

Faculty of Sciences and Technology

كلية العلوم والتكنولوجيا

Civil Engineering Department

قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2 /GC/2026

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
DE MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Travaux publics

Option : Voie et Ouvrage d'Art (VOA)

Thème

**ÉTUDE D'UN TABLIER DE PONT A POUTRES SOUS
CHAUSSÉS EN BÉTON PRÉCONTRAIT**

Présenté par :

- BEKADDOUR BENATTIA Imane
- BENDELLA Yasmina

Soutenu le 29 /06/2026 devant le jury composé de :

Dr. ZELMAT Yassine —Président du jury — Université de Mostaganem

Dr. BOUHALOUFA Ahmed — Examineur —Université de Mostaganem

Dr. ADDOU Farouk Yahia — Encadrant — Université de Mostaganem

Année Universitaire 2025/2026

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement :

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre directeur de mémoire,

Monsieur **Addou Farouk Yahia**,

pour la qualité de son encadrement, ses précieux conseils et son soutien constant. Sa rigueur scientifique, sa disponibilité et ses encouragements ont été des piliers essentiels à l'aboutissement de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en évaluant cette recherche ; leurs critiques constructives et leur expertise nous sont particulièrement précieuses.

Enfin, nous témoignons notre reconnaissance au corps enseignant ainsi qu'au personnel administratif de l'Université Abdelhamid Ibn Badis pour leur accompagnement et leur dévouement tout au long de notre parcours universitaire.

Dédicace (Yasmina):

À toi, **Maman**,

toi qui as été mon premier univers, ma force silencieuse et mon refuge éternel.

Merci pour tes sacrifices innombrables, tes nuits blanches, tes prières incessantes et cet amour inconditionnel qui m'a porté jusqu'ici. Tu as cru en moi quand je doutais de moi-même. Tu as essuyé mes larmes avant même que je les verse. Chaque page de ce mémoire porte ton empreinte invisible. Je te dois tout ce que je suis et tout ce que je deviendrai.

Que Dieu te rende au centuple tout ce que tu m'as donné.

À ma chère **Grand-Mère**,

toi qui portes la sagesse et la douceur de toute une vie. Merci pour tes histoires, tes bénédictions et cette tendresse qui m'a toujours apaisé. Tu es le pilier discret de notre famille.

À mes frères bien-aimés : **Mohamed, Salah, Raouf et Achraf**,

merci d'être mes complices, mes soutiens et mes remparts. Votre présence, votre humour et votre amour fraternel m'ont donné la force de continuer dans les moments difficiles.

À mes sœurs chéries : **Nesrine et Chaima**,

vous êtes mes confidentes, mes anges gardiens et mes plus belles sources de joie. Merci pour vos encouragements, vos sourires et votre affection sans faille.

Et enfin, à **Kawthar**, mon petit ingénieur et futur professeur,

merci pour ton encadrement, ta patience, tes précieux conseils et la confiance que tu m'as accordée tout au long de ce parcours. Ce travail doit aussi beaucoup à ton accompagnement rigoureux et bienveillant.

Ce mémoire est bien plus qu'un travail universitaire.

Il est le fruit de votre amour, de vos prières et de votre soutien constant.

Je vous le dédie du plus profond de mon cœur.

Dédicace (Imane):

Je dédie ce modeste travail, avant tout, à mes très chers parents, qui ont toujours été mon plus grand soutien tout au long de mon parcours universitaire, et plus particulièrement durant cette dernière période. Merci pour votre amour, vos sacrifices, votre patience et votre présence à mes côtés dans les moments de joie comme dans les épreuves. Sans vous, je ne serais jamais arrivée jusqu'ici.

À mes frères et sœurs, qui m'ont toujours encouragée et soutenue, ne serait-ce que par un sourire ou un éclat de rire, avec une pensée toute particulière pour ma chère sœur Malak, dont la présence a été une véritable source de réconfort.

À mon grand-père et à ma grand-mère, pour leurs prières sincères, leur affection et leur soutien indéfectible, qui ont été une source de force tout au long de ce parcours.

Je tiens également à adresser mes plus sincères remerciements à l'épouse de mon oncle, qui a toujours été pour moi bien plus qu'une sœur. Merci pour ton affection, ta générosité, ton accueil chaleureux et ton soutien constant. Je te serai toujours profondément reconnaissante.

J'exprime aussi toute ma gratitude à mes oncles, à mes tantes ainsi qu'à toute ma famille, petite et grande, pour leurs encouragements, leur confiance et leur présence.

Avant de terminer cette dédicace, je souhaite adresser une pensée toute particulière à une personne exceptionnelle : Kawthar. Tu as été pour moi un véritable pilier. Tu as su m'offrir l'amour, l'attention et le soutien qu'une mère, un père, une sœur et toute une famille peuvent donner. Tu as été mon soutien moral, affectif et matériel, une amie fidèle et une sœur de cœur. Aucun mot ne pourra jamais exprimer l'immense gratitude que je ressens envers toi, ni rendre justice à tout ce que tu as fait pour moi.

Enfin, je remercie Allah, le Tout-Puissant, pour l'une des plus belles bénédictions qu'Il m'a accordées : mon amie et ma sœur de cœur Yasmine. Tu as été la confidente de mon âme et de mon cœur. Tu as partagé mes joies, essuyé mes larmes et marché à mes côtés dans chaque étape de ma vie. Je loue Allah de m'avoir offert une amitié aussi sincère, pure et fidèle, fondée sur la confiance, le respect et l'amour, loin de toute jalousie, hypocrisie ou rancune.

À vous tous, je dédie ce travail avec un profond respect, une immense gratitude et toute mon affection.

Résumé:

Ce mémoire présente l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint situé au niveau de l'oued Chéloff, dans la wilaya de Mostaganem. L'objectif principal de ce travail est de concevoir et de dimensionner les différents éléments constituant le tablier de l'ouvrage tout en garantissant sa sécurité, sa stabilité et sa durabilité.

L'étude débute par la présentation générale du projet, des caractéristiques géométriques de l'ouvrage, des matériaux utilisés ainsi que de l'évaluation des différentes charges appliquées. Une modélisation numérique du pont est ensuite réalisée à l'aide du logiciel CSiBridge (version 2021) afin de déterminer les sollicitations agissant sur la structure.

Les résultats obtenus sont exploités pour l'étude du tablier, comprenant le dimensionnement de l'hourdis et l'étude de la précontrainte des poutres principales. Enfin, une attention particulière est portée aux éléments secondaires de l'ouvrage, notamment les appareils d'appui, les garde-corps et les glissières de sécurité, indispensables au bon fonctionnement du pont et à la sécurité des usagers.

L'ensemble des calculs et des vérifications réalisés permet d'aboutir à une solution technique répondant aux exigences de résistance, de service et de durabilité imposées aux ouvrages d'art modernes.

Mots-clés : Pont à poutres, béton précontraint, tablier, hourdis, précontrainte, CSiBridge, appareils d'appui, garde-corps, glissières de sécurité.

Abstract:

This thesis presents the study of a prestressed concrete girder bridge located over the Cheliff River in the Mostaganem Province, Algeria. The main objective of this work is to design and dimension the various components of the bridge deck while ensuring its safety, stability, and durability.

The study begins with a general presentation of the project, including the geometric characteristics of the structure, the materials used, and the evaluation of the different applied loads. A numerical model of the bridge is then developed using CSiBridge (Version 2021) to determine the structural responses and internal forces acting on the bridge.

The obtained results are used for the deck analysis, including the design of the reinforced concrete slab and the prestressing study of the main girders. Particular attention is also given to the secondary elements of the structure, namely the bearings, guardrails, and safety barriers, which are essential for the proper functioning of the bridge and the safety of its users.

The calculations and verifications carried out throughout this study lead to a technical solution that satisfies the requirements of strength, serviceability, and durability imposed on modern bridge structures.

Keywords: Girder bridge, prestressed concrete, bridge deck, reinforced concrete slab, prestressing, CSiBridge, bearings, guardrails, safety barriers.

الملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة جسر ذي عوارض من الخرسانة سابقة الإجهاد، يقع على مستوى وادي الشلف بولاية مستغانم. ويهدف هذا العمل إلى دراسة وتصميم أبعاد العناصر المختلفة المكونة لسطح الجسر، بما يضمن تحقيق متطلبات السلامة والاستقرار والمتانة.

تبدأ الدراسة بعرض عام للمشروع، مع تقديم الخصائص الهندسية للمنشأ، والمواد المستعملة، بالإضافة إلى تقييم مختلف الأحمال المؤثرة عليه. بعد ذلك، تم إنجاز نموذج عددي للجسر باستعمال برنامج CSiBridge (الإصدار 2021) من أجل تحديد الجهود الداخلية المؤثرة على المنشأ.

وقد استُخدمت النتائج المتحصل عليها في دراسة سطح الجسر، من خلال تصميم البلاطة الخرسانية (Hourdis) ودراسة الإجهاد المسبق للعوارض الرئيسية. كما شملت الدراسة العناصر الثانوية للمنشأ، والمتمثلة في أجهزة الارتكاز، والحواجز الواقية للمشاة، وحواجز السلامة، لما لها من أهمية في ضمان حسن أداء الجسر وسلامة مستعمليه.

وأظهرت نتائج الدراسة أن الحلول المعتمدة تستجيب لمتطلبات المقاومة، وقابلية الاستعمال، والمتانة، بما يتوافق مع المعايير المعتمدة في تصميم وتنفيذ المنشآت الفنية الحديثة.

الكلمات المفتاحية: جسر ذو عوارض، الخرسانة سابقة الإجهاد، سطح الجسر، البلاطة الخرسانية (Hourdis)، الإجهاد المسبق، CSiBridge، أجهزة الارتكاز، الحواجز الواقية، حواجز السلامة.

Table des matières :

Introduction	1
Chapitre I. Présentation générale et prédimensionnement de l'ouvrage	2
I.1. Introduction :	3
I.2. Généralités sur les ponts :	3
I.2.1. Les différents types de ponts :	4
I.3. Présentation du projet :	6
I.4. Description de l'ouvrage :	7
I.4.1. superstructure :	7
I.4.2. L'infrastructure :	7
I.5. Données fonctionnelles :	8
I.5.1. Tracé en plan :	8
I.5.2. Profil en long :	8
I.5.3. Profil en travers:	9
I.5.4. Caractéristique transversale de l'ouvrage :	10
I.6. Prédimensionnement du tablier	10
I.6.1. Table de compression :	11
I.6.1.1. Largeur de la table de compression :	11
I.6.1.2. Épaisseur de la table de compression	12
I.6.2. Talons :	12
I.6.2.1. Largeur du talon :	12
I.6.2.2. Hauteur du talon :	12
I.6.3. Ame :	12
I.6.4. L'entretoise	13
I.6.5. Hourdis	13
I.6.6. Espacement entre axes des poutres:	14
I.6.7. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :	14
I.6.8. Hypothèses de calcul :	18
I.7. Caractéristiques des matériaux :	19

I.7.1.	Béton :	19
I.7.1.1.	Résistance du béton :	19
I.7.1.2.	Module de déformation longitudinale du béton E :	22
I.7.1.3.	Module de déformation transversale du béton :	22
I.7.2.	L'acier :	23
I.8.	Données naturelles :	25
I.8.1.	Données Climatiques :	26
I.8.1.1.	Vent :	26
I.8.1.2.	Humidité.....	26
I.8.1.3.	Température.....	26
I.8.1.4.	La neige	27
I.9.	Données Sismiques	27
I.9.1.	Classification des zones (selon le RPOA 2008 P15).....	27
I.9.2.	Coefficient d'accélération de zone A (selon le RPOA 2008 P14).....	28
I.9.3.	Classification des sites (selon le RPOA 2008 P16).....	28
I.10.	Définition des charges	29
I.10.1.	Calcul des charges permanentes :	29
I.10.1.1.	Les éléments porteurs :	29
I.10.2.	Charges dues au trafic :	34
I.10.2.1.	Données générales :	34
I.10.2.2.	Surcharges civiles :	36
I.10.2.3.	Effort de freinage	44
I.11.	Combinaisons d'actions	46
I.11.1.	Etats limites ultimes de résistances :	46
I.11.2.	Etats limites ultimes d'équilibre statique :	47
I.12.	Conclusion.....	47
Chapitre II.	Modélisation Statique du pont.....	48
II.1.	Introduction :	49
II.2.	Généralités sur le logiciel CSiBridge :	49

II.3.	Modélisation :	49
II.3.1.	Définition du modèle :	50
II.3.2.	Définition de l'axe du pont et les voies :	50
II.3.3.	Définition des matériaux :	53
II.3.4.	Définition des poutres	53
II.3.5.	Superstructure.....	56
II.3.5.1.	Définition des entretoises (diaphragmes).....	59
II.3.6.	Infrastructure	59
II.3.6.1.	Définition des appareils d'appuis (Bearings).....	59
II.3.6.2.	Fondation (Foundation springs) :	60
II.3.6.3.	Définition des culées :	60
II.3.6.4.	Définition des piles.....	60
II.3.7.	Définition des charges	61
II.3.7.1.	Les charges routière (Les véhicules) :	61
II.3.7.2.	Charges permanentes.....	66
II.3.8.	Définition des cas de chargement.....	66
II.3.8.1.	Création des combinaisons de chargement	67
II.3.9.	Assemblage du pont	67
II.4.	Conclusion.....	70
Chapitre III.	Étude du Tablier	72
III.1.	Introduction :	73
III.2.	Étude de l'hourdis :	73
III.2.1.	Introduction :	73
III.2.2.	Flexion transversale :	74
III.2.3.	Flexion longitudinale :	76
III.2.4.	Ferraillage :	77
III.2.4.1.	Ferraillage de l'hourdis :	77
III.3.	Calcul des poutres :	78
III.4.	Étude de la précontrainte :.....	80

III.4.1.	Introduction :	80
III.4.2.	Principe de la précontrainte :	80
III.4.3.	Système de précontrainte :	81
III.4.3.1.	Précontrainte par pré-tension :	81
III.4.3.2.	Précontrainte par post-tension :	81
III.4.4.	Domaines d'utilisation de la post-tension :	81
III.4.5.	Les classe de vérification :	81
III.4.6.	Détermination de la précontrainte :	82
III.4.7.	Caractéristique du béton :	82
III.4.7.1.	Résistance à la compression : (Selon Le BAEL).....	82
III.4.7.2.	La résistance à la traction : (Selon Le BAEL).....	82
III.4.7.3.	Contrainte limites :	83
III.4.8.	Calcul de la précontrainte :	83
III.4.8.1.	Calcul de la précontrainte de la poutre intermédiaire :.....	83
III.4.9.	Conduits :	88
III.4.9.1.	Produits d'injection utilisable :.....	90
III.4.10.	Les dispositions constructives :.....	90
III.4.11.	Vérification rapide des contraintes dans le béton :	91
III.5.	Conclusion :	93
Chapitre IV.	Les éléments secondaires	94
IV.1.	Introduction :	95
IV.2.	Les appareils d'appui :	95
IV.2.1.	Définitions:.....	95
IV.2.2.	Fonctions et rôle des appareils d'appui :	96
IV.2.3.	Les types des appareils d'appui :.....	96
IV.2.3.1.	Classification selon la mobilité:.....	96
IV.2.3.2.	Classification selon les matériaux et la conception:	96
IV.3.	Le garde corp :.....	98
IV.3.1.	Définitions:.....	98

IV.3.2.	Rôle et fonctions principales:	99
IV.3.3.	Types de garde-corps:.....	99
IV.4.	Glissière de sécurité :	100
IV.4.1.	Définitions:.....	100
IV.4.2.	Le rôle des glissières de sécurité:	101
IV.4.3.	Types de glissières de sécurité:	101
IV.5.	Conclusion:.....	102

Liste des figures:

Figure I.1: Pont à poutres	4
Figure I.2: Pont à voûtes.....	5
Figure I.3: Pont en arc	5
Figure I.4 : Pont suspendu	6
Figure I.5 : Capture d'écran de Google Earth.....	6
Figure I.6: Tracé en plan.....	8
Figure I.7: Profil en long	9
Figure I.8: Profil en travers	9
Figure I.9: Détail d'une poutre	10
Figure I.10: Table de compression et hourdis général.....	11
Figure I.11: Caractéristiques de section médiane sans hourdis dans le repère global.....	15
Figure I.12: Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis	16
Figure I.13: Caractéristiques de section d'about sans hourdis dans le repère global.....	17
Figure I.14: Caractéristiques de section d'about avec hourdis dans le repère global.....	18
Figure I.15: Diagrammes Contrainte Déformation	21
Figure I.16: Diagramme contrainte-déformation pour les fils tréfilés et les torons	24
Figure I.17: Micro-zonation sismique de l'Algérie (selon le RPOA)	27
Figure I.18: Vue en élévation de poutre de travée intermédiaire.....	30
Figure I.19: Sections transversales de la poutre de travée intermédiaire	30
Figure I.20: L'entretoise sans butée sismique	32
Figure I.21: Disposition du Système Bc.....	38
Figure I.22: Disposition de système Bt	40
Figure I.23: Disposition du system Br.....	42
Figure I.24: Disposition du Convoi militaire Mc120	43
Figure I.25: Charge exceptionnelle D240.....	44
Figure II.1: logiciel d'analyse CSI Bridge v21	49
Figure II.2: choix d'unité et de modèle	50
Figure II.3: Introduction des lignes du pont	50

