

École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

---

# ÉTUDE ET CONCEPTION D'UN PONT ROUTIER À TÉBESSA, AU PK 3+389

---

Hidaya Nouha Nihad HABASSI

Mohamed Mounsif BENMEDJENNAH

Sous la direction de Mme. D.CHERID et Mr. B.K. BENAZZOUZ

Présenté et soutenu publiquement le 23/06/2025

## Composition du Jury :

Présidente :	Dr.MOHABEDDINE	MCA	ENP
Encadrants :	Dr. CHERID	MCA	ENP
	Pr. BENAZZOUZ	Professeur	ENP
Examineur :	M. BOUZOUALEGH	MAA	ENP



École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

---

# ÉTUDE ET CONCEPTION D'UN PONT ROUTIER À TÉBESSA, AU PK 3+389

---

Hidaya Nouha Nihad HABASSI

Mohamed Mounsif BENMEDJENNAH

Sous la direction de Mme. D.CHERID et Mr. B.K. BENAZZOUZ

Présenté et soutenu publiquement le 23/06/2025

## Composition du Jury :

Présidente :	Dr.MOHABEDDINE	MCA	ENP
Encadrants :	Dr. CHERID	MCA	ENP
	Pr. BENAZZOUZ	Professeur	ENP
Examineur :	M. BOUZOUALEGH	MAA	ENP

## Dédicace

Je rends grâce à Dieu et je dédie ce modeste travail :

À mes parents, pour leurs sacrifices inestimables, leur soutien indéfectible et pour m'avoir toujours guidée sur le chemin de la réussite.

C'est grâce à eux que je suis arrivée jusqu'ici.

Aucun mot ne saurait exprimer pleinement la reconnaissance, la fierté et l'amour profond que je leur porte.

Que Dieu leur accorde santé et longue vie.

À Lina, ma chère petite sœur et future architecte,

Je te souhaite tout le bonheur que tu mérites, ainsi qu'un avenir brillant.

À toute ma famille, qui m'a toujours soutenue et a cru en moi,  
je vous remercie du fond du cœur.

À mes amies Asma, Soumi et Raouia, avec qui j'ai partagé rires, larmes, stress et tant de moments complices pendant ces trois années.

Merci pour votre amitié, votre soutien et tous les souvenirs inoubliables.

Et enfin, à toute la grande famille de l'ENP,

Merci pour ces années riches en apprentissages, en amitiés et en souvenirs inoubliables.

*Hidaya Nouha Nihad*

## Dédicaces

Je dédie ce mémoire à mes **parents**, pour leur amour, leur soutien constant et leurs encouragements tout au long de mon parcours.

À mes frères et sœur, pour leur présence et leurs mots réconfortants dans les moments difficiles.

À mon grand frère **Sidali**, pour sa bienveillance, ses conseils avisés et son soutien indéfectible.

À mes encadrants Pr. **BENAZZOUZ Brahim Khalil** et **CHERID Djamila**, pour leur accompagnement précieux, leur disponibilité, leur rigueur et leurs conseils qui ont été d'une grande richesse pour l'aboutissement de ce travail.

À mon ami **Zaki Ayadi**, pour son amitié fidèle, son soutien et ses encouragements sans faille.

À tous mes amis, pour les moments partagés, les éclats de rire, l'entraide et la motivation.

À toute la grande famille de l'École Nationale Polytechnique, qui m'a offert un cadre d'apprentissage stimulant, fraternel et enrichissant.

Et à tous ceux qui ont cru en moi.

*Mohamed Mohncef*

## Remerciements

Nous remercions tout d'abord Dieu le Tout-Puissant, qui nous a donné la patience, la santé et la force nécessaires pour mener à bien nos études.

Nous remercions aussi nos familles pour tous les sacrifices qu'elles ont faits afin de nous soutenir tout au long de notre parcours.

Nous adressons nos sincères remerciements à nos encadrants Mr. **B.K. Benazzouz** et **Mme D. Cherid** pour leur disponibilité, leurs conseils et leur accompagnement tout au long de ce travail.

Nos remerciements vont également à **Monsieur Hichem FERROUKHI**, ingénieur d'ouvrages d'art à SAPTA, pour sa disponibilité, son accompagnement et ses conseils précieux durant toute la durée du projet.

Nous remercions toute l'équipe de **SAPTA** pour leur accueil et leur collaboration tout au long de cette expérience.

Nous remercions également les membres du jury pour le temps qu'ils accorderont à l'examen de notre mémoire.

Nos remerciements vont aussi à tous les enseignants qui ont participé à notre formation, de près ou de loin.

Enfin, un grand merci à toutes les personnes qui nous ont aidés, soutenus et encouragés durant cette période.

## المخلص:

يتمثل هذا العمل في تصميم ودراسة جسر طريق سيار مزدوج متعدد العوارض على النقطة الكيلومترية 3+389 PK في ولاية تبسة. تتضمن هذه المذكرة عدة أجزاء، حيث تهتم بتقديم المشروع وتصميم عام يقترح ثلاث بدائل، وتم اختيار التصميم الأكثر ملاءمة وفقاً لعدة معايير.

تمت الدراسة على جسر بعوارض مسبقة الإجهاد عن طريق الشد اللاحق، ويتكون من ثلاث أقسام يبلغ طول كل منها 33.4 مترًا.

وفي هذا الإطار، تم إجراء التقدير الأولي للأبعاد، ودراسة الإجهاد المسبق، ودراسة العناصر المكونة لهذا المنشأ، وهي: السطح الإنشائي للجسر، العمود الوسيط، والحاملة النهائية..

تم إعداد الرسومات والمخططات باستخدام Autodesk AutoCAD، وتم تطوير النموذج الإنشائي باستخدام Robot Structural Analysis 2025، أما تفاصيل التسليح فقد تم إعدادها باستخدام BA Expert.

اعتمد التصميم على مجموعة من المعايير والمستندات التقنية المعتمدة، بما في ذلك: RCPR 2008 ، RPOA 2008 ، BAEL 91 ، BPEL، بالإضافة إلى دليل SETRA.

**الكلمات المفتاحية:** جسر VIPP، الخرسانة سابقة الإجهاد، العمود الوسيط، السطح الإنشائي، النمذجة، الدراسة الديناميكية.

## Abstract:

This work involves the design and study of a double multi-girder highway bridge located at kilometer point PK 3+389 in the Wilaya of Tébessa. This thesis is composed of several sections, focusing on the presentation of the project and a general design that proposes three structural alternatives. The most advantageous option was selected based on several criteria.

The study was conducted on a post-tensioned prestressed girder bridge consisting of three spans of 33.4 meters each. Accordingly, preliminary design, prestressing analysis, and the study of the structural components of the bridge were carried out, including the deck, the pier, and the abutment.

The plans and diagrams were created using Autodesk AutoCAD. The structural modeling was done with Robot Structural Analysis 2025, and the reinforcement detailing with BA Expert. The design and verification calculations were conducted in accordance with current standards (RCPR2008, RPOA2008, BAEL91, BPEL, and SETRA guidelines).

**Keywords:** VIPP Bridge, prestressed concrete, pier, deck, modeling, dynamic analysis

## Résumé :

Ce travail consiste à concevoir et étudier un double pont multi-poutres autoroutier au point kilométrique PK 3+389 dans la wilaya de Tébessa. Ce mémoire comporte plusieurs parties, il s'intéresse à la présentation du projet, et d'une conception générale proposant trois variantes, la variante la plus avantageuse a été sélectionnée selon plusieurs critères. L'étude a été réalisée sur un pont à poutres précontraintes par post-tension composé de trois travées de 33,4 mètres chacune. A cet effet, le pré-dimensionnement, l'étude de la précontrainte et l'étude des éléments constitutifs de cet ouvrage ont été fait ; à savoir, le tablier, la pile et la culée.

Les plans et schémas ont été réalisés avec Autodesk AutoCAD. La modélisation a été exécutée sur Robot Structural Analysis 2025, et le ferrailage avec BA Expert. L'étude et les vérifications des calculs sur ce pont ont été effectuées conformément aux normes en vigueur (RCPR2008, RPOA2008, BAEL91, BPEL, ainsi que les guides SETRA)

**Mots clés :** Pont VIPP, béton précontraint, pile, tablier, modélisation, étude dynamique.

## Table des matières

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction Générale .....	17
CHAPITRE I : GÉNÉRALITES ET PRÉSENTATION DU PROJET	
I.1. Introduction .....	19
I.2. Différentes parties d'un pont .....	19
I.3. Présentation du Projet .....	19
I.3.1. Situation du projet .....	19
I.3.2. L'obstacle à franchir .....	20
I.4. Données du projet .....	20
I.4.1. Données fonctionnelles .....	20
I.4.2. Données Naturelles .....	21
I.5. Conclusion .....	23
CHAPITRE II: CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	
II.1. Introduction .....	25
II.2. Présentation et pré-dimensionnement des variantes .....	25
II.2.1. Variante 01 : “ Pont mixte bipoutre “ .....	25
II.2.2. Variante 2 : “Pont à poutre préfabriquées précontraintes par post tension” .....	28
II.2.3. Variante 03 ‘ Pont dalle en béton précontraint‘ .....	30
II.3. Avantages et Inconvénients .....	32
II.4. Analyse multicritère et choix de la variante optimale .....	33
II.5. Choix de la variante optimale .....	33
II.6. Caractéristiques des matériaux de la variante 02 (VIPP) .....	34
II.6.1. Le béton .....	34
II.6.2. Les aciers .....	34
II.7. Conclusion .....	36

## CHAITRE III:CHARGES ET SURCHARGES

III.1. Introduction .....	38
III.2. Caractéristiques du pont .....	38
III.3. Les actions hors trafic .....	39
III.3.1. Poids propre des éléments porteurs .....	39
III.3.2. Complément de charge permanente (CCP) .....	40
III.4. Actions dues au trafic .....	41
III.4.1. Système de charge A .....	41
III.4.2. Coefficient de majoration dynamique .....	41
III.4.3. Système de charge B .....	42
III.4.4. Effort de freinage F .....	44
III.4.5. Système militaire Mc120 .....	44
III.4.6. Convoi exceptionnel D240 .....	45
III.5. Moments fléchissant longitudinaux .....	45
III.5.1. Moment fléchissant dû au poids propre .....	45
III.5.2. Moments fléchissant dus aux surcharges .....	46
III.6. Calcul des efforts tranchants .....	50
III.6.1. Effort tranchant dû au poids propre .....	50
III.6.2. Effort tranchant dû aux surcharges .....	50
III.7. Conclusion .....	53

## CHAPITR IV : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

IV.1. Introduction .....	55
IV.2. Modélisation .....	55
IV.2.1. Résultats obtenus .....	58
IV.3. Étude de la précontrainte des poutres .....	60
IV.3.1. Précontrainte par post-tension .....	60
IV.3.2. Dimensionnement de la précontrainte .....	61
IV.3.3. La valeur de la précontrainte minimale en service .....	62
IV.3.4. Détermination du nombre de câbles N .....	62

IV.3.5. Vérification de la précontrainte: .....	63
IV.3.6. Tracé et disposition des câbles de précontrainte .....	63
IV.3.7. Calcul des pertes .....	67
IV.3.8. Pourcentage des pertes .....	73
IV.4. Calcul justificatif des poutres .....	74
IV.4.1. Définitions des sections .....	74
IV.4.2. Caractéristiques nettes et homogènes de la section médiane .....	74
IV.4.3. Phases de construction .....	75
IV.4.4. Vérification des contraintes aux états limites de service (ELS) .....	75
IV.4.5. Ferrailage de la poutre .....	82
IV.4.6. Vérification à l'ELU .....	83
IV.5. Calcul des flèches et contre flèches .....	85
IV.5.1. Flèche due au poids propre .....	85
IV.5.2. Flèche due aux surcharges .....	85
IV.5.3. Contre-flèche .....	85
IV.5.4. Flèche de construction .....	86
IV.5.5. Flèche en service .....	87
IV.6. Calcul des rotations au niveau des appuis .....	87
IV.6.1. Rotation sous le poids propre .....	87
IV.6.2. Rotation sous les surcharges .....	87
IV.6.3. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte .....	87
IV.6.4. Rotation en service .....	88
IV.7. Calcul des déplacements .....	88
IV.7.1. Déplacement dû à une rotation d'appui .....	88
IV.7.2. Déplacement dû au retrait .....	89
IV.7.3. Déplacement dû au fluage .....	89
IV.7.4. Déplacement dû à la variation de température .....	89
IV.7.5. Déplacement total .....	89
IV.8. Calcul du hourdis .....	89

IV.8.1. Géométrie de l'hourdis .....	90
IV.8.2. Étude de flexion transversale .....	90
IV.8.3. Étude de flexion longitudinale .....	92
IV.8.4. Vérification de la contrainte de cisaillement .....	93
IV.8.5. Le ferrailage .....	94
IV.9. Étude de l'entretoise .....	94
IV.9.1. Évaluation des efforts .....	94
IV.9.2. Ferrailage .....	96
IV.10. Conclusion .....	97
 CHAPITRE V : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
V.1. Introduction .....	99
V.2. Appareil d'appui .....	99
V.2.1. Types d'appareils d'appui .....	99
V.2.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté de type B .....	100
V.2.3. Dimensionnement d'appareil d'appui .....	100
V.2.4. Vérification des appareils d'appuis .....	102
V.2.5. Dés d'appuis .....	103
V.3. Étude sismique .....	104
V.3.1. Classification de l'ouvrage selon RPOA .....	105
V.3.2. Analyse monomodale spectrale .....	105
V.3.3. Évaluation de la raideur totale K .....	107
V.3.4. Évaluation de l'effort sismique .....	108
V.4. Étude de la pile .....	113
V.4.1. Répartition des charges et surcharges sur la pile .....	114
V.4.2. Étude du chevêtre .....	115
V.4.3. Étude du fût : .....	121
V.4.4. Étude de semelle .....	125
V.4.5. Ferrailage de la semelle .....	129
V.5. Étude de la culée .....	131

V.5.1. Dimensionnement de la culée .....	131
V.5.2. Les coupes longitudinale et transversale de la culée : .....	132
V.5.3. Étude de la stabilité de la culée .....	133
V.5.4. Étude statique de la culée .....	134
V.5.5. Ferrailage des éléments de la culée .....	143
V.6. Conclusion .....	150
Conclusion générale .....	151
Référence bibliographique .....	153
ANNEXES .....	154

## Liste des figures

Figure I.1 .Éléments constitutifs des ponts .....	19
Figure I.2 .Implantation du projet sur google earth .....	19
Figure I.3 .Tracé en plan .....	20
Figure I.4 .Profil en long .....	21
Figure I.5 .Profil en travers .....	21
Figure I.6 .Zonage sismique de l'Algérie .....	22
Figure II.1 .Composants d'un pont mixte .....	25
Figure II.2 .Profil en long de la variante n°01 .....	26
Figure II.3 .Coupe transversale de la variante n°01 .....	26
Figure II.4 .Coupe transversale de la poutre .....	27
Figure II.5 .Profil en long de la variante n°02 .....	28
Figure II.6 .Coupe transversale de la variante n°02 .....	29
Figure II.7 .Coupe transversale des poutres en cm .....	30
Figure II.8 .Profil en Long de la variante n°03 .....	31
Figure II.9 .Coupe transversale de la variante n°03 .....	31
Figure III.1 .Variation de la section de la poutre .....	39
Figure III.2 .Système de charges Bc .....	42
Figure III.3 .Système de Br .....	43
Figure III.4 .Système de charge Bt .....	43
Figure III.5 .Système de charge Mc120 .....	44
Figure III.6 .Convoi D240 .....	45
Figure III.7 .Poutre sous la charge du poids propre .....	45
Figure III.8 .Poutre sous la Surcharge A(L) .....	46
Figure III.9 .Poutre sous la surcharge Bc cas 1 .....	46
Figure III.10 .SurchargeBt .....	47
Figure III-11 .Ligne d'influence sous système militaire Mc120 .....	48
Figure III-12 .Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240 .....	49
Figure III-13 .Poutre sous la charge du poids propre .....	50

Figure III-14 .Charge due à A(L) .....	50
Figure III-15 .Charges dues à la surcharge Bc .....	51
Figure III-16 .Charges dues à la surcharge Bt .....	51
Figure III-17 .Charges dues à la surcharge Mc120 .....	52
Figure III-18 .Charges dues à la surcharge D240 .....	52
Figure IV.1 .Modélisation des poutres et la dalle .....	55
Figure IV.2 .Chargement CCP .....	56
Figure IV.3 .Charge A(L) .....	56
Figure IV.4 .Charge Bc .....	56
Figure IV-5 .Charge Mc120 .....	57
Figure IV-6 .Charge D240 .....	57
Figure IV-7 .Moment fléchissant dû au (poids propre + charge permanente complémentaires) .....	58
Figure IV-8 .Moment fléchissant maximal à l'ELS .....	58
Figure IV-9 .Moment fléchissant maximal à l'ELU .....	59
Figure IV-10 .Efforts tranchants maximaux à l'ELS .....	59
Figure IV-11 .Efforts tranchants maximaux à l'ELU .....	59
Figure IV.12 .Les étapes de la mise en œuvre de la précontrainte par post-tension .....	60
Figure IV.13 .Tracé des câbles sortants de l'about .....	64
Figure IV.14 .Disposition des câbles à mi- travée. ....	64
Figure IV.15 .Tracé individuel des câbles .....	66
Figure IV.16 .Ferrailage de la poutre .....	84
Figure IV.17 .Diagramme de $M_p$ et $\bar{M}$ .....	86
Figure IV.18 .Diagramme de $M_p$ et $\bar{M}$ .....	88
Figure IV.19 .Section de hourdis en c .....	90
Figure IV.20 .Moment max et min de l'hourdis (ELU) .....	90
Figure IV.21 .Moment max et min de l'hourdis (ELS) .....	91
Figure IV.22 .Moment max et min de l'hourdis (ELU) .....	92
Figure IV.23 .Moment max et min de l'hourdis (ELS) .....	92

Figure IV.24 .Effort tranchant max de l'hourdis (ELU) .....	93
Figure IV.25 .Ferrailage de l'hourdis .....	94
Figure IV.26 .Position des vérins .....	94
Figure IV.27 .Modèle de calcul .....	95
Figure IV.28 .Diagramme de moment sous G a l'ELU .....	95
Figure IV.29 .Diagramme de l'effort tranchant sous G a l'ELU .....	95
Figure IV.30 .Ferrailage de l'entretoise .....	97
Figure V.1 .Appareil d'appui .....	99
Figure V.2 .Les constitutions d'un appareil d'appui .....	100
Figure V.3 .Ferrailage du dé d'appui .....	104
Figure V.4 .Action sismiques sur les ponts .....	105
Figure V.5 .Réactions d'appui pour le cas de 3 travées .....	112
Figure V.6 .Dimensions de la pile en m .....	114
Figure V.7 .Diagramme des efforts tranchant à l'ELU .....	116
Figure V.8 .Diagramme des moments fléchissant à l'ELU .....	117
Figure V.9 .Diagramme des efforts tranchant à l'ELS .....	117
Figure V.10 .Diagramme des moments fléchissant à l'ELS .....	118
Figure V.11 .Le schéma de ferrailage du chevêtre .....	121
Figure V.12 .Schéma de ferrailage du fût .....	124
Figure V.13 .Ferrailage des pieux .....	128
Figure V.14 .Ferrailage de la semelle .....	130
Figure V.15 .Section longitudinale de la culée. ....	132
Figure V.16 .Section transversale de la culée. ....	132
Figure V.17 .Ferrailage de la semelle .....	141
Figure V-18 .Ferrailage du mur garde-grève .....	144
Figure V.19 . Ferrailage de la dalle de transition .....	146
Figure V.20 . Ferrailage de corbeau .....	147
Figure V.21 . Ferrailage de mur frontal .....	149
Figure V.22 .Ferrailage de Mur en retour .....	150

## Liste des tableaux

Table I.1 : Coefficient de l'accélération de zone A .....	22
Table I.2 : Exemple des résultats de sondage carottés N°S1 .....	23
Table II.1 :Pré-dimensionnement du tablier .....	27
Table II.2 :pré-dimensionnements de l'entretoise .....	28
Table II.3 :Pré-dimensionnement du tablier .....	29
Table II.4 :Pré-dimensionnement la dalle .....	31
Table II-5 :Avantages et inconvénients de chaque variante .....	32
Table II.6 : Comparaison pondérée des trois variantes .....	33
Table II.7 :Caractéristiques Mécaniques du Béton.....	34
Table II.8 :Contraintes limites de l'acier .....	35
Table III.1 :Poids propres des sections .....	39
Table III.2 :Récapitulatif du poids total du tablier .....	40
Table III.3 : Les valeurs de A en fonction du nombre de voies chargées .....	41
Table III.4 :Charge de système Bc par essieu .....	42
Table III.5 :Charges de système Bt par essieu .....	43
Table III.6 :Calcul des ordonnées $Y_i$ .....	47
Table III-7 :Moments maximums .....	49
Table III-8 .Efforts tranchant maximum.....	53
Table IV-1 :Combinaisons d'actions .....	57
Table IV.2 :Résultats de logiciel .....	61
Table IV.3 :Caractéristiques géométriques de la poutre .....	61
Table IV.4 :Détermination de $P_{min}$ .....	62
Table IV.5 :Tracés des câbles .....	66
Table IV.6 :Valeurs des pertes dues aux frottements .....	67
Table IV.7 :Valeur de $\lambda$ pour chaque câble .....	68
Table IV.8 :Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage .....	69
Table IV.9 :Valeurs des excentricités des câbles .....	70
Table IV.10 :Les résultats des pertes par raccourcissements du béton .....	70

Table IV.11 :Les pertes totales dues aux pertes instantanées .....	71
Table IV.12 :Pertes par relaxation des aciers .....	72
Table IV.13 :Pertes par fluage .....	73
Table IV.14 :Les pertes totales dues aux pertes différées .....	73
Table IV.15 :Les résultats finaux des pertes des tensions .....	73
Table IV.16 :Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane .....	74
Table IV.17 :Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + dalle) .....	74
Table IV.18 : Phases de construction .....	75
Table IV.19 :Valeurs des contraintes totales pour toutes les phases de construction .....	80
Table IV.20 :Vérification des contraintes tangentielles à l'ELS .....	82
Table IV.21 :Calcul du moment de précontrainte moyenne .....	86
Table V-1 :Dimensions de l'appareil d'appui .....	101
Table V-2 : Dimensionnement des dés d'appui .....	103
Table V-3 :Caractéristiques sismiques de l'ouvrage selon RPOA .....	105
Table V-4 :Masse des fûts et de chevêtres pour chaque pile .....	106
Table V-5 : Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui .....	109
Table V-6 :Distribution des forces sismiques transversale sur chaque appui .....	111
Table V-7 :Paramètre b .....	112
Table V-8 :Récapitulatif des réactions sismiques .....	113
Table V-9 : Dimension de la pile .....	113
Table V-10 :Surcharges d'exploitations .....	115
Table V-11 :Charges appliquées sur le chevêtre .....	115
Table V-12 :Combinaisons des charges .....	116
Table V-13 :Charges et surcharges appliquées sur le fût .....	121
Table V-14 : Combinaison des charges .....	122
Table V-15 :Récapitulatif des efforts obtenus pour calculer le ferrailage .....	123
Table V-16 :Charges et surcharges appliquées sur la semelle .....	125
Table V-17 :Combinaisons des charges .....	126
Table V-18 :Valeurs de $R_{max}$ et $R_{min}$ selon chaque état limite .....	127

Table V-19 :Vérifications des efforts dans les pieux.....	127
Table V-20 :Dimension de la culée .....	131
Table V-21 : Coefficient de poussée .....	133
Table V-22 : Récapitulatif des sollicitations dues aux poids propres. ....	134
Table V-23 :récapitulative des sollicitations des surcharges routière .....	135
Table V-24 :Récapitulative des sollicitations dues aux poids propre en cas d'un séisme.	136
Table V-25 : Valeurs de Rmax et Rmin selon chaque état limite.....	138
Table V-26 :Vérifications des efforts des pieux.....	138
Table V-27 :Récapitulative de calcul de moment de semelle.....	140
Table V-28 : Combinaison des charges .....	143
Table V-29 : Récapitulatif de ferrailage du mur garde grève .....	144
Table V-30 :Sollicitations sur la dalle de transition .....	145
Table V-31 : Combinaison des charges .....	145
Table V-32 :Récapitulatif de ferrailage de la dalle de transition .....	146
Table V-33 : Récapitulatif de ferrailage de Mur frontal .....	148
Table V-34 : Récapitulatif du moment max suivant la direction xx et yy .....	149
Table V-35 :Récapitulatif de ferrailage de Mur en retour .....	150

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'ingénieur se trouve toujours face à une même question : Comment construire un ouvrage d'art qui assure la sécurité, la fonctionnalité et un coût optimal ?

Ce mémoire s'inscrit dans cette problématique en s'intéressant à la conception et à l'étude d'un pont routier destiné à franchir une voie ferrée. Pour apporter une réponse claire et structurée à cet enjeu, ce travail suit une démarche méthodique, organisée comme suit :

Nous commencerons par présenter les données du projet : définitions fonctionnelles et données naturelles (topographie, géologie). Nous proposerons ensuite plusieurs variantes structurelles à comparer dans le cadre d'une étude multicritère fondée sur des critères techniques, économiques et de durabilité.

La variante retenue fera l'objet de calculs approfondis portant sur les charges permanentes et les surcharges, ainsi que sur la vérification des contraintes et l'évaluation des déformations induites.

Enfin, nous mettrons en lumière le rôle des appareils d'appui, conduirons l'étude sismique selon la méthode d'analyse monomodale spectrale, puis examinerons en détail les piles, les culées et les fondations assurant la stabilité de l'ouvrage.

Pour mener à bien cette étude, ce mémoire est divisé en cinq chapitres complémentaires, et nous la concluons par une conclusion générale dans laquelle seront présentés les points essentiels abordés, ainsi que les principaux résultats obtenus. Les références bibliographiques ont contribué à garantir la rigueur scientifique de ce travail.

Au fil de ces pages, chaque phase de conception et de vérification s'inscrit dans ce qu'on appelle l'« Art de l'Ingénieur », de la théorie à la réalisation pratique



**CHAPITRE I**  
**GENERALITES ET**  
**PRESENTATION DU PROJET**



## I.1.Introduction

Un pont est une structure d'ingénierie réalisée pour franchir un obstacle, qu'il soit naturel ou artificiel. Il peut être en cours de construction, de réparation ou de rénovation dans le but d'en renforcer la sécurité et la durabilité.

## I.2.Différentes parties d'un pont

Un pont est composé de plusieurs éléments essentiels assurant sa stabilité, sa résistance et son bon fonctionnement, comme illustré dans la figure ci-dessous.

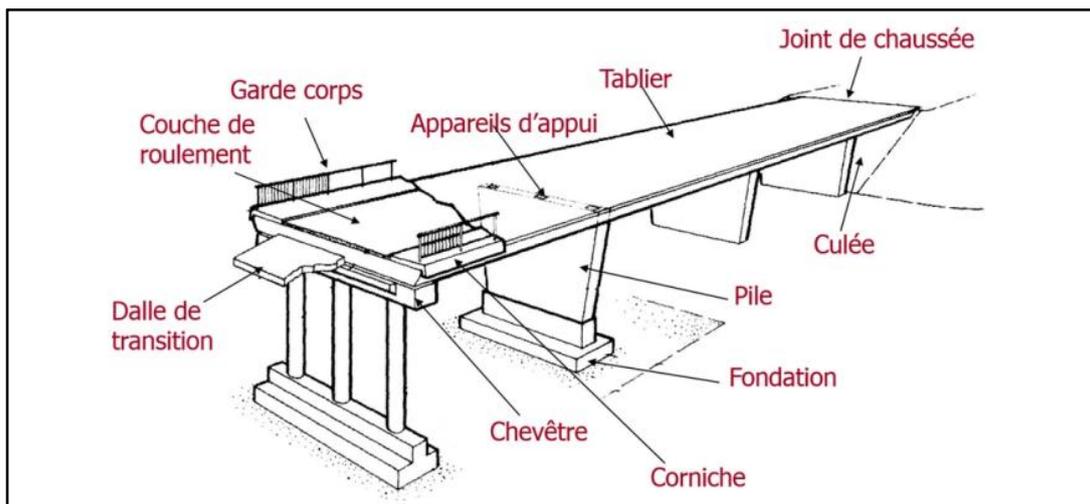


Figure I.1.Éléments constitutifs des ponts

## I.3.Présentation du Projet

### I.3.1. Situation du projet

Cet ouvrage s'inscrit dans le cadre du projet de la ligne minière ferroviaire Annaba – Bouchegouf – Tébessa – Djebel Onk – Bled El Hedba. Il est situé au chef-lieu de Tenoukla, dans la wilaya de Tébessa, pour permettre le contournement de 43 km de la ligne Djebel Onk – Tébessa – Bouchegouf – Annaba. L'ouvrage sera implanté au point kilométrique PK 3+389.00

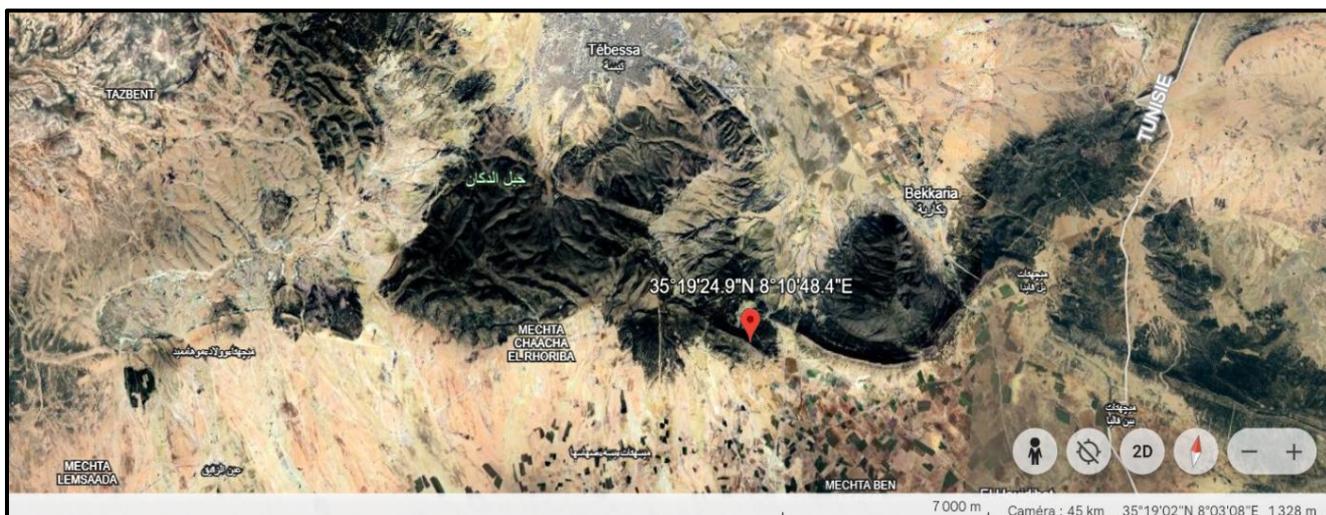


Figure I.2.Implantation du projet sur google earth

### I.3.2. L'obstacle à franchir

Notre ouvrage permet de franchir une voie ferrée située au point kilométrique PK3+409.

### I.4. Données du projet

#### I.4.1. Données fonctionnelles

Ces données définissent les éléments essentiels permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement lors de sa mise en service. Elles se répartissent en deux catégories :

- Données liées à la voie portée comprenant : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- Données relatives à l'obstacle à franchir : prenant en compte les spécificités du terrain et Les contraintes associées.

#### ▪ Tracé en plan

L'axe en plan de notre ouvrage présente un angle de déviation de 71,98 grades par rapport à l'axe perpendiculaire à l'obstacle à franchir. L'ouvrage est constitué de deux tabliers jumeaux, disposés parallèlement mais avec un léger décalage transversal, afin de s'adapter à la géométrie de la plate-forme routière et à l'angle de biais imposé (voir figure I.3).

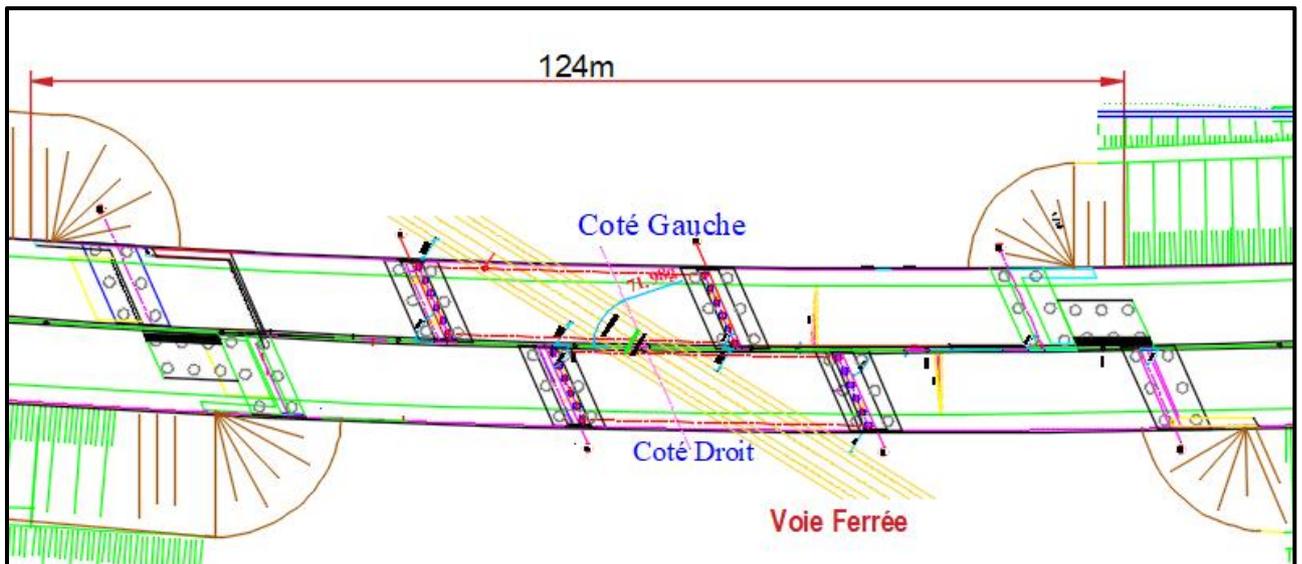


Figure I.3. Tracé en plan

### ▪ Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan (voir la figure I.4)

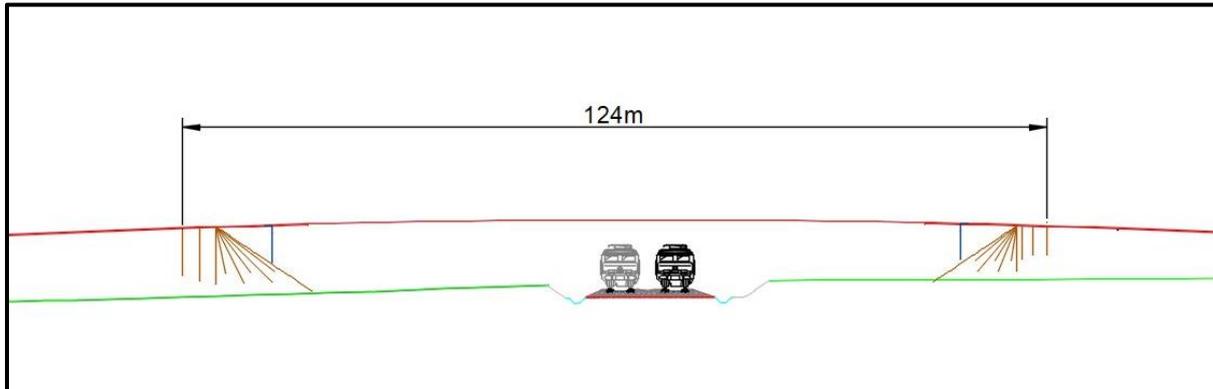


Figure I.4. Profil en long

### ▪ Profil en travers

Le profil en travers d'une route comprend tous les éléments qui déterminent sa forme et son équipement dans le sens transversal. Pour notre tablier, le profil en travers est le suivant :

- Largeur roulable : 7.76m
- Largeur chargeable : 7.76m
- La chaussée se compose de deux voies de circulation, chacune mesurant 3,88m.
- La dalle en béton armé a une épaisseur de 25 cm.
- Le revêtement en béton bitumineux mesure 7cm d'épaisseur et il est associé à une couche d'étanchéité de 1cm.
- La pente transversale de la chaussée est de 2,5 % pour les deux tabliers.

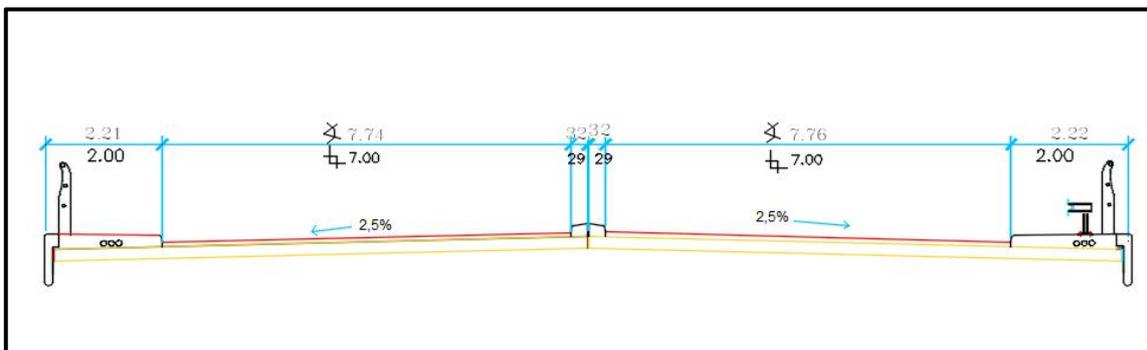


Figure I.5. Profil en travers

### I.4.2. Données Naturelles

#### ▪ Topographie

Selon le levé topographique du site, la morphologie du terrain présente de faibles pentes.

#### ▪ Sismicité du site

Le Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (RPOA 2008)[1] a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude

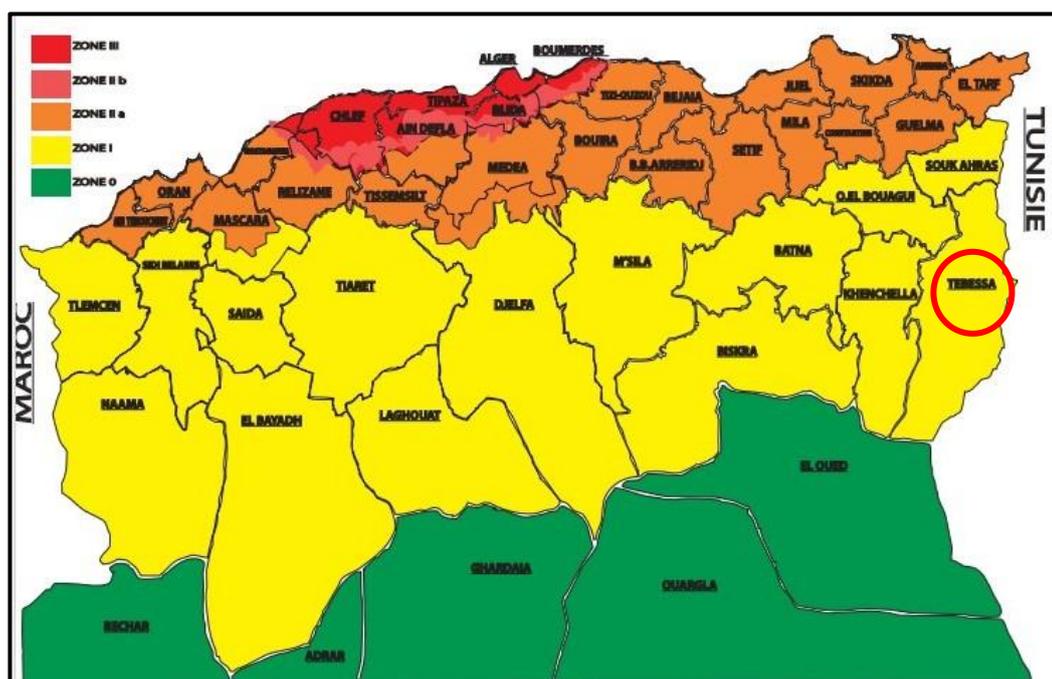


Figure I.6.Zonage sismique de l’Algérie

Nous remarquons que le projet de la ligne entre Tébessa et Tenoukla s’inscrit entièrement dans la « Zone I », de sismicité faible.

**Le RPOA 2008 classe les ponts en trois (03) groupes selon leur importance :**

L’ouvrage de la ligne entre Tébessa et Tenoukla se reporte au Groupe 2 (Pont Important) vu qu’il constitue une « liaison assurant la continuité du réseau autoroutier ».

**Coefficient d’accélération de zone (selon le RPOA 2008) :**

Pour les besoins du projet, le coefficient d’accélération de zone "A" à prendre en considération dans les calculs, défini en fonction de la zone sismique et de l’importance du pont, est  $A = 0.12$  (voir le tableau ci-dessous)

Table I.1 : Coefficient de l’accélération de zone A

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

### ▪ **Température**

Les variations de température sont un facteur essentiel à prendre en compte dans la conception des ouvrages, influençant notamment les appareils d'appui. La région de Tébessa est caractérisée par un climat semi-aride à influence méditerranéenne, avec des étés très chauds et des hivers froids. La température moyenne annuelle y est d'environ 16°C.

En été, les températures maximales atteignent fréquemment 40°C en journée, tandis que les nuits sont plus douces, avec une moyenne de 22°C. En hiver, les températures moyennes varient autour de 15°C en journée, mais peuvent descendre jusqu'à 0°C voire négatives la nuit, avec des risques de gel. Ces écarts thermiques importants nécessitent une prise en compte rigoureuse des effets de dilatation et de contraction des matériaux dans la conception du pont.

### ▪ **Géotechnique**

Les études géotechniques, menées in situ et en laboratoire, permettent de caractériser les sols et d'évaluer leurs propriétés pour le dimensionnement de l'ouvrage.

#### **Essais réalisés : (Selon le rapport du sol )**

- **In situ** : sondages carottés, (SPT), piézomètres, puits de reconnaissance, pénétromètre dynamique lourd (PDL).
- **En laboratoire** : analyses granulométriques, limites d'Atterberg, essais de cisaillement et œdométriques

#### **Résultats :**

A titre d'exemple on a les résultats de l'un des sondages effectués :

**Table I.2 : Exemple des résultats de sondage carottés N°S1**

<b>Profondeur (m)</b>	<b>Nature du sol</b>
<b>0 – 0.70</b>	Terre végétale
<b>0.70 – 19.00</b>	Argile limoneuse marron.
<b>19.00 – 20.00</b>	Argile limoneuse marron ferme chargée d'alluvions

### **I.5. Conclusion**

Ce chapitre a défini le cadre général du projet, en présentant la situation du pont, son intégration dans le réseau routier et les contraintes naturelles et techniques à considérer. L'analyse des données a mis en évidence les spécificités du site, notamment en matière de topographie, sismicité, climat et géotechnique. Ces informations serviront de base pour la conception détaillée du pont, en assurant sa stabilité, sa durabilité et sa conformité aux exigences de sécurité.



**CHAPITRE II**  
**CONCEPTION ET**  
**PRE-DIMENSIONNEMENT**



### II.1. Introduction

La conception d'un pont repose sur une démarche itérative visant à trouver un équilibre optimal entre les aspects techniques, économiques et environnementaux. Ce processus s'appuie sur les règles de conception et prend en compte plusieurs types de contraintes.

### II.2. Présentation et pré-dimensionnement des variantes

#### II.2.1. Variante 01 : “ Pont mixte bipoutre “

Les ponts mixtes associent des poutres en acier à un tablier en béton armé, assemblés selon une méthode spécifique. Ils permettent de franchir des portées allant de 25 à 110 mètres, avec des largeurs comprises entre 7 et 20 mètres.

