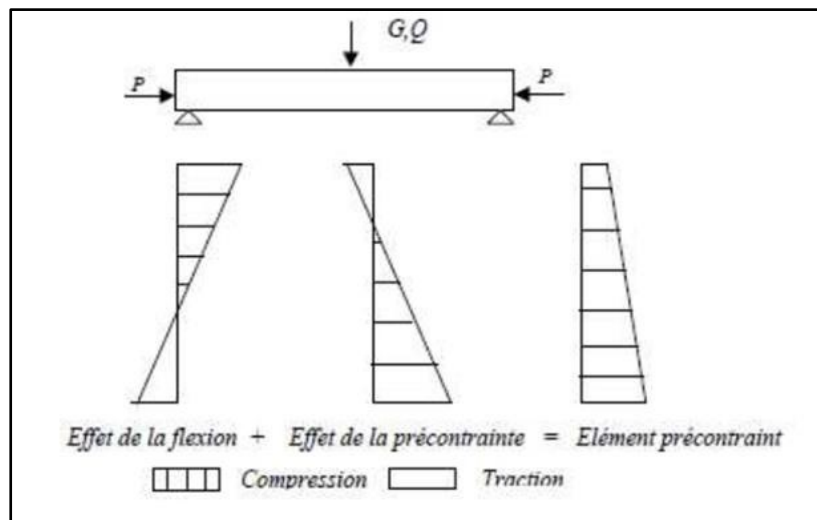


Figure VI-1 : Principe de la précontrainte

Ce chapitre portera sur l'étude de la précontrainte appliquée à l'ouvrage. Il abordera l'ensemble des aspects liés à sa mise en œuvre.

VI.2. PROCEDE DE PRECONTRAINTE UTILISEE

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par pré-tension.
 - Les câbles de précontrainte sont tendus avant le coulage du béton.
 - Cette technique utilise des bancs de fabrication.
 - Les travées peuvent atteindre jusqu'à 25 mètres.
- Précontrainte par post-tension.
 - La mise en tension des câbles se fait après que le béton a été coulé et durci.
 - Les travées peuvent atteindre jusqu'à 50 mètres.

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par post-tension. Il s'agit de tendre les câbles préalablement installés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton, en utilisant un vérin appuyé sur le béton. Une fois la tension désirée atteinte, le câble tendu est bloqué à l'aide d'un système d'ancrage. On injecte ensuite un coulis de mortier à travers cet ancrage pour protéger les câbles contre la corrosion.

Pour le calcul suivant on utilisera le **CLASSE II**.

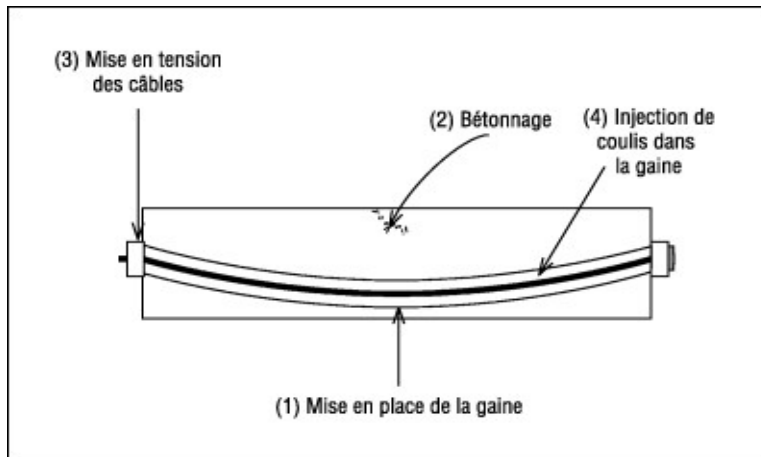


Figure VI-2 : principe de la post-tension

VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VI.3.1. Données de calcul

Les tableaux suivants résument toutes les données nécessaires pour entamer les calculs :

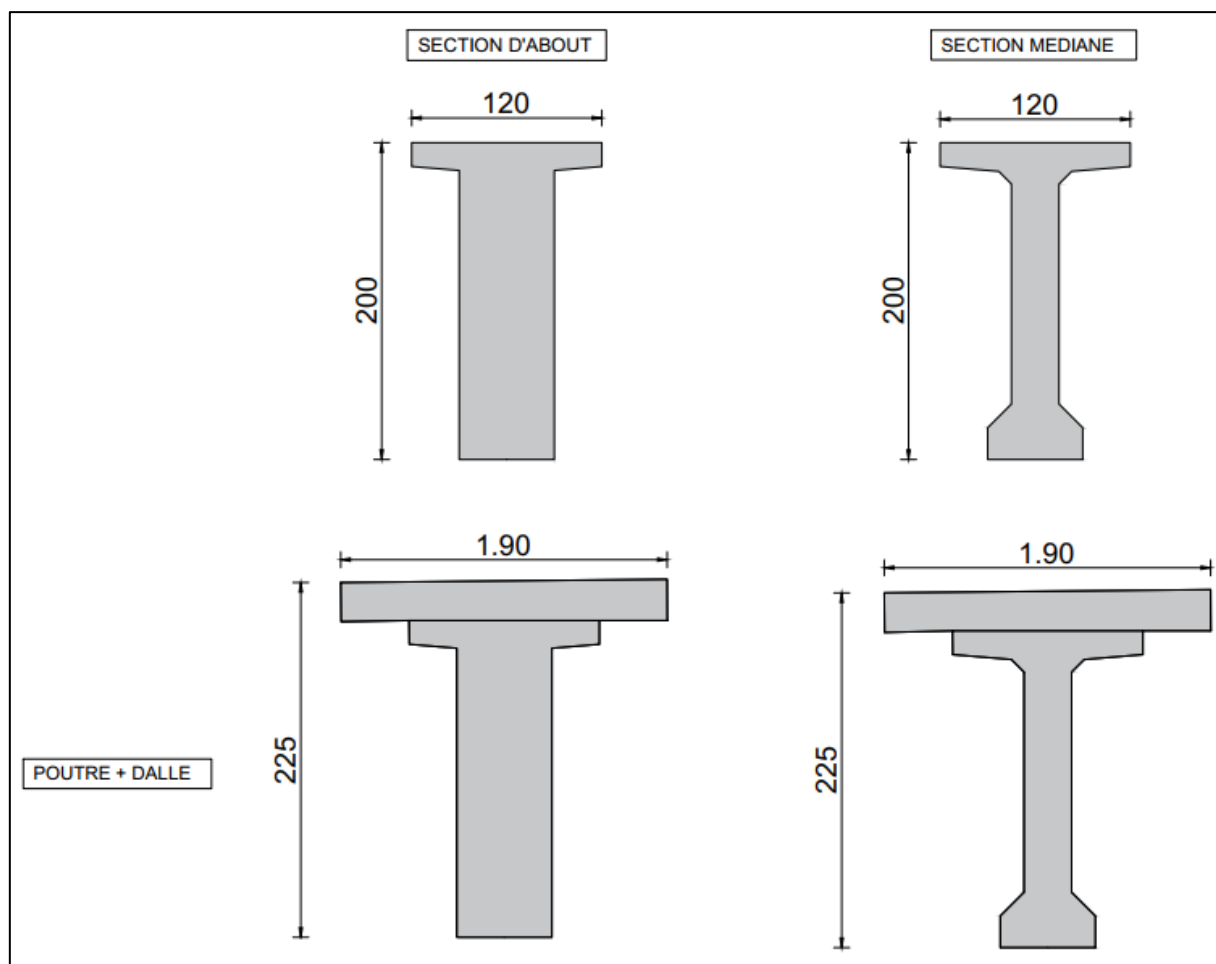


Figure VI-3 : schéma des poutres seules et avec dalle

	Section d'about		Section médiane	
	Poutre	P + D	Poutre	P + D
h (m)	2	2.25	2	2.25
B (m ²)	1.3	1.78	0.84	1.32
v' (m)	1.07	1.35	1.09	1.46
v (m)	0.93	0.9	0.91	0.79
IG (m ⁴)	0.48	0.87	0.39	0.72
Rendement géométrique ρ	0.37	0.4	0.47	0.47

Tableau VI-1 : Caractéristiques géométriques des sections

Données	Notation	Valeur	Unité
Nombre de torons par câble	/	12T15S	/
Diamètre nominale	Φ	15,7	mm
Section nominale (toron)	A_p (toron)	150	mm
Section nominale (Cable)	A_p (Cable)	1800	mm
Masse nominale au mètre	γ	1.1	Kg/m
Contrainte de rupture garantie	f_{prg}	1860	MPa
Contrainte limite élastique garantie	f_{peg}	1674	MPa
Module de la déformation élastique	E	190000	MPa
Valeur garantie de la perte par de Relaxation à 1000 heures	p 1000	< 2,50	%
Coefficient de frottement en courbe	f	0.18	rd ⁻¹
Coefficient de frottement angulaire	φ	0.002	m ⁻¹
Coefficient de Recul d'encrage	g	0.006	m

Tableau VI-2 : paramètre de câble précontraint

VI.3.2. La valeur minimale de précontrainte

On doit déterminer la valeur de la section minimale de la précontrainte, pour une section de classe II (l'état limite de compression ne doit pas être dépassé sous l'effet des combinaisons rares) elle est donnée par :

$$P_{min} = \max (P_I ; P_{II})$$

Le calcul de la précontrainte concerne la section médiane dont les caractéristiques sont représentées dans les tableaux précédents (poutre + dalle), tels que :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{B}{h} (v' \overline{\sigma_{bt}} + v \overline{\sigma_{bt'}}) \quad P_{II} = \frac{M_M + c.B.\overline{\sigma_{bt'}}}{c+v'-d'}$$

Avec :

B : son aire. v et v' : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes ($v + v' = h$).

I : son moment d'inertie par rapport à G_z .

ρ : son rendement géométrique.

M_g : moment de poids propre.

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

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

Selon le cas de charge considéré, **M** varie ente :

- Une valeur minimale : **$M_m = M_g + M'_g + M_{mq}$**
- Une valeur maximale : **$M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}$**

Posons : **$\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$**

$$\sigma_{bt2} = -f_{t28} = -(0.6 + 0.06 f_{c28}) = -2.7 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 2.7 = -4.05 \text{ MPA}$$

On résume :

$F_{c28} =$	35
$F_{t28} =$	2.7
$\sigma_{bc} =$	21
$\sigma_{bt} =$	-4.05

Résultats de logiciel

$M_{gp} \text{ (MN.m)}$	3.34
$M_M \text{ (MN.m)}$	9.33
$M_m \text{ (MN.m)}$	5.93
$V_M \text{ (MN)}$	1.25
$V_m \text{ (MN)}$	0.685

Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle).

Tableau VI-3: Calcul de P_{MIN} .

Détermination de P_{MIN}			
σ_{bt2}	-2.70	PI	-0.99
σ_{bt1}	-4.05	PII	4.97
d'	0.23	PMIN	4.97

PI : représente la section sous critique (cas ou le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

PII : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d'enrobage).

Première phase : Après 7 jours

$f_{c7} =$	23,18	MPa
$f_{t7} =$	1,99	MPa
σ_{bt2}	-1,39	MPa
σ_{bt1}	-2,99	MPa
σ_{bc}	13,91	MPa
$\Delta P =$	10	%
n cable	3	

Deuxième phase : Après 28

$f_{c7} =$	35,00	MPa
$f_{t7} =$	2.70	MPa
σ_{bt2}	-1.89	MPa
σ_{bt1}	-4.05	MPa
σ_{bc}	21	MPa
$\Delta P =$	10	%
n cable	3	

Troisième phase : Après coulage de la dalle

$f_{c7} =$	35,00	MPa
$f_{t7} =$	2.70	MPa
σ_{bt2}	-1.89	MPa
σ_{bt1}	-4.05	MPa
σ_{bc}	21.00	MPa
$\Delta P =$	15	%
n cable	3	

Quatrième phase : En service

$f_{c7} =$	35,00	MPa
$f_{t7} =$	2,7	MPa
σ_{bt2}	-2.7	MPa
σ_{bt1}	-4.05	MPa
σ_{bc}	21,00	MPa
$\Delta P =$	25	%
n cable	3	

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0.87	3,34	3,62	4.80	3.71	C.V
Phase 2	0,87	3,34	7.23	1.81	16.76	C.V
Phase 3	1,24	5,12	6.83	1.54	11.90	C.V
Phase 4	1,24	9,33	6.03	6,64	0.74	C.V

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

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

Tel que :

Première phase : Après 7 jours $-1.39 \text{ MPA} < \sigma_{inf} < 13.91 \text{ MPA}$
 $-2.99 \text{ MPA} < \sigma_{sup} < 13.91 \text{ MPA}$

Deuxième phase : Après 28 jours $-1.89 \text{ MPA} < \sigma_{inf} < 21 \text{ MPA}$
 $-4.05 \text{ MPA} < \sigma_{sup} < 21 \text{ MPA}$

3 ^{ème} phase : Après coulage de la dalle	$-1.89 \text{ MPA} < \sigma_{\text{inf}} < 21 \text{ MPA}$
	$-4.05 \text{ MPA} < \sigma_{\text{supp}} < 21 \text{ MPA}$
Quatrième phase : En service	$-2.7 \text{ MPA} < \sigma_{\text{inf}} < 21 \text{ MPA}$
	$-4.05 \text{ MPA} < \sigma_{\text{supp}} < 21 \text{ MPA}$

Détermination du tracé

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2^{ème} degré :

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



Figure . VI-4 Géométrie des câbles.

l : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

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

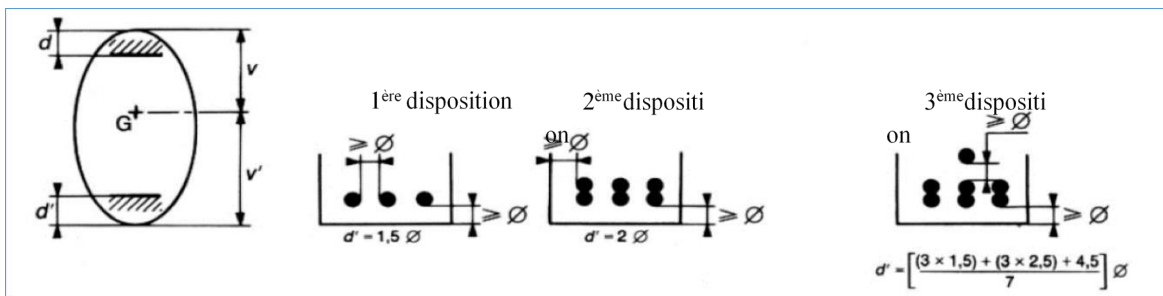


Figure VI.5 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au $x = L/2$, toute en suivant la 3^{ème} disposition des câbles.
 - Pour $x = 0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d'ancrage.

On opte pour des plaques d'ancrages $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$; $X = 35 \text{ cm}$.

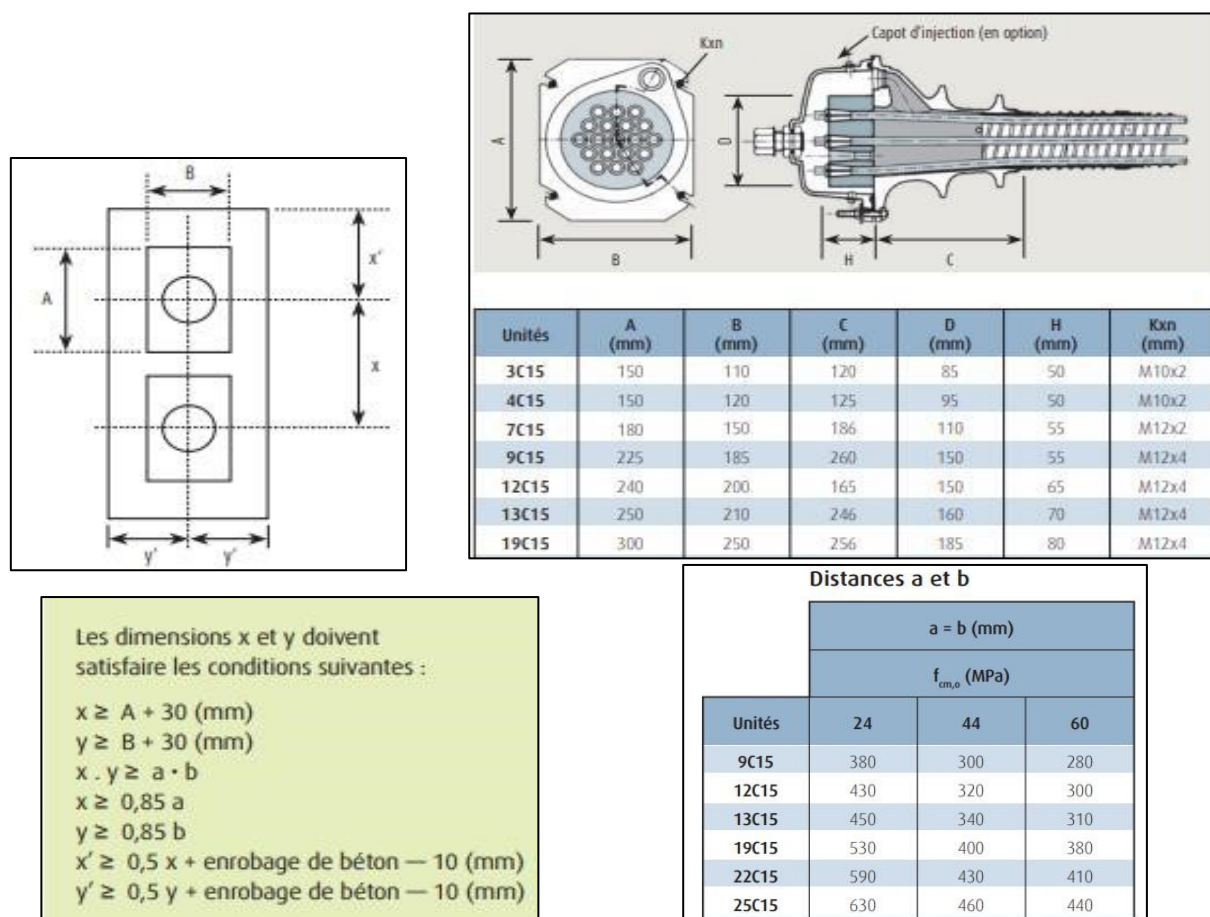


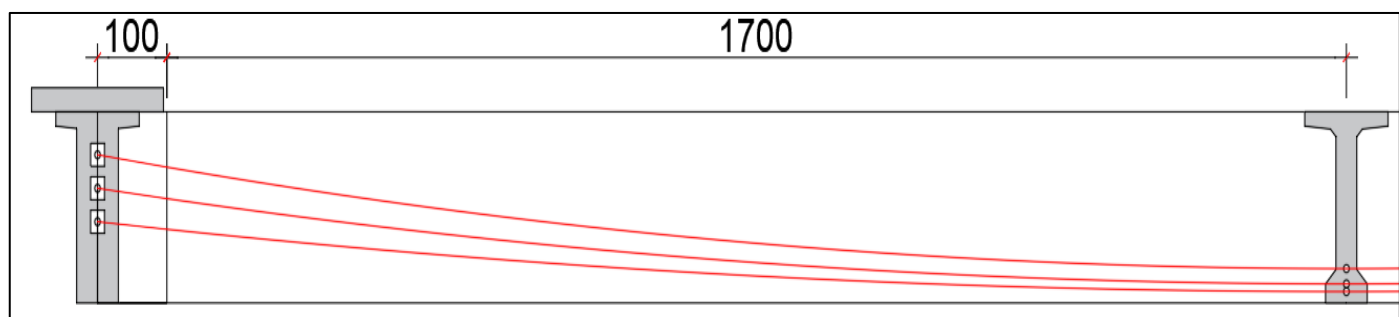
Figure VI-4 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Position des Câbles	$X = 0$		$X = L/2$	
	Y_i (m)	Schéma	Y_i (m)	Schéma
Cable 1	0.85		0.12	
Cable 2	1.20		0.20	
Cable 3	1.55		0.36	
Nlit	1.00		1.00	

Tableau VI-4: Tracé des câbles.

Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.


Figure VI-7: Trajectoire des câbles.

- L'angle de déviation β sur une longueur peut être calculé par l'équation :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$

- L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

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

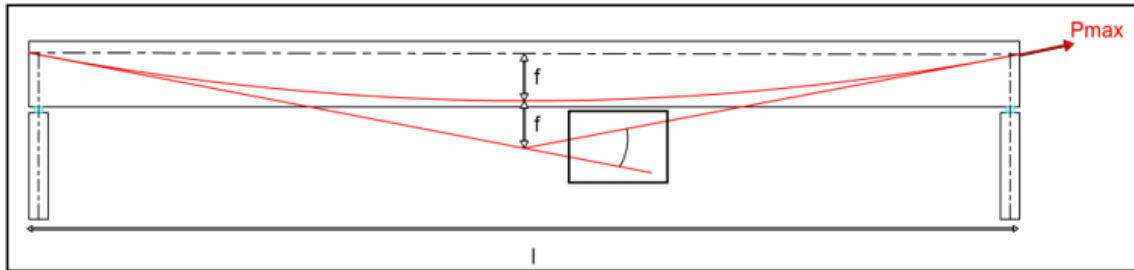


Figure VI-8: L'angle de déviation des câbles.

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arc sin}\left(\frac{V_M + V_m}{2 \times P}\right)$$

Avec :

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

τ : contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = [0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)]^2$

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 + hourdis ; $B_n = B_{brute} - nB_{Gaine}$

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n \times \varphi$

n : nombre de gaines par lit.

b_0 : largeur brute.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

$\Phi = 8 \text{ cm}$: diamètre de la gaine. Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

$b_n =$	0,52	m
$B_n =$	1,76	m ²
$P =$	6,03	MN
$\sigma_x =$	3,41	MPa
$\bar{T} =$	2,32	MPa
$\bar{V} =$	2,17	MPa

$L_{\text{Cable}} =$	36	m
$L_{\text{rel}} =$	1	m
$l_{pb} =$	34	m

-8,78	$\leq \alpha(^{\circ}) \leq$	28,28	($^{\circ}$)
-------	------------------------------	-------	----------------

$\alpha_{C1} =$	4,52	$\alpha_{C2} =$	6,18	$\alpha_{C3} =$	7,35
-----------------	------	-----------------	------	-----------------	------

N° câble	l (m)	$\alpha_{\text{rel}} (^{\circ})$	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	x=1	x=18			
C1	34	4,52	0,9	0,77	0,12	0,65	222,31	0,076
C2	34	6,18	1,2	1,09	0,2	0,89	162,05	0,105
C3	34	7,35	1,5	1,42	0,36	1,06	136,32	0,125

VI.4. CALCUL DES PERTES

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

VI.4.1. PERTES DE TENSION INSTANTANÉES

Elles se produisent au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont appelées aussi pertes à la mise en œuvre. On distingue trois types :

- Les pertes de tension par frottement.
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage.
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée : $\Delta\sigma_{Pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x , après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0}(x) - \Delta\sigma_{Pi}(x)$.

Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur les gaines lors de la mise en tension. La tension appliquée σ_{p0} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x » sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \exp[-(f\alpha + \varphi x)]$$

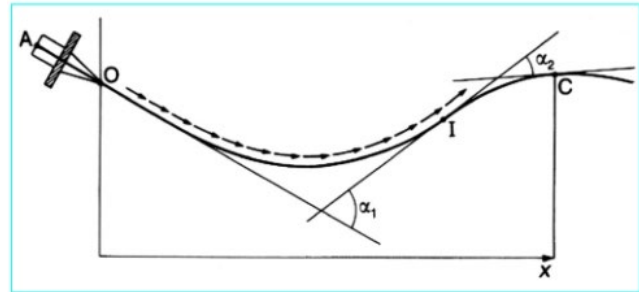


Figure VI-9: Frottements le long du câble lors de la mise en tension

σ_{p0} : la tension à l'origine.

e : la base des logarithmes népériens.

f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}).

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

φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}).

x : la distance de la section considérée (m).

La perte de tension par frottement est estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} [1 - \exp[-(f\alpha + \varphi x)]]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
C1	18	0.076	0,050	72.24	78.73	5,29%
C2	18	0,105	0,055	79.47		
C3	18	0,125	0,058	79,00		

Tableau VI-5: Valeurs des pertes dues aux frottements

$\varphi =$	0,002	(m-1)
$f =$	0,18	rd-1
$\sigma_{p0} =$	1488	MPa

Pertes dues au recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Cette perte est inévitable, mais selon la technologie des vérins de mise en tension elle peut prendre des valeurs de 2 à 10 mm.

Le paramètre connu est la valeur g du recul, que l'on trouve dans la notice technique du système de précontrainte. Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x < d$ est :

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

Avec :

- $K(x)$: en fonction de l'abscisse x : $K(x) = f \times \beta + \varphi \times x$
- L : longueur de la moitié de la poutre.
- d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage :
- k : constante :
- g : intensité du recul d'ancrage, $g = 6$ mm.

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients f et φ				
Cas	Nature des armatures	f		φ (m ⁻¹)
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)
C1	18	0,0028	16,65
C2	18	0,0030	15.85
C3	18	0,0032	15,36

$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$
0	136.94 (MPa)
0	143.84 (MPa)
0	148.43 (MPa)

Tableau VI-6 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage

Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

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

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

Avec :

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

P : effort de précontrainte, **P = n x A_P (σ_{p0} - Δσ_{φMoy})**

B: section du câble de précontrainte.

E_P : module d'élasticité de l'acier.

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

e : excentricité moyenne des câbles.

M_p : moment du au poids propre de la poutre.

I_G : moment d'inertie de section médiane seule.

Tableau VI-7: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton

Mg =	3,34	MN
Eij =	35981,73	MPa
e =	0,86	m
B =	0,84	m ²
IG =	0,39	m ⁴
n cable =	3	

σ_b	16.21 MPa
σ_e	42.80 MPa
σ_e	2.88 %

VI.4.2. PERTES DE TENSION DIFFEREES

Elles se produisent pendant un temps long, après la mise en précontrainte de la structure, elles proviennent de l'évolution des caractères mécaniques des matériaux dans le temps. On distingue trois types de perte :

- Perte de tension due au retrait du béton.
- Perte de tension due au fluage du béton.
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La valeur totale de ces pertes de tension, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_d(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée $\sigma_{pf}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_i(x) - \Delta\sigma_d(x)$.

Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton, alors que les câbles ne sont tendus que lorsque celui-ci a obtenu la résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton ne subissent que la part du raccourcissement du au retrait effectué après leur mise en tension. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut :

avec : $\xi_r [1 - r(t_0)]$

ξ_r : Retrait final, $\xi_r = 2 \cdot 10^{-4}$;

$r(t)$: Loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

- 2×10^{-4} en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie
- 3×10^{-4} en climat tempéré sec Zone B
- 4×10^{-4} en climat chaud et sec Zones B', C, D1
- 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré : $\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$

Application Numérique :

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2,55 \%$$

Perte par fluage

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Etant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation. La perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

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 les charges de longue durée d'application ; j : l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{Max} &= \frac{-M_p}{I_G} \cdot e_0 + n A_p (\sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}) \left[\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_G} \right] \\ \sigma_b &= \frac{-M_r}{I_G} \cdot e_0 + n A_p (\sigma_0 - \Delta\sigma_r) \left[\frac{1}{B} + \frac{e_0^2}{I_G} \right] \end{aligned} \right.$$

$M_p =$	5.93	MN.m
Inette	0,693	(m^4)
B	1,3200	(m^2)
v'	1,460	m
$e_0 =$	1,23	m
$P =$	6.03	MN

$\sigma_b =$	7.24	MPa
--------------	------	-----

$\Delta\sigma_{fl}$	75.51	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$	6.42%	%

Perte par relaxation

La relaxation de l'armature tendue a diminué la tension des câbles, cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

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

ρ_{1000} (%) : Relaxation garantie à 1 000 h.

μ_0 : Coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$\Delta\sigma_p =$	62.45	MPa
$\Delta\sigma_p =$	4.20	%

Tableau VI-8: Valeurs des pertes par relaxation.

VI.4.3. PERTES TOTALES

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

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

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

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	121.52	8.17
$\Delta\sigma_{Diff}$	185.55	12.47
$\Delta\sigma_{\infty} =$	307.08	20.64

Tableau VI-9: Valeurs des pertes totales.

VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Notre but dans cette partie est de vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dictées par les règles en vigueur.

VI.5.1. Les sections de vérifications

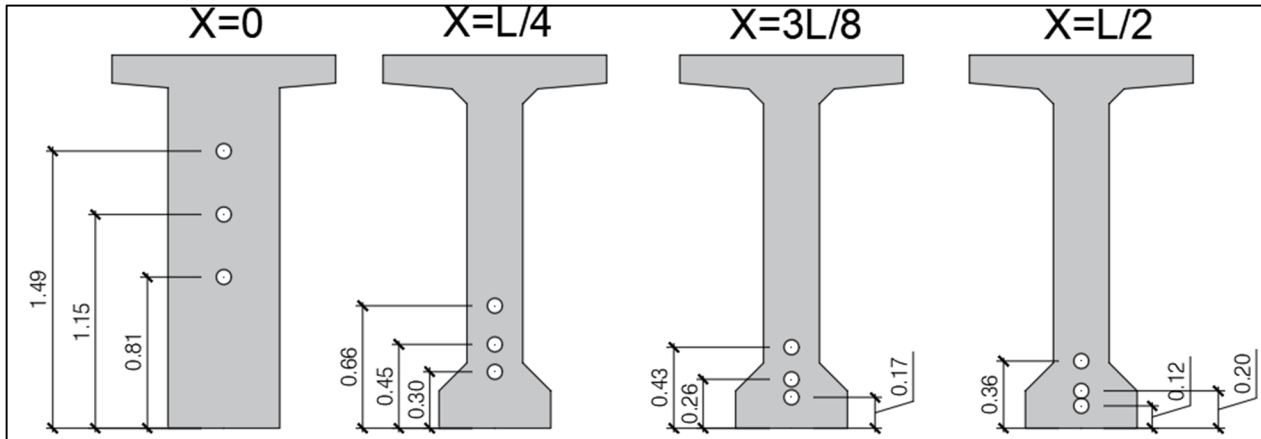


Figure VI-8: Les sections de vérification.

En considérant 3 sections $L/4$, $3L/8$ et $L/2$ pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui ($x=0$) pour la vérification des contraintes tangentielles.

VI.5.2. Limitation des contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

$j \geq 28$ jours	$\overline{\sigma_{bc}}$	= 21.00 MPA	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente
	$\overline{\sigma_{bt1}}$	= -4.05 MPA	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	= -1.39 MPA	Exécution $\overline{\sigma_{bc}}$
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	= -1.99 MPA	Q.Rares
$j = 7$ jours	$\overline{\sigma_{bc}}$	= 13.91 MPA	Exécution / Q.Rares / Q.Fréquente $\overline{\sigma_{bt1}}$
		= -2.99 MPA	
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	= -1.39 MPA	Exécution
	$\overline{\sigma_{bt2}}$	= -1.99 MPA	Q.Rares

VI.5.3. Caractéristiques nettes des sections

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II. Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel AUTOCAD 2025.

	x=0		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)	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25	2,00	2,25
B _{nette} (m ²)	1,28	1,76	0,825	1,300	0,825	1,300	0,825	1,30
v _n (m)	0,932	0,896	0,905	0,777	0,899	0,775	0,898	0,774
v' _n (m)	1,068	1,354	1,095	1,473	1,101	1,475	1,102	1,476
I _{nG} (m ⁴)	0,475	0,865	0,380	0,701	0,376	0,695	0,375	0,693
ρ (%)	37,22	40,58	46,48	47,11	46,05	46,77	45,93	46,49

Justification de la poutre à l'ELS

La précontrainte enfin est, sauf prescription contraire du marché, représentée, pour les justifications aux ELS, par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 avec :

$$P1 = 1.02 P0 - 0.8 \Delta P$$

$$P2 = 0.98 P0 - 1.2 \Delta P ; P0 = 2.68 \text{ MN}$$

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	3	50	4,08	3,97	3,74	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 2	3	100	8,17	7,67	7,09	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 3	3	100	14,40	7,27	6,49	1,15	0,47	0,29	0,23
Phase 4	3	100	20,64	6,87	5,88	1,15	0,47	0,29	0,23

	Y1	Y2	Y3	Ymoy
x=0,5	0,81	1,15	1,49	1,15
x=L/4	0,30	0,45	0,66	0,47
x=3L/8	0,17	0,26	0,43	0,29
x=L/2	0,12	0,20	0,36	0,23

Justification des contraintes normales

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes donc on doit vérifier les contraintes en phases de construction, on utilisant la condition suivante :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{Pe_0 + M}{I_n} y \quad \overline{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma}_{bc} .$$

B_n : surface nette de la section considérée.