Figure II.4: Définition des voies de circulation.....	51
Figure II.5: Affichage de la voie 01.....	51
Figure II.6: Affichage de la voie 02.....	52
Figure II.7: Affichage des voies	52
Figure II.8: Introduction des caractéristiques mécaniques	53
Figure II.9: Dimensionnement de sections en béton	54
Figure II.10: Section intermédiaire.....	54
Figure II.11: Section médiane	55
Figure II.12: Section d'about.....	55
Figure II.13: Dimensionnement de sections variable	56
Figure II.14: Choix de type de tablier	56
Figure II.15: Définition des paramètres du tablier	57
Figure II.16: Définition de fut	58
Figure II.17: Définition de chevêtre	58
Figure II.18: Définition des entretoises	59
Figure II.19: Définition des appareils d'appuis simple	60
Figure II.20: Définition des appuis fondation	60
Figure II.21: Définition de la culée	60
Figure II.22: Définition des piles.....	61
Figure II.23: Définition d'une charge mobile "A(l)"	62
Figure II.24: Les données de système A(L).....	62
Figure II.25: Définition d'une charge mobile "Bc"	63
Figure II.26: Définition de la charge "Bt"	64
Figure II.27: Définition de la charge "Br"	64
Figure II.28: Définition de la charge "Mc120".....	65
Figure II.29: Définition de la charge "D240"	65
Figure II.30: Définition de la charge de l'étanchéité.....	66
Figure II.31: Les différents types des charges	66
Figure II.32: Création des combinaisons d'actions	67

Figure II.33: Les travées du pont.....	68
Figure II.34: Les données de culée.....	69
Figure II.35: Les données de la pile	69
Figure II.36: Affectation du pont.....	69
Figure II.37: Affichage de charge permanente	70
Figure II.38: Modèle d'analyse	70
Figure II.39: Déformation après l'analyse.....	70
Figure III.1: capture du moment transversal M11 max ELU et ELS	75
Figure III.2: capture du moment transversal M11 min ELU et ELS	75
Figure III.3: capture du moment transversal M22 min ELU et ELS.....	76
Figure III.4: capture du moment transversal M22 max ELU et ELS	76
Figure III.5: schéma de Ferrailage de l'hourdis dans le sens transversal.....	77
Figure III.6: schéma de Ferrailage de l'hourdis dans le sens longitudinal.....	78
Figure III.7: Diagramme des Moments fléchissant au niveau de la poutre 07 (ELU6)	79
Figure III.8: Diagramme des Moments fléchissant au niveau de la poutre 07 (ELS6)	79
Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants au niveau de la poutre 07 (ELU6).....	80
Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants au niveau de la poutre 07 (ELS6)	80
Figure III.11: Les contraintes limitent du béton en classe II	82
Figure III.12: section médiane avec hourdis	84
Figure III.13: L'enrobage minimale c d'une conduite (gaine)	90
Figure III.14: Section médiane nette (sans hourdis).....	91
Figure IV.1: appareil d'appui.....	95
Figure IV.2: Appareil d'appui métallique	96
Figure IV.3: Principe d'une articulation en béton.....	96
Figure IV.4: Schéma d'un appareil d'appui en néoprène fretté.....	97
Figure IV.5: Schéma d'un appareil d'appui à pot.....	97
Figure IV.6: Schéma d'un appareil d'appui sphérique	98
Figure IV.7: coupe longitudinale et transversale du garde corps.....	98
Figure IV.8: Garde-corps à barreaudage vertical.....	99

Figure IV.9: Garde-corps à lisses horizontales	99
Figure IV.10: Garde-corps grillagés	100
Figure IV.11: glissière de sécurité	100
Figure IV.12: Glissières métalliques.....	101
Figure IV.13: Glissières en béton	101
Figure IV.14: Barrières de sécurité renforcées	102

Liste des tableaux:

Tableau I.1: Résistance à la compression pour les éléments structuraux d'ouvrage	20
Tableau I.2: Coefficient d'accélération de zone	28
Tableau I.3: les surfaces des sections	31
Tableau I.4: Charges permanentes totale de tablier	34
Tableau I.5: Classes d'un pont.....	36
Tableau I.6: Les valeurs de α_1	37
Tableau I.7: Les valeurs de V_0	38
Tableau I.8: Les valeurs de b_c	39
Tableau I.9: Les valeurs de b_t	41
Tableau III.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant finals	74
Tableau III.2: Ferrailage de l'hourdis dans le sens transversal	77
Tableau III.3: Ferrailage de l'hourdis dans le sens longitudinal	77
Tableau III.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissent dus à différente poutres	79
Tableau III.5: Armatures actives usuelles en post-tension	87
Tableau III.6: Conduits usuels « Procédé Freyssinet ».....	88
Tableau III.7: Ancrages usuels en post-tension	89
Tableau III.8: Caractéristiques géométriques de la section médiane.....	92

Introduction générale :

Depuis l'Antiquité, les ponts jouent un rôle essentiel dans le développement des sociétés humaines. Ils permettent de franchir les obstacles naturels tels que les rivières et les vallées, et assurent la continuité des voies de communication. Avec l'évolution des besoins en transport, la construction des ponts est devenue indispensable pour faciliter les échanges, développer les zones urbaines et améliorer la mobilité. Par ailleurs, les techniques de réalisation ont connu une évolution remarquable grâce à l'apparition de nouveaux matériaux et méthodes de calcul.

La conception des ponts repose sur une maîtrise approfondie de la modélisation des structures, des règlements de calcul et des caractéristiques mécaniques des matériaux. Elle nécessite également la prise en compte de différentes actions, notamment les charges de circulation, les effets du vent, les actions hydrauliques et les sollicitations sismiques. Une bonne connaissance des types d'ouvrages et de leurs méthodes de dimensionnement est donc essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

Le présent mémoire de fin d'études porte sur l'étude du pont de Ouled Maallah, situé dans la wilaya de Mostaganem, au niveau de l'oued Chéliff. Cet ouvrage a pour objectif d'assurer la continuité du réseau routier et de faciliter la liaison entre la commune de Ouled Maallah et la région de Sidi Khettab (Relizane), tout en contribuant à l'amélioration des conditions de circulation et au développement local. Le site d'implantation se caractérise par une topographie relativement simple, nécessitant toutefois une étude approfondie pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Afin d'atteindre cet objectif, le travail est structuré en quatre chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation générale de l'ouvrage, aux caractéristiques du site, aux matériaux utilisés ainsi qu'au prédimensionnement des éléments du tablier et à l'évaluation des charges appliquées.

Le deuxième chapitre traite de la modélisation du pont à l'aide du logiciel CSiBridge.

Le troisième chapitre est dédié à l'étude du tablier, comprenant l'analyse de l'hourdis et l'étude de la précontrainte.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaires du pont. Il présente les appareils d'appui, les garde-corps et les glissières de sécurité, en mettant en évidence leur rôle, leurs caractéristiques ainsi que les critères de choix adoptés pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, sa durabilité et la sécurité des usagers.

Chapitre II. Présentation générale et prédimensionnement de l'ouvrage

II.1. Introduction :

Depuis les débuts de l'ingénierie, l'homme a cherché à franchir les obstacles naturels et artificiels afin d'assurer la continuité des voies de communication. Dans ce contexte, le pont constitue un ouvrage d'art essentiel permettant de traverser un cours d'eau, un canal, une route ou encore une voie ferrée.

Les ponts peuvent être classés selon leur fonction en plusieurs catégories, notamment les ponts routiers, les ponts ferroviaires, les passerelles piétonnes ou encore les ponts-canaux.

Historiquement, les premières constructions de ponts étaient réalisées à partir de matériaux simples comme le bois, les troncs d'arbres ou les lianes. Avec le temps, ces structures ont évolué grâce à l'apparition de nouveaux matériaux tels que la fonte, le béton armé et le béton précontraint.

II.2. Généralités sur les ponts :

Les ponts constituent des ouvrages d'art essentiels assurant la continuité des voies de communication en permettant le franchissement d'obstacles naturels ou artificiels tels que les rivières, les routes, les canaux ou les voies ferrées.

Selon leur fonction, ils se divisent en plusieurs catégories, notamment les ponts routiers, les ponts ferroviaires, les passerelles piétonnes ainsi que les ponts-canaux.

Les premières constructions étaient réalisées à partir de matériaux naturels comme le bois, les troncs d'arbres ou les lianes. L'évolution des techniques de construction a ensuite introduit des matériaux plus performants tels que la fonte au **XVIII**ème siècle, puis le béton armé et le béton précontraint, améliorant ainsi la résistance et la durabilité des ouvrages.

Sur le plan structurel, un pont est composé de deux parties principales : la superstructure et l'infrastructure. La superstructure correspond à la partie supérieure qui reprend directement les charges de trafic et les actions extérieures. L'infrastructure, quant à elle, assure la transmission de ces charges vers le sol et comprend les appuis, à savoir les piles et les culées, ainsi que les fondations.

La superstructure est généralement constituée du tablier, des poutres principales et des entretoises, tandis que l'infrastructure garantit la stabilité globale de l'ouvrage en assurant son ancrage au sol.

La conception d'un pont exige la prise en compte des conditions du site, des contraintes techniques ainsi que des différentes sollicitations agissant sur la structure.

En résumé, les ponts sont des ouvrages indispensables au développement des infrastructures, reposant sur une organisation entre superstructure et infrastructure, et ayant connu une évolution importante grâce aux progrès des matériaux et des techniques de construction.

II.2.1. Les différents types de ponts :

Les ponts peuvent être classés selon plusieurs critères, notamment leur fonction, les matériaux de construction utilisés, le système structural ainsi que la configuration des travées.

On distingue ainsi plusieurs types de ponts couramment utilisés :

- **Pont à poutres :**

Le pont à poutres est un ouvrage dont le système porteur est constitué d'une ou de plusieurs poutres rectilignes. Il permet d'assurer la continuité de la circulation entre deux points séparés par un obstacle naturel ou artificiel. Le tablier repose sur des poutres longitudinales situées sous la chaussée.

Ces poutres peuvent être réalisées en différents matériaux tels que l'acier, le béton armé, le béton précontraint, le bois ou encore des matériaux composites.

Ce type de structure transmet principalement des réactions verticales aux appuis, qu'ils soient intermédiaires ou d'extrémité, et les sollicitations dominantes dans l'ouvrage sont des efforts de flexion.

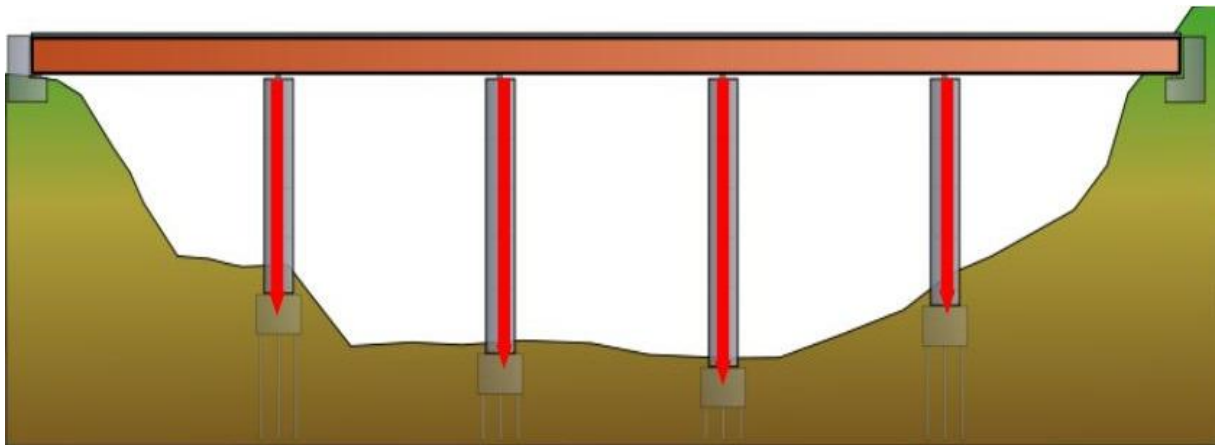


Figure II.1: Pont à poutres

- **Pont à voûtes:**

Le pont à voûtes, également appelé pont en maçonnerie, est un ouvrage dont le fonctionnement est principalement basé sur la compression. La structure en forme de voûte, assimilée à un arc, permet de transférer les charges verticales et horizontales vers les appuis, notamment les piles et les culées.

Ce type de pont est généralement réalisé en pierre, en béton ou en autres matériaux résistants à la compression. Les sollicitations principales qui s'y développent sont des efforts de compression, ce qui constitue le principe fondamental de son fonctionnement.

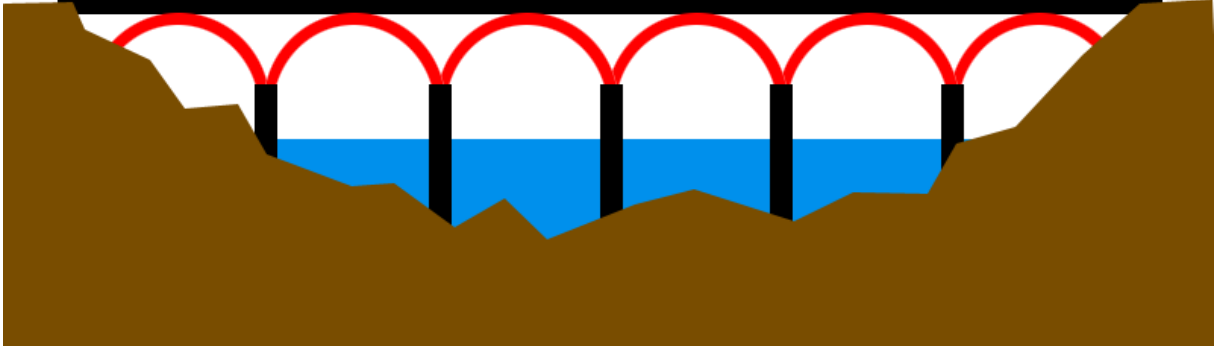


Figure II.2: Pont à voûtes

- **Pont en arc :**

Le pont en arc est un ouvrage dont la structure porteuse est constituée d'un ou de plusieurs arcs réalisés en pierre, en brique, en acier ou en béton. Le tablier adopte une forme courbe et le principe de fonctionnement repose sur le transfert des charges vers les appuis par des efforts principalement horizontaux et verticaux.

Dans ce type de structure, les efforts internes sont essentiellement des efforts de compression, ce qui explique son utilisation ancienne par les Romains, qui privilégiaient la pierre pour sa résistance et sa durabilité.

Les ponts en arc sont généralement associés aux ouvrages en maçonnerie, mais ils peuvent également être réalisés en béton armé ou en béton précontraint, offrant ainsi des solutions modernes plus performantes.

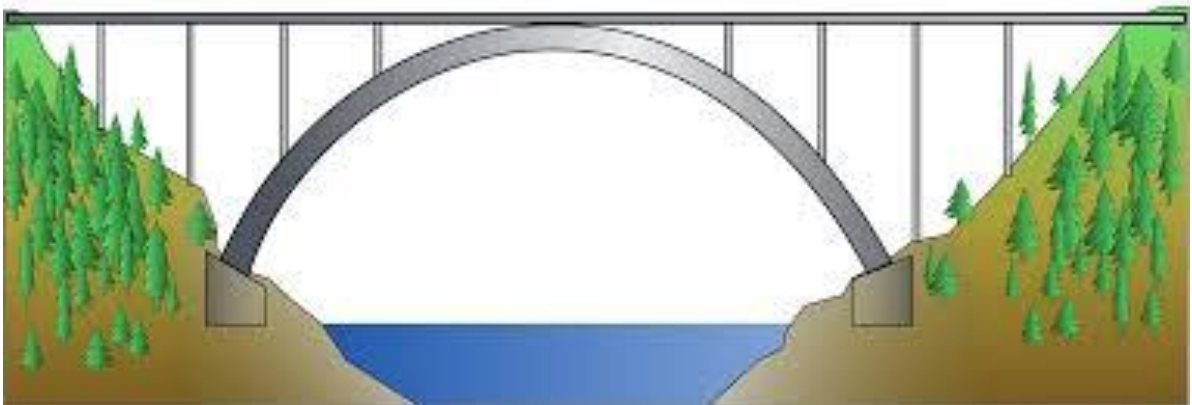


Figure II.3: Pont en arc

L'objectif de ce projet est d'étudier et de dimensionner le tablier d'un pont à poutres en béton précontraint afin de garantir sa résistance, sa stabilité et sa durabilité sous l'effet des différentes sollicitations appliquées. L'étude prend en compte les charges permanentes ainsi que les charges d'exploitation conformément aux règlements en vigueur.

L'analyse de la structure est réalisée à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel CSiBridge (version 2021), permettant une modélisation précise de l'ouvrage et une évaluation fiable des efforts internes et des déformations développés dans ses différents éléments.