Pour cette variante, et conformément aux recommandations du SETRA (service d'études techniques des routes et autoroutes) [2] ainsi qu'aux principes exposés dans l'ouvrage de référence de Calgario Jean-Armand [3], nous avons retenu un pont mixte à hauteur constante, selon la conception suivante :

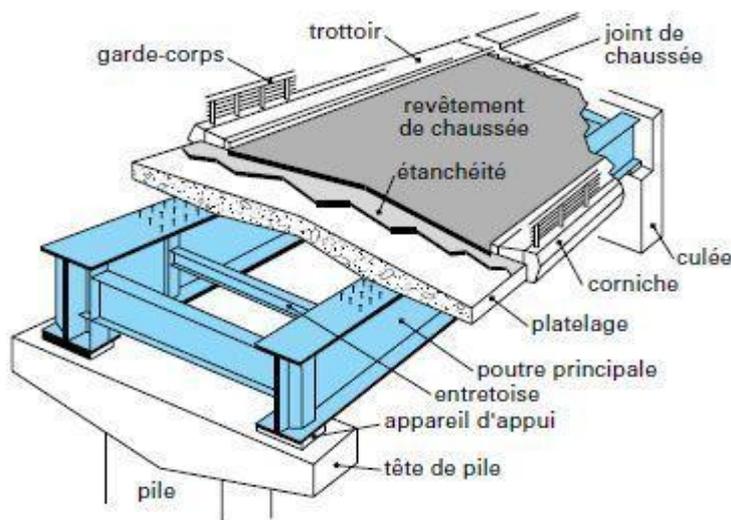


Figure II.1. Composants d'un pont mixte

#### II.2.1.1. Conception longitudinale

Le projet concerne un pont biais présentant un angle de déviation de 71.98 grades. Pour cela on propose de faire :

- Pont mixte bipoutre à hauteur constante.
- Nombre de travées : 3 travées.
- Longueur de la travée : (voir figure II.2)



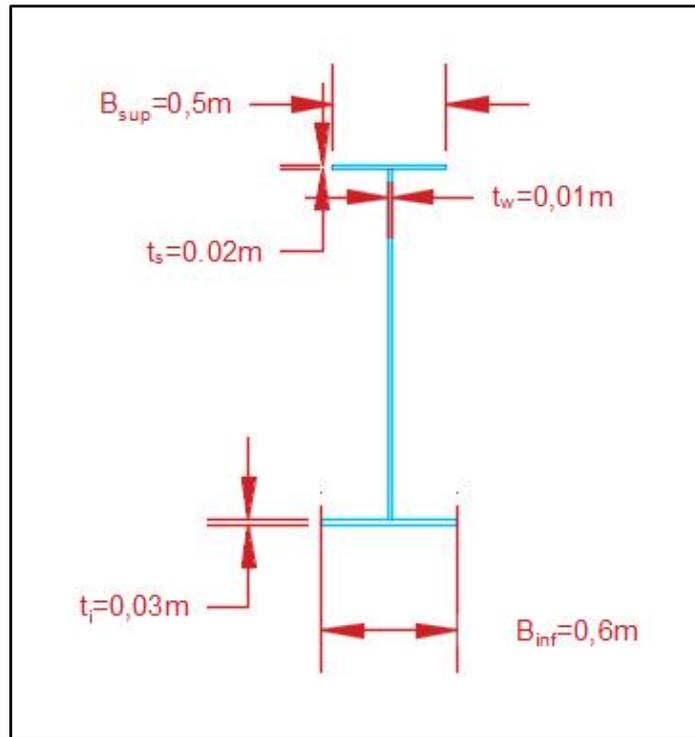


Figure II.4.Coupe transversale de la poutre

Le tableau suivant présente le pré-dimensionnement du tablier :

Table II.1:Pré-dimensionnement du tablier

Élément	Formule	Valeur (cm)
Hauteur de la dalle	Au minimum 20cm	25
Hauteur de la poutre	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{28}$	180
Largeur de la semelle inférieure	$400mm \leq B_{inf} \leq 1300mm$	60
Épaisseur de la semelle inférieure	$\frac{B_{inf}}{t_i} \leq 30$	3
Largeur de la semelle supérieure	/	150
Épaisseur de la semelle supérieure	$\frac{B_{sup}}{t_s} \leq 30$	2
Épaisseur de l'âme	$T_w > 0.005 \times h$	1
Hauteur de l'âme	$D = h - t_s - t_i$	175

### Entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en profilé I, qui relient transversalement les poutres principales pour former un portique rigide, empêchant leur déversement lors des phases de montage et en service.

Table II.2:pré-dimensionnements de l'entretoise

Elément	Formule	Valeur (cm)
Hauteur de la pièce de pont	$H = \frac{h}{2}$	90
Largeur des semelles $L_{pc}$	200mm à 400mm	25
(SETRA) épaisseur de l'âme $t_w$ E355	5mm à 15mm	0.5
Espacement des entretoises	4m à 8m	400

### II.2.2. Variante 2 : "Pont à poutre préfabriquées précontraintes par post tension"

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont une solution économique pour des portées de 30 à 50 m en post-tension.

La variante du pont de type VIPP, établie à partir des documents du SETRA1996 [4]. et de l'ouvrage de conception de Calgaro Jean-Armand [3] , présente la conception suivante :

#### II.2.2.1. Conception longitudinale

Dans cette variante, nous proposons la conception longitudinale suivante :

- Nombre de travée : 3 travées équidistantes
- Longueur de travée :  $L= 33.4m$
- Longueur totale : 100.2m

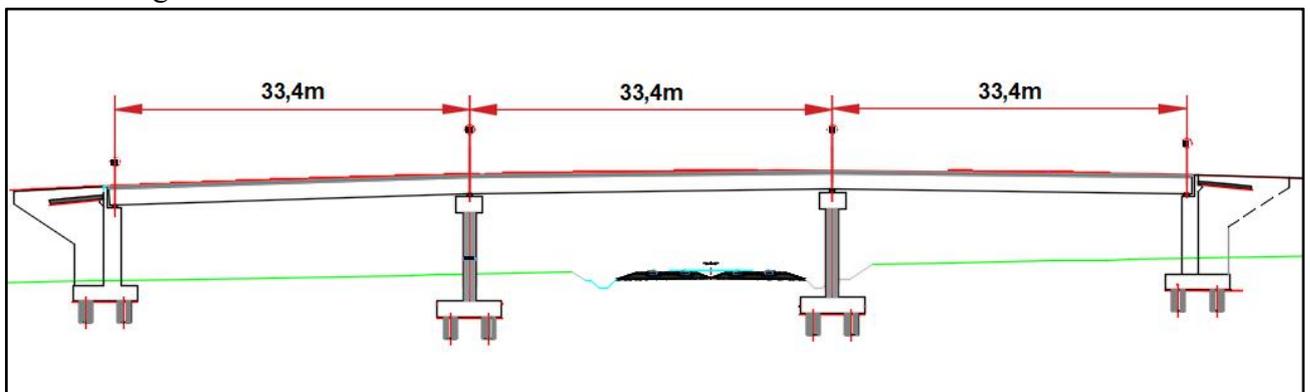


Figure II.5.Profil en long de la variante n°02

### II.2.2.2. Conception transversale

La figure suivante représente la coupe transversale de la variante n°02

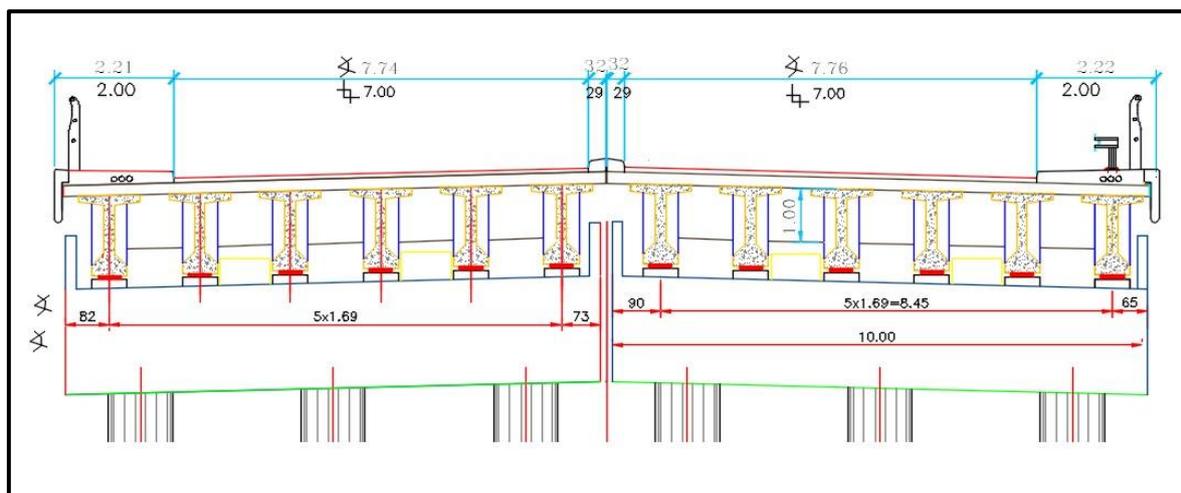


Figure II.6. Coupe transversale de la variante n°02

- **Pré-dimensionnement de la poutre**

Le pré-dimensionnement a été fait selon le guide SETRA (septembre 1996)[4]

Table II.3: Pré-dimensionnement du tablier

Elément	Formule	Valeur retenue en (m)
Hauteur totale de tablier	$\frac{1}{20} \leq \frac{h_t}{L} \leq \frac{1}{17}$	$h_t = 1.75m$
Épaisseur de la dalle	$20cm \leq e_H \leq 30cm$	0.25m
Hauteur de la poutre	$h_p = h_t - e_H$	$h_p = 1.50m$
Largeur de la table de compression	$0.6h_t \leq b_0 \leq 0.7h_t$	$b_0 = 1.04 m$
Épaisseur de la table de compression	$10cm \leq e \leq 15cm$	$e = 0.14m$
Épaisseur de l'âme	$18cm \leq b_a \leq 25cm$	$b_a = 0.18 m$
Largeur de talon	$40cm \leq L_t \leq 60cm$	$L_t = 0.60 m$
Épaisseur de talon	$10cm \leq e_t \leq 20cm$	$e_t = 0.20 m$

- **Le nombre des poutres N**

Nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres.

$$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$$

**La** : Entraxe entre les poutres de rive

$$La = 8.45\text{m}$$

$\lambda$  : espacement entre axe des poutres

$$1.5\text{m} \leq \lambda \leq 2.5\text{m}$$

$$\lambda = 1.69\text{m}$$

$$N = \frac{8.45}{1.69} + 1$$

Donc le nombre de poutres est **6**.

- **Entretoises**

Les entretoises assurent une répartition uniforme des charges entre les poutres et empêchent leur torsion aux appuis.

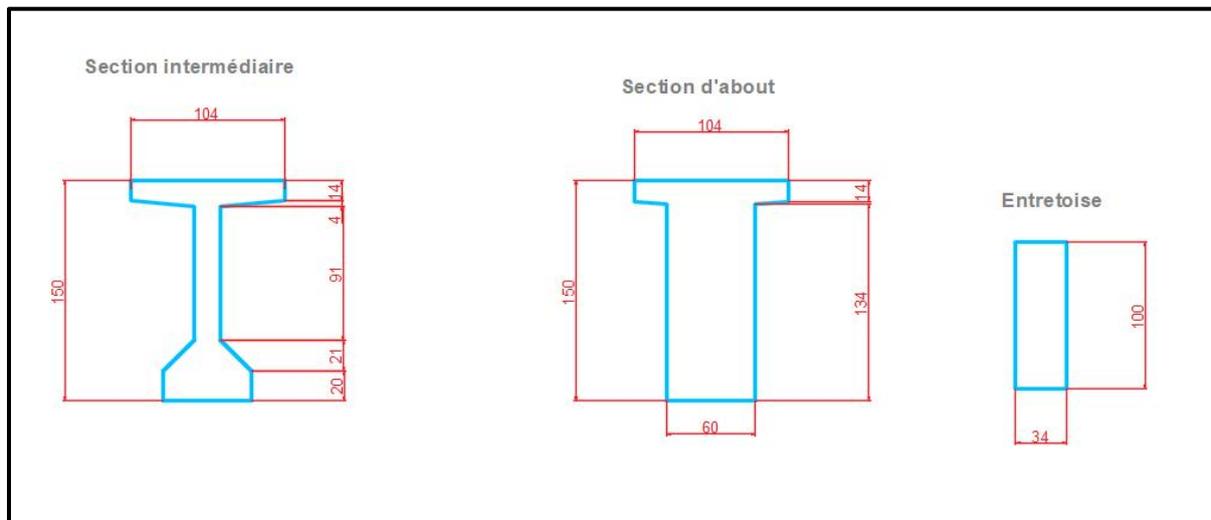


Figure II.7. Coupe transversale des poutres en cm

### II.2.3. Variante 03 “ Pont dalle en béton précontraint”

La conception du pont dalle a été réalisée en respectant le document français de conception des ouvrages d’art SETRA.[5]

#### II.2.3.1. Conception longitudinale

Les longueurs de travées choisies pour la conception longitudinale dépendent de la longueur de travée de rive  $L_r$  par rapport à la longueur de la travée principale

$L_p [0.5L_p \leq L_r \leq 0.85L_p]$ . Afin d’éviter :

$0.5L_p \leq L_r$  : pour éviter les soulèvements du tablier et le déséquilibre des travées intermédiaires.

$L_r \leq 0.85L_p$  : pour éviter les dépenses supplémentaires d’armature.

La figure suivante représente le profil en long de la variante n°03:

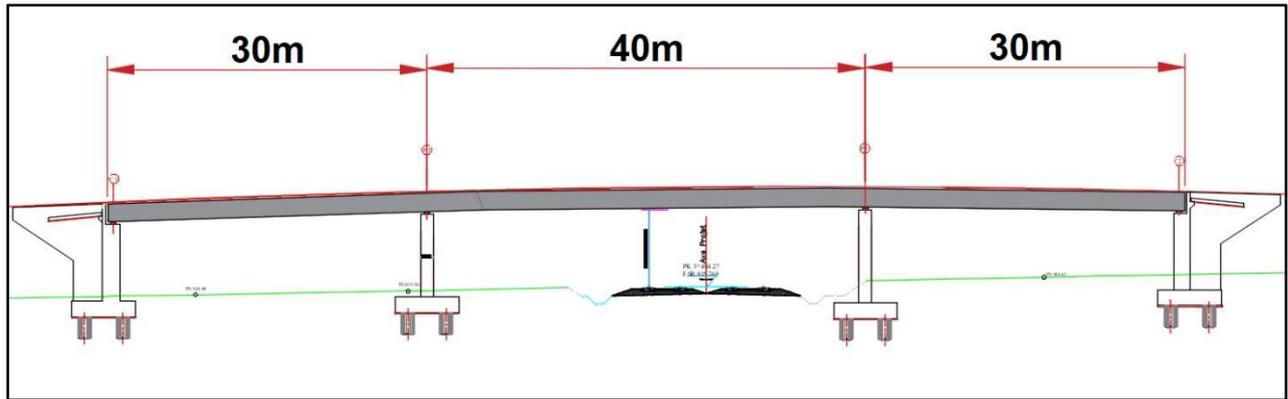


Figure II.8.Profil en Long de la variante n°03

### II.2.3.2. Conception transversale

La figure suivante représente la coupe transversale de la variante n°03

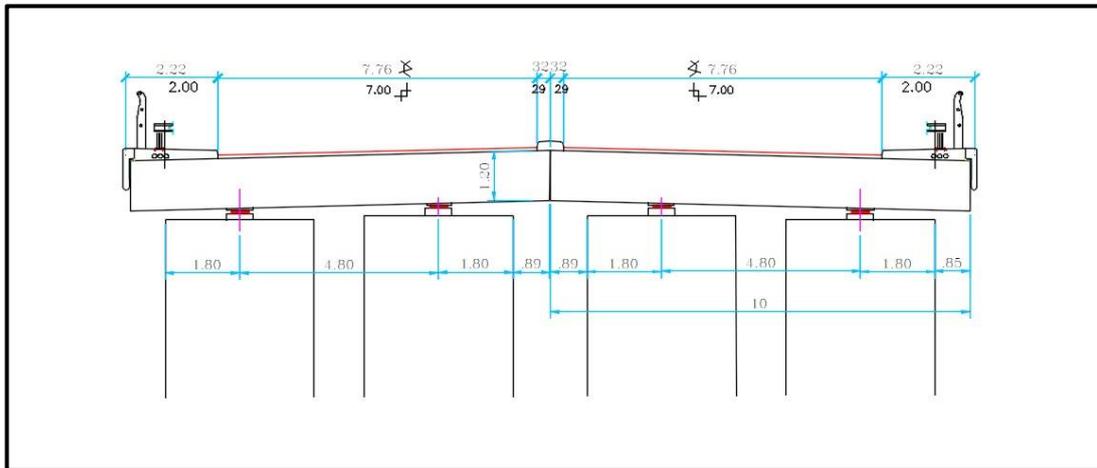


Figure II.9.Coupe transversale de la variante n°03

Dans cette variante, nous proposons de faire :

Table II.4:Pré-dimensionnement la dalle

Elément	Caractéristiques	Valeur
Dalle	Epaisseur	1.2m
	Longueur	10m

### II.3. Avantages et Inconvénients

Pour déterminer la variante optimale, les avantages et les inconvénients sont comparés dans le tableau suivant. [2],[4],[5]

**Table II-5:**Avantages et inconvénients de chaque variante

	Avantages	Inconvénients
<b>Variante 01 : “ Pont mixte bipoutre “</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Permet un montage flexible par grue ou par lancement, sans grands dispositifs provisoires.</li> <li>-Permet de fabriquer les poutres en usine pendant que le gros œuvre avance sur site.</li> <li>-Offre une esthétique élancée avec des profils fins et des appuis discrets.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Risque de voilement des semelles et de déversement des poutres, demandant un contrôle strict.</li> <li>-Connecteurs acier-béton nombreux (goujons, cornières, arceaux), nécessitant un entretien régulier.</li> <li>-Besoins d'équipements spécialisés (rails, palées, treuils, grues de forte capacité), pouvant retarder le chantier.</li> <li>-Transport complexe des longues poutres, avec vérifications dynamiques et logistiques importantes.</li> </ul>
<b>Variante 2 : “Pont à poutre préfabriquées précontraintes par post-tension”</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Permet une construction sans cintres au sol, évitant ainsi les contraintes liées aux sites accidentés, aux réductions de gabarit et aux exploitations ferroviaires ou routières à fort trafic.</li> <li>-Bénéficie de la préfabrication pour optimiser techniquement et économiquement la réalisation des poutres.</li> <li>- Grâce à sa conception isostatique, la structure reste insensible aux déformations imposées, notamment aux tassements différentiels des appuis et aux variations thermiques.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Les tabliers VIPP sont particulièrement sensibles aux chocs latéraux : un véhicule hors gabarit peut heurter les poutres et provoquer des dommages.</li> <li>-Chaque appui doit recevoir deux rangées de travées adjacentes, ce qui impose un sommier d'appui large et assez lourd visuellement.</li> <li>-Lorsque ces appuis ne sont pas suffisamment élevés, leur largeur importante perturbe le profil du pont et nuit à son aspect architectural.</li> </ul>
<b>Variante 03 “ Pont dalle en béton précontraint”</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Les ponts-dalles sont légers et minces, ce qui réduit les besoins en fondations.</li> <li>-Leur construction est simple et rapide, car elle ne nécessite pas de coffrages complexes ni de main-d'œuvre spécialisée.</li> <li>Le béton est coulé en place, ce qui offre une grande liberté dans la forme de l'ouvrage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Risque de fissures en cas de ferrailage insuffisant aux ancrages ou appuis</li> <li>-Joints et appareils d'appui sensibles à la fatigue, aux rotations et aux chocs, nécessitant des remplacements coûteux.</li> <li>-Sensibilité au retrait et fluage différentiel pour les ouvrages très larges, nécessitant un découpage en demi-dalles avec joints spécifiques.</li> </ul>

#### **II.4. Analyse multicritère et choix de la variante optimale**

(Pondération : Exécution = 40%, Entretien = 30%, Économie = 20%, Esthétique = 10%)

Nous utilisons une échelle de 0 à 6 pour chaque variante par rapport aux critères déjà fixes et pondérés, tel que :

- Excellent :6
- Très bon :5
- Bon : 4
- Moyen : 3
- Passable :2
- Pas bon :1

**Table II.6: Comparaison pondérée des trois variantes**

<b>Variante</b>	<b>Exécution</b>	<b>Entretien</b>	<b>Economie</b>	<b>Esthétique</b>	<b>Total</b>
<b>Pont bipoutres</b>	5	4	3	5	4.3
<b>Pont VIPP</b>	5	6	5	3	5.1
<b>Pont dalle</b>	4	4	5	4	4.2

#### **II.5. Choix de la variante optimale**

Suite à l'analyse multicritère (technique, économique, et esthétique), la variante VIPP s'impose comme le choix optimal pour la réalisation de notre pont.

- Sa performance technique, neutralisant les effets du biais et des tassements ;
- Son efficacité économique, grâce à la préfabrication sur chantier et l'absence d'équipements provisoires coûteux ;
- Des délais maîtrisés, via la parallélisation des travaux ;
- Une maintenance facilitée, avec des dispositifs intégrés et une meilleure résistance aux fissures.

Bien que les variantes dalle et bipoutres présentent des atouts en esthétique ou simplicité, leurs limites face au biais prononcé et aux coûts globaux les rendent moins adaptées à ce contexte spécifique. Le VIPP, combinant robustesse, rentabilité et intégration harmonieuse, répond ainsi pleinement aux exigences du projet dans une optique durable.

## II.6. Caractéristiques des matériaux de la variante 02 (VIPP)

Les caractéristiques des matériaux de construction utilisés dans l'étude de ce pont sont conformes aux recommandations de règlement BAEL 91.[6]

### II.6.1. Le béton

Les caractéristiques mécaniques du béton utilisé sont :

**Table II.7:**Caractéristiques Mécaniques du Béton

	Superstructure	Infrastructure
<b>Résistance caractéristique à la compression <math>f_{c28}</math></b>	40MPa	27MPa
<b>Résistance caractéristique à la traction <math>f_{t28}</math></b>	3MPa	2,2MPa
<b>Module de déformation longitudinale instantané <math>E_{ij}</math></b>	37619,47MPa	33000MPa
<b>Module de déformation longitudinale différée <math>E_{vj}</math></b>	12653,82MPa	11100MPa
<b>Module de déformation transversale G (E.L.S)</b>	15674,77MPa	13750MPa
<b>Module de déformation transversale G (E.L.U)</b>	18809,72MPa	6500MPa
<b>Contrainte de compression à l'état limite ultime <math>f_{bu}</math></b>	22,99MPa	15,3MPa
<b>Contrainte de compression à l'état limite service <math>\sigma_{bc}</math></b>	<b>24MPa</b>	<b>16,2MPa</b>

### II.6.2. Les aciers

On distingue deux natures différentes des aciers utilisés en précontrainte :

- Les aciers passifs : reprennent les efforts tranchants pour limiter la fissuration.
- Les aciers actifs : assurent la précontrainte, qui nécessite un suivi et une maintenance spécifiques.

#### II.6.2.1. Les aciers passifs

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, de classe FE500, la limite élastique de ce dernier est de 500MPa.

- Module d'élasticité longitudinal est  $E_s = 200\ 000\text{MPa}$

**Table II.8:** Contraintes limites de l'acier

<b>Fissuration nuisible</b>	$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\gamma_s = 1.15$ Dans le cas général	434.78MPa
		$\gamma_s = 1$ Dans le cas accidentel	500MPa
<b>Fissuration préjudiciable</b>	$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$		206MPa
<b>Fissuration très préjudiciable</b>	$\sigma_{st} = 0,8 \left( \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right)$		164,8 MPa

### II.6.2.2. Les aciers actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint.

-Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.

-Les aciers actifs sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte est réalisée par post-tension ; Les câbles utilisés dans notre cas sont des **12T15** de classe **TBR** (très basse relaxation). Les caractères des armatures de précontrainte en post-tension à prendre en compte dans les calculs sont :

#### a. Caractéristiques des câbles (FREYSSINET) :

- Poids de 1T15 = 1,18 (kg/m).
- Section de 1T15 = 140 (mm<sup>2</sup>).
- Section de 12T15 = 1680 mm<sup>2</sup>.
- Force de rupture nominale = 252,1 kN.
- Force maximale sous ancrage = 241,3 kN.
- EP : Module d'élasticité longitudinal = 195 GPa

Les torons de précontrainte ont une très basse relaxation TBR, avec les caractéristiques suivantes :

$\rho_{1000}$  : la relaxation à 1000 heures exprimée en%,  $\rho_{1000} = 2.5\%$

$\mu_0$  : Coefficient pris pour l'armature TBR,  $\mu_0 = 0.43$

- limite d'élasticité :  $f_{peg} = 1600$ MPa

- limite de rupture :  $f_{prg} = 1860$ MPa

**b. La valeur max de la tension à l'origine  $\sigma_0$  Elle doit être :**

$$\sigma_0 \leq \text{Min} (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}).$$

$$\text{Donc : } \sigma_0 \leq \text{Min} (1488, 1440) = 1440 \text{ MPa.}$$

**c. Caractéristiques de la gaine :**

–  $\varnothing$  intérieur : 80 mm

–  $\varnothing$  extérieur : 88 mm

**d. Frottements :**

- Coefficient de frottement en courbe :  $f = 0,18rd^{-1}$

- Coefficient de frottement en ligne (déviation parasite):  $\varphi = 0,002m$

## II.7. Conclusion

En conclusion, la variante VIPP s'affirme comme la solution la plus adaptée à la réalisation de notre pont. Les principales caractéristiques des matériaux utilisés sont:

-Le béton, ( $f_{c28}=40\text{MPa}$ ,  $f_{c28}=27\text{MPa}$ ).

-Les aciers passifs (FeE500).

-Les aciers actifs (des câbles 12T15 de classe TBR).



**CHAPITRE III**  
**CHARGES ET SURCHARGES**



### III.1. Introduction

Ce chapitre traite des diverses charges et surcharges appliquées sur notre pont. Ces actions sont réparties en deux grandes catégories : les actions hors trafic, comprenant les charges permanentes, et les actions dues au trafic, incluant celles définies par les systèmes de charges A, B, militaires et aux convois exceptionnels.

Le calcul de ces charges est effectué conformément au règlement RCPR 2008 [7].

### III.2. Caractéristiques du pont

- **Largeur roulable  $l_r$**

Elle est définie comme la largeur comprise entre le dispositif de retenue ou de bordures.

$$l_r = 7.76m.$$

- **Classe du pont**

Comme  $l_r > 7m$ , selon le RCPR2008, notre pont est de classe 1.

- **Largeur chargeable  $l_c$**

La largeur chargeable est déduite de la largeur roulable :

$$\text{Notre pont est de } l_c = l_r = 7.76m$$

- **Nombre de voies N**

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = E\left(\frac{l_c}{3}\right) = 2 \text{ voies}$$

- **Largeur de voie  $l_v$**

Elle est le rapport entre la largeur chargeable et le nombre de voies :

$$l_v = \frac{l_c}{3} = 3.88 m$$

### III.3. Les actions hors trafic

#### III.3.1. Poids propre des éléments porteurs

- Poids propre de la poutre

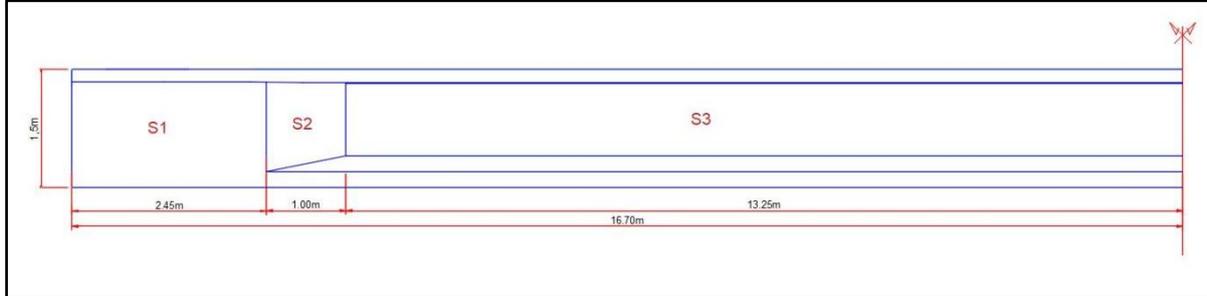


Figure III.1.Variation de la section de la poutre

Table III.1:Poids propres des sections

Les sections	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Longueur (m)	0.9660	0.75085	0.5357
Densité (t/m <sup>3</sup> )	2.5	2.5	2.5
Poids (t)	5.92	1.88	17.75

$$P_{\text{total}} = (5.92 + 1.88 + 17.75) \times 2 = 51.1\text{t}$$

$$P_{\text{total}} = \frac{51.1}{33.4} = 1.53\text{t/ml}$$

$$P_{\text{total}} = 1.53 \times 6 = 9.18\text{t/ml}$$

- Poids propre de la dalle

Largeur du tablier L=10.2m.

On a une dalle en béton armé de 25cm d'épaisseur, donc :

$$P_{\text{dalle}} = \rho_B \times e_{\text{dalle}} \times L_{\text{dalle}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 2.5 \times 0.25 \times 10.2 = 5.61 \text{ t/ml}$$

- Poids propre de l'entretoise

$$P_{\text{entretoise}} = 2 \times n \times \rho_B \times S_{\text{entretoise}} \times L_{\text{entretoise}}$$

$$P_{\text{entretoise}} = \frac{2 \times 5 \times 2.5 \times 1.51 \times 0.34}{33.4} = 0.384 \text{ t/ml}$$

**III.3.2. Complément de charge permanente (CCP)**

- **Poids du revêtement**

L'épaisseur du revêtement en béton bitumineux, de masse volumique de  $2.4t/m^3$ , est de 7cm.

$$P_{\text{revêtement}} = L_{\text{revêtement}} \times \gamma_r \times e_{\text{revêtement}} \times 1ml$$

$$P_{\text{revêtement}} = 7.76 \times 2.4 \times 0.8 \times 1ml = 1.49 t/ml$$

- **Poids des corniches**

Le poids de la corniche est :

$$P_{\text{corniches}} = S_{\text{corniches}} \times \gamma_b$$

$$P_{\text{corniches}} = 0.244 \times 2.5 = 0.611 t/ml$$

- **Poids de la glissière de sécurité**

Le poids de la glissière de sécurité est

$$P_{GS} = 0.075 t/ml$$

- **Poids du garde-corps**

Le poids du garde-corps est :  $P_{GC} = 0.05 t/ml$

- **Poids du trottoir**

$$P_{\text{trottoir}} = 2.5 \times 0.2 \times 2.22 = 1.1 t/ml$$

**Table III.2:**Récapitulatif du poids total du tablier

	Éléments	Poids par mètre linéaire (t/ml)
<b>CP</b>	Poutre	9.18
	Dalle	5.61
	Entretoises	0.384
<b>CCP</b>	Revêtement	1.49
	Trottoir	1.11
	Garde-corps	0.05
	Glissière	0.075
	Corniches	0.611
Poids total de tablier		18.55

Poids total des actions permanentes :

$$G_{\text{Total}} = CP + CCP = 618.234 \text{ t}$$

### III.4. Actions dues au trafic

#### III.4.1. Système de charge A

Dans le cas des ponts où la portée est au plus égale à 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme d'intensité égale au produit de la valeur  $A(L)$  par des coefficients  $a_1, a_2$ .

$$A = A(L) \times a_1 \times a_2 \times n \times l_v$$

Avec:

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{12 + L}$$

$$A(33.4) = 2.3 + \frac{360}{12 + 33.4} = 10.23 \text{ kN/m}^2$$

$a_1=1$  ( RCPR 2008)

$a_2$  est déterminé à partir de la relation suivante :

$$a_2 = \frac{l_0}{l_v}$$

$l_0$  est déterminé selon la classe du pont :  $l_0 = 3.5\text{m}$

Donc :  $a_2 = 0.9$

Les valeurs de la charge A sont données au tableau suivant :

**Table III.3:** Les valeurs de A en fonction du nombre de voies chargées

Nombre de voies	$a_1$	$a_2$	$A(L) \times a_1 \times a_2$	$n \times l_v$	A (t/ml)
2	1	0.9	0.9207	7.76	7.12

#### III.4.2. Coefficient de majoration dynamique

Il est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

**G** : charge permanente du pont.

**S** : la charge maximale correspondante.

**L** : Longueur de la travée  $L=33.4\text{m}$ .

III.4.3. Système de charge B

III.4.3.1. Système de charge Bc

Un camion type du système B<sub>c</sub> comporte trois essieux : tous à roues simples et munies de pneumatiques. Les caractéristiques de ce type sont clarifiées dans la figure ci- dessous :

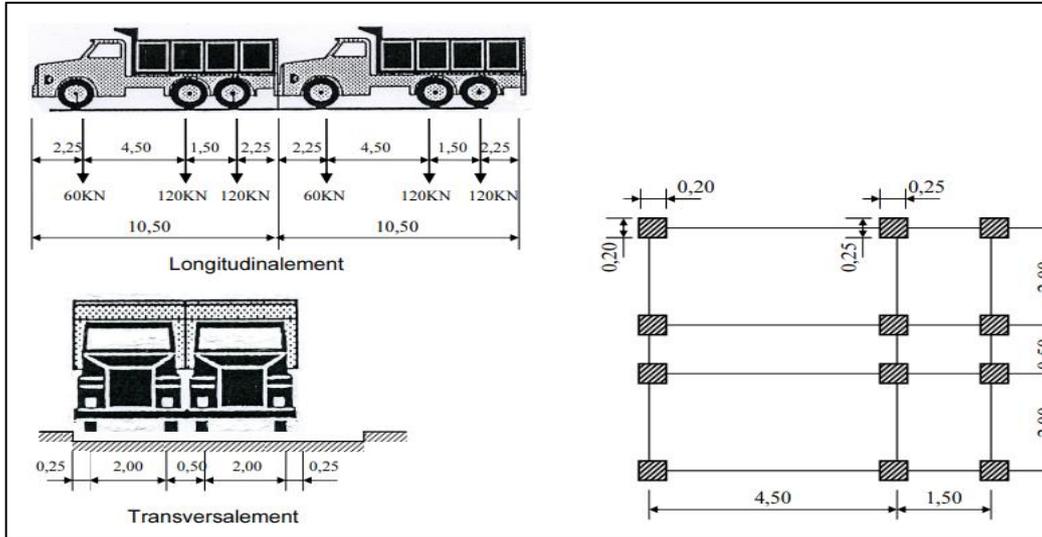


Figure III.2.Système de charges Bc

Dans le sens longitudinal. Le nombre de camions est limité à deux, et La masse totale du camion est 30 t.

**b<sub>c</sub>**: coefficient fonction du nombre de voies et classe du pont

$$b_c = 1.1 \text{ (RCPR 2008)}$$

Calcul du système de charges B<sub>c</sub>

$$B_c = 2 \times 30 \times N$$

$$S_{B_c} = B_c \times b_c$$

Table III.4:Charge de système Bc par essieu

Cas de chargement	b <sub>c</sub>	B <sub>c</sub>	S <sub>B<sub>c</sub></sub>	L(m)	G (t)	δ <sub>B<sub>c</sub></sub>	Charge par essieu (t)	
							E. avant	E. arrière
2 voies chargées	1.1	120	132	33.4	618.234	1.08	14.26	28.51

III.4.3.2. Système de charge Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.

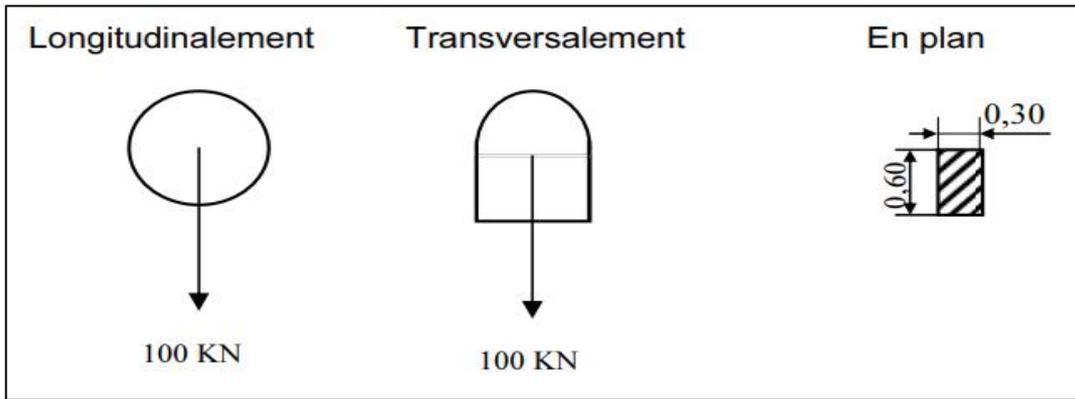


Figure III.3.Système de Br

Calcul de coefficient de majoration  $\delta_{Br}$

$$\delta_{Br} = 1.054$$

$$P_{Br} = B_r \times \delta_{Br} = 10 \times 1.054 = 10.54 \text{ t}$$

### III.4.3.3. Système de charge Bt

Un tandem de système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatique.

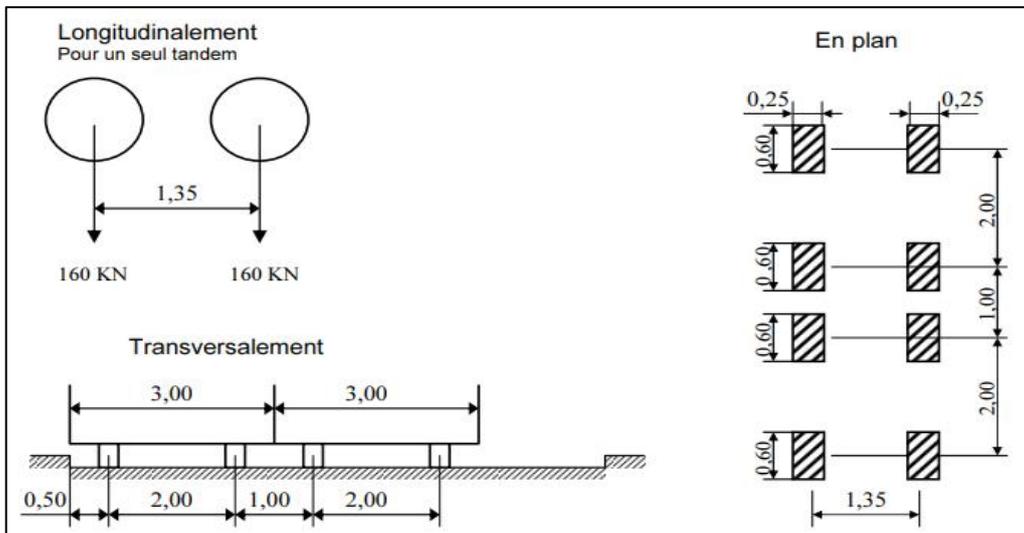


Figure III.4.Système de charge Bt

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Table III.5:Charges de système Bt par essieu

Nombre de voies chargées	$b_T$	S(t)	$\delta_{Bt}$	Charge Bt par essieu
Deux voies chargées	1,2	76,8	1,07	41,09

### III.4.4. Effort de freinage F

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc, sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. La résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent pas à la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui.

- L'effort de freinage correspondant à la charge A(L) est égal à :

$$F_{A(L)} = \frac{A \times Lc \times L}{20 + 0.0035 \times Lc \times L} = \frac{0.918 \times 7.76 \times 33.4}{20 + 0.0035 \times 7.76 \times 33.4}$$

$$F_{A(L)} = 11.38t$$

- L'effort de freinage correspondant à la charge Bc est égal à :

$$F_{Bc} = 30t$$

### III.4.5. Système militaire Mc120

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 (Figure III.5)

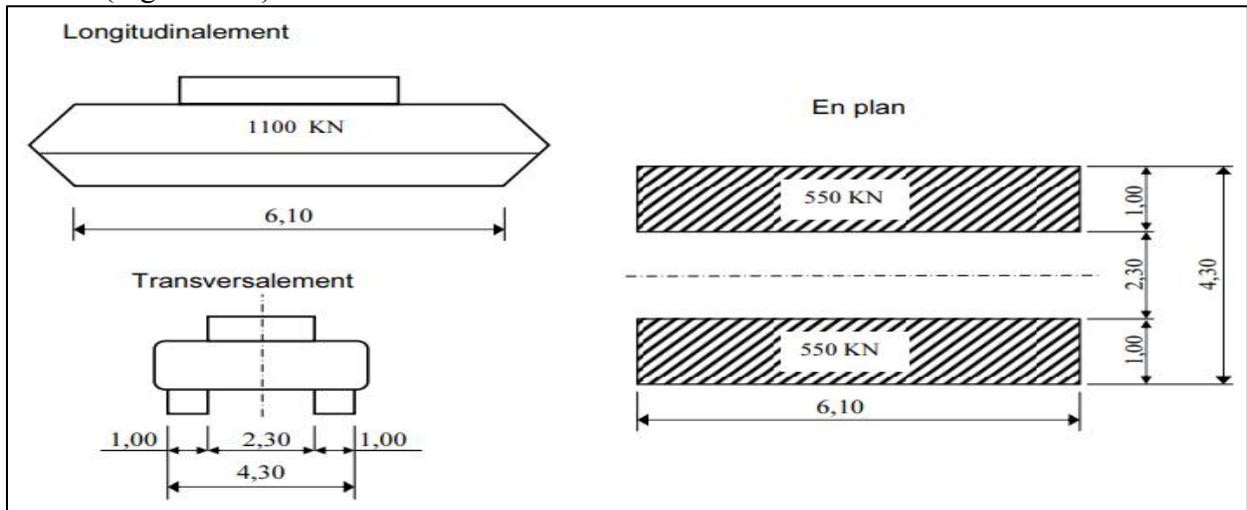


Figure III.5. Système de charge Mc120

Le coefficient de majoration :  $\delta_{Mc120} = 1,07$

La charge Mc120 est :

$$P_{Mc120} = \frac{110}{6.1} \times 1.07 = 19.47t/ml$$

### III.4.6. Convoi exceptionnel D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long (Figure III.6).

-Le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

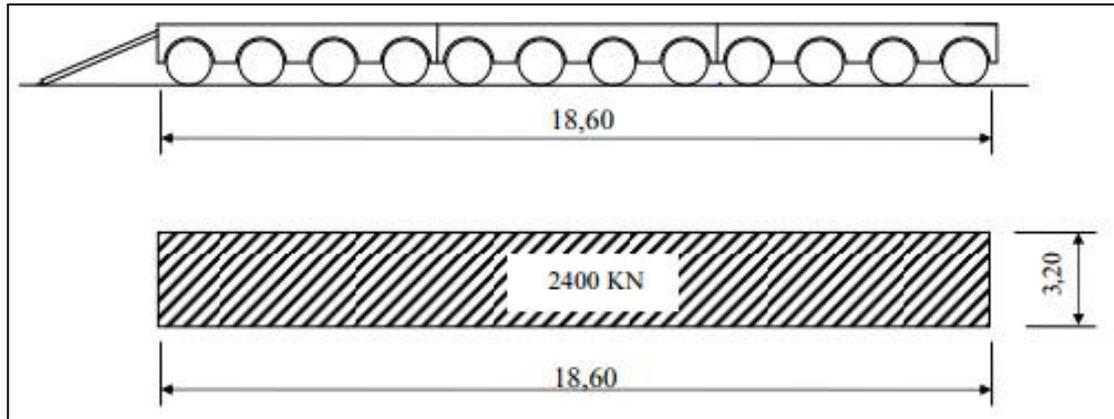


Figure III.6. Convoi D240

### III.5. Moments fléchissant longitudinaux

#### III.5.1. Moment fléchissant dû au poids propre

Les poutres sont isostatiques, on utilise les méthodes de la RDM pour trouver les moments fléchissant maximum (figure III.7).