I_n : inertie nette de la section considérée.

e_0 : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur. **y :** les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-10: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,08	0,63	0,81	0,88	-0,08	0,63	0,81	0,88
MEls		0,00	2,45	3,11	3,33	0	2,45	3,11	3,33
P1 (MN)		3,97	3,97	3,97	3,97	7,67	7,67	7,67	7,67
P2 (MN)		3,74	3,74	3,74	3,74	7,09	7,09	7,09	7,09
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	5,83	7,44	7,97	0,00	5,83	7,44	7,97
	σ_{inf}	0,00	-7,06	-6,53	-9,79	0,00	-7,06	-9,11	-9,79
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	3,73	-1,10	-2,91	-3,51	7,22	-2,12	-5,64	-6,78
	σ_{inf}	2,36	11,95	14,27	15,01	4,57	23,11	27,59	29,03
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,52	-1,03	-2,75	-3,31	6,67	-1,96	-5,21	-6,26
	σ_{inf}	2,23	11,27	13,45	14,16	4,22	21,35	25,49	26,82
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3,73	4,74	4,52	4,47	7,22	3,71	1,80	1,19
	σ_{inf}	2,36	4,89	7,73	5,23	4,57	16,05	18,48	19,24
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,52	4,80	4,69	4,67	6,67	3,88	2,23	1,71
	σ_{inf}	2,23	4,21	6,92	4,37	4,22	14,29	16,38	17,03

Tableau VI-11: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,20	1,00	1,19	1,25	0,20	1,00	1,19	1,25
MEls		0,00	3,77	4,78	5,12	0	5,57	8,03	9,33
P1 (MN)		7,27	7,27	7,27	7,27	6,87	6,87	6,87	6,87
P2 (MN)		6,49	6,49	6,49	6,49	5,88	5,88	5,88	5,88
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,17	5,33	5,72	0,00	6,17	8,95	10,42
	σ_{inf}	0,00	-7,91	-10,14	-10,90	0,00	-11,70	-17,04	-19,87
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,60	-2,49	-4,04	-4,57	2,46	-2,35	-3,82	-4,32
	σ_{inf}	6,46	20,91	23,93	24,92	6,10	19,76	22,61	23,54
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,32	0,29	-0,52	-4,08	4,64	0,54	-0,98	-3,70
	σ_{inf}	5,76	18,66	21,35	22,23	5,23	16,93	19,37	20,17
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,60	1,68	1,29	1,15	2,46	3,82	5,14	6,10
	σ_{inf}	6,46	13,00	13,78	14,01	6,10	8,06	5,57	3,67
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,32	4,46	4,81	1,64	4,64	6,72	7,97	6,72
	σ_{inf}	5,76	10,75	11,20	11,32	5,23	5,22	2,33	0,30

Justification des contraintes tangentielles

Le but de cette vérification c'est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulés aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage. La vérification des contraintes tangentielle sera calculer pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4.f_{ij} [f_{ij} + \sigma_x] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0,6.f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{ij} + \sigma_x] = \tau_2^2$$

Si $\sigma_x < 0,4.f_{cj}$ on a $\tau_1 < \tau_2$, donc on vérifie juste que $\tau < \tau_1$

τ : contrainte tangentielle.

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Détermination de la contrainte normale « σ_x »

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, \text{ avec : } P = \sum_{i=1}^4 P_i \cos \alpha_i$$

P : effort de précontrainte ;

B_n : surface nette de la section considérée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	P	Pcos α	Psin α
P1	2,13	2,12	0,17
P2	2,13	2,11	0,23
P3	2,13	2,11	0,27
	Somme	6,34	0,67

$\alpha_1 =$	4,52	(°)
$\alpha_2 =$	6,18	(°)
$\alpha_3 =$	7,35	(°)

Tableau VI-12 : Effort de précontrainte

❖ **Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :** La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

Avec :
$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

V_{red} : effort tranchant réduit.

S_n : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis).

b_n : largeur nette de la section.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

B_n (m ²)	σ_x (MPa)	τ₁ (MPa)	V_{ser} (MN)	V_{red} (MN)	S_n (m ³)	I_n (m ⁴)	b_n (m)	τ (MPa)
1.76	3.61	2.61	1.25	0.58	0.65	0.865	0.52	0.84

On constate que :

$$\tau = 0.84 \text{ MPa} \leq \tau_1 = 2.61 \text{ MPa}$$

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

Justification de la poutre à l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

- La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$;

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

Vult =	1,69	MPa
Vred =	1,02	MPa
S _n =	0,65	m ³
I _n =	0,865	m ⁴
b _n =	0,52	m
Ft28	2.7	MPa

B _n =	1,76	m ²
σ _x =	3,61	MPa
τ _u =	1,47	MPa
β _u =	19,63	°

$\beta_u = 30^\circ$ On prend

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_c}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

At : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ; st : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

fe : limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

bn : Largeur nette de la section d'appui.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\gamma_s \times b_n (\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}) \times \tan \beta_u}{f_e}, \frac{0.6 \gamma_s \times b_n}{f_e} \right\}$$

$$\text{On trouve : } \frac{A_t}{S_t} \geq \text{Max} \begin{cases} 3.96 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ 7.176 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \quad \text{donc : } \frac{A_t}{S_t} \geq 7.176 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend des cadres de HA12 donc $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$ alors $S_t \geq 2.26/7.176 = 0.32 \text{ m}$
un espacement de 10 cm sur l'appui et 15 cm à mi travée

VI.5.4. Justification 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, cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement soit :

$$\tau_u = \frac{V_{red.u} \times S}{b_n \times I_n} \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$\tau_u = 1.47 < \frac{35}{6} = 5.83 \text{ MPa}$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

VI.6. Armatures longitudinales dans la zone tendue

Leur but est d'équilibrer les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections. La formule suivante permet de déterminer la quantité d'acier nécessaire est pour équilibrer ces efforts :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

Bt: Section du béton tendu.

N_{bt} : Intensité de la résultante des efforts de traction.

f_{tj} : La résistance à la traction du béton.

f_e : La limite d'élasticité des armatures utilisées. $f_e = 500 \text{ MPa}$.

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

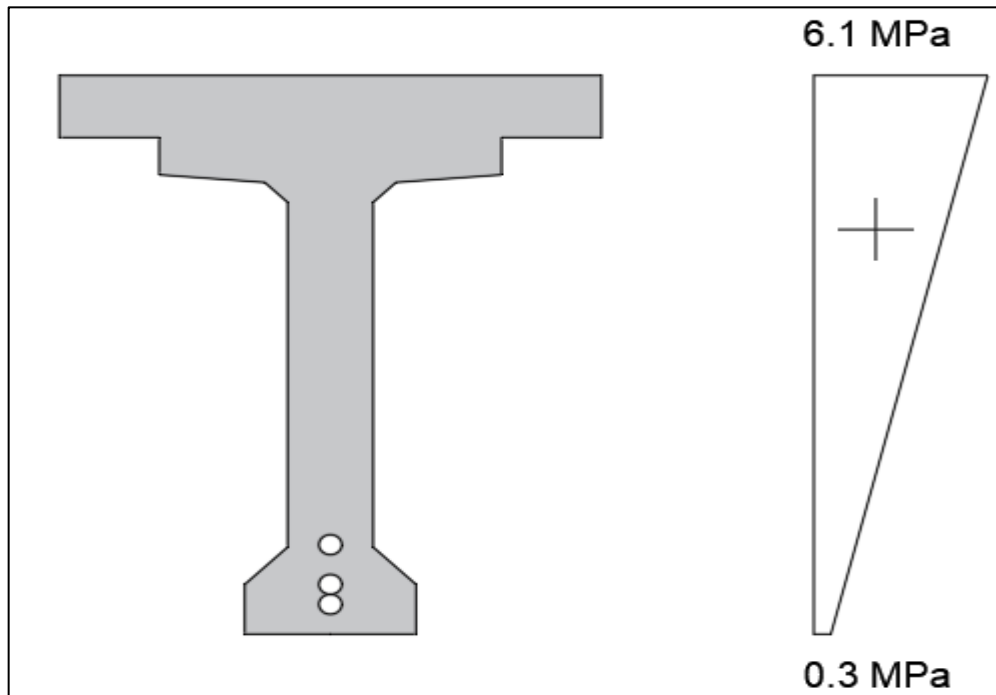


Figure VI-11: Diagramme des contraintes dans la section médiane.

On a une contrainte de compression dans la fibre inférieure, donc une section entièrement comprimée, on va utiliser des armatures constructives.

On disposera 6 HA14 en nappe inférieure dans le talon.

VI.6.1. Étude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about)

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage. Selon les études expérimentales du BPEL ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.

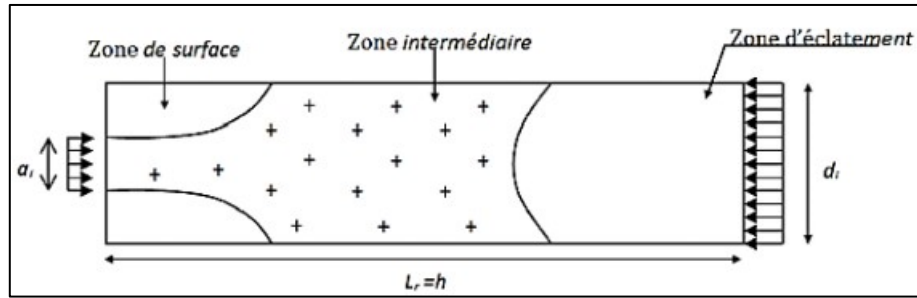


Figure VI-12 : Zone de concentration des contraintes.

La règle du BPEL (Béton Précontraint aux États Limites) pour les zones d'about de poutres précontraintes pour trouver d_j (Prisme Symétrique)

$$d_j = \min(2d_i, d_{i+1})$$

Ancrage 1 :

$$d_{j1} = \min(2 \times 0.45, 0.35) = \min(0.90, 0.35) = 0.35 \text{ m}$$

Ancrage 2 :

$$d_{j2} = \min(2 \times 0.35, 0.35) = \min(0.70, 0.35) = 0.35 \text{ m}$$

Ancrage 3 :

$$d_{j3} = \min(2 \times 0.35, 0.85) = \min(0.70, 0.85) = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{donc } d_{\min} = \min(0.35, 0.35, 0.7) = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Et } a_{ij} = 0.6 \times 0.35 = 0.21$$

Zone de surface :

On détermine le ferrailage à disposer par la formule suivante :

$$A_s = 0.04 \frac{\max. P_{j0}}{\sigma_s}$$

Avec :

p_{j0} : La tension à l'origine, $p_{j0} = \sigma_{p0} \times A_p = 2.46 \text{ MN}$.

σ_s : Contrainte de traction limite, $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$

$$A_s = 0.04 \times \frac{0.04 \times 2.46}{434.78} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On choisit un cadre de HA16 autour chaque ancrage avec $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

Zone intermédiaire comprimée

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

d1 =	0,58	m
d2 =	0,33	m
d3 =	0,32	m

$$b = 0.6 \text{ m} \quad \text{donc} \quad \sigma_{cj} = \frac{2.46}{0.6 \times 0.58} = 7.069 \text{ MPa et } \frac{2}{3} f_{cj} = 23.33 \text{ MPa}$$

On résume :

σ_{cj} (MPa)	Cnd	Obs
7,07	23,33	CV
12,42	23,33	CV
12,81	23,33	CV

Effet d'éclatement

La contrainte de traction du béton doit vérifier :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \frac{p_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

d_j : La hauteur du prisme symétrique associée au niveau j, $d_j = 0.4m$.

a_j : Dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage, $a_j = 0.22m$.

b : base du talon, $b=0.6m$.

Alors :

a =	0,21	m
d1 =	0,58	m
d2 =	0,33	m
d3 =	0,32	m
Ft =	2,7	MPa
b =	0,6	m
Fc =	35	MPa

σ_t (MPa)	Cnd	Obs
2,19	3,38	CV
2,07	3,38	CV
2,00	3,38	CV

Ferrailage d'éclatement :

La section au niveau j est obtenue par la formule suivant :

$$A_e = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{\sigma_{S \text{ lim}}} \\ 0.15 \frac{P_{j0}}{\sigma_{S \text{ lim}}} \end{array} \right.$$

A.N : $A_e = 8.49 \text{ cm}^2$

On choisit 4 cadre de HA12 avec $A_e = 9.04$ sur la distance de $d_j = 35$, soit un cadre chaque 10 cm.

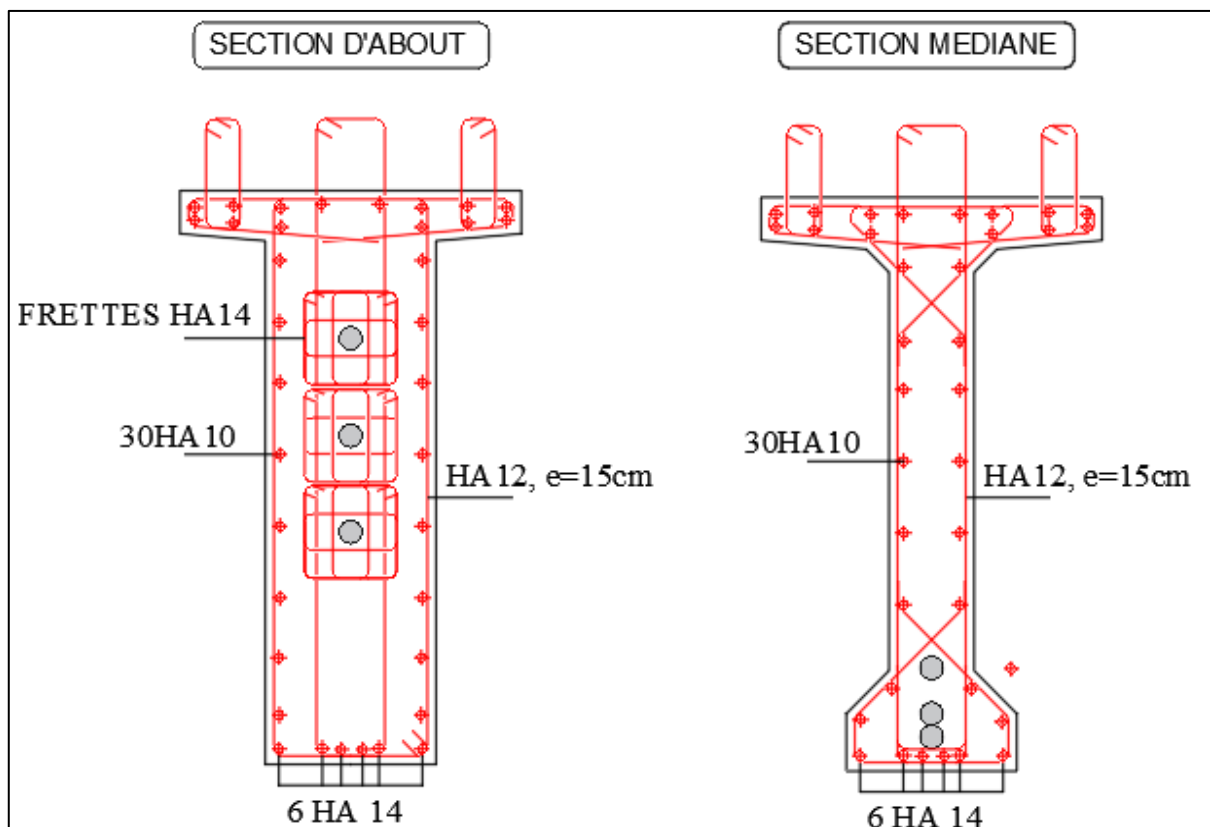


Figure VI-13 : Ferrailage de la poutre

CHAPITRES VII
Etude du Tablier

VII.1. INTRODUCTION

Le tablier constitue l'élément principal du pont, chargé de transmettre les actions aux appuis tout en supportant les voies de circulation. Il est composé de la dalle (hourdis) et des entretoises. Dans ce chapitre, nous analysons leur comportement sous l'effet des différentes sollicitations (poids propre, ccp, charges d'exploitation, précontrainte...). L'étude inclut la vérification des déformations (flèche, contre-flèche), ainsi que le dimensionnement du ferrailage longitudinal et transversal. L'analyse est menée à l'aide d'un modèle coque tridimensionnel sous MIDAS Civil.

VII.2. VÉRIFICATION DE LA FLECHE

La vérification de la flèche est réalisée en deux étapes distinctes. La première consiste à évaluer la flèche sous l'effet du poids propre du tablier, tandis que la seconde concerne la contre-flèche induite par la précontrainte. Les déformations sont comptabilisées selon une convention de signe : les flèches orientées vers le bas sont considérées positives, tandis que celles dirigées vers le haut (contre-flèche) sont considérées négatives.

VII.2.1. La flèche de la poutre sous poids propre

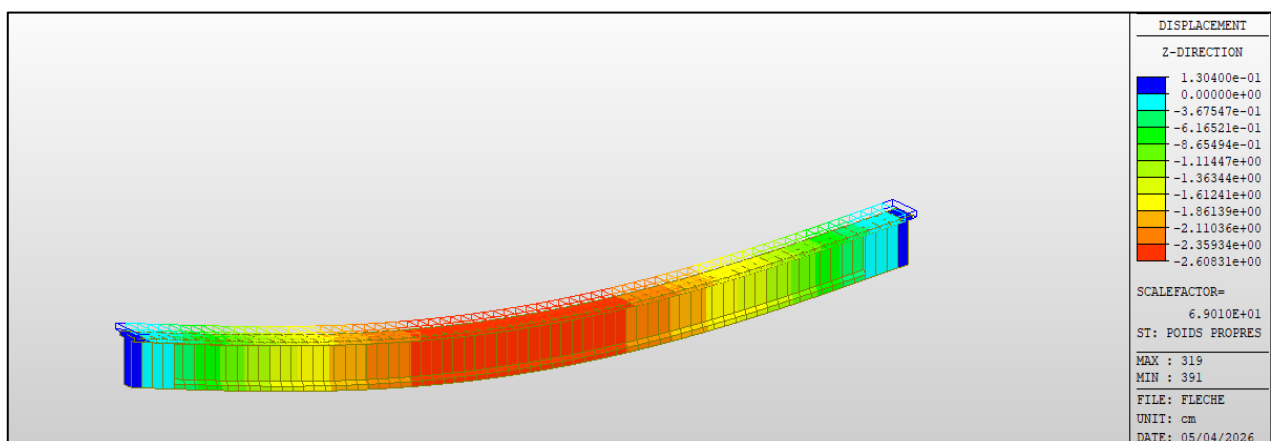


Figure VII-1 : flèche due au poids propre de la poutre seule

On remarque que la flèche due au poids propres est de $F_g = 2.6$ cm

VII.2.2. La flèche de la poutre sous poids propre + effet de la précontrainte

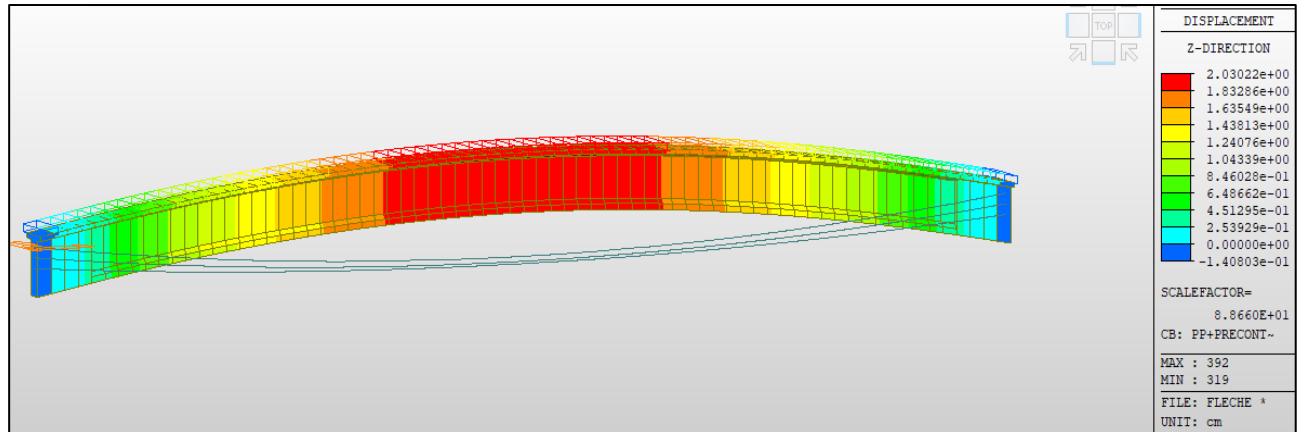


Figure VII-2 : flèche due à la précontrainte après le tirage des câbles à 100 % de la poutre seule.

On constate que la contreflèche de la poutre seule sous l'effet de G + la précontrainte est de $f_P = -2.03$ cm.

VII.2.3. La flèche à l'ELS

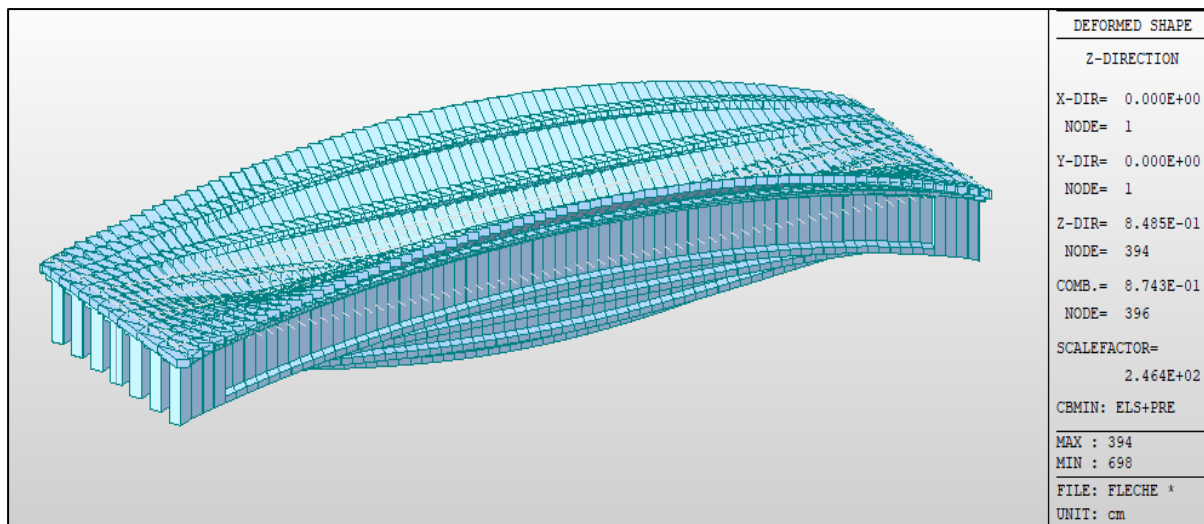


Figure VII-3 : la flèche à l'ELS (G+D240+P)

On constate une flèche à l'état limite de servie de $f_{els} = 0.85$ cm

Selon la règle de BAEL la flèche admissible est donnée par : $L/500 = 7.2$ cm

Donc : $0.85 < 7.2$ cm

Alors : $f < f_{adm} \rightarrow \text{vérifié}$

VII.3. CALCUL DES ROTATIONS

La rotation est donnée par la formule suivante :

$$\theta = \frac{M L}{3E_v \times I_g}$$

M : moment provoquant la rotation (Mn.m)

L : longueur de la travée (m)

Ev : module de déformation différée (mpa)

Ig : moment d'inertie de la poutre avec dalle (m⁴)

VII.3.1. Rotation due au poids propre

$$\theta_g = \frac{5.108 \times 36}{3 \times 12000 \times 0.693} = 0.00737 \text{ rad} = 0.4223 \text{ deg}$$

VII.3.2. Rotation due aux charges de services

$$\theta_s = \frac{9.33 \times 36}{3 \times 12000 \times 0.693} = 0.013 \text{ rad} = 0.745 \text{ deg}$$

VII.3.3. Rotation due à la précontrainte

$$\theta_p = -\frac{-7.783 \times 36}{3 \times 12000 \times 0.693} = -0.011 \text{ rad} = -0.63 \text{ deg}$$

VII.3.4. Rotation resultant à vide et en service

La rotation à vide est lorsque l'ouvrage est soumis à son propre poids et les forces induites par la précontrainte, et en service est lorsque l'ouvrage est chargé par le trafic ferroviaire.

- à vide : $\theta = \theta_g + \theta_p = -0.2077 \text{ deg}$
- en service $\theta = \theta_g + \theta_p + \theta_s = 0.5373 \text{ deg}$

VII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VII.4.1. Principe de ferrailage

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

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

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

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

Dans ce deuxième cas, les efforts sont transmis aux appuis par l'intermédiaire des entretoises et développent par conséquent des efforts importants. Les efforts sollicitant les entretoises dépendent de la position et le nombre des vérins. Il apparaît clairement la nécessité de prévoir un positionnement étudié pour éviter le développement des efforts imprévus au moment du vérinage du tablier. Pour notre cas, et pour de raison de symétrie on doit prévoir 4 points de vérinage par entretoise.

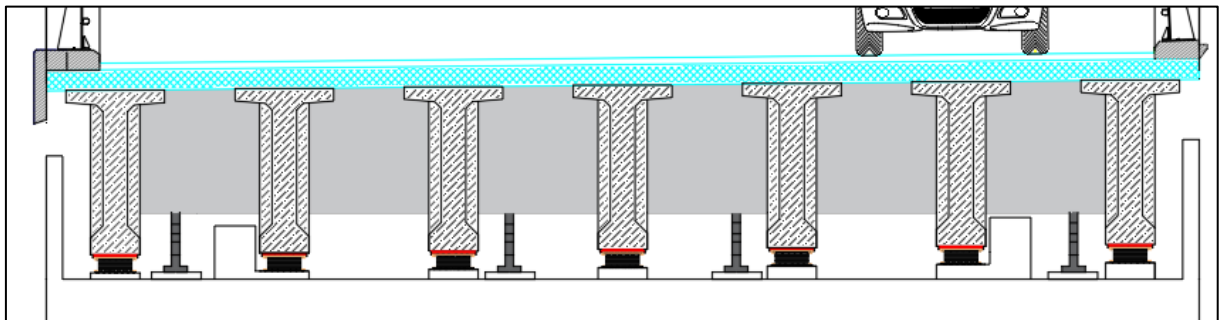


Figure VII.4 : Positions des vérins

VII.3.2. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre continue reposant sur quatre 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 : $G_{\text{Tabier}} = 274.933 \text{ KN/ml}$

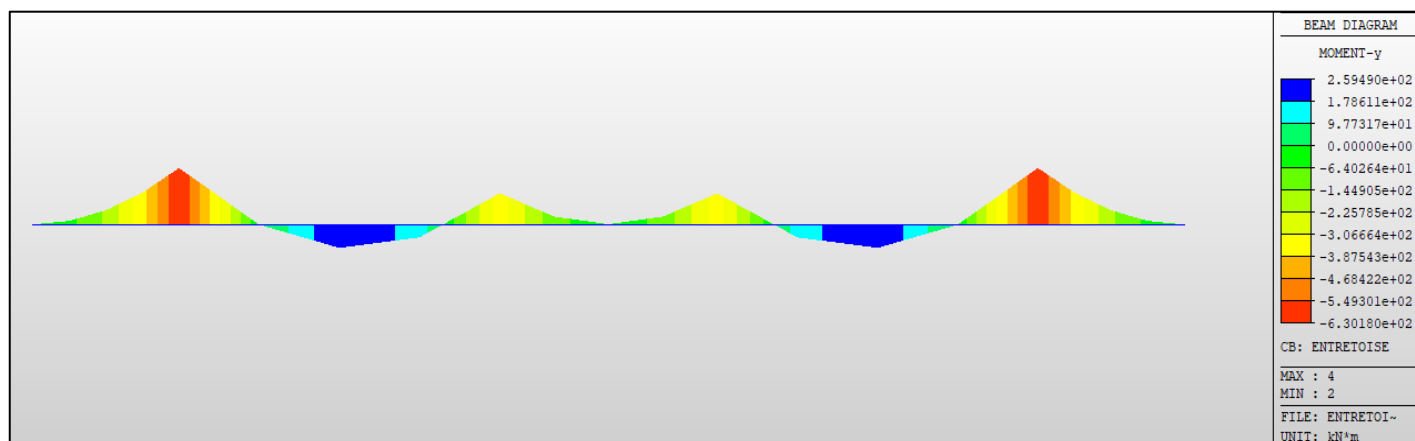


Figure VII.5 : Diagramme de moment max à ELS pour l'entretoise.

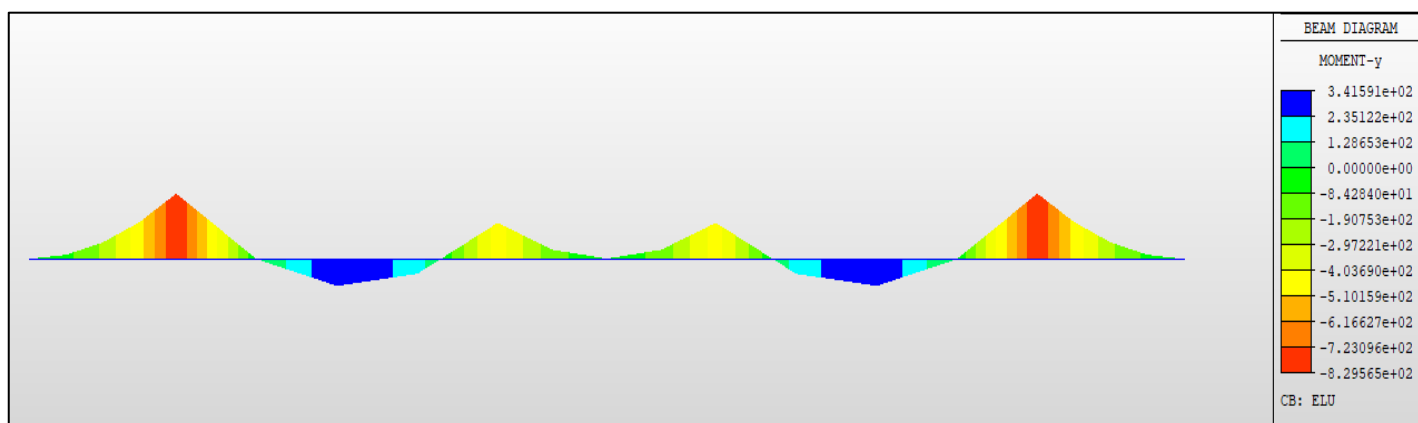


Figure VII.6 : Diagramme de moment max à ELU pour l'entretoise.