Les résultats obtenus sont exploités pour le dimensionnement de l'hourdis, l'étude de la précontrainte des poutres principales ainsi que la vérification des éléments secondaires de l'ouvrage. Cette démarche permet d'aboutir à une solution technique répondant aux exigences de sécurité, de service et de durabilité imposées aux ouvrages d'art modernes.

II.4. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un pont à alignement droit composé de six travées. Les travées d'extrémité présentent une longueur de 32,95 m chacune, tandis que les quatre travées intermédiaires mesurent 33,50 m. Le tablier est constitué de sept poutres en béton précontraint, recouvertes d'un hourdis de 25 cm d'épaisseur et rigidifié transversalement par des entretoises disposées aux abouts

II.4.1. superstructure :

La superstructure de l'ouvrage est constituée d'un tablier en béton précontraint à six travées, dont les longueurs sont de $2 \times 32,95$ m (travées d'extrémité) et $4 \times 33,50$ m (travées intermédiaires), soit une longueur totale de 199,90 m. Le tablier présente une largeur de 10,00 m et repose sur sept poutres en béton précontraint par post-tension, d'une hauteur constante de 1,50 m et d'une longueur égale à la portée de chaque travée. Ces poutres sont solidarisiées par une dalle de compression de 25 cm d'épaisseur, coulée sur place, assurant la répartition transversale des charges et le travail d'ensemble du tablier.

II.4.2. L'infrastructure :

La fondation est proposée avec 8 pieux de 1,20 m de diamètre, une hauteur sous semelle de 1.5m et une largeur de 11.40 m. Les plans indiquent la longueur estimée des pieux. (30m,40m)

II.5. Données fonctionnelles :

II.5.1. Tracé en plan :

Lors de l'élaboration de tout projet routier, l'ingénieur commence par la **recherche du couloir optimal** dans la zone concernée, afin de déterminer le passage le plus adapté pour la future route.

Le **tracé en plan** correspond à une succession de segments rectilignes reliés entre eux par des courbes assurant la continuité du parcours. Il représente la **projection horizontale de l'axe de la route**, généralement réalisée sur une carte topographique ou sur un terrain représenté par des courbes de niveau.

Les caractéristiques géométriques des éléments du tracé en plan doivent garantir à la fois le **confort des usagers** et la **stabilité des véhicules**. Ces paramètres sont définis par les **normes et règlements routiers**, en fonction notamment de la **vitesse de référence** et des conditions d'adhérence liées au **frottement entre les pneus et la chaussée**, assuré par la couche de roulement.

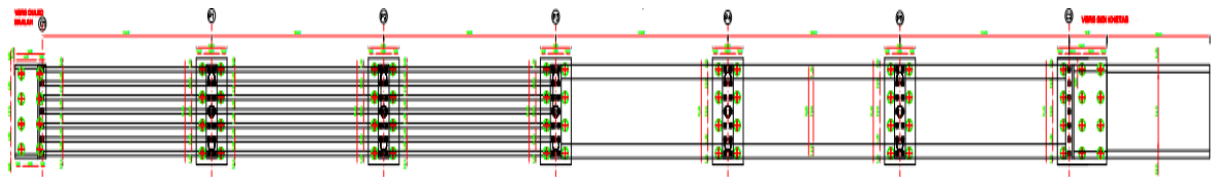


Figure II.6: Tracé en plan

II.5.2. Profil en long :

Le **profil en long** d'une route est une représentation continue obtenue à partir d'une **coupe longitudinale du terrain naturel et du projet**. Il traduit la **variation de l'altitude de l'axe de la route** en fonction de la distance parcourue le long de cet axe.

Son rôle essentiel est d'assurer une **bonne perception visuelle du tracé** pour le conducteur, en garantissant une continuité harmonieuse de la route dans l'espace. Il permet ainsi d'anticiper les changements de pente et d'identifier clairement les **points particuliers** tels que les sommets, les vallées ou les raccordements.

Le profil en long est formé de **lignes droites inclinées** correspondant aux pentes, reliées entre elles par des **courbes paraboliques**. Ces raccordements assurent une transition progressive, améliorant à la fois le **confort de conduite** et la **sécurité routière**.

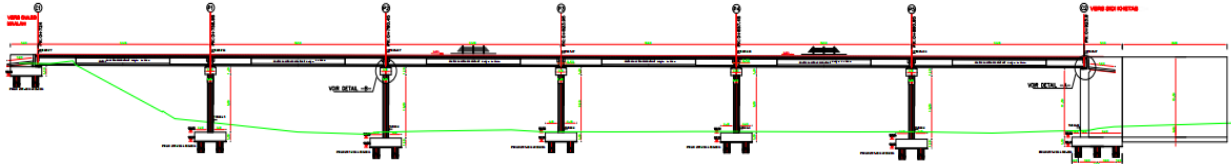


Figure II.7: Profil en long

II.5.3. Profil en travers:

Le **profil en travers** est une coupe réalisée suivant un **plan vertical perpendiculaire à l'axe de la route**. Il permet de représenter la forme de la route ainsi que les différents éléments qui la composent (chaussée, accotements, fossés, talus, etc.).

Dans un projet routier, on établit un grand nombre de profils en travers le long du tracé. Afin d'éviter de répéter les mêmes informations sur chacun d'eux, on définit au préalable un **profil en travers type**.

Ce dernier regroupe l'ensemble des **dimensions standard** et des **caractéristiques constructives** de la route, servant ainsi de référence pour la réalisation des profils en travers courants.

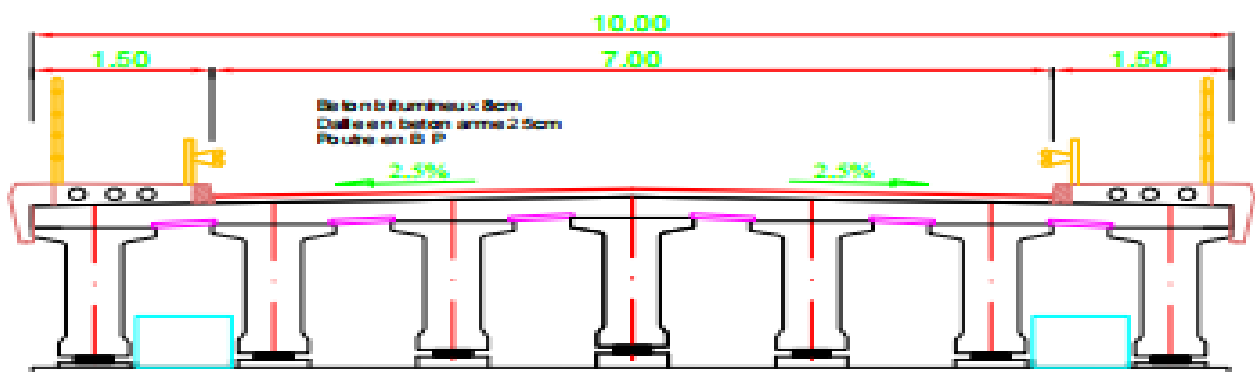


Figure II.8: Profil en travers

II.5.4. Caractéristique transversale de l'ouvrage :

II.6. Prédimensionnement du tablier

Le prédimensionnement du tablier constitue une étape préliminaire essentielle dans la conception d'un ouvrage d'art. Il consiste à estimer les dimensions principales des éléments structuraux, en s'appuyant sur des règles pratiques et des recommandations issues de l'expérience.

Cette phase permet d'obtenir une première approximation des caractéristiques géométriques du tablier, avant de procéder aux calculs détaillés et aux vérifications réglementaires.

Les documents de référence utilisés lors du prédimensionnement sont principalement les normes françaises, notamment les guides de conception élaborés par le SETRA (tels que le VIPP), ainsi que les prescriptions du BAEL 91, relatives au calcul des structures en béton armé.

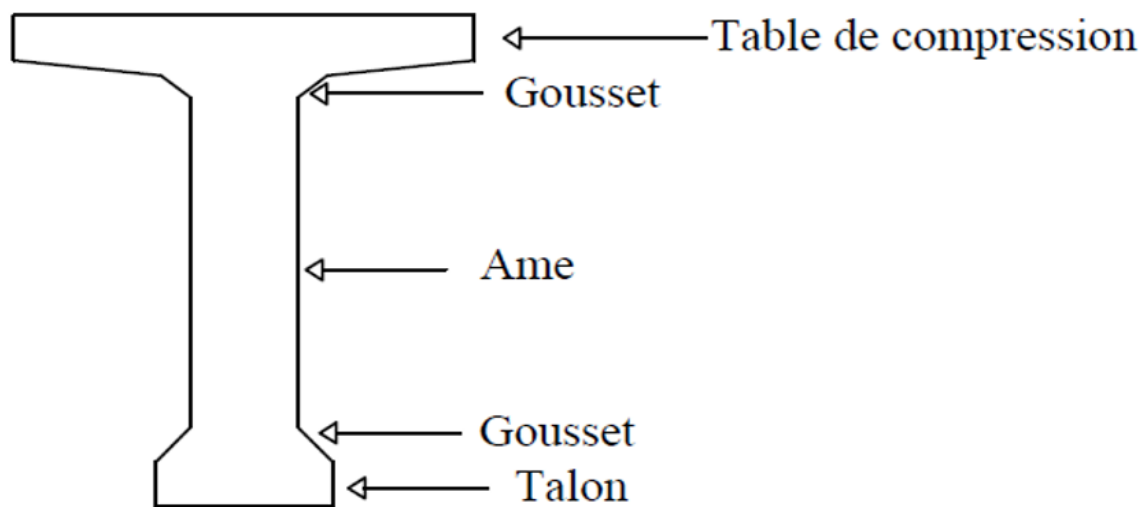


Figure II.9: Détail d'une poutre

Pour des considérations économiques et d'optimisation structurale, on admet généralement que le rapport d'élancement (L/h) se situe dans une plage comprise entre 17 et 20

$$\frac{L}{20} \leq h_t \leq \frac{L}{17}$$

Avec :

L: est la portée d'une travée

$$L = 33.50 - 2 \times 0.50 = 32.50m$$

h_t : la hauteur totale de tablier,

$$\frac{32.50}{20} \leq h_t \leq \frac{32.5}{17} \rightarrow 1.625m \leq h_t \leq 1.912$$

On considère une hauteur de poutre égale à $h = 1,50 m$.

II.6.1. Table de compression :

La table de compression (ou dalle supérieure) joue un rôle essentiel dans la transmission des charges vers les poutres et participe à la résistance à la flexion transversale du tablier.

D'après les recommandations des guides SETRA (VIPP), la largeur de la table de compression « b » doit être suffisante pour éviter le déversement latéral des poutres pendant les opérations de manutention et de transport.

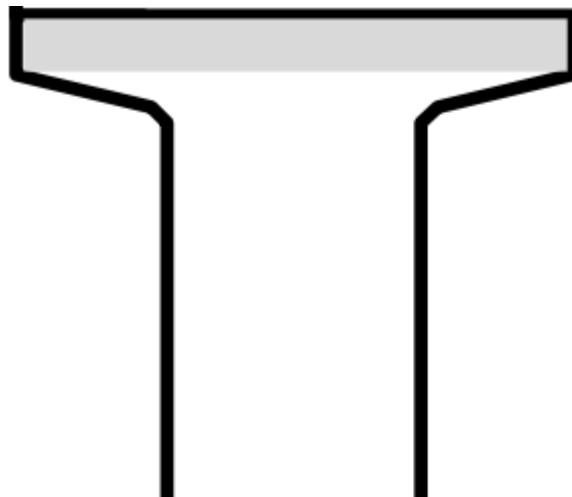


Figure II.10: Table de compression et hourdis général

II.6.1.1. Largeur de la table de compression :

$$b > 60\% \times h_t = 0.6 \times 1.5 = 0.9m \rightarrow b > 0.9m$$

On prendre une largeur de la table de compression de : $b = 1,03 m$

Il convient de veiller à ce que la **largeur de la poutre** ne soit pas trop faible, afin de limiter les risques de déversement lors des phases de manutention. À cet effet, elle est généralement prise au moins égale à **60 % de la hauteur** de la poutre.

Par ailleurs, dans le cas courant d'un **hourdis coulé en place sur les poutres**, l'épaisseur de la table de compression est choisie aussi faible que possible pour des raisons d'optimisation. Toutefois, en pratique, elle est couramment adoptée aux alentours de **11 cm**.

II.6.1.2. Épaisseur de la table de compression

Dans cette étude, **une épaisseur de la table de compression de $e = 11$ cm est retenue**, conformément aux pratiques courantes de prédimensionnement des ouvrages en béton précontraint.

La liaison entre **l'âme de la poutre** et la **table de compression** est réalisée au moyen d'un **gousset supérieur**, élément essentiel assurant plusieurs fonctions :

- Il **facilite la mise en œuvre du béton**, grâce à une géométrie adaptée ;
- Il garantit une **liaison efficace entre le hourdis et l'âme**, assurant ainsi un bon comportement monolithique de la section ;
- Il permet de **loger convenablement les ancrages des câbles de précontrainte relevés en travée**, dans des conditions optimales de sécurité et de performance.

II.6.2. Talons :

Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionnés par la flexion et doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

II.6.2.1. Largeur du talon :

La largeur des talons varie de 0,40 à 0,90 m,

✓ On prendre une largeur du talon de « $B_0 = 0.47$ m ».

II.6.2.2. Hauteur du talon :

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,1m et 0,2m.

✓ On prendre une hauteur du talon de « $t = 0.15$ m ».

II.6.3. Ame :

En travée « b_0 » la largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par les prescriptions réglementaires. L'épaisseur b_0 peut être calculé par :

$$b_0 > \left(\frac{ht}{40} + 0,09 \right) \rightarrow b_0 > \left(\frac{1,5}{40} + 0,09 \right) \rightarrow b_0 > 0,1275$$

Puisque le coffrage d'emplois est métallique, donc la vibration est assurée par ce dernier.

✓ On prendre : $b_0 = 0,21 \text{ m}$.

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement des ancrages des câbles de précontraints, alors et pour cette raison en adopte une épaisseur similaire à l'épaisseur du talon.

✓ On prendre : $b_{0a} = 0,47 \text{ m}$.

II.6.4. L'entretoise

Les entretoises ont pour rôle d'assurer une répartition efficace des charges entre les différentes poutres. Elles contribuent également à stabiliser les poutres, notamment en s'opposant aux effets de torsion au niveau des appuis.

➤ L'épaisseur de l'entretoise :

$$25\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$$

✓ On prend : $e = 30 \text{ cm}$

II.6.5. Hourdis

Le hourdis constitue un élément essentiel du tablier et assure plusieurs fonctions :

➤ Il forme la surface support de la chaussée ;

➤ Il reçoit les charges appliquées et les répartit vers les poutres principales ;

➤ Il contribue à la rigidité transversale de l'ouvrage, en jouant un rôle d'entretoisement.

$$20 \text{ cm} < h < 30\text{cm}$$

✓ Dans notre ouvrage : $h = 25\text{cm}$

II.6.6. Espacement entre axes des poutres:

La distance entre les axes des poutres est déterminée de manière à obtenir un équilibre optimal entre la résistance de la structure et l'économie des matériaux, tout en assurant une bonne répartition des charges.

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

Dans le cas de cet ouvrage : $\lambda = 1.50\text{m}$

Nombres des poutres :

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de l'espacement entre poutres. il est déterminé par cette relation :

$$N_p = N_e + 1$$

- N_p : nombre des poutres
- N_e : nombre des espacement entre poutres

$$N_e = \left[\frac{L_T}{\lambda} \right]$$

- La partie entière du rapport entre la largeur du tablier L_T et l'espacement entre poutres λ

$$N_e = \left[\frac{10}{1.5} \right] = [6,6] = 6$$

II.6.7. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :

➤ Calcul du rendement :

Les caractéristiques géométriques de la poutre de 25 m :

Caractéristiques géométriques de la section :

Notation :

B_i : section brute (aire de la section brute)

Y_i : distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure de la poutre

N_i : le nombre de sections identiques

I : moment d'inertie de la section par rapport à son axe neutre.

V' : distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

V : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.

ρ : le rendement de la section.