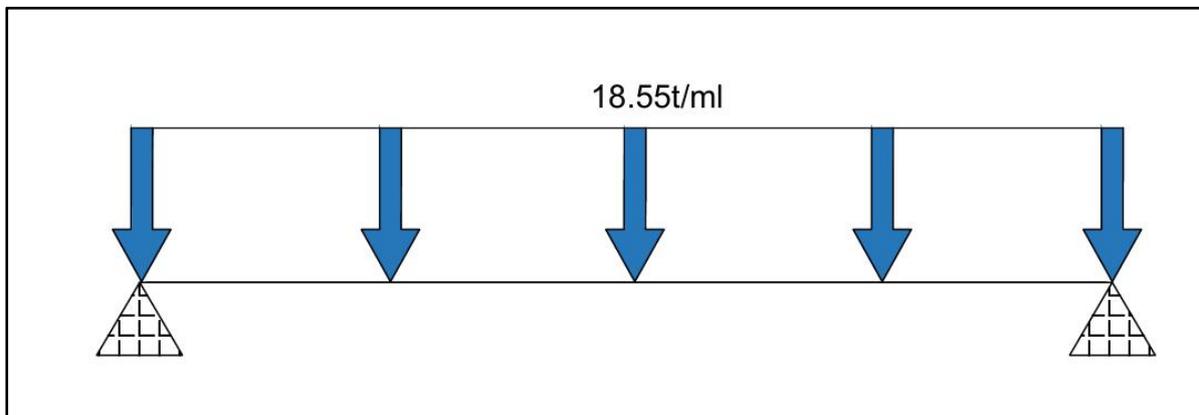


Figure III.7. Poutre sous la charge du poids propre

Le moment fléchissant maximum est donné par l'expression :

$$M_{\max} = M(x = L/2) = \frac{QL^2}{8}$$

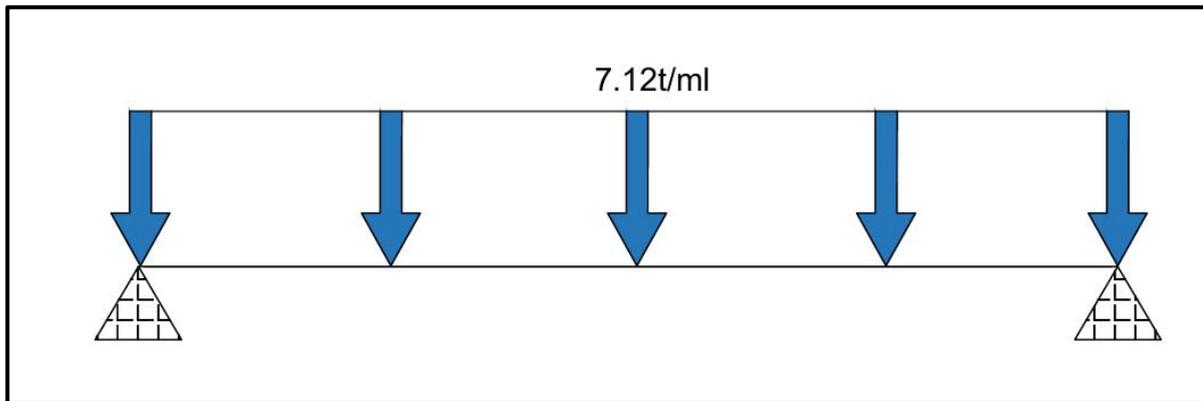
$$M_{\max} = 2586,36 \text{ t.m}$$

Q : charge appliquée par mètre linéaire (t/ml)

**III.5.2. Moments fléchissant dus aux surcharges**

**III.5.2.1. Surcharge A(L)**

La charge est uniformément répartie (figure III.8)



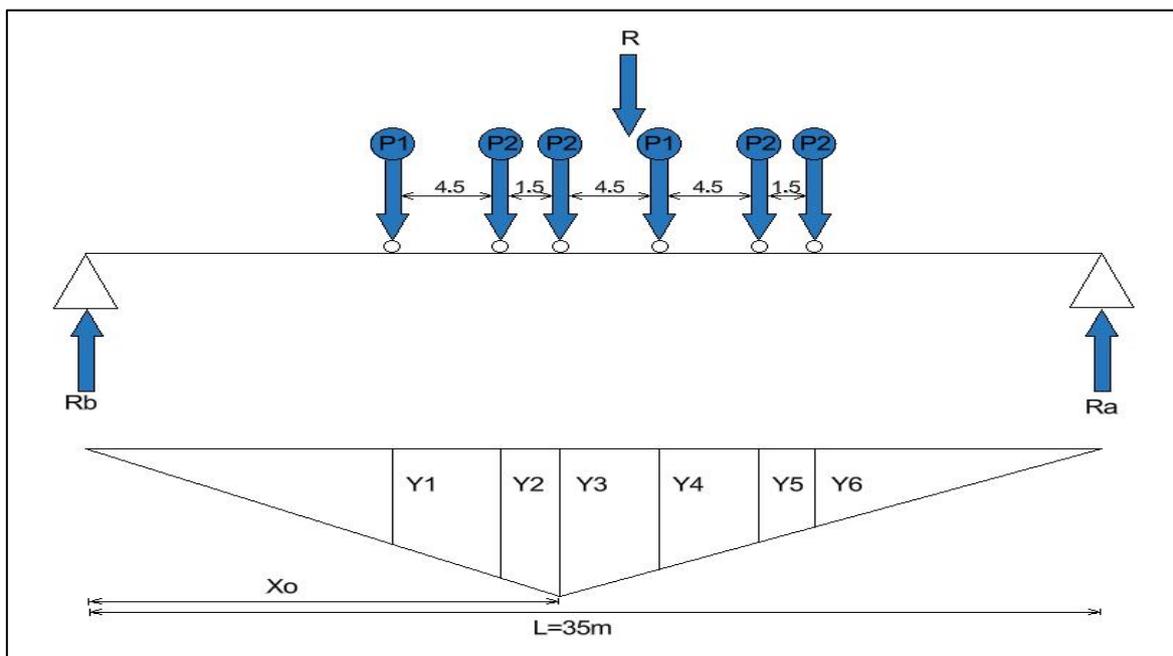
**Figure III.8.**Poutre sous la Surcharge A(L)

$$M_{\max} = M(L/2) = \frac{QL^2}{8}$$

$$M_{\max} = 1033.98t.m$$

**III.5.2.2. Surcharge Bc**

Dans ce cas, on applique le théorème de Barré, qui permet de déterminer la position du convoi générant le maximum du moment (Figure III.9).



**Figure III.9.**Poutre sous la surcharge Bc cas 1

$$\begin{aligned}
 P1 &= 14.29t \\
 P2 &= 28.57t \\
 R &= \sum Pi = 142.8 t \\
 R \cdot x &= 17371,4625 \text{ KN.m} \rightarrow x = 2a + 6 \\
 x &= 9,45 \text{ m} \\
 a &= 1,425 \text{ m}
 \end{aligned}$$

**Calcul des ordonnées**

On utilise l'équation de la déformée :

$$\begin{aligned}
 Y3 &= x_0 \times \frac{(L - x_0)}{L} \\
 \text{Tel que : } x_0 &= 16,275 \text{ m} \\
 Y3 &= 8.26 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (Yi), on applique le théorème de Thalès (Tableau III.6).

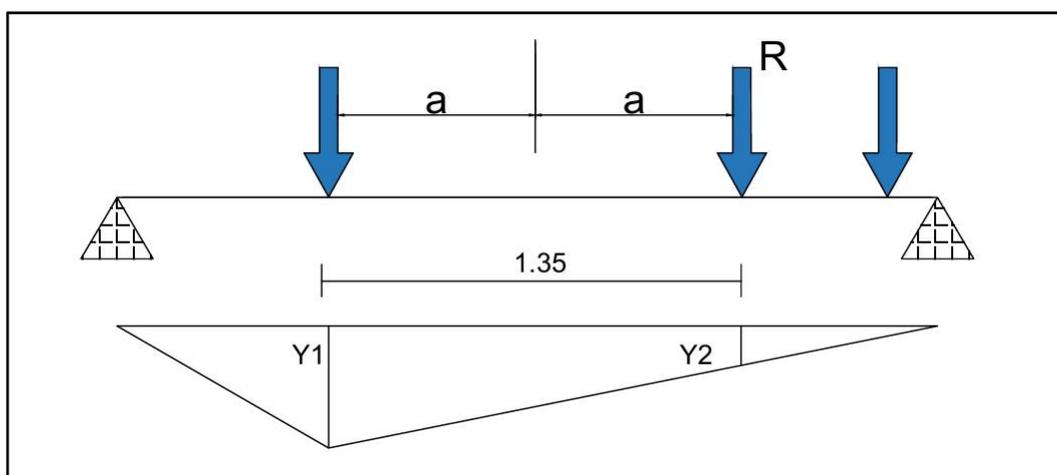
**Table III.6:** Calcul des ordonnées Yi

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
4.95 m	7.43 m	8.26 m	6,24 m	5.57 m	4.9 m

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \sum PiYi \\
 M_{\max} &= 906.28t \cdot m
 \end{aligned}$$

**III.5.2.3. Surcharge Bt**

Dans ce cas, la résultante R est positionnée dans un seul côté par rapport l'axe de symétrie de la poutre (figure III.10). On suit la même procédure de calcul (théorème de Barre).



**Figure III.10.** Surcharge Bt

$$\sum M/P = 0$$

$$P \times 1,35 = R \times 2a \rightarrow P = 41.09t$$

$$2a = 1,35 \times \frac{P}{R} = 0,675 \rightarrow a = 0,3375m$$

$$Y1 = 8,35 \text{ et } Y2 = 7.69$$

$$M_{max} = \sum P_i Y_i = 659,08t.m$$

#### III.5.2.4. Système militaire Mc120

Ce système est représenté par la figure suivante :

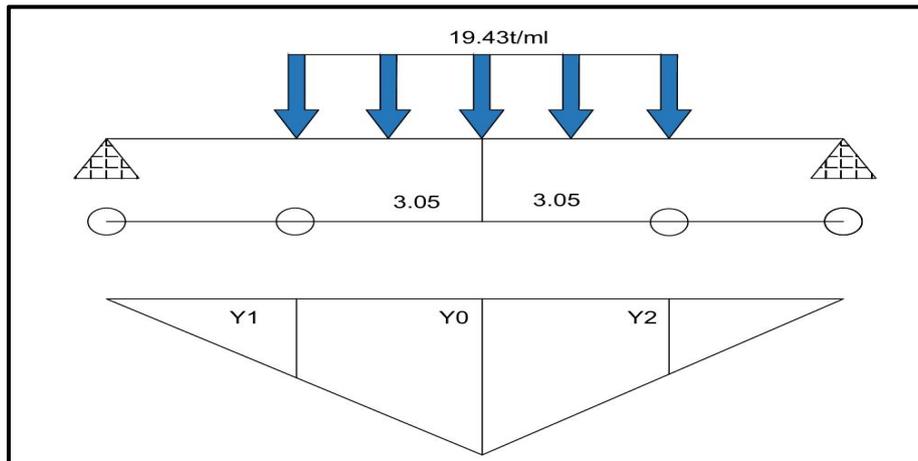


Figure III-11.Ligne d'influence sous système militaire Mc120

$$Y_0 = \frac{a \times b}{a + b} = \frac{16,7 \times 16,7}{33,4} = 8,35m$$

$$\frac{Y_1}{16,7 - 3,05} = \frac{Y_2}{16,7 - 3,05} = \frac{8,35}{16,7} = 0,5$$

$$Y_1 = Y_2 = 0,5 \times (16,7 - 3,05) = 6,83m$$

La surface  $S=S_1=S_2$

$$S_1 = S_2 = \frac{(8,35 + 6,83)}{2} \times 3,05$$

$$S_1 = S_2 = 23,15m^2$$

$$M = 2SP = 2 \times 23,15 \times 19,47$$

$$M_{max} = 901,46 t.m$$

III.5.2.5. Charge exceptionnelle D240

Ce système est représenté par la figure suivante :

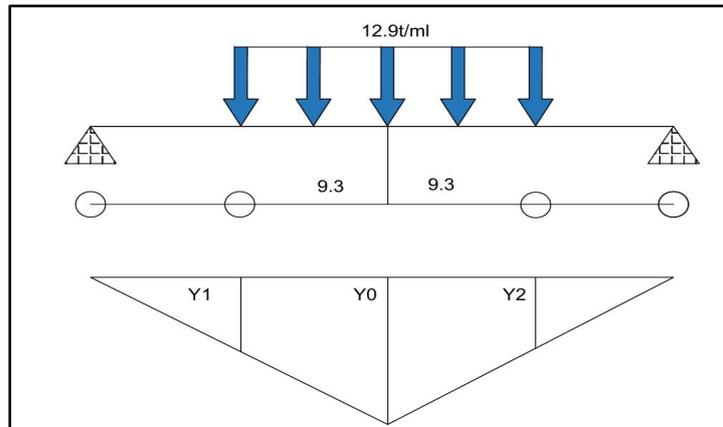


Figure III-12.Ligne d'influence sous charge exceptionnelle D240

$$Y_0 = \frac{a \times b}{a + b} = \frac{16,7 \times 16,7}{33,4} = 8,35m$$

$$\frac{Y_1}{16,7 - 9,3} = \frac{Y_2}{16,7 - 9,3} = \frac{8,35}{16,7} = 0,5$$

$$Y_1 = Y_2 = 0,5 \times (16,7 - 9,3) = 3,7m$$

La surface  $S=S_1=S_2$

$$S_1 = S_2 = \frac{(8,35 + 3,7)}{2} \times 9,3$$

$$S_1 = S_2 = 56,03m^2$$

$$M = 2SP = 2 \times 56,03 \times 12,9$$

$$M_{max} = 1445,574 t.m$$

Le tableau suivant donne les valeurs des moments fléchissant  $M_{max}$  :

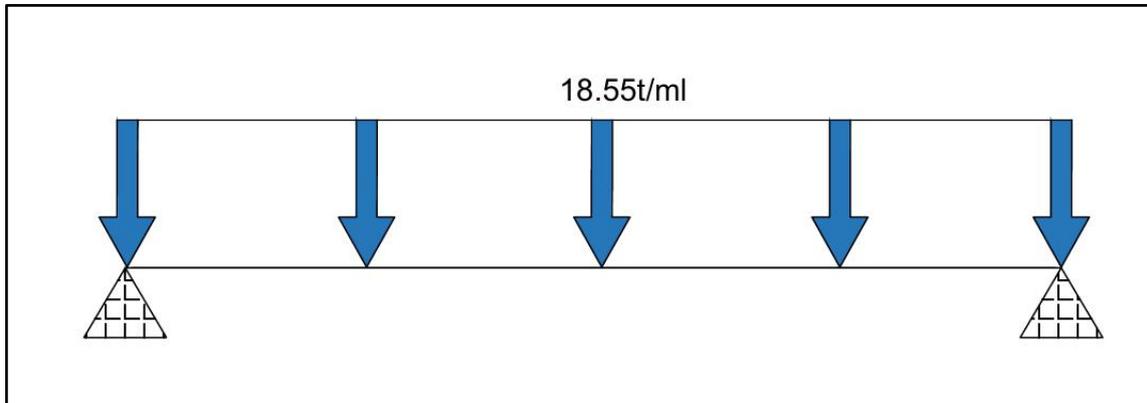
Table III-7:Moments maximums

Les charges	Moments maximum (t.m)
Poids propre	2586,36
Surcharge A(L)	1033,98
Surcharge Bc	906,28
Surcharge Bt	659,08
Système militaire Mc120	901,46
Charge exceptionnelle D240	1445,574

**III.6. Calcul des efforts tranchants**

**III.6.1. Effort tranchant dû au poids propre**

Le poids propre est considéré comme une charge uniformément répartie (Figure III.13).



**Figure III-13.**Poutre sous la charge du poids propre

$L=33.4 \text{ m}$

Donc :

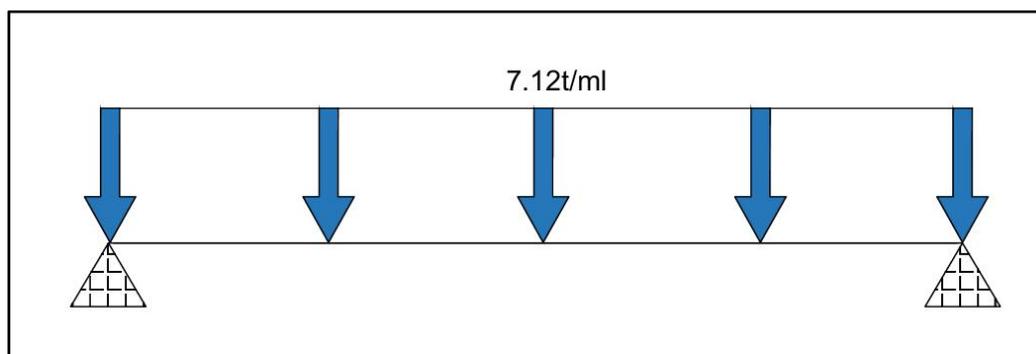
$$R_A = R_B = \frac{PL}{2} = 309.74 \text{ t}$$

$T_{\max} = R_A = 309.45 \text{ t}$

**III.6.2. Effort tranchant dû aux surcharges**

**III.6.2.1. Surcharges A (L)**

La charge est uniformément répartie (figure III-14)



**Figure III-14.**Charge due à A(L)

$L = 33.4\text{m}$

Donc :

$$R_A = R_B = PL/2$$

$T_{\max}= 123.8 \text{ t}$

III.6.2.2. Surcharges Bc

La répartition de Bc est indiquée dans la figure III-15.

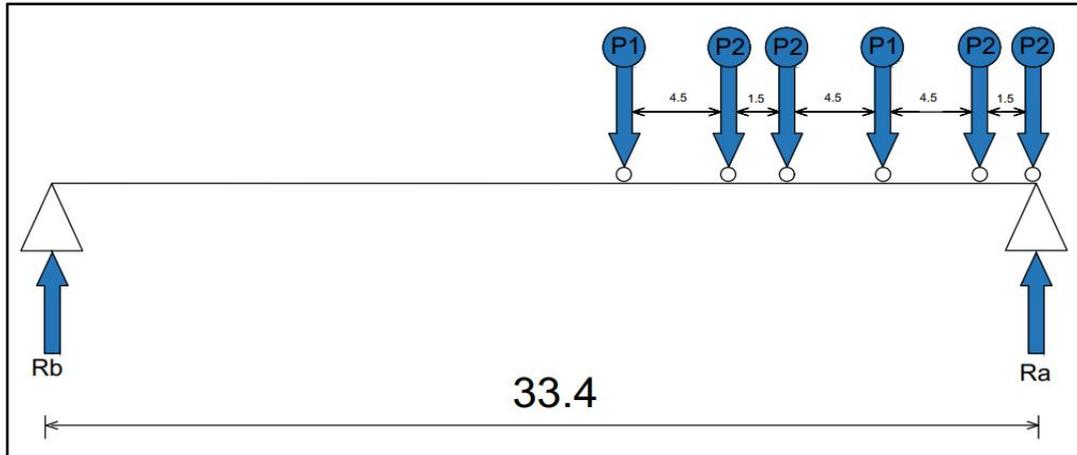


Figure III-15.Charges dues à la surcharge Bc

$$\sum M/B = R_A \cdot 33,4 - P_2 \cdot 33,4 - P_2 \cdot 31,9 - P_1 \cdot 27,4 - P_2 \cdot 22,9 - P_2 \cdot 1,4 - P_1 \cdot 16,9 = 0$$

Donc :  $R_A = 112.62 t$

$R_B = 30.25t$

$T_{max} = R_A = 112.62t$

III.6.2.3. Surcharges Bt

La répartition de Bt est indiquée dans la figure III-16.

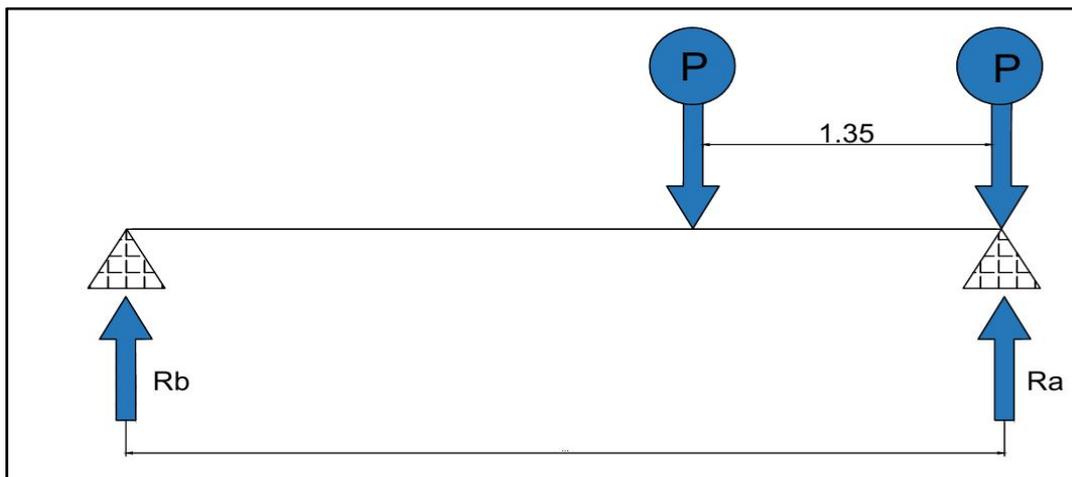


Figure III-16.Charges dues à la surcharge Bt

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 33.4 \cdot R_A - P \cdot 33,4 - P \cdot 32,05 = 0$$

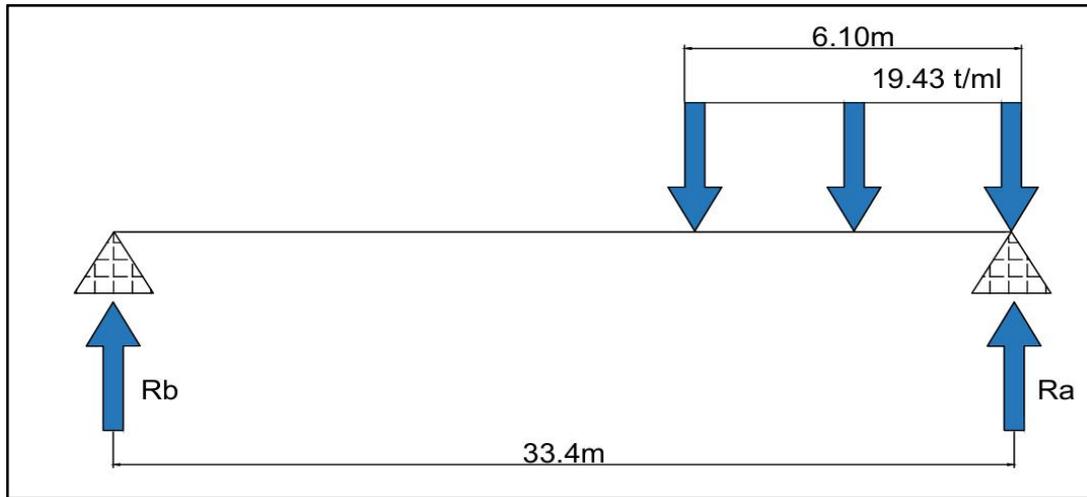
$R_A = 79,35t$

$R_B = 2,83t$

$T_{max} = R_A = 79.35t$

**III.6.2.4. Surcharges Mc120**

Sa répartition est montrée dans la figure III.17:



**Figure III-17.**Charges dues à la surcharge Mc120

$$\sum M/B = 33,4 \times R_A - 19,47 \times 6,10 \times (33,4 - 3,05) = 0$$

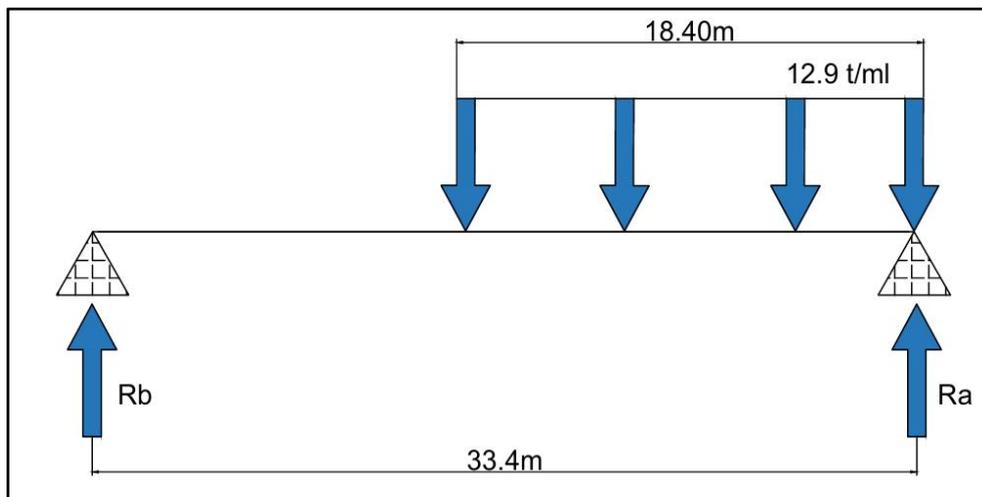
Donc :

$$R_A = 107,92 \text{ t} , R_B = 10,61 \text{ t}$$

$$T_{\max} = R_A = 107,92 \text{ t}$$

**III.6.2.5. Surcharges D240**

La figure III.18 illustre la répartition de ce type de charge :



**Figure III-18.**Charges dues à la surcharge D240

$$\sum M/B = 0$$

Donc

$$R_A = 173,13 \text{ t},$$

$$R_B = 66,87 \text{ t}.$$

$$T_{\max} = R_A = 173,13 \text{ t}$$

**Table III-8. Efforts tranchant maximum**

<b>Les charges</b>	<b>Efforts tranchant maximum (t)</b>
<b>Poids propre</b>	309,45
<b>Surcharge A(L)</b>	123,8
<b>Surcharge Bc</b>	112,62
<b>Surcharge Bt</b>	79,35
<b>Système militaire Mc120</b>	107,92
<b>Charge exceptionnelle D240</b>	173,13

### **III.7. Conclusion**

Après avoir déterminé les éléments de réduction dus aux différentes charges et surcharges appliquées à notre ouvrage, nous procédons à l'étude de la superstructure.



**CHAPITRE IV**  
**ETUDE DE LA**  
**SUPERSTRUCTURE**



### IV.1. Introduction

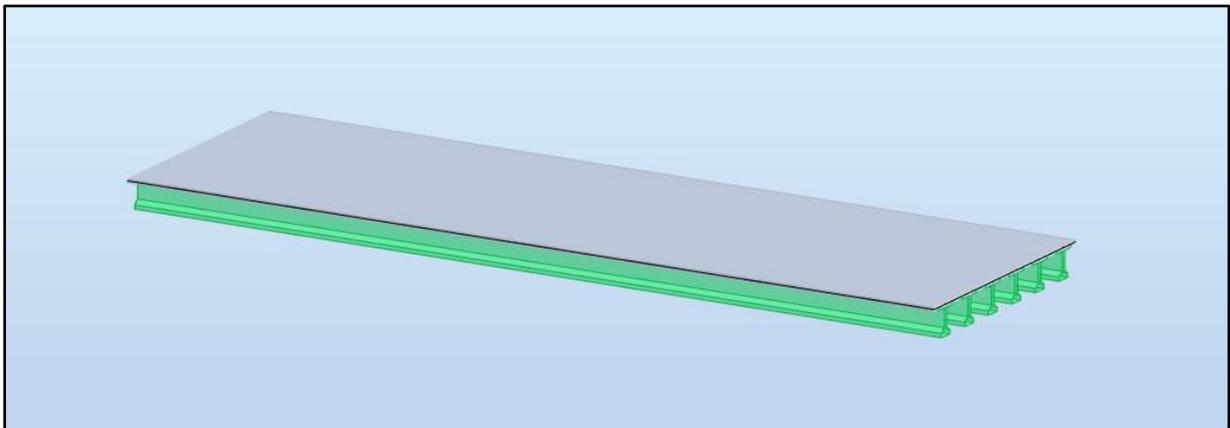
Ce chapitre est consacré à l'étude détaillée de la superstructure du pont. Il débute par la modélisation du tablier avec Robot Structural Analysis 2025, suivie de l'étude de la précontrainte par post-tension. Ensuite, le calcul justificatif de la poutre et de la flèche permet de vérifier la conformité aux exigences de service, et pour terminer par le ferrailage de l'hourdis et des entretoises, garant de la durabilité de l'ouvrage.

### IV.2. Modélisation

Dans notre étude, l'ouvrage est une structure à trois travées isostatiques. Nous nous concentrerons sur une seule travée composée de 6 poutres et d'une dalle de 25 cm d'épaisseur. Les poutres, modélisées comme des éléments en section, reposent sur un appui simple d'un côté et sur un appui double de l'autre. La dalle est considérée comme un élément panneau.

La modélisation se réalise en plusieurs étapes :

- **a.** Définir les caractéristiques des matériaux ainsi que les unités, normes et les règlements utilisés.
- **b.** Concevoir les différentes sections de l'ouvrage à l'aide du logiciel AutoCAD, puis les importer dans Robot.
- **c.** Spécifier les conditions d'appui.
- **d.** Construire la structure (grille du système d'axes, poutres et dalle).



**Figure IV.1.** Modélisation des poutres et la dalle

e. Définition et application des chargements à la structure :

**Les charges appliquées sont :**

- Charges permanentes des éléments porteurs CP.
- Charges permanentes des éléments non porteurs CPP :
  - Poids du revêtement (1,49t/ml).
  - Poids des corniches (0,61t/ml).
  - Poids des glissières de sécurité (0,07t/ml).
  - Poids des gardes corps (0,05t/ml).

- Poids de terre-plein central (TPC) (0,02t/ml).
- Poids de trottoir (1,11t/ml).

La figure IV.2 présente Charges permanentes :

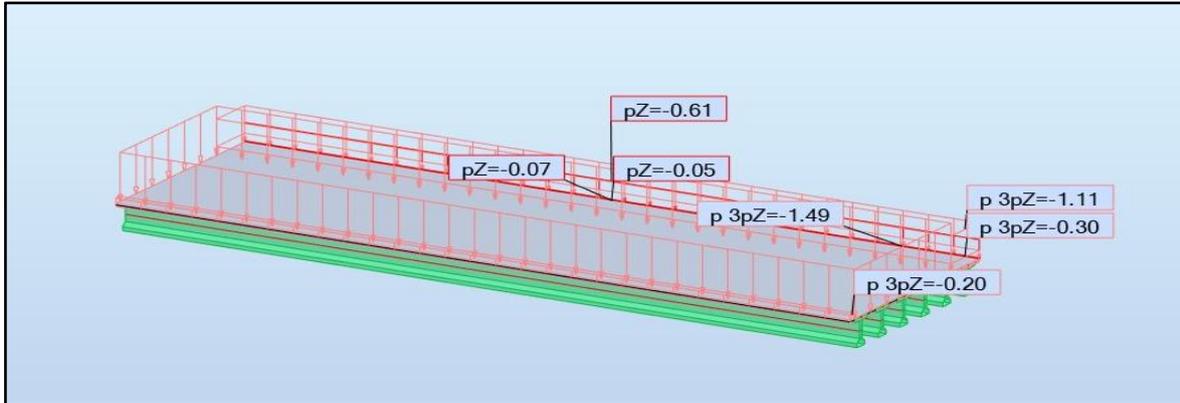


Figure IV.2.Chargement CCP

Les surcharges :

- La figure IV.3 présente le système de charge A(L)

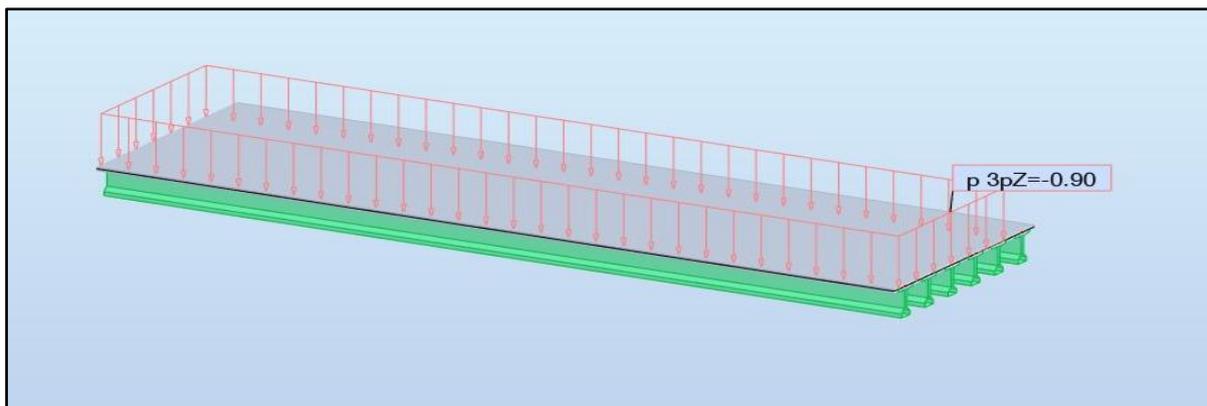


Figure IV.3.Charge A(L)

- La figure IV.4 présente le système de charge Bc

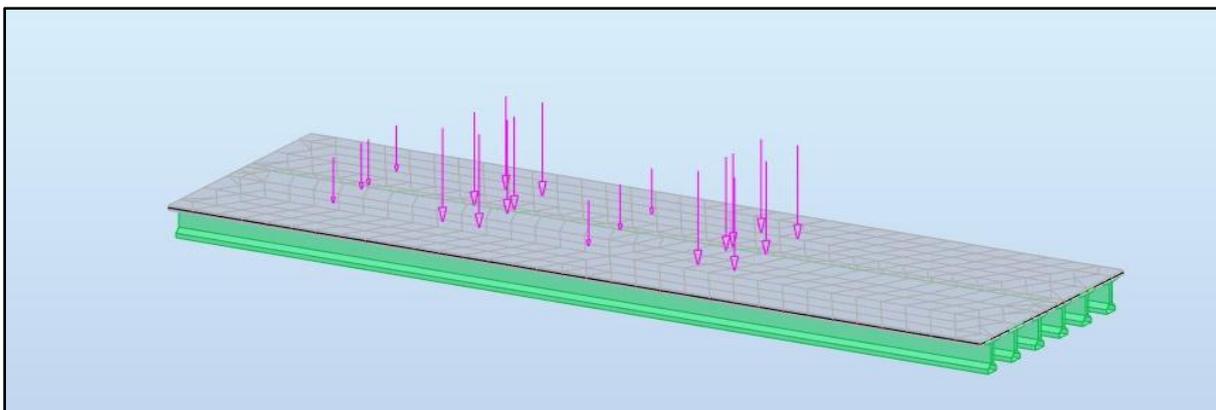


Figure IV.4.Charge Bc

- La figure IV.5 présente le système de charge Mc120

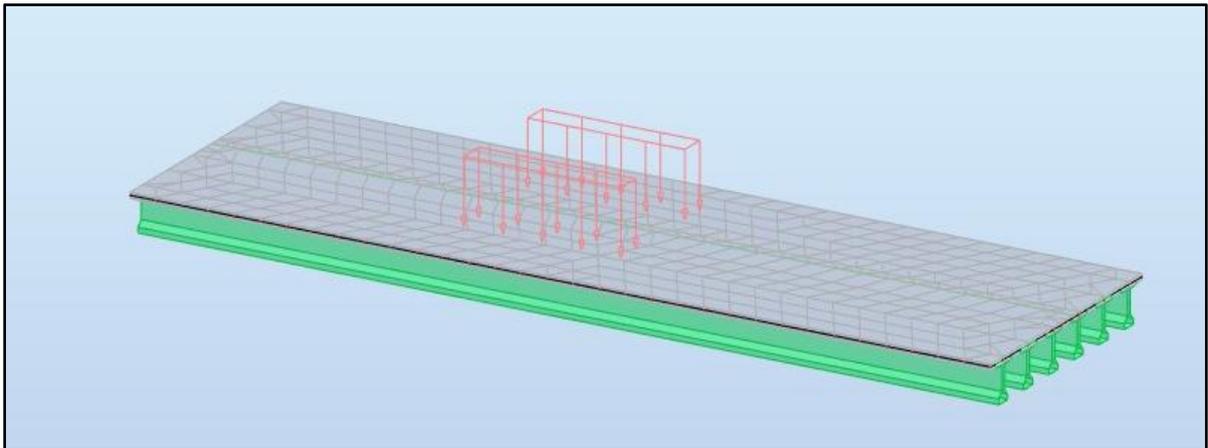


Figure IV-5.Charge Mc120

- La figure IV.6 présente le convoi exceptionnel D240

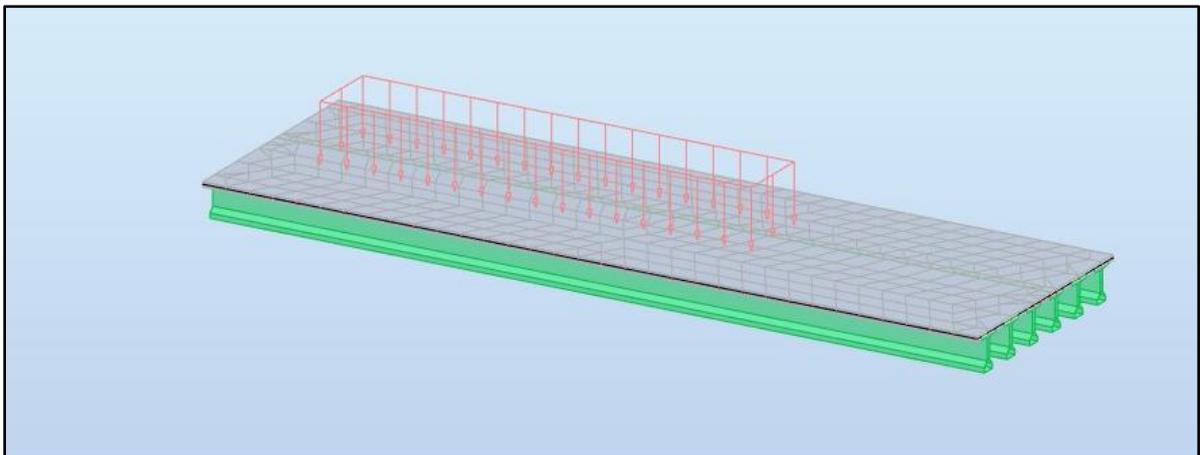


Figure IV-6.Charge D240

g. Définition des combinaisons de calcul.

Table IV-1:Combinaisons d'actions

Action prépondérantes	Combinaison	$M_y$ (t.m)	$T_z$ (t)
ELU	$1.35G + 1.6(A(L) + ST)$	689.3	134.24
	$1.35G + 1.6(B_c + ST)$	657.83	130.07
	$1.35G + 1.35Mc120$	641.82	131.84
	$1.35G + 1.35 D240$	742.46	161.63
ELS	$G + 1.2(A(L) + ST)$	512.36	99.77
	$G + 1.2(B_c + ST)$	488.40	96.64
	$G + Mc120$	475.42	97.66
	$G + D240$	549.97	119.73

### IV.2.1. Résultats obtenus

Après l'intégration des données requises, nous avons obtenu les valeurs maximales du moment fléchissant et de l'effort tranchant correspondant :

- **Moment fléchissant dû au poids propre**

La figure IV-7 présente le moment fléchissant dû au poids propre



Figure IV-7. Moment fléchissant dû au (poids propre + charge permanente complémentaire)

- **Moment fléchissant maximal à l'ELS**

Le moment fléchissant maximal à l'ELS est obtenu avec la combinaison **G+D240**

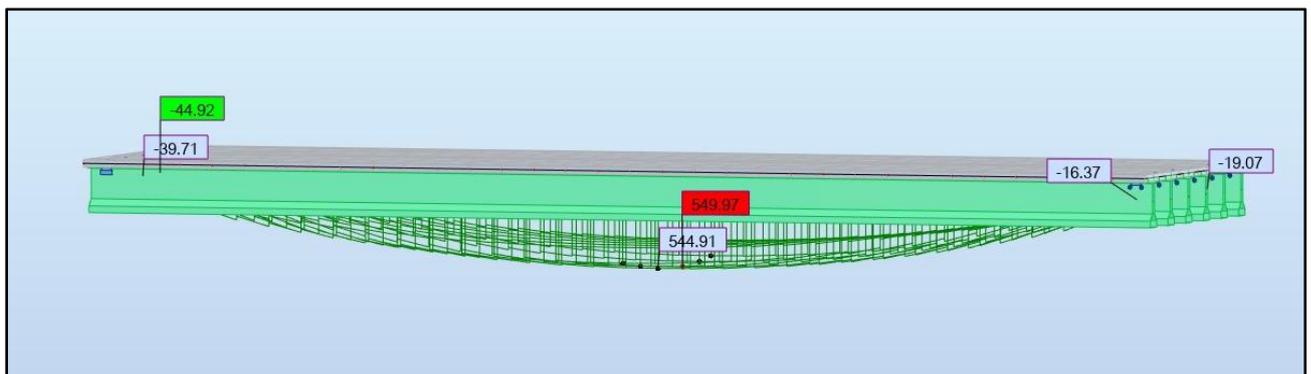
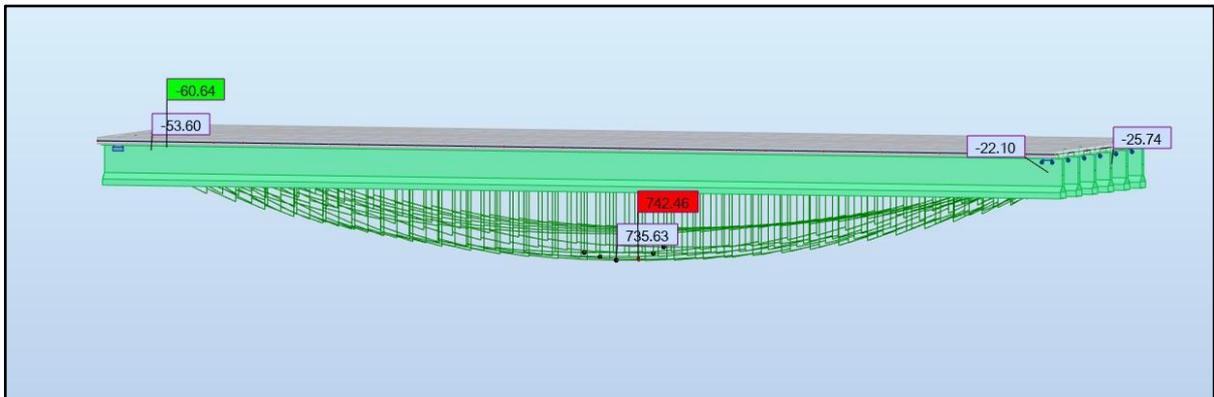


Figure IV-8. Moment fléchissant maximal à l'ELS

- **Moment fléchissant maximal à l'ELU**

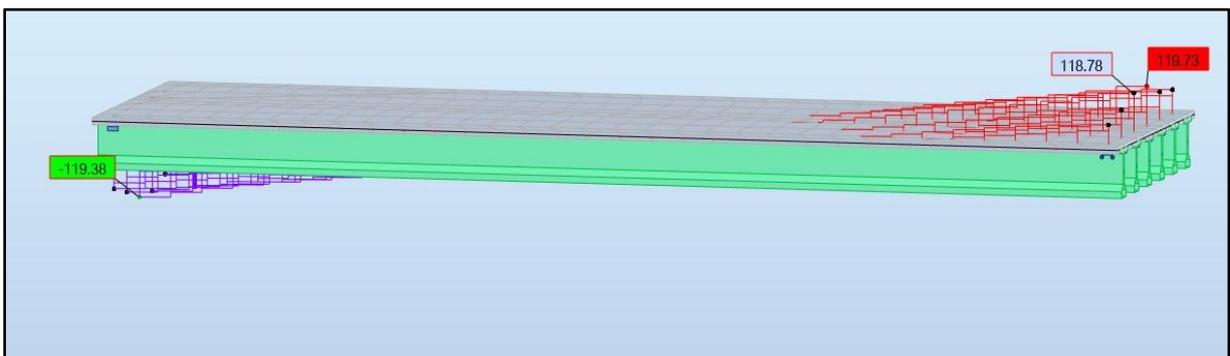
Le moment fléchissant maximal à l'ELU est obtenu avec la combinaison **1.35G+1.35D240**



**Figure IV-9.**Moment fléchissant maximal à l'ELU

- **Efforts tranchants maximaux à l'ELS**

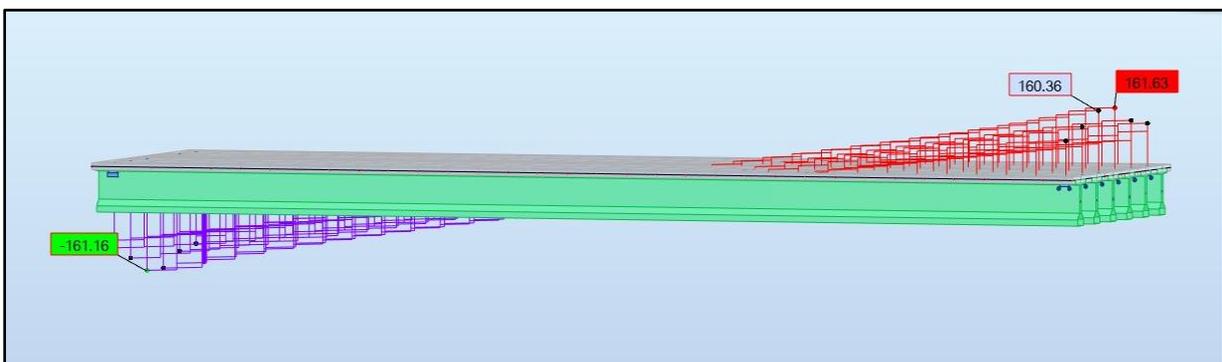
Efforts tranchants maximaux à l'ELS est obtenu avec la combinaison **G+D240**



**Figure IV-10.**Efforts tranchants maximaux à l'ELS

- **Efforts tranchants maximaux à l'ELU**

Efforts tranchants maximaux à l'ELU est obtenu avec la combinaison **1.35G+1.35D240**



**Figure IV-11.**Efforts tranchants maximaux à l'ELU

- À l'ELU :  $1,35G + 1,35D_{240}$  :  
 $M_{max} = 742.46 \text{ t.m}$  et  $T_{max} = 161.63 \text{ t}$
- À l'ELS :  $G + D_{240}$  :  
 $M_{max} = 549.97 \text{ t.m}$  et  $T_{max} = 119.73 \text{ t}$

### IV.3. Étude de la précontrainte des poutres : (Selon les recommandations du BPEL [8])

La précontrainte est une technique qui permet de réaliser des structures à grandes portées tout en garantissant à la fois sécurité et économie. Son principe repose sur la création d'une contrainte de compression préalable, ce qui permet de compenser l'effet de traction excessif dû aux charges appliquées. Ainsi, le béton précontraint reste toujours soumis à une compression ou à des forces de traction faibles, ce qui lui permet de travailler à pleine résistance, contrairement au béton armé.