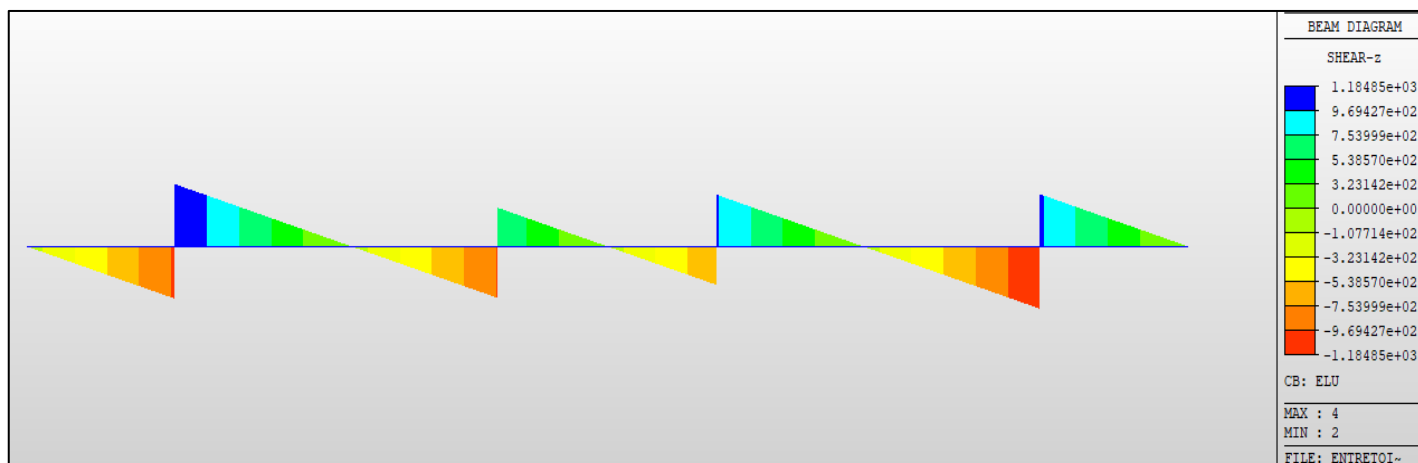


Figure VII.7 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.

VII.4.3. Ferrailage

D'après les diagrammes ci-dessus on a :

Les moments max sont : à ELS

Fibre supérieure : $M_{max} = 630.18 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{max} = 259.49 \text{ KN.m}$

à ELU

Fibre supérieure : $M_{max} = 829.56 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{max} = 341.6 \text{ KN.m}$

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VII.4.3.1. Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)

- **Armatures principales**

$A_s = 13.3 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe C**

On opte pour 7HA16 ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$) ;

- **Armatures de peau (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

On opte pour HA12 ;.

VII.4.3.2. Ferrailage nappe inférieure

- **Armatures principales**

$A_s = 7.6 \text{ cm}^2$ **Voir Annexe C**

On opte pour 5 HA14 ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

VII.4.3.3. Cadres transversales (Effort tranchant)

On opte pour des cades de HA12 ; avec un espacement de 15 cm. **Voir Annexe C**

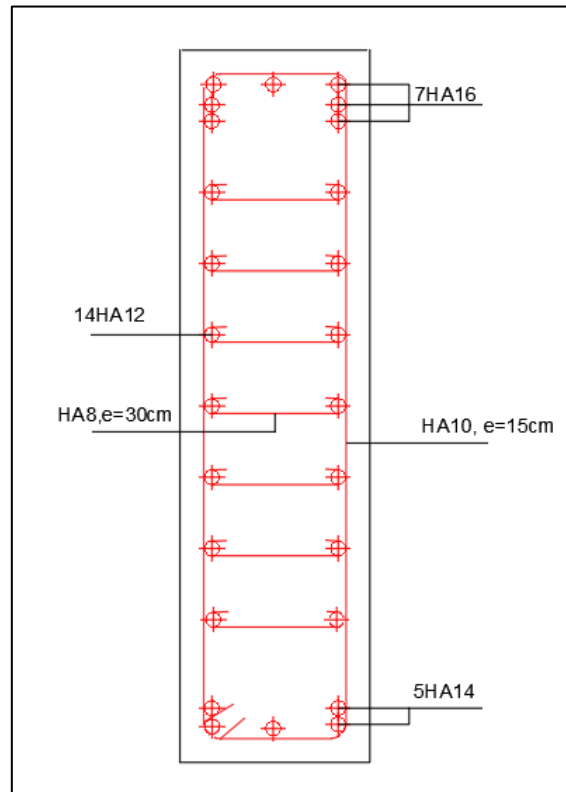


Figure VII.8 : Ferrailage de l'entretoise

VII.5. ETUDE DE L'HOURDIS

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres. il assure la répartition transversale des efforts dans le tablier.

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

- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendre ces efforts. Donc, On va étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

o Géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm
- La largeur : 13.1 m
- La longueur : le long de l'ouvrage

○ Evaluation des efforts

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

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

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

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

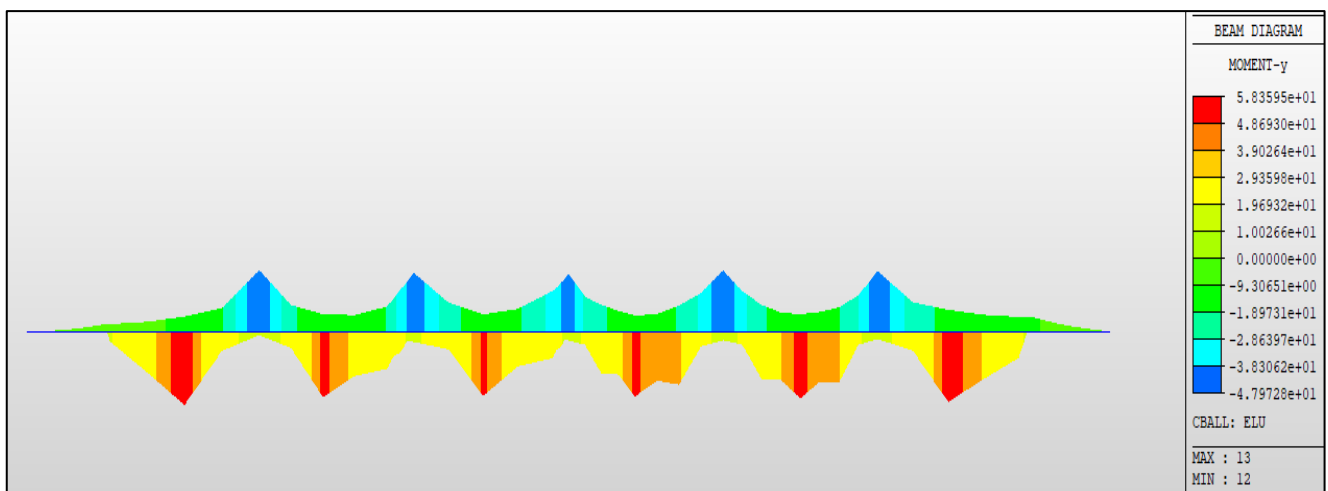


Figure VII.9 : Moment Max- Dalle à ELU.

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

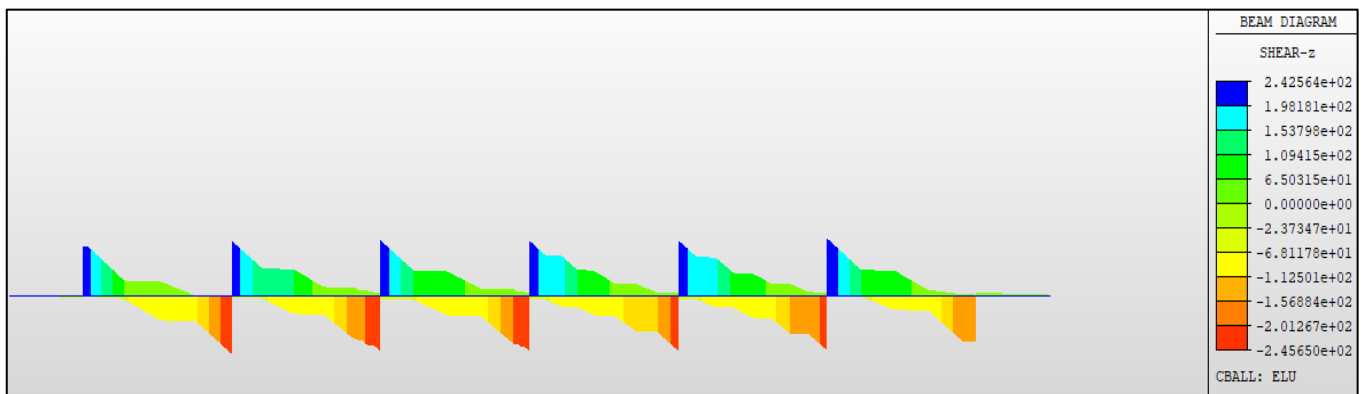


Figure VII.10 : Effort tranchant Max- Dalle à ELU

- **Mmax à l'ELS :(G +1.2 BT2V)**

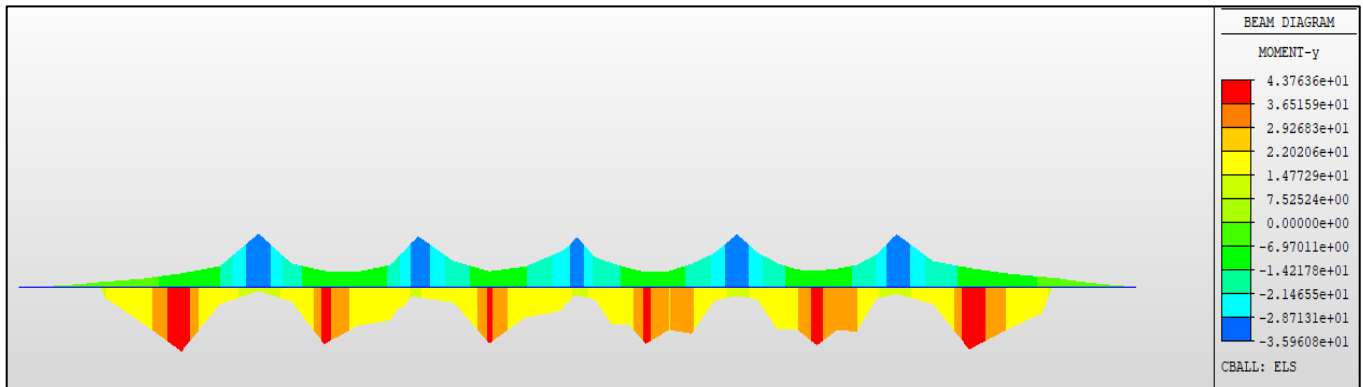


Figure VII.11 : Moment Max- Dalle à ELS.

- **Tmax à l'ELS :(G +1.2 BT2V)**

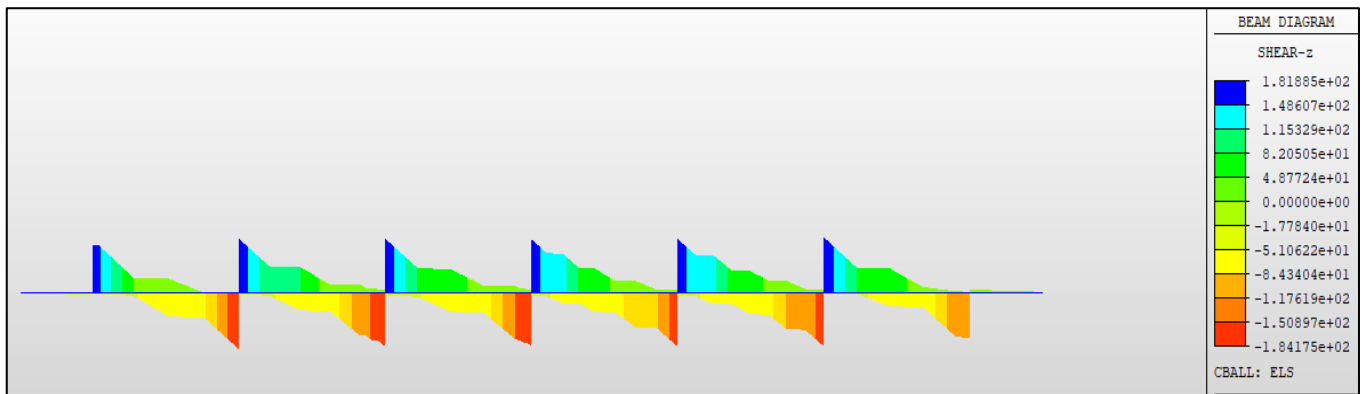


Figure VII.12 : Effort tranchant Max- Dalle à ELS.

D'après les diagrammes ci -dessus on a les moments max à l'ELU sont :

Fibre supérieure : $M_{ELU} = 47.97 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{ELU} = 58.36 \text{ KN.m}$

Les moments max à l'ELS sont :

Fibre supérieure : $M_{ELS} = 35.96 \text{ KN.m}$

Fibre inférieure : $M_{ELS} = 43.76 \text{ KN.m}$

VII.5.1. Ferrailage

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

VII.5.1.1. Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure : $M_{ELS} = 35.96 \text{ KN.m}$

: $M_{ELU} = 47.97 \text{ KN.m}$

- **Armature transversale**

$A_s = 6.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec enrobage de 3 cm sous revêtement protégé. **Voir Annexe C**

On opte pour 6HA 12 Donc $A_s \text{ total} = 6.79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 17.5 cm.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)** Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

On opte pour 5 HA10 ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

VII.5.1.2. Ferrailage nappe inférieure (Mi-travée)

On a la valeur du moment max à la fibre inférieure : $M_{ELS} = 43.76 \text{ KN.m}$

: $M_{ELU} = 58.36 \text{ KN.m}$

- **Armature transversale**

$A_s = 7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ **Voir Annexe C**

On opte pour 2HA14+4HA12 ($A_s = 7.6 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 17.5 cm.

Un enrobage minimal : $C = 5 \text{ cm}$.

- **Armature longitudinale de construction (sens des poutres)**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s

On opte pour 5 HA 10 ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

Un enrobage minimal : $C = 5 \text{ cm}$.

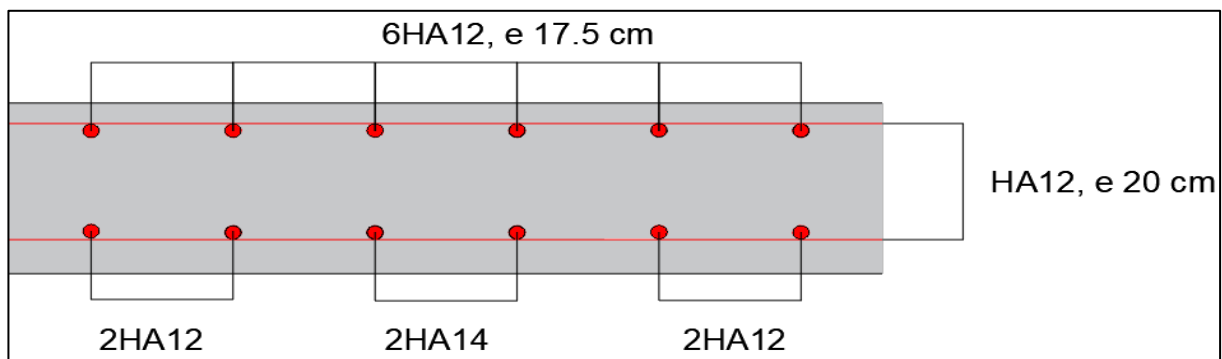


Figure VII.13 : Ferrailage de l'hourdis.

CHAPITRE VIII
ETUDE SISMIQUE

VIII.1. INTRODUCTION :

Les actions sismiques sont des actions accidentelles. Elles sont assimilées à des forces d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur des forces. L'évaluation de la force sismique se fait selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts, version R.P.O.A 2008.

On désigne par « équipements de pont » l'ensemble des dispositifs de conceptions et de fonctionnements variés, indispensables au bon fonctionnement et à la durabilité de l'ouvrage. Ils permettent au tablier d'assurer sa fonction tout en garantissant la sécurité et le confort des usagers

VIII.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui sont des éléments essentiels placés entre le tablier et les appuis (piles et culées). Leur rôle principal est d'assurer la transmission des efforts verticaux dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation, ainsi que, dans certains cas, des efforts horizontaux.

Ils participent directement au bon fonctionnement de la structure en permettant également les mouvements de rotation et les déplacements du tablier provoqués par les charges d'exploitation, les variations thermiques et les déformations différées du béton

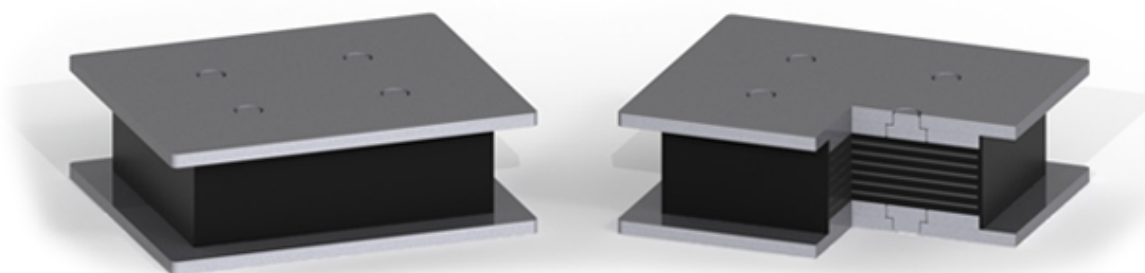


Figure VIII.1 : appareille d'appuis

VIII.2.1. CHOIX DE TYPE D'APPAREIL D'APPUI

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives.

La norme NF EN 1337-3 publiée par SETRA présente Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts

Les appareils d'appui en élastomère fretté ont été retenus comme la solution la plus appropriée pour cet ouvrage en raison de leurs nombreux avantages, notamment :

- Une installation simple et rapide.
- Une facilité de vérification et d'ajustement.
- Une capacité à distribuer les efforts horizontaux sur plusieurs points d'appui .
- L'absence d'entretien particulier.
- Avec un coût d'exécution économique, les AAEF étant moins coûteux que les AAP.

La norme NF EN 1337-3 : définit des caractéristiques géométriques des appareils d'appui couramment utilisés. En plan, les appareils d'appui sont de forme carrée, rectangulaire, ou circulaire, mais des formes elliptiques et octogonales sont également tolérées.

Parmi les appareils d'appuis de type B (multi-frettes enrobés sur toutes les face) on peut distinguer, conformément à la norme NF EN 1337 :

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

Définition géométrique :

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B de la norme NF EN 1337-3 .est donnée sur la figure , dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

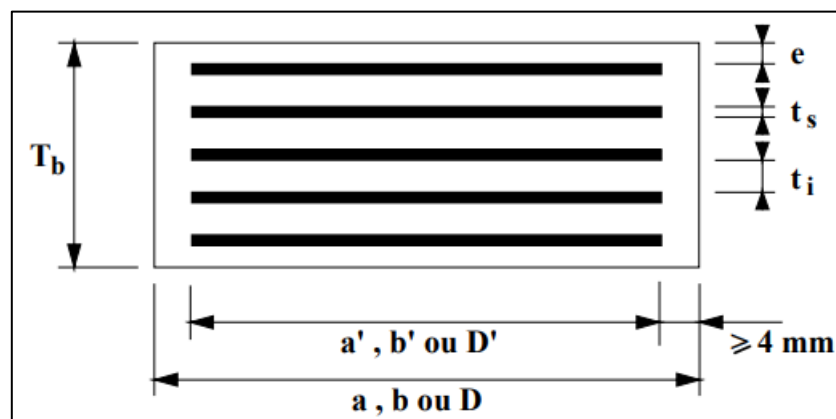


Figure VIII.2 : définition géométrique d'un appareil d'appui

Ils comportent $n+1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5 mm (avec une tolérance de - 0, + 2 mm).

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

- épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : (T_b) $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$
- épaisseur nominale totale d'élastomère : (T_e) $T_e = n t_i + 2 e$
- épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement : (T_q)

$$Tq = n t_i + 2e \quad \text{si } e > 2,5 \text{ mm}$$

$$Tq = n t_i \quad \text{si } e \leq 2,5 \text{ mm}$$

En effet, si l'épaisseur nominale de l'enrobage est supérieure à 2,5 mm, elle doit être prise en compte dans le calcul, en deçà elle est négligée

Selon Guide Technique SETRA

• Aire l'appareil d'appui :

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant les conditions de non-glissement et de non-écrasement sous l'effet de la réaction maximale à l'ELU. Pour un pré-dimensionnement, on adopte généralement une contrainte moyenne sur la surface de frettage comprise entre 20 et 25 Mpa, avec des valeurs plus faibles pour les petits appareils et légèrement plus élevées pour les grandes dimensions.

$$\frac{R_{max}}{(a \times b)} \leq \sigma_m = 20 \text{ MPa.}$$

Avec :

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

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

R_{max} : réaction d'appuis maximale à l'ELU (**R_{max} = 1.69 MN**)

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

D'où : **a × b ≥ 845 cm²**

On prendra : **a = 300 mm** et **b = 400 mm**

• Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

$$40.00 \leq T \leq 80.00 \text{ mm}$$

Respectant la condition de non flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

Condition de non flambement ; avec **a** est le plus grand côté

• Dimensionnement des frettes :

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{1.69}{30 \times 40} \times 10^4 = 14.08 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = \frac{30 \times 40}{2 \times 0.9 \times (30 + 40)} = 9.52$$

σ_e : contrainte limite de traction des frettes ($\sigma_e = 235 \text{ MPa}$).

Dans ces formules, le module **G sera pris égal à 0,9 MPa** pour les chargements statiques et à 1,2 MPa sous les actions dynamiques. Par simplification, et pour les ouvrages non exceptionnels, les déplacements sous l'action du vent sont considérés uniquement à état statique.

D'où : $t_s = 1.89 \text{ mm}$

On prendra :

Feuillets d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$.

Frettes métalliques de : $t_s = 2.5 \text{ mm}$.

Enrobage des chants : 4 mm.

Enrobage extérieur : 5 mm.

T : épaisseur totale de l'élastomère

n : nombre de feuillets élémentaires

Les dimensions sont présentées de l'appareil d'appui sont présentées dans le tableau ciaprès.

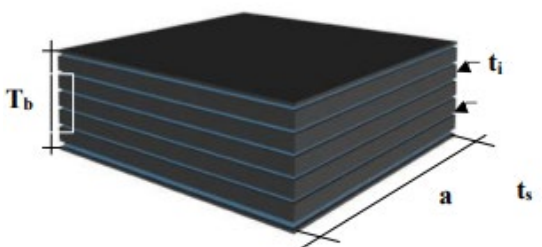
Dimensions	Valeurs (mm)	
a	300	
b	400	
ti	10	
ts	2.5	
n	4	
Tb	75	
T	60	

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

VIII.3. Caractéristique de l'ouvrage :

Les classifications fournies par le RPOA 2008 sont essentielles pour définir la situation sismique de l'ouvrage étudié et sont un préalable essentiel pour sélectionner le modèle, la méthode de calcul et les paramètres à utiliser sont :

	Observation
Zonee sismique	I
Groupe de pont	Groupe2
Classification de site	S2

Tableau VIII.2 : classification de l'ouvrage

Calcul de coefficient d'accélération sismique A : (A=12%)

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	Ila	Ilb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau VIII.3 : Coefficient d'accélération sismique

- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site tel que :
T1 = 0.15 et T2 = 0.4 sec
- S : coefficient de site égale à 1.1
- η : facteur de correction de l'amortissement $\eta = \sqrt{7/2 + \xi} = 1$
- ξ : taux d'amortissement de béton armé = 5%

VIII.4. METHODES D'ANALYSE

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental), ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

VIII.4.1 SEISME LONGITUDINAL**VIII 4.1.1 Analyse spectrale monomodale**

Les caractéristiques du mode fondamental dans la direction longitudinale, sont déterminées à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

VIII 4.1.2. Domaine d'application

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

- cela revient à vérifier que la masse des piles est inférieure à 0,43 de la masse du tablier

$$M_{piles} \leq 0,43 M_{tablier}$$

La masse du tablier : elle a été calculée dans les chapitres précédents :

$$M_{tablier} = 99170.88 \text{ KN ou } 9917.09 \text{ t}$$

La masse des piles : on a 9 piles avec un diamètre de 1.8 m et hauteur variable.

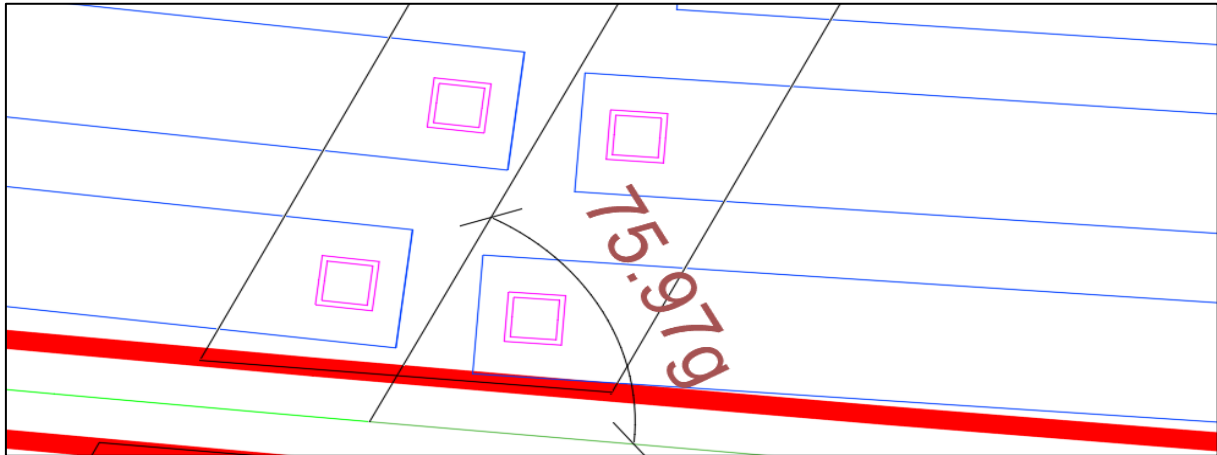
Piles	H _{moy} (m)	D (m)	n Fût	Masse de fut (KN)	Chevêtre (KN)
P1	6	1,8	3	1144,53	1473,75
P2	11,6	1,8	3	2212,758	1473,75
P3	14,5	1,8	3	2765,9475	1473,75
P4	18	1,8	3	3433,59	1473,75
P5	19	1,8	3	3624,345	1473,75
P6	19,7	1,8	3	3757,8735	1473,75
P7	22	1,8	3	4196,61	1473,75
P8	22,5	1,8	3	4291,9875	1473,75
P9	8,4	1,8	3	1602,342	1473,75

Tableau VIII.4 : Masse des piles et chevêtre

Totale = 40293.7 KN ou 4029.73 t

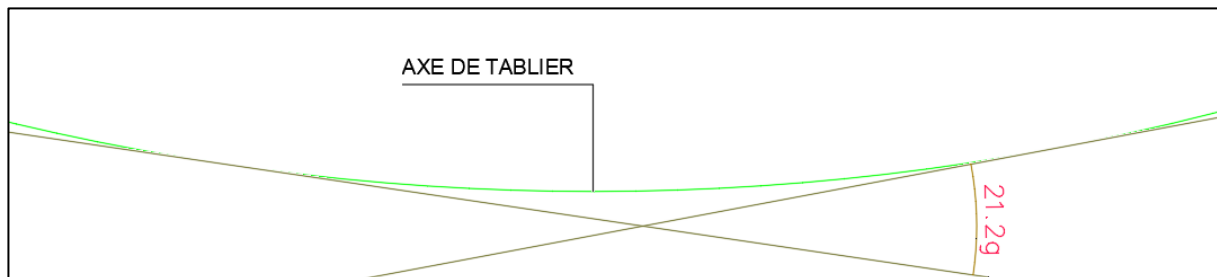
On a $0.43 \times M_{\text{tablier}} = 49056.47 \text{ KN} > 40293.7 \text{ KN}$ Donc **critère vérifié.**

- Le biais est supérieur à 70 grades : le pont présente un biais de 76 grades donc $76 \geq 70 \text{ grades}$ **critère vérifié.**



FIGURES VIII.3 : L'angle de biais

- Il s'agit d'un pont courbe qui présente un rayon très large tel que l'angle balayé en plan par la tangente à l'axe (21.2) est inférieure à 30 grades donc **critère vérifié.**



FIGURES VIII.4 : L'angle balayé en plan par la tangente

- La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier
Pour le pont courbe on doit montrer que le rapport de la longueur développée du tablier sur le rayon de courbure est inférieur à 0.6 pour considérer le pont comme si étant droit.

$$\frac{L_{\text{dev}}}{R} < 0.6$$

R : rayon de courbure égale = 825 m

Ldev : longueur développée du tablier = 359.7

Donc : $\frac{359.7}{825} = 0.436 < 0.6$ condition vérifiée.

On calcule le centre élastique :

$$x_E = \frac{\sum K_i \cdot x_i}{\sum K_i}$$

On calcule les raideurs :

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

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

Avec

n : nombre des futs.

I : inertie de fut.

E : Le module d'élasticité du béton = 33000 MPa.

G : module de cisaillement en phase sismique = 1.2 MPa.

T : épaisseur de caoutchouc.

a et b : les dimensions de l'appareil d'appuis.

Piles	k_{Fut} (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	708,18	2,40	14	32,08
P2	98,00	2,40	14	25,02
P3	50,18	2,40	14	20,12
P4	26,23	2,40	14	14,73
P5	22,30	2,40	14	13,40
P6	20,01	2,40	14	12,54
P7	14,37	2,40	14	10,06
P8	13,43	2,40	14	9,59
P9	258,08	2,40	14	29,73

Tableau VIII.5 : Raideur des piles et appareils d'appuis

Pour la culée sa raideur est celle des appareils d'appuis.

Culées	$k_{Ap-d'appui}$	n_{A-Apps}	K_P
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,40	7	16,80
C2	2,40	7	16,80

Tableau VIII.6 : Raideur des culées

$$K = \sum K_i = K_c + K_p = 200.89 \text{ MN /m}$$

$$X_E = \frac{33327.33}{200.89} = 165.9 \text{ m et } X_G = L/2 = 179.85 \text{ m.}$$

$$\frac{X_G - X_E}{L} = \frac{179.85 - 165.9}{359.7} = 0.039 \text{ ou } 3.9\% < 5\% \text{ donc critère vérifié.}$$

VIII 4.1.3. Evaluation de la période fondamentale de l'ouvrage

La période fondamentale longitudinal de l'ouvrage est donnée par la formule

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{9917088}{200.89 * 10^6}} = 1.4 \text{ sec.}$$

Avec M : est la masse totale de tablier.

VIII 4.1.4. Détermination de l'accélération spectrale Sae

D'après le RPOA :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a $0.4 < T < 3$

$$S_{ae} (m/s^2) = 2.5 \times 1 \times 0.12 \times 9.81 \times 1.1 \times \left(\frac{T_2}{T}\right) = 0.93 \text{ m/s}^2.$$

VIII 4.1.5. Evaluation de la force statique équivalente

$$F = M \times S_a(T) = 9917.09 \times 0.93 = 9198.76 \text{ KN.}$$

VIII 4.1.6. Evaluation de la charge par élément porteur

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (kN)	F _{appui} (kN)
C1	16,80	200,89	9198,8	769,3
P1	32,08	200,89	9198,8	1468,9
P2	25,02	200,89	9198,8	1145,7
P3	20,12	200,89	9198,8	921,5
P4	14,73	200,89	9198,8	674,5
P5	13,40	200,89	9198,8	613,8
P6	12,54	200,89	9198,8	574,2
P7	10,06	200,89	9198,8	460,8
P8	9,59	200,89	9198,8	439,3
P9	29,73	200,89	9198,8	1361,3
C2	16,80	200,89	9198,8	769,3

Tableau VIII.7: répartition des efforts dans chaque élément porteur

VIII 4.1.7. Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{\text{longitudinal}}^{\text{tablier}} = \frac{T^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

$$d = \frac{1.4^2}{4 \times \pi^2} \times 0.93 = 0.043 \text{ m ou } 4.3 \text{ cm.}$$

VIII 4.1.8. Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
dt(m)	0,21	1,17	1,84	2,58	2,76	2,88	3,22	3,28	0,53

Tableau VIII.8 : Déplacement de la tête des piles par rapport au sol

VIII.4.2. SEISME TRANSVERSAL

Dans le cas présent, le pont est équipé d'appareils d'appui en élastomère fretté, qui assurent la liaison mécanique entre le tablier et l'infrastructure (piles et culées). Ce type de liaison permet d'absorber certains déplacements tout en transmettant les efforts, ce qui justifie le recours au modèle à tablier rigide dans notre analyse.