YG : Centre gravité de la section.

$$YG = \frac{\sum n_i \times B_i \times y_i}{\sum n_i \times B_i}$$

a. Section médiane sans hourdis :

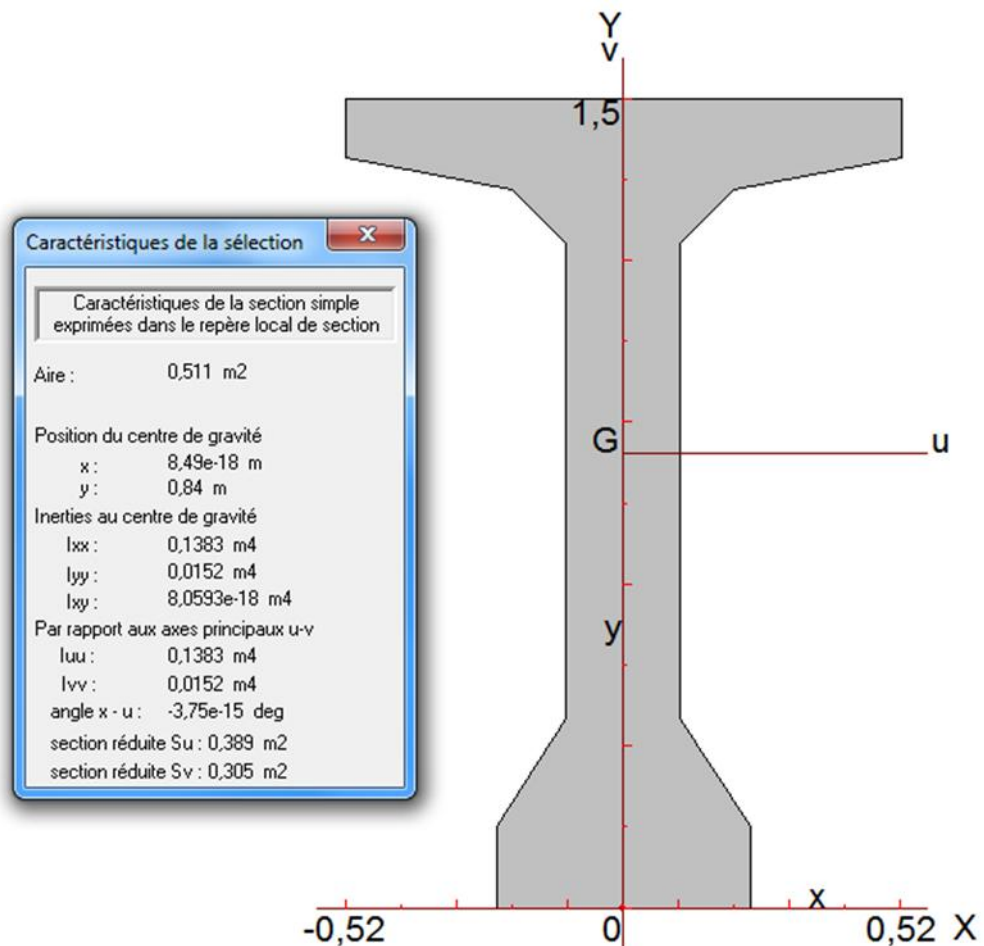


Figure II.11: Caractéristiques de section médiane sans hourdis dans le repère global

$$V' = YG = 0.84 \text{ m.}$$

$$V = H - V' = 1.5 - 0.84 = 0.66 \text{ m}$$

$$B = 0.511 \text{ m}^2$$

$$\text{Le rendement : } \rho = \frac{I_{Gx}}{B \times V' \times V} = \frac{0.1383}{0.511 \times 0.84 \times 0.66} = 0.4882$$

$$\Rightarrow \rho = 48.82\%$$

b. Section médiane avec hourdis :

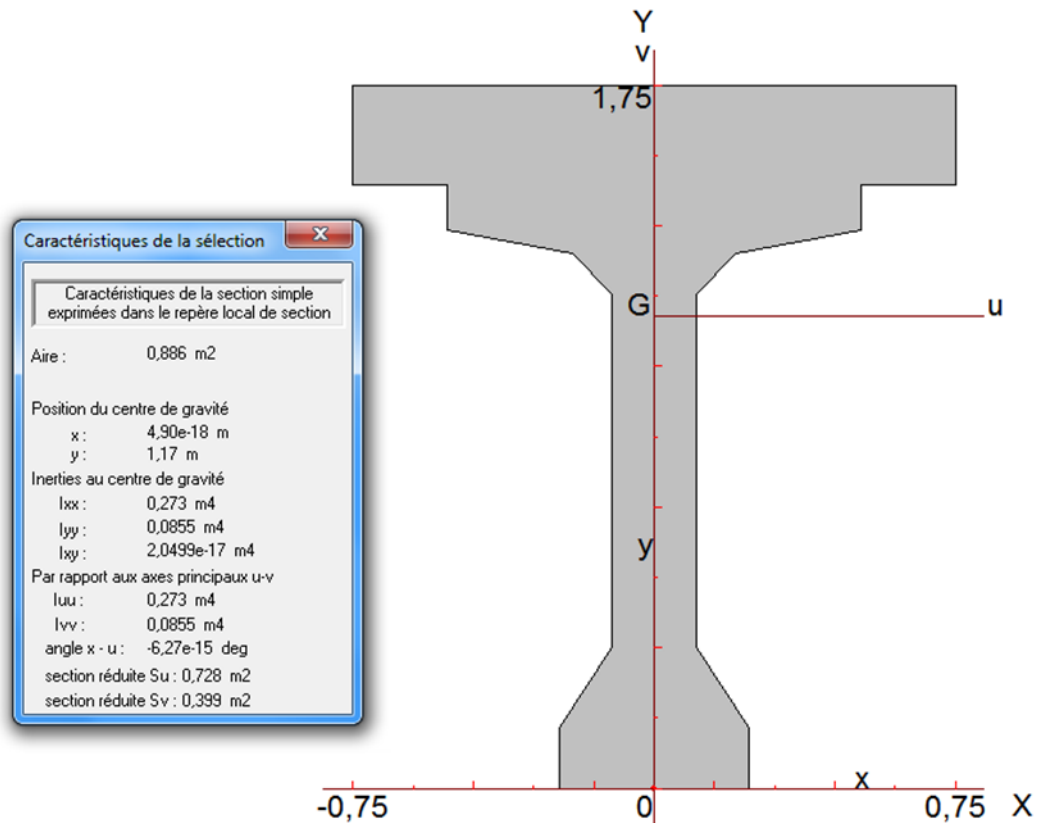


Figure II.12: Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis

$$V' = YG = 1.170 \text{ m.}$$

$$V = 0.580 \text{ m}$$

$$B = 0.886 \text{ m}^2$$

$$\text{Le rendement : } \rho = \frac{I_{Gx}}{B \times V' \times V} = \frac{0.273}{0.886 \times 1.17 \times 0.58} = 0.454$$

$$\Rightarrow \rho = 45.4\%$$

c. Section d'about sans l'hourdis :

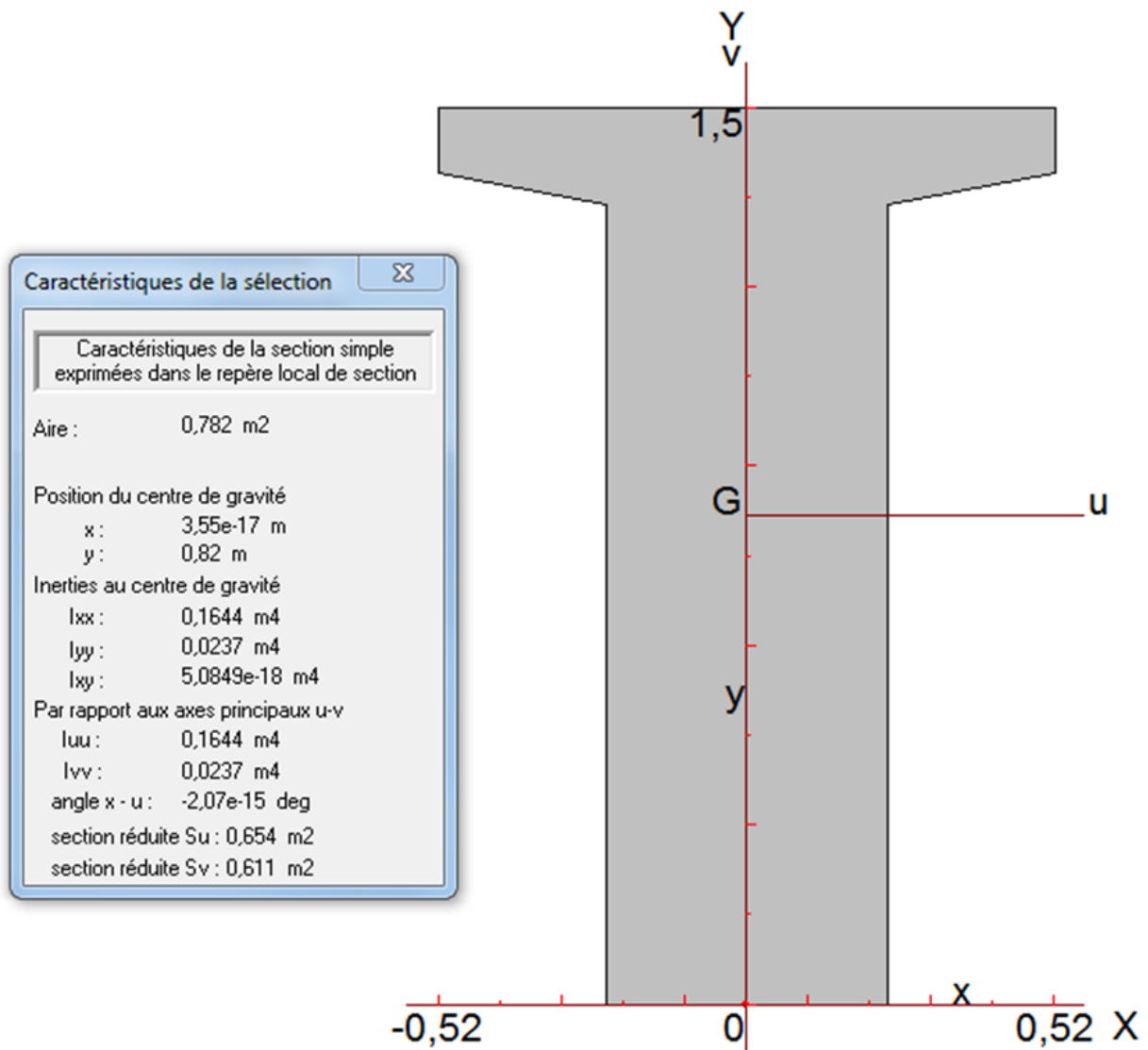


Figure II.13: Caractéristiques de section d'about sans hourdis dans le repère global

$$V' = YG = 0.82 \text{ m.}$$

$$V = 0.68 \text{ m}$$

$$B = 0.782 \text{ m}^2$$

$$\text{Le rendement : } \rho = \frac{I_{Gx}}{B \times V' \times V} = \frac{0.164}{0.782 \times 0.82 \times 0.68} = 0.3761$$

$$\Rightarrow \rho = 37.61\%$$

d. Section d'about avec hourdis :

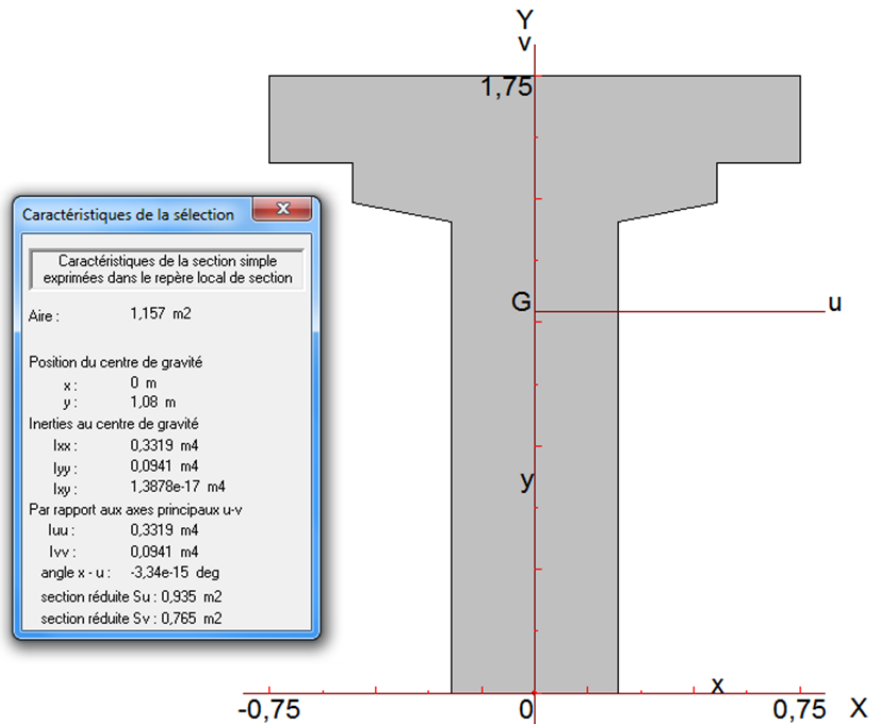


Figure II.14: Caractéristiques de section d'about avec hourdis dans le repère global

$$V' = YG = 1.08 \text{ m.}$$

$$V = 0.67 \text{ m}$$

$$B = 1.157 \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{I_{GX}}{B \times V' \times v} = \frac{0.332}{1.157 \times 1.08 \times 0.670} = 0.397$$

➤ $\rho = 39.7\%$

II.6.8. Hypothèses de calcul :

Normes utilisées :

Le projet de la présente structure, a été réalisé conformément aux prescriptions techniques stipulées dans les suivants textes normatives, en vigueur actuellement :

➤ Document Technique Règlementaire D.T.R. : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

- Projet du règlement parasismique des ouvrages d'art RPOA-08
- Règles BAEL 91 révisées 99 / CBA 93 : Normative appliqué pour le dimensionnement des sections en béton arme.
- Règles BPEL 91 révisées 99 : Normative appliqué pour le dimensionnement des sections en béton précontraint.

II.7. Caractéristiques des matériaux :

Le choix des matériaux constitue une étape déterminante du projet, dictant les orientations architecturales et structurelles du tablier. Nous présentons ci-après les propriétés du béton et des armatures (actives et passives) retenues pour le dimensionnement de notre viaduc.

II.7.1. Béton :

Le béton est un matériau composite résultant du mélange dosé de ciment, de granulats (sable et gravier), d'eau et, si nécessaire, d'adjuvants. Sa durabilité et ses performances mécaniques dépendent étroitement de la qualité des constituants, ainsi que de la rigueur des processus de fabrication et de mise en œuvre. Si le béton armé et le béton précontraint partagent ces bases formulatoires, ils se distinguent par leur mode de sollicitation et leur capacité à supporter des contraintes élevées.

Caractéristiques mécaniques du béton :

II.7.1.1. Résistance du béton :

La résistance caractéristique à la compression :

La résistance à la compression du béton à 28 jours, notée f_{c28} , est utilisée pour déterminer sa qualité.

Pour un béton datant de J jours, on trouve :

$$f_{cj} = \begin{cases} f_{c28} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Tableau II.1: Résistance à la compression pour les éléments structuraux d'ouvrage

Béton	Résistance
Béton de Propreté	RN 15 ; $f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
Semelles	RN 27 ; $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
Culées et piles	RN 27 ; $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
Dalle du tablier	RN 35 ; $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
Corniche préfabriquée	RN 27 ; $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression : Pour un béton à âge de J jours on a :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{pour la dalle on a : } 2,7 \text{ Mpa} \\ \text{pour la poutre on a : } 2,7 \text{ Mpa} \\ \text{pour les appuis (culée , piles , les semelles de fondation) on a : } 2,22 \text{ Mpa} \end{cases}$$

I.7.1.2. Contraintes admissibles :

➤ A la compression :

- En état limite ultime (ELU) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec : f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours

$$\gamma_b \begin{cases} 1.5 \text{ En situation durables o transitoires} \\ 1.15 \text{ En situation accidentelles} \end{cases}$$

$$\theta \begin{cases} 1 \text{ La durée probable d'application est supérieure à } 24h \\ 0.9 \text{ Lorsque cette durée est comprise entre } 1h \text{ et } 24h \\ 0.85 \text{ Lorsqu'elle est inférieure à } 1h \end{cases}$$

D'où :

$$f_{ub} \begin{cases} 15.3 \text{ MPa} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \\ 19.95 \text{ MPa} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \\ 19.83 \text{ MPa} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25.86 \text{ MPa} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \end{cases}$$

- Contrainte de calcul pour l'E.L.S. :

$$\sigma_b \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{En service} \\ 0.6 f_{c28} & \text{En construction} \end{cases}$$

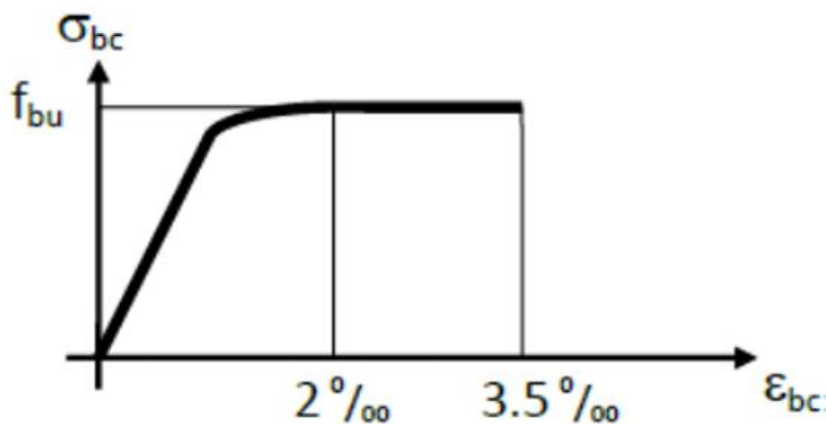


Figure II.15: Diagrammes Contrainte Déformation

A la traction :

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soient limitées aux valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, $1,5 f_{tj}$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.
- En situation d'exécution : $0.7 f_{tj}$ dans la section d'enrobage et $1.5 f_{tj}$ ailleurs.