Il existe deux types de précontrainte :

- La précontrainte par post-tension.
- La précontrainte par pré-tension.

Dans notre étude, la méthode utilisée est la précontrainte par post-tension.

#### IV.3.1. Précontrainte par post-tension

Ce mode de précontrainte consiste à mettre en tension des câbles déjà insérés dans des gaines après que le béton ait été coulé et durci, à l'aide d'un vérin appliqué sur le béton. Une fois la tension souhaitée atteinte, le câble est bloqué à l'aide d'un système d'ancrage, par lequel un coulis de mortier est injecté afin de protéger les câbles contre la corrosion.

Les différentes étapes de la mise en œuvre de la précontrainte par post-tension sont présentées dans l'ordre d'exécution (de 1 à 4) dans la figure suivante

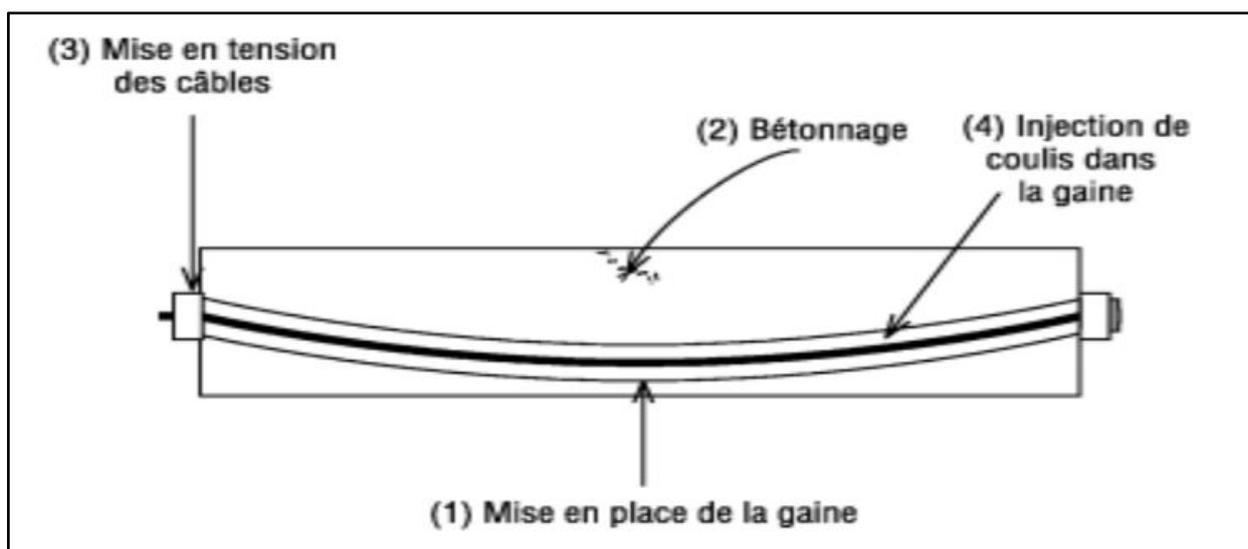


Figure IV.12. Les étapes de la mise en œuvre de la précontrainte par post-tension

**IV.3.2. Dimensionnement de la précontrainte**

**IV.3.2.1. Données de calcul**

Les moments fléchissant et les efforts tranchants à l'ELS sont résumés dans le tableau VI.2.

**Table IV.2: Résultats de logiciel**

$M_{\max}$ (MN.m)	5.5
$M_{\min}$ (MN.m)	3.98
$M_{\text{poutre}}$ (MN.m)	2.13
$V_M$ (MN)	1.19
$V_m$ (MN)	0.81

- $M_{\text{poutre}}$ : Moment de poids propre de la poutre.
- $M_{\min}$ : Moment du aux charges permanentes.
- $M_{\max}$ : Moment généré par les actions variables de toutes natures.
- $V_M$  : Effort tranchant maximal
- $V_m$ : Effort tranchant minimal

**Table IV.3: Caractéristiques géométriques de la poutre**

	Section d'about		Section médiane	
	Poutre	Poutre+dalle	Poutre	Poutre+dalle
<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	0.966	1.34	0.5357	0.9075
<b>H (m)</b>	1.5	1.75	1.5	1.75
<b>v (m)</b>	0.71	0.69	0.78	0.6
<b>v' (m)</b>	0.79	1.02	0.72	1.12
<b>I<sub>G</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0.196	0.370	0.158	0.328
<b>ρ (%)</b>	38	39	56	51

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis a mis-travée.

### IV.3.3. La valeur de la précontrainte minimale en service

Le calcul est réalisé selon la classe II

$$P_{\min} = \text{Sup} (P_I, P_{II})$$

- Section sous critique

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{\overline{\sigma_{bt1}} \times I}{v'} + \frac{\overline{\sigma_{bt2}} \times I}{v}}{\rho \times h}$$

- Section sur critique :

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \frac{\overline{\sigma_{bt2}} \times I}{v'}}{v' + \rho \times v - d'}$$

Tel que :

- $v$  et  $v'$  : distance de son centre de gravité aux fibres extrêmes  $v + v' = h$ .
- $I$  : l'inertie.
- $\rho$  : son rendement géométrique.
- $M_p$ : Moment de poids propre.
- $M_{\min}$ : Moment du aux charges permanentes additionnelles.
- $M_{\max}$ : Moment généré par les actions variables de toutes natures.
- $\overline{\sigma_{bt1}}$  et  $\overline{\sigma_{bt2}}$  : Contraintes limites de traction.
- $\overline{\sigma_{bt1}} = -1.5 \times f_{t28}$
- $\overline{\sigma_{bt2}} = f_{t28}$

Table IV.4: Détermination de Pmin

$\overline{\sigma_{bt1}}$ (MPa)	-3
$\overline{\sigma_{bt2}}$ (MPa)	-4.5
$d'$ (m)	0.16
$P_I$ (MN)	-1.86
$P_{II}$ (MN)	3.82
$P_{\min}$ (MN)	3.82

### IV.3.4. Détermination du nombre de câbles N

On a :

$P$  : effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15 peut créer.

$$P = \sigma_{p0} \times A_p = 1440 \times 1680 \times 10^{-6} = 2,4 \text{ MN}$$

$\sigma_{p0}$ : tension à l'origine donnée par l'inégalité:

$$\sigma_{p0} \leq (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) = \text{Min} (1488; 1440) = 1440 \text{ MPa}$$

Avec :

$$Ap(\text{section nominale}) = 1680 \text{ mm}^2; (12T15)f_{prg} = 1860 \text{ MPa}; f_{peg} = 1600 \text{ Mpa}$$

La section est sur-critique

L'estimation des pertes à 30% donne:

$$P_{min} \leq N \cdot P(x, t)$$

$$\text{Avec : } P(x, t) = P_0 - \Delta P_0$$

$$P_{min} \leq N \times 0,70 P_0 \text{ D'où}$$

$$N \geq 2,28 . \text{ Donc On prend } N = 3 \Rightarrow \mathbf{3 \text{ câbles } 12T15.}$$

#### IV.3.5. Vérification de la précontrainte

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre suele a mis-travée (sans hourdis).

$$e_0 = -(v' - d) = -(0,79 - 0,16) = -0,63 \text{ cm.}$$

Nous devons vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieure et inférieure

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A} + \frac{V}{I} (P \times e_0 + M_{POUTRE}) \geq 1,5 f_t = -4,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{5,02}{0,966} + \frac{0,7}{0,196} \times (5,02 \times (-0,63) + 2,13) = 1,78 \text{ MPA} \geq -4,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A} - \frac{V}{I} (P \times e_0 + M_{POUTRE}) \leq 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{5,02}{0,966} - \frac{0,7}{0,196} \times (5,02 \times (-0,63) + 2,13) = 9,16 \text{ MPa} \leq 24 \text{ MPa}$$

#### IV.3.6. Tracé et disposition des câbles de précontrainte

##### IV.3.6.1. Dispositions des câbles à l'about

On prend un espacement de 30cm ( $e_0$ ) entre deux câbles successifs, et on détermine  $e_1$  et  $e_2$  de telle sorte que le point d'application de résultante des forces de précontraints sortants sur la face d'about doit coïncider avec le centre de gravité de la section (moment nul à l'appui).

$$\text{On a : } M_{p/\text{about}} = 0$$

Donc :

$$3 \cdot P \cdot v' = P \cdot e_2 + P(e_2 + e_1) + P(e_2 + 2e_1)$$

$$e_1 = 30 \text{ cm}$$

$$e_2 = v' - e_1 = 79,61 - 30 \text{ cm et } e_2 = 49,61 \text{ cm}$$

$$e_3 = v - e_1 = 70,4 - 30 \text{ cm et } e_2 = 40,36 \text{ cm}$$

La disposition des câbles à l'about est donnée dans la figure IV.13

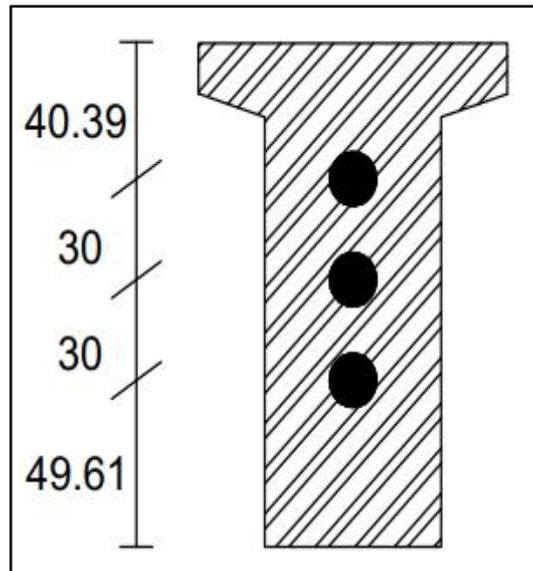


Figure IV.13. Tracé des câbles sortants de l'about

#### IV.3.6.2. Position des câbles à mi- travée

La distance entre deux câbles est fixée selon les recommandations du BPEL91, elle est égale ou supérieure au diamètre de la gaine, nous prenons l'espacement égale aux diamètres de la gaine étant  $\Phi = 8cm$ .

On a :

$$d = 16 cm = 15cm.$$

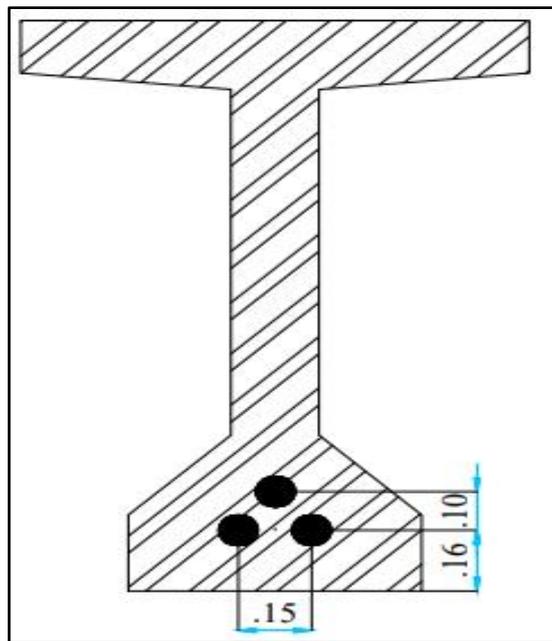


Figure IV.14. Disposition des câbles à mi- travée.

#### IV.3.6.3. Détermination de l'angle de relevage

Aux extrémités, les contraintes de cisaillement sont généralement élevées. Par conséquent, le tracé optimal est celui qui permet de réduire au maximum l'intensité de ces contraintes. Les conditions liées à l'effort tranchant imposent des contraintes spécifiques au niveau des appuis.

L'angle de relevage  $\alpha$  est donné par la formule suivante :

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

Avec:

$V$ : l'effort tranchant limite que peut supporter la section d'appui.

$V_m$ : sous l'effet minimal des charges.

$V_M$ : sous l'effet maximal des charges.

$$V_M = 1,19 \text{ MN} \quad \text{et} \quad V_m = 0,255 \text{ MN}$$

$\alpha$ : angle de relevage du câble moyen au niveau de l'appui.

Donc on peut agir sur  $\alpha$  de façon à ne pas créer de cisaillement excessif.

$\bar{V}$  est estimé égal à :

$$\bar{V} = \tau \cdot bn \cdot 0,8h$$

$$P = 0,7 \times n \times P_0$$

$$P = 0,7 \times 3 \times 2,39 = 5,02 \text{ MN}$$

$\sigma_x$ : contrainte normale au niveau de la fibre neutre

$$\sigma_x = P/B$$

$$\sigma_x = 5,02/1,315 = 3,81 \text{ MPa}$$

$\tau$ : contrainte tangentielle limite à l'ELS :

$$\tau = \sqrt{0,4 \times f_t \times (f_t + \sigma_x)}$$

$$\tau = \sqrt{0,4 \times 3 \times (3 + 3,81)} = 2,86 \text{ MPa}$$

$b$ : largeur nette de la section d'about + hourdis

$$bn = b - n \times \emptyset$$

$$bn = 0,6 - 0,08 \times 2 = 0,44 \text{ m}$$

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

$$\bar{V} = \tau \cdot bn \cdot 0,8h$$

$$\bar{V} = 2,86 \times 0,44 \times 0,8 \times 1,77 = 1,78 \text{ MPa}$$

Donc, on a

$$-6,63^\circ \leq \alpha \leq 23,76^\circ$$

L'optimum théorique de l'angle de relevage

$$\alpha_0 = \text{Arcsin} \left( \frac{V_M + V_m}{P} \right) = \text{Arcsin} \left( \frac{1,2 + 0,255}{5,02} \right) = 16,84^\circ$$

On prend un angle de relevage de :

$$\text{Câble 1} = 3^\circ$$

$$\text{Câble 2} = 5^\circ$$

$$\text{Câble 3} = 7^\circ$$

#### IV.3.6.4. Tracé individuel des câbles

Chaque câble a un tracé parabolique avec une partie courbe et une partie rectiligne (Figure VI.4).

L'équation de la parabole de chaque câble est

$$y = ax^2$$

Avec :

$$dy/dx = \tan(\alpha) \Rightarrow \tan(\alpha) = 2a$$

$$\text{Câble 1} = 0.0081x^2$$

$$\text{Câble 2} = 0.012x^2$$

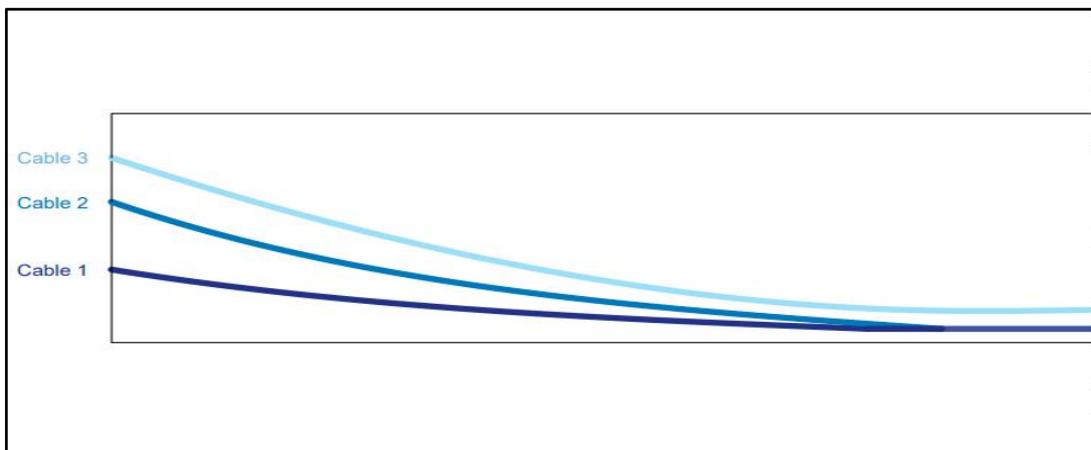
$$\text{Câble 3} = 0.018x^2$$

Les caractéristiques de la position des câbles sont données au tableau IV.5

**Table IV.5:** Tracés des câbles

$\alpha$	$\alpha$	$\tan \alpha$	$y_k$	$x_k$	$x_d$
<b>Câble 1</b>	3	0,052	0,336	6,41	10,29
<b>Câble 2</b>	5	0,087	0,636	7,26	9,44
<b>Câble 3</b>	7	0,12	0,836	6,80	9,9
<b>Câble moyen</b>	5	0,087	0,60	6,82	9,88

La figure suivant représente les tracés des câbles:



**Figure IV.15.** Tracé individuel des câbles

### IV.3.7. Calcul des pertes

Dans le domaine du béton précontraint, il est essentiel de noter que les pertes ne sont en aucun cas négligeables. En fait, elles représentant une réduction notable, généralement de l'ordre de 20 à 30% de précontrainte initiale. Ces pertes se, Ces pertes et chutes sont les suivantes :

#### Pertes instantanées :

- Pertes par frottement.
- Pertes par recul d'ancrage.
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

#### Pertes différées :

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

#### IV.3.7.1. Pertes de tension instantanées

##### IV.3.7.1.1. Pertes par frottement

Les pertes par frottement sont provoquées par les câbles en acier contre les gaines métalliques qui les entourent et qui servent de conduit.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta_{\sigma f}(x) = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\theta + \phi x)})$$

Tel que:

–  $f$  : coefficient de frottement en courbe,  $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$ .

–  $\phi$  : coefficient de perte de tension par unité de longueur,  $\phi = 0,002 \text{ m}$ .

–  $\sigma_{p0}$  : tension à l'origine,  $\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$ .

–  $x$  : abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage.

–  $\theta$  : déviation angulaire totale du câble sur la distance  $x$ , indépendamment de leur direction et de leur signe. :  $\theta = \alpha(\text{rad})$

**Table IV.6:** Valeurs des pertes dues aux frottements

$\alpha$ (deg)	$\alpha$ (deg)	$\theta$ (rad)	X=0	X=L/8	X=L/4	X=L/2
Câble 1 (MPa)	3	0,052	13,41	25,27	37,04	60,72
Câble 2 (MPa)	5	0,087	22,37	34,16	45,85	68,94
Câble 3 (MPa)	7	0,122	31,37	42,99	54,60	77,55
Valeur moyenne (MPa)			22.83	34.14	45.83	69.07

**IV.3.7.1.2. Pertes de tension par glissement d'ancrage**

Ce phénomène se produit lorsque les câbles de précontrainte glissent partiellement ou complètement à travers l'ancrage, réduisant ainsi la force de précontrainte initiale.

Ce type de perte est donné par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{rec}} = (\sigma_{p0} - \sigma_{p0}')(\lambda - x)/\lambda = 2\sigma_0 \Psi(\lambda - x)$$

Tel que :

$\sigma_{p0}$  : Contrainte initiale.

$\sigma_{p0}'$  : Contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_p$  : Perte de tension.

$g$  : Intensité du recul d'encrage,  $g=6\text{mm}$ .

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier,  $E_p = 195000 \text{ MPa}$

$\lambda$  : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$$\lambda = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times \Psi}}$$

$$\Psi = f(\alpha/l) + \phi$$

$$f = 0,18 \text{ rd} ; \phi = 0,002 \text{ m} ; \sigma \text{ (MPa)} = 1440\text{MPa}$$

Les valeurs de  $\lambda$  sont résumées dans le tableau IV.7

**Table IV.7:** Valeur de  $\lambda$  pour chaque câble

	$\alpha \text{ (rd)}$	$\Psi \cdot 10^{-3} \text{ (m)}$	$\lambda \text{ (m)}$
<b>Câble 1</b>	0.052	2.28	18.87
<b>Câble 1</b>	0.087	2.46	18.17
<b>Câble 1</b>	0.122	2.65	17.51

Les valeurs des pertes dues au recul d'ancrage aux différentes positions sont présentées dans le tableau VI.8.

**Table IV.8:** Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage

	<b>X = 0</b>	<b>X = L/8</b>	<b>X = L/4</b>	<b>X = L/2</b>
<b>Câble 1</b>	123.9	96.49	69.07	12.24
<b>Câble 2</b>	133.69	104.11	74.53	15.37
<b>Câble 3</b>	144.015	112.15	80.2	16.56
<b>Valeur moyenne en (MPa)</b>	133.86	104.25	74.6	29.44

#### IV.3.7.1.3. Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Dans la pratique, on admet que la perte de tension qui résulte du raccourcissement élastique du béton ( $\Delta\sigma_{rb}$ ) due à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes à chaque abscisse (x) est égale à :

$$\Delta\sigma_{rb}(x) = \frac{n-1}{2n} \sigma_b(x) \frac{E_{ij}}{E_p}$$

Les règles du béton précontraint aux états limites (BPEL) proposent la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{rb}(x) = \sigma_b(x) \frac{E_{ij}}{2E_p}$$

Tel que

- $E_{ij}$ : Module du Young instantanée de béton à 'j' jours, il est égal à  $11000(f_{c_j})^{\frac{1}{3}}$

Dans notre cas  $E_{ij} = 11000 \times (40)^{\frac{1}{3}} = 37619,47 MPa$ .

- $EP$  : Module d'élasticité des armatures,  $EP = 195000 MPa$ .
- $\sigma_b(x)$ : Contrainte normale du béton
- $M(x)$  : Moment fléchissant dû au poids propre.

$$\sigma_b(x) = \frac{p}{A} + \frac{M(x) \times e}{I_G} + \frac{P \times e^2}{I_G}$$

$$P = n \cdot A_p (1440 - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{rec}) = n \cdot 1660 \cdot 10 \cdot (1440 - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{rec})$$

**Table IV.9:** Valeurs des excentricités des câbles

	X=0	X=L/8	X=L/4	X=L/2
ycâble1 (m)	0.496	0.33	0.16	0.16
ycâble2 (m)	0.796	0.46	0.16	0.16
ycâble3 (m)	1.096	0.58	0.26	0.26
e <sub>1</sub> (m)	-0.30	-0.466	-0.636	-0.636
e <sub>2</sub> (m)	0	-0.336	-0.636	-0.636
e <sub>3</sub> (m)	0.30	-0.216	-0.536	-0.536
e <sub>moy</sub>	0	-0.339	-0.60	-0.60

Les résultats des pertes instantanées par raccourcissements du béton pour la première série de câbles sont mentionnés dans le Tableau IV.10

**Table IV.10:** Les résultats des pertes par raccourcissements du béton

	X=0	X=L/8	X=L/4	X=L/2
<i>A<sub>nette</sub></i>	9177	0.509	0.509	0.509
<b>I</b>	0.623	0.436	0.436	0.436
<b>P</b>	6.89	6.48	6.57	6.68
<i>e<sub>moy</sub></i>	0	-0.339	-0.6	-0.6
<i>M<sub>x</sub>(MN.M)</i>	0	1.288	1.935	2.58
<b>σ<sub>b</sub>(MPA)</b>	7.50	13.43	15.66	15.08
<b>Δσ<sub>rb</sub>(MPA)</b>	19.43	34.80	40.58	39.08

Les pertes totales dues aux pertes instantanées :

$$\sum \Delta \sigma_{\text{ins}}(\mathbf{x}) = \Delta \sigma_{\text{rb}}(\mathbf{x}) + \Delta \sigma_{\text{rec}} + \Delta \sigma_{\text{of}}(\mathbf{x})$$

**Table IV.11:** Les pertes totales dues aux pertes instantanées

	<b>X=0</b>	<b>X=L/8</b>	<b>X=L/4</b>	<b>X=L/2</b>
$\Delta\sigma_f(\mathbf{x})$	22.83	34.14	45.83	69.07
$\Delta\sigma_{rec}$	133.86	104.25	74.60	29.44
$\Delta\sigma_{rb}(\mathbf{x})$	19.43	34.80	40.58	39.08
$\Sigma\Delta\sigma_{ins}(\mathbf{x})$	176.12	173.19	161.01	137.56

### IV.3.7.2. Pertes différées

#### IV.3.7.2.1. Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de contraction du béton au fil du temps, causé par l'évaporation de l'excès d'eau présente dans le béton et par des réactions chimiques. Ce phénomène se produit principalement dans les premiers mois suivant le coulage. En conséquence, les armatures de précontrainte, qui sont fortement liées au béton par adhérence, subissent des variations de déformation similaires à celles du béton environnant, entraînant ainsi une réduction de la tension dans les câbles de précontrainte.

Est donnée par la formule suivante

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r$$

$E_p$ : Module d'élasticité des armatures,  $E_p = 195000 \text{ MPa}$ .

$\varepsilon_r$ : Retrait total du béton,  $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$

$$\Delta\sigma_r = 58.5 \text{ (MPa)}$$

#### IV.3.7.2.2. Pertes par relaxation des aciers

Les pertes de tension par relaxation expriment une diminution graduelle de la force de précontrainte dans les éléments, résultant de la relaxation du matériau sous contrainte au fil du temps.

Ce type de perte est donné par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \rho_{1000} (\mu(x) - \mu_0) \sigma_{pi}(x)$$

Tel que :

$\rho_{1000} = 2.5\%$  (La relaxation à 1000h)

$\mu(x) = \sigma_{pi}(x) / f_{prg}$

$\sigma_{pi}(x)$ : est la contrainte initiale, c'est-à-dire après les pertes instantanées.

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{ins}$$

$f_{prg}$ : Contrainte limite de rupture garantie  $f_{prg} = 1860$  MPA

$\mu_0$  : Coefficient pris pour l'armature TBR,  $\mu_0 = 0.43$  (BPEL 91).

Les calculs des pertes sont mentionnés dans le tableau IV.12

**Table IV.12:** Pertes par relaxation des aciers

	X=0	X=L/8	X=L/4	X=L/2
$\sigma_{pi}(x)$	1263.88	1266.81	1278.99	1302.44
$\mu(x)$	0.68	0.68	0.687	0.7
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPA)	47.4	47.5	48.00	48.84

#### IV.3.7.2.3. Pertes par fluage

La perte de tension due au fluage est un phénomène courant. Elle se produit progressivement au fil du temps en raison de la déformation lente et continue du matériau sous contrainte.

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} 1.5 \cdot \sigma_b$$

$\sigma_b$ : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier.

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours

$$E_{ij} = 11000 \times (40)^{\frac{1}{3}} = 37619,47 \text{ MPa.}$$

$$P = n \cdot A_p (1440 - \Delta\sigma_{ins})$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le Tableau IV.13:

**Table IV.13:**Pertes par fluage

	<b>X=0</b>	<b>X=L/8</b>	<b>X=L/4</b>	<b>X=L/2</b>
<b>P (MN)</b>	6.29	6.30	6.368	6.487
<b><math>\sigma_b</math>(MPA)</b>	6.9	13.03	14.9	14.55
<b><math>\Delta\sigma_{fl}</math>(MPA)</b>	53.64	101.31	115.85	112.13

Les pertes totales dues aux pertes différées sont égales à :

$$\Sigma\Delta\sigma_{diff}(x) = \Delta\sigma_{ret} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{fl}$$

Les résultats sont résumés au tableau suivant

**Table IV.14:**Les pertes totales dues aux pertes différées

	<b>X=0</b>	<b>X=L/8</b>	<b>X=L/4</b>	<b>X=L/2</b>
<b><math>\frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel}(x)</math></b>	39.5	39.58	40	40.07
<b><math>\Delta\sigma_{ret}</math></b>	58.5	58.5	58.5	58.5
<b><math>\Delta\sigma_{fl}(x)</math></b>	53.64	101.31	115.85	112.13
<b><math>\Sigma\Delta\sigma_{diff}(x)</math></b>	151.64	199.39	214.35	210.7

Les résultats finaux des pertes des tensions sont représentés dans le tableau suivant :

**Table IV.15:**Les résultats finaux des pertes des tensions

	<b>X = 0</b>	<b>X = L/8</b>	<b>X = L/4</b>	<b>X = L/2</b>
<b><math>\Sigma\Delta\sigma_{tot}(x)</math></b>	327.76	372.58	375.36	348.26
<b>Pertes%</b>	22.57	25.8	26	24.1

#### **IV.3.8. Pourcentage des pertes**

Pour cette étude, le nombre nécessaire de câbles est égal à trois et le pourcentage maximal des pertes est d'environ 26%. Ce pourcentage est inférieur à l'estimation supposée (30%) donc les trois câbles reprennent largement les charges considérées

#### IV.4. Calcul justificatif des poutres

Réalisation de la vérification des contraintes normales et tangentielles conformément à la norme BAEL 91.

##### IV.4.1. Définitions des sections

On distingue différents types de sections, à savoir :

- **Section brute** : c'est la section du béton seul sans prendre en considération les trous des gaines et les aciers.
- **Section nette** : c'est la section comprenant la section brute et les trous des gaines.
- **Section homogène** : c'est la section comprenant la section nette et la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence.

##### IV.4.2. Caractéristiques nettes et homogènes de la section médiane

###### IV.4.2.1. Calcul des caractéristiques nettes

Le tableau suivant représente les caractéristiques brutes et nettes de la section médiane

**Table IV.16:**Caractéristiques brutes et nettes de la section médiane

	Poutre sans dalle		Poutre avec dalle	
	Section brute	Section nette	Section brute	Section nette
<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	0.5357	0.5206	0.9075	0.89244
<b>I(m<sup>4</sup>)</b>	0.484	0.479	1.449	1.436
<b>v'(m)</b>	0.78	0.79	1.12	1.13
<b>v(m)</b>	0.72	0.71	0.6	0.59

###### IV.4.2.1. Calcul des caractéristiques homogènes (poutre +dalle)

Le tableau suivant représente les caractéristiques homogènes de la section médiane

**Table IV.17:**Caractéristiques homogènes de la section médiane (poutre + dalle)

<b>A<sub>h</sub>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>I<sub>h</sub>(m<sup>4</sup>)</b>	<b>v'<sub>h</sub>(m)</b>	<b>v<sub>h</sub></b>
0.9176	1.458	1.14	0.58

**IV.4.3. Phases de construction**

Le tableau suivant représente les phases de construction

**Table IV.18:** Phases de construction

	1 <sup>ère</sup> phase : après 7 jours	2 <sup>ème</sup> phase : après 28 jours	3 <sup>ème</sup> phase : après collage dalle	4 <sup>ème</sup> phase : en service
$f_{cj}$	26.5	40	40	40
$f_{tj}$	2.19	3	3	3
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-3.29	-4.5	-4.5	-4.5
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.53	-2.1	-2.1	-3
$\bar{\sigma}_{bc}$	15.9	24	24	24
$\Delta P_0 \%$	12	12	15	30
$K$	0.5	1	1	1

**IV.4.4. Vérification des contraintes aux états limites de service (ELS)**

La vérification se fait à la classe II, selon le règlement (BPEL91) [8].

**IV.4.4.1. Vérification de la contrainte normale**

La précontrainte est représentée à un instant t par deux valeurs caractéristiques :

$$P_1(x, t) = 1.02 \times K \times P_0 - 0.80 \times K \times \Delta P(x, t) \rightarrow \text{en phase de construction}$$

$$P_2(x, t) = 0.98 P_0 - 1.20 \Delta P(x, t) \rightarrow \text{en phase de service}$$

Avec :

- $P_0$  : Précontrainte à l'origine.
- $\Delta P(x, t)$  : Perte de la précontrainte à l'abscisse x et l'instant t.
- K: Coefficient de mise en tension

On doit vérifier les contraintes  $\sigma_{inf}$ ,  $\sigma_{sup}$  tel que :

Etat à vide :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I_n} \times (M_P + M_{min}) \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} - \frac{v}{I_n} \times (M_P + M_{min}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Etat en charge :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{A_n} + \frac{v}{I_n} \times (M_P + M_{max}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{A_n} - \frac{v}{I_n} \times (M_P + M_{max}) \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

Avec :

- $\sigma_{bc}$  : contrainte de compression.
- $\sigma_t$  : contrainte de traction.
- P: effort de la précontrainte.
- $M_{min}$ : moment dû aux charges permanentes.
- $M_{max}$  : moment dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- $M_P$  : moment dû à la précontrainte.
- $A_n$  : section nette.
- $I_n$  : moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section.
- $\bar{\sigma}$ : contrainte admissible.

### Application numérique

On commence la vérification pour la première phase :

- **Calcul de  $P_1$  :**

$$\begin{aligned} P_1(x, t) &= 1.02 \times K \times P_0 - 0.80 \times K \times \Delta P(x, t) \\ &= 1.02 \times 0.5 \times 2.39 - 0.8 \times 0.5 \times 0.12 \times 2.39 = 1.1MN \end{aligned}$$

- **Contrainte due à la précontrainte :**

$$\sigma_{sup,inf} = \frac{3P_1}{A_n} = \frac{3 \times 1.1}{0.5357} = 6.16MPa$$

- **Contrainte due au poids propre de la poutre :**

$$M_{poutre} = \frac{q_{poutre} \times L^2}{8} = \frac{0.0153 \times 33.4^2}{8} = 2.13MN.m$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{poutre} \times v_n}{I_n} = \frac{2.13 \times 0.72}{0.479} = 3.2MPa$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{poutre} \times v'_n}{I_n} = \frac{2.13 \times 0.78}{0.479} = -3.47MPa$$

- **Contrainte due au moment de la précontrainte :**

$$M_P = -P_1 \times \sum (v'_n - Y_i)$$

$$= -1.1 \times ((0.78 - 0.16) + (0.78 - 0.16) + (0.78 - 0.26)) = 1.93MN.m$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times v_n}{I_n} = \frac{1.93 \times 0.72}{0.479} = -2.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{poutre} \times v_n'}{I_n} = \frac{1.93 \times 0.78}{0.479} = 3.14 \text{ MPa}$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{sup,inf} = \sigma_{précontrainte} + \sigma_{poids.propre} + \sigma_{moment \text{ de la précontrainte}}$$

$$\sigma_{sup} = 6.27 + 3.2 - 2.9 = 6.57 \text{ MPa} \geq -3.29 \text{ Vérifiée.}$$

$$\sigma_{inf} = 6.27 - 3.47 + 3.14 = 5.94 \text{ MPa} \leq 15.9 \text{ Vérifiée.}$$

**Phase 2 :**

- **Calcul de  $P_2$  :**

$$P_2(x, t) = 1.02 \times K \times P_0 - 0.80 \times K \times \Delta P(x, t)$$

$$= 1.02 \times 1 \times 2.39 - 0.8 \times 1 \times 0.12 \times 2.39 = 2.2 \text{ MN}$$

- **Contrainte due à la précontrainte :**

$$\sigma_{sup,inf} = \frac{3P_2}{A_n} = \frac{3 \times 2.2}{0.5357} = 12.36 \text{ MPa}$$

- **Contrainte due au poids propre de la poutre :**

$$M_{poutre} = \frac{q_{poutre} \times L^2}{8} = \frac{0.0153 \times 33.4^2}{8} = 2.13 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{poutre} \times v_n}{I_n} = \frac{2.13 \times 0.72}{0.479} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{poutre} \times v_n'}{I_n} = \frac{2.13 \times 0.78}{0.479} = -3.47 \text{ MPa}$$

- **Contrainte due au moment de la précontrainte :**

$$M_p = -P_2 \times \sum (v_n' - Y_i)$$

$$= -2.2 \times ((0.78 - 0.16) + (0.78 - 0.16) + (0.78 - 0.26)) = -3.87 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times v_n}{I_n} = \frac{-3.87 \times 0.72}{0.479} = -5.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times v_n'}{I_n} = \frac{-3.87 \times 0.78}{0.479} = 6.30 \text{ MPa}$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{sup,inf} = \sigma_{précontrainte} + \sigma_{poids.propre} + \sigma_{moment\ de\ la\ précontrainte}$$

$$\sigma_{sup} = 12.36 + 3.2 - 5.82 = 9.74MPa \geq -4.5 \text{ Vérifiée.}$$

$$\sigma_{inf} = 12.36 - 3.47 + 6.30 = 15.19MPa \leq 24 \text{ Vérifiée.}$$

**Phase 3 :**

- **Calcul de  $P_3$  :**

$$P_3(x, t) = 1.02 \times K \times P_0 - 0.80 \times K \times \Delta P(x, t)$$

$$= 1.02 \times 1 \times 2.39 - 0.8 \times 1 \times 0.15 \times 2.39 = 2.15MN$$

- **Contrainte due à la précontrainte :**

$$\sigma_{sup,inf} = \frac{3P_3}{A_h} = \frac{3 \times 2.15}{0.9176} = 7.03MPa$$

- **Contrainte due au poids propre de la poutre+dalle :**

$$M_{poutre+dalle} = 2.96MN.m$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{poutre+dalle} \times v_h}{I_h} = \frac{2.96 \times 0.58}{1.458} = 1.18MPa$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{poutre} \times v_h'}{I_h} = \frac{2.96 \times 1.14}{1.458} = -2.31MPa$$

- **Contrainte due au moment de la précontrainte :**

$$M_p = -P_3 \times \sum (v_h' - Y_i)$$

$$= -2.15 \times ((1.14 - 0.16) + (1.14 - 0.16) + (1.14 - 0.3)) = -6.02MN.m$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times v_h}{I_h} = \frac{-6.02 \times 0.58}{1.458} = -2.39MPa$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times v_h'}{I_h} = \frac{-6.02 \times (-1.14)}{1.458} = 4.7MPa$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{sup,inf} = \sigma_{précontrainte} + \sigma_{poutre+dalle} + \sigma_{moment\ de\ la\ précontrainte}$$

$$\sigma_{sup} = 7.03 + 1.18 - 2.39 = 5.82MPa \geq -4.5 \text{ Vérifiée.}$$

$$\sigma_{sup} = 7.03 - 2.31 + 4.7 = 9.42 MPa \leq 24 \text{ Vérifiée.}$$

**Phase 4 :**

- **Calcul de  $P_4$  :**

$$\begin{aligned} P_4(x, t) &= 0.98P_0 - 1.20 \Delta P(x, t) \\ &= 0.98 \times 2.39 - 1.20 \times 0.30 \times 2.39 = 1.48 MN \end{aligned}$$

- **Contrainte due à la précontrainte :**

$$\sigma_{sup,inf} = \frac{3P_4}{A_h} = \frac{3 \times 1.48}{0.9176} = 4.84 MPa$$

- **Contrainte due à la combinaison la plus défavorable :**

$$M_{G+D240} = 5.5 MN.m$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{G+D240} \times v_h}{I_h} = \frac{5.5 \times 0.58}{1.458} = 2.19 MPa$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{G+D240} \times v'_h}{I_h} = \frac{5.5 \times 1.14}{1.458} = -4.3 MPa$$

- **Contrainte due au moment de la précontrainte :**

$$M_p = -P_4 \times \sum (v'_h - Y_i)$$

$$= -1.48 \times ((0.78 - 0.16) + (0.78 - 0.16) + (0.78 - 0.3)) = -2.55 MN.m$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_p \times v_h}{I_h} = \frac{-2.55 \times 0.58}{1.458} = -1.014 MPa$$

$$\sigma_{inf} = \frac{M_p \times v'_h}{I_h} = \frac{-2.55 \times (-1.14)}{1.458} = 2 MPa$$

- **Contrainte totale :**

$$\sigma_{sup,inf} = \sigma_{précontrainte} + \sigma_{G+D240} + \sigma_{moment de la précontrainte}$$

$$\sigma_{sup} = 4.84 + 2.12 - 1.014 = 5.6 MPa \leq 24 \text{ Vérifiée.}$$

$$\sigma_{inf} = 4.84 - 4.3 + 2 = 2.54 MPa \geq -4.5 \text{ Vérifiée.}$$

**Table IV.19:** Valeurs des contraintes totales pour toutes les phases de construction

Phase	P(MN)	Contrainte totale (MPa)	Vérification
1	1.1	$\sigma_{sup} = 6.57 \geq - 3.29$	Vérifiée
		$\sigma_{inf} = 5.38 \leq 15.9$	
2	2.2	$\sigma_{sup} = 9.74 \geq - 4.5$	Vérifiée
		$\sigma_{inf} = 15.19 \leq 24$	
3	2.15	$\sigma_{sup} = 5.82 \geq - 4.5$	Vérifiée
		$\sigma_{inf} = 9.42 \leq 24$	
4	1.48	$\sigma_{sup} = 5.6 \leq 24$	Vérifiée
		$\sigma_{inf} = 2.54 \geq - 4.5$	

**IV.4.4.2. Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification des contraintes tangentielles s’effectue suivant les cinq étapes citées plus haut.

Pour cela, on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \bar{\tau}_1^2 \\ \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \left( f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = \bar{\tau}_2^2 \end{cases}$$

Avec :

$\tau$ : contrainte tangentielle qui est donnée par la formule suivante :

$$\tau(y) = \frac{V_{red}(y) \times S(y)}{b_n(y) \times I_n}$$

Avec :

- $\tau(y)$ : contrainte de cisaillement qui s’exerce sur une fibre d’ordonnée (y).
- $V_{red}(y)$  : effort tranchant réduit.
- $S(y)$  : moment statique par rapport à l’axe  $G_z$  de la partie de section située au-dessus de l’ordonnée y.
- $I_n$  : moment d’inertie net par rapport à l’axe  $G_z$
- $b_n(y)$ : largeur nette de l’âme de la poutre.

On done:

$$S(y) = \frac{I_n}{0.8 h} \Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}(y)}{0.8 \times b_n \times h}$$

Tel que :

$$\begin{cases} V_{red}(y) = V_{ser} - \sum P_i \sin(\alpha_i) \\ V_{ser} = \frac{g_{poutre} \times L}{2} \\ b_n = b_0 - m \times k \times \varphi \end{cases}$$

Avec :

- $b_n$ : largeur nette de la section au niveau  $y$  (déduction de largeur de gaine).

- $b_0$  : largeur brute de l'âme.

-  $m$ : nombre de gaines par lit.

-  $k = 0.5$  (phase 1).

-  $k = 1$  (autres phases) dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment

- $\varphi = 80$ mm diamètre de gaine.

$$b_n = 0.6 - 2 \times 0.5 \times 0.08 = 0.52$$

-  $\sigma_x$  la contrainte normale longitudinale au centre de gravité qui est donnée par la formule :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos(\alpha_i)}{A_n}$$

Avec :

- $P$  : force de précontrainte.

- $\alpha_i$  : angle de relevage du câble de la précontrainte.

### Justification pour la phase 01 :

Calcul de la contrainte tangentielle  $\tau(y)$

$$P_1 = 1.12 \text{ MN}$$

$$V_{red}(y) = V_{poutre} - \sum P_i \sin(\alpha_i)$$

$$V_{poutre} = \frac{g_{poutre} \times L}{2} = \frac{1.53 \times 33.4}{2} = 25.55 \text{ t} = 0.255 \text{ MN}$$

$$V_{red}(y) = 0.255 - 1.12(\sin(3.2) + \sin(5) + \sin(7)) = 0.05 \text{ MN}$$

La contrainte tangentielle est égale à

$$\tau(y) = \frac{V_{red}(y)}{0.8 \times b_n \times h} = \frac{0.824}{0.8 \times 0.52 \times 1.5} = 0.07 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte normale  $\sigma_x$

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos(\alpha_i)}{A_n} = \frac{1.12(\cos(3.2) + \cos(5) + \cos(7))}{0.52} = 6.43 \text{ MPa}$$

Vérification des inégalités :

$$\triangleright \bar{\tau}_1^2 = 0.4f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = 0.4 \times 2.19 \left( 2.19 + \frac{2}{3}6.43 \right) = 5.66 \text{MPa}^2$$

$$\triangleright \bar{\tau}_2^2 = \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) \left( f_{tj} + \frac{2}{3}\sigma_x \right) = 10.13 \text{MPa}^2$$

On a :

$$\tau^2 = 1.503 \text{MPa}^2 < \min(\bar{\tau}_1^2; \bar{\tau}_2^2) = 5.66 \text{MPa}^2$$

=> (vérifié)

De la même manière, on fait le calcul pour les autres phases.

Les résultats sont indiqués dans le tableau ci-dessous.