4.2.1 Evaluation de la période de système.

Dans cette analyse la masse à considérer est la masse de tablier plus la moitié de la masse des piles.

A.N : $M = 11268.59 \text{ t}$

La rigidité des piles devient $k_p = \frac{12EI}{h^3}$

On résume :

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	2832,71	2,40	14	33,21
P2	392,00	2,40	14	30,95
P3	200,70	2,40	14	28,78
P4	104,92	2,40	14	25,45
P5	89,21	2,40	14	24,41
P6	80,03	2,40	14	23,66
P7	57,46	2,40	14	21,20
P8	53,72	2,40	14	20,67
P9	1032,33	2,40	14	32,54
Totale				240,87

Culées	$k_{Ap-d'appui}$	n_{A-Apps}	K_P
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,40	7	16,80
C2	2,40	7	16,80

Tableaux VIII.9 : Rigidité des piles et culées

Donc la rigidité totale de système : $K_{syst} = 272.87 \text{ MN/m}$

Enfin la période du système :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{11268.59}{272.87 \times 1000}} = 1.27 \text{ s}$$

4.2.2. Evaluation de la force statique équivalente dans le sens transversal

$$Sae(T, \xi) = 2.5 \times \eta \times A \times g \times S \times (T_2/T) = 1.02 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$F_t = M \times Sae(T, \xi) = 112685.9 \times 1.02 = 11320.55 \text{ KN}$$

VIII 4.2.3. Evaluation des efforts par élément porteur

Piles	K _{appui} (MN/m)	K _T (MN/m)	F (kN)	F _{appui} (kN)
C1	16,80	272,87	11494,0	707,7
P1	33,21	272,87	11494,0	1398,7
P2	30,95	272,87	11494,0	1303,6
P3	28,78	272,87	11494,0	1212,4
P4	25,45	272,87	11494,0	1072,0
P5	24,41	272,87	11494,0	1028,1
P6	23,66	272,87	11494,0	996,8
P7	21,20	272,87	11494,0	893,1
P8	20,67	272,87	11494,0	870,7
P9	32,54	272,87	11494,0	1370,7
C2	16,80	272,87	11494,0	707,7

Tableau VIII.9 : Répartition de force sismique

VIII 4.2.4. Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 * Sa = \left(\frac{1.27}{2*3.14} \right)^2 * 1.02 = 0.018 \text{ m} = 1.8 \text{ cm.}$$

VIII 4.2.5. Déplacement de la tête de la pile par rapport au sol

$$d = \frac{Fp}{Kp}$$

Piles	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
dT (cm)	0,05	0,33	0,60	1,02	1,15	1,25	1,55	1,62	0,13

Tableau VIII.10 : Déplacement de la tête de la pile.

VIII.4.3. Spectre de réponse de la composante verticale

VIII 4.3.1 Evaluations de l'accélération vertical

Le spectre de réponses élastiques de la composante verticale de l'ouvrage est donné par :

$$S_{ae}^v(T)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha A g \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \alpha A g \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \alpha A g \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \alpha A g \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone I $\alpha = 0,7$

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \cdot \frac{S_{ae}^v(T)}{g} \cdot v_i m_i$$

T : est la période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée ;

m_i : est la masse concentrée au point i;

v_i : est le déplacement vertical du i-ème point nodal déterminé approximativement par la forme de premier mode.

g : est l'accélération de la gravité.

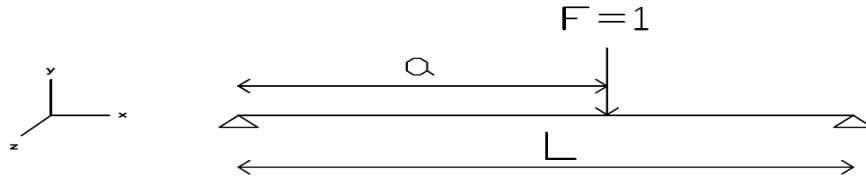
$S(T)_{vae}$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul pour la composante verticale.

Données géométriques :

E [N/m ²]	I[m ⁴]	L[m]
33000,00	5,094	35

g(m/s ²)	9,81
L	35
x=(L/6)	7
m_i (t)	192
$m_i \cdot g$	1,88352

Formule de Mohr :



$$Y = \frac{1}{EI} \left[\frac{(a-l)}{6l} x^3 - \left(\frac{a^2}{2} - \frac{a^3}{6l} - \frac{al}{3} \right) x \right] \quad 0 \leq x \leq a$$

$$Y = \frac{1}{EI} \left[\frac{(a-l)}{6l} x^3 - \left(\frac{a^2}{2} - \frac{a^3}{6l} - \frac{al}{3} \right) x \right] \quad 0 \leq x \leq a$$

Calcule des déplacement vi :

vi	0,0100
	0,0259
	0,0318
	0,0259
	0,0100

vi ²	0,0001
	0,0007
	0,0010
	0,0007
	0,0001

Calcule de pulsation :

$W^2 = g x \frac{\sum m_i x v_i}{\sum m_i x v_i^2} =$	W ²	398,53
	W	19,96
	T	0.31

D'où on trouve la période T = 0.315

On calcule Sae(v) = 2.5 x α x A x g x η = 2.06 m/s²

VIII.4.3.2 Evaluations des forces

mi	xi	Fi	deltax	Qi	cst
192,000	0,010	160,821	7,000	22,974	83,691
192,000	0,026	415,561	7,000	59,366	83,691
192,000	0,032	510,767	7,000	72,967	83,691
192,000	0,026	415,561	7,000	59,366	83,691
192,000	0,010	160,821	7,000	22,974	83,691
	fpile	1663,531			
	fculée	831,765			

Tableau VIII.11: Forces sismiques dans les piles et culées.**VIII.4.4. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE**

D'après le RPOA, une combinaison de forces sismiques orthogonales est effectuée afin de prendre en considération l'incertitude de direction du séisme.

La combinaison de ces éléments nous fournit l'impact probable de l'action sismique maximale en raison de l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y ainsi que de l'axe vertical Z :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E_2 = \pm E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E_3 = \pm E_z \pm 0.3E_y \pm 0.3E_x$$

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Piles	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1/C2	771,30	707,66	831,77	1233,13	1188,58	1275,46
P1	1472,73	1398,72	1663,53	2391,41	2339,60	2524,97
P2	1148,75	1303,58	1663,53	2038,88	2147,26	2399,23
P3	923,91	1212,35	1663,53	1786,68	1988,58	2304,41
P4	676,27	1072,00	1663,53	1496,93	1773,94	2188,01
P5	615,41	1028,08	1663,53	1422,90	1711,77	2156,58
P6	575,74	996,81	1663,53	1373,84	1668,60	2135,30
P7	462,01	893,10	1663,53	1229,00	1530,76	2070,06
P8	440,49	870,69	1663,53	1200,76	1501,90	2056,88
P9	1364,91	1370,70	1663,53	2275,18	2279,23	2484,21

Tableau VIII.12: Les composantes de la force sismique dans les directions longitudinale, transversale et verticale.**VIII.4.5. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008**

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

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

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

VIII 4.5.1. Résistance à la compression

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

$$\sigma_m = \frac{N}{a.b}$$

$$N = 1.69 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = 14.08 \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

VIII 4.5.2. Stabilité au flambement

On doit vérifier : $\gamma_s Pu < Pc$

Avec :

$\gamma_s = 3$: coefficient partiel de sécurité,

P_u : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime,

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$Pc = 4GBS^2 d/h$$

P_c : la charge critique de flambement.

B : l'aire nominale de l'appui.

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

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

S : le facteur de forme.

h_c : épaisseur totale du caoutchouc.

t : épaisseur d'un feuillet de caoutchouc

Application Numérique :

$S =$	8,57	
$d =$	0,013	m
$h =$	0,075	m
$B =$	0,12	m ²
$P_c =$	5,29	MN
$P_u =$	1,69	MN

$$\gamma_s \times P_u = 5.07 \leq P_c = 5.29 \text{ MN} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

VIII 4.5.3. Limitation de la distorsion

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

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c .

$$\begin{cases} \delta_c = 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7)(0.25-p) & \text{si } p \leq 0.25 \\ \delta_c = 1.4 (1 - 2p) & \text{si } p > 0.25 \end{cases}$$

Avec : $p = P_u/P_c$ et $\delta_0 = c/T_b$ $\delta = d/T_d$ avec c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire ($c = 300\text{mm}$).

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

$$P = P_u / P_c = 0.319 \text{ MN} > 0.25 \text{ MN}.$$

$$d = \Delta_{seisme} + 0.4\Delta T + \Delta_{r+f} + 0.2 \times \Delta_{LFbc} = 0.046 + 0.0061 + 0.0096 + 0.2 \times 0.012 = 0.805 \text{ m}$$

$$\delta_c = 0.51 < 0.805 \text{ m} \text{ donc condition non vérifiée}$$

On prévoit donc des dispositifs de non distorsion comme les taquets d'arrêt.

4.5.4 Condition de non-glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$H < f \times N$$

Avec :

H : effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

$$f = 0.10 + 0.6/\sigma_m$$

Cas pile :

$$N = 0.92 \text{ MN} \text{ et } H = 0.19 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{0.92}{0.3 \times 0.4} = 7.66 \text{ MPa} \text{ d'où } f = 0.18 \text{ donc } f \times N = 0.16 \text{ MN}.$$

Alors $H > f$ **condition non vérifiée.**

Cas culés :

$$N = 0.94 \text{ MN} \text{ et } H = 0.19 \text{ MN}$$

$$\sigma_m = \frac{0.94}{0.3 \times 0.4} = 7.84 \text{ MPa} \text{ d'où } f = 0.18 \text{ donc } f \times N = 0.17 \text{ MN}.$$

Alors $H > f$ **condition non vérifiée.**

La condition de non glissement n'est pas vérifiée, par conséquent on doit placer des tiges fixées dans les quatre coins de la plaque d'ancrage

VIII 4.5.5 DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armée posé sur le sommier d'appui où se posent les appareils d'appuis, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier

. Dimension en plan

D'après le document SETRA, appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis. Pour un déplacement pour les deux cotés on prend :

$$A = a + 100 + 50 = 400 + 100 + 50 = 550 \text{ mm.}$$

$$B = b + 100 + 50 = 300 + 100 + 50 = 450 \text{ mm.}$$

• Hauteur du dé d'appuis

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{2 \times a \times b}{2 \times (a+b)}$$

Avec :

a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

$$H \geq 171.43 \text{ mm}$$

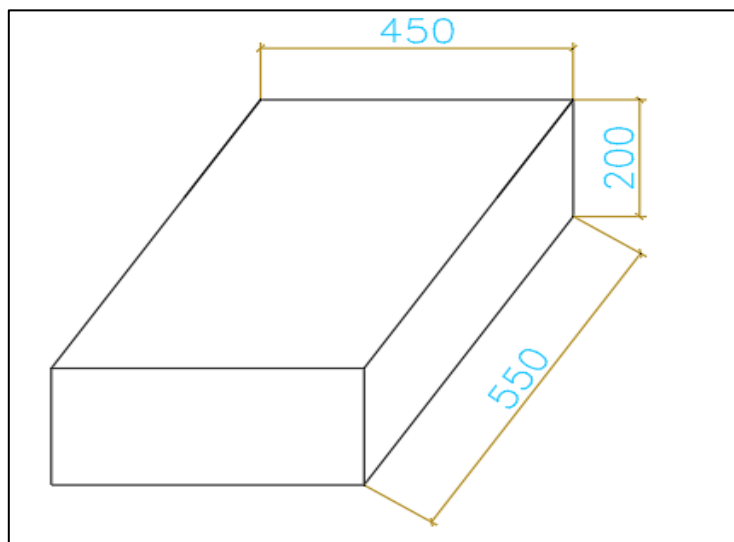


Figure VIII.5: Dimensions du dé d'appui.

VIII 4.5.6. Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

• Armatures de chaînage

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{\max}$:

$$A_c = \frac{0.25 * N}{\sigma_s} = \frac{0.25 * 1.69}{434.78} = 9.7 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 5HA16 (} A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \text{)}$$

- **Armatures horizontales**

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

$$A_h = \frac{0.125 * N}{\sigma_s} = \frac{0.125 * 1.69}{434.78} = 4.86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 5HA12 (} A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 * 1.69}{434.78} = \frac{0.04 * 1.69}{434.78} = 1.55 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit 2HA10 (} A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

- **Frette inférieure**

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

$$A_i = \frac{0.1 * 1.69}{434.78} = \frac{0.1 * 1.69}{434.78} = 3.88 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit 4HA12 (} A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

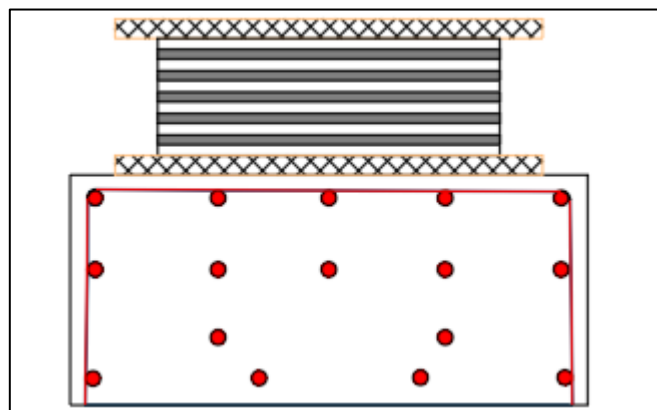


Figure VIII.6 : Ferrailage du dé d'appui.

VIII 4.6. PLOT PARASISMIQUE

Ce sont des dispositions en béton armé utilisées pour empêcher le déplacement du tablier sous l'effet du séisme transversal.

Pour notre ouvrage on choisit deux plots parasismiques avec les dimensions suivantes :

- La hauteur est de 75 cm.

- La section en plan est $(75 \times 75) \text{ cm}^2$.

VIII 4.7. JOINT DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques. Le choix d'un type de joint de chaussée dépend de plusieurs facteurs tels que la capacité de souffle, aussi il fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic.



Figure VIII.7: Joint de chaussée.

VIII 4.7.1 Calcule de souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. On ne s'intéresse qu'à la composante longitudinale de ce déplacement. Selon RPOA 2008, le dimensionnement est fait selon la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,4 W_T + W_s/3$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : souffle thermique.

W_s : le souffle sismique.

- Le souffle thermique : $W_T = L \times \epsilon_T$.
- Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) : $W_D = L \times (\epsilon_f + \epsilon_r)$.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussée 36m).

ϵ_T : coefficient de la température. $\epsilon_T = 0.0002$.

ϵ_f : coefficient de fluage $\epsilon_f = 3 \times 10^{-4}$.

ϵ_r : coefficient de retrait, $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$

Application Numérique :

$$W_D = 0.0096$$

$$W_T = 0.0061$$

$$W_s = 0.046$$

$$\text{Donc : } W = 0.0617 \text{ m} = 6.17 \text{ cm}$$

VIII 4.7.2 Détermination du joint de dilatation

Le joint de chaussée est choisi selon le souffle calculé, et à l'aide le catalogue CIPEC proposé par le constructeur FREYSSINET

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

Type	Straight (100 gr)	80 gr	60 gr	40 gr
JEP3	30	31.5	37	51
JEP5	50	52.5	62	85
JEP8	80	84	99	136

Dimensions in mm.

Figure VIII.8 : gamme des joints CIPEC

Le souffle total calculé selon le RPOA 2008 étant de $W = 6.17 \text{ cm}$, et compte tenu du biais important de 76° ainsi que du trafic autoroutier à 3 voies, le joint de type JEP8 de Freyssinet a été retenu. Ce choix garantit une couverture largement suffisante du souffle, une résistance adaptée aux charges lourdes et une conformité aux recommandations du fabricant pour les ouvrages biais.

CHAPITRE IX
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est très importante dans le cadre de réalisation d'un ouvrage d'art. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. Un appui (pile ou culée) est défini essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques doivent répondre aux exigences du franchissement. On va traiter dans ce chapitre des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure de notre pont

IX.2. ETUDE DE LA PILLE**Les réactions dues aux charges et surcharges****Tableau IX.1 : Réactions de la pile**

Charge	Culée	Pile
R _g	4948,78	9897,57
R(Al)	1666,98	2240,46
R _{bc}	1466,09	1589,36
RMc120	1069,41	1137,19
RD240	1796,57	2118,86

IX.2.1. Ferrailage des éléments de la pile**IX.2.1.1 Étude du chevetre**

L'étude du chevetre se fait à la flexion simple qui est due aux charges de la superstructure, ainsi que à la torsion qui est due aux réactions d'appui du tablier dans le cas d'une seule travée chargée à cause de l'excentricité des charges, ou bien durant la phase de construction lorsqu'un seul tablier est posé.

- **Modélisation du chevetre**

La modélisation du chevetre est faite à l'aide du logiciel Midas Civil 2022, le chevetre est considéré comme un élément barre le model est illustré dans la figure suivante :

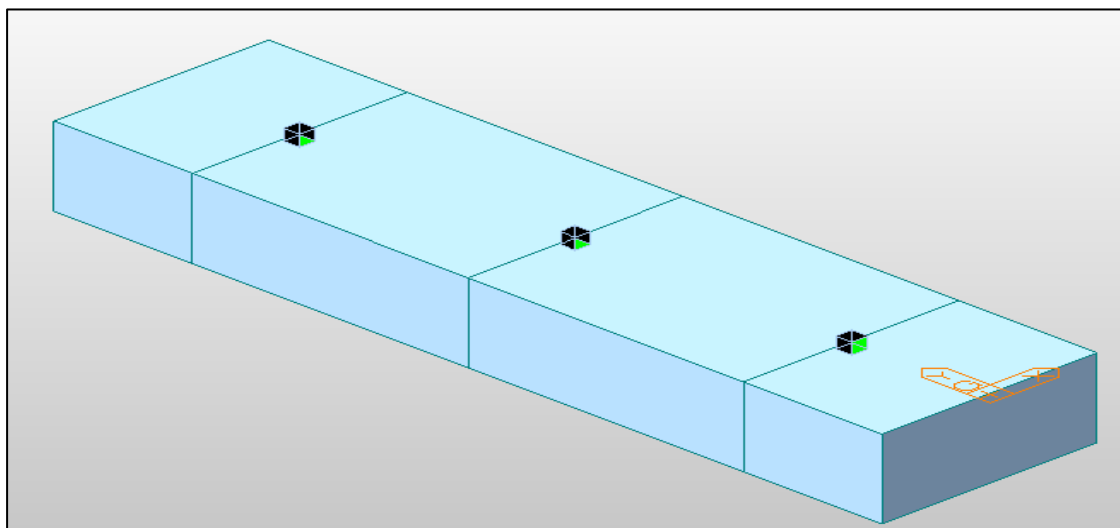


Figure IX.1 : Modèle de calcul

- **Évaluation des efforts**

Les efforts sont élaborés à l'aide du logiciel Midas Civil 2022 et les résultats obtenus sont représentés ci-dessous sous formes de diagrammes représentant les moments de flexion sous les combinaisons les plus défavorables.

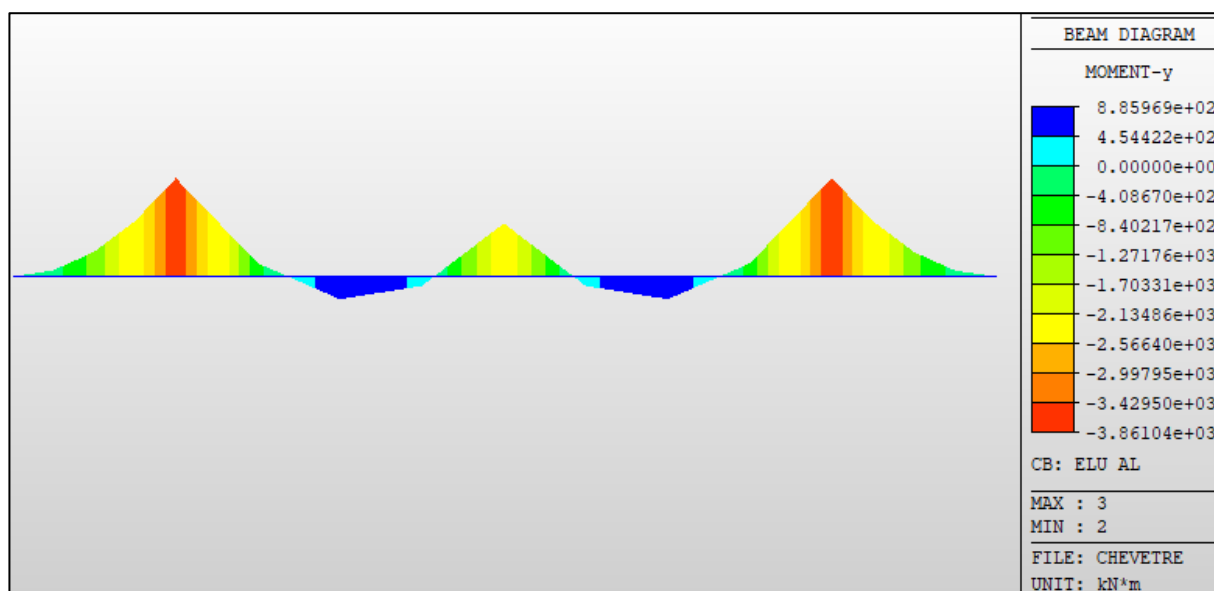


Figure IX.2 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

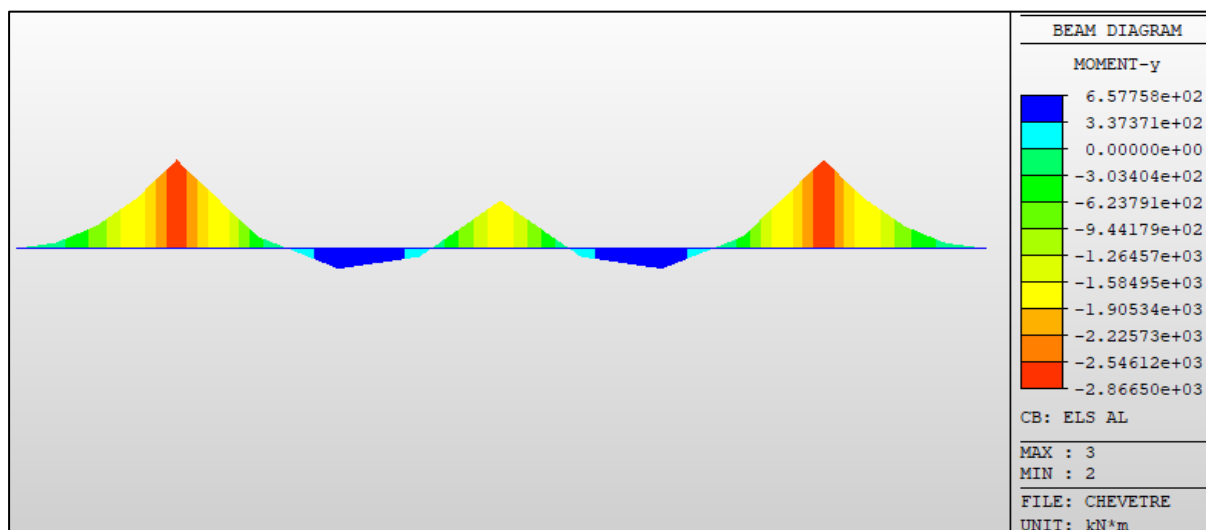


Figure IX.3 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

- Les diagrammes de l'effort tranchant

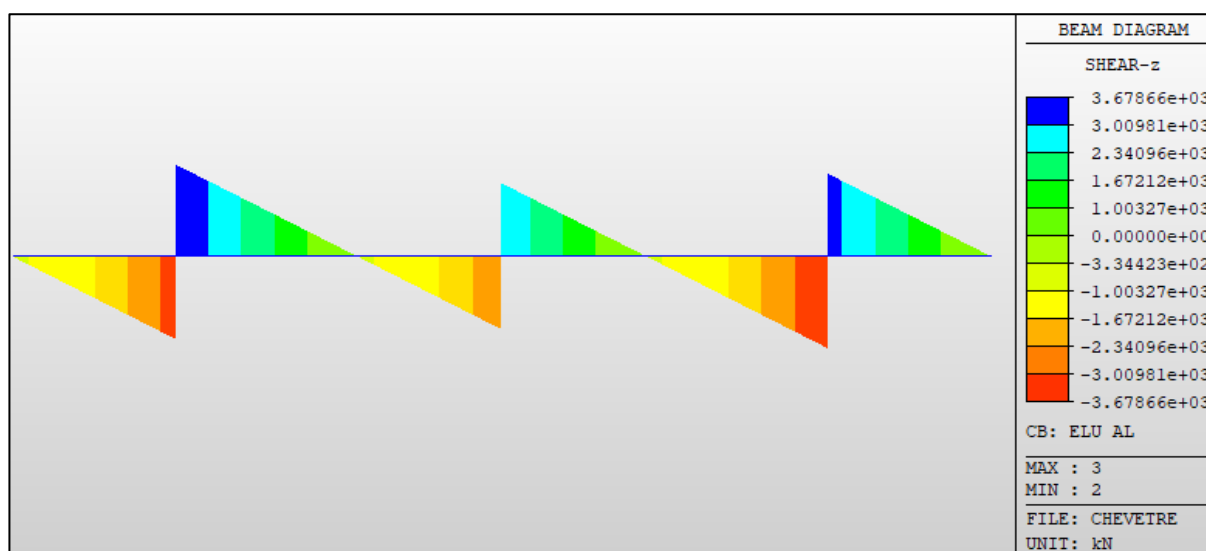


Figure IX.4 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

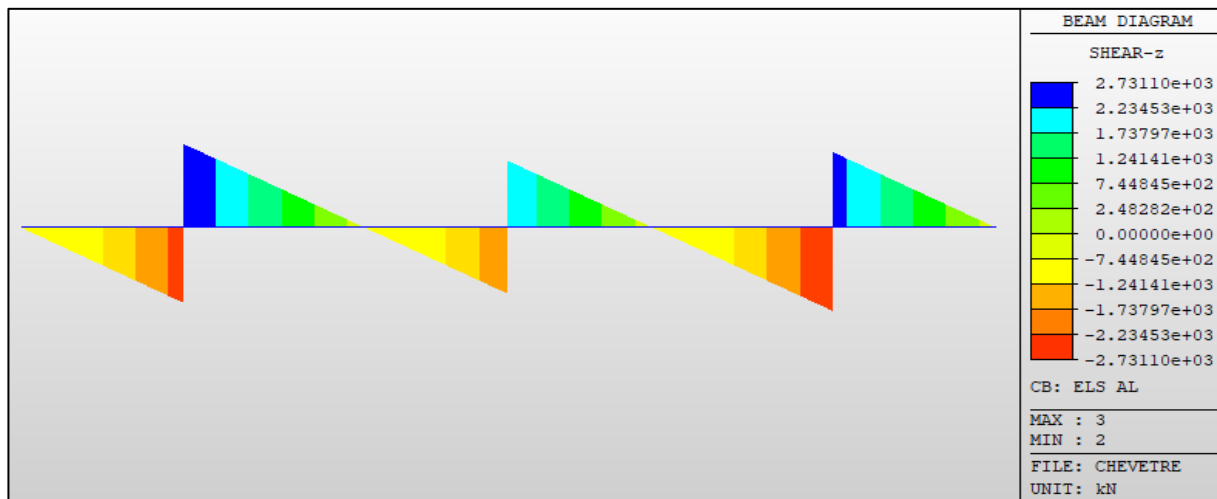


Figure IX : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Résultats :

Tableau IX.2 : Valeurs des efforts sollicitant aux états limites

	ELS	ELU
Le moment fléchissant maximal à mi travée (KN.m)	657.75	885.97
Le moment fléchissant maximal sur appui (KN.m)	2866.5	3861.04
L'effort tranchant maximal sur appui (KN)	2731.1	3678.66

• **Ferraillage du chevêtre :**

Armatures longitudinales

Nappe inferieure

Le moment maximal à ELS $M_{mi_travée} = 657.75 \text{ KN.m}$

La section d'armature inferieure est $A_s = 57.6 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature : 16HA20 avec un espacement de 20 cm.

Nappe supérieure

Le moment maximal à ELS $M_{sur^{max} appui} = 2866.5 \text{ KN.m}$

La section d'armature supérieure est $A_s = 76.2 \text{ cm}^2$

Le choix d'armature : 16HA25 avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures transversales**

Le choix d'armatures : des cadres verticaux de HA14 espacés de $e=15$ cm en zone courante, et de $e= 10$ cm en zones critiques

Tableau IX.3 : récapitulatif des choix d'armatures

	Choix des barres	Espacement (cm)
Armatures longitudinales inf	16HA20	20
Armature longitudinales sup	16HA25	20
Armatures transversales	cadres de HA14	10/15

- **Étude à la torsion**

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée ou lorsqu'une travée est mise en place.

Le chevêtre ayant une section pleine se comporte comme une poutre à section tubulaire, autrement dit, la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

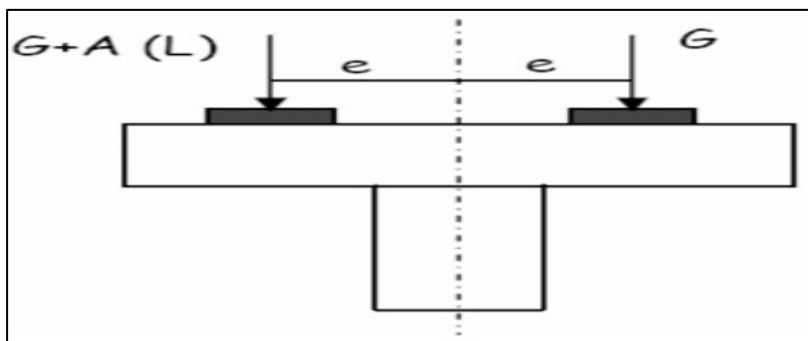


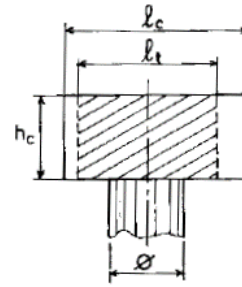
Figure IX .6 : Schéma explicatif des efforts sollicitant le chevêtre

- **Le ferrailage du chevêtre à la torsion**

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section en forme de rectangle ayant la hauteur du chevêtre. et dont la largeur l_t est donnée par :

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

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



l_t : la largeur de la section équivalente de torsion. l_c :
largeur réelle du chevetre.