Au cisaillement : Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton.

- 1ère par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_1^2 = \sigma_x * \sigma_t + 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3(\sigma_x + \sigma_t)})$$

- 2ème par compression cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_1^2 = \sigma_x * \sigma_t + \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \frac{2}{3(\sigma_x + \sigma_t)})$$

La seconde formule est rarement prépondérante. Elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis à des fortes compressions longitudinales.

$$(si \sigma_x + \sigma_t > 0.4 f_{cj}) Avec \tau = \min (\tau_1 + \tau_2)$$

En cas de traction donc le béton, on applique la 1ère formule avec $\sigma_x = 0$, et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale $\sigma_t = 0$ $\tau_1^2 = 0.4 f_{tj}$

II.7.1.2. Module de déformation longitudinale du béton E :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$$

II.7.1.3. Module de déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2 (1 + \nu)$$

ν : coefficient de poisson. Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale :

$$\nu = \frac{(\Delta a/a)}{(\Delta L/L)}$$

Avec :

a : cote de l'élément considéré.

L : longueur de l'élément considéré.

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

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- $\nu = 0$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

II.7.2. L'acier :

▪ Présentation du matériau :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes:

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limite la fissuration.

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute, résistance qui l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

Les armatures de précontrainte exige un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classées par :

- Catégorie : fils, barres, torons.
- Classe de résistance.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{p0} = (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$$

Avec : f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

Les caractéristiques de l'acier de la précontrainte :

Acier : - Armature (haute T15S / Classe 1860adhérence) : FeE 400 ; $f_y = 400$ MPa

- Précontrainte : T15S / Classe 1860

- La limite élastique :

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

- Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal « EP » des aciers de précontrainte est pris égal :

$$\begin{cases} 200000 \text{ MPa pour les barres.} \\ 200000 \text{ MPa pour les barres.} \end{cases}$$

Concernant notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des torons.

Diagramme contrainte déformation :

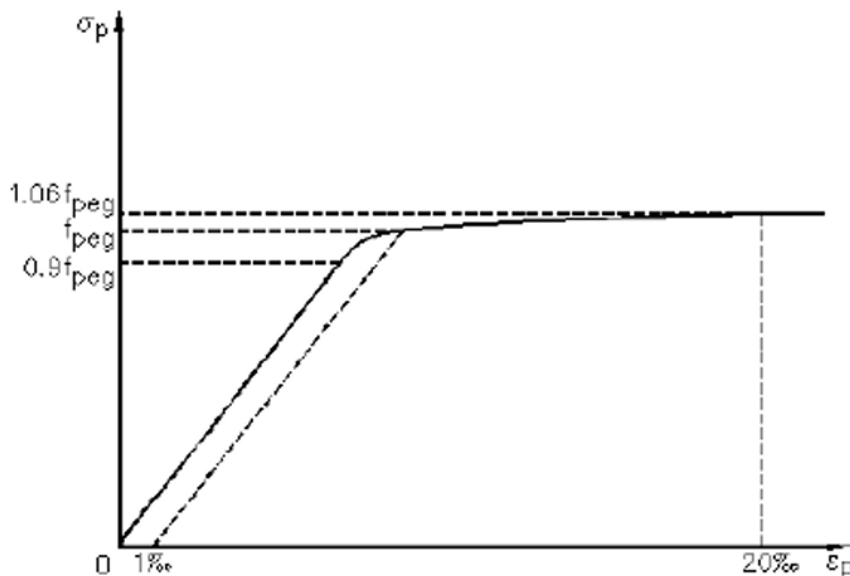


Figure II.16: Diagramme contrainte-déformation pour les fils tréfilés et les torons

Le calcul en E.L.U sortant du domaine élastique, il est nécessaire de connaître la relation entre contrainte et déformation, aux différents stades de calcul.

- Aciers passifs :

Les armatures passives sont des armatures du béton armé.

- La limite élastique :

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE400, sa limite élastique égale à 500 MPa. Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$\gamma_s \begin{cases} 1 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \\ 1.15 \rightarrow \text{situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu préjudiciable : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{ed}$
- En fissuration préjudiciable : $\begin{cases} \text{Ronds lisses: } \sigma_s = \frac{2}{3} f_e \\ \text{Barres HA: } \sigma_s = \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \end{cases}$
- En fissuration très préjudiciable : n

Avec :

n= 1 → Treillis soudés et ronds lisses.

n= 1,6 → Aciers à haute adhérence.

II.8. Données naturelles :

Les données naturelles sont recueillies directement sur le site du projet. Elles sont fixes et invariantes et constituent des paramètres essentiels pour l'étude de l'ouvrage dans son ensemble ainsi que pour celle de son infrastructure.

II.8.1. Données Climatiques :

II.8.1.1. Vent :

Les efforts dus au vent sont introduits dans les calculs sous forme de pressions horizontales statiques appliquées sur les surfaces exposées. Leur intensité, considérée comme valeur caractéristique, est la suivante :

- Pression horizontale :
 - $PH = 2 \text{ kN/m}^2$ en phase d'exploitation
 - $PH = 1,25 \text{ kN/m}^2$ en phase de construction

Il convient également de prendre en compte un vent oblique qui développe des pressions verticales. Leur intensité est donnée par :

- Pression verticale :
 - $PV = 1 \text{ kN/m}^2$ en phase d'exploitation
 - $PV = 0,65 \text{ kN/m}^2$ en phase de construction

Dans ce cas, la surface frappée correspond à la projection horizontale du tablier.

II.8.1.2. Humidité

L'humidité relative moyenne annuelle dans la région de Mostaganem est d'environ 69 %. Les valeurs extrêmes peuvent atteindre 80 à 90 % en hiver et descendre jusqu'à 50 % en été. Cette humidité relativement élevée nécessite une attention particulière pour garantir la durabilité du béton et la protection contre la corrosion des armatures et des câbles de précontrainte.

II.8.1.3. Température

Les températures extrêmes enregistrées dans la région de Mostaganem sont les suivantes :

Température minimale extrême : + 5 °C (hiver)

Température maximale extrême : + 45 °C (été)

Ces variations thermiques journalières et saisonnières sont prises en compte dans le calcul des dilatations et des contraintes thermiques affectant le tablier précontraint.

II.8.1.4. La neige

En raison de la situation géographique littorale de Mostaganem, les chutes de neige sont rares et de très faible intensité. La charge de neige est donc considérée comme négligeable (0 kN/m^2) conformément aux recommandations des normes algériennes pour les régions côtières.

II.9. Données Sismiques

II.9.1. Classification des zones (selon le RPOA 2008 P15)

Conformément au Règlement Parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (RPOA 2008), le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone IIa : sismicité moyenne ;
- Zone IIb : sismicité élevée ;
- Zone III : sismicité très élevée.

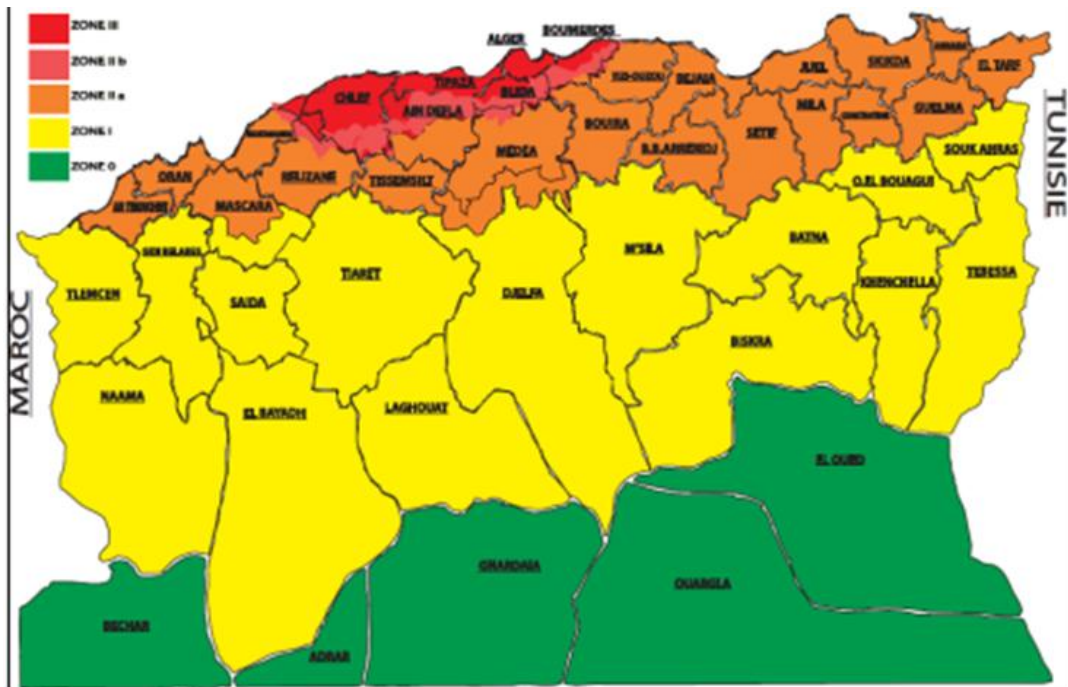


Figure II.17: Micro-zonation sismique de l'Algérie (selon le RPOA)

D'après l'Annexe B du RPOA 2008, la wilaya de Mostaganem appartient à la zone IIa (sismicité moyenne).

Par ailleurs, selon la classification des groupes de ponts, le présent ouvrage, situé sur une route autoroutière, est classé dans le groupe 02.

II.9.2. Coefficient d'accélération de zone A (selon le RPOA 2008 P14)

En fonction de la classe de l'ouvrage et de la zone de sismicité dans laquelle il se situe, le niveau minimal de protection parasismique est caractérisé conventionnellement par le coefficient d'accélération de zone A.

Ce coefficient, déterminé à partir du tableau de la page 14 du RPOA 2008, dépend à la fois de la zone sismique (Zone IIa pour Mostaganem) et du groupe de l'ouvrage (Groupe 02 pour une route autoroutière).

Tableau II.2: Coefficient d'accélération de zone

Group de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

D'après ce tableau : $A = 0.20$

II.9.3. Classification des sites (selon le RPOA 2008 P16)

Conformément au RPOA 2008, les sites sont classés en quatre catégories selon leur nature géologique et la vitesse des ondes de cisaillement :

- Catégorie S1 (site rocheux) :

Rocher sain ou formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $VS \geq 800$ m/s.

- Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très dures et bien consolidées sur une épaisseur de 10 à 20 m, avec $VS \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

- Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argiles moyennement raides, avec $VS \geq 200$ m/s à partir de 20 m de profondeur.

- Catégorie S4 (site très meuble) :

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle, pour $VS < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Pour le présent projet, la classe de site retenue est la Catégorie S3 (site meuble).

II.10. Définition des charges

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau de fiabilité requis, compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Pour assurer sa fonction, l'ouvrage doit être capable de résister, avec les marges de sécurité appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais également aux efforts résultant de l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont appliquées.

Les charges ont été évaluées conformément au règlement algérien DTR-RCPR 2008 relatif aux ponts-routes.

On peut classer les charges agissant sur le pont en trois catégories principales :

II.10.1. Calcul des charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

II.10.1.1. Les éléments porteurs :

1. Poids propre de la dalle :

- L'épaisseur de la dalle est de $e_h = 0.25$ m
- Largeur de la dalle est de $L = 10$ m.

- Poids volumique du béton est de $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

D'où le poids de la dalle est de :

$$gh = eh \times L \times \gamma_b = 0.25 \times 10 \times 25$$

$$gh = 62.5 \text{ KL/ml}$$

2. Poids propre de la poutre :

- Poutre de travée intermédiaire :

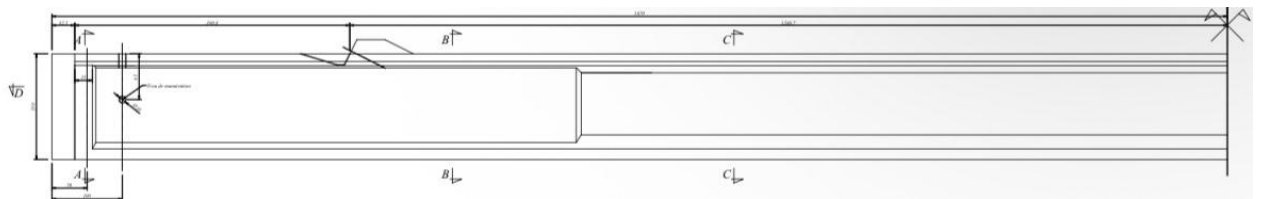


Figure II.18: Vue en élévation de poutre de travée intermédiaire

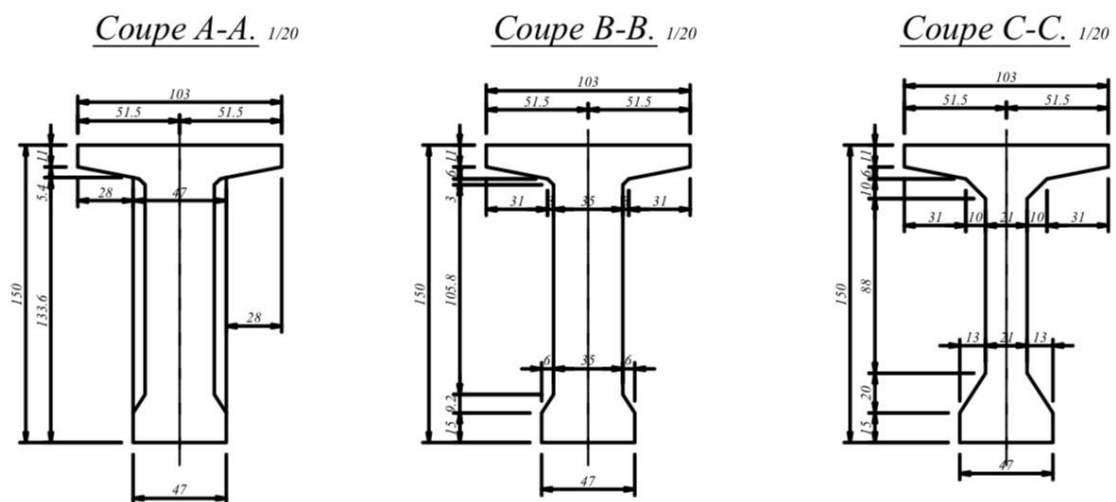


Figure II.19: Sections transversales de la poutre de travée intermédiaire

La poutre est de forme I variable les sections transversales sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau II.3: les surfaces des sections

Tronçon	L_i La longueur (m)	la section	S_i La surface m^2
1	0.575	Constante forme T (coupe A-A)	$S1=0.782$
2	0.050	Variable [A-A ;B-B]	$S2=(S1+S3)/2=0.714$
3	6.820	Constante forme I (coupe B-B)	$S3=0.646$
4	0.07	Variable [B-B ;C-C]	$S4=(S3+S5)/2=0.5785$
5	18.47	Constante forme I (coupe C-C)	$S5=0.511$
6	0.07	Variable [C-C ;B-B]	$S6=(S5+S7)/2=0.5785$
7	6.820	Constante forme I (coupe B-B)	$S7=0.646$
8	0.050	Variable [B-B ;A-A]	$S8=(S7+S9)/2=0.714$
9	0.575	Constante forme T (coupe A-A)	$S9=0.782$

D'après le tableau on a :

S_i : les sections de la poutre par tronçon

L_i : les longueur des tronçons

Alors :

$$G_p = \sum G_i$$

$$G_p = \sum L_i \times S_i \times \gamma$$

$$G_p = 25 \times (2 \times (0.575 \times 0.782 + 0.050 \times 0.714 + 6.820 \times 0.646 + 0.07 \times 0.5785) + (18.47 \times 0.511))$$

$$G_p = 483.502 \text{ KN}$$

Le poids de la poutre par mètre linéaire :

Le tablier comporte 7 poutres, leurs poids par mètre linéaire est :

$$g_p = \frac{G_p}{L_t} \times n = \frac{483.502}{33.5} \times 7$$

$$g_p = 101.03 \text{ KN/ml}$$

3. Poids propre de l'entretoise :

- Entretoise intermédiaire sans butée sismique ($L = 4.0 \text{ m}$)