**Table IV.20:** Vérification des contraintes tangentielles à l'ELS

	<b>P (MN)</b>	<b>V<sub>red</sub>(MN)</b>	<b>σ<sub>x</sub>(MPa)</b>	<b>τ (MPa)</b>	<b>τ<sub>1</sub><sup>2</sup>(MPa<sup>2</sup>)</b>	<b>τ<sub>2</sub><sup>2</sup>(MPa<sup>2</sup>)</b>	<b>Vérification</b>
<b>Phase 1</b>	1.12	0.05	6.43	0.07	5.66	10.13	vérifié
<b>Phase 2</b>	2.15	0.314	12.35	0.046	13.38	19.18	vérifié
<b>Phase 3</b>	2.06	0.267	11.83	0.397	12.95	19.73	vérifié
<b>Phase 4</b>	2.01	0.66	11.54	0.982	12.73	19.81	vérifié

#### IV.4.5. Ferrailage de la poutre

##### IV.4.5.1. Armatures longitudinales de peau

Ces armatures limitent la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte.

La section de l'armature de peau est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 3r(m) = 3 \times 5.6 = 16.8 \text{ cm}^2 \\ 0.1 \times A_n = 0.1\% \times 5206 = 5.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

r: périmètre de la section à mi-travée sans hourdis.

A : Surface nette de la section à mi-travée.

$$A_{min} = 16.8 \text{ cm}^2$$

Soit 16HA12 (18.08 cm<sup>2</sup>).

##### IV.4.5.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues

Ces armatures équilibrent les sollicitations de traction qui peuvent apparaître dans certaines sections.

Il n'y a pas lieu de disposer des armatures longitudinales dans la zone tendue, on adopte un ferrailage minimal.

Pour cela on choisit une section d'armature de  $4\phi 14$

#### IV.4.5.3. Armatures transversales de peau

La section des armatures de peau serve à maintenir les armatures passives. Ces armatures sont disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre qui doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de largeur de parement.

Ceci correspond à environ un cadre HA12 espacées de 20 cm.

#### IV.4.5.4. Armatures passives transversales

Pour éviter une rupture fragile par effort tranchant, un minimum d'armature est nécessaire qui doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.6 \text{ MPa}$$

- $A_t$ : Section des armatures transversales.
- $S_t$ : Espacement entre les armatures.
- $b_n$ : Largeur nette.  $b_n = 0.44 \text{ m}$ .
- $f_e$ : Limite élastique d'acier. (500MPa).
- $\gamma_s$ : 1.15 .

Donc :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 \times \gamma_s \times b_n}{f_e} = 6.072 \times 10^{-4}$$

On fixe  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$  (2HA12)  $\Rightarrow S_t \leq 0.372 \text{ m}$

**Vérification :**

$$S_t = 0.37 \text{ m} < \min(0.8h; 3b_{\text{âme}}; 1\text{m}) = \min(1.37; 0.54; 1) = 0.54 \text{ m}.$$

#### IV.4.6. Vérification à l'ELU

##### IV.4.6.1. Justification des armatures transversales

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent les vérifications suivantes :

$$\tau_{red,u}(y) \leq \frac{f_{tj}}{3} + \frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times \frac{1}{\text{tg}(\beta)}$$

Avec :

$$\tau_{red,u}(y) = \frac{V_{red,u}}{0.8 \times h \times b_n} = \frac{1.24}{0.8 \times 1.75 \times 0.44} = 2.012 \text{ MPa}$$

$$V_{red,u} = V_{max,u} - \%pertes \times P \sum \sin(\alpha_i)$$

Avec :

P la force de la précontrainte en phase 4 :  $P = 2.04 \text{ MN}$ .

$$V_{red,u} = 1.62 - 0.7 \times 2.04 \times (\sin(3.2) + \sin(5) + \sin(7)) = 1.24 \text{ MN}$$

-Soit  $\beta$  l'angle de l'inclinaison de bielle de béton, tel que :

$$\text{tg}(2\beta) = \frac{\tau_{red,u}(y) \times 2}{\sigma_x} = \frac{2.05 \times 2}{6.64} = 0.617 \Rightarrow \beta = 15.88^\circ$$

$$\sigma_x = \frac{\sum P \cos(\alpha_i)}{A_n} = \frac{6.09}{0.917} = 6.64 \text{ MPa}$$

On prend  $\beta = 30^\circ$  (le minimum)

$$\bar{\tau} = \frac{3}{3} \times \frac{2.26 \times 10^{-4}}{0.44 \times 0.37} \times \frac{500}{1.15} \times \frac{1}{0.57} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red,u}(y) = 2.012 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.05 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(vérifiée)}$$

#### IV.4.6.2. Justification de la bielle de béton (la rupture par l'effort tranchant)

$$\tau_{red,u}(y) \leq \frac{f_{c28}}{4 \times \gamma_b} = \frac{40}{6} = 6.66 = \bar{\tau}$$

$$\tau_{red,u}(y) = 2.012 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 6.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(vérifiée)}$$

Le schéma de ferrailage des armatures passives est présenté dans les figures suivantes :

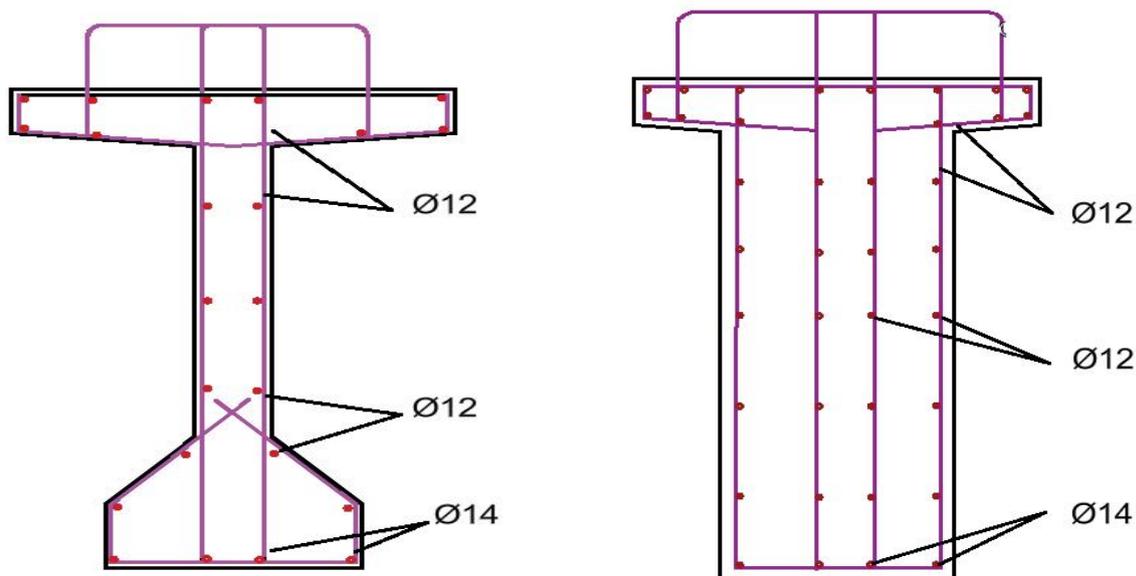


Figure IV.16. Ferrailage de la poutre

**IV.5. Calcul des flèches et contre flèches**

**IV.5.1. Flèche due au poids propre**

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie ( $q/m$ ). La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_G} = \frac{5 \cdot M_G \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

Avec :

$$L = 33.4m.$$

$$M_G = M_{min} = 3.98 MN.m$$

$E_v$  = Module de déformation longitudinale différée :  $E_v = 12653,82MPa$

$I_G$ : Moment d'inertie (poutre+ hourdis),  $I_G = 0.31m^4$ .

$$\Rightarrow f_G = 11.25cm$$

**IV.5.2. Flèche due aux surcharges**

$$f_s = \frac{5 \cdot M_S \cdot L^2}{48 \cdot E_v \cdot I_G}$$

$$M_S = M_{max} - M_{min} = 1.52 MN.m$$

$$\Rightarrow f_s = 4.5cm$$

**IV.5.3. Contre-flèche**

Flèche due à la précontrainte est donnée par :

$$f_p = \int_0^l \frac{M_p \cdot \bar{M}}{E_v \cdot I_G}$$

Avec :

$\bar{M}$ : Moment unitaire à mi- travée.

$M_p(x)$ : Moment dû à la précontrainte, donné par l'expression suivante :

$$M_p(x) = \sum N_i \times E_{pi}$$

$$\begin{cases} N_i = \sum P_i \times \cos(\alpha_i) \\ A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p(x)) \end{cases}$$

Les résultats sont donnés par :

• **Section d'about**

$$P_1 = 1660 \times 10^{-6} \times (1440 - 327.76) \times \cos(3) = 1.84MN$$

$$P_2 = 1660 \times 10^{-6} \times (1440 - 327.76) \times \cos(5) = 1.853MN$$

$$P_3 = 1660 \times 10^{-6} \times (1440 - 327.76) \times \cos(7) = 1.86MN$$

• Section médiane

$$P_1 = P_2 = P_3 = 1660 \times 10^{-6} \times (1440 - 348.3) = 1.81 \text{ MN}$$

Le tableau suivant représente le calcul de moment de la précontrainte moyenne

Table IV.21: Calcul du moment de précontrainte moyenne

Section	Câble		M <sub>p</sub> (MN.m)
	e(m)	P <sub>i</sub> (MN)	
About	-0.3	1.84	0.006
	0	1.853	
	0.3	1.86	
Mi-Travée	-0.636	1.81	-3.27
	-0.636	1.81	
	-0.536	1.81	

Les diagrammes de M<sub>p</sub> et  $\bar{M}$  sont montrés dans les figures suivantes :

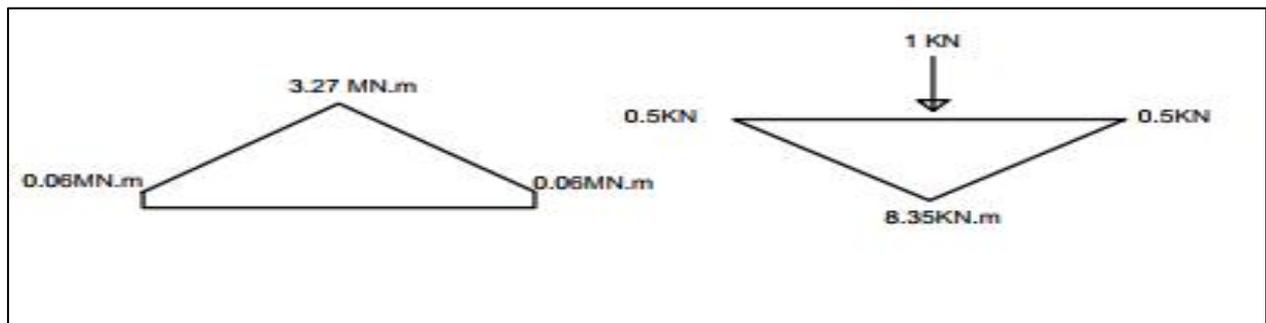


Figure IV.17. Diagramme de M<sub>p</sub> et  $\bar{M}$

On a :

$$\int_0^1 M_p \times \bar{M} dx = \frac{1}{6} \times 8.35 \times 16.7 (-0.06 + 2 \times (-3.27)) = -153.39$$

$$f_p = \frac{-153.39 \times 2}{12653.82 \times 0.158} = -0.153 \text{ m}$$

$$f_p = -15.3 \text{ cm (Flèche dirigée vers le haut)}$$

IV.5.4. Flèche de construction

$$f_c = \frac{3}{4} \times (|f_p| - f_G) = 3.04 \text{ cm}$$

#### IV.5.5. Flèche en service

La flèche en service est donnée par :  
-A vide :

$$f = f_G + f_p + f_c = -1.01 \text{ cm}$$

En charge :

$$f = f_G + f_s + f_p + f_c = 3.49 \text{ cm}$$

La flèche calculée en charge :  $f = 3.49 \text{ cm}$ .

La flèche admissible :  $(L/500 = 6.7 \text{ cm})$  doit être supérieure à la flèche calculée.

d'où la condition est vérifiée.

#### IV.6. Calcul des rotations au niveau des appuis

##### IV.6.1. Rotation sous le poids propre

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_G = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E_V \cdot I_G} = \frac{M_G \cdot L}{3 \cdot E_V \cdot I_G}$$

Avec :

$$L = 33.4 \text{ m.}$$

$$M_G = M_{\min} = 3.98 \text{ MN.m}$$

$E_V$  = Module de déformation longitudinale différée :  $E_V = 12653,82 \text{ MPa}$

$I_G$  : Moment d'inertie (poutre+ hourdis),  $I_G = 0.31 \text{ m}^4$ .

$$\Rightarrow \theta_G = 11.3 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

##### IV.6.2. Rotation sous les surcharges

$$\theta_s = \frac{M_s \cdot L}{3 \cdot E_V \cdot I_G} = 4.31 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

Avec :  $M_G = 1.52 \text{ MN.m}$

##### IV.6.3. Rotation d'appui sous l'effet de la précontrainte

La rotation due à la précontrainte est donnée par :

$$\theta_p = \frac{1}{E_V \cdot I_G} \int M_p \cdot \bar{M} \cdot dx$$

Les diagrammes de  $M_p$  et  $\bar{M}$  sont montrés dans les figures suivantes :

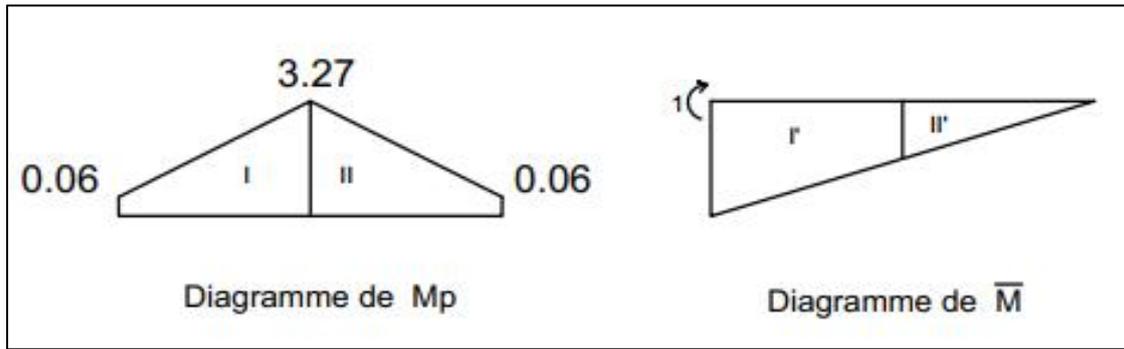


Figure IV.18. Diagramme de  $M_p$  et  $\bar{M}$

$$\int M_p \cdot \bar{M} \cdot dx = I \cdot I' + II \cdot II' = \frac{16.7}{6} \left( 1 \times (2 \times 0.06 + 3.27) + \frac{1}{2} (0.06 + 2 \times 3.27) \right)$$

$$+ \frac{1}{6} \times \frac{1}{2} \times 16.7 \times (0.06 + 2 \times 3.27)$$

$$\int M_p \cdot \bar{M} = 28.35$$

Donc :

$$\theta_p = -7.22 \times 10^{-3} \text{rad}$$

#### IV.6.4. Rotation en service

La rotation en service est donnée par :

-A vide :

$$\theta = \theta_G + \theta_p = 4.48 \times 10^{-3} \text{rad}$$

En charge :

$$\theta = \theta_G + \theta_s + \theta_p = 8.79 \times 10^{-3} \text{rad}$$

#### IV.7. Calcul des déplacements

##### IV.7.1. Déplacement dû à une rotation d'appui

Le déplacement engendré par la rotation d'appui est donné par :

$$\Delta_\theta = \frac{\theta \cdot h_t}{2} = 7.7 \times 10^{-3} \text{m}$$

$\theta$  : valeur obtenue sous combinaison de charge (en service).

#### IV.7.2. Déplacement dû au retrait

C'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On utilise une première approximation :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \cdot L}{2} = 5.01 \times 10^{-3} m$$

Avec :  $\varepsilon_r = 0,0003$

#### IV.7.3. Déplacement dû au fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées. On prend comme première approximation :

$$\Delta_f = \frac{\sigma_{bm} \cdot L}{2 \cdot E_i}$$

$\sigma_{bm}$ : valeur moyenne des contraintes au niveau de l'axe neutre sous P et sous charges de longue durée,  $\sigma_{bm} = 15.08 \text{ MPa}$

$E_i = 37619,47 \text{ MPa}$

$$\Delta_f = 6.7 \times 10^{-3} m$$

#### IV.7.4. Déplacement dû à la variation de température

Le déplacement dû à la température est donné par l'expression :

$$\Delta_T = \frac{E_{tem} \cdot L}{2} = 5.68 \times 10^{-3} m$$

Avec :

$E_{tem} = 3.4 \times 10^{-4}$ : coefficient dépendant de la température.

#### IV.7.5. Déplacement total

$$U = \frac{2}{3} (\Delta_\theta + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta_T = 18.6210^{-3} m = 1.86 \text{ cm}$$

#### IV.8. Calcul du hourdis

Hourdis est une dalle en béton armé utilisée comme couverture du tablier de pont. Elle a pour fonction principale de supporter la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) ainsi que les surcharges, et de transmettre ces charges aux poutres porteuses.

En plus de cela, l'hourdis joue un rôle d'entretoisement, contribuant à la stabilité de l'ouvrage, et permet également une bonne répartition des efforts dans le sens transversal.

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale
- Une flexion transversale

### IV.8.1. Géométrie de l'hourdis

L'hourdis de l'ouvrage étudié présente les dimensions suivantes :

- Epaisseur : 25 cm
- Largeur : 10,2 m
- Longueur : par mètre linéaire.

### IV.8.2. Étude de flexion transversale

Pour la flexion transversale le calcul revient à étudier une section rectangulaire (25x100 cm) en flexion simple (figure IV.19).

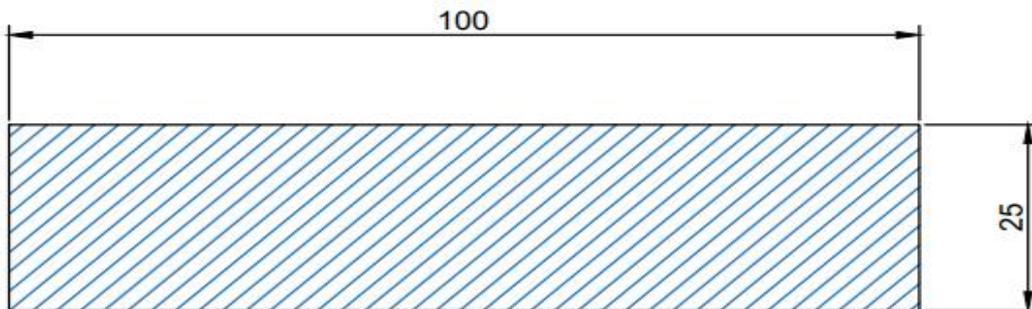


Figure IV.19. Section de hourdis en c

Les moments fléchissant maximum et minimum à l'ELU sont obtenus par la combinaison (1.35G+1.35D240) .

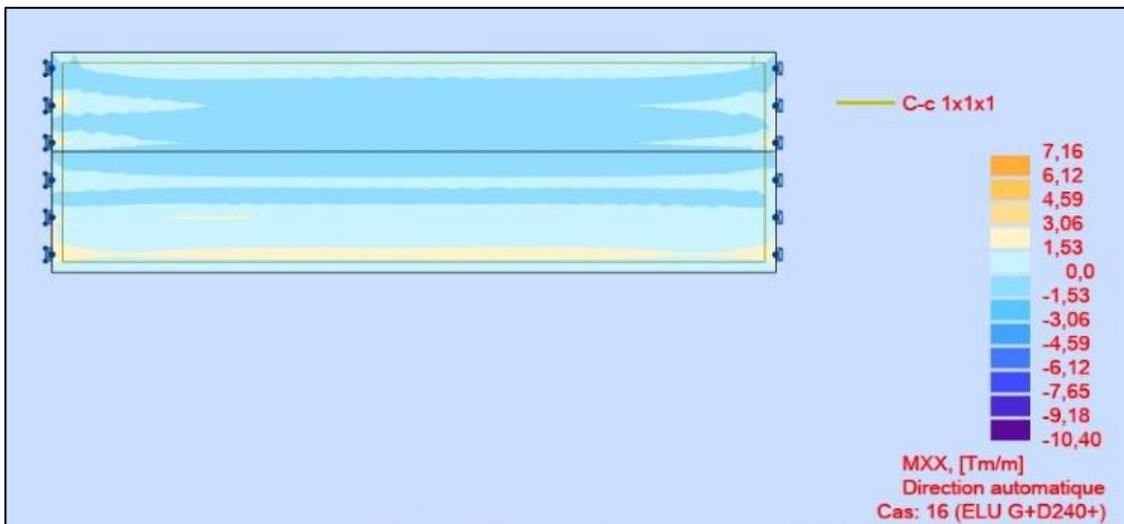


Figure IV.20. Moment max et min de l'hourdis (ELU)



**Figure IV.21.** Moment max et min de l'hourdis (ELS)

- Moment fléchissant max à mi- travée (ELS) :  $M = 53.1 \text{ kN.m}$

- Moment fléchissant min sur appuis (ELS) :  $M = - 77.1 \text{ KN.m}$

Donc :

- Moment fléchissant max à mi- travée:

$$M_{ELU} = 71.6 \text{ kN.m} \quad M_{ELS} = 53.1 \text{ KN.m}$$

- Moment fléchissant min sur appuis :

$$M_{ELU} = - 104.0 \text{ KN.m} \quad M_{ELS} = - 77.1 \text{ KN.m}$$

### Le ferrailage

Le ferrailage et la vérification se font à l'aide du logiciel EXPERT 2010.

Les résultats obtenus sont :

$$A_{inf} = 17.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 7\text{HA}20 = 21.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{sup} = 7\text{HA}16 = 14.07 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité

Elle est donnée par la relation suivante

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.22 \times \frac{3}{500} = 3.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### IV.8.3. Étude de flexion longitudinale

Le moment dans le sens longitudinal est déterminé de la même manière.



Figure IV.22. Moment max et min de l'hourdis (ELU)



Figure IV.23. Moment max et min de l'hourdis (ELS)

Donc :

- Moment fléchissant max à mi- travée :

$$M_{ELU} = 38.6 \text{ kN.m} \quad M_{ELS} = 28.3 \text{ KN.m}$$

- Moment fléchissant min sur appuis :

$$M_{ELU} = -67.3 \text{ KN.m} \quad M_{ELS} = -49.3 \text{ KN.m}$$

#### Le ferrailage

$$A_{inf} = 11.1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

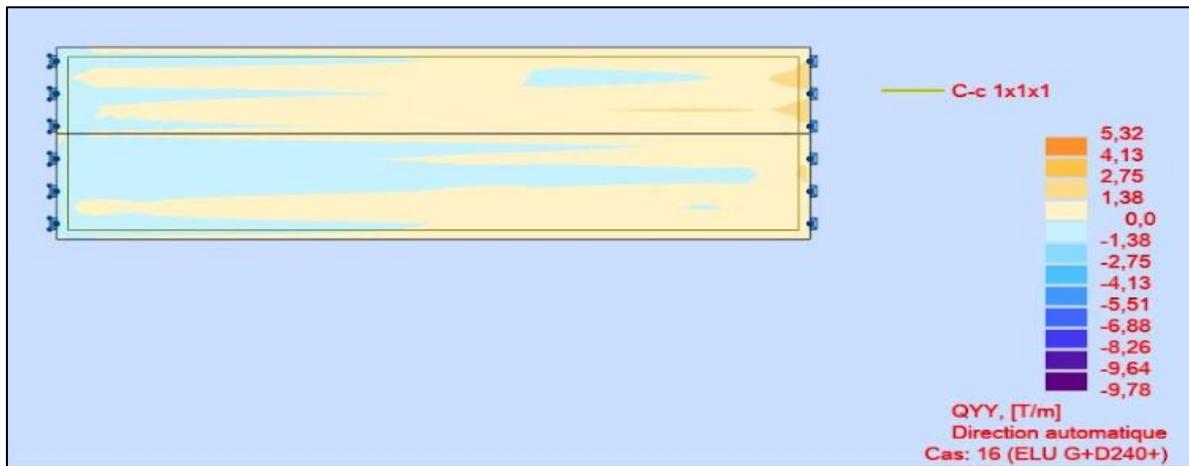
$$\text{Soit } A_{sup} = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 3.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IV.8.4. Vérification de la contrainte de cisaillement**

L'effort tranchant max est obtenu sur appui par la combinaison (1.35G+1.35D240) (figure IV .24)



**Figure IV.24.**Effort tranchant max de l'hourdis (ELU)

Donc :

L'effort tranchant max :

$$V_{umax} = 97.8 \text{ KN}$$

$\tau_u$  : la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{97.8}{1 \times 0.22} = 0.445 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \text{MIN}[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}] = \text{MIN}[4, 4 \text{ MPa}] = 4 \text{ MPa}$

Avec :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ En situation durable.}$$

$$\tau_u = 0.445 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

#### IV.8.5. Le ferrailage

Le schéma récapitulatif du ferrailage de l'hourdis est représenté sur la (figure IV.25)

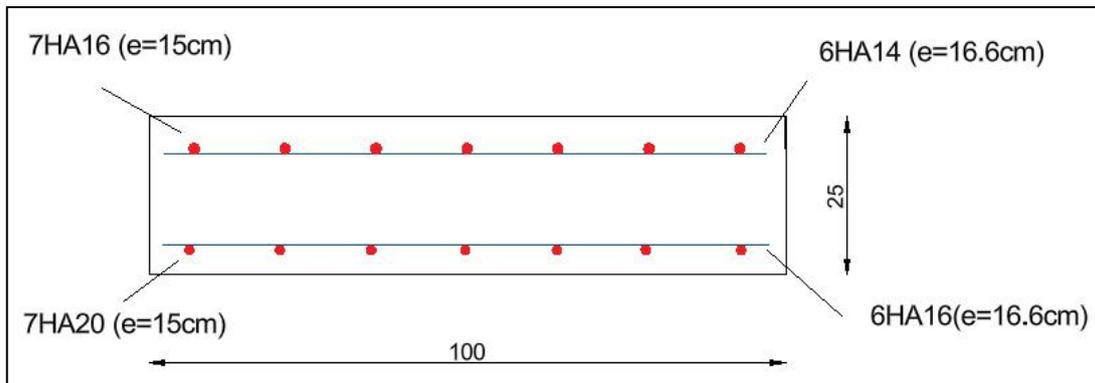


Figure IV.25. Ferrailage de l'hourdis

#### IV.9. Étude de l'entretoise

Les entretoises jouent un rôle essentiel dans la liaison entre les poutres principales, en assurant la rigidité de la section transversale et en limitant les effets de torsion, notamment au niveau des appuis. Elles sont particulièrement sollicitées lors des opérations de vérinage, notamment lors du remplacement des appareils d'appui. Dans ce contexte, elles contribuent à la stabilité de l'ensemble et sont soumises à des efforts importants résultant du transfert des charges et de l'action des vérins. Ces efforts influencent directement le dimensionnement du ferrailage des entretoises, en fonction du nombre de vérins, de leur répartition, de leur capacité ainsi que du poids du tablier à soulever.

##### IV.9.1. Évaluation des efforts

Positionnement des vérins (Figure IV.26)

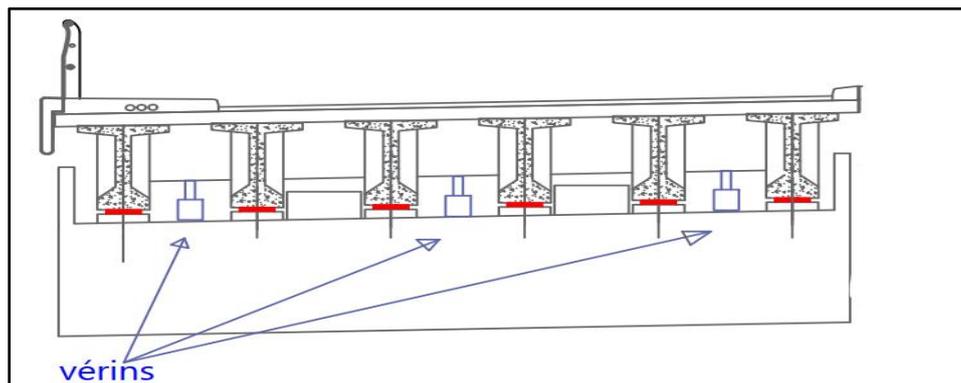


Figure IV.26. Position des vérins

L'entretoise sera modélisée comme une poutre de 9.05 m de longueur, reposant sur trois appuis. Elle supportera son propre poids (réparti uniformément) ainsi que le poids des poutres, de la dalle et des charges permanentes supplémentaires (charges concentrées).



Figure IV.27.Modèle de calcul

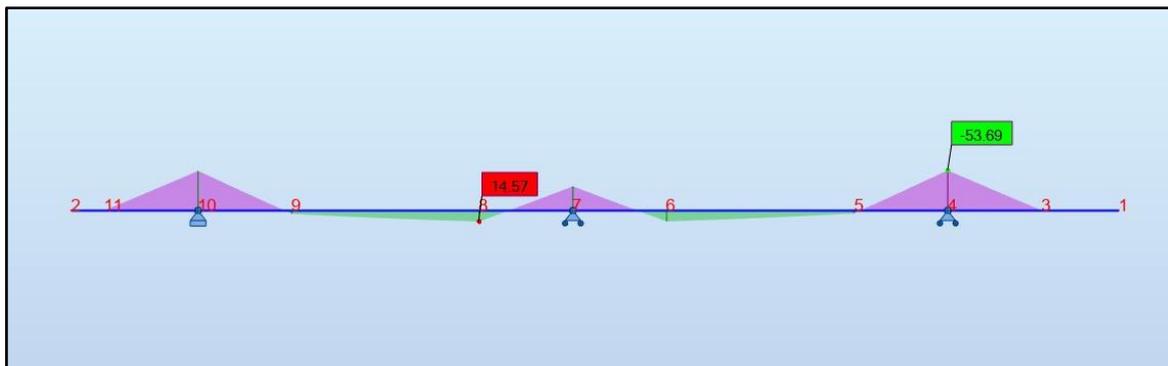


Figure IV.28.Diagramme de moment sous G a l'ELU

- Moment fléchissant max à mi- travée :

$$M_{ELU} = 14.57 \text{ t.m}$$

- Moment fléchissant min sur appuis :

$$M_{ELU} = - 53.69 \text{ t.m}$$

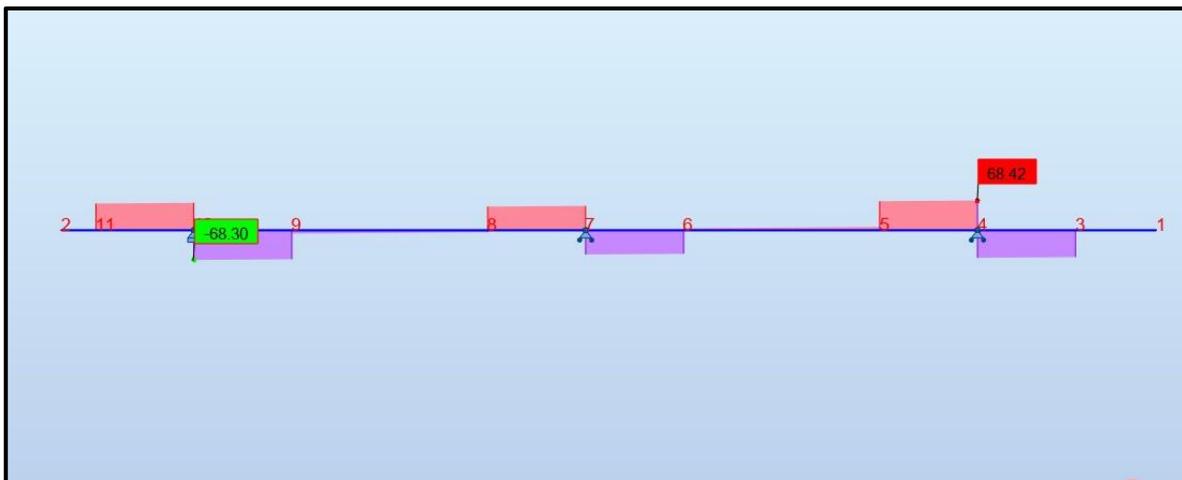


Figure IV.29.Diagramme de l'effort tranchant sous G a l'ELU

- L'effort tranchant max :

$$V_{umax} = 68.42 \text{ t}$$

### IV.9.2. Ferrailage

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

#### Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)

- **Armatures principales**

$$A_s = 13.5 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA20 ( $A_s = 15.71 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 11 cm.

#### Ferrailage de la nappe inférieure

##### Armatures principales

$$A_s = 4 \text{ cm}^2$$

Choix : 3HA16 ( $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de 11.6cm.

##### Armatures de peau (sens des poutres)

Les armatures de construction sont égales aux à 1/3 de la section  $A_s$ .

Choix : 8HA14 .

##### Armatures transversales (effort tranchant)

Choix : HA14 avec un espacement de 25 cm.

- La figure IV.30 présente le ferrailage de l'entretoise.

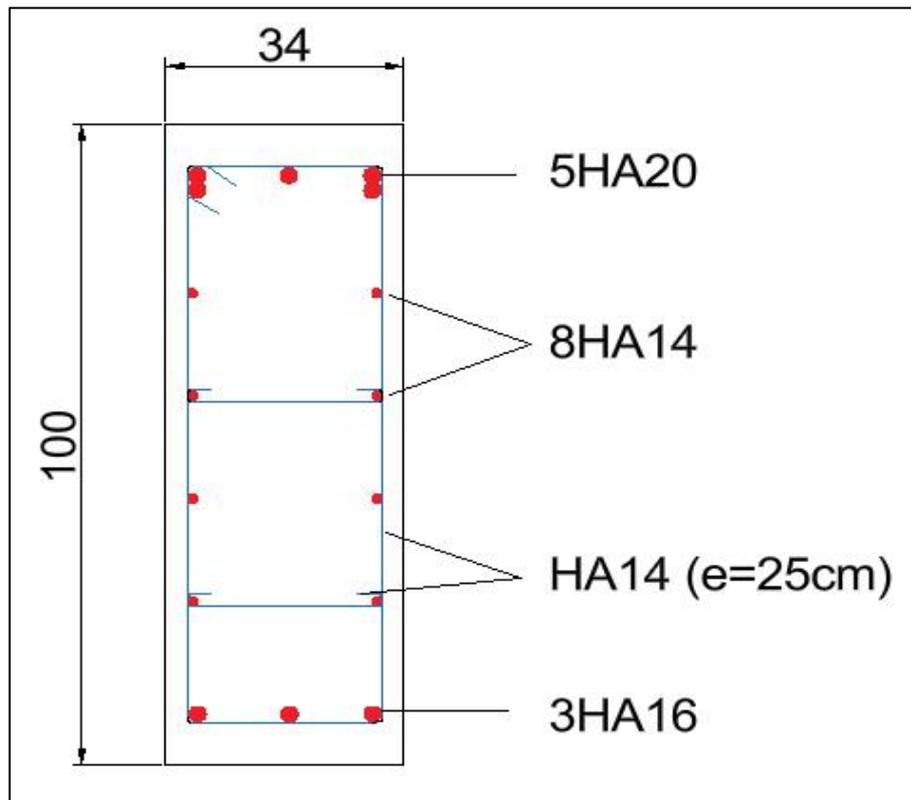


Figure IV.30. Ferrailage de l'entretoise

#### IV.10. Conclusion

Après l'étude de la superstructure, incluant la détermination et la vérification des efforts et déplacements subis, nous pouvons désormais aborder le pré-dimensionnement et l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.



**CHAPITRE V**  
**ETUDE DE**  
**L'INFRASTRUCTURE**



### V.1. Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'étude de l'infrastructure, qui a pour but de transmettre les efforts provenant de la superstructure jusqu'au sol de fondations par l'intermédiaire des appareils d'appuis.

### V.2. Appareil d'appui

Les appareils d'appui sont employés pour assurer la liaison entre le tablier d'un pont et ses appuis (Figure V.1). Ils sont conçus pour garantir la transmission des efforts entre la superstructure et ses supports et pour assurer les déplacements et les rotations.



**Figure V.1.Appareil d'appui**

#### V.2.1. Types d'appareils d'appui

Il existe quatre grandes catégories d'appareils d'appui, qui se distinguent par leur principe de fonctionnement et les matériaux qui les composent :

- Les articulations en béton,
- Les appareils d'appui métalliques,
- Les appareils d'appui spéciaux,
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.

Dans le cadre de la présente étude, notre choix s'est orienté vers les appareils d'appui en élastomère fretté, en raison de leurs performances mécaniques et de leur adaptabilité aux exigences du projet.

### V.2.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté de type B

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes, ni parfaitement mobiles.

Ces dispositifs comprennent n+1 frettes métalliques et n feuilles d'élastomère d'épaisseur constante.

Ce type d'appareil d'appui est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent, à savoir :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage, de contrôle.
- Bonne répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Coût relativement modéré.

### V.2.3. Dimensionnement d'appareil d'appui

Le dimensionnement se fait selon le guide technique SETRA (Guide technique : appareil d'appui en élastomère fretté)[10].

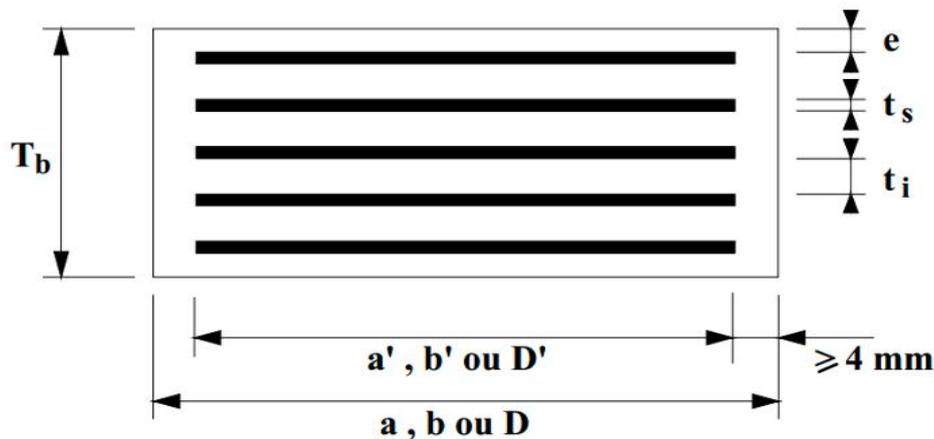


Figure V.2. Les constitutions d'un appareil d'appui

#### V.2.3.1. Aire de l'appareil d'appui

Les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20MPa$$

Tel que :

- $N_{max}$ : effort normal maximum agissant sur l'appareil d'appui=119,7t.
- a : côte parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

-b : côte perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

$-\sigma_m$ : contrainte limite de compression de l'appareil d'appui = 20MPa.

Donc :

$$a \times b \geq 598.5 \text{ cm}^2$$

On prend :  $a = 30 \text{ cm}$

$$\rightarrow b \geq 19.95 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 35 \text{ cm}$ .

### V.2.3.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui $T_e$

Pour le calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui, il faut respecter la condition de non flambement

$$\frac{b}{10} \leq T_b \leq \frac{b}{5}$$

$$3.5 \leq T_b \leq 7$$

### V.2.3.3. Épaisseur des frettes

Pour le dimensionnement des frettes, il faut vérifier la contrainte de traction suivante :

$$T_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}$$

$$T_s \geq 2 \text{ mm}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 8.97$$

$$\sigma_m = \frac{N_m}{a \times b} = 11.4 \text{ MPa}$$

$\sigma_e$  : contrainte limite de traction des frettes ( $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$ ).

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui (0,9 MPa).

$$T_s \geq 1.62 \text{ mm} \Rightarrow T_s = 3 \text{ mm}$$

Table V-1: Dimensions de l'appareil d'appui

<b>Ti : feuillets d'élastomère</b>	10mm
<b>Ts : frette métallique</b>	3mm
<b>Enrobage des chants</b>	4mm
<b>e: enrobage extérieur</b>	2.5mm

**V.2.4. Vérification des appareils d'appuis**

**V.2.4.1. Résistance à la compression**

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20MPa$$

$$\frac{N_{max}}{a \times b} = 11.4MPa \leq 20MPa \Rightarrow \text{(vérifié)}$$

**V.2.4.2. Sécurité au flambement**

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times D}{h}$$

$\gamma_s$ : Le coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 3$ ).

$P_u$ : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU ( $P_u = 1,197 MP$ ).

$P_c$ : La charge critique de flambement ( $P_c = 5,33 MN$ ).

$B$ : L'aire nominale de l'appui ( $B = 0.105m^2$ ).

$D$ : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.

$h$ : La hauteur totale de l'appareil d'appui ( $H = 60mm$ ).

$S$ : Le facteur de forme  $S = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = 8.07$ .

$h_c$ : Épaisseur totale du caoutchouc.

$t$ : Épaisseur d'un feuillet de caoutchouc.

$$\gamma_s \times P_u = 3.59 \leq P_c = 5.33 \Rightarrow \text{(vérifié)}$$

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

$$\gamma_s \times P_u \leq P_c$$

**V.2.4.3. Limite de la distorsion :**

Sous une force trop élevée, l'appui s'écrase ou se déforme, perdant sa capacité à reprendre correctement la charge verticale ce qui provoque une instabilité, pour limiter la rotation angulaire excessive on doit vérifier cette condition :

$$\delta = \frac{V_x}{T_b} < \delta_c$$

Avec :

$V_x$ : déplacement horizontale = 0.05m

$$P = \frac{Pu}{Pc} = \frac{1.197}{5.33} = 0.224$$

on a :  $\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$

Avec :

$$\delta_0 = \frac{d}{T_b} \text{ borné par } [0.7 < \delta_0 < 2]$$

$$\delta_0 = \frac{0.05}{0.06} \Rightarrow \text{on prend } \delta_0 = 0.83$$

$$\delta_c = 0.7 + 4(0.83 - 0.7)(0.25 - 0.224) = 0.7$$

$$\delta = \frac{50}{60} = 0.83 > \delta_c = 0.7 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

### V.2.5. Dés d'appuis

Un dé d'appui est un élément sur lequel s'appuie l'appareil d'appui afin de lui permettre de fonctionner normalement.

#### V.2.5.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Le dimensionnement se fait selon le document SETRA [10].

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

-La hauteur du dé d'appui supérieure  $\geq 2cm$

-La hauteur du dé d'appui inférieure  $\geq 6cm$

Débordement de 5cm par rapport à l'appareil d'appui.

Les dimensions des dés d'appui figurent au tableau suivant :

**Table V-2:** Dimensionnement des dés d'appui

Longueur (cm)	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
$30 + 20 = 50 \text{ cm}$	$35 + 20 = 55 \text{ cm}$	30 cm

### V.2.5.2. Ferrailage des dés d'appui

- Armatures de chaînage :
  - $A_c = \frac{0.25N}{\sigma_s} = 6.8 \text{ cm}^2$  Le choix : 5HA14
- Armatures horizontales :
  - $A_c = \frac{0.125N}{\sigma_s} = 3.4 \text{ cm}^2$  Le choix : 6HA10
- Frette supérieure :
  - $A_c = \frac{0.04N}{\sigma_s} = 1.1 \text{ cm}^2$  Le choix : 3HA8
- Frette inférieure :
  - $A_c = \frac{0.1N}{\sigma_s} = 2.75 \text{ cm}^2$  Le choix : 4HA10

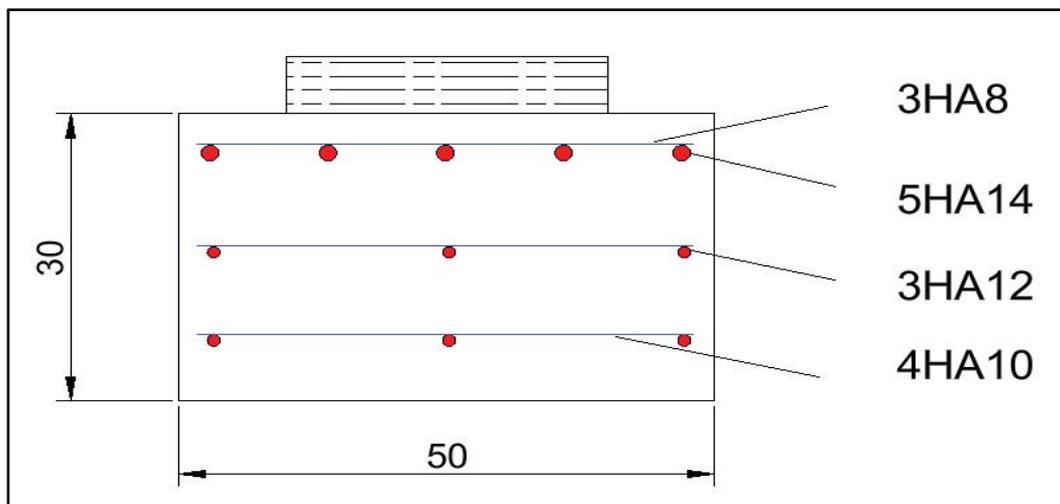


Figure V.3. Ferrailage du dé d'appui

### V.3. Étude sismique

Les séismes provoquent des mouvements du sol qui excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et donc entraîne la mise en mouvement du tablier (le tablier représentant l'essentiel de la masse de l'ouvrage). Cette mise en mouvement induit des forces inertielles dans la structure auxquelles elle doit être capable de résister (Figure V.4 ). Ces mouvements sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement des masses et des raideurs des différentes parties de la structure (et donc de la période de la structure) et de la nature du sol. Ponts en zone sismique : (Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8)[11].