$\varnothing$; diametre du fut

Dans notre cas :

$$3 \leq 1.8 + 1,5 \rightarrow 3 \leq 3.3 \rightarrow l_t = l_c = 3 \text{ m} .$$

- **La contrainte tangente de torsion**

La contrainte tangente de torsion se calcule alors comme pour les sections creuses :

$$\tau_b = \frac{c}{2\Omega b_n}$$

b_n : la paroi de la section creuse équivalente $b_n =$
 $h_c/6 = 0,25 \text{ m} .$

Ω : l'air du contour tracé à mi épaisseur des parois, elle a pour expression :

$$\Omega = (H_c - b_n) \times (l_t - b_n) = (1,5 - 0,25) \times (3 - 0,25) = 3.44 \text{ m}^2 .$$

e : l'excentrement entre l'axe de l'appui et le centre du chevêtre $e = 1 \text{ m}$.

R : réaction maximale au droit de l'appui

C : le moment de torsion,

tel que :

o **En phase de construction** : une seule travée posée

$$c = 1,35R_G \times e = 1,35 \times 217.3 \times 1$$

$$C = 293.35 \text{ KN} . \text{ m/ml}$$

o **En service**

$$c = 1,35R_{D240} \times e$$

$$c = 1,35 \times 127.96 \times 1$$

$$c = 172.74 \text{ KN. m/ml}$$

Le moment de torsion pris en considération est le moment de torsion maximal

$C = \max (C_1 ; C_2) =$	293.35	KN.m/ml
--------------------------	---------------	----------------

- **Calcul de la section d'acier**

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

Avec :

P : périmètre = 9.95 m.

$$\overline{\sigma_e} = 2/3 f_e = 333.33 \text{ MPa.}$$

$$A_s = 10.88 \text{ cm}^2.$$

Soit : 8HA 14 pour $A_s = 12.32 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 15 cm.

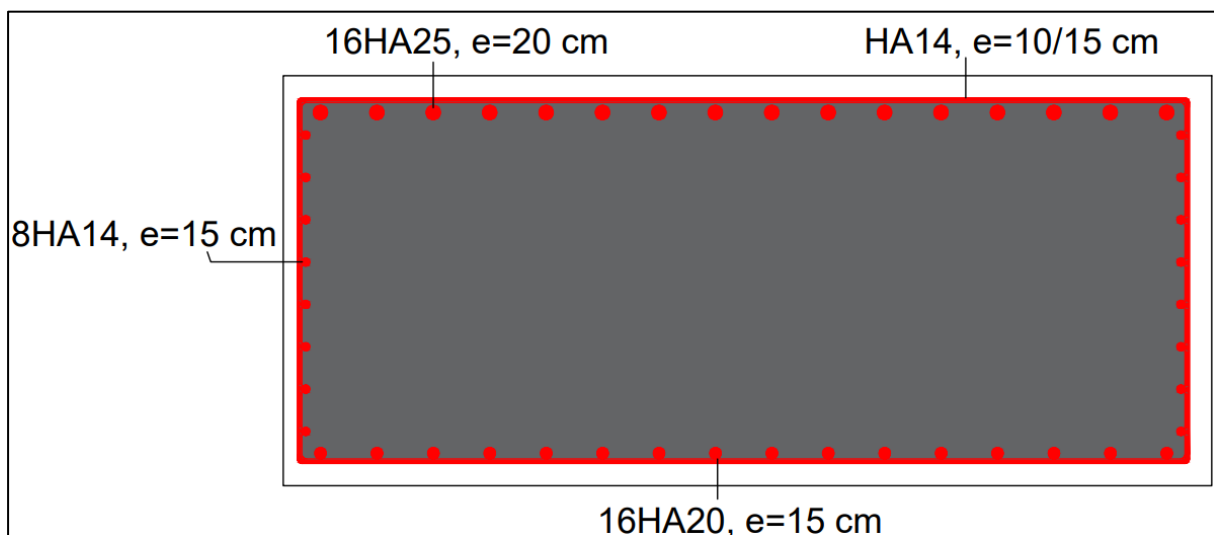


Figure IX.7 : Ferrailage de chevêtre

IX.2.1.2 Étude des futs

- **Vérification de la stabilité au flambement :**

Il faut vérifier que l'élancement de fut λ est inférieur à l'élancement admissible $\bar{\lambda}$:

$$\lambda \leq \bar{\lambda}$$

L'élancement de fut λ est donné par la relation : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ tel que :

l_f : la longueur de flambement du fut : $l_f = K \cdot L = 0,7 \times 22,5 = 15,75\text{m}$

$K = 0,7$

L : longueur du fut (22.5m)

$\bar{\lambda}$: l'élancement admissible égale à 50 selon BAEL

i : rayon du giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{D}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m}$

$D = 1,8 \text{ m}$

D'où $\lambda = \frac{15,75}{0,45} = 35 < 50$ condition vérifiée

Évaluation des efforts agissant sur les futs :

Les efforts agissant sur les futs sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IX.4 : Effort agissant sur les futs

Désig	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Fûts	4294,16	/	0,00	11,25	0,00	/
Chevetre	1579,50	/	0,00	23,25	0,00	/
G Tablier	9897,57	/	0,00	24,00	0,00	/
Hf+r	/	121,28	/	24,00	/	2910,60
HT°	/	76,40	/	24,00	/	1833,68
Somme	15771,23	167,12	/	/	0,00	4744,28

(Al)	2240,46	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1589,36	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1137,19	/	0,00	/	0,00	/
D240	2118,86	/	0,00	/	0,00	/
ST	0,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	83,36	/	24,00	/	2000,55
Bc	/	150,00	/	24,00	/	3600,00

Calcul des sollicitations

Les sollicitations agissant sur les futs avec leurs combinaisons sont données dans le suivant tableau

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivants :

- ELS : $G + 1.2 Q$
- ELU : $1.35G + 1.6 Q$
- ELA : $G + E$

- A l'état limite de service ELS:

Tableau IX.5 : combinaisons des efforts à l'ELS

	N	H	MH	MV	ΔM
G	15771,23	167,12	4010,81	0,00	4010,81
G+1.2Al	18459,78	267,14	6411,46	0,00	6411,46
G+1.2Bc	17678,47	347,12	8330,81	0,00	8330,81
G+Mc120	16908,42	167,12	4010,81	0,00	4010,81
G+D240	17890,09	167,12	4010,81	0,00	4010,81

- A l'état limite ultime ELU

Tableau IX.6 : combinaisons des efforts à l'ELU

	N	H	MH	MV	
1,35G	21291,16	232,48	5579,62	0,00	5579,62
1.35G+1.6AI	24875,90	365,85	8780,49	0,00	8780,49
1.35G+1.6B	23834,14	472,48	11339,62	0,00	11339,62
1.36G+1.35Mc120	24151,62	232,48	5579,62	0,00	5579,62
1.35G+1.35D240	21291,16	232,48	5579,62	0,00	5579,62

On résume :

Tableau IX.7 : Ferrailage des futs de la pile.

Armature	Efforts	ELS	ELU	ELA
Longitudinale	R_v (KN)	17678.47	23834.14	17434.761
	M_L (KN.m)	8330.81	11339.62	33568.8
	M_T (KN.m)	0	0	35253.6
Transversale	R_L (KN)	347.12	472.48	1468.9
	R_T (KN)	0	0	1398.7

- Ferrailage des futs**

Le fut est considéré comme un élément soumis à la flexion composée, le calcul des sections d'armatures est fait à l'aide du logiciel BA EXPERT

- Armatures longitudinales**

Section d'armature : $A_s = 254.5 \text{ cm}^2$

Choix d'armature : 32HA32 avec un espacement de $e=15 \text{ cm}$

- Armatures transversales :**

Pour l'armature transversale, on prend des cerces de HA16 espacés de 25 cm en zones courantes et de 15 cm en zones critiques

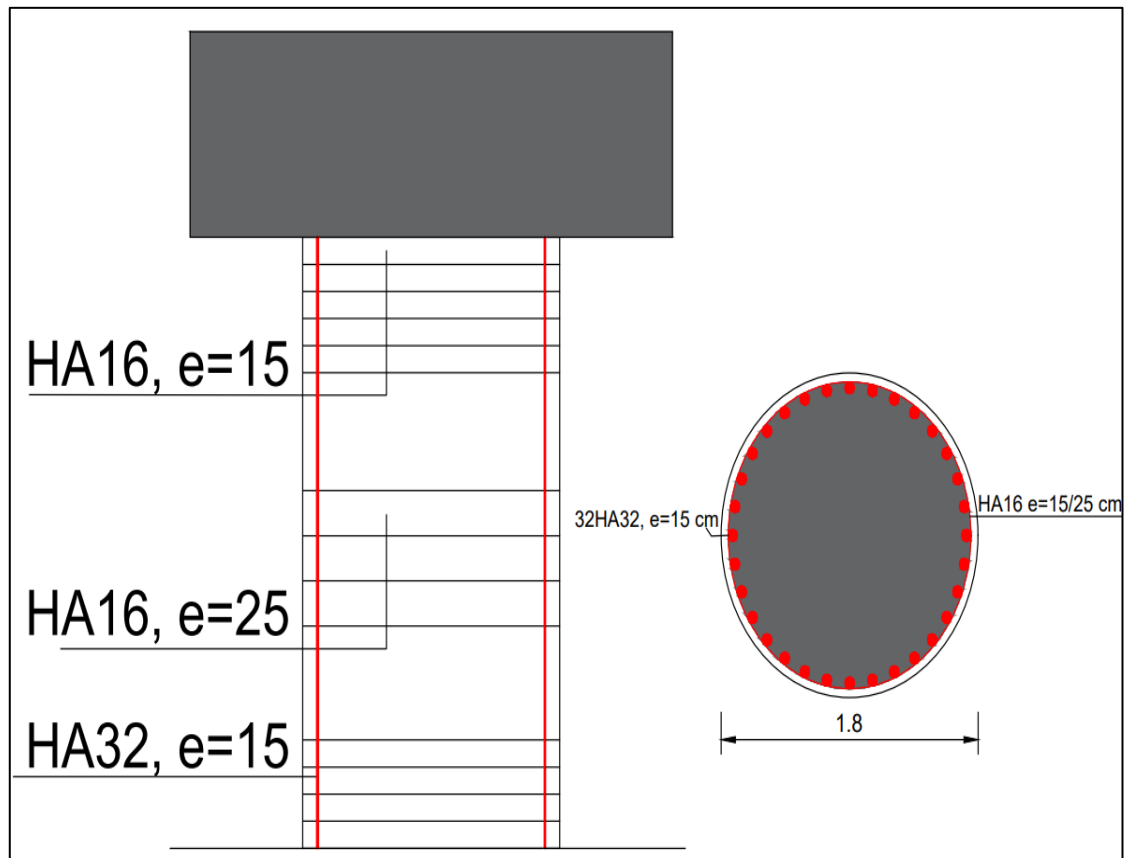


Figure IX 8 : Ferrailage de la pile

IX.2.1.3 Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \\ \alpha \geq 45^\circ \end{array} \right.$$

H : épaisseur de la semelle = 2.5 m.

l : largeur de la semelle = 8 m.

L : entraxe pieux = 2.8 m.

b : diamètre fut = 1.8 m.

On trouve : $h = 2.4 > 1.29$ et $\alpha = 45^\circ$ donc condition vérifiée.

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_t}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} \Rightarrow$$

- **Condition normale :**

$$N_{\max-ELS} = 2.47 \text{ MN.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ MPa.}$$

$$A_s = 39.73 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 3.6 \text{ m}$

Armatures transversales inférieurs :

$$A_s = 39.73/3.6 = 11.04 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 5\text{HA}20 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

Armatures transversales supérieures :

$$A_s = 11.04 / 3 = 3.68 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ Soit } 5\text{HA}12 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

Armatures longitudinales inférieure :

$$A_s = 11.04/2 = 5.52 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 5\text{HA}14 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

Armatures longitudinales supérieures :

$$A_s = 11.04/4 = 2.76 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 5\text{HA}12 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

Armatures latérales :

$$A_s = 11.04/10 = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 4\text{HA}12 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm.}$$

IX 2.1.4 Etude de pieux

La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centrée sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

- **Nombre et dispositions des pieux**

On a opté pour trois files, chacune comportant 4 pieux de diamètre 1,2 m

- **Détermination de la profondeur des pieux**

La réaction maximale en tête de pieux:

à ELS : $R_{\max} = 2468.86 \text{ KN}$

à ELU : $R_{\max} = 3334.9 \text{ KN}$

En comparant cette valeur a la capacité portante du sol, la profondeur des pieux est prise égale $L=15\text{m}$ (voir annexe).

	$R_{\max}$	SP13($L_{\text{sonde}} = 16,5\text{m}$) $L_{\text{pieu}} = 15 \text{ m}$
ELS	2468,8572	5662,6
ELU	3334,8941	7898,3

Tableau IX.8 : Résultats de sondage

- **Combinaisons des efforts :**

A l'état limite de service ELS

Tableau IX.9 : combinaisons des efforts à ELS

	N	H	MH	MV	
G	22791,23	167,12	4428,60	0,00	4428,60
G+1.2Ai+ST	25479,78	267,14	7079,32	0,00	7079,32
G+1.2Bc+ST	24698,47	347,12	9198,60	0,00	9198,60
G+Mc120	23928,42	167,12	4428,60	0,00	4428,60
G+D240	24910,09	167,12	4428,60	0,00	4428,60

Tableau IX.10 : A l'état limite ultime ELU

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	30768,16	232,48	6160,83	0,00	6160,83
1.35G+1.6AI+1.6ST	34352,90	365,85	9695,13	0,00	9695,13
1.35G+1.26B+1.6ST	33311,14	472,48	12520,83	0,00	12520,83
1.36G+1.35Mc120	33628,62	232,48	6160,83	0,00	6160,83
1.35G+1.35D240	30768,16	232,48	6160,83	0,00	6160,83

Évaluation des efforts en tête du pieu

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$R_i = \frac{N}{n} \mp \frac{My_i}{\sum y_i^2}$$

Tel que :

n : nombre de pieux.

N : effort normale vertical correspond.

M : moment correspond.

x : distance entre les pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau IX.11: réaction en tête des pieux à

ELU

1ère file	2ème file	3ème file
R ₁	R ₂	R ₃
2288,98	2564,01	2839,0507
2429,92	2862,74	3295,5598
2216,96	2775,93	3334,8941
2527,35	2802,39	3077,4222
2288,98	2564,01	2839,0507

ELS

1ère file	2ème file	3ème file
R ₁	R ₂	R ₃
1745,50	1899,27	2096,9747
1877,51	2123,32	2439,3565
1738,81	2058,21	2468,8572
1840,26	1994,04	2191,7407
1922,07	2075,84	2273,5461

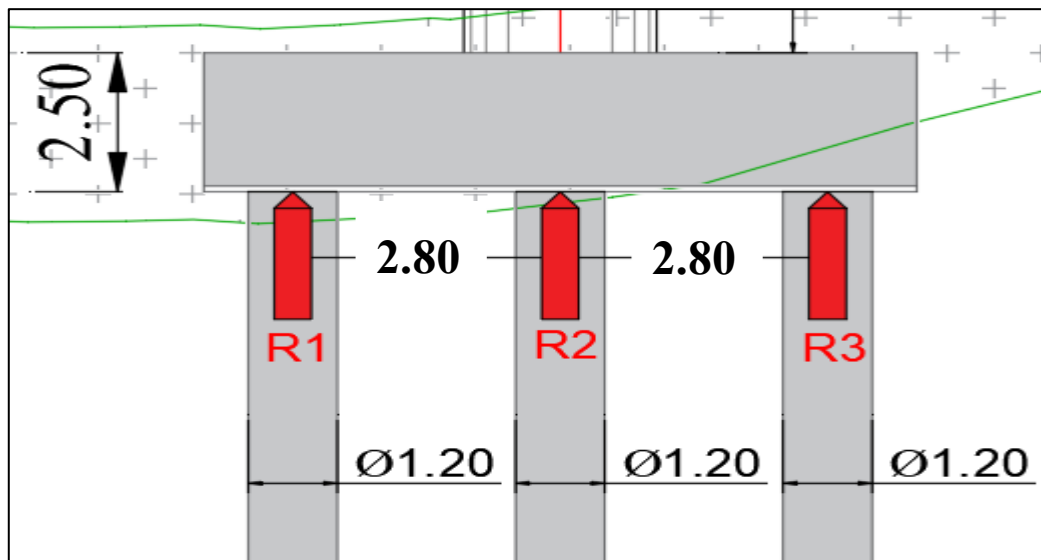


Figure IX.8 : Les réactions en tête des pieux

Calcul des moments à la base de la semelle par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auxquels, le pieu est soumis en différents points, le pieu est considéré encasté à la semelle en tête, donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement sans rotation

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

$$\lambda: \text{Coefficient d'amortissement } \lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times C_u}{4EI}}$$

$\bar{P}$: L'effort tranchant maximal sollicitant un pieu

b : le diamètre du pieu (b=1,2 m)

$C_u = 30 \text{ KN/m}^2$ (cas plus défavorable).

I : l'inertie de la section du pieu ($I=0,101 \text{ m}^4$).

E : module d'élasticité du béton ($E = 33000 \text{ MPA}$)

$\lambda = 0,228 \rightarrow \lambda \times L = 3.419 \rightarrow \chi_{\theta P} = 1,20$ et $\chi_{\theta M} = 1,59$

Tableau IX.12 :: Valeur de $\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$ en fonction de $\lambda \times L$

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

Donc : ELS

M =	96,16	KN.m
H =	28,93	KN
N =	1738.81	KN

ELU

M =	130,89	KN.m
H =	39,37	KN
N =	2216.96	KN

- **Ferraillage des pieux**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferraillage est fait à l'aide du logiciel EXPERT BA 2010

- **Armatures longitudinales**

La section d'acier $A_s = 113,10 \text{ cm}^2 \rightarrow$ choix de barres 24HA25 espacées de 15 cm

- **Cercles transversales**

Les armatures transversales sont des cerces de HA16 espacées de 10 cm en zone critique et de 20 cm en zone courantes

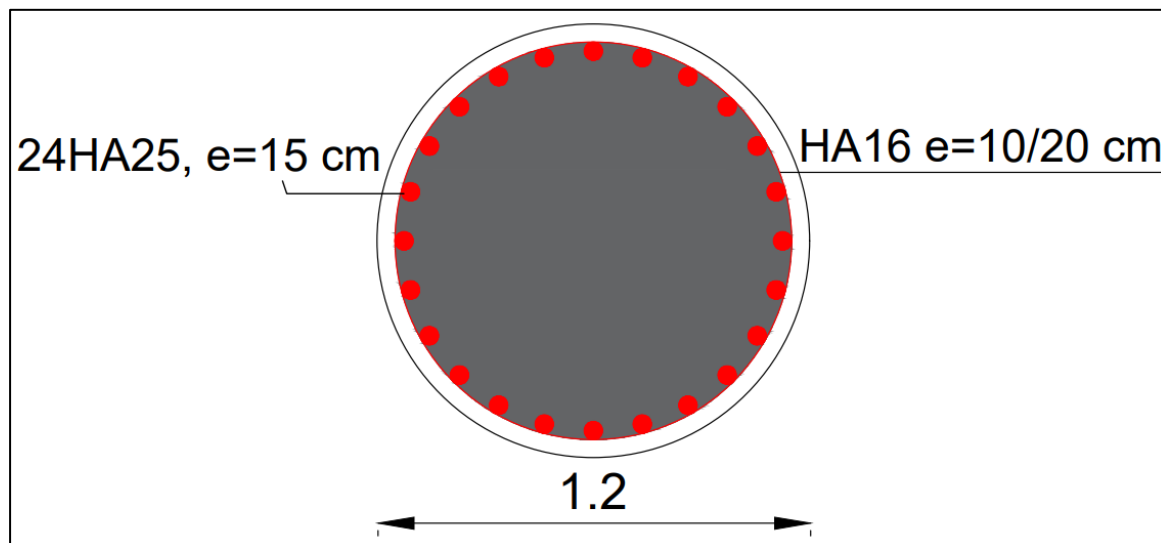


Figure IX.9 : les réactions en tête des pieux

IX.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée représente un élément indispensable dans l'infrastructure d'un pont. Implantée aux deux extrémités de l'ouvrage.

- Assurer la transmission des charges vers le sol de fondation de manière équilibrée.
- Limiter les déplacements horizontaux pour garantir le bon fonctionnement des appareils d'appui.
- Réduire les tassements verticaux afin de protéger la stabilité du tablier, surtout pour les ponts en béton précontraint.
- Permettre l'accès à l'intérieur de l'ouvrage pour les opérations techniques et de maintenance.
- Intégrer éventuellement une chambre pour le passage des conduites et des canalisations.

IX.3.1. Les éléments composants une culée :

- Un mur de front : supporte le tablier et retient les terres.
- Des murs latéraux :
 - Murs en retour : parallèles à l'axe longitudinal du pont.
 - Murs en aile : inclinés ou courbés par rapport à l'axe de l'ouvrage.
- Un système de drainage : évacue les eaux infiltrées à travers les joints de chaussée.
- Une dalle de transition : réduit les déformations de la chaussée causées par le tassement des remblais derrière la culée.

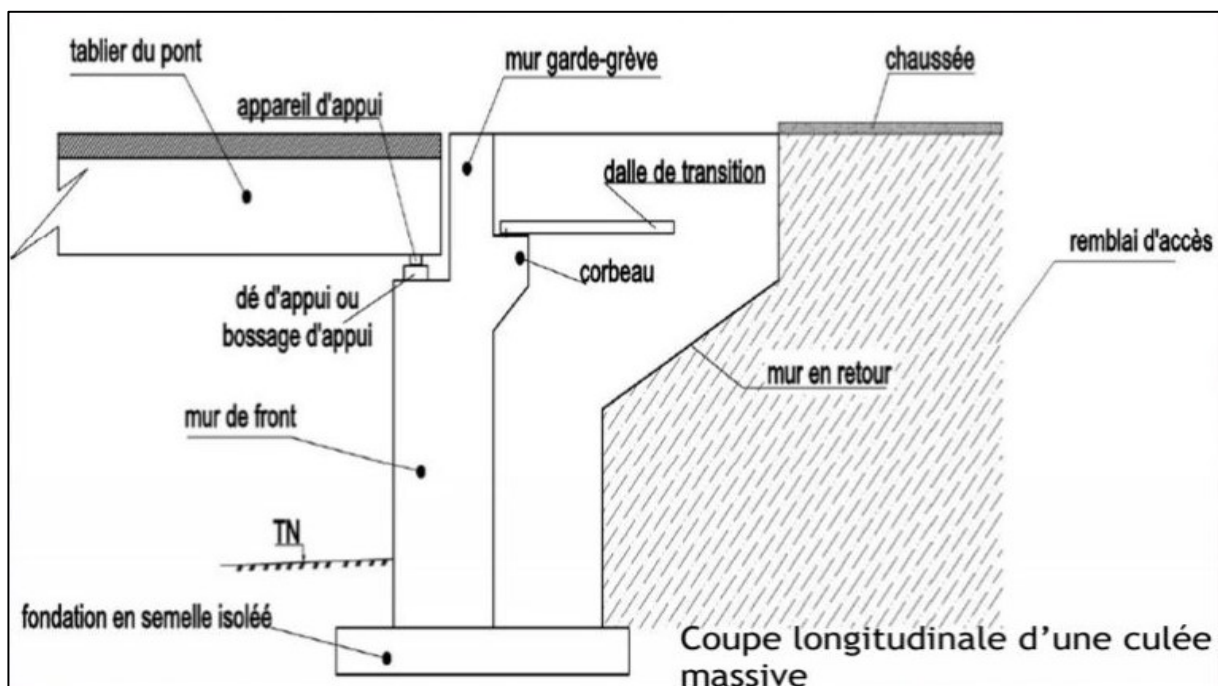


Figure IX.10 : Coupe longitudinale .**IX.3.2 Les divers types de culées :**

- **Culée enterrée :**
Constituée d'un mur garde-grève, d'un chevêtre et de poteaux remblayés. Elle réduit la poussée des terres et convient aux remblais de grande hauteur.
- **Culée à mur front (culée remblayée) :**
Type le plus courant, fondé sur une semelle en béton armé. Elle assure à la fois le support du tablier et le soutènement des remblais.
- **Mur en retour :**
Solution économique utilisée surtout en site terrestre.
- **Mur en aile :**
Utilisé près des rivières pour protéger les talus contre l'érosion et faciliter les fondations.
- **Culée creuse :**
Formée d'un mur de front, de murs en retour et d'un platelage supérieur créant une structure creuse qui limite la poussée des terres sur le mur frontal.
- **Culée en terre armée :**
Utilise un remblai renforcé pour assurer le soutènement ; le tablier peut reposer directement sur ce remblai ou sur une pile indépendante.

IX 3.3 Conception des culées :**IX.3.3.1 Choix de type de culée**

- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais)

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

IX.3.3.2 Prédimensionnement de la culée

Les dimensions sont résumées dans le tableau ci-après

Eléments de la culée	Rôle	Dimensions
Mur de garde grève	Isoler physiquement le remblai de l'ouvrage.	$h_{mg} = 2.65 \text{ m}$ $e_{mg} = \max (0.30 \text{ m. } h/8) = 0.33 \text{ m}$ $l_{mg} = l_{tab} = 14.04$

Mur de front	Transmettre les charges et soutenir les remblais.	$e_{mr} = 1.55 \text{ m}$ $h_{mr\text{-culée}} = 6.5 \text{ m}$ $l_{mr\text{-culée}} = 14.04 \text{ m}$
Sommier d'appui	Élément supportant l'extrémité du tablier.	$l_{sa} = \text{largeur du pont} = 14.04 \text{ m}$ $e_{sa} = 0.20 \text{ m}$
Mur en retour	Supporter les corniches et soutenir les remblais.	$e_{mr} = 0.6 \text{ m}$ $h_{mr\text{-culée}} = 9.20 \text{ m}$
Dalle de transition	Assurer la transition entre un milieu semi-rigide et un milieu rigide.	$l_{dt} = \text{Min [6m. Max (3m.0.6 hremblai)]}$ $l_{dt} = 4.00 \text{ m}$ $e_{dt} = 0.30 \text{ m}$
La semelle	Supporter le poids de la culée et les charges du tablier.	$e_s = 2 \text{ m}$ $L_s = 14.04 \text{ m}$ $l_s = 9.6 \text{ m}$

Tableau IX.13 : Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

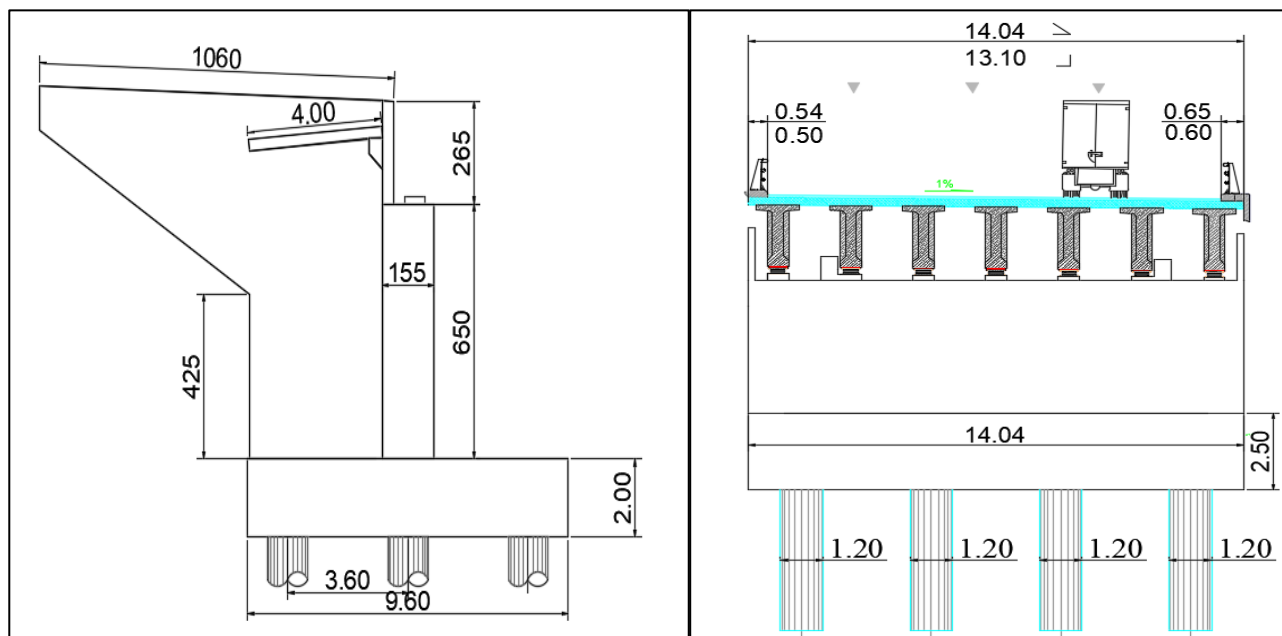


Figure IX 11 : Dimensions de la culée.

IX.3.4 Descente des charges :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	6739.20	/	0.00	1.00	0.00	/
Mur F	3536.33	/	0.00	5.27	0.00	/
DDT	191.10	/	2.79	10.23	532.21	/
Mur en R	844.94	/	4.34	7.68	3670.40	/
Corbeau	78.65	/	0.96	9.91	75.34	/
MGG	306.95	/	0.61	9.86	185.70	/
Poids des Terres Amot	7380.35	/	2.77	6.01	20450.96	/
Poids des T sur DDT	412.20	/	2.97	10.82	1225.48	/
" Poussée des terres"	/	4783.63	/	-3.73	/	-17842.94

Poids Sur 10KN/ m ²	513.60	/	2.00	/	1027.20	/
Poussée Sur 10kN/m ²	/	474.57	/	-5.60	/	-2657.57
Somme	20003.32	5258 .2	16.44	51.45	27167.29	-20500.51

Tableau IX.14 : Evaluations des efforts statiques de la culée

Rg	4948.78	/	-0.19	/	-940.27	/
R(Al)	1666.98	/	-0.19	/	-316.73	/
Rbc	1466.09	/	-0.19	/	-278.56	/
RMc120	1086.15	/	-0.19	/	-206.37	/
RD240	1796.57	/	-0.19	/	-341.35	/
Hf+r	/	60.64	/	-8.50	/	-515.42
HT°	/	38.20	/	-8.50	/	-324.71
Frein Al	/	151.97	/	-8.50	/	-1291.72

Frein Bc	/	180.00	/	-8.50	/	-1530.00
----------	---	--------	---	-------	---	----------

Tableau IX.15 : Efforts dus au tablier**IX.3.5. Combinaison des efforts**

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

/	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELS	G+0.6T	24438.50	4867.19	-21210.76	25199.83	3989.07
	G+0.6T+1.2Q	25054.82	5436.67	-21742.27	27372.74	5630.47
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	26438.87	5049.55	-22760.82	24819.76	2058.94
	G+0.6T+1.2Bc+ST	26197.81	5083.188	-23046.76	24865.56	1818.80
	G+0.6T+Mc120	25524.64	4867.19	-21210.76	24993.46	3782.71
	G+0.6T+D240	26235.07	4867.19	-21210.76	24858.48	3647.73
ELU	1.35G+0.9T	32991.97	6574.14	-25076.02	34019.77	8943.75
	1.35G++0.9T+1.6Q	33813.73	7333.45	-29328.14	35663.29	6335.15
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+S)	35659.14	6817.29	-27142.77	33513.01	6370.24

	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	35337.72	6862.14	-27524.02	33574.08	6050.06
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	34458.27	6574.14	-25076.02	33741.17	8665.15
	1.35G+0.9T+1.35D240	35417.34	6574.14	-25076.02	33558.95	8482.93

Tableau IX.16: Combinaison des efforts.