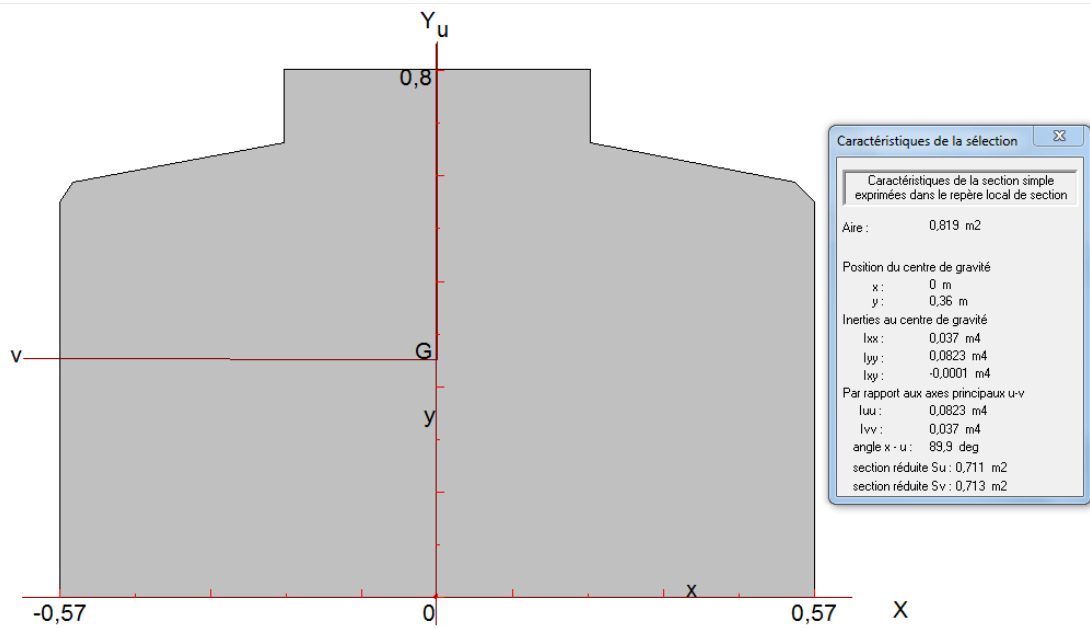


Figure II.20: L'entretoise sans butée sismique

D'après les calculs réalisés avec Formes, la section de l'entretoise médiane : $S_3 = 0.819 \text{ m}^2$

Nombre d'entretoise : 2

L'épaisseur de l'entretoise : $e_p = 0.40 \text{ m}$

Nombre de section : $N_s = N_{poutre} - 1 = 7 - 1 = 6$

Le poids des entretoises est donc de :

$$G_e = 2 \times S \times e_p \times \gamma_b \times N_s = 2 \times 0.819 \times 0.40 \times 25 \times 6 = 98.28 \text{ KN}$$

Le poids de l'entretoise par mètre linéaire :

$$g_e = \frac{G_e}{L_T} = \frac{98.28}{33.50} = 2.934 \text{ KN/ml}$$

$$g_e = 2.934 \text{ KN/ml}$$

4 . poids propre de territoire :

- Épaisseur de territoire $e_p = 0.08m$
- Poids volumique de territoire $\gamma_b = 24KN/m^3$
- Largeur roulable $L_r = 7m$

Pour le calcul on considère l'hypothèse d'épaisseur incrémentée un 50%.

$$g_i = e_p \times l_r \times \gamma_b$$

$$g_{min} = 0.08 \times 7 \times 24 \times 0.5 = 6.72 \text{ KN/ml}$$

$$g_{moy} = 0.08 \times 7 \times 24 \times 1 = 13.44 \text{ KN/ml}$$

$$g_{max} = 0.08 \times 7 \times 24 \times 1.5 = 20.16 \text{ KN/ml}$$

On prend : $g_{moy} = 13.44 \text{ KN/ml}$

5. Barrière de sécurité :

Le poids estime pour chaque barrière, plus corniche et socle d'appui, de 150 cm de largeur, est de 9.00 KN/ml.

D'où le poids des barrières de sécurité est de :

$$g_b = 9 \times 2 = 18KN/ml$$

6. Corniche :

$$g_c = 3 \times 2 = 6 \text{ KN/ml}$$

● **Charges permanentes totale du tablier :**

Tableau II.4: Charges permanentes totale de tablier

Elément	Poids Par KN/ml
Poids propre de la dalle g_h	62.50
Poids propre de la poutre g_p	101.03
Poids propre du l'entretoise g_e	2.93
Poids de territoire g_{moy}	13.44
Poids de la barrière de sécurité g_b	18
Poids de la corniche g_c	6

Tableau I. 4: Charges permanentes totale de tablier

$$g_t = \sum(g_h + g_p + g_{moy} + g_b + g_c) = 203.900 \text{ KN ml}$$

Poids total du tablier : $G_t = g_t \times L_t = 203.900 \times 33.500 = 6830.65 \text{ KN}$

II.10.2. Charges dues au trafic :

Selon les prescriptions établies par le règlement relatif aux charges à considérer pour le dimensionnement et la vérification des ponts routiers (DTR-RCPR, 2009).

II.10.2.1. Données générales :

1. Largeur roulable (L_r) :

Elle correspond à la largeur mesurée entre les dispositifs de sécurité ou les bordures.

La Largeur roulable : $L_r = 16.60 - (2 \times 1.5) = 13.60m$

2. Largeur chargeable (L_c) :

La largeur chargeable est déterminée à partir de la largeur roulable :

- en retranchant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'ils sont présents .
- en conservant la totalité de la largeur roulable dans le cas contraire.

La largeur chargeable : $L_c = L_r - n \times 0.5(m)$

Avec : n : nombre de dispositif de retenue.

Dans notre cas, des dispositifs de retenue sont présents , tel que

$$L_c = 13.60 - 1 \times 0.5 = 13.10 \text{ m}$$

3. Nombre de voies :

La chaussée de notre projet est constituée de 2 voies

4. Largeur d'une voie :

Elle est déterminée en divisant la largeur chargeable par le nombre de voies.

L_c : La largeur chargeable

n : Le nombre de voie.

v : la largeur de voie.

$$V = \frac{L_c}{n} = \frac{13.10}{2} = 6.55 \text{ m}$$

5. Classe du pont :

On distingue trois classes de ponts en fonction de leur largeur roulable.

Tableau II.5: Classes d'un pont

Classe	Largeur roulable
I	$L_r \geq 7m$
II	$5,50m < L_r < 7m$
III	$L_r < 5,50$

D'après ce tableau : $L_r > 7m$, donc le pont est de classe I.

II.10.2.2. Surcharges civiles :

1. Système de surcharge A (L) : (selon le DTR, article 4, p. 23)

La chaussée est soumise à une charge uniformément répartie, dont l'intensité varie en fonction de la longueur chargée :

$$\begin{cases} \text{class 1} \\ 2 \text{ voies} \end{cases} \rightarrow a_1 = 1$$

L : La longueur chargée, exprimée en m.

$$L = 33.50m$$

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L + 12}$$

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{33.5+12} = 7.912 \text{ KN/m}$$

$$A(l) = 7.912 \text{ KN/m}$$

La charge A(L) est affectée d'un coefficient de dégressivité transversale a_1 , dont les valeurs sont données dans le tableau suivant:

Tableau II.6: Les valeurs de a_1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1.00	1.00	0.9	0.75	0.75
II	1.00	0.9	-	-	-
III	0.9	0.8	-	-	-

D'après ce tableau $\begin{cases} \text{class 1} \\ 2 \text{ voies} \end{cases} \rightarrow a_1 = 1$

À partir de celle-ci, on calcule $A_1(L)$ selon la relation suivante :

$$A_1(L) = \text{Max} \begin{cases} a_1 \times A(l) = 1 \times 7.912 = 7.912 \text{ KN/m}^2 \\ 4 - 0.002 \times L = 3.933 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$A_1(L) = 7.912 \text{ KN/m}^2$$

Pour obtenir la charge finale $A_2(L)$, le système $A_1(L)$ est multiplié par le coefficient a_2 , tel que défini par :

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

v : la largeur d'une voie = 6.55 m

v_0 : Largeur donnée en fonction de la classe du pont

$$\Rightarrow a_2 = \frac{6.55}{3.50} = 1.87$$

Tableau II.7: Les valeurs de V_0

Classe du pont	I	II	III
	3.5	3	2.75

D'après ce tableau $v_0 = 3.5$

La charge finale $A_2(L)$ est donnée par la relation suivante :

$$A_2(L) = a_2 \times A_1(L) = 1.87 \times 7.912 = 14.795 \text{ KN/m}^2$$

2. Système des surcharges B :

Le système de charge B comprend trois sous systèmes les suivantes :

- ☐ Sous système B_c : ce compose de camions types (300KN).
- ☐ Sous système B_r : ce compose d'une roue isolée.
- ☐ Sous système B_t : ce compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems

a. Système de surcharge B_c :

Le système de charge est modélisé par des camions types de 300 kN, dont la répartition des charges s'effectue sur trois essieux : un essieu avant de 60 kN et deux essieux arrière de 120 kN chacun.

- En direction longitudinale, chaque file est limitée à un maximum de deux camions.
- En direction transversale, le nombre de camions par file est fonction du nombre de voies de circulation disponibles.

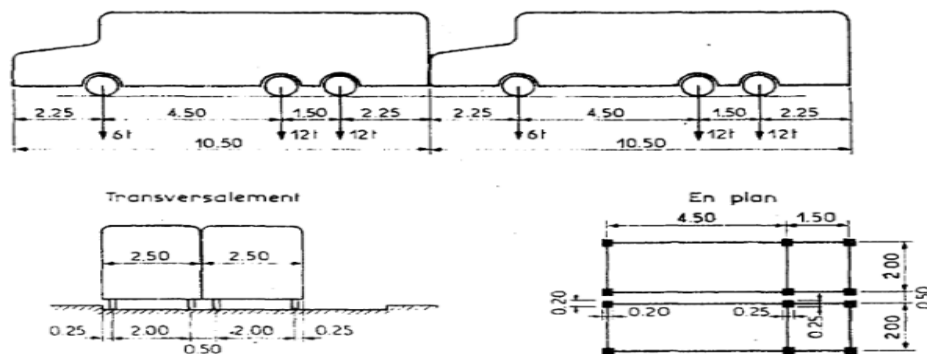


Figure II.21: Disposition du Système B_c

Les charges du système Bc sont affectées du coefficient b_c , qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camions disposées transversalement, tel qu'indiqué dans le tableau suivant:

Tableau II.8: Les valeurs de b_c

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	5
I	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
II	1.00	1.00	-	-	-
III	1.00	0.8	-	-	-

D'après ce tableau $\left\{ \begin{array}{l} \text{class 1} \\ 2 \text{ voies} \end{array} \right\} \rightarrow b_c = 1.10$

- **Calcul les Coefficient de majoration dynamique :**

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

Tel que :

L: la longueur de l'élément.

L=33.50 m

S: La surcharge maximale

G: la charge permanente (Poids total du tablier) =6830.65 KN

S :désigne le poids total des essieux du système, retenu dans la situation la plus défavorable.

- Une portée de 33.5 m permet l'implantation de deux camions en direction longitudinale.
- En direction transversale, les deux voies existantes autorisent la mise en place de deux files de camions.

Il en résulte que le nombre total de camions à considérer est de 4 .

$$Bc = 4 \cdot 300 = 1200 \text{ KN}$$

$$Bc = 1200 \text{ KN}$$

$$S = Bc \cdot bc = 1200 \cdot 1.10 = 1320 \text{ KN}$$

$$S = 1320 \text{ KN}$$

le coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.50} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{6810.014}{1320}} = 1.080$$

$$\delta_{bc} = 1.080$$

b. Système de surcharge Bt :

Ce système consiste en un tandem type d'une charge totale de 320 kN, formé de deux essieux identiques de 160 kN chacun. Chaque essieu comporte deux roues simples pneumatiques. La surface de contact au sol d'une roue est un rectangle de dimensions 0,60 m (côté transversal) $\times$ 0,25 m (côté longitudinal).

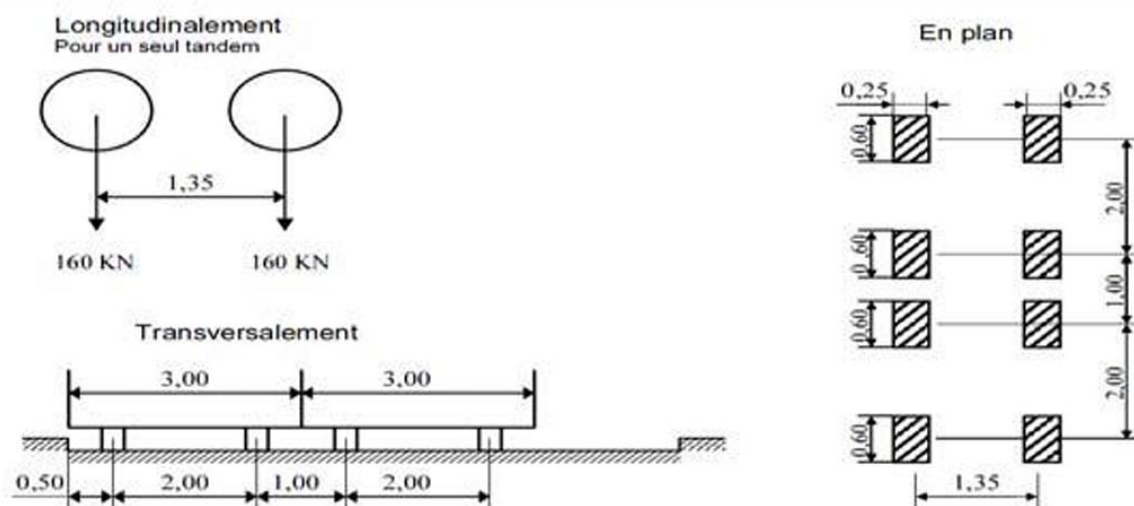


Figure II.22: Disposition de système Bt

- Ce modèle de charge s'applique uniquement aux ponts de première et deuxième classe.
- Le nombre de tandems est limité à deux dans le sens transversal.
- Il est multiplié par un coefficient de pondération B_t qui dépend de la classe du pont.
- Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- Transversalement :
 - un seul tandem sur les ponts à une seule voie .
 - deux tandems maximum sur les ponts à deux voies ou plus.

Tableau II.9: Les valeurs de b_t

Classe du pont	I	II
b_t	1.20	1

D'après ce tableau $\left\{ \begin{array}{l} \text{class 1} \\ \text{2 voies} \end{array} \right. \rightarrow b_t = 1.20$

$$B_t = 2 \times 320 = 640 \text{ KN}$$

$$B_t = 640 \text{ KN}$$

$$S = B_t \times b_t = 640 \times 1.20 = 768 \text{ KN}$$

$$S = 768 \text{ KN}$$

$$G = 6830.65 \text{ KN}$$

$$L = 33.50 \text{ KN}$$

Le coefficient de majoration dynamique peut être calculé à l'aide de l'équation suivante :

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

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.50} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{6810.014}{768}} = 1.069$$

$$\delta_{bt} = 1.069$$

C. Système de surcharge Br :

Il se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 100 kN à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 m × 0,3 m. La roue Br peut être placée en n'importe quel point sur la largeur roulable, à condition que le sens de déplacement de la roue soit parallèle à l'axe longitudinal du tablier.

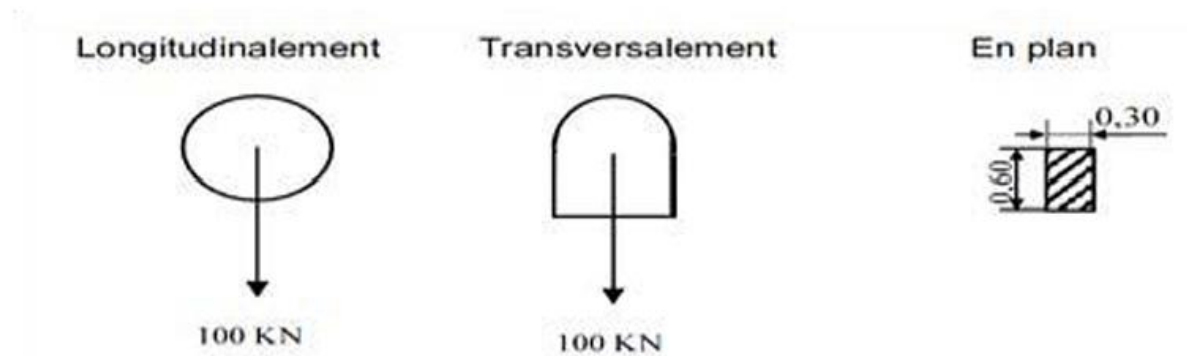


Figure II.23: Disposition du system Br

$$Br = 100 \text{ KN}$$

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

$$L = 33.50$$

$$G = 6830.65 \text{ KN}$$

Le coefficient de majoration dynamique peut être calculé à l'aide de l'équation suivante :

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

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 33.50} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{6830.65}{100}} = 1.054$$

$$\delta_{bt} = 1.054$$

3. Système militaire MC120 :

Les véhicules militaires présentent généralement des charges plus défavorables que celles des systèmes A et B, notamment pour les éléments de couverture et la structure des tabliers.

Ce système est composé de véhicules à deux chenilles, avec un poids total de **1100 kN**.

- **Disposition transversale :** Un seul convoi est considéré sur toute la largeur chargeable L_c , indépendamment du nombre de voies disponibles.
- **Disposition longitudinale :** Le nombre de convois pouvant être alignés parallèlement à l'axe du pont n'est pas limité. Toutefois, une distance minimale de **30,5 m** doit être respectée entre deux véhicules successifs.