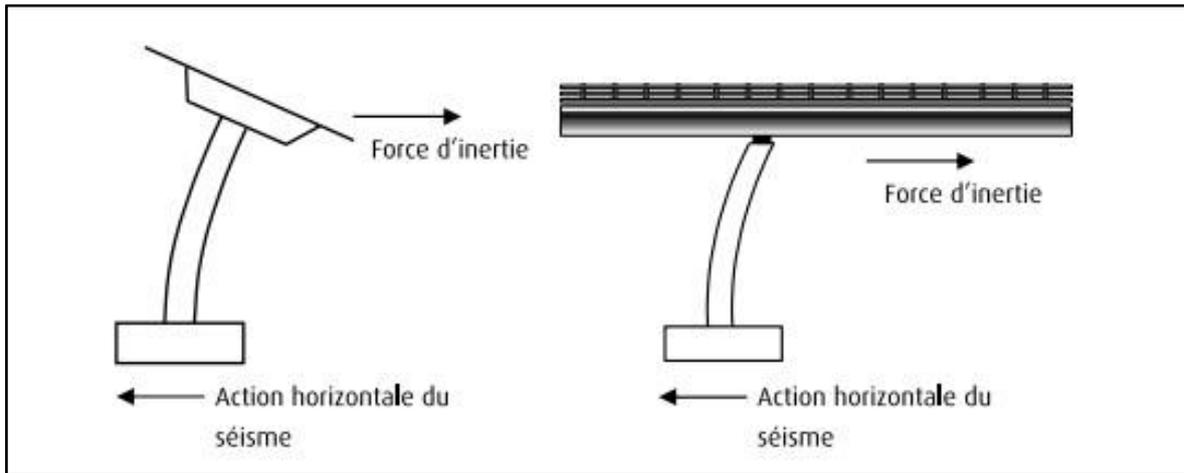


Figure V.4. Action sismiques sur les ponts

### V.3.1. Classification de l'ouvrage selon RPOA[1]

Table V-3: Caractéristiques sismiques de l'ouvrage selon RPOA

Classification du pont	Groupe 2
Classification de la zone sismique	Zone I "Tébessa"
Coefficient d'accélération de zone	A= 0.12
Classification du site	S3 : site meuble

### V.3.2. Analyse monomodale spectrale

Pour la majorité des ponts (ponts à poutres, à voussoir, pont dalle), les effets du mouvement global sont évalués à l'aide d'un calcul spectral basé sur un seul mode. Les déplacements différentiels sont, quant à eux, considérés de manière statique. Les caractéristiques du premier mode propre dans chaque direction peuvent être déterminées soit par une analyse modale spécifique, en ajustant la masse du premier mode à la masse totale du modèle pour le calcul des charges, soit en utilisant une méthode approximative présentée ci-après.

Cette méthode est applicable aux ponts qui répondent simultanément aux critères suivants :

- Critère n°01 : Masse modale

La masse modale, qui représente la masse totale mise en mouvement par le mode fondamental, doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, incluant la masse des appuis en élévation tels que les fûts et chevêtres.

$$M_{modale} = M_{T(mode\ fondamentale)} > 0,7 \times M_{T(structure)}$$

Autrement dit, la masse des piles ( $M_p$ ) doit être inférieure à 43% de la masse totale ( $M_T = G + \alpha Q$  ; où  $Q = 0$  car notre ouvrage est de groupe 02 donc c'est un pont non urbain).

$$M_{pile} = M_{chevêtre} + M_{fut} < 0,43 \times M_{tablier}$$

**Table V-4:** Masse des fûts et de chevêtres pour chaque pile

	Masse des fûts (t)	Masse de chevêtres (t)
Pile 1	23,45×3	98
Pile 2	23,45×3	98

$$M_{pile} = 343.9 < 0,43 \times 618.234 \times 3$$

$$336.7t < 797.52t \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Critère n°02 : Angle de biais**

Le biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée** (L'angle du biais de l'ouvrage est de 71,88 grades).

- **Critère n°03 : Angle de courbure**

L'ouvrage étudié n'étant pas en courbure, il n'est pas nécessaire de vérifier cette condition spécifique.

- **Critère n°04 : Symétrie transversale**

La symétrie transversale, c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique  $e_0$ ), est limitée à 5% de la distance entre les appuis extrêmes lors de l'étude du séisme transversal.

$$e_0 = |X_m - X_e| < 5\%L$$

$X_m$  : Centre de masse du tablier.

$$X_m = 50,68m$$

$X_e$  : Centre élastique des appuis.

$$X_e = \frac{\sum k_i \times X_i}{\sum k_i}$$

$$X_e = \frac{16,8 \times 0 + 20,55 \times 33,16 + 20,55 \times 67,12 + 16,8 \times 100,2}{16,8 + 20,55 + 20,55 + 16,8}$$

$$X_e = 50,12m$$

$$e_0 = |X_m - X_e| < 5\%L$$

$$e_0 = |50,68 - 50,12| < \frac{5 \times 100,2}{100}$$

**0,56m < 5,01m** —————> **Condition vérifiée**

**V.3.3. Évaluation de la raideur totale K :**

$$k_{A-app} = n \times G \times \frac{a \times b}{e}$$

$$k_{app} = n \times \frac{3 \times E \times I}{h^3}$$

$$k_{culée} = \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{k_{A-app}}}$$

$$k_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{k_{app}} + \frac{1}{k_{A-app}}}$$

Avec :

G : Module de cisaillement de l'appareil d'appuis  $\begin{cases} = 0.9MPa \text{ en cas statique} \\ = 1.2MPa \text{ en cas dynamique} \end{cases}$

a, b, e : Sont les dimensions de l'appareil d'appuis  $\begin{cases} a = 30cm \\ b = 35cm \\ e = 45mm \end{cases}$

E: Module de déformation instantanée de béton= 33000MPa.

n : Nombre de fûts.

I : Inertie.

d : Diamètre de fût

H: hauteur de la pile

$$k_{A-app} = 12 \times 1200 \times \frac{0,3 \times 0,35}{0,045} = 33600kN/m$$

$$k_{app} = 3 \times \frac{3 \times 3300000 \times 0,1018}{8,3^3} = 52877,4kN/m$$

$$k_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{33600} + \frac{1}{52877,4}} = 20545.03kN/m$$

$$k_{pile} = 20,55MN/m$$

Sur culée :

$$k_{A\text{-app}} = 6 \times 1200 \times \frac{0,3 \times 0,35}{0,045} = 16800 \text{ kN/m}$$

La culée est considérée infiniment rigide  $\Rightarrow$  même accélération du sol.

$$k_{\text{culée}} = \frac{1}{\frac{1}{\infty} + \frac{1}{16800}} = 16800 \text{ N/m}$$

$$k_{\text{culée}} = 16,8 \text{ MN/m}$$

Raideur de système :

$$K = 2k_{\text{culée}} + 2k_{\text{pile}} = 2 \times 16,8 + 2 \times 20,55 = 74,7 \text{ MN/m}$$

### V.3.4. Évaluation de l'effort sismique

#### V.3.4.1. Évaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans le cas des ponts à tablier continu et presque rectiligne, la déformation horizontale du tablier est négligeable par rapport au déplacement des piles sous l'effet d'un séisme. On peut donc considérer le tablier comme rigide pour l'analyse sismique.

Une force horizontale statique équivalente, notée  $F$ , est alors appliquée au tablier dans ce cadre.

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

Tel que

$$M_{\text{Sys}} = M_{\text{tablier}} = 1854,7 \text{ t}$$

$$S_{ae}(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta Ag S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta Ag S \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta Ag S \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

$G = 9,81 \text{ m/s}^2$  : Accélération de la pesanteur.

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$T_1 = 0,20 \text{ s}$  ;  $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$S = 1,2$  : Coefficient de site

$\xi$  : Taux d'amortissement

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = \sqrt{\frac{7}{2 + 5}} = 1$$

Avec :

$\xi = 5\%$  car il s'agit d'un ouvrages avec piles en béton armé

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{tab}}{k_{tot}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1854700}{74,7 \times 10^6}} = 0.99s \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s$$

Nous sommes dans le cas

$$S_{ae}(T) = 2.5\eta A_g S\left(\frac{T_2}{T}\right) = 2.5 \times 1 \times 0.12 \times 9.81 \times 1.2 \times \frac{0.5}{0.99} = 1.8 \text{ m/s}^2$$

Donc :

$$F_{long} = M \times S_a(T)$$

$$F_{long} = 1854700 \times 1.8 = 3523930N = 352.39t$$

Déplacement du tablier par rapport au sol :

L'expression de déplacement :

$$d_{tablier \text{ long}} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_a(T) = \frac{0.99^2}{4\pi^2} \times 1.71 = 0.045m$$

Répartition des efforts :  $F_i = \frac{k_i}{k} \times F$

**Table V-5:** Distribution des forces sismiques longitudinales sur chaque appui

Piles	$k_{appui}$ (MN /m)	K(MN/m)	F appui (t)
C <sub>1</sub>	16,7	74,7	78.8
P <sub>1</sub>	20,55	74,7	96.71
P <sub>2</sub>	20,55	74,7	96.71
C <sub>2</sub>	16 ,7	74,7	78.8

La force sur chaque fût :

$$F_{fût} = \frac{F_{appui}}{3} = \frac{96.71}{3} = 32.24t$$

### V.3.4.2. Évaluation de l'effort sismique transversal

L'action sismique dans la direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes. Dans ces cas, les effets des séismes agissant sur la  $i^{\text{ème}}$  pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique équivalente.

$$F_{trans} = M_{effect} \times S_{ae}(T_i)$$

$M_{effect}$  : est la masse effective attribuée à la pile (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

$T_i$  : est la période fondamentale de la même pile.

$$T_i = 2\pi \times \sqrt{\frac{M_{effect}}{k_i}}$$

Cette application peut être appliquée comme une approximation satisfaisante, lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes  $i$  et  $i+1$ .

$$0.95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} \leq 1.05$$

On a deux piles identiques :

$$T_1 = T_2 \rightarrow \frac{T_1}{T_2} = 1$$

Donc on peut appliquer cette simplification.

- **La masse effective**

$$M_{effect} = 2020.05t$$

$$k_{3fût} = 3 \times \frac{3 \times 3300000 \times 0,1018}{8,3^3} = 52877.4kN/m$$

$$k_{app} = \frac{1}{\frac{1}{33600} + \frac{1}{52877,4}} = 20545.03kN/m$$

$$k_{app} = 20,55MN/m$$

$$T_i = 2\pi \times \sqrt{\frac{M_{effect}}{k_i}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{2020050}{74.7 \times 10^6}} = 1.033s \rightarrow \leq T \leq 3.0s$$

$$S_{ae}(T) = 2.5\eta Ag S\left(\frac{T_2}{T}\right) = 2.5 \times 1 \times 0.12 \times 9.81 \times 1.2 \times \frac{0.5}{1.033} = 1.7 m/s^2$$

$$F_{trans} = 2020050 \times 1.7 = 343.41t$$

**Table V-6:**Distribution des forces sismiques transversale sur chaque appui

Piles	kappui(MN /m)	K(MN/m)	Fappui(t)
C <sub>1</sub>	16,7	74.4	76.77
P <sub>1</sub>	20.55	74.4	94.7
P <sub>2</sub>	20,55	74.4	94.7
C <sub>2</sub>	16,7	74.4	76.77

La force sur chaque fût :

$$F_{fût} = \frac{F_{appui}}{3} = \frac{94.7}{3} = 31.6t$$

#### V.3.4.3. Composante verticale du séisme

Pour un tablier posé simplement sur ses appuis (sans encastrement), les vibrations verticales restent complexes ; toutefois, on peut estimer les réactions d'appui Ri à l'aide d'une formule analytique tenant compte de la longueur de la travée et de la masse linéique du tablier.

$$R_i = a \times b \times \mu \times L$$

Avec :

L : Longueur de travée L=33,4m

$\mu$  : Masse linéique du tablier

$$\mu = \frac{1854,7}{100,2} = 18,51t/ml$$

Dans notre cas, le pont est isostatique et les travées sont identiques donc  $\Psi=1$ , on calcule la réaction d'appui pour une travée

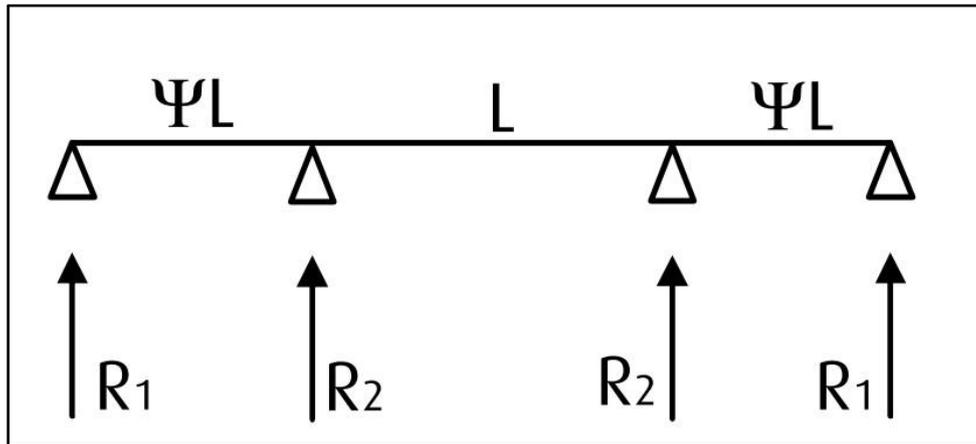


Figure V.5. Réactions d'appui pour le cas de 3 travées

a : L'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet

Si on fait la correction (l'analogie) avec RPOA2008 [1], on peut écrire :

$$a = \alpha \times A \times S_{ea}^v$$

$\alpha$  : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité. Pour la zone sismique I :  $\alpha=0,7$

$S_{ea}^v$  : Correspond au plateau du spectre élastique vertical

$$a = \alpha \times A \times S \times g \times \eta = 0,7 \times 0,12 \times 1,2 \times 9,81 = 0,99m/s^2$$

b : Paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

Le paramètre b quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage « normalisé » : travée centrale, masse linéique et spectre unitaires ( $L=1$ ,  $m=1$ ,  $Se(T)=1$  pour toute période T). Les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau suivant

Table V-7: Paramètre b

$\psi$	R1	R2
1	0,25	0,75

$$R_{culée} = R_1 = 0,99 \times 0,25 \times 18,51 \times 33,4 = 15,7t$$

$$R_{pile} = R_2 = 0,99 \times 0,75 \times 18,51 \times 33,4 = 45,9t$$

La force sur chaque fût :

$$F_{fût} = \frac{F_{appui}}{3} = \frac{45.9}{3} = 15.3t$$

**Table V-8: Récapitulatif des réactions sismiques**

<b>Appui</b>	<b>E<sub>L</sub> (t)</b>	<b>E<sub>T</sub>(t)</b>	<b>E<sub>v</sub>(t)</b>
<b>C<sub>1</sub></b>	78.8	76.77	15.7
<b>P<sub>1</sub></b>	96.71	94.7	45.9
<b>P<sub>2</sub></b>	96.71	94.7	45.9
<b>C<sub>2</sub></b>	78.8	76.77	15.7

#### **V.4. Étude de la pile**

La conception des piles dépend du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, et de la nature du site.

Par rapport aux caractéristiques du site d'implantation, le choix s'est porté pour des piles composées de colonnes (fûts) avec section circulaire. Ce choix permet d'économiser de la matière.

Les piles comportent les éléments suivants :

**Table V-9: Dimension de la pile**

<b>Chevêtre</b>	Longueur	10m
	Largeur	2.45m
	Hauteur	1.6m
<b>Fûts</b>	Diamètre	1.2m
	Entraxe	3.6m
	Hauteur	8.3m
<b>Semelles</b>	Epaisseur	1.5m
	Largueur	6m
	Longueur	10m

La figure suivante représente les dimensions de la pile

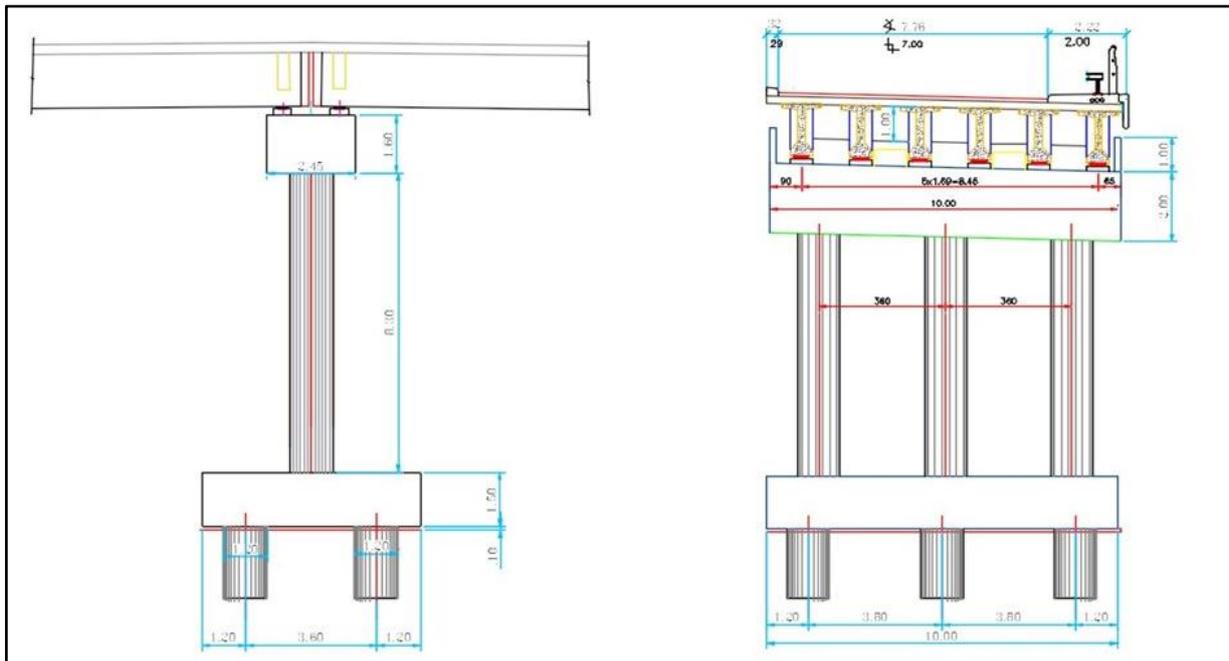


Figure V.6. Dimensions de la pile en m

#### V.4.1. Répartition des charges et surcharges sur la pile

##### V.4.1.1. Charges permanentes

Les charges permanentes sont :

- Poids propre du tablier :

$$P_{\text{tablier}} = 618.234\text{t}$$

- Poids propre du chevêtre :

$$P_{\text{chevêtre}} = S \times L \times \gamma_b = 16.5 \times 2.45 \times 2.5 = 98\text{t}$$

- Poids propre du fût :

$$P_{\text{fût}} = S \times H \times n_{\text{fût}} \times \gamma_b = 1.13 \times 8.3 \times 3 \times 2.5 = 70.343\text{t}$$

- Poids propre de la semelle :

$$P_{\text{semelle}} = S \times L \times \gamma_b = 15 \times 6 \times 2.5 = 225\text{t}$$

- Poids propre de dés d'appuis :

$$P_{\text{dp}} = S \times H \times n_{\text{dp}} \times \gamma_b = 0.18 \times 0.3 \times 12 \times 2.5 = 1.62\text{t}$$

**V.4.1.2. Surcharges d'exploitations**

Les surcharges d'exploitations sont résumées dans le tableau suivant :

**Table V-10: Surcharges d'exploitations**

Surcharge	Une travée chargée	Deux travées chargées
	V1 (t)	V2(t)
<b>A(L)</b>	118.904	160.32
<b>Bc</b>	112.46	122.7
<b>Mc120</b>	107.92	113.34
<b>D240</b>	173.17	206.54

**V.4.1.3. Charges horizontales**

Les charges horizontales sont :

Efforts de freinage dus à A(L) :

$$F_{A(L)} = 11.38t$$

Efforts de freinage dus à Bc :

$$F_{Bc} = 30t$$

**V.4.2. Étude du chevêtre**

**V.4.2.1. Ferrailage du chevêtre à la flexion**

**V.4.2.1.1. Charges appliquées sur le chevêtre**

Le tableau V-10 présente les charges appliquées sur le chevêtre :

**Table V-11: Charges appliquées sur le chevêtre**

Charges	Efforts normaux (t)	Efforts horizontaux(t)
<b>Poids propre du tablier</b>	618.234	/
<b>Poids propre du chevêtre</b>	98	/
<b>Système A(L)</b>	160.32	/
<b>Système Bc</b>	122.7	/
<b>Convoi Mc120</b>	113.34	/
<b>Convoi D240</b>	206.54	/
<b>Force de freinage due à A(L)</b>	/	11.38
<b>Force de freinage dû à Bc</b>	/	30

V.4.2.1.2. Combinaisons des charges

Table V-12: Combinaisons des charges

Actions prépondérantes	Combinaisons	N(t)
ELU	$1.35G + 1.6A(L)$	122.7
	$1.35G + 1.6B_c$	116.7
	$1.35G + 1.35Mc120$	112.4
	$1.35G + 1.35 D240$	124.9
ELS	$G + 1.2A(L)$	91.16
	$G + 1.2B_c$	86.6
	$G + Mc120$	83.64
	$G + D240$	92.5

V.4.2.1.3. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchant

Les résultats de la modélisation sont :

- **État limite ultime :**

La figure suivante présente le diagramme des efforts tranchant :

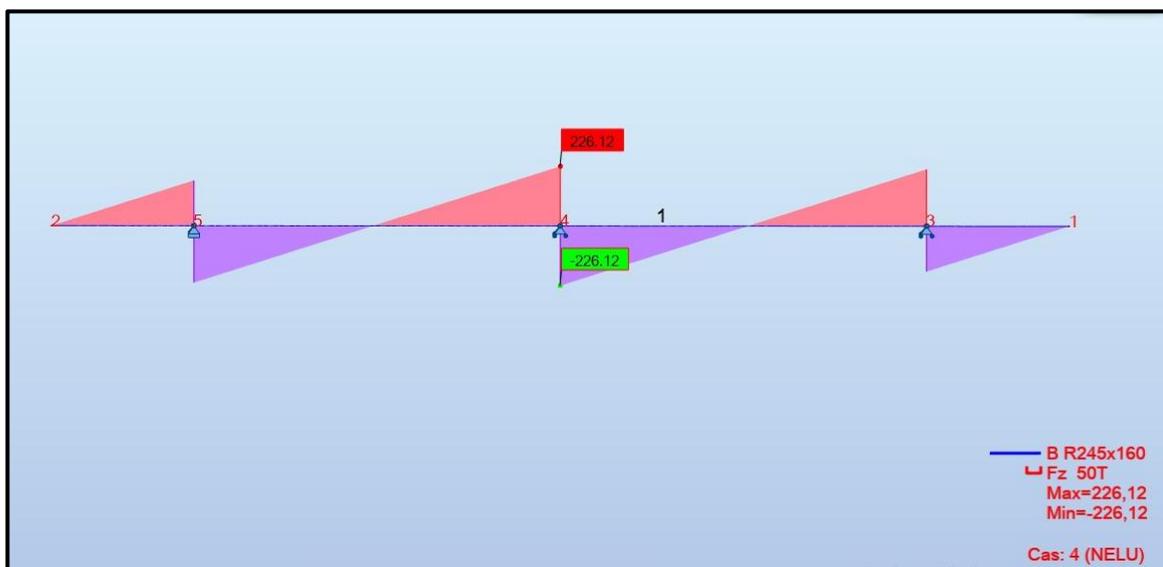
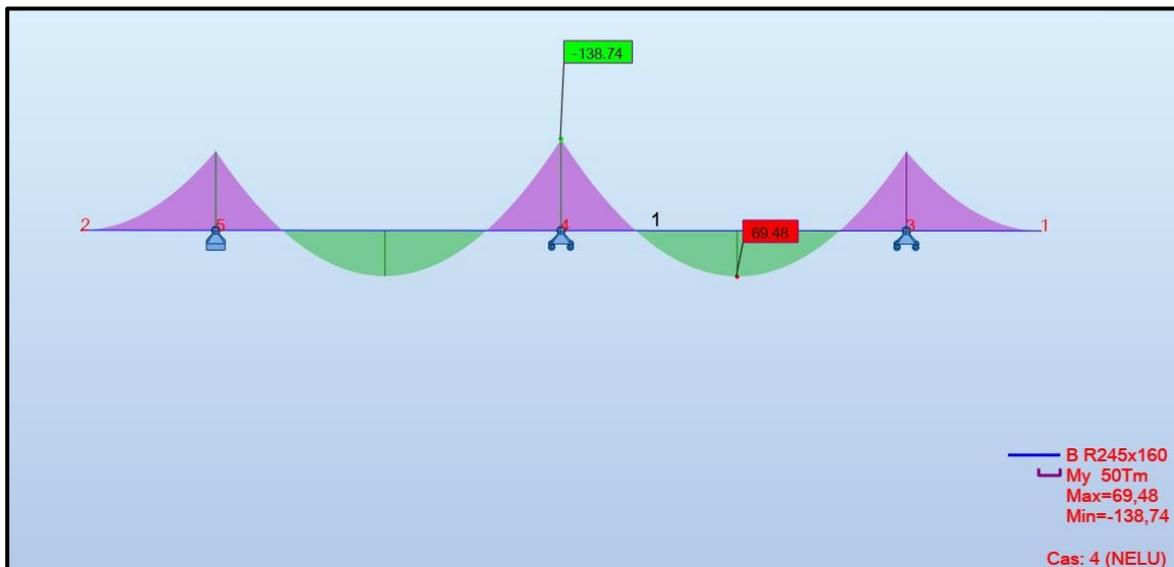


Figure V.7. Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

$$T_{ELU} = 226.12 \text{ t}$$

La figure suivante illustre le diagramme des moments fléchissant :



**Figure V.8.**Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

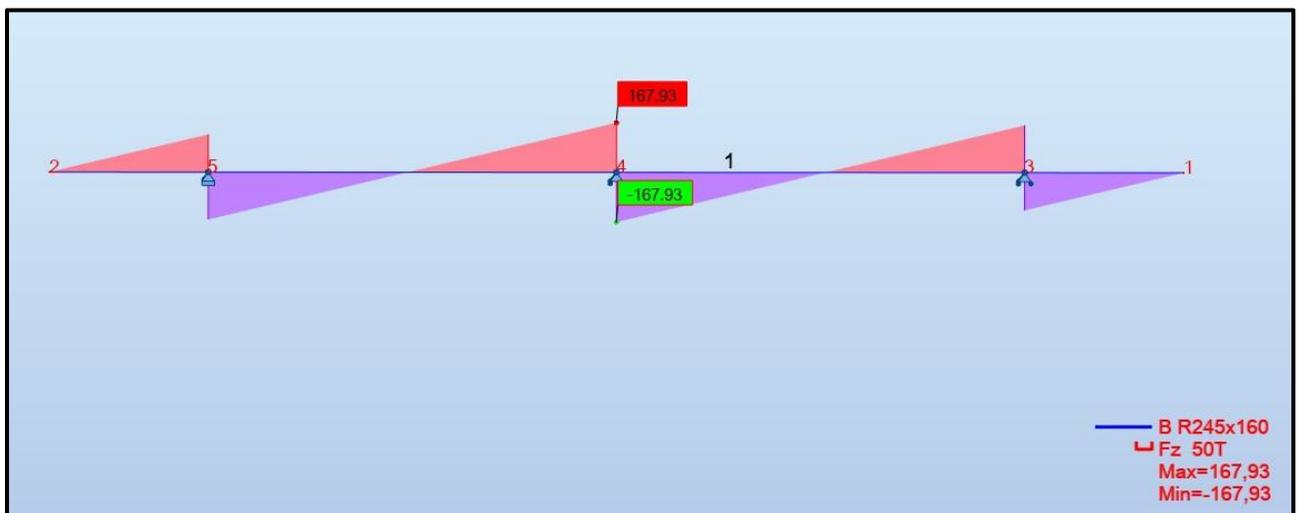
Les moments fléchissant maximales :

$$M_{\text{appui}} = 138,74 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{mi-tra}} = 69,48 \text{ t.m}$$

- **État limite de service :**

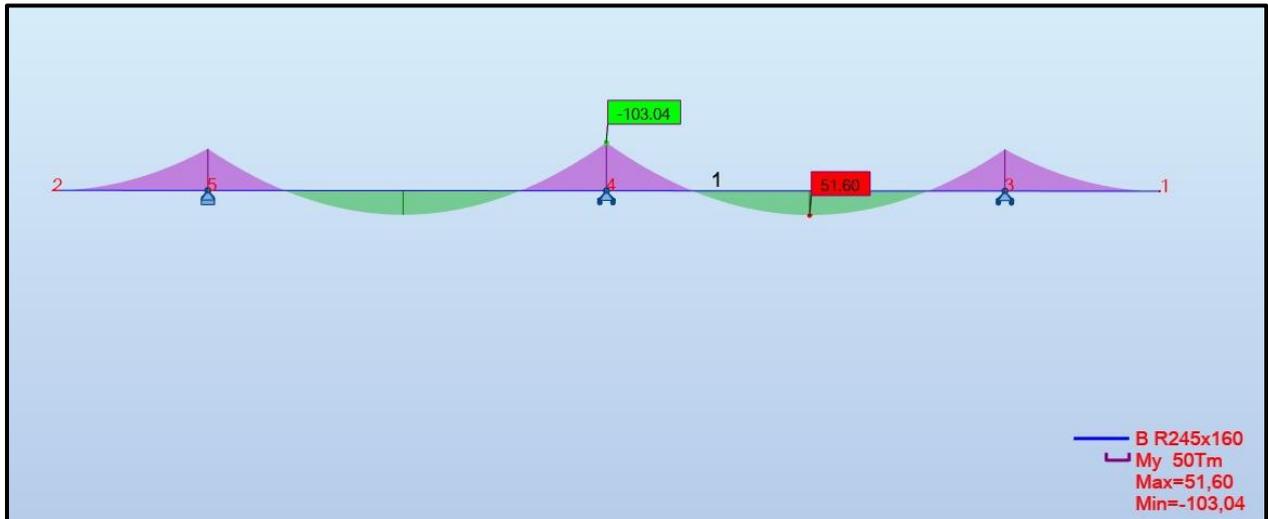
La figure suivante présente le diagramme des efforts tranchants :



**Figure V.9.**Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

$$T_{\text{ELS}} = 167,93 \text{ t}$$

La figure suivante illustre le diagramme des moments fléchissant :



**Figure V.10.**Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

Les moments fléchissant maximales :

$$M_{\text{appui}} = 103.04 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{mi-tra}} = 51.60 \text{ t.m}$$

#### V.4.2.1.4. Ferrailage du chevêtre

##### Armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage se fait à l'ELU conformément aux règles BAEL91

Les résultats obtenus sont :

##### Section d'armature supérieure (sur appui) :

$$A_{s1} = 41 \text{ cm}^2$$

##### Section d'armature inférieure (à mi- travée) :

$$A_{s2} = 37.5 \text{ cm}^2$$

##### Condition de non fragilité

Elle est donnée par la relation suivante

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 2.45 \times 1.53 \times \frac{2.7}{500} = 46.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non-vérifiée}$$

$$A_s = \max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 46.5 \text{ cm}^2$$

On prend 10HA25,  $A_s = 49,06 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $e = 25 \text{ cm}$ .

### Armatures transversales

Le calcul par le logiciel EXPERT 2010 donne une valeur de section d'armature :  
6HA16 avec un espacement ( $e = 25$  cm)

#### V.4.2.1.5. Vérification du chevêtre vis-à-vis de l'effort tranchant

L'effort tranchant max :

$$V_{umax} = 226.12 \text{ t}$$

$\tau_u$  : la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{2.2612}{2.45 \times 1.53} = 0.603 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \text{MIN}[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}] = \text{MIN}[4, 4 \text{ MPa}] = 2.7 \text{ MPa}$

Avec :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1.5$  en situation durable.

$\tau_u = 0.445 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

#### V.4.2.2. Ferrailage du chevêtre à la torsion

La torsion observée dans le chevêtre résulte du décalage des appareils d'appui par rapport au plan de symétrie. Ce phénomène ne se produit que lorsqu'une seule travée est sollicitée. Les essais ont révélé que les poutres pleines réagissent de manière similaire aux poutres creuses, ce qui signifie que leur partie centrale n'intervient pas dans la résistance à la torsion.

##### V.4.2.2.1. Moment de torsion

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité transversale dans le cas où une seule travée est chargée. Donc on a :

$$M_{tu} = (1.35R_G + 1.6R_{D240}) \times e - (1.35R_G \times e)$$

Avec :

$e$  : excentricité en mètre (0.54m).

$R_G$  : réaction due aux charges permanentes.

$R_{D240}$  : réaction due aux charges D240.

D'où :

$$M_{tu} = (1.6R_{D240}) \times e = 1.6 \times 173.17 \times 0.54 = 149.61 \text{ t.m}$$

#### V.4.2.2.2. Contrainte tangentielle

La contrainte tangentielle est donnée par :

$$\tau_{bt} = \frac{M_{tu}}{2 \cdot \Omega \cdot ep}$$

Avec :

$M_{tu}$  : moment de torsion.

$ep$  : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente,  $ep = 0,27$  m.

$\Omega$  : aire de la surface équivalente pour le calcul de la torsion,  $\Omega = 2.91$  m<sup>2</sup>

D'où :

$$\tau_{bt} = 0.952 \text{ MPa}$$

#### Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées à partir de relation suivante :

$$A_L \geq \frac{M_{tu} \times U}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

$U$  : périmètre extérieur qui vaut 7,8 m

Donc :  $A_L = 31.66 \text{ cm}^2$

Choix : 7HA25 ,  $A_L = 46.1 \text{ cm}^2$

#### Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées à partir de la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{M_{tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

$S_t$  : espacement = 25 cm

Donc :

$A_t \geq 1.47 \text{ cm}^2$

Remarque :

Les sections choisies précédemment ( $A_L$  : 10HA25 ( $e=25$ cm) ,  $A_t$  : HA16) sont suffisantes pour reprendre la sollicitation de torsion.

La figure suivante présente le schéma de ferrailage du chevêtre

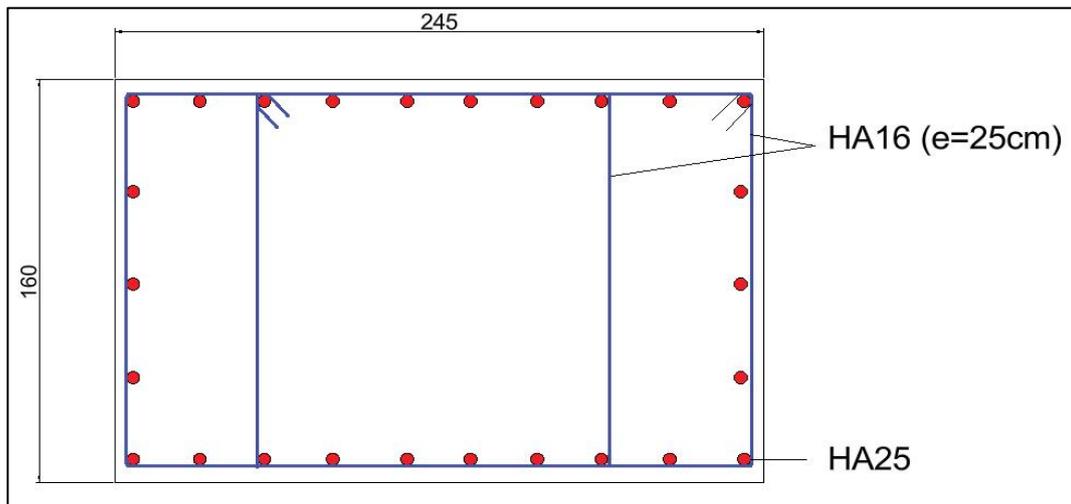


Figure V.11. Le schéma de ferrailage du chevêtre

### V.4.3. Étude du fût

#### V.4.3.1. Charges appliquées sur le fût

Le tableau suivant présente les charges et les surcharges appliquées sur le fût :

Table V-13: Charges et surcharges appliquées sur le fût

Charge	Effort normal (t)	Effort horizontale (t)	Bras de levier (m)	Moment à la base (t.m)
Poids propre du tablier	206.078	/	/	/
Poids propre du chevêtre	32.66	/	/	/
Poids propre du fût	23.45	/	/	/
Système A(L)	53.44	/	/	/
Système Bc	40.9	/	/	/
Convoi Mc120	37.78	/	/	/
Convoi D240	68.85	/	/	/
Force de freinage dû à l'A (L)	/	3.8	10.2	38.76
Force de freinage dû au Bc	/	5	10.2	51

**V.4.3.2. Combinaison des charges**

La combinaison de différents cas des charges sont données dans le tableau suivant

**Table V-14: Combinaison des charges**

Action prépondérantes	Combinaison	N(t)	H <sub>L</sub> (t)	M <sub>L</sub> (t.m)
<b>ELU</b>	1.35G + 1.6A(L)	440.86	/	/
	1.6A(L)	/	6.01	62.02
	1.35G + 1.6B <sub>c</sub>	420.80	/	/
	1.6B <sub>c</sub>	/	8	81.6
	1.35G + 1.35Mc120	406.36	/	/
	1.35G + 1.35 D240	448.30	/	/
<b>ELS</b>	G + 1.2A(L)	327.36	/	
	1.2A(L)	/	4.56	
	G + 1.2B <sub>c</sub>	312.31	/	/
	1.2B <sub>c</sub>	/	6	61.2
	G + Mc120	301.01	/	/
	G + D240	332.08	/	/

**Combinaison des charges accidentelles (ELA)**

Les composantes de l'action sismique de fût :

$$E_L = 32.24t \quad ; \quad E_T = 31.56t \quad ; \quad E_V = 15.3t$$

La combinaison la plus défavorable :

$$G + E_L \pm 0.3E_T \pm 0.3E_V + 0.2Bc$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{LMAX} = 339.05t.m \\ H_L = 33.24t \\ H_T = 9.47t \\ N_{corr} = 274,96t \\ M_{Tcorr} = 96.57t.m \end{array} \right.$$

**Table V-15:**Récapitulatif des efforts obtenus pour calculer le ferrailage

	<b>M<sub>L</sub> (t.m)</b>	<b>M<sub>T</sub> (t.m)</b>	<b>N(t)</b>
<b>ELU</b>	81.6	/	420.80
<b>ELS</b>	61.2	/	312.31
<b>ELA</b>	339.05	96.57	274,96

**V.4.3.3. Vérification de flambement**

Pour le flambement, il faut vérifier :

$$\lambda < \bar{\lambda}$$

Avec :

$\lambda$  : élancement du fût. Il est égal à :

$$\lambda = \frac{L_c}{i} = \frac{0.5L}{\frac{D}{4}} = \frac{0.5 \times 8.3}{\frac{1.2}{4}} = 13.83$$

D : Diamètre du fût. (1.2 m)

L : Longueur totale (8.3 m)

L<sub>c</sub> : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

$\bar{\lambda}$ : Élancement admissible qui vaut 50 (BAEL 91).

Donc :

$$13.83 < 50 \rightarrow \text{Pas de flambement}$$

**V.4.3.4. Ferrailage**

• **Armature longitudinale**

On utilise ROBOT EXPERT 2010 (flexion composée D=120cm, d=5cm) pour déterminer le ferrailage :

$$A_s = 95.8 \text{ cm}^2 \text{ Choix } 24\text{HA}25 \text{ espacées de } 15 \text{ cm}$$

• **Armature transversale**

Pour le choix du diamètre des armatures transversales on utilise la relation suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

Avec :

$\phi_l$  : diamètre des armatures longitudinales égal à 25 mm

$$\phi_t \geq 8.33\text{mm}$$

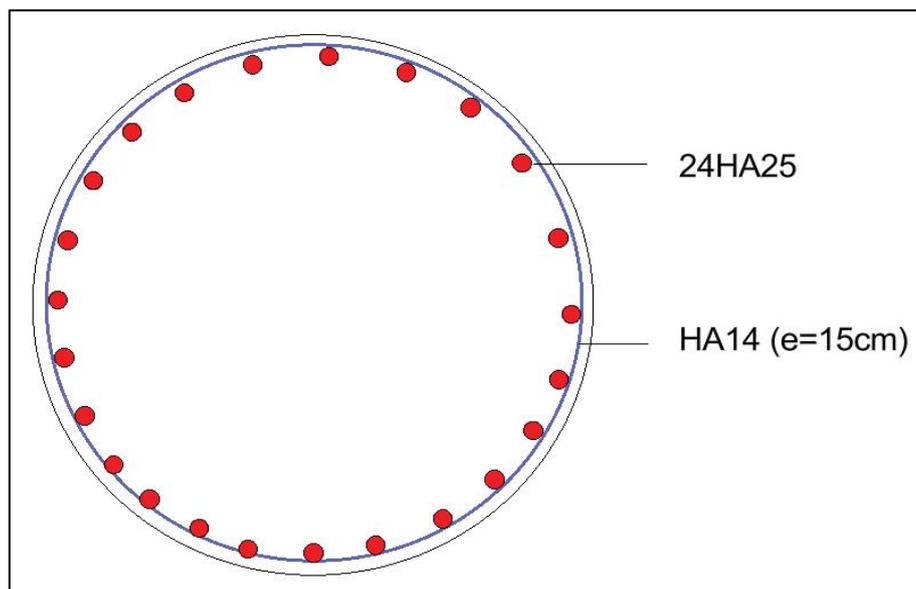
Il faut aussi vérifier :

Espacement maximale :  $\min [12 \phi ; D ; 20 \text{ cm}] = 20 \text{ cm}$

Choix :

Des cercles de HA16 espacés de 15 cm en zones courantes et de 10 cm en zones critiques.

La figure V.12 présente le schéma de ferrailage du fût.



**Figure V.12.**Schéma de ferrailage du fût

V.4.4. Étude de semelle

V.4.4.1. Charges appliquées sur la semelle

Le tableau suivant présente les charges et les surcharges appliquées sur la semelle:

Table V-16:Charges et surcharges appliquées sur la semelle

Charge	Effort normal (t)	Effort horizontale (t)	Bras de levier(m)	Moment à la base (t.m)
Poids propre du tablier	618.234	/	/	/
Poids propre du chevêtre	98	/	/	/
Poids propre du fût	70.35	/	/	/
Poids propre de la semelle	180			
Système A(L)	160.32	/	/	/
Système Bc	122.7	/	/	/
Convoi Mc120	113.24	/	/	/
Convoi D240	206.54	/	/	/
Force de freinage due à A (L)	/	5.96	11.7	69.73
Force de freinage duee à Bc	/	15	11.7	175.5

**V.4.4.2. Combinaisons des charges**

La combinaison de différents cas des charges sont données dans le tableau suivant

**Table V-17: Combinaisons des charges**

Actions prépondérantes	Combinaisons	N(t)	H(t)	M <sub>L</sub> (t)	M <sub>T</sub> (t)
ELU	1.35G + 1.6A(L)	1554.97	/	/	/
	1.6A(L)	/	9.54	111.62	/
	1.35G + 1.6B <sub>c</sub>	1505.3	/	/	/
	1.6B <sub>c</sub>	/	24	280.8	/
	1.35G + 1.35Mc120	1461.5	/	/	/
	1.35G + 1.35 D240	1587.07	/	/	/
ELS	G + 1.2A(L)	1161.6	/	/	/
	1.2A(L)	/	7.15	83.65	/
	G + 1.2B <sub>c</sub>	1116.85	/	/	/
	1.2B <sub>c</sub>	/	18	210.6	/
	G + Mc120	1082.85	/	/	/
	G + D240	1176.15	/	/	/
ELA	G+E <sub>T</sub> +0.3E <sub>T</sub> +0.3E <sub>V</sub> +0.2B <sub>c</sub>	1049,64	96.71	1334,6	339,5

**V.4.4.3. Calcul des réactions des pieux**

Chaque pieu est soumis à un effort normal et un moment fléchissant, la réaction ainsi est donnée par la relation suivante :

$$R_i = \frac{N}{n_{\text{pieux}}} \pm \frac{M_L}{W_L} \pm \frac{M_T}{W_L}$$

Avec :

$W_L$  Et  $W_T$  sont des coefficients calculés par ces formules :

$$W_L = \frac{n_1 \times d_1^2 + n_2 \times (-d_2)^2}{d_1} = \frac{3 \times 1.8^2 + 3 \times 1.8^2}{1.8} = 10.8m$$

$$W_T = \frac{n_2 \times d_2^2 + n_1 \times (-d_1)^2}{d_2} = \frac{2 \times 3.6^2 + 2 \times 3.6^2}{3.6} = 14.4m$$

$n_1, n_2$  : Nombre de pieu par file

$d_i$  : Distance entre centre de gravité de la semelle et centre de gravité du pieu.