IX 3.6 Ferrailage des éléments de la culée :

IX .3.6.1. Mur frontal :

Pour le ferrailage du mur frontal, les efforts appliqués sont calculés en considérant le mur encastré dans la semelle. Les résultats et détails de calcul sont présentés dans le tableau suivant.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Mur F	3536.325	/	0	3.27	0.00	/
DDT	191.1	/	0.98	8.23	187.28	/
Corbeau	78.645	/	0.96	7.91	75.50	/
MGG	306.9495	/	0.6	7.86	184.17	/
Poids des T sur DDT	412.20252	/	0.98	8.23	403.96	/
Poussée des terres	/	364.31	/	-3.06	/	-1114.79
Poussée Sur 10kN/m ²	/	396.85	/	-4.59	/	-1821.55

Tableau IX.16: Evaluations des efforts statiques sur mur frontal

Rg	4948.78	/	-0.19	/	-940.27	/
R(Al)	1666.98	/	-0.19	/	-316.73	/
Rbc	1466.09	/	-0.19	/	-278.56	/
RMc120	1086.15	/	-0.19	/	-206.37	/
RD240	1796.57	/	-0.19	/	-341.35	/
RST	0.00	/	-0.19	/	0.00	/
Hf+r	/	60.64	/	-6.50	/	-394.14
HT°	/	38.20	/	-6.50	/	-248.31
Frein Al	/	151.97	/	-6.50	/	-987.78
Frein Bc	/	180.00	/	-6.50	/	-1170.00

Tableau IX.17 : Efforts dus au tablier

/	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	M (KN.m)	ΔM (KN.m)
ELS	G+0.6T	9474.01	447.87	-1657.92	-89.36	-1747.281009
	G+0.6T+1.2Q	9474.01	924.09	-3843.77	-89.36	-3933.13852
	G+0.6T+1.2A(l)+ST	11474.38	630.23	-2843.26	-469.44	-3312.693218
	G+0.6T+1.2Bc+ST	11233.32	663.87	-3061.92	-423.63	-3485.550321
	G+0.6T+Mc120	10560.15	447.87	-1657.92	-295.73	-1953.649214
	G+0.6T+D240	11270.58	447.87	-1657.92	-430.71	-2088.62958
ELU	1.35G+0.9T	12789.91	608.06	-2260.54	-120.64	-2381.177312
	1.35G++0.9T+1.6Q	12789.91	1243.02	-5175.01	-162.87	-5337.87829
	1.35G+0.9T+1.6(A(l)+S)	15457.08	851.21	-3840.99	-669.63	-4510.617888
	1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	15135.66	896.06	-4132.54	-608.56	-4741.094025
	1.35G+0.9T+1.35Mc120	14256.21	608.06	-2260.54	-441.46	-2701.998686

	1.35G+0.9T+1.35D240	15215.28	608.06	-2260.54	-623.69	-2884.22218

Tableau IX.18 : Efforts dus au tablier

IX .3.6.2 Combinaisons de charges :

Le ferrailage du mur frontal comprend des armatures verticales et horizontales. Les armatures verticales sont déterminées en considérant le mur soumis à une flexion composée selon différents cas de sollicitation.

Sollicitations les plus défavorables

- ELS: M max = -280.14 kN/ml N cors = 674.79 kN.m/ml.
- ELS: T max = 65.82 kN/ml N cors =674.79 kN/ml.
- ELU: M max = -380.19 kN/ml N cors = 910.96 kN.m/ml.
- ELU: T max = 88.53 kN/ml N cors =910.96 kN/ml.

Le ferrailage vertical est réalisé à l'aide de ROBOT Expert en considérant une section rectangulaire de dimensions (1 × 1,55) m soumise à une flexion composée, selon le cas de chargement le plus défavorable.

Voir l'ANNEXE C.

Section d'acier

Avec Robot expert $AS = 15.5 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA20/ml ($AS_1 = 15.71 \text{ cm}^2$) / coté remblai, avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions

$AS' = AS/3 = 5.17 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA14 ($AS' = 7.7 \text{ cm}^2$) / coté tablier avec un espacement de 20 cm

Armatures transversales

$At = As/4 = 3.87 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA12 ($AS = 5.65 \text{ cm}^2$) Avec un espacement de 20 cm

IX.3.6.3 Mur garde grève

Le mur garde-grève est un élément de la culée destiné à assurer la séparation entre le remblai d'accès et l'ouvrage. Il a pour rôle principal de retenir les terres situées à l'arrière du tablier, au niveau du chevet, tout en garantissant une bonne étanchéité entre ces différents éléments. Il

permet également la mise en place des joints de chaussée, indépendamment du type de joint adopté pour l'ouvrage. Le mur garde-grève est dimensionné en flexion simple dans le calcul qui suit le mur garde grève est supposé encastré à la base. sous l'action des charges horizontales, notamment la poussée des terres, la poussée d'une charge locale située derrière le mur ainsi que les efforts de freinage dus à la charge Bc .

Calcul des sollicitations :

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

➤ Moment dû à la poussée des terres :

En considérant l'effet de la chaussée, le moment au niveau de l'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_T = \frac{PxH}{3}$$

$$\text{Avec : } P = \frac{1}{2}k_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

ka : Coefficient de poussée des terres (ka = 0.33).

γ_r : Poids volumique du remblai ($\gamma_r = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du mur garde grève (h = 2.65 m).

L : longueur du remblai (L=1m) on fait le calcul par 1ml.

$$P = 24,87 \text{ KN/ml}$$

$$M_T = 18,42 \text{ KN.m /ml}$$

➤ Moment dû à la force de freinage du camion Bc:

Le moment engendré par l'effort de freinage est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$M_f = \frac{2\mu \times Pxh}{0,25 + 2h}$$

Avec μ : coefficient de pondération, $\mu = 1.6$ à l'E.L. U et $\mu = 1.2$ à l'E.L. S ;

$P = 60 \text{ KN}$.

- $M_f - \text{ELS} = 68.76 \text{ KN.m/ml}$.
- $M_f - \text{ELU} = 91.68 \text{ KN.m/ml}$.
- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

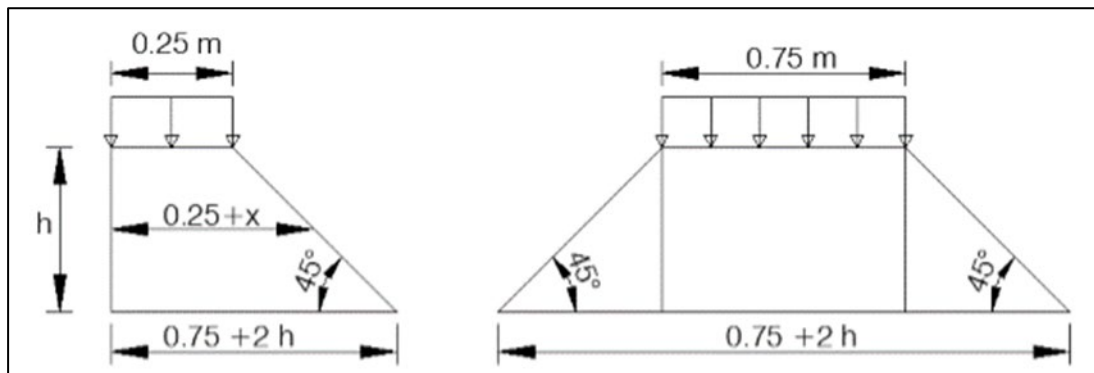


Figure XI 12 : Efforts en arrière du mur garde grève

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ et } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

Avec

γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

B_c : coefficient de pondération du système B_c .

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

h : hauteur de mur garde grève.

- $M_P - \text{ELS} = 44.5 \text{ KN.m/ml}$.
- $M_P - \text{ELU} = 59.34 \text{ KN.m/ml}$

❖ **Combinaison d'actions sur le MGG**

$$M_{\text{ELS}} = M_P + 1.2M_Q = 125.39 \text{ KN.m/ml}.$$

$$M_{ELU} = 1.35MG + 1.6MQ = 167.43 \text{ KN.m/ml.}$$

❖ Ferrailage de mur garde-grève

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. (Voir Annexe D)

Section d'acier

Avec Robot expert $AS = 24.4 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA25/ml ($AS_1 = 24,54 \text{ cm}^2$) , avec un espacement de 20 cm.

Armature de constructions

$AS' = AS/3 = 8.13 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA16 ($AS' = 10,05 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm

Armatures transversales

$At = As/4 = 6.10 \text{ cm}^2$; donc : on opte pour 5HA12 ($AS = 5,65 \text{ cm}^2$)

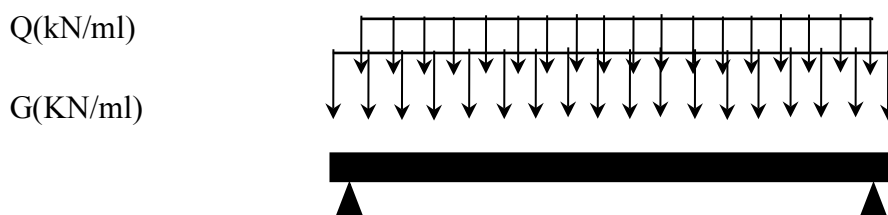
Avec un espacement de 20 cm.

IX.3.6.4 Dalle de transition

La dalle de transition est un élément en béton armé placé sous la chaussée aux extrémités du pont. Elle a pour fonction de limiter les déformations et les dénivelllements pouvant résulter du tassement des remblais situés derrière la culée. Dans ce projet,

elle présente une longueur de 12,84 m, une largeur de 4,00 m et une épaisseur de 0,30 m.

La dalle de transition est dimensionnée comme une dalle rectangulaire considérée simplement appuyée. En réalité, elle repose sur un support élastique continu assuré par le sol en contact direct avec sa surface inférieure. Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges d'exploitation ainsi qu'au poids des remblais situés au-dessus de la dalle.



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
Remblai	16.2	32.4	32.4
Surcharges	10	20	20

Tableau IX.19 : Sollicitations sur mur frontal.

Les résultats de calcul du moment à L'ELS et L'ELU sont :

➤ **A l'ELS :**

$$M_{ELS} = 75.24 \text{ kN.m/ml}$$

$$T_{ELS} = 75.24 \text{ kN/ml}$$

➤ **A l'ELU :**

$$M_{ELU} = 101.17 \text{ kN.m/ml}$$

$$T_{ELU} = 101.17 \text{ kN/ml}$$

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. Voir l'ANNEXE D.

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 13,5 \text{ cm}^2$; On prend 5HA20 /ml ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) /coté inférieur, esp = 20 cm.

Armatures longitudinales :

Avec Robot expert : barres H (barre supe + barre inf), esp = 20 cm.

Armature de construction :

$A_{s'} = A_s/3 = 4.5 \text{ cm}^2$; Soit : 5HA14 /ml ($A_{s'} = 7.7 \text{ cm}^2$), esp = 20 cm

Armature transversale :

$$A_s' = A_s/4 = 3.38 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml} (A_s' = 5.65 \text{ cm}^2), \text{ esp} = 20 \text{ cm}$$

V IX.3.6.5 Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau d'appui est une console en béton située à l'arrière du mur garde-grève de la culée. Il sert de point de repos fixe ou glissant pour l'extrémité de la dalle de transition, assurant une liaison progressive entre la chaussée sur remblai et le tablier du pont.

Réaction due au poids des charges - Permanentes :

La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{\text{Rem}} = \frac{qL}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;

q : charges permanentes.

$$L = 4 \text{ m}$$

$$q = 25.62 \text{ kN/ml}$$

$$R_{\text{Rem}} = 51.24 \text{ kN/ml}$$

Réaction des surcharges sur remblais :

La réaction due au surcharges sur remblai est donnée par la formule suivante :

L : longueur de la dalle de transition ;

q : Surcharges.

$$L = 4 \text{ m}$$

$$q = 10.00 \text{ kN/ml}$$

$$R_{\text{Rem}} = 20.00 \text{ kN/ml}$$

Combinaison d'action :

A l'ELS :

$$R_{\text{ser}} = R_G + 1.2 R_Q = 75.24 \text{ kN.m/ml}$$

A l'ELU :

$$R_{\text{ult}} = 1.35 R_G + 1.6 R_Q = 101.17 \text{ kN.m/ml}$$

Ferraillage

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier :

Avec Robot expert $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$; On prend 5HA20 /ml ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) /côté

Remblai , esp = 20 cm.

IX.3.6.6. Ferraillage du mur en retour

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encastrier à la base et côté du mur frontal.

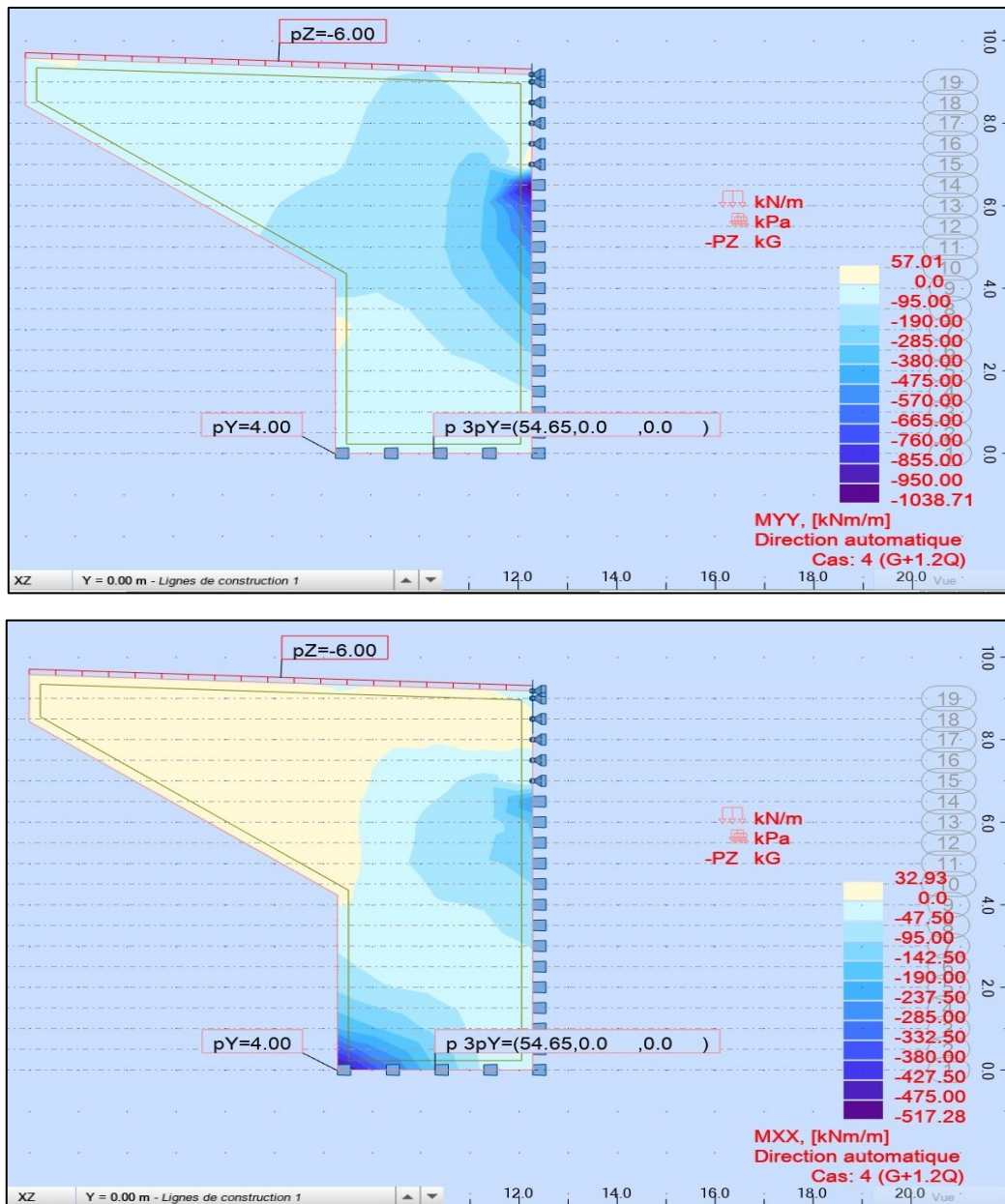


Figure IX 13 : Les sollicitations dus au mur à l'ELS.

Coté XX (flexion simple) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{xx} = 332.5 \text{ KN.m}$

Section d'acier : Avec logiciel de calcul $A_s = 27 \text{ cm}^2$, soit HA25/ml espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 9 \text{ cm}^2$; Soit 6HA14/ml espacé de 20cm.

Coté YY (flexion simple) :

Avec un logiciel de calcul on a $M_{yy} = 665 \text{ KN.m}$

Section d'acier : Avec Robot expert $A_s = 56.3 \text{ cm}^2$, soit 12HA25/ml espacé de 20cm.

Armatures de constructions : $A_s' = A_s/3 = 18.77 \text{ cm}^2$; Soit 6HA20/ml espacé de 20cm.



Figure IX 14 : Les sollicitations dus au mur à l'ELS.

IX.4. Conclusion

Les analyses consacrées à la culée confirment la conformité de son dimensionnement et sa parfaite stabilité. Cet élément structurel répond ainsi pleinement aux exigences de sécurité requises pour l'exploitation de l'ouvrage.

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur. Ce modeste travail est une excellente synthèse qui m'a donné l'opportunité de mettre en pratique mes connaissances acquises durant les cinq ans de formation dans l'enseignement supérieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics ; il m'a permis de mettre en pratique, sur un cas réel, les notions fondamentales tel que la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures et le développement de nos compétences techniques et théoriques concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont à poutres précontrainte en post tension.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences d'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

ANNEX A.
RESULTATS GEOTECHNIQUE

EXEMPLE D'UN SONDAGE CAROTTE

Ministère des Travaux Publics et des Transports
 Groupe d'Etudes d'Infrastructures, de Contrôle et d'Assistance - GECIA
LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
 2755 - 2756 au capital social de 2 100 000 000 DA
Direction Générale
 Adresse: Parc parcs des Capteurs, 2755 - Téléphone: 021 22 41 93 21 22 ou 01 - Télécopieur: 021 22 41 93 21 22 ou 01 - Courriel: gta@ecia.dz
 Régistre de commerce: 08 07 00000 - 0100 - 000000000000 - 000000000000 - 000000000000 - 000000000000 - 000000000000



وزارة الأشغال العمومية والفاسل
 المكتب دراسة البنى التحتية والتحكم والمساعدة - «جيكيا»
 المختبر الأشغال العمومية بالغرب
 2755 - 2756 رأس المال الاجتماعي 2 100 000 000 د.ج
 مديرية عامة

RAPPORT DE FORAGE

Projet : ETUDE DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE GHAZAOUET A L'AUTOROUTE EST-OUEST SUR 41KM 2EME TRANCHE

Client : ENGOA

Réf. : SP 11 V 15.8

N° Dossier : EGO-25-6

Lieu :

Date Début :	<u>Coordonnées :</u>	Boue de forage :	<u>Etat de l'Echantillon :</u>
Date Fin :	X ■	Type de Forage :	 Intact
Profondeur forée : 30 m	Y ■	Foreuse :	 Paraffiné
Niveau d'eau : m	Z ■ 0	Diam. forage :	 Remanié
		Long. tubage :	 Roche

Echelle (m)

0,20

3

6

9

12

15

18

21

24

27

30

30,00

-30,00

Description Géotechnique

Terre végétale

Galets et fragments calcaire dans une matrice sablo-argileuse

Grès quartzitiques ocre, alternées par des passées argileuses et d'aspect conglomératique par endroits

Lithologie







Niveau d'eau

3

6

9

12

15

18

21

24

27

30

Type et Numéro

Etat Edr

Récup. (%)

25 50 75

50%

50%

N - SPT

25 50 75

RQD

Lugeon (U/L)

Leffranc (m/s)

Remarque :

Type Carottier :

SPT : Carottier SPT

TS : Tube Shelby

CD : Tube carottier à diamants

EP : Echantillonneur à Piston

Préparer par :

Vérifié par :

Date :

ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUE

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE : SP-11

V. 15.8

De 00.00m

à



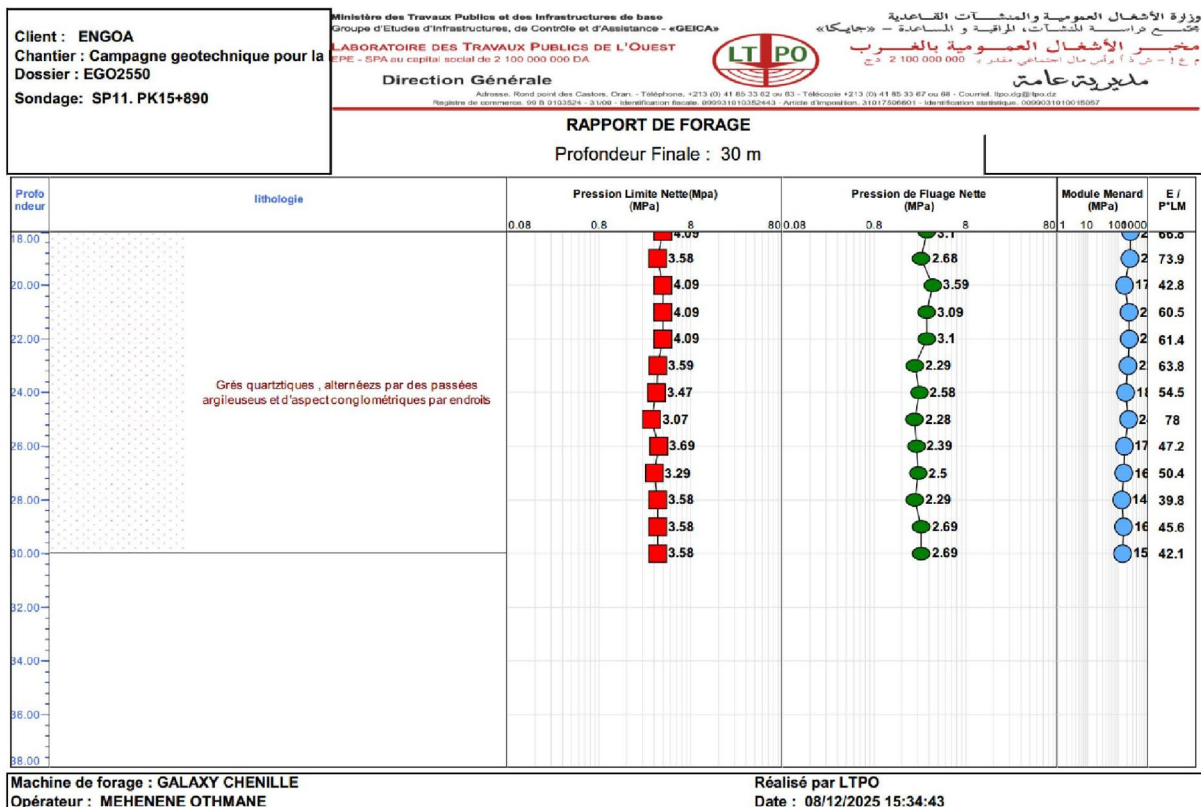
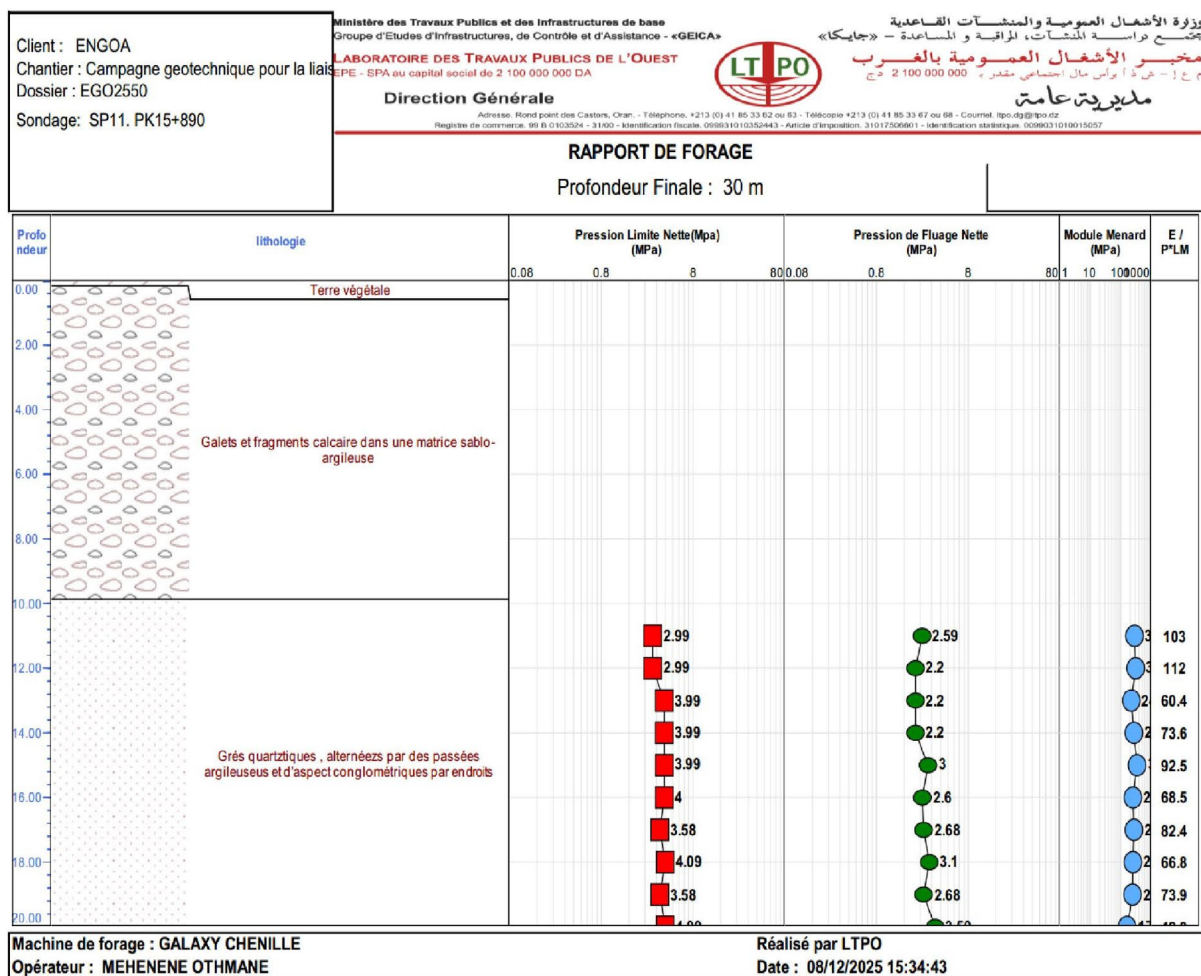
De 14.00m

à



EXEMPLE D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE

ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUE



ANNEX A : RESULTATS GEOTECHNIQUE

Définition des couches de sol

No	Nom	Couleur	Classe de sol	Zbase	pl*	qsl	kpmax	$\gamma R_{d1} \times \gamma R_{d2}$
1	Couche 2		Argile, limons	-2,00	2990,00	61,21	1,15	1,265
2	Couche 3		Argile, limons	-3,00	2990,00	61,21	1,15	1,265
3	Couche 4		Argile, limons	-4,00	2990,00	61,21	1,15	1,265
4	Couche 5		Argile, limons	-5,00	2990,00	61,21	1,15	1,265
5	Couche 6		Argile, limons	-6,00	2990,00	61,21	1,15	1,265
6	Couche 7		Argile, limons	-7,00	2990,00	61,21	1,15	1,265
7	Couche 8		Argile, limons	-8,00	2990,00	61,21	1,15	1,265
8	Couche 9		Argile, limons	-9,00	2990,00	61,21	1,15	1,265
9	Couche 10		Argile, limons	-10,00	2990,00	61,21	1,15	1,265
10	Couche 11		Marne et calcaire marneux	-11,00	2990,00	145,47	1,45	1,265
11	Couche 12		Marne et calcaire marneux	-12,00	2990,00	145,47	1,45	1,265
12	Couche 13		Marne et calcaire marneux	-13,00	3990,00	156,69	1,45	1,265
13	Couche 14		Marne et calcaire marneux	-14,00	3990,00	156,69	1,45	1,265
14	Couche 15		Marne et calcaire marneux	-15,00	3990,00	156,69	1,45	1,265
15	Couche 16		Marne et calcaire marneux	-16,00	4000,00	156,80	1,45	1,265
16	Couche 17		Marne et calcaire marneux	-17,00	3580,00	152,09	1,45	1,265
17	Couche 18		Marne et calcaire marneux	-18,00	4090,00	157,81	1,45	1,265
18	Couche 19		Marne et calcaire marneux	-19,00	3580,00	152,09	1,45	1,265
19	Couche 20		Marne et calcaire marneux	-20,00	4090,00	157,81	1,45	1,265
20	Couche 21		Marne et calcaire marneux	-21,00	4090,00	157,81	1,45	1,265
21	Couche 22		Marne et calcaire marneux	-22,00	4090,00	157,81	1,45	1,265
22	Couche 23		Marne et calcaire marneux	-23,00	3590,00	152,20	1,45	1,265
23	Couche 24		Marne et calcaire marneux	-24,00	3470,00	150,86	1,45	1,265
24	Couche 25		Marne et calcaire marneux	-25,00	3070,00	146,37	1,45	1,265
25	Couche 26		Marne et calcaire marneux	-26,00	3690,00	153,33	1,45	1,265
26	Couche 27		Marne et calcaire marneux	-27,00	3290,00	148,84	1,45	1,265
27	Couche 28		Marne et calcaire marneux	-28,00	3580,00	152,09	1,45	1,265
28	Couche 29		Marne et calcaire marneux	-29,00	3580,00	152,09	1,45	1,265
29	Couche 30		Marne et calcaire marneux	-30,00	3580,00	152,09	1,45	1,265