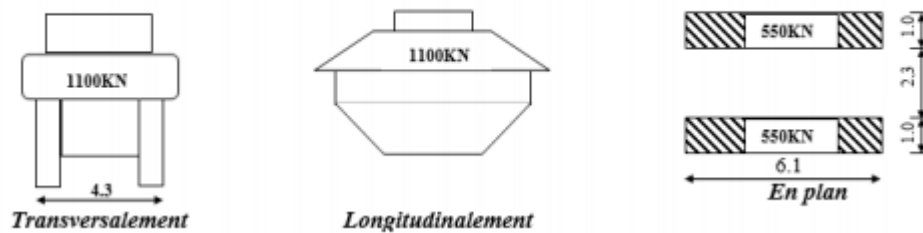


Figure II.24: Disposition du Convoi militaire Mc120

$$G = 6830.65 \text{ KN}$$

$$L = 33.50 \text{ m}$$

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

On peut calculer le coefficient de majoration dynamique à l'aide de l'équation suivante :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{G}{S}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times L} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{6830.65}{1100}} = 1.075$$

4. Charge exceptionnelle D240 :

Les charges exceptionnelles ne sont pas affectées par le coefficient de majoration dynamique.

Le convoi type D est constitué d'une remorque composée de trois éléments, comportant chacun **4 lignes à 2 essieux**, pour un poids total de **240 tonnes**, soit **P = 2400 kN**.

La longueur totale du convoi est de **18,6 m**.

$$QD240 = \frac{P}{L} = \frac{2400}{18.60} = 129.032 \text{ kN/ml}$$

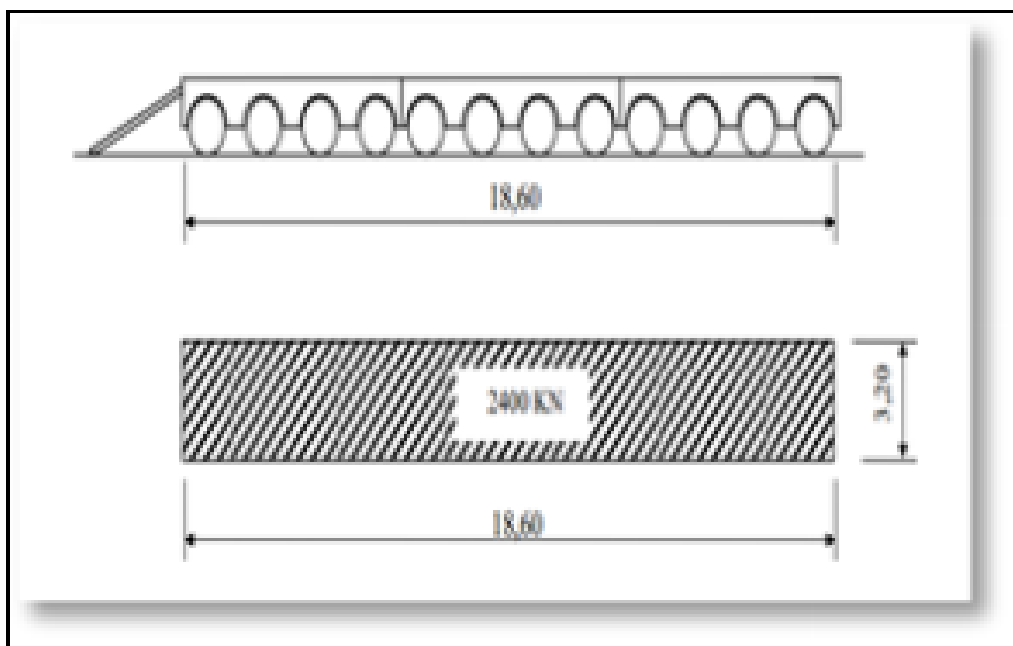


Figure II.25: Charge exceptionnelle D240

II.10.2.3. Effort de freinage

L'effort de freinage est généré par l'un des deux systèmes de charges, « A(l) » ou « Bc ». Cette force est supposée appliquée au niveau de l'axe longitudinal du tablier et peut être orientée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

La force de freinage F_{fr} est déterminée en retenant la valeur la plus défavorable entre les effets produits par les systèmes « A(l) » et « Bc ».

1. Freinage du au système A(l) :

$$F_{fr} = \frac{A_1(L) \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

Avec :

S : l'aire en plan de la partie du tablier chargée par le système A (l)

$$\text{Tel que : } F_{fr} = \frac{A_1(L) \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

Avec :

S : l'aire en plan de la partie du tablier chargée par le système (l)

Tel que :

$$S = L \times L_c$$

$$S = 33.50 \times 13.60 .$$

$$S = 455.60 \text{ m}^2$$

$$A_1(L) = 7.912 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{fr A_1(L)} = \frac{A_1(L) \times S}{20 + 0.0035 \times S} = \frac{7.912 \times 455.60}{20 + 0.0035 \times 455.60} = 166.926 \text{ KN}$$

2. Freinage du au système Bc :

Parmi les camions circulant sur le pont, un seul est supposé être en phase de freinage, en développant une force de freinage égale à son poids.

$$F_{fr (Bc)} = B_c \times b_c$$

$$F_{fr (Bc)} = 300 \times 1.10 = 330 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{fr} = \text{Max} (F_{fr A_1(L)} ; F_{fr (Bc)})$$

$$F_{fr} = \text{Max} (166.92 ; 330)$$

$$F_{fr} = 330 \text{ KN} .$$

II.11. Combinaisons d'actions

Les États Limites Ultimes (ELU) correspondent aux situations de rupture des sections ou des éléments, pouvant conduire à la défaillance de la structure. À cet effet, les sollicitations (Sd) et (Rd) sont prises en compte dans les calculs après pondération des valeurs les plus représentatives (généralement les valeurs caractéristiques), en utilisant des coefficients partiels appropriés, qui seront détaillés ultérieurement.

Par ailleurs, la résistance de calcul R_{dR_dRd} de chaque section ou élément est déterminée à partir des caractéristiques géométriques et des propriétés mécaniques des matériaux constitutifs, après application de coefficients de réduction également définis dans ce document.

II.11.1. Etats limites ultimes de résistances :

• ELU - Combinaison fondamentale :

$$1.35 \times G_{max} + G_{min} + 1.5 \times \beta \times Q_r + 1.5 \times 0.6 \times T + 1.5 \times 0.5 \times \Delta\theta$$

$$1.35 \times G_{max} + G_{min} + 1.35 \times \beta \times Q_{rp} + 1.5 \times 0.6 \times T + 1.5 \times 0.5 \times \Delta\theta$$

$$1.35 \times G_{max} + G_{min} + 1.5 \times \beta \times Q_r + 1.5 \times 0.6 \times W$$

$$1.35 \times G_{max} + G_{min} + 1.5 \times \beta \times Q_{rp} + 1.5 \times 0.6 \times W$$

$$1.35 \times G_{max} + G_{min} + 1.5 \times W$$

• ELU - Combinaison accidentelle :

$$G_{max} + G_{min} + 0.6 \times \beta \times Q_r + A_d \times G_{max} + G_{min} + A_d$$

• ELU - Combinaison sismique :

Vérification de résistance :

$$G + P + E + 0.4 \times \Delta T + D + \lambda \times Q$$

Vérification des déplacements différentiels :

$$G + P + E + 0.4 \times \Delta T + D$$

Où λ est le coefficient d'accompagnement de la charge d'exploitation en cas de séisme :

- Pont route urbain : $\lambda = 0.2$

- Pont route non urbain : $\lambda = 0$

II.11.2. Etats limites ultimes d'équilibre statique :

- **ELU – Combinaison en situation durable :**

$$0.9 \times G_{min} + 1.1 \times G_{max} + 1.5 \times Q_r + 0.8 \times T + 0.65 \times \Delta\theta$$

- **ELU – Combinaison en situation transitoire :**

$$0.9 \times G_{min} + 1.1 \times G_{max} + 1.5 \times Q_c + 0.8 \times T + 0.65 \times \Delta\theta$$

- **ELU – Combinaison en situation accidentelle :**

$$G_{max} + G_{min} + 0.6 \times Q_r + A_d + 0.6 \times T$$

II.12. Conclusion

La prise en compte rigoureuse des données naturelles, des caractéristiques fonctionnelles du pont, ainsi que l'évaluation précise des charges permanentes et des surcharges d'exploitation constituent des étapes fondamentales dans la conception d'un pont. Ces éléments permettent de définir les combinaisons d'actions les plus représentatives, indispensables à l'analyse des efforts internes et des contraintes au sein de la structure, tant en régime statique que dynamique.

Le respect scrupuleux des règles techniques et des réglementations en vigueur est donc impératif pour garantir la résistance, la durabilité, la sécurité et l'économie de l'ouvrage, tout en répondant aux exigences esthétiques attendues.

Chapitre III. Modélisation Statique du pont

III.1. Introduction :

Le deuxième chapitre est consacré à la modélisation de l'ouvrage via le logiciel CSI Bridge. Cette étape consiste à concevoir un modèle numérique fidèle à la structure, intégrant ses spécificités géométriques ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux. Ce modèle permettra de simuler précisément le comportement structurel de l'ouvrage sous l'effet de diverses sollicitations.

III.2. Généralités sur le logiciel CSiBridge :

CSiBridge est une solution logicielle de pointe dédiée à l'ingénierie des ponts, offrant des outils avancés pour la modélisation et l'analyse de structures complexes. Qu'il s'agisse de ponts suspendus, à haubans ou d'ouvrages d'art conventionnels, le logiciel permet d'intégrer des paramètres sophistiqués tels que les effets dynamiques, le comportement inélastique des matériaux et la non-linéarité géométrique. En centralisant la conception, l'optimisation et la génération de rapports détaillés, CSiBridge optimise le flux de travail des ingénieurs tout en garantissant une grande précision structurelle.



Figure III.1: logiciel d'analyse CSI Bridge v21

III.3. Modélisation :

CSiBridge est une solution intégrée alliant modélisation, analyse et conception, reconnue pour sa polyvalence et sa productivité. Grâce à une approche paramétrique utilisant une terminologie propre au domaine des ouvrages d'art, les ingénieurs peuvent définir avec aisance des géométries complexes, des conditions aux limites et des cas de charge. Le logiciel

génère automatiquement des modèles filaires (colonnes), surfaciques (coques) ou volumiques (solides) qui s'actualisent en temps réel selon les modifications structurelles. Cet outil facilite ainsi la conception ou la réhabilitation de ponts en acier et en béton, tout en garantissant une maîtrise totale du processus de calcul.

III.3.1. Définition du modèle :

Dans la barre des tâches en cliquant sur « File » puis « New Model » après on clique sur « Blank ».

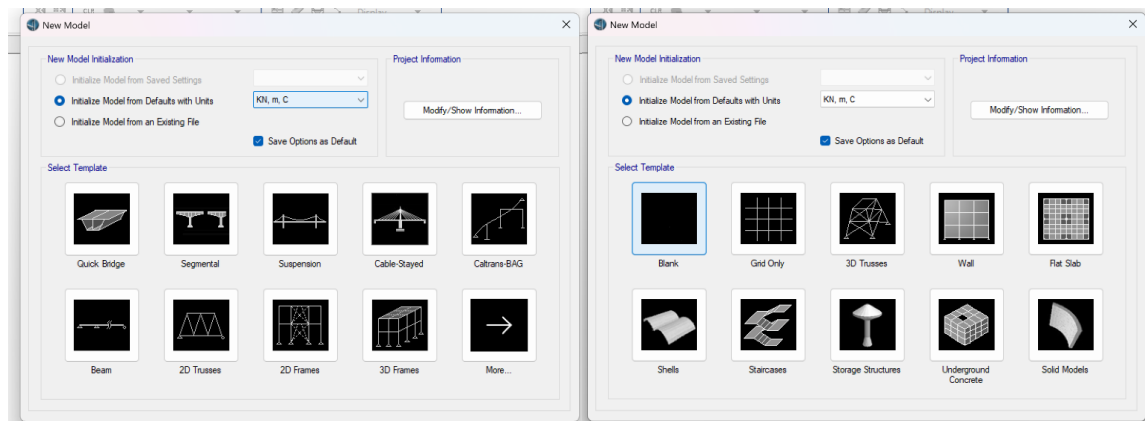


Figure III.2: choix d'unité et de modèle

III.3.2. Définition de l'axe du pont et les voies :

En premier lieu, la définition du tracé repose sur la ligne d'appui (ou ligne de référence) qui traverse le tablier. Celle-ci détermine les alignements horizontaux et verticaux de l'ouvrage, ainsi que la configuration des voies de circulation. Ces tracés peuvent adopter des géométries variées, allant de la ligne droite aux courbes complexes en plan ou en profil en long.

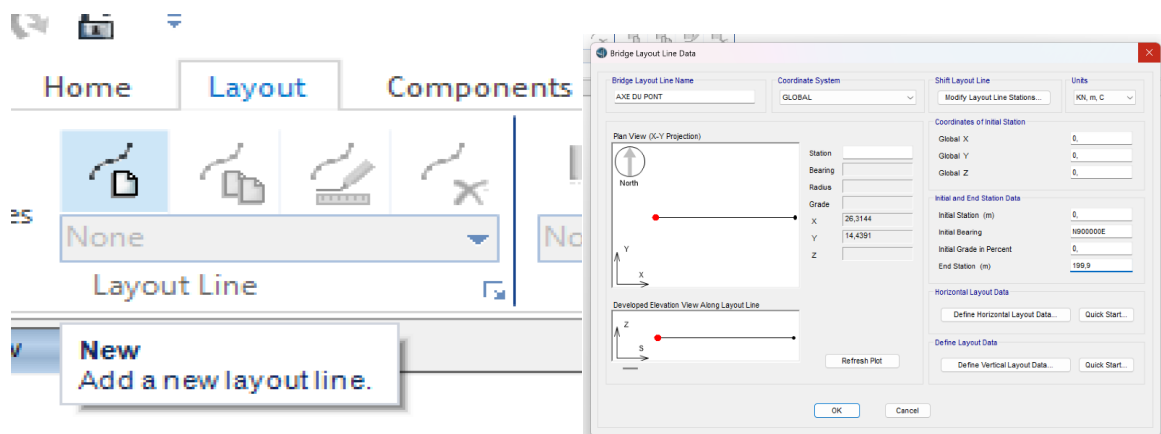


Figure III.3: Introduction des lignes du pont

L'étape suivante est de définir la voie de circulation en fonction d'une ligne de référence, en tenant compte de son excentricité (Figure II.3).

La largeur de chaque voie peut être définie, qu'elle soit uniforme ou variable tout au long de la voie (Figure II.4)

La représentation des voies de circulation s'effectue en transitant par les étapes « Layout » puis « Lane ».