On trouve :

**Table V-18:** Valeurs de  $R_{max}$  et  $R_{min}$  selon chaque état limite.

L'état limite	ELU	ELS	ELA
$R_{max}(t)$	280.77	208.37	332,09
$R_{min}(t)$	221	163.91	27,8

Selon le rapport de sol on trouve :

$$Q_{adm\ elu} = 443.45t$$

$$Q_{adm\ els} = 361.24t$$

$$Q_{adm\ ela} = 517.36t$$

- **Vérification des conditions**

Selon le RPOA on doit vérifier les efforts des pieux  $R_{max}$  et  $R_{min}$  pour les trois états limite :

**Table V-19:** Vérifications des efforts dans les pieux.

L'état limite	ELU	ELS	ELA
$R_{max} < Q_{adm}$	$280.77 < 443.45t$	$208.37 < 361.24t$	$332,09 < 517.36t$
$R_{min} > 0$	$221 > 0$	$163.91 > 0$	<b><math>27,8 &gt; 0</math></b>
$R_{min} < \frac{Q_{adm}}{1.3}$	/	/	<b><math>27,8 &lt; 397.96</math></b>

→ D'après le rapport de sol, la profondeur de pieux ancré est :  $L=29.00m$

#### V.4.4.4. Ferrailage des pieux

$$ELU \begin{cases} N_{min} = 221t/ml \\ M_y = 6.96t.m/ml \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} N_{min} = 163.91t/ml \\ M_y = 5.22t.m/ml \end{cases}$$

$$ELA \begin{cases} N_{min} = 27,8t/ml \\ M_y = 28,04t.m/ml \end{cases}$$

- Ferrailage principal :  $A_s = 113.1 \text{ cm}^2$  ; Soit : 24HA25 avec  $e = 15cm$ .

-Vérification de l'effort tranchant en tête de pieu :

On assimile la section circulaire à une section rectangulaire ( $b_0 \times d$ )

Condition à vérifier :  $\tau_{ela} = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_{ela}$

<b>D (m)</b>	Diamètre des pieux	/	1.2
<b>E(m)</b>	Enrobage des pieux	/	0.07
<b>H<sub>cri</sub>(m)</b>	Hauteur critique des pieux	2D	2.40
<b>V<sub>b</sub>(m<sup>3</sup>)</b>	Volume de béton pour H <sub>cri</sub>	$\frac{\pi r_{pieux}^2}{H_{critique}}$	2.71
<b>V<sub>a</sub>(m<sup>3</sup>)</b>	Volume d'acier pour H <sub>cri</sub>	$\frac{0.01 \times 0.8 \times V_b}{\sqrt{D}}$	0.02
<b>L<sub>cerce</sub>(m)</b>	Longueur d'une cerce	$\pi D - 2e$	3.33
<b>As(cm<sup>2</sup>)</b>	Section d'acier des cerces	$\frac{V_a}{L_{cerce}}$	59.53

$$\tau_{ela} = \frac{94.28 \times 0.01}{0.85 \times 0.76} = 1.45 \leq \overline{\tau}_{ela} = \min\left(\frac{0.15 f_{28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 3.52 \text{ Condition vérifiée}$$

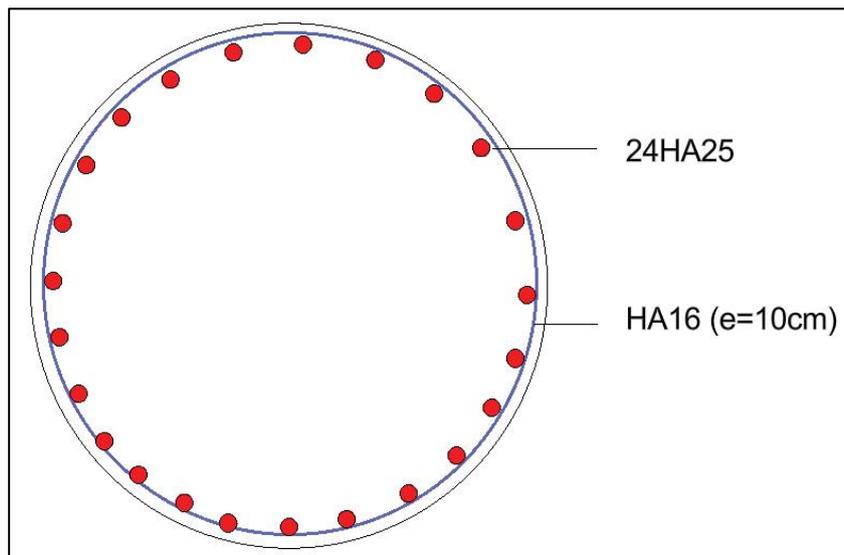
**Calcul des armatures transversales des pieux (cerces) :**

Selon le RPOA nous devons vérifier la condition suivante :  $V_a = L_{cerce} \times A_s$

La section  $A_s$  sera répartie sur la longueur  $2D = H_{cri}$

Le ferrailage transversal total requis pour  $H_{cri}$  est :25HA16

On prend des cerces de HA16 avec un espacement  $e = 10\text{cm}$



**Figure V.13.**Ferrailage des pieux

**V.4.5. Ferrailage de la semelle**

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des bielles en utilisant les combinaisons d'action calculées à l'état limite ultime.

**V.4.5.1. Condition de l'application de la méthode des bielles :**

Afin de pouvoir appliquer cette méthode, il y a lieu de satisfaire les conditions suivantes :

- l'angle d'inclinaison des bielles par rapport à l'horizontale est au moins égal à 45°

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}$$

L'épaisseur de la semelle h doit être :

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

Où, l et b représentent respectivement l'entraxe entre les pieux et le diamètre du fût.

Soit :

$$\tan(\alpha) = 1 \Rightarrow \alpha = 45^\circ \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} = 1.5m \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Les deux conditions sont satisfaites, la méthode des bielles est applicable

**V.4.5.2. Calcul de la section d'acier à l'ELU**

La section d'acier à l'ELU est donnée par la formule :

$$A_u = \frac{N_i}{\sigma_{adm}} \times \frac{l/2 - b/4}{h}$$

Tel que :

$$\sigma_{adm} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78MPa$$

$$A_u = \frac{N_i}{\sigma_{adm}} \times \frac{l/2 - b/4}{h} = \frac{2.81}{434.78} \times 1 = 6.46 \times 10^{-3}m^2$$

Alors :

$$A_u = 64.6cm^2$$

**V.4.5.3. Calcul de la section d'acier à l'ELS**

La section d'acier à l'ELS est donnée par la formule :

$$A_{ser} = \frac{N_i}{\bar{\sigma}_s} \times \frac{l/2 - b/4}{h}$$

Tel que :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3}f_e = 333.3MPa$$

D'où :

$$A_{ser} = \frac{2.08}{333.3} \times 1 = 6.24 \times 10^{-3}m^2$$

$$A_{ser} = 62.4cm^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser}) = A_u = 64.6cm^2$$

La semelle est ferrailée à ELU :  $A_s = 64.6cm^2$

On choisit une section d'armature de 10HA32

L'espacement est donné par la formule suivante :

$$S_t = \frac{\varnothing + h - d}{n - 1}$$

Tel que :

- $\varnothing$  : diamètre du pieu.
- h : hauteur de la semelle.
- d : enrobage = 10cm.
- n : nombre de barres = 10

$$S_t = 28.8\text{cm}$$

On prend un espacement de 25 cm.

On choisit : nappes HA32 avec un espacement  $e = 25\text{cm}$

#### V.4.5.4. Les armatures de répartition inférieures :

La section minimale des aciers de répartition est fixée à  $A_s/3$  (recommandation du service SETRA).

$$A_s = \frac{64.6}{3} = 21.53\text{cm}^2$$

Entre les différentes bandes, on place des armatures de répartition de section 10HA20

#### V.4.5.5. Armatures principales supérieures dans la semelle

La section minimale des aciers de répartition est fixée à  $A_s/3$

On choisit : 10HA25

#### V.4.5.6. Armatures de répartition supérieures

Leur pourcentage est fixé à 1/10 de la section d'acier ( $A_s$ ).  $A_{s\text{-répar}} = A_s/10$

$A_{s\text{-répar}} = 6.46\text{ cm}^2$

On prend : 10HA16

Le ferrailage de la semelle est présenté dans la figure suivante:

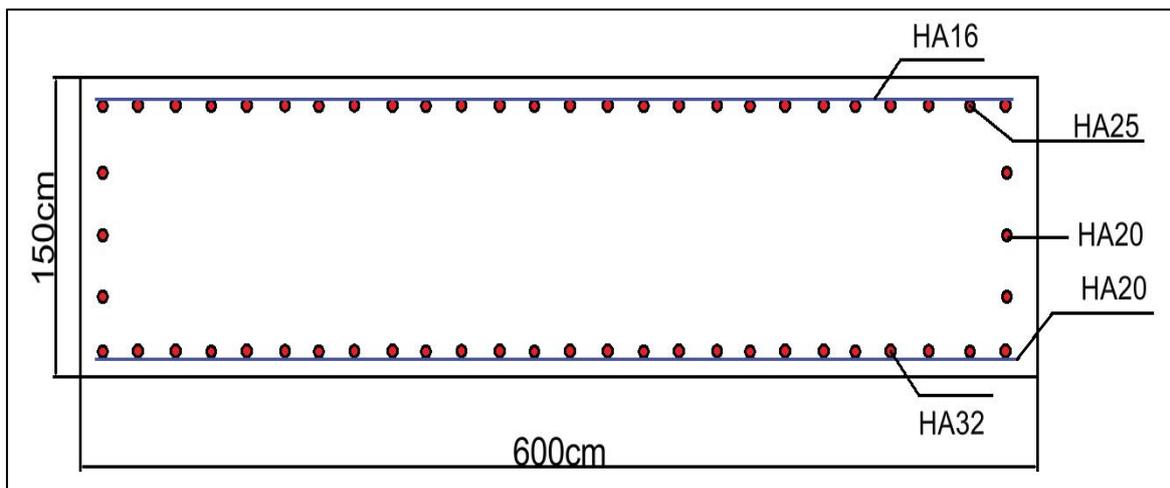


Figure V.14. Ferrailage de la semelle

**V.5. Étude de la culée**

La culée est un appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre le milieu souple et le milieu rigide.

Elle a deux rôles principaux, à la fois un appui du tablier et un mur de soutènement qui subit la poussée des terres et les surcharges de remblais.

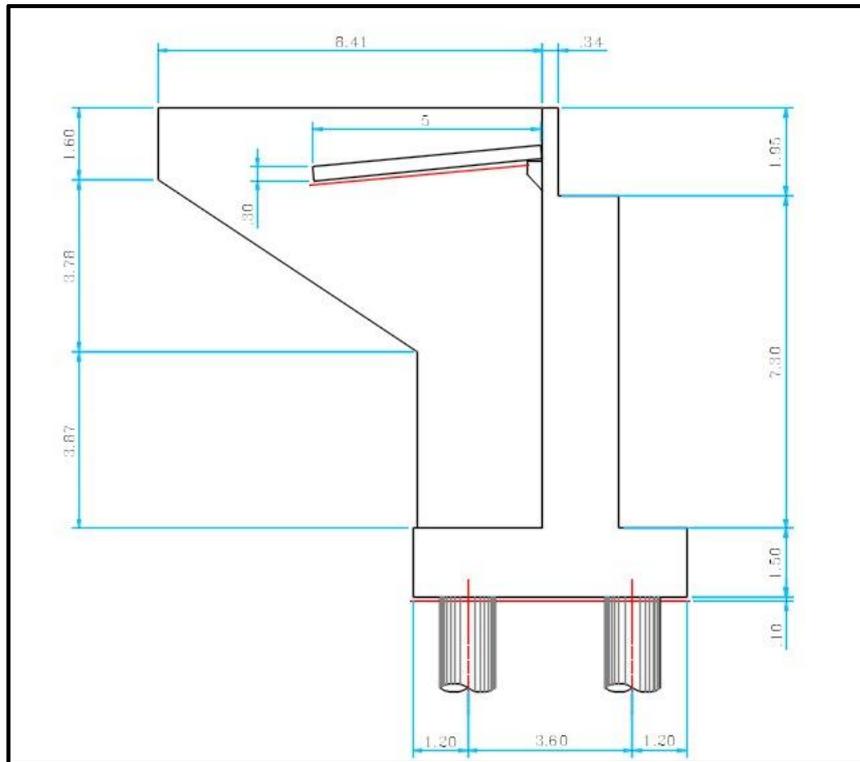
**V.5.1. Dimensionnement de la culée**

**Table V-20: Dimension de la culée**

Eléments de la culée	Rôle	Dimension en (m)	
<b>Mur de front</b>	C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et retenir les terres du remblai.	<b>Hauteur</b>	<b>7.3</b>
		<b>Largueur</b>	<b>10</b>
		<b>Epaisseur</b>	<b>1.66</b>
<b>Mur en retour</b>	Les murs en retour sont fondés sur le terrain ou accrochés en encorbellement sur le mur de front et ils participent à l'équilibre d'ensemble en stabilisant le mur de front	<b>Hauteur</b>	<b>9.25</b>
		<b>Largueur</b>	<b>8.41</b>
		<b>Epaisseur</b>	<b>0.9</b>
<b>Mur garde grève (MGG)</b>	Le mur de garde grève est destiné à retenir les terres derrière le tablier afin d'éviter tout contact avec les remblais, assurer la fixation du joint de chaussée et servir d'appui à la dalle de transition.	<b>H</b>	<b>1.95</b>
		<b>Largueur</b>	<b>10</b>
		<b>Epaisseur</b>	<b>0.34</b>
<b>Dalle de transition (DDT)</b>	La dalle de transition, coulée sur un béton de propreté de 30 cm d'épaisseur, sert à limiter les tassements des remblais et à assurer le confort lors du passage entre la chaussée et le tablier du pont.	<b>Longueur</b>	<b>8.2</b>
		<b>Largueur</b>	<b>5</b>
		<b>Epaisseur</b>	<b>0.3</b>
<b>Corbeau</b>	Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition et le corbeau avant pour protéger le tablier.	<b>H<sub>1</sub></b>	<b>0.3</b>
		<b>H<sub>2</sub></b>	<b>0.34</b>
		<b>Largueur</b>	<b>8.2</b>
		<b>Epaisseur</b>	<b>0.34</b>

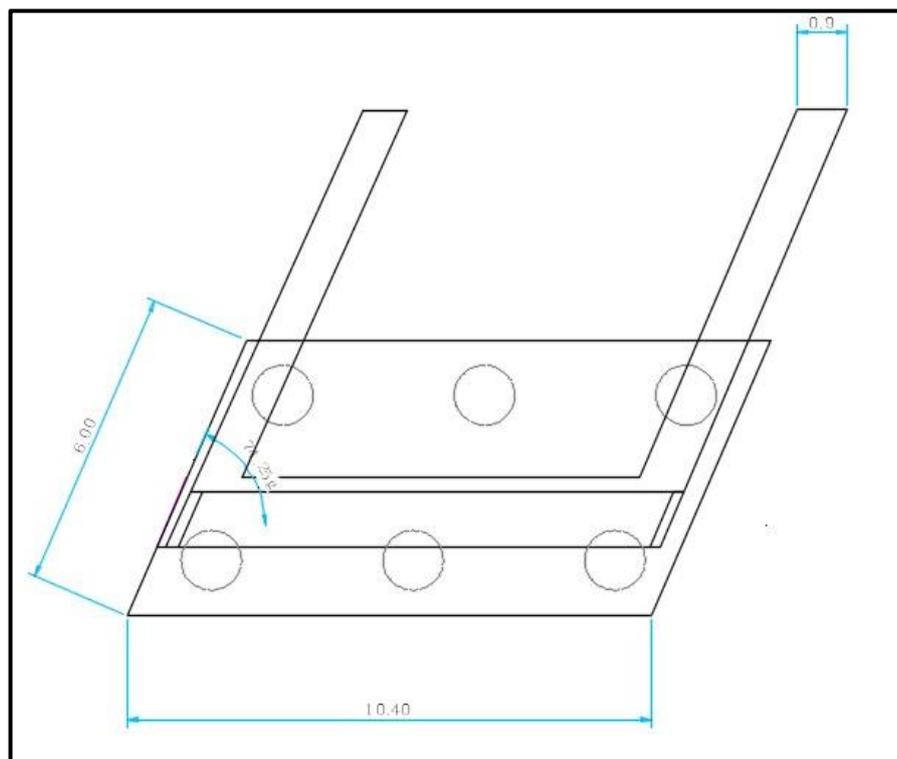
**V.5.2. Les coupes longitudinale et transversale de la culée**

La figure suivante représente la section longitudinale de la culée



**Figure V.15.**Section longitudinale de la culée.

La figure suivante représente la section transversale de la culée



**Figure V.16.**Section transversale de la culée.

**V.5.3. Étude de la stabilité de la culée**

Calcul du coefficient de poussée : Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $k_h$ ;  $k_v$  : d'après RPOA.

$$K_h = A$$

avec  $A = 0.12$  (Zone I ; groupe 2) selon la carte de zonage sismique RPOA 2008

$$K_h = 0.12 ;$$

$$K_v = 0.036$$

A: coefficient d'accélération de zone.

La valeur des poussés des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = 0.5\gamma(1 \pm k_v) \times K_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

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

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

- $K_{ad}$  : Coefficient de poussée active du remblai
- $H$  : Hauteur du mur
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  : poids des terres.
- $\varphi = 30^\circ$  : L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- $\beta = 0$  : Angle de la surface du remblai sur horizontal
- 

**Table V-21:** Coefficient de poussée

Action du séisme	$k_h$	$k_v$	$\theta^\circ$	$K_{ad}$
Condition normale	0	0	0	0.33
1+ $k_v$	0.12	0.036	6.6	0.40
1- $k_v$	0.12	0.036	7.1	0.41

**V.5.4. Étude statique de la culée**

**V.5.4.1. Calcul des sollicitations**

Les sollicitations sont résumées dans le tableau , en sachant que le poids volumique du béton est pris à  $2.5t/m^3$ , et celui des terres à  $2t/m^3$ . Par mesure de sécurité nous prendrons en considération une surcharge sur remblais de  $1t/m^2$

**Table V-22: Récapitulatif des sollicitations dues aux poids propres.**

<b>Désignation</b>	<b>N(t)</b>	<b>H(t)</b>	<b>M<sub>N</sub> (t.m)</b>	<b>M<sub>H</sub> (t.m)</b>
<b>Tablier</b>	309.12	00	259.66	/
<b>MGG</b>	16.57	/	1.5	/
<b>Corbeau</b>	3.3	/	1.089	/
<b>Mur frontal</b>	302.95	/	202.97	/
<b>Mur en retour</b>	202.5	/	-605.04	/
<b>Semelle</b>	234	/	00	/
<b>Dés d'appui</b>	1.24	/	1.04	
<b>DDT</b>	30.75	/	-83.33	/
<b>Poids des terres avant</b>	15.91	/	34.17	/
<b>Poids des terres arrière</b>	411.48	/	-475,14	/
<b>Poids des terres sur DDT</b>	65.6	/	-177.78	/
<b>Poussée des terres</b>	/	388.98	/	1198.05
<b>Total</b>	1593,42	388,98	-823,29	1198,05

V.5.4.2. Évaluation des surcharges routière provenant de la superstructure

Table V-23:récapitulative des sollicitations des surcharges routière

Désignation	N(t)	H(t)	Z <sub>v</sub> (m)	Z <sub>h</sub> (m)	M <sub>N</sub> (t.m)	M <sub>H</sub> (t.m)
Surcharge A(L)	118.9	00	0.84	9.1	99.87	/
Surcharge Bc	112.36	00	0.84	9.1	94.38	/
Mc120	106.95	00	0.84	9.1	89.84	/
D240	173.17	00	0.84	9.1	145.46	/
Effort de freinage Bc	/	15	/	9.1	/	136.5
Effort de freinage A(L)	/	5.69	/	9.1	/	51.78

V.5.4.3. Calcul des poussées

• Force statique des terres derrière culée

La charge due aux poussées des terres est appliquée à h/3 de la hauteur totale de la culée elle est donnée par :

$$F_p = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times \gamma \times h^2 \times L$$

$$F_p = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 2 \times 10.75^2 \times 10.20 = 388.98t$$

• Force dynamique des terres derrière culée

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm k_v) \times h^2 \times L \times K_{ad}$$

$$F_{ad1} = \frac{1}{2} \times 2 \times (1 + 0.036) \times 10.75^2 \times 10.20 \times 0.40 = 488.46t$$

$$F_{ad2} = \frac{1}{2} \times 2 \times (1 - 0.036) \times 10.75^2 \times 10.20 \times 0.41 = 463.25t$$

• Force statique des surcharges H sur culée

$$H = K_a \times q \times (L - 0.9 \times 2) \times h$$

$$H = 0.33 \times 1 \times (10.20 - 0.9 \times 2) \times 10.75 = 30.1t$$

• Moment statique des surcharges :  $M = \frac{F \times h_{culée}}{2} = 160.18t.m$

$K_{ad}$  : coefficient de poussée des terres .

$\gamma$  : poids volumique de remblai ( $\gamma = 20 \text{ t/m}^3$ ).

$h$  : hauteur totale ( $h = 10.75 \text{ m}$ ).

$L$  : Largeur de la culée

$q$  : Surcharge sur remblai ( $q = 1 \text{ t / m}^2$ )

**V.5.4.4. Calcul sismique de la culée**

Évaluation des charges sismiques générées uniquement par les éléments de la culée :

Les efforts sismiques sont calculés en considérant un point de référence situé à la base et au centre de la semelle. Chaque composant de la culée engendre des charges sismiques verticales et horizontales, selon les coefficients suivants :

- Coefficient horizontal :  $k_h = 0.12$  ; Coefficient vertical :  $k_v = 0.036$

Le tableau ci-dessous présente les sollicitations induites par le poids propre en cas d'un séisme, avec :

$$V_s = 0.036 \times N, H_s = 0.12 \times H, M_N = Z_v \times V_s, M_H = Z_h \times H_s$$

**Table V-24:**Récapitulative des sollicitations dues aux poids propre en cas d'un séisme.

	<b>Vs (T)</b>	<b>Zv(m)</b>	<b>Hs (t)</b>	<b>Zh(m)</b>	<b>Mv (t.m)</b>	<b>MH(t.m)</b>
<b>MGG</b>	0.6	0.09	1.99	10.74	0.054	21.37
<b>Corbeau</b>	0.12	0.33	0.4	8.8	0.04	3.52
<b>Mur frontal</b>	10.9	0.67	36.35	5.15	7.3	187.2
<b>Mur en retour</b>	7.4	-2.99	24.86	10.75	22.13	267.25
<b>Semelle</b>	8.42	0	28.08	0	0	0
<b>Dés d'appui</b>	0.04	0.84	0.15	9.1	0.037	1.37
<b>DDT</b>	1.11	-2.71	3.69	9.59	-2.99	36.56
<b>P. des terres avant</b>	0.55	2.25	1.8	/	1.23	/
<b>P. des terres arrière</b>	16.26	-1.11	54.22	4.55	-18.05	/
<b>Poids des terres sur DTT</b>	2.36	-2.71	7.8	9.59	22.63	/
<b>Poussée des terres</b>	/	/	488.47	3.8	/	1880.6
<b>Total</b>	47.78	/	583.99	/	-40.93	2418.31

**Combinaison des charges à l'ELU, l'ELS et l'ELA**

La combinaison la plus défavorable à l'ELU:

$$\begin{cases} 1.35G+1.2Bc \\ M_{LMAX} = 1638,39t.m \\ N_{corr} = 2330,407t \\ H_{Lcorr} = 454,758t \end{cases}$$

La combinaison la plus défavorable à l'ELS :

$$\begin{cases} G+1.2Bc \\ M_{LMAX} = 1215,64t.m \\ N_{corr} = 1727,89t \\ H_{Lcorr} = 337,08t \end{cases}$$

La combinaison la plus défavorable à l'ELA est :

$$\begin{cases} G+Ex+0,3Ey+0,3Ez+0,2Bc \\ M_{LMAX} = 1610,13t.m \\ H_L = 400,88t \\ H_T = 23,031t \\ N_{corr} = 1634,11t \\ M_{Tcorr} = 209,5821t.m \end{cases}$$

**V.5.4.5. Calcul des réactions des pieux :**

Chaque pieu est soumis à un effort normal et un moment fléchissant, la réaction ainsi est donnée par la relation suivante :

$$R_i = \frac{N}{n_{pieux}} \pm \frac{M_L}{W_L} \pm \frac{M_T}{W_L}$$

Avec :

$W_L$  Et  $W_T$  sont des coefficients calculés par ces formules :

$$W_L = \frac{n_1 \times d_1^2 + n_2 \times (-d_2)^2}{d_1} = \frac{3 \times 1.8^2 + 3 \times 1.8^2}{1.8} = 10.8m$$

$$W_T = \frac{n_2 \times d_2^2 + n_1 \times (-d_1)^2}{d_2} = \frac{2 \times 4^2 + 2 \times 4^2}{4} = 16m$$

$n_1, n_2$  : Nombre de pieu par file

$d_i$  : Distance entre centre de gravité de semelle et centre de gravité de pieu.

On trouve :

**Table V-25:** Valeurs de Rmax et Rmin selon chaque état limite.

L'état limite	ELU	ELS	ELA
Rmax(t)	540.1	400.54	434.5
Rmin(t)	236.7	175.42	110.17

Selon le rapport de sol on trouve :

$$Q_{adm\ elu} = 579.95t$$

$$Q_{adm\ els} = 489.65t$$

$$Q_{adm\ ela} = 697.61t$$

• **Vérification des conditions :**

Selon le RPOA on doit vérifier les efforts des pieux Rmax et Rmin pour les trois états limite

**Table V-26:** Vérifications des efforts des pieux.

L'état limite	ELU	ELS	ELA
$R_{max} < Q_{adm}$	$540.1t < 579.95t$	$400.54 < 489.65t$	$434.5t < 697.61t$
$R_{min} > 0$	$236.7 > 0$	$175.42 > 0$	$110.17 > 0$
$R_{min} < \frac{Q_{adm}}{1.3}$	/	/	$110.17 < 536.62$

→ D'après le rapport de sol, la profondeur de pieux ancrés est : L=29.00m

**Ferraillage des pieux :**

$$ELU \begin{cases} N_{min} = 236.7t/ml \\ M_y = 13.18t.m/ml \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} N_{min} = 175.42t/ml \\ M_y = 9.77t.m/ml \end{cases}$$

$$ELA \begin{cases} N_{min} = 110.17t/ml \\ M_y = 11.62t.m/ml \end{cases}$$

- Ferraillage principal :  $A_s = 113.1cm^2$  ; Soit 24HA25 avec  $e = 15cm$  .

**-Vérification de l'effort tranchant en tête de pieu**

On assimile la section circulaire à une section rectangulaire ( $b_0 \times d$ )

Condition à vérifier :  $\tau_{ela} = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_{ela}$

$D_{\text{pieu}}$	Diamètre du pieu	1.2m
$f_{c28}$	Contrainte de béton à 28 jours	27MPa
$f_e$	Contrainte d'acier	500MPa
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité de béton	1.15
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité de l'acier	1
$V_u$	Effort de cisaillement en tête de pieu à l'ELA	94.28t
$b_0$		0.85m
$d$	$d = 0.9 \times b_0$	0.76m
$\tau_{\text{ELA}}$	Contrainte de cisaillement	1.45MPa
$\bar{\tau}_{\text{ELA}}$	Contrainte limite de cisaillement	3.52MPa

$$\tau_{\text{ela}} = \frac{94.28 \times 0.01}{0.85 \times 0.76} = 1.45 \leq \bar{\tau}_{\text{ela}} = \min\left(\frac{0.15f_{28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 3.52 \text{ Condition vérifiée}$$

**Calcul des armatures transversales des pieux (cerces) :**

Selon le RPOA nous devons vérifier la condition suivante :  $V_a = L_{\text{cerce}} \times A_s$

La section  $A_s$  sera répartie sur la longueur  $2D = H_{\text{cri}}$

<b>D (m)</b>	Diamètre des pieux	/	1.2
<b>E(m)</b>	Enrobage des pieux	/	0.07
<b>H<sub>cri</sub>(m)</b>	Hauteur critique des pieux	2D	2.40
<b>V<sub>b</sub>(m<sup>3</sup>)</b>	Volume de béton pour H <sub>cri</sub>	$\frac{\pi r_{\text{pieux}}^2}{H_{\text{critique}}}$	2.71
<b>V<sub>a</sub>(m<sup>3</sup>)</b>	Volume d'acier pour H <sub>cri</sub>	$\frac{0.01 \times 0.8 \times V_b}{\sqrt{D}}$	0.02
<b>L<sub>cerce</sub>(m)</b>	Longueur d'une cerce	$\pi D - 2e$	3.33
<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	Section d'acier des cerces	$\frac{V_a}{L_{\text{cerce}}}$	59.53

Le Ferrailage transversal total requis par 1 mètre de pieu :25HA16

On prend des cerces de HA16 avec un espacement  $e = 10\text{cm}$

**V.5.4.6. Ferrailage de la semelle**

D'après le guide (SETRA Piles et palées appareils d'appuis, (PP73) [12]:

**Table V-27:**Récapitulative de calcul de moment de semelle.

Combinaison	N° FILE	R <sub>i</sub>	L <sub>i</sub>	hs	M (t.m)	M(t.m/ml)
ELU	1	540.1	0.72	1.45	388.87	144.03
	2	236.7	2.06		487.604	180.6
ELS	1	400.54	0.72		288.4	106.81
	2	175.42	2.06		360.37	133.84
ELA	1	434.5	0.72		312.84	115.86
	2	110.17	2.06		226.95	84.05

Avec :

$L_i$  =La distance entre 0.25 de mur frontal et l'axe de pieux.

Le moment est divisé sur une longueur de  $l' = \varphi + hs$  tel que  $l' = 2.7$  m

Le ferrailage est effectué par ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 × 1.5m) en flexion simple, sous le cas de chargement le plus défavorable

Section théorique :  $A_s = 40.3cm^2$

Condition de non fragilité :  $A_{cnf} = \frac{0.23b_0df_{tj}}{f_e} = 14.8cm^2$

$$0.15\%S \leq A_2 \leq 1.5\%S \text{ tel que } S = 15000cm^2$$

$$22.5cm^2 \leq A_2 \leq cm^2$$

$$\rightarrow A = \max(A_s, A_{cnf}, A_2)$$

On prend une section :  $A = (40.3cm^2) \rightarrow 6HA32$ , avec un espacement  $e=15cm$

**Pour les armatures de répartition  $A_r$  :**

$$\text{On a: } \frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2} \rightarrow \frac{40.3}{4} < A_r < \frac{40.3}{2} \rightarrow 10 < A_r < 20.015$$

On prend un ferrailage de HA20 avec un espacement de 15cm

**Les armatures supérieures :**

La section minimale d'acier est fixée à  $A/3$  « selon le guide SETRA PP73 » :

$$A_t = \frac{A_s}{3} = \frac{40.3}{3} = cm^2$$

On prend un ferrailage de HA20 avec un espacement de 15cm.

**Pour les armatures de répartition  $A_r$  :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 3.35cm^2$$

On prend un ferrailage de HA16 avec un espacement de 15cm.

**Les armatures latérales :**

$$\frac{A_s}{10} = \frac{40.3}{10} = 4.03cm^2$$

On prend un ferrailage de 6HA20 .

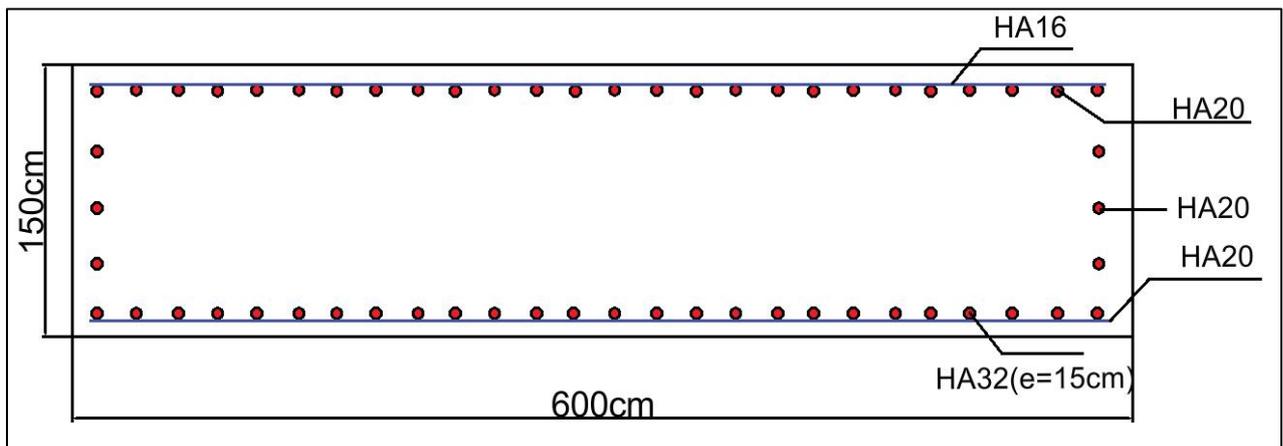


Figure V.17.Ferrailage de la semelle

**V.5.4.7. Vérification de cisaillement semelle-pieu :**

Symbole	Désignation	Valeur	Unité
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton	27	Mpa
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité de béton ELA	1.00	-
$V_U$	Effort tranchant en tête de pieu ELA (1pieu)	94.28	t
$\Phi_{\text{pieu}}$	Diamètre du pieu	1.20	m
$\tau_U$	Contrainte de cisaillement en tête de pieu	110	t/m <sup>2</sup>
$\tau_{U\text{max}}$	Contrainte limite de cisaillement du béton	270.0	t/m <sup>2</sup>

$$\tau_U < \tau_{U\text{max}} \text{ condition vérifiée}$$

Avec :

$$V_U = \frac{\text{effort horizontal}}{12}$$

$$\tau_U = \frac{1.4 \times V_u}{\phi^2}$$

$$\tau_{U_{\max}} = 0.1 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**V.5.4.8. Vérification du poinçonnement semelle-pieu**

Symbole	Désignation	Valeur
<b>a</b>	De bord de la semelle sens longitudinale	<b>0.6m</b>
<b>b</b>	De bord de la semelle sens transversale	<b>0.6m</b>
<b>h</b>	Épaisseur totale de la semelle	<b>1.5m</b>
<b><math>\gamma_b</math></b>	Coefficient de sécurité de béton ELU	<b>1.15</b>
<b><math>\gamma_b</math></b>	Coefficient de sécurité de béton ELA	<b>1</b>
<b><math>f_{c28}</math></b>	Résistance caractéristique du béton	<b>27MPa</b>
<b><math>U_c</math></b>	Périmètre du contour du feuillet moyen	<b>4.913m</b>
<b><math>Q_{U\text{-fondamentale}}</math></b>	Charge de calcul à l'ELU	435.05t
<b><math>Q_{U\text{-accidentel}}</math></b>	Charge de calcul à l'ELA	415.60t

Avec :

$$U_c = D_{\text{pieu}} + a + b + \frac{\pi^2 + D_{\text{pieu}}}{4} = 4.913m$$

$$Q_{\text{elu}} = R_{\text{max}} = 435.05t$$

$$Q_{\text{ela}} = R_{\text{max}} = 415.60t$$

**Application numérique :**

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.913 \times 1.5 \times \frac{27}{1.15} = 788.6t$$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.913 \times 1.5 \times \frac{27}{1} = 895.3t$$

On a :

$$Q_{\text{elu}} = 435.05 < 788.6t \text{ condition vérifiée}$$

$$Q_{\text{ela}} = 415.60t < 895.3t \text{ condition vérifiée}$$

**V.5.5. Ferrailage des éléments de la culée**

**V.5.5.1. Étude et ferrailage du mur garde-grève**

Il est supposé travailler en flexion simple et considérer encastrement à la base. Les efforts appliqués sur le mur sont :

• **Poussée des terres :**

Le moment à l'encastrement :  $M = P H / 3$  tel que  $P = 0.5 \times \gamma \times H^2 \times L \times Ka$

Avec :

- $Ka = 0.33.$
- $\gamma = 2t/m^3$
- $L=1m.$
- $H=1.95m.$

Donc :

$$M_t = 2 \times \frac{1.95^3}{6} \times 1 \times 0.33 = 0.203t.m/ml$$

• **Force de freinage Bc**

$$M_f = \frac{2 \times \mu \times p \times H}{0.25 + 2H}$$

$\mu = 1.6$  à ELU       $M_f = 4.51t.m/ml$

$\mu = 1.2$  à ELS       $M_f = 3.38t.m/ml$

• **Poussée due aux surcharges sur le remblai**

$$P = Ka \times 1 \times H = 0.64t$$

$$M_p = 0.42t.m/ml$$

**V.5.5.2. Combinaison des charges**

**Table V-28:** Combinaison des charges

	Combinaison	M(t.m/ml)
ELS	$M_p + 1.2(M_t + M_f)$	4.04
ELU	$1.35M_p + 1.6(M_t + M_f)$	5.40

**V.5.5.3. Ferrailage**

A l'aide de logiciel ROBOT EXPERT (flexion simple h=40 cm, b=100 cm), on détermine le ferrailage comme ci-dessous :

Section théorique :  $A_{s1} = 8.1 \text{ cm}^2$

Section minimum :  $A_{s \text{ min}} = 2,8 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

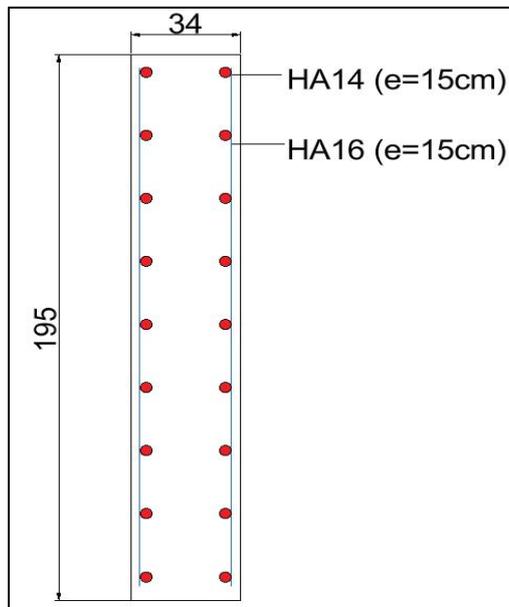
Elle est donnée par la relation suivante

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.29 \times \frac{2.7}{500} = 3.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Table V-29:** Récapitulatif de ferrailage du mur garde grève

Coté	Armatures	Type d'armature	Espacement en (cm)
Remblai	Principales	HA 16	15
	De répartition	HA 14	15
Ouvrage	Principales	HA 16	15
	De répartition	HA 14	15



**Figure V-18.** Ferrailage du mur garde-grève

**V.5.5.4. Étude et ferrailage de la dalle de transition**

La dalle de transition est soumise aux efforts suivants :

**V.5.5.4.1. Charges permanentes**

**Poids de la dalle de transition**

$$P_{\text{propre}} = \rho_{\text{beton}} \times e \times 1 = 2.5 \times 0.3 = 0.75\text{t/m}$$

**Poids du remblai**

$$P_{\text{remblai}} = \rho_{\text{terre}} \times h = 1.58\text{t/m}$$

**Surcharges**

Surcharge répartie, 10 kN/ml

Le tableau suivant représente les sollicitations sur la dalle de transition.

**Table V-30:** Sollicitations sur la dalle de transition

	<b>charge</b>	<b>T(t)</b>	<b>M(t.m)</b>
<b>Poids de la dalle de transition</b>	0.75	1.875	2.34
<b>Poids du remblai</b>	1.58	3.75	4.93
<b>surcharges</b>	1	2.5	3.125

Tableau suivant représente les combinaisons des charges.

**Table V-31:** Combinaison des charges

<b>ELS(G+1.2Q)</b>		<b>ELU(G+1.6Q)</b>	
<b>T(t)</b>	<b>M(t.m)</b>	<b>T(t)</b>	<b>M(t.m)</b>
8.625	11.02	11.59	14.81

### V.5.5.4.2. Ferrailage

A l'aide de logiciel ROBOT EXPERT (flexion simple  $b=100$  cm,  $h=30$  cm) on détermine le ferrailage comme ci-après :

$$A_s = 20.02 \text{ cm}^2$$

**Table V-32:**Récapitulatif de ferrailage de la dalle de transition

	Armatures	Type d'armature	Espacement e (cm)
Nappe inférieure	Principales	HA 25	20
	De répartition	HA 16	20
Nappe supérieure	Principales	HA 20	20
	De répartition	HA 14	20

### Vérification de la contrainte de cisaillement

L'effort tranchant max :

$$V_{umax} = 11.59 \text{ t}$$

$\tau_u$  : la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{115.9}{1 \times 0.25} = 0.463 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \text{MIN}[0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}] = \text{MIN}[2.7, 4 \text{ MPa}] = 2.7 \text{ MPa}$

Avec :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,5$  en situation durable.

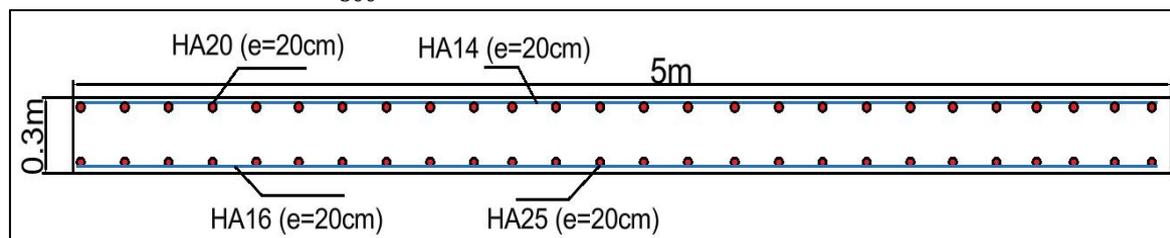
$\tau_u = 0.463 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.7 \text{ MPa} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

### Condition de non fragilité

Elle est donnée par la relation suivante

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.25 \times \frac{2.7}{500} = 3.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

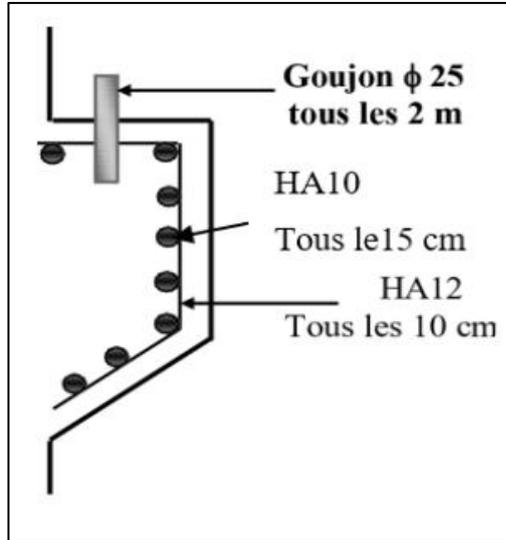


**Figure V.19.** Ferrailage de la dalle de transition

**V.5.5.5. Corbeau**

D'après les documents de (SETRA), son rôle est d'assurer le support de la dalle de transition. Le ferrailage du corbeau est réalisé par des armatures de HA10 espacées de 15 cm, et des goujons de HA25 tous les 2 m.