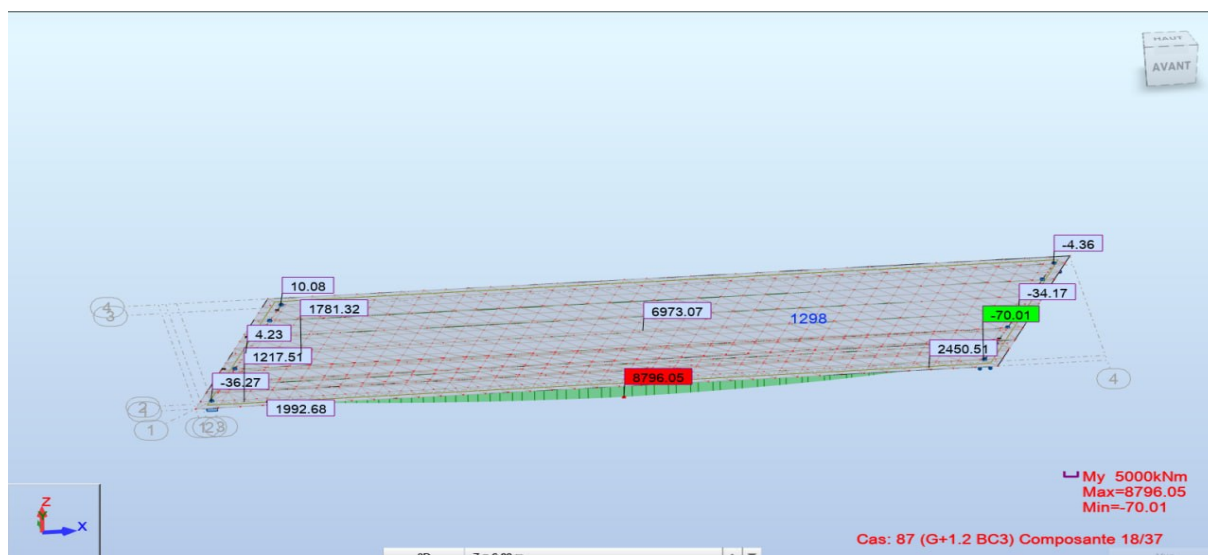
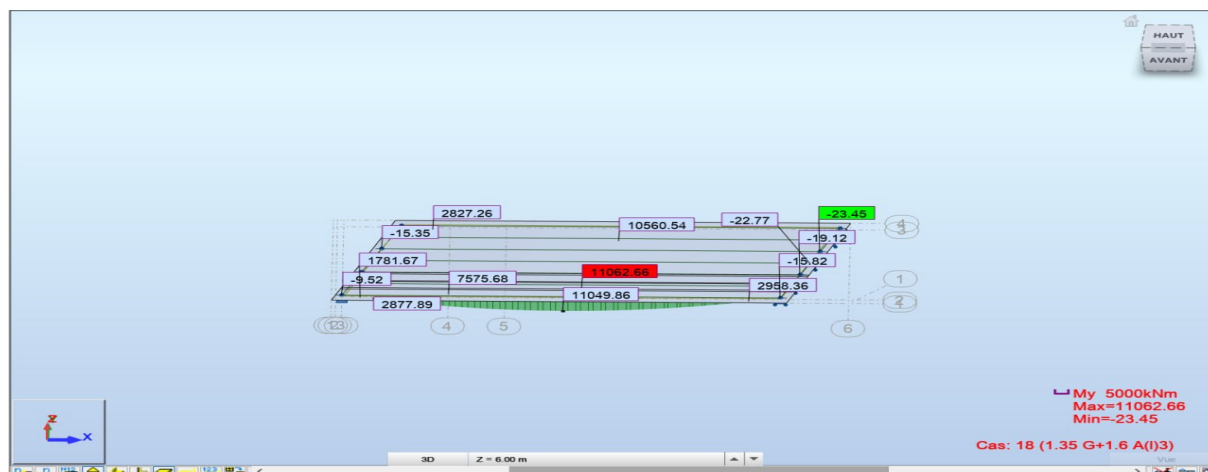
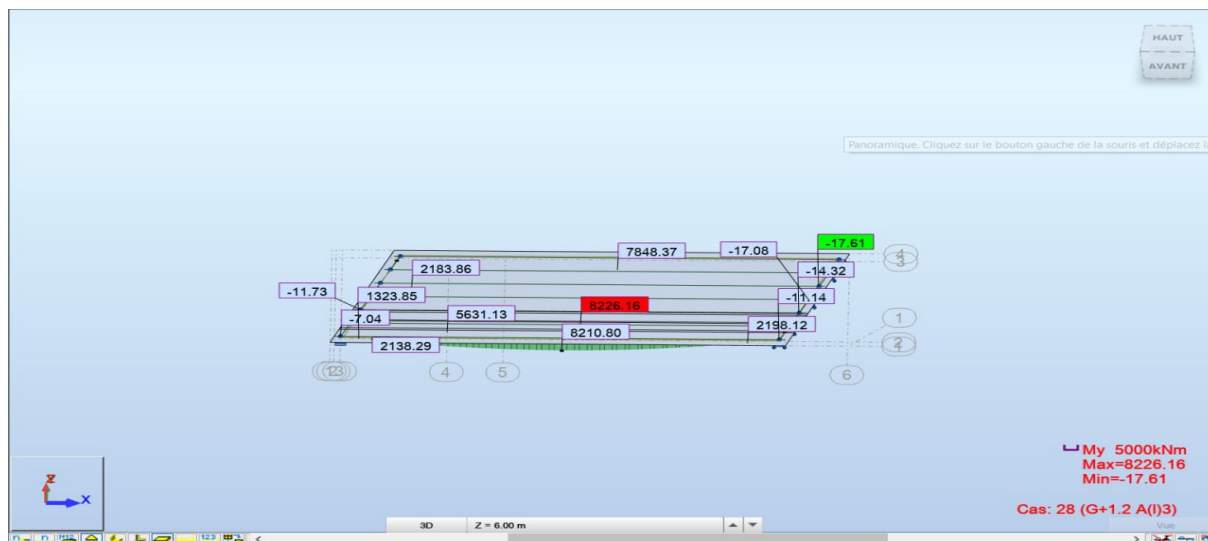
ANNEX B.
MODELISATION SUR ROBOT
ANALYSIS

ANNEX B : MODELISATION SUR ROBOT

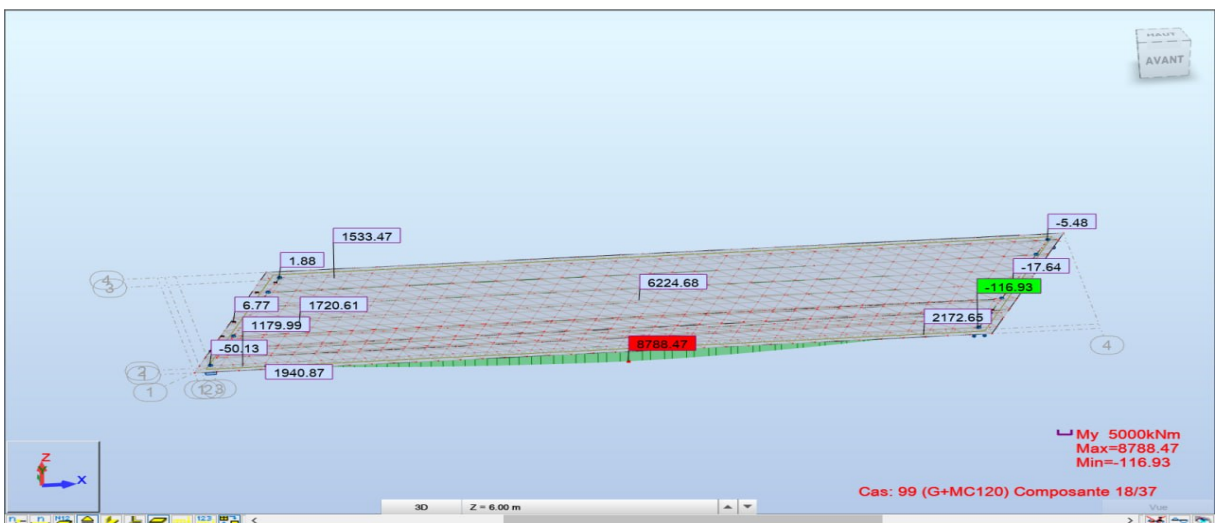
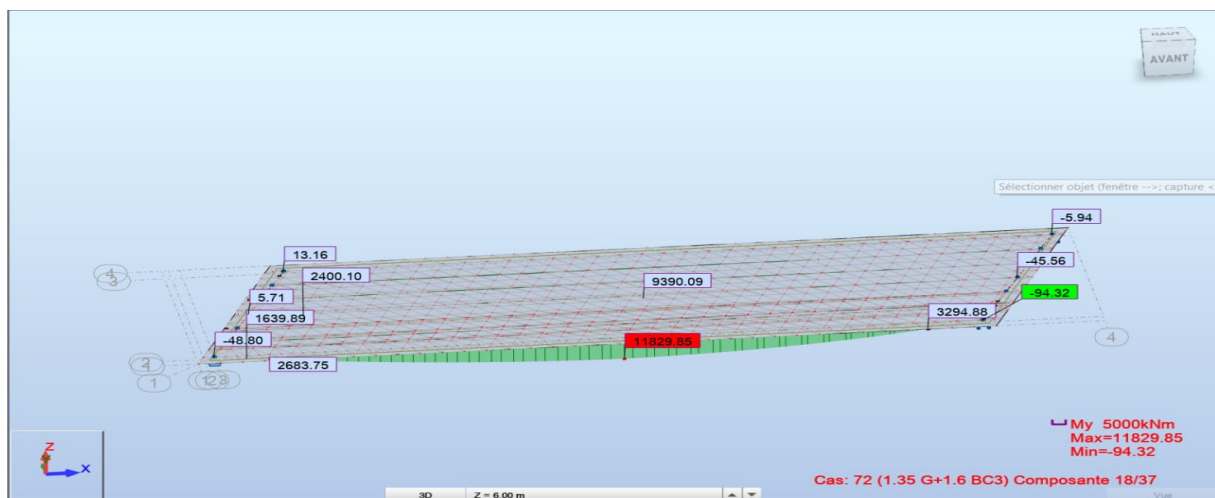
ROBOT STRUCTUREL ANALYSIS PROFESSIONNEL :

Cette partie est conçue pour vous présenter la modélisation de notre ouvrage avec le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel

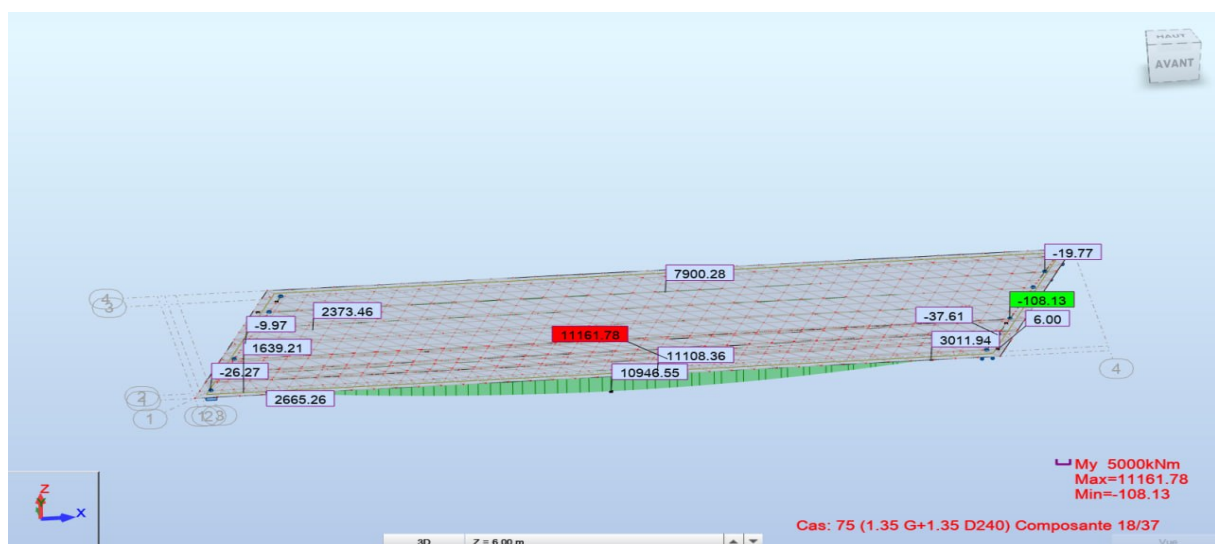
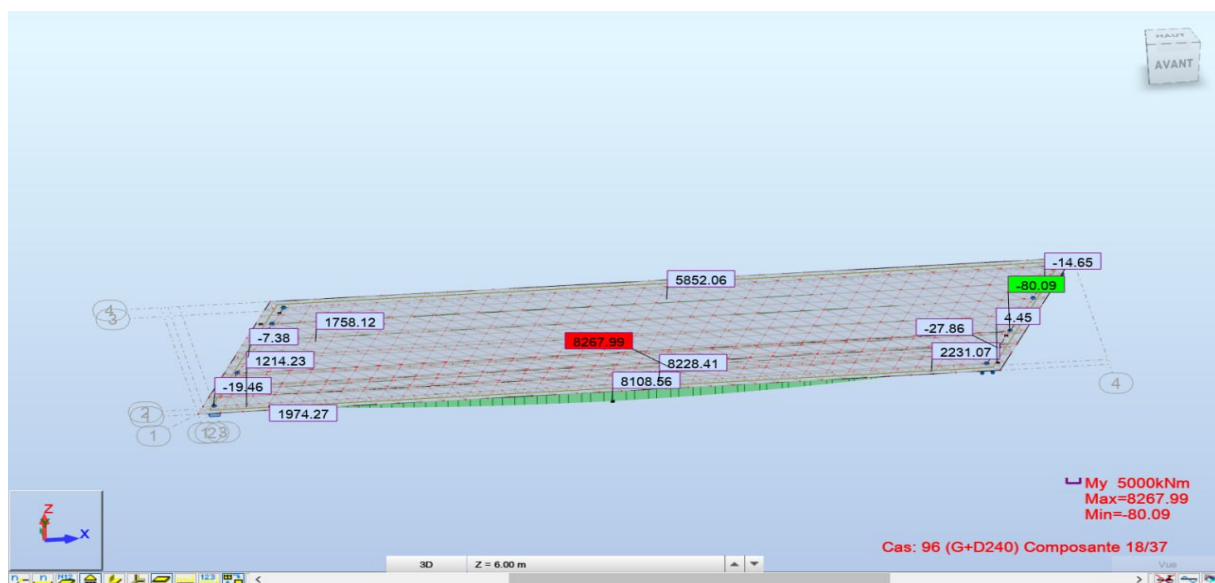
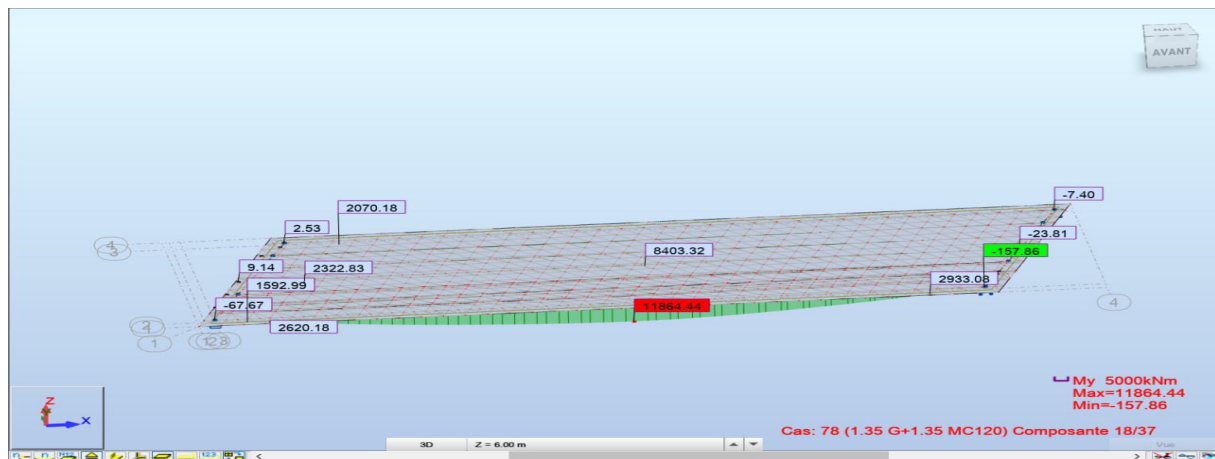
LES MOMENT FLECHISSANT :



ANNEX B : MODELISATION SUR ROBOT

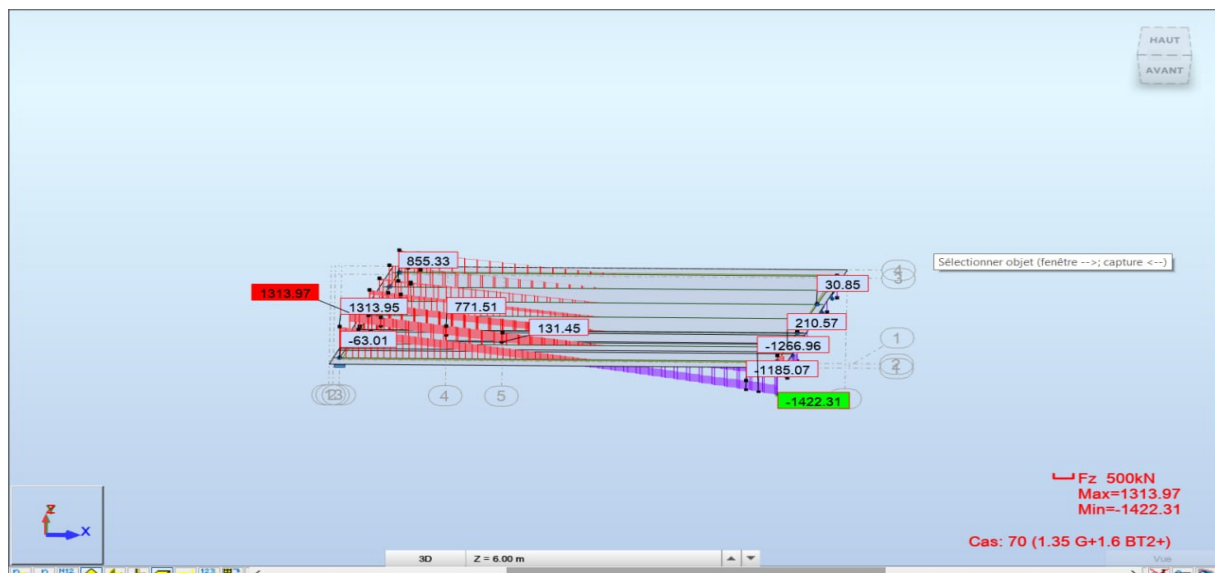
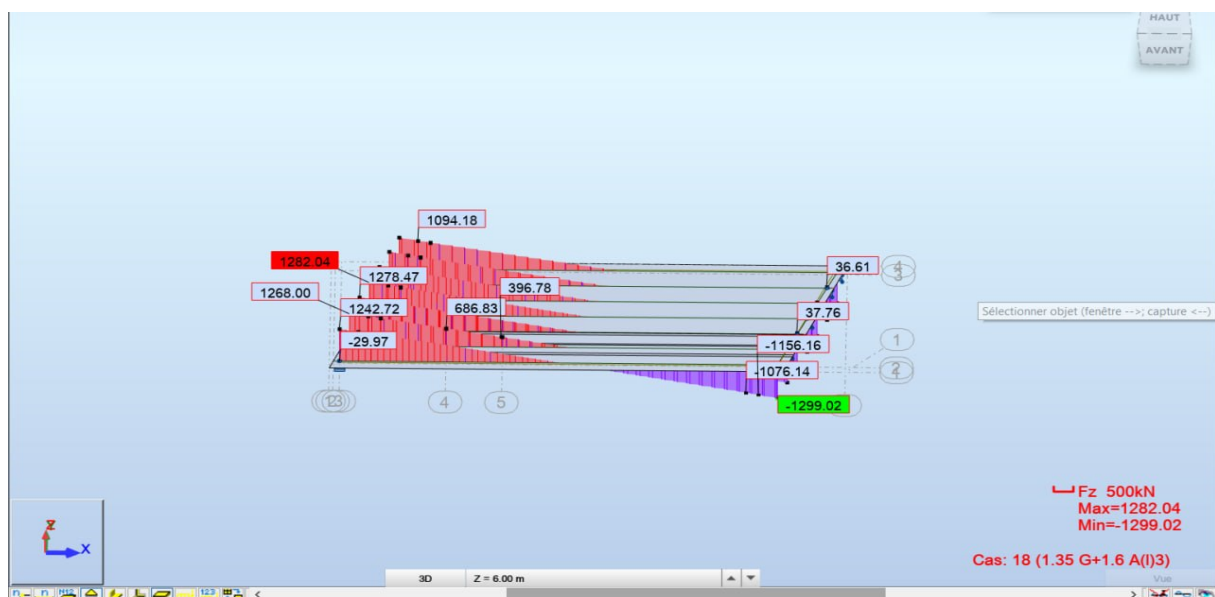
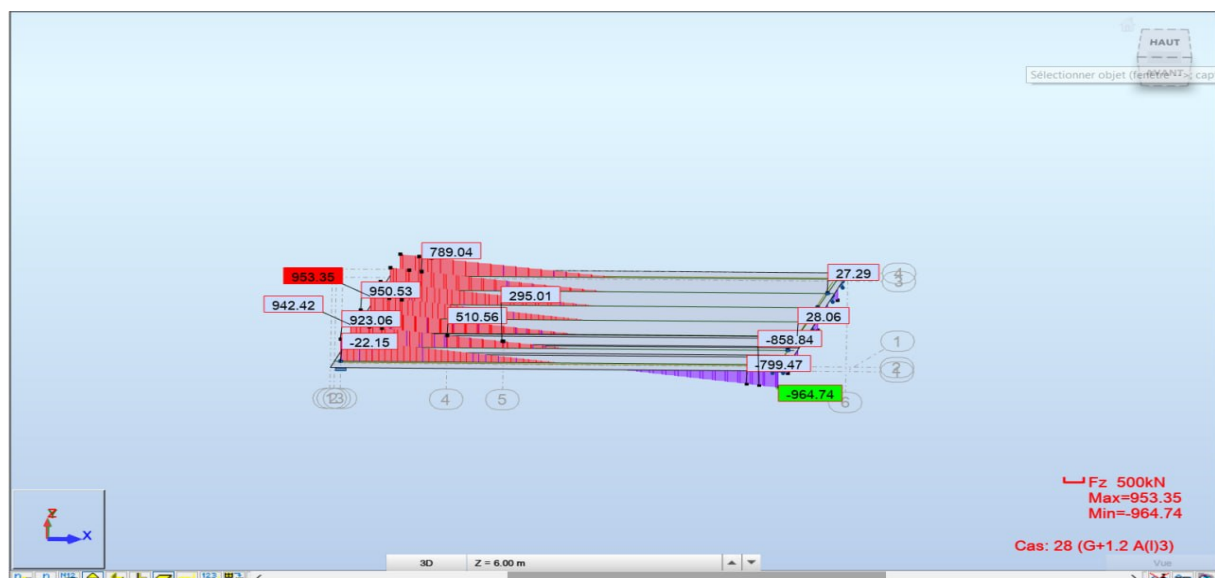


ANNEX B : MODELISATION SUR ROBOT

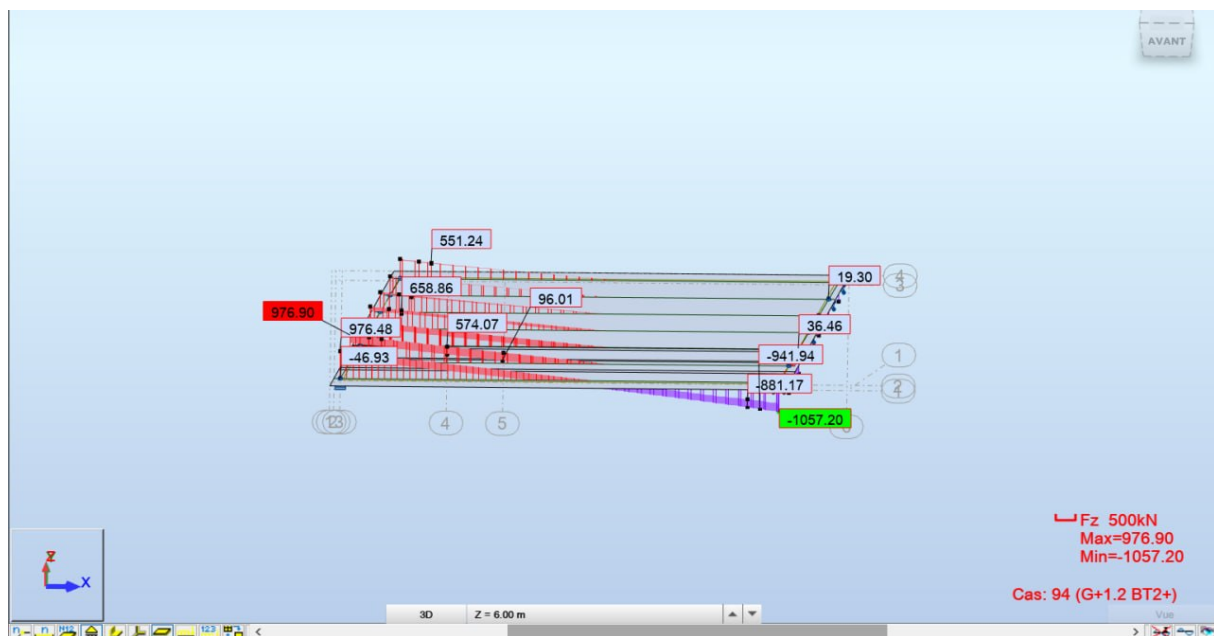


ANNEX B : MODELISATION SUR ROBOT

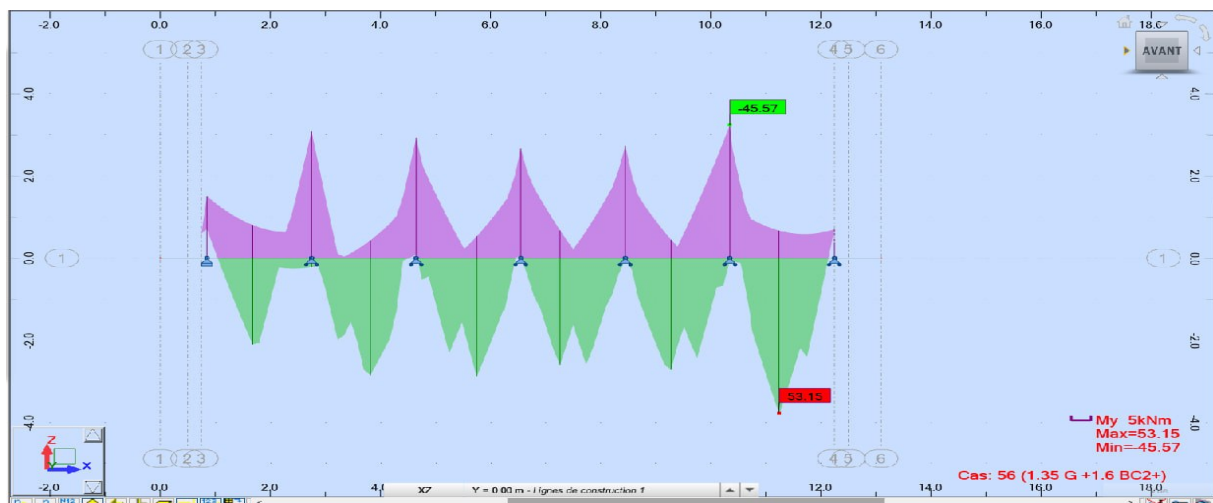
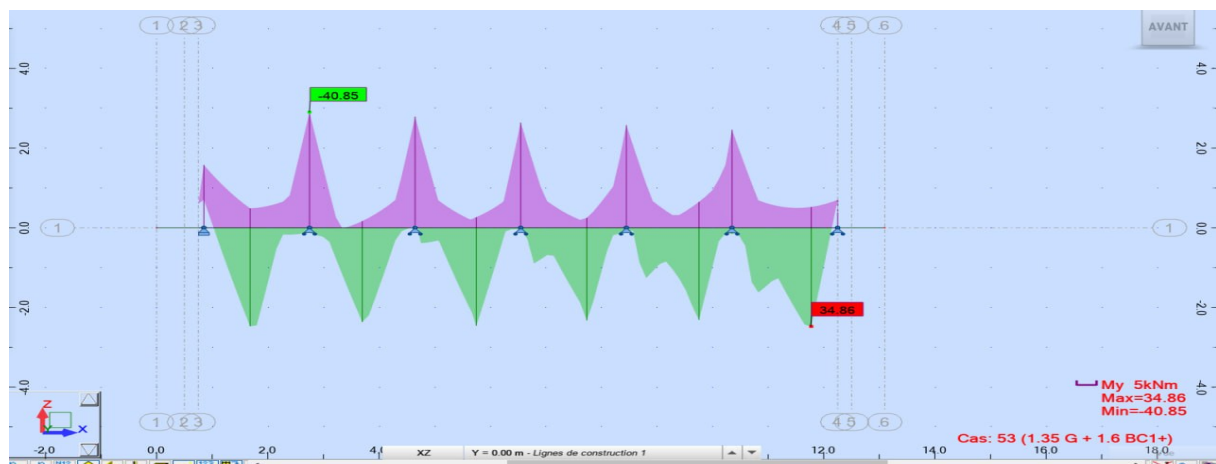
EFFORT TRANCHANT



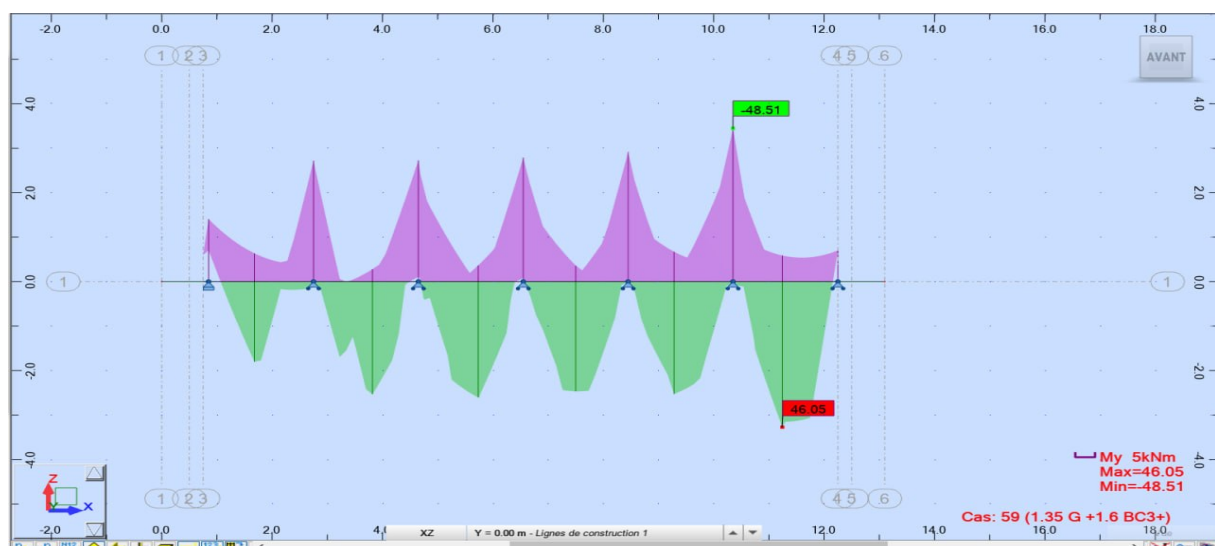
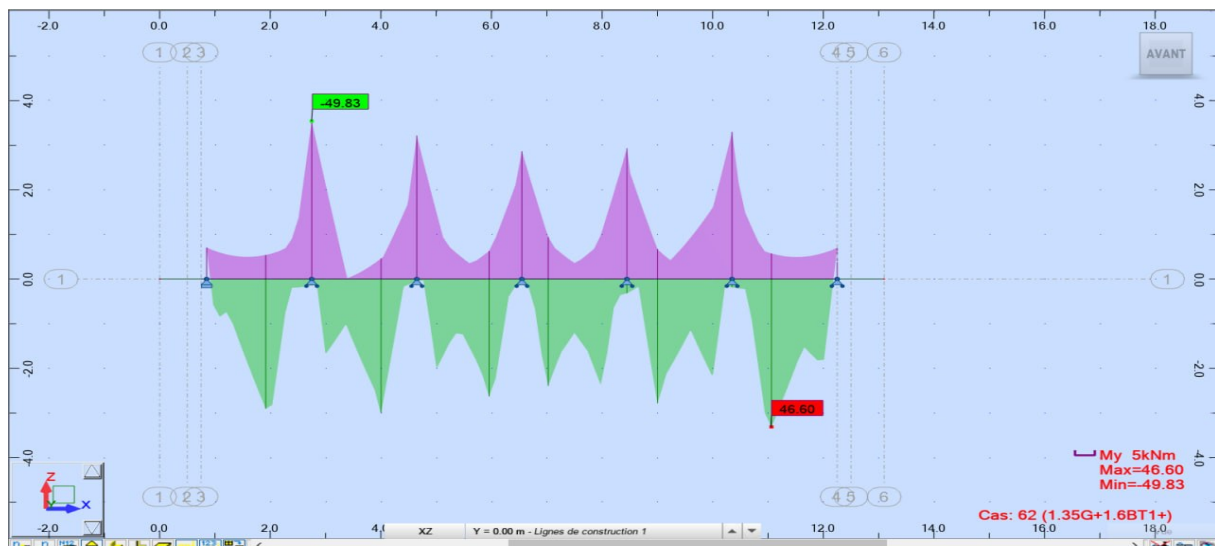
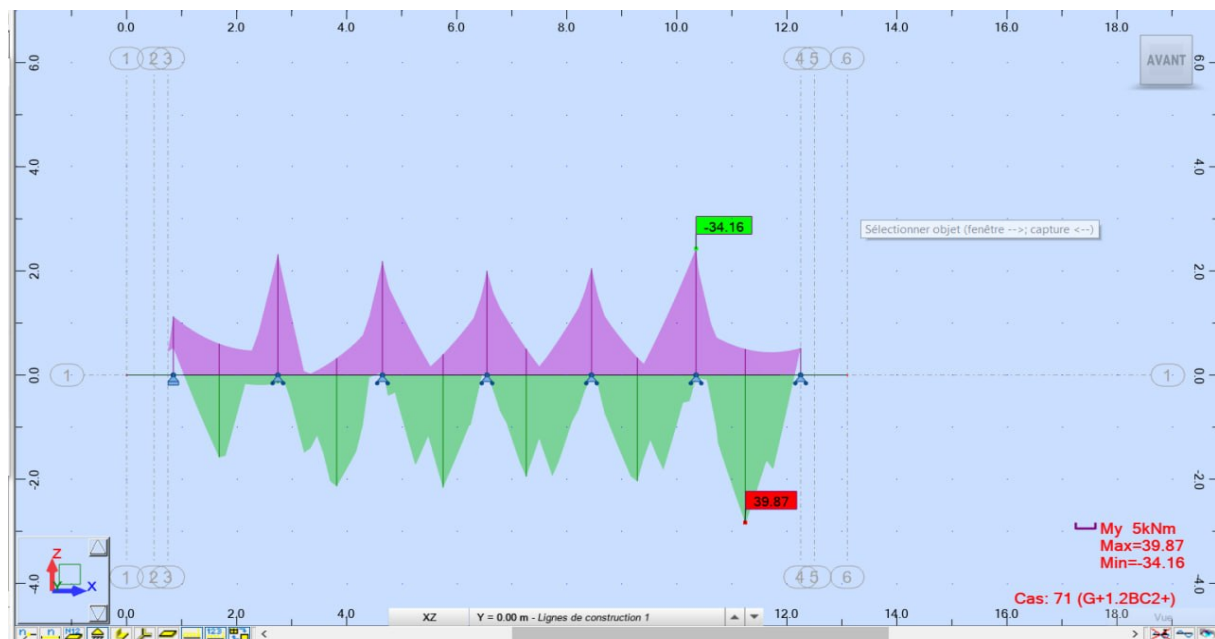
ANNEX B : MODELISATION SUR ROBOT



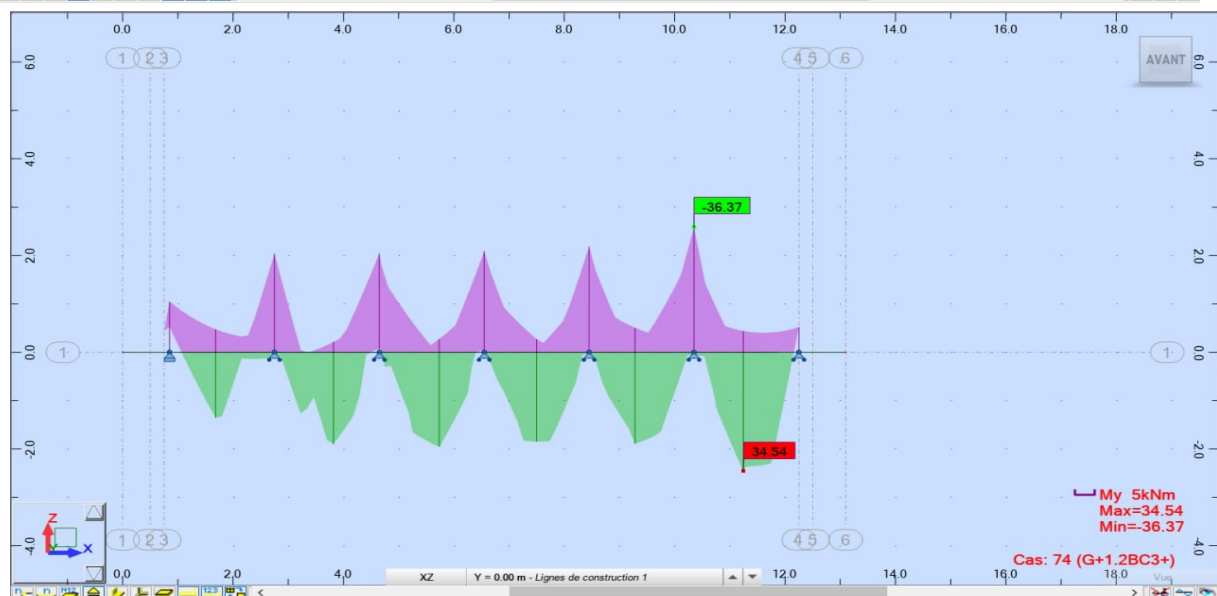
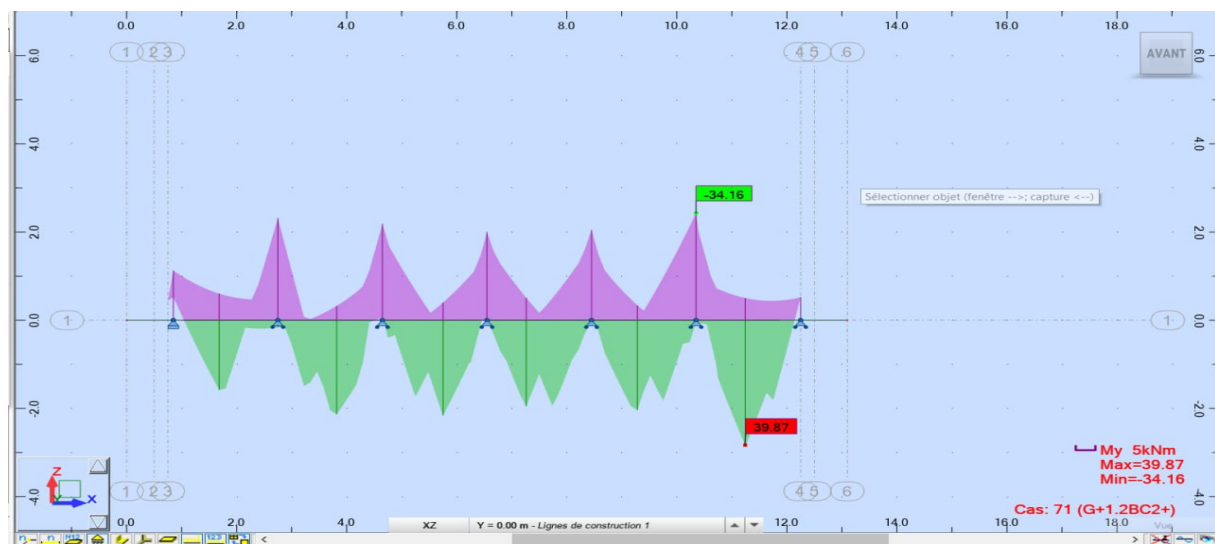
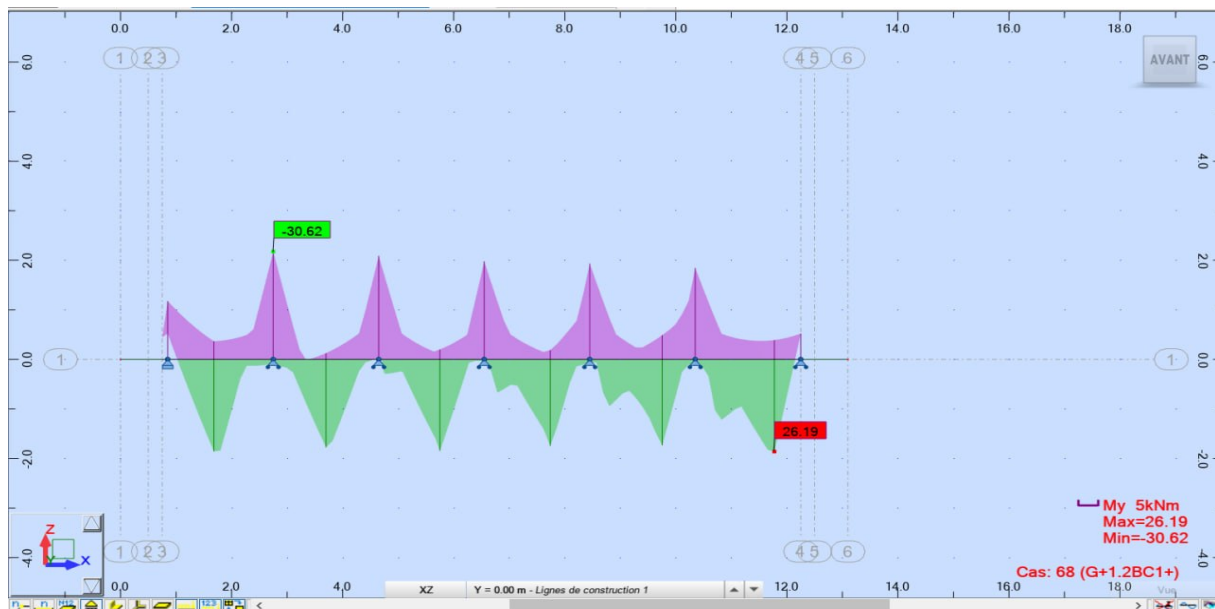
MODELISATION DE LA DALLE



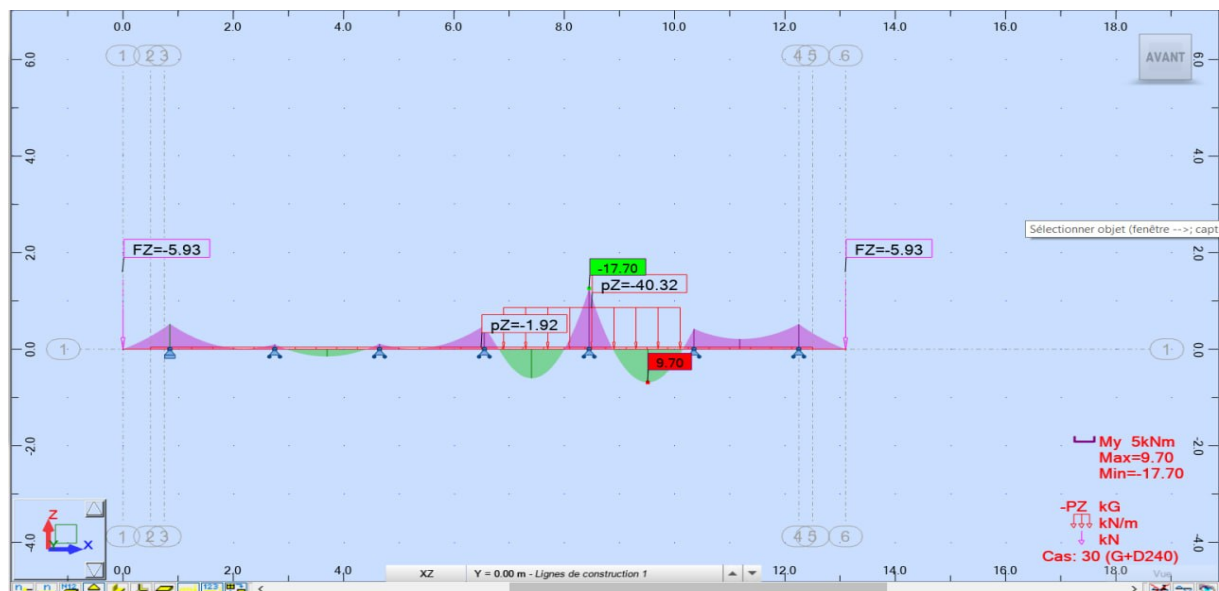
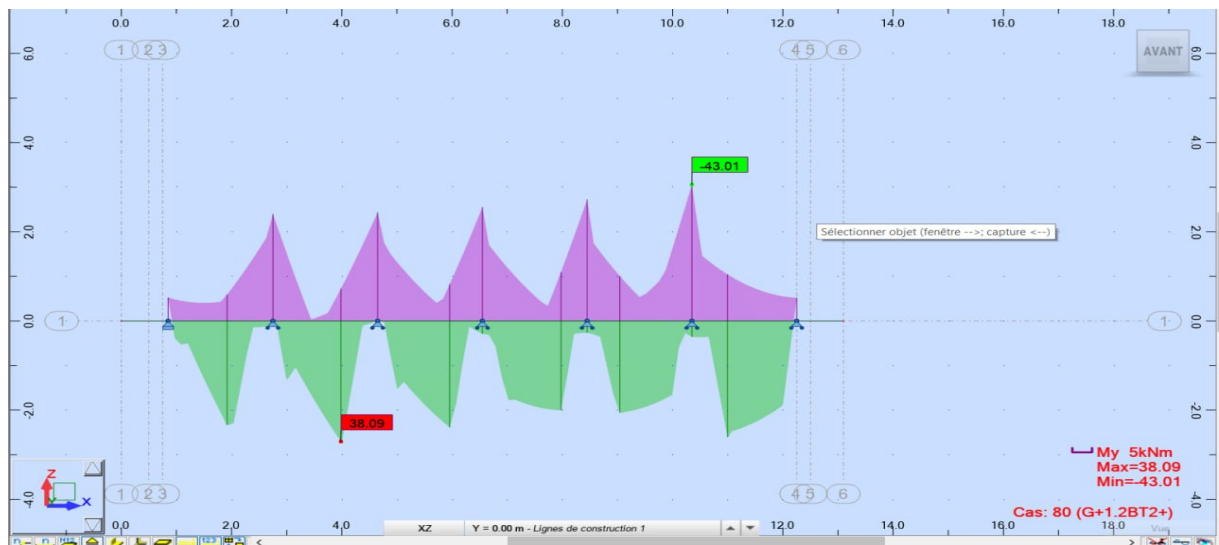
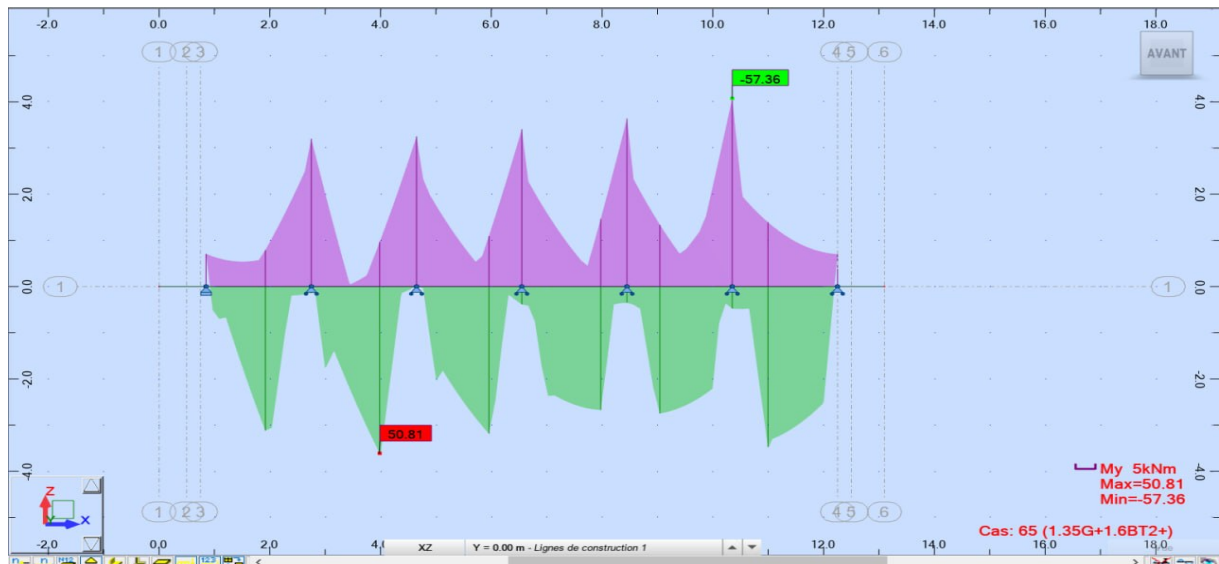
ANNEX B : MODELISATION SUR ROBOT



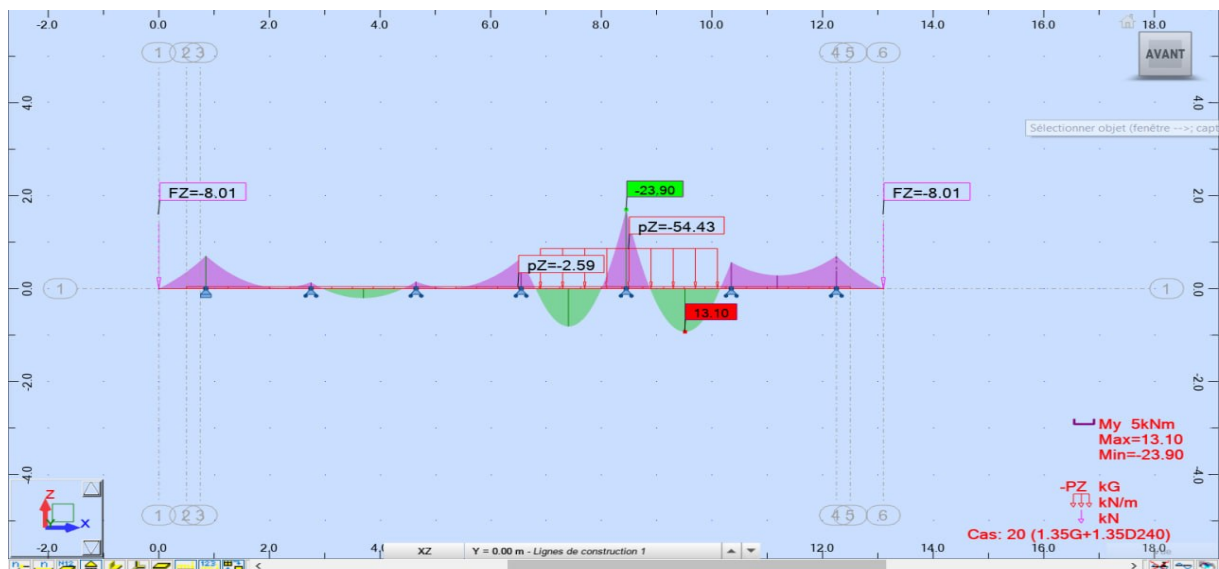
ANNEX B : MODELISATION SUR ROBOT



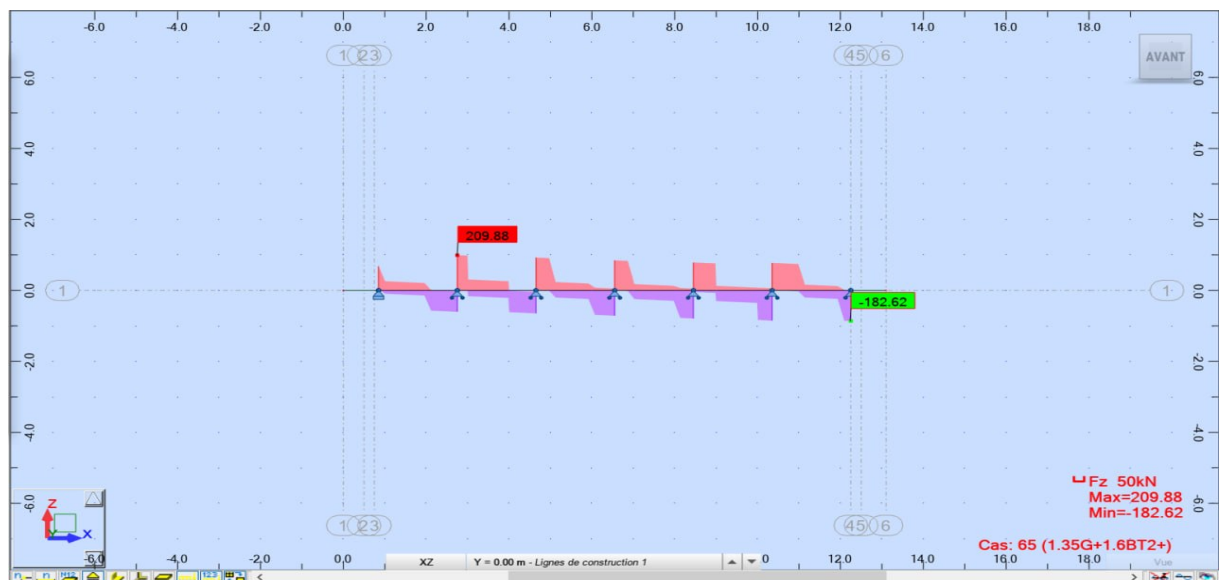
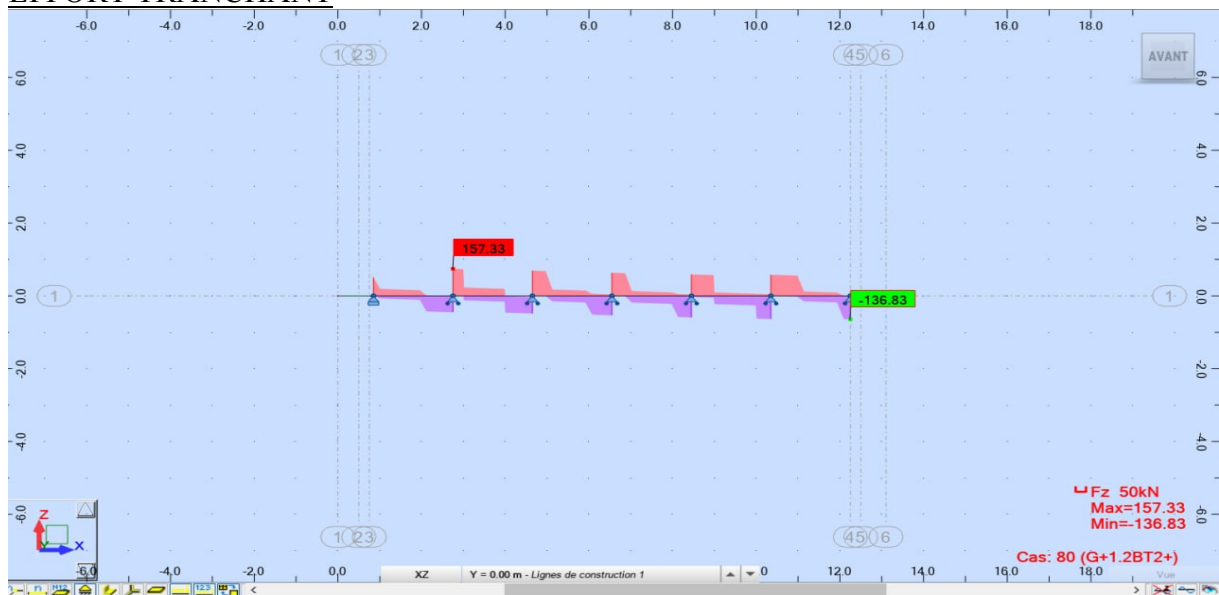
ANNEX B : MODELISATION SUR ROBOT



ANNEX B : MODELISATION SUR ROBOT



EFFORT TRANCHANT



ANNEXE C
FERRAILLAGE

FERRALLAGE DE L'HOUDIS

✓ Ferrailage de la nappe supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

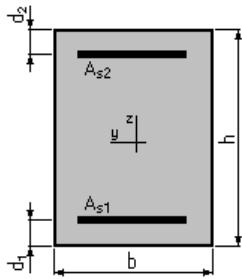
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	47,97	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 55,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,28 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$

maximum $r_{\text{max}} = 2,20 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 47,97 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,19 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 21,3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,83 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Nappe inférieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

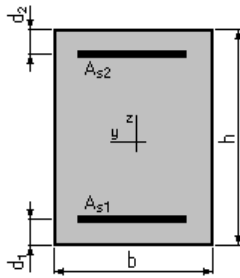
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	58,36	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 7,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 5,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \max} = 50,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,35 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$

maximum $r_{\max} = 2,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 58,36 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 1,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 19,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,06 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

FERRALLAGE DE L'ENTRETOISE

✓ Ferraillage de la nappe supérieure :

Calcul de Section en Flexion Simple

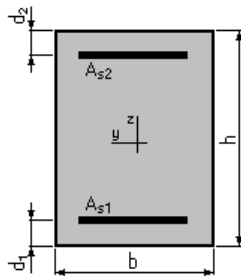
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40,0$ (cm)

$h = 150,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	829,56	0,00
Etat Limite de Service	341,60	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 13,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 6,2$ (cm²)

théorique $\rho = \text{N/A}$
minimum $\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 829,56 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 9,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 141,3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,68 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 341,60 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,32

Position de l'axe neutre: $y = 33,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 133,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 28,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

✓ Ferraillage de la nappe inférieure :

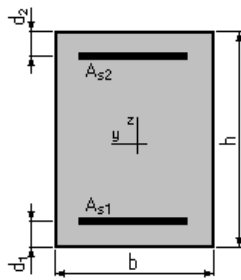
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	341,60	0,00
Etat Limite de Service	259,49	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 6,2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,13 \text{ (\%)} $		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 341,60 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,39 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 142,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,37 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 259,49$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 26,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 136,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 22,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

FERRALLAIGE DES CHEVETRES

A MI - TRAVEE :

Calcul de Section en Flexion Simple

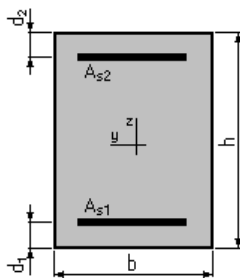
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 360,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	657,75	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 57,6 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 57,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,10 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELS **M_{max} = 657,75 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 3,32

Position de l'axe neutre: $y = 25,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 151,5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 0,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 5,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

- **SUR APPUIS :**

Calcul de Section en Flexion Simple

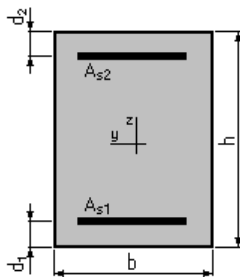
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 360,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 165,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	885,97	0,00
Etat Limite de Service	2866,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 76,2 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 57,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $r = 0,13 \text{ (\%)}$

minimum $r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 885,97 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 5,87 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 157,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,49 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 2866,50 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 28,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 150,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 1,7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 23,1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

FERRAILLAGE FUTS

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

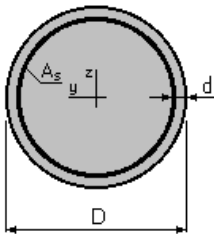
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$D = 180,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	5892,82	2776,94	0,00
2.	ELU	7944,71	3779,87	0,00
3.	ELA	5811,60	11089,60	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_s = 254,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 254,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum
	$A_{s \text{ max}} = 1272,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	
théorique r	$= 1,00 \text{ (}\% \text{)}$	
minimum r_{min}	$= 0,50 \text{ (}\% \text{)}$	maximum r_{max}
		$= 5,00 \text{ (}\% \text{)}$

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELS $N = 5892,82 \text{ (kN)}$ $M_y = 2776,94 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 2,49

Position de l'axe neutre: $y = 122,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 120,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $s_b = 6,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 37,6 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s'_s = 89,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$

Cas N^O 2: Type ELU $N = 7944,71 \text{ (kN)}$ $M_y = 3779,87 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_z = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 2,88 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 119,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 114,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $e_b = 3,50 \text{ (}\% \text{)}$

Déformation de l'acier: $e_s = 1,48 \text{ (}\% \text{)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 295,6 \text{ (MPa)}$

comprimée: $s_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA N = 5811,60 (kN) $M_y = 11089,60$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,04 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 58,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 142,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,74$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $s_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $s_s' = 500,0$ (MPa)

FERRAILLAGE MUR FRONTAL

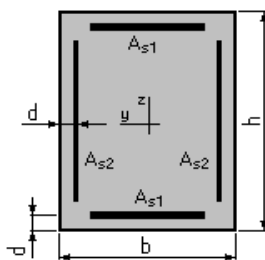
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 155.0 (cm)
d = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	910.96	380.19	0.00
2.	ELS	674.79	280.14	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A _{s1}	= 15.5 (cm ²)	Section théorique A _{s2}	= 0.0 (cm ²)
Section minimum A _{s min}	= 31.0 (cm ²)	Section maximum A _{s max}	= 775.0 (cm ²)
théorique ρ	= 0.20 (%)		
minimum ρ _{min}	= 0.10 (%)	maximum ρ _{max}	= 5.00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 910.96 (kN) M_y = 380.19 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 13.22 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 104.3 (cm)
Bras de levier: Z = 106.3 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 1.47 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 293.3 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

Cas N^o 2: Type ELS N = 674.79 (kN) M_y = 280.14 (kN*m) M_z = 0.00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 13.13
Position de l'axe neutre: y = 115.1 (cm)
Bras de levier: Z = 109.6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1.1 (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 2.5 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 15.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

FERRAILLAGE MUR GARDE GREVE

Calcul de Section en Flexion Simple

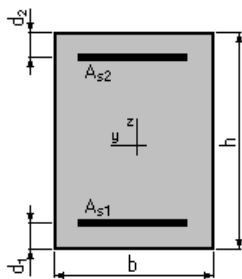
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0 \text{ (cm)}$

$h = 30.0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	175.88	0.00

Etat Limite de Service	131.68	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 2.8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.98 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.11 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 175.88 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.28 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 9.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 21.2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5.83 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 131.68 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 10.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 21.5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11.8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

FERRAILLAGE DALLE DE TRANSITION

Calcul de Section en Flexion Simple

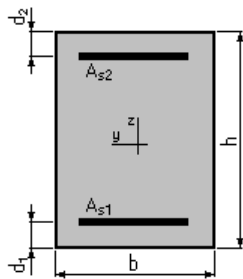
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	101.17	0.00
Etat Limite de Service	75.24	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 13.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 2.8 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.54 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 101.17$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2.62$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 75.24$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 8.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8.2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

FERRAILLAGE CORBEAU

Calcul d'une Section Comprimée

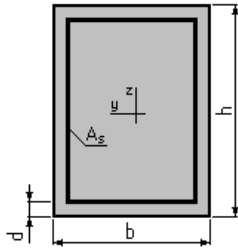
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	101.17
Etat Limite de Service	75.24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4000.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3724.0$	(cm ²)
Long flambement	$I_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$I_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 533333.3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 3333333.3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11.5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 26.0$		Elancement	$\lambda_z = 10.4$	
	$\alpha = 0.70$		N_u (béton seul)	$= 4799.98$	(kN)

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS)} = 0.2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 15.0 \text{ (MPa)}$$

Acier:

$$\text{Section théorique } A_s = 11.2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 11.2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section maximum	$A_{s \max} = 200.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0.42 \text{ (\%)}$
minimum	$\rho_{\min} = 0.28 \text{ (\%)}$
maximum	$\rho_{\max} = 5.00 \text{ (\%)}$

Tableau VI-1 : Caractéristiques géométriques des sections.....	77
Tableau VI-2 : paramètre de câble précontraint	78
Tableau VI-3: Calcul de $P_{\min}$	79
Tableau VI-4: Tracé des câbles.....	83
Tableau VI-5: Valeurs des pertes dues aux frottements.....	87
Tableau VI-6 : Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.....	88
Tableau VI-7: Valeurs des Pertes par déformation instantanée du béton	88
Tableau VI-8: Valeurs des pertes par relaxation.	91
Tableau VI-9: Valeurs des pertes totales.	91
Tableau VI-10: Vérification des contraintes normales Phases 1 et 2	95
Tableau VI-11: Vérification des contraintes normales Phases 3 et 4	96
Tableau VI-12 : Effort de précontrainte	97