La figure suivante représente le ferrailage de corbeau :



**Figure V.20.** Ferrailage de corbeau

**V.5.5.6. Mur frontal**

**Combinaison des charges à l'ELU, l'ELS et l'ELA :**

La combinaison la plus défavorable à l'ELU :

$$1.35G+1.6Bc$$

$$\begin{cases} M_{LMAX} = 913.5t.m \\ N_{corr} = 1164t \\ H_{Lcorr} = 442.17t \end{cases}$$

La combinaison la plus défavorable à l'ELS :

$$G+1.2Bc$$

$$\begin{cases} M_{LMAX} = 678.87t.m \\ N_{corr} = 864.3t \\ H_{Lcorr} = 327.75t \end{cases}$$

La combinaison la plus défavorable à l'ELA est :

$$G+Ex+0,3Ey+0,3Ez+0,2Bc$$

$$\begin{cases} M_{LMAX} = 1413.63t.m \\ H_L = 391.55t \\ H_T = 23.03t \\ N_{corr} = 761.25t \\ M_{Tcorr} = 209.58t.m \end{cases}$$

**V.5.5.6.1. Ferrailage de mur frontal**

➤ **Armatures verticales**

A l'aide de logiciel ROBOT EXPERT (flexion composée b= 100 cm, h=166 cm),

On calcule le ferrailage :

$$A_s = 17.7 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

Elle est donnée par la relation suivante

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 1.66 \times \frac{2.7}{500} = 19.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition non-vérifiée}$$

• **La Section minimale :**

$$A=0, 15\% S = 24,9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s, A_{cnf}, A_{min})$$

$$A_s = 24,9 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartition**

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2}$$

$$6.22 \text{ cm}^2 < A_r < 12.45 \text{ cm}^2$$

**Table V-33:** Récapitulatif de ferrailage de Mur frontal

	Type d'armature	Armatures	Espacement e (cm)
<b>Intérieur</b>	<b>Principales</b>	HA 25	15
	<b>De répartition</b>	HA 16	15
<b>Extérieur</b>	<b>Principales</b>	HA 20	15
	<b>De répartition</b>	HA 14	15

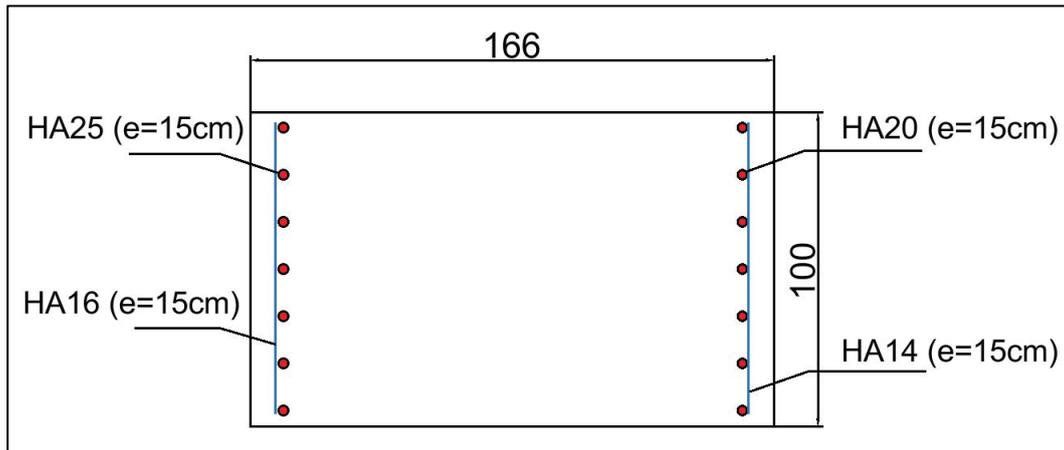


Figure V.21. Ferrailage de mur frontal

### V.5.5.7. Mur en retour

#### V.5.5.7.1. Charges appliquées sur le mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges :

- Poids propre du mur.
- Poussées horizontales réparties :

La modélisation du mur en retour se trouve à l'annexe B

Table V-34: Récapitulatif du moment max suivant la direction xx et yy

	$M_{xx}$ (t.m/ml)	$M_{yy}$ (t.m/ml)
ELU	-72.02	-26.99
ELS	-56.15	-23.45
ELA	-96.91	-36.36

#### V.5.5.7.2. Ferrailage

La détermination des moments et ferrailage sont faite à l'aide de logiciel ROBOT et ROBOT EXPERT (flexion simple  $b=100$  cm,  $h=90$  cm).

$$A_s = 23.4 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité

Elle est donnée par la relation suivante

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1 \times 0.9 \times \frac{2.7}{500} = 11.1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Table V-35:Récapitulatif de ferrailage de Mur en retour

Coté	Ferrailage horizontal		Ferrailage vertical	
	Type d'armatures	Espacement (cm)	Type d'armatures	Espacement (cm)
Intérieur	HA 20	15	HA 25	15
Extérieur	HA16	15	HA 20	15

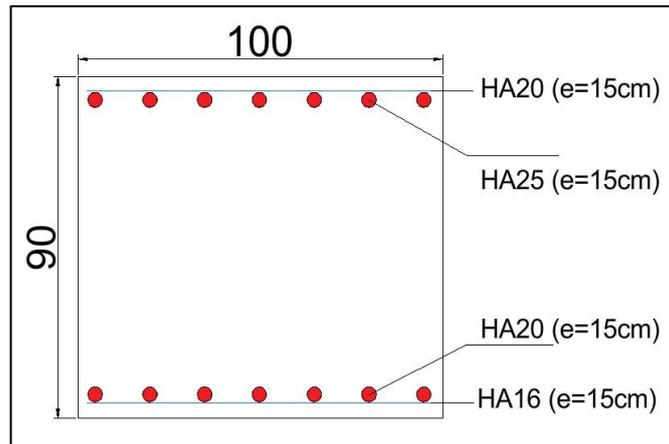


Figure V.22.Ferrailage de Mur en retour

### V.6. Conclusion

Ce dernier chapitre a permis de finaliser l'étude en abordant les éléments clés de l'infrastructure du pont, assurant sa stabilité, sa résistance sismique et sa durabilité. Il conclut ainsi une conception globale et cohérente, prête à répondre aux exigences techniques du site de Tébessa.

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'étude s'inscrit dans le cadre de la conception d'un ouvrage d'art routier à Tenoukla, Tébessa, visant à franchir une ligne ferroviaire stratégique de la liaison minière Annaba – Tébessa – Djebel Onk. À travers ce travail, nous avons appliqué une démarche complète d'ingénierie, de l'analyse du site à la modélisation structurelle, pour proposer une solution à la fois réaliste, durable et conforme aux normes en vigueur.

Les **données fonctionnelles** du projet comportent un **tracé en biais de 71,98 g**, un **profil en long adapté**, et une **chaussée de 2 × 3,88 m**. L'environnement naturel est marqué par une **topographie relativement plane**, une **sismicité faible (A = 0,12)**, et un **sol meuble**.

Trois variantes de pont ont été envisagées et comparées selon une analyse multicritère. Le choix final s'est porté sur un **pont VIPP (à poutres précontraintes) de 3 travées × 33,4 m**, soit une **longueur totale de 100,2 m**, avec **6 poutres espacées de 1,69 m**. Les **matériaux retenus** sont :

**Béton C40** pour la superstructure

**Béton C27** pour l'infrastructure

**Aciers passifs Fe500**

**Câbles de précontrainte 12T15 TBR**

Dans le chapitre III, le poids propre du tablier par travée a été déterminé à **618,243 t**, suivi de l'évaluation des **charges d'exploitation** (notamment les systèmes **Bc**, **Mc120** et **D240**) conformément au **RCPR 2008**

La **modélisation numérique** du tablier sous **Robot Structural Analysis** a permis de déterminer les sollicitations maximales selon les combinaisons les plus défavorables :

À l'ELU (1,35G + 1,35D240) :

→ **Moment maximal  $M_{max} = 742,46 \text{ t}\cdot\text{m}$**

→ **Effort tranchant  $T_{max} = 161,63 \text{ t}$**

À l'ELS (G + D240) :

→  **$M_{max} = 549,69 \text{ t}\cdot\text{m}$**

→  **$T_{max} = 119,73 \text{ t}$**

Ces valeurs ont orienté l'étude de la **précontrainte par post-tension**, réalisée en **classe II** avec une **tension initiale de 1440 MPa**. Le calcul a révélé que **3 câbles** suffisent à reprendre les efforts, avec **des pertes à 26 %**,

La vérification des contraintes a conduit au **ferraillage des poutres**, avec :

**Armatures longitudinales de peau : 16 HA12**

**Armatures transversales : cadres HA12 tous les 20 cm**

**Flèche totale sous charges :  $f = 3,49 \text{ cm}$**

**Rotation :  $\theta = 8,79 \times 10^{-3}$  rad**

**Déplacement horizontal : 1,86 cm**

Le **hourdis de 25 cm d'épaisseur** a été armé selon :

**Direction XX** : nappe inférieure **HA20**, nappe supérieure **HA16**

**Direction YY** : nappe inférieure **HA16**, nappe supérieure **HA14**

L'**entretoise** a été dimensionnée avec :

Nappe supérieure : **HA20**,

Nappe inférieure : **HA16**

Armatures de peau : **HA14**

Armatures transversales : **HA14**

Enfin, l'étude de l'infrastructure a couvert :

Le dimensionnement des **appuis élastomères frettés** ( $a = 30$  cm /  $b = 35$  cm /  $h = 60$  cm),

Une **analyse sismique complète** dans les trois directions,

Et la conception détaillée des **culées, piles et fondations sur pieux**.

## RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1]: **Règles parasismiques 2008 applicables aux ouvrages d'art** -RPOA 2008.Algérie: Ministère des travaux publique.
- [2] : **Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes**, Ponts mixtes acier-béton - Conception et calcul des ponts à poutres sous chaussée, 1994, SETRA.
- [3]: **CALGARO, Jean-Armand**, Projet et construction des ponts, 2006, Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- [4]: **Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes - SETRA**,Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension : guide de conception, 1996.
- [5]: **SETRA**, Ouvrages d'art – Ponts-dalles en béton précontraint, 1984.
- [6]: **Fascicule 62 Titre I du CCTG**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91), 1991, Journal Officiel de la République Française.
- [7]: Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes - RCPR , 2008, Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de la Mer.
- [8]: **Fascicule 62 Titre II du CCTG**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites (BPEL 91 révisé 99), 1999, Journal Officiel de la République Française.
- [9]: **CHERAK, M.**, Cours de béton armé et béton précontraint (polycopié de 4ème année génie civil), ENP
- [10]: **SETRA**, Appareils d'appui en élastomère fretté - Cahier des prescriptions communes, 2000.
- [11]: **SETRA**, Ponts en zone sismique - Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8, 2010.
- [12]: **SETRA**, Piles et palées - Appareils d'appuis - Cahier des prescriptions communes (PP73).
- [13]: **BEGRICHE, Aghiles et MENASRI, Achour**, Conception et étude du Viaduc V5 sur la pénétrante reliant Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest, 2016, ENP.
- [14]:**HABBICHE, Zakaria ; ABDERRAHIM ; REGUIEG, Ouail**, Étude d'un viaduc en béton précontraint par post-tension, 2020, ENP.



# **ANNEXES**



## Annexe A: Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre

### 1. Notations :

- $\Delta$  : Axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- $Y_i$ : Position du centre de gravité de la section (i) par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).
- $A$  : Section de la poutre.
- $S_{/\Delta}$ : Moment statique par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).
- $I_{/\Delta}$ : Moment d'inertie par rapport à l'axe( $\Delta$ ).
- $I_0$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :
- $I_{/\Delta} = I_0 + A_i \times Y_i^2$
- $I_{/G}$  : moment d'inertie de la section par rapport au centre de gravité tel que :

$$I_{/G} = I_{/\Delta(brute)} - S_{/\Delta(brute)} \times v'$$

- $v'$  : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure :

$$v' = \frac{S_{/\Delta}}{A}$$

- $v$  : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure :

$$v = h_t - v'$$

- $\rho$  : rendement géométrique de la section :

$$\rho = \frac{I_G}{v v' A_{nette}}$$

- Le calcul des contraintes se fait pour sections nettes, donc il ne faut pas tenir compte des sections de câbles de précontrainte qui ne participent pas à la résistance.

- Avant de connaître le nombre exact des câbles, cette déduction peut en première approximation d'avant projet se faire de façon forfaitaire pour environ 5% sur la section et 10% sur le moment statique, Donc :

$$A_{nette} = A_{brute} - 5\%A_{brute}$$

$$S_{/\Delta(nette)} = S_{/\Delta(brute)} - 5\%S_{/\Delta(brute)}$$

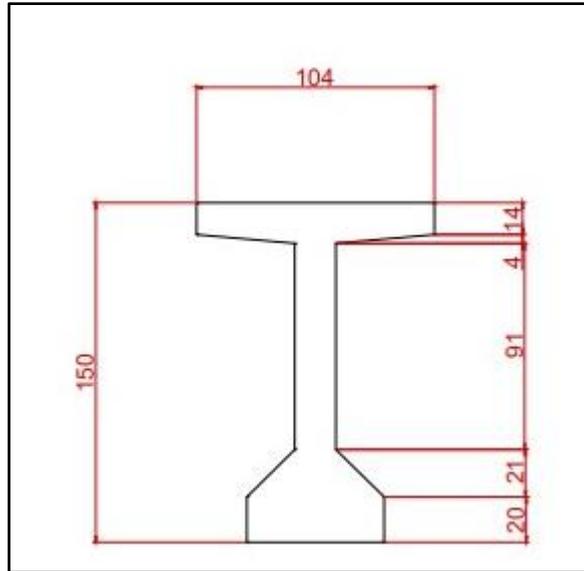
$$I_{/\Delta(nette)} = I_{/\Delta(brute)} - 5\%I_{/\Delta(brute)}$$

## ANNEXE

### 2. Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée :

#### a. Poutre intermédiaire sans hourdis :

La section de la poutre est présentée sur la figure suivante :



**Figure A-1:** Section à mi-travée

Ses caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau suivant :

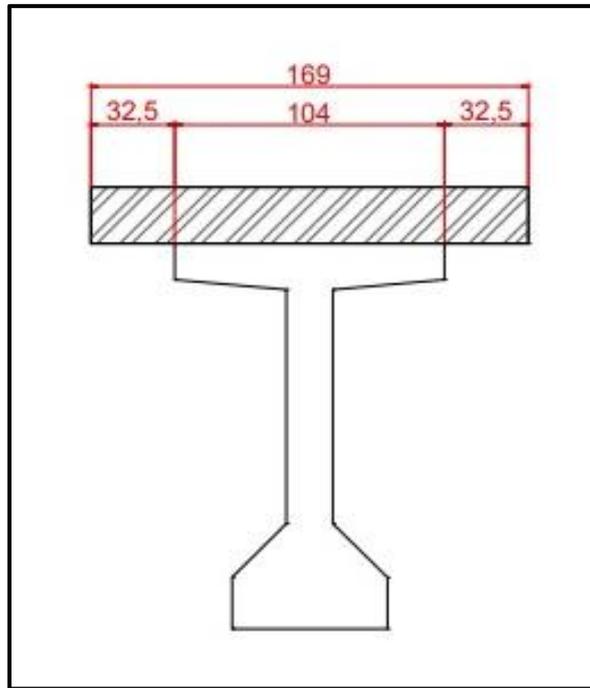
**Tableau A-1:** Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée

$A_{brute} (cm^2)$	5357	$A_{nette} (cm^2)$	5089.15
$S_{/\Delta(brute)}(cm^3)$	418141.7064	$S_{/\Delta(nette)}(cm^3)$	397234.6211
$I_{/\Delta(brute)} (cm^4)$	48453953	$I_{/\Delta(nette)} (cm^4)$	43608557.73
$v' (cm)$	78.0552	$v(cm)$	71.9448
$I_G(cm^4)$	15815818.5147	$\rho$	56%

## ANNEXE

### b. Poutre intermédiaire avec hourdis :

La section de la poutre est présentée sur la figure suivante :



**Figure A-2:** Poutre intermédiaire avec hourdis

Ses caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau suivant :

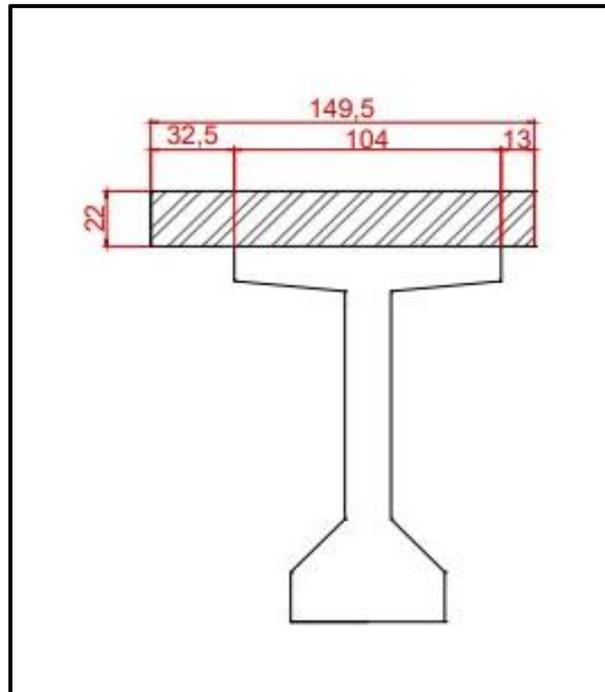
**Tableau A-2:** Caractéristiques géométriques de la poutre avec l'hourdis

$A_{brute} (cm^2)$	9075	$A_{nette} (cm^2)$	8621.25
$S_{/\Delta(brute)}(cm^3)$	1016739.405	$S_{/\Delta(nette)}(cm^3)$	965902.4348
$I_{/\Delta(brute)} (cm^4)$	144978125.5	$I_{/\Delta(nette)} (cm^4)$	130480313
$v' (cm)$	112.0374	$v(cm)$	59.9626
$I_G(cm^4)$	31065286.12	$\rho$	51%

## ANNEXE

### Poutre de rive avec hourdis :

La section de la poutre est présentée sur la figure suivante :



**Figure A-3:** Poutre de rive avec hourdis

Ses caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau suivant :

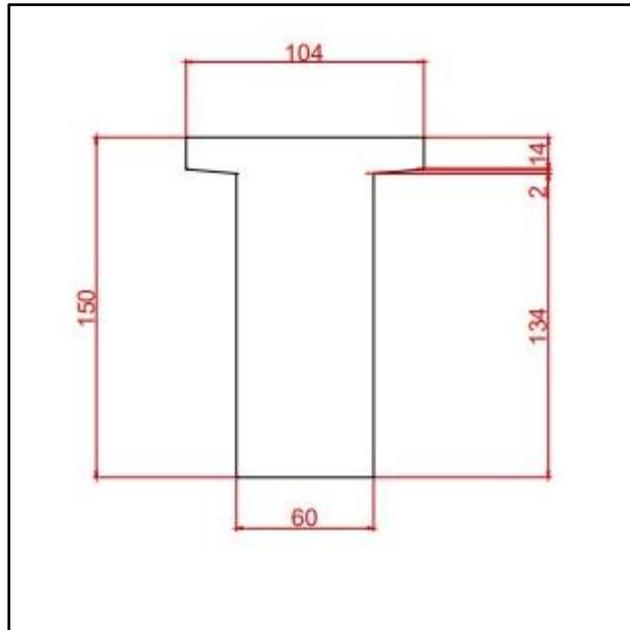
tableau A-3: Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis

$A_{brute} (cm^2)$	8646	$A_{nette} (cm^2)$	8213.7
$S_{/\Delta}(brute)(cm^3)$	947688.06	$S_{/\Delta}(nette)(cm^3)$	900303.657
$I_{/\Delta}(brute) (cm^4)$	133844585.1	$I_{/\Delta}(nette) (cm^4)$	120460126.6
$v' (cm)$	109.61	$v(cm)$	62.39
$I_G(cm^4)$	29968496.88	$\rho$	51%

## ANNEXE

### 3 Caractéristiques géométriques de la poutre d'about.

La section de la poutre est présentée sur la figure suivante :



**Figure A-4: Section d'about**

#### a. Poutre sans hourdis :

Ses caractéristiques géométriques sont indiquées dans le tableau suivant :

tableau A-4: Caractéristiques géométriques de la poutre d'about

$A_{brute} (cm^2)$	9660	$A_{nette} (cm^2)$	9177
$S_{/\Delta}(brute)(cm^3)$	769042.26	$S_{/\Delta}(nette)(cm^3)$	730590.147
$I_{/\Delta}(brute)(cm^4)$	69226019.09	$I_{/\Delta}(nette)(cm^4)$	62303417.18
$v' (cm)$	79.611	$v(cm)$	70.389
$I_G(cm^4)$	19688231.8889	$\rho$	38%

## ANNEXE

### b. Poutre intermédiaire avec hourdis :

La section de la poutre est présentée sur la figure suivante :

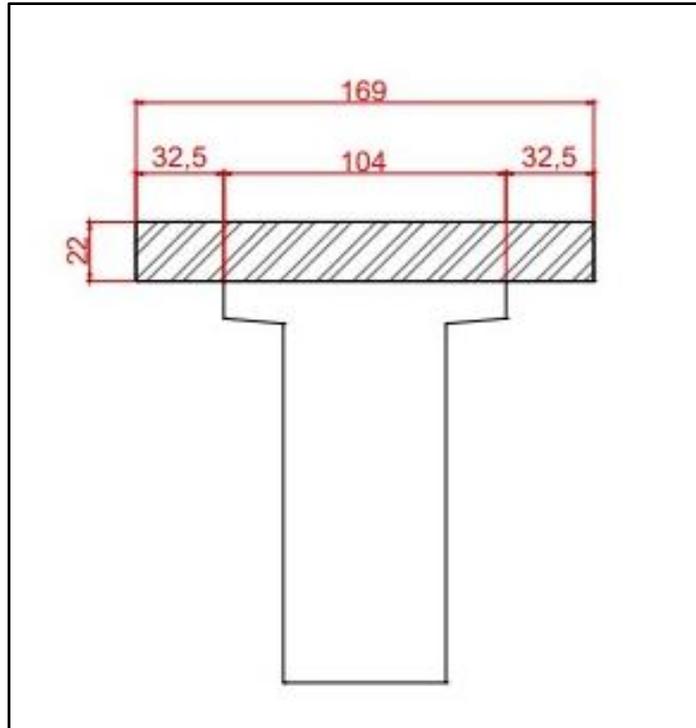


Figure A-5: Poutre intermédiaire avec hourdis

Le tableau suivant donne les caractéristiques de la poutre :

tableau A-5: Caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée avec hourdis

$A_{brute} (cm^2)$	13378	$A_{nette} (cm^2)$	12709.1
$S_{/\Delta}(brute)(cm^3)$	1367632.94	$S_{/\Delta}(nette)(cm^3)$	1299251.293
$I_{/\Delta}(brute) (cm^4)$	177435177.5	$I_{/\Delta}(nette) (cm^4)$	15961659.8
$v' (cm)$	102.23	$v(cm)$	69.77
$I_G (cm^4)$	37622062.0784	$\rho$	39%

## ANNEXE

### c. Poutre de rive avec hourdis :

La section de la poutre est présentée sur la figure suivante :

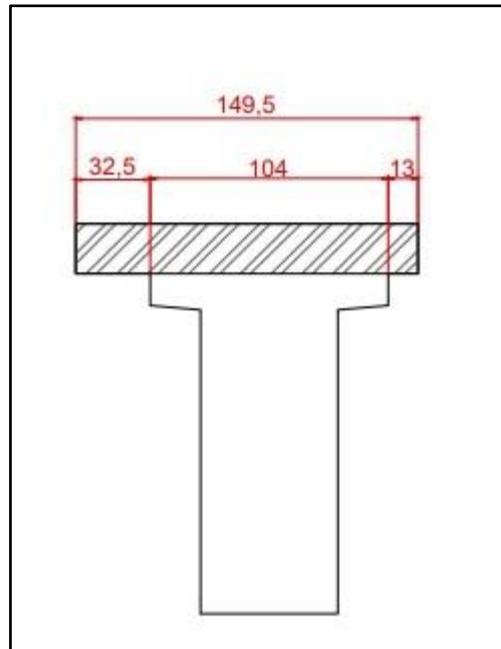


Figure A-6: Poutre de rive avec hourdis

Le tableau suivant donne les caractéristiques de la poutre :

tableau A-6: Les caractéristiques de la poutre de rive avec hourdis

$A_{brute} (cm^2)$	12949	$A_{nette} (cm^2)$	12301.55
$S_{/\Delta(brute)}(cm^3)$	1233599.434	$S_{/\Delta(nette)}(cm^3)$	1171919.462
$I_{/\Delta(brute)} (cm^4)$	166290130.3	$I_{/\Delta(nette)} (cm^4)$	149661117.2
$v' (cm)$	100.28	$v(cm)$	71.72
$I_G(cm^4)$	36073971.0682	$\rho$	0.41%

## Annexe B: Infrastructure

### Annexe.B.1 : Calcul des charge roulable à deux travées

#### Réaction de charge A(L):

La réaction est déterminée en utilisant l'équation des 3 moment :

**Tableau B-1** : réaction de charge A(L)

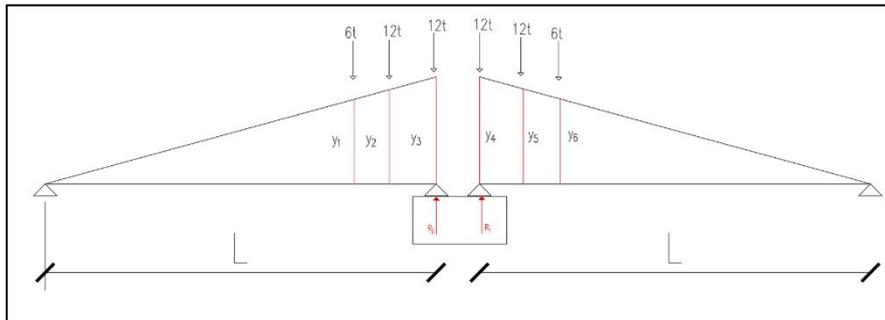
<b>q(t/ml)</b>	6.87
<b>R<sub>A(L)</sub> (t)</b>	160.32

#### Réaction de charge Bc :

$$R_{Bc} = n \times b_c \times \delta_{bc} \times \sum P_i \times y_i$$

**Tableau B-2**: réaction de charge Bc

<b>b<sub>c</sub></b>	1.1
<b>S(t)</b>	132
<b>δ<sub>bc</sub></b>	1.08
<b>R<sub>Bc</sub> (t)</b>	122.7



**Figure B-1**: Charge Bc

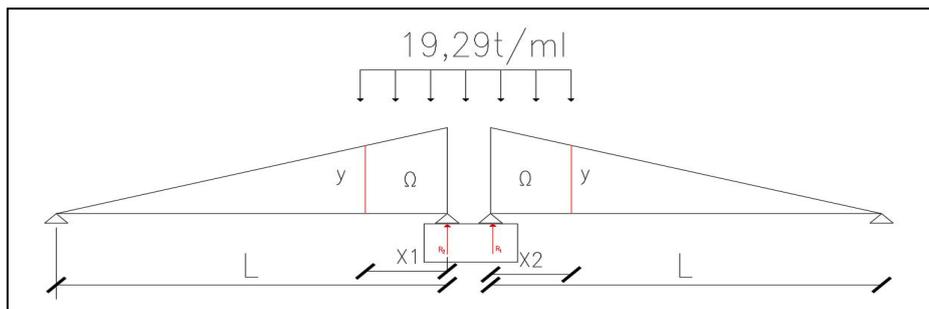
## ANNEXE

**Réaction de charge Mc120 :**

$$R_{Mc120} = \Omega \times q$$

**Tableau B-3: réaction de charge Mc120**

<b>y<sub>1</sub></b>	0.91
<b>y<sub>2</sub></b>	0.91
<b>Ω</b>	5.83
<b>δ<sub>Mc120</sub></b>	1.07
<b>S (t)</b>	110
<b>q(t/ml)</b>	19.43
<b>R<sub>Mc120</sub> (t)</b>	113.34



**Figure B-2: Charge Mc120**

**Réaction de charge D240 :**

$$R_{D240} = \Omega \times q$$

**Tableau B-4 : réaction de charge D240**

<b>y<sub>1</sub></b>	0.721
<b>y<sub>2</sub></b>	0.721
<b>Ω</b>	16.011
<b>S(t)</b>	240
<b>q(t/ml)</b>	12.9
<b>R<sub>D240</sub> (t)</b>	206.54

## ANNEXE

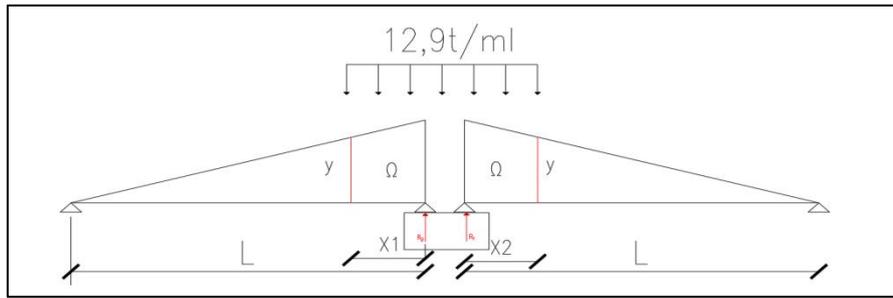


Figure B-3: Charge D240

### Annexe B-2: Ferrailage des pieux

- Calcul de  $R_{\min}$  et  $R_{\max}$  aux états limites (ELU, ELS, ELA) en retenant la combinaison la plus défavorable
- Vérification de la capacité portante du sol d'après le rapport géotechnique
- Modélisation du pieu dans Robot Structural Analysis avec intégration du module d'élasticité  $K_h$  pour chaque couche de sol
- Application de la charge longitudinale  $H_1$
- Analyse et extraction du moment  $M_y$  (voir figures ci-dessous)

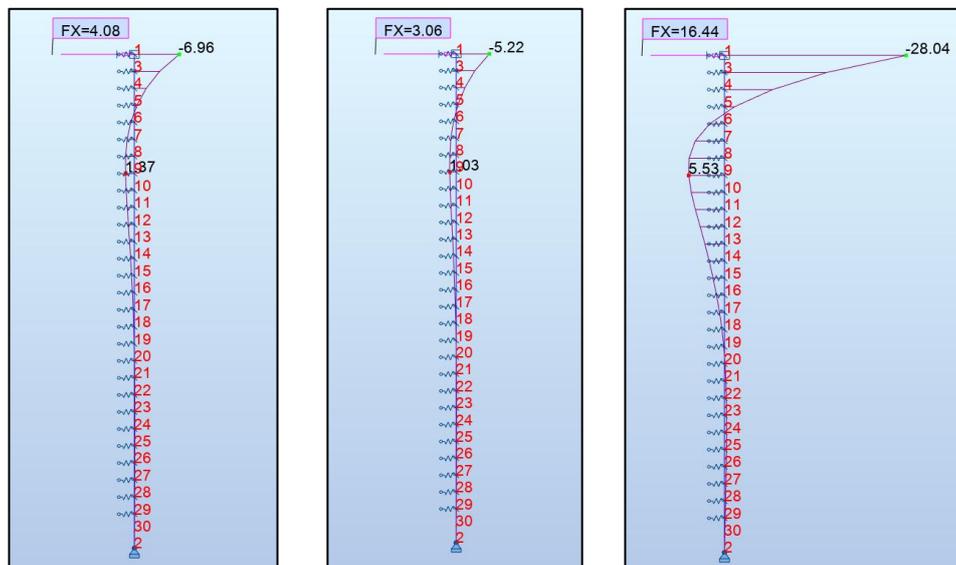


Figure B-4: Le moment  $M_y$  à l'ELU , l'ELS , l'ELA en t.m

**ANNEXE**

**Annexe B-3 : la culée**

**Annexe B-3.1: les combinaisons des charge de la culée**

**Tableau B-5: Combinaison des charges à l'ELU**

<b>Combinaison</b>	<b>N(t)</b>	<b>H(t)</b>	<b>MN(t.m)</b>	<b>MH (t.m)</b>
<b>1,35G+1,6A(L)</b>	2340,871	439,862	-951,63882	1502,838365
<b>1,35G+1,6Bc</b>	2330,407	454,758	-960,42858	1638,391965
<b>1,35G+1,35Mc120</b>	2295,0135	430,758	-990,15912	1419,991965
<b>1,35G+1,35D240</b>	2384,4105	430,758	-915,06564	1419,991965

**Tableau B-6: Combinaison des charges à l'ELS**

<b>Combinaison</b>	<b>N(t)</b>	<b>H(t)</b>	<b>MN(t.m)</b>	<b>MH (t.m)</b>
<b>G+1,2A(L)</b>	1735,74	325,908	-703,438	1113,9807
<b>G+1,2Bc</b>	1727,892	337,08	-710,03032	1215,6459
<b>G+Mc120</b>	1721,4	319,08	-733,4512	1051,8459
<b>G+D240</b>	1800,864	319,08	-677,8264	1051,8459

**Tableaux B-7: Combinaison des charges à l'ELA**

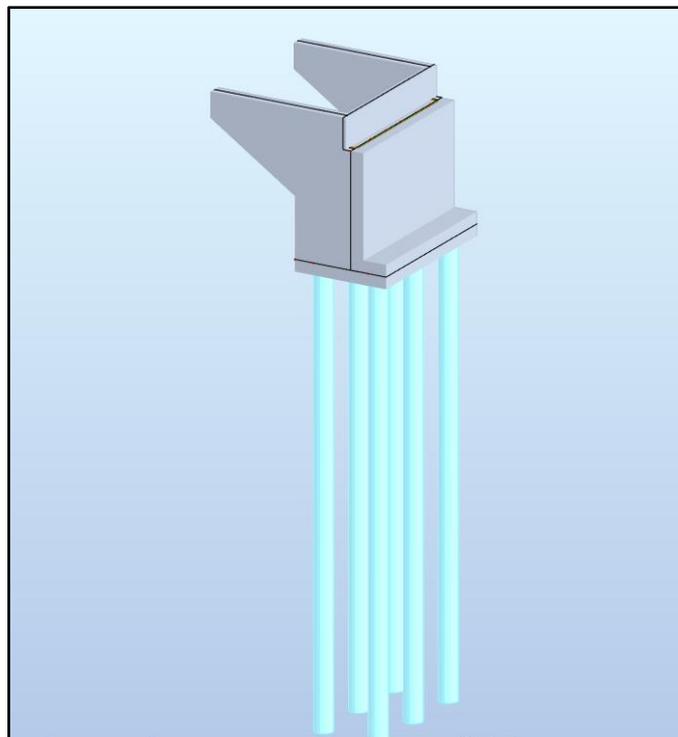
<b>Combinaison</b>	<b>Ex+0,3Ey+0,3Ez</b>				
	<b>N(t)</b>	<b>HL(t)</b>	<b>HT(t)</b>	<b>MHL(t.m)</b>	<b>MHT(t.m)</b>
<b>G+E+0,2A(L)</b>	1635,42	399,018	23,031	1608,2764	209,5821
<b>G+E+0,2Bc</b>	1634,11	400,88	23,031	1610,1384	209,5821
<b>G+E+0,2Mc120</b>	1633,03	397,88	23,031	1607,1384	209,5821
<b>G+E+0,2D240</b>	1646,27	397,88	23,031	1607,1384	209,5821

**ANNEXE**

<b>Ez+0,3Ey+0,3Ex</b>					
<b>Combinaison</b>	<b>N(t)</b>	<b>HL(t)</b>	<b>HT(t)</b>	<b>MHL(t.m)</b>	<b>MHT(t.m)</b>
<b>G+E+0,2A(L)</b>	1678,76	343,858	23,031	1106,32	209,5821
<b>G+E+0,2Bc</b>	1677,45	345,72	23,031	1108,18	209,5821
<b>G+E+0,2Mc120</b>	1676,37	342,72	23,031	1105,1824	209,5821
<b>G+E+0,2D240</b>	1689,62	342,72	23,031	1105,1824	209,5821

<b>Ey+0,3Ex+0,3Ez</b>					
<b>Combinaison</b>	<b>N(t)</b>	<b>HL(t)</b>	<b>HT(t)</b>	<b>MHL(t.m)</b>	<b>MHT(t.m)</b>
<b>G+E+0,2A(L)</b>	1635,42	343,858	76,77	1106,3204	698,607
<b>G+E+0,2Bc</b>	1634,11	345,72	76,77	1108,1824	698,607
<b>G+E+0,2Mc120</b>	1633,03	342,72	76,77	1105,1824	698,607
<b>G+E+0,2D240</b>	1646,27	342,72	76,77	1105,1824	698,607

**Annexe B-3.2: Modélisation de la culée**



**Figure B-6: Modélisation de la culée**

# ANNEXE

## Annexe B-3.3: Le moment $M_y$ de pieu de la culée

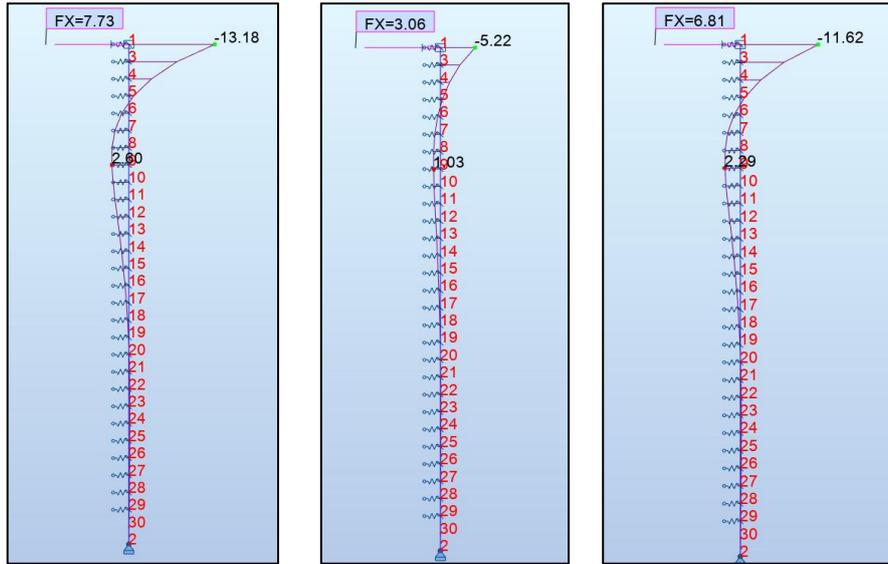


Figure B-6: Le moment  $M_y$  à l'ELU , l'ELS , l'ELA en t.m

## Annexe B-4: Modélisation de mur en retour

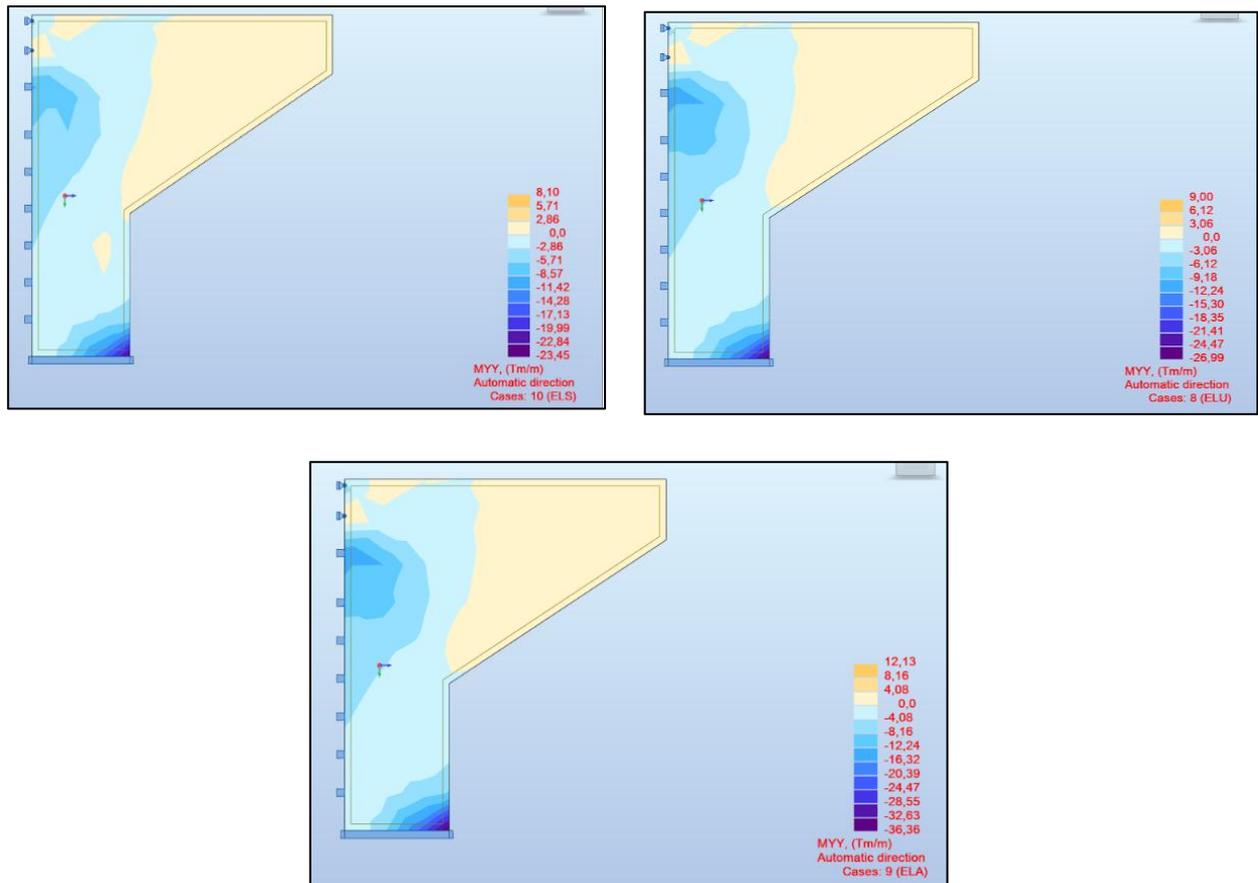
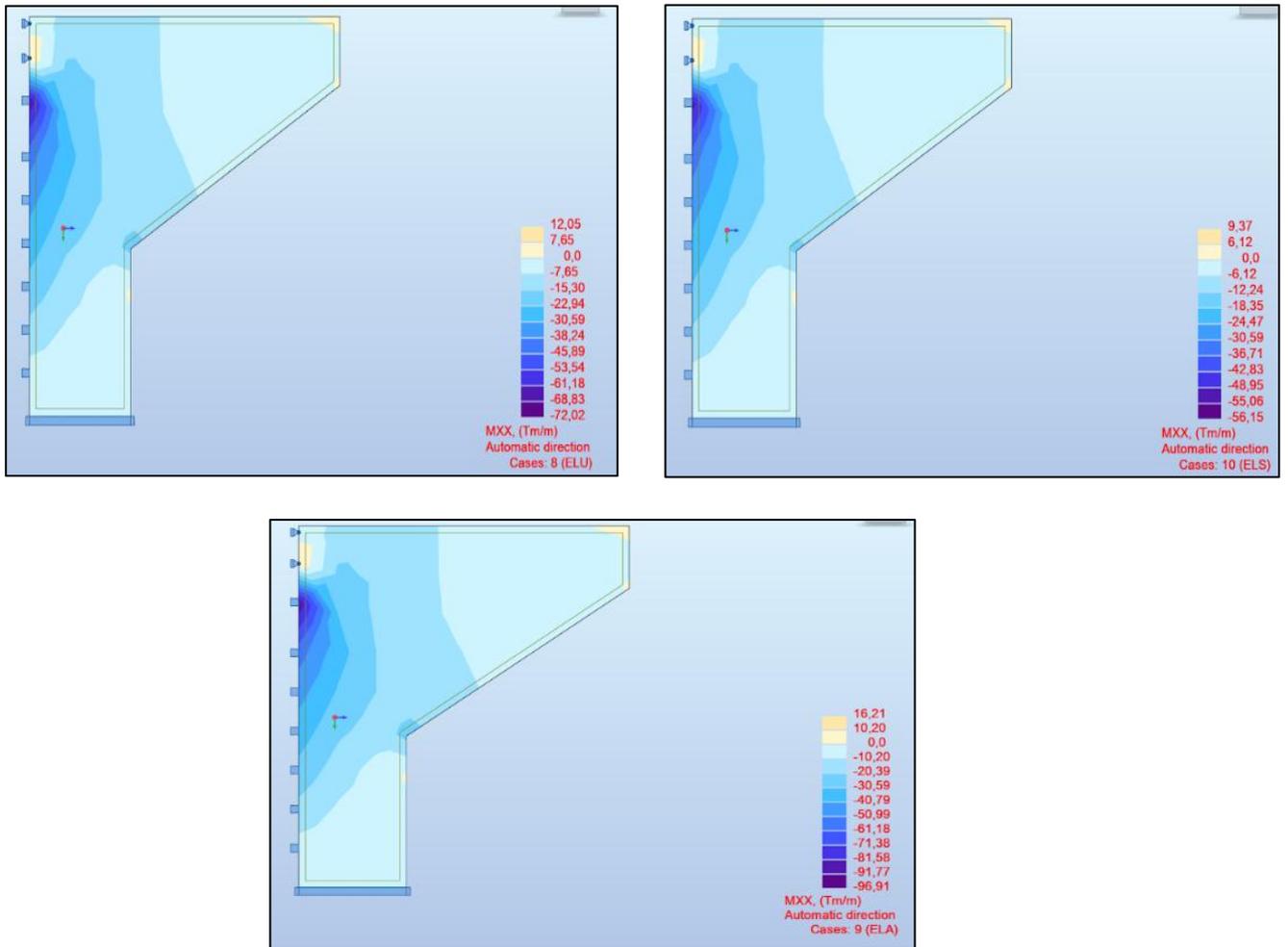


Figure B-7: Moment  $M_{yy}$  pour calculer les armatures verticales.

## ANNEXE



**Figure B-8:** Moment  $M_{xx}$  pour calculer les armatures horizontales