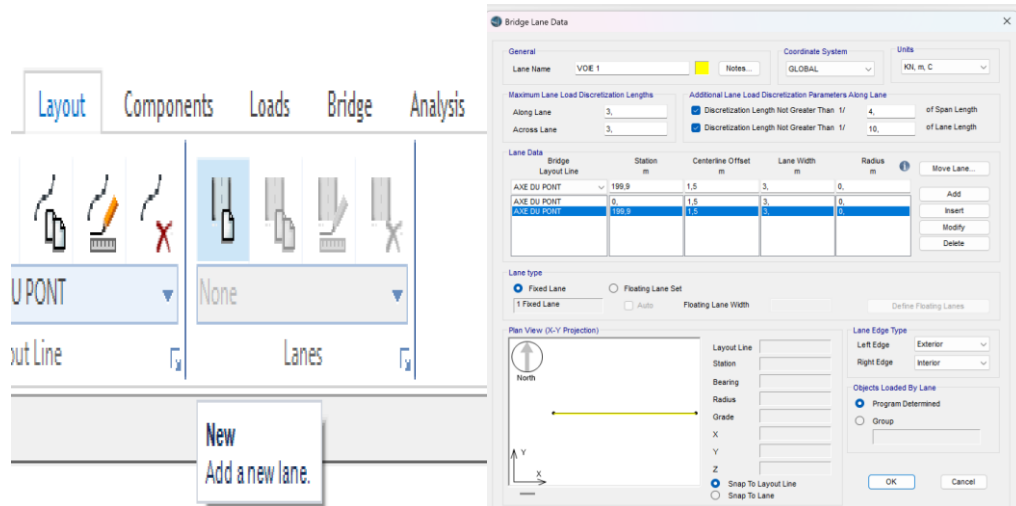


Figure III.4: Définition des voies de circulation

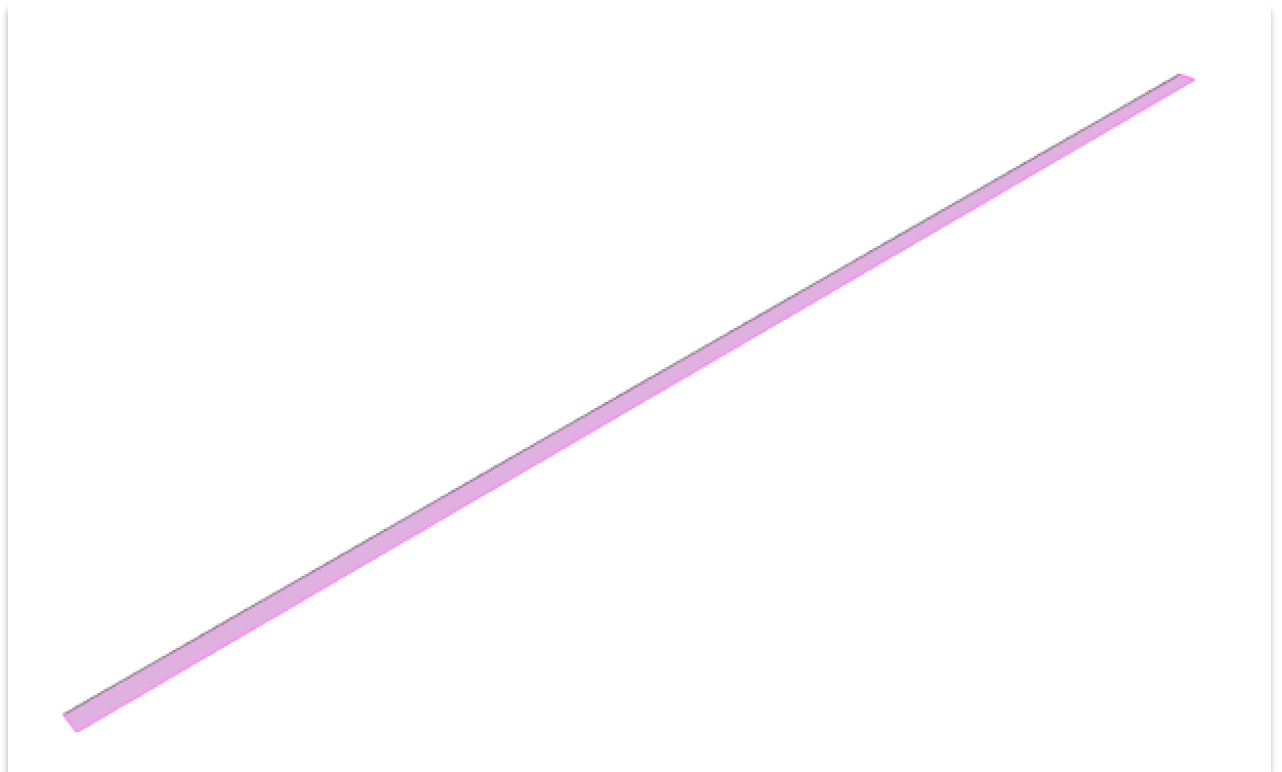


Figure III.5: Affichage de la voie 01

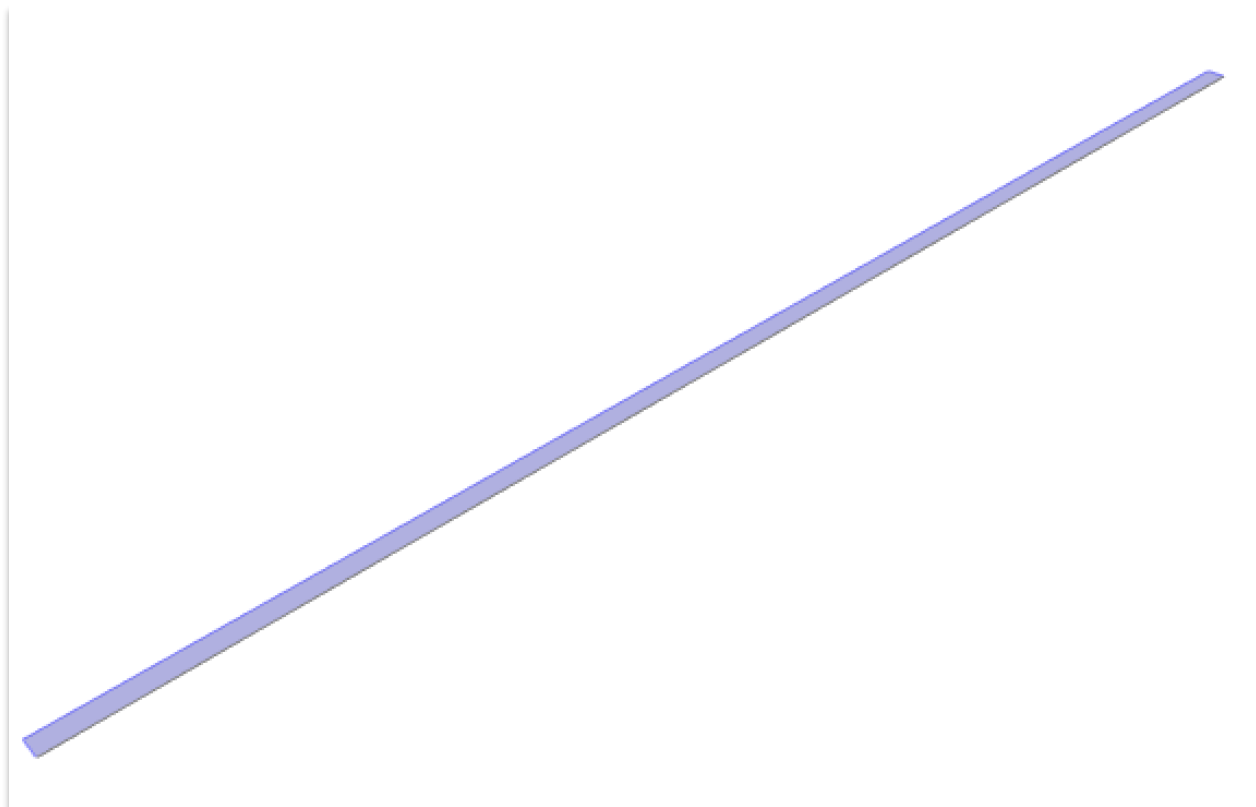


Figure III.6: Affichage de la voie 02

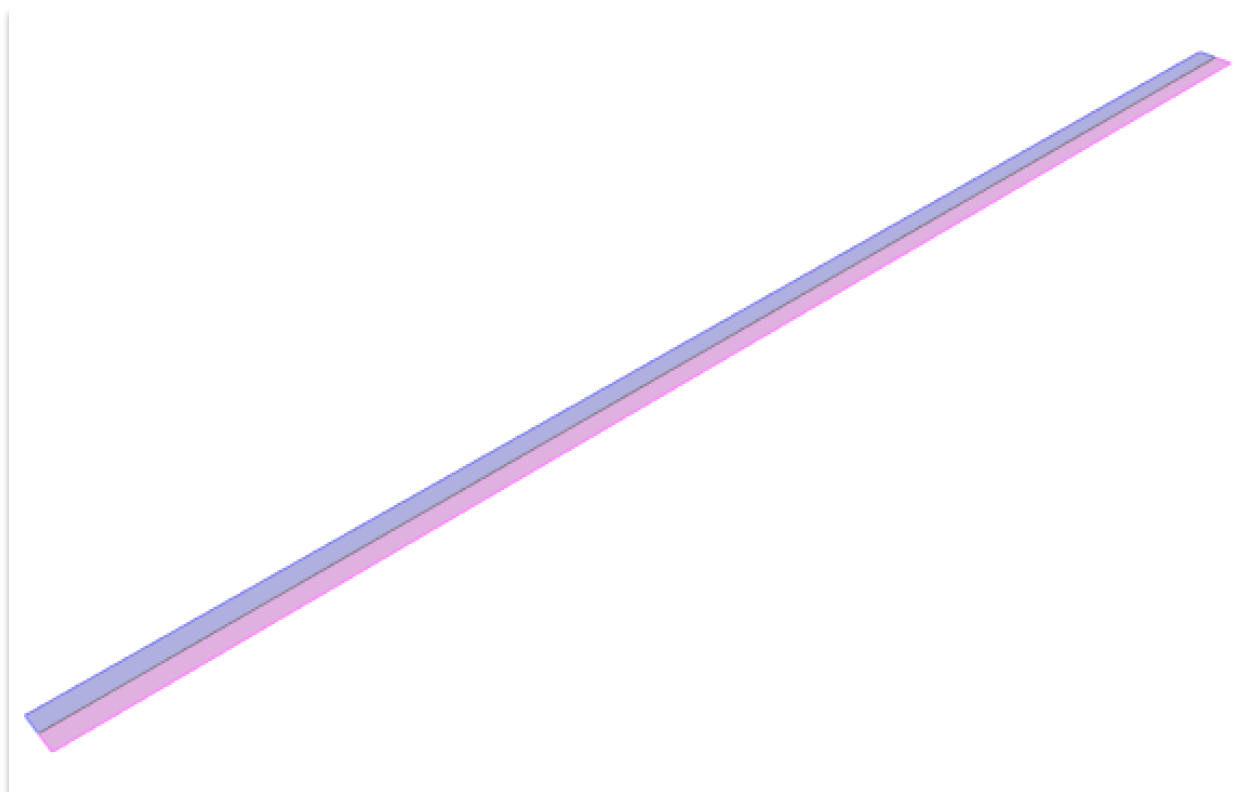


Figure III.7: Affichage des voies

III.3.3. Définition des matériaux :

Les matériaux constitutifs du pont comprennent le béton et l'acier, ainsi que leurs caractéristiques mécaniques telles que la résistance, la rigidité et le module de Young.

Pour définir les matériaux de construction : « Components » → « Type » → « Material Property ».

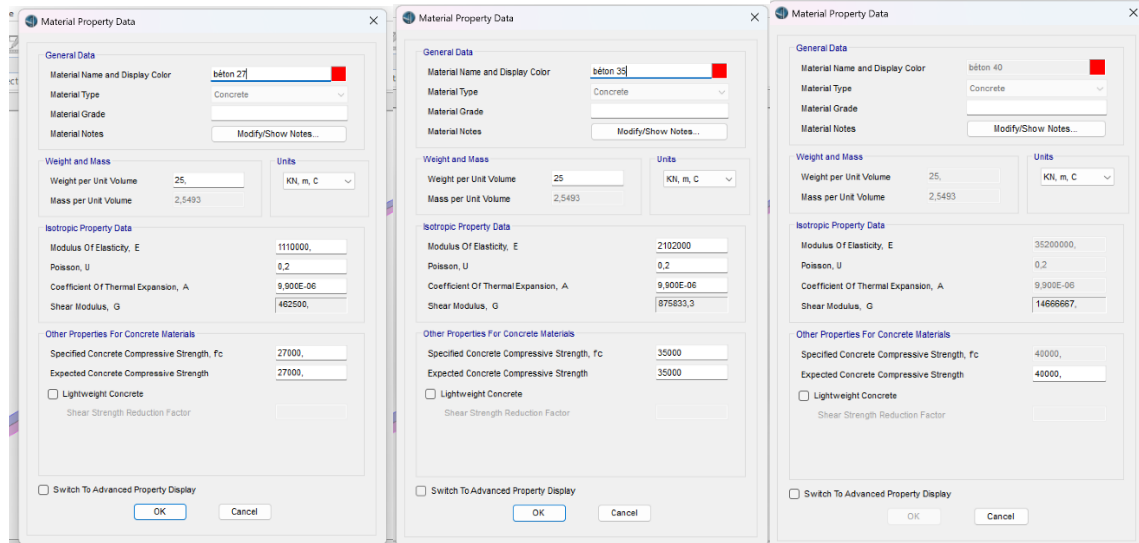


Figure III.8: Introduction des caractéristiques mécaniques

Différents types de sections transversales peuvent être utilisés, notamment les poutres en acier (profils en I, H, etc.) et les sections en béton armé de formes circulaire, carrée ou en T.

III.3.4. Définition des poutres

Contrairement à une section uniforme, les poutres de notre pont présentent une section variable le long de la travée. Il est donc nécessaire de définir trois sections différentes :

- Deux sections de poutres intermédiaires ;
- Une section d'about (extrémité).

Ces sections sont à créer via le chemin suivant : **Components** → **Frame Properties** → **I Girder**.

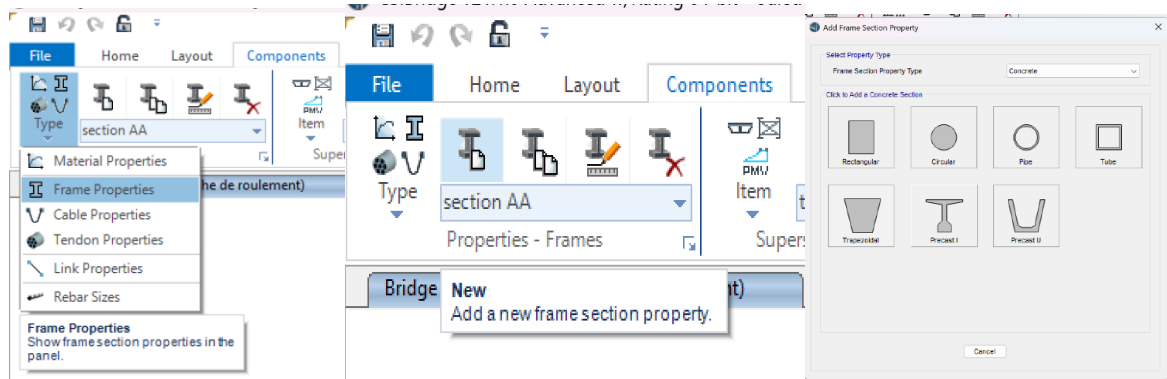


Figure III.9: Dimensionnement de sections en béton

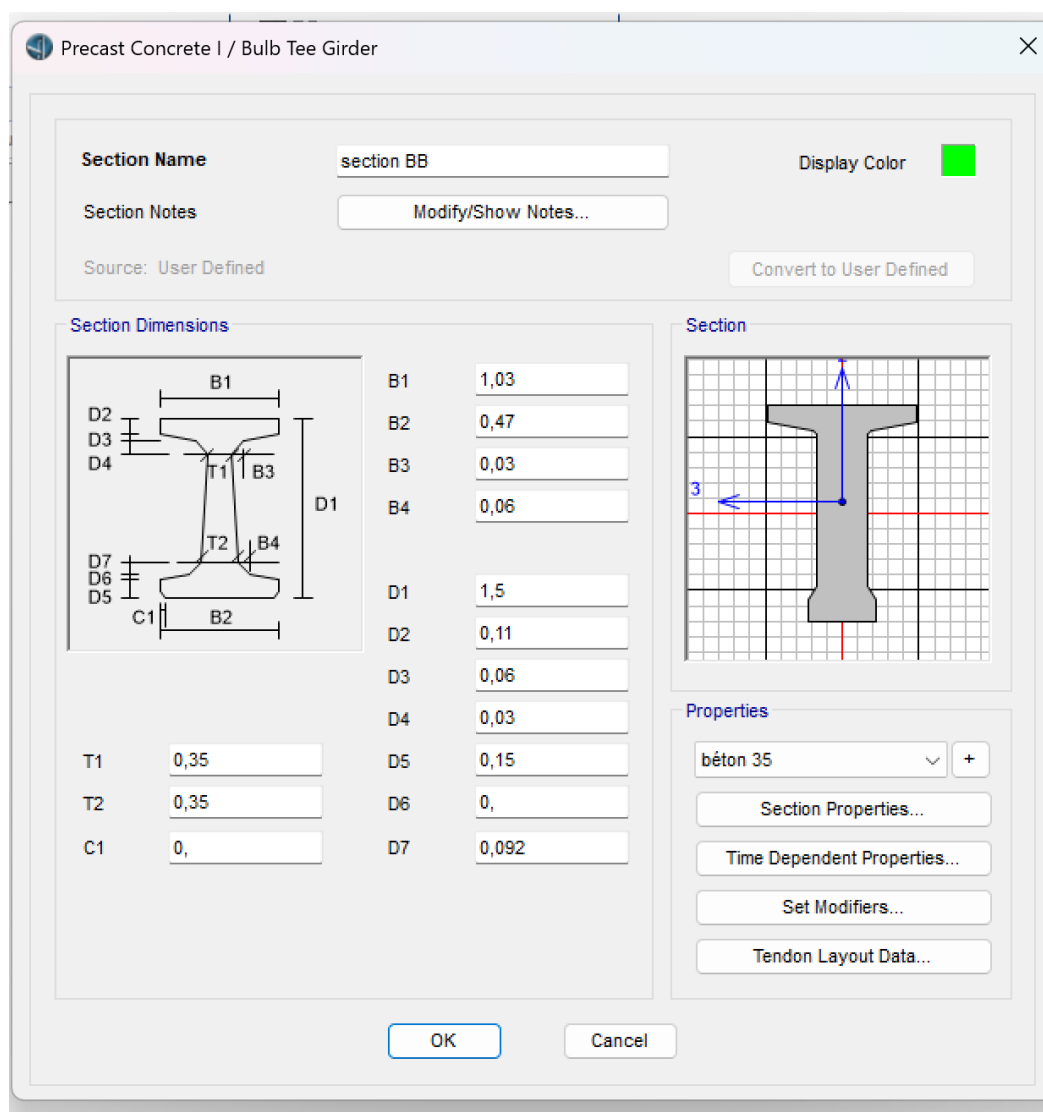


Figure III.10: Section intermédiaire

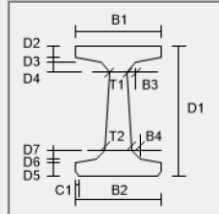
Precast Concrete I / Bulb Tee Girder

Section Name: section CC Display Color: ■

Section Notes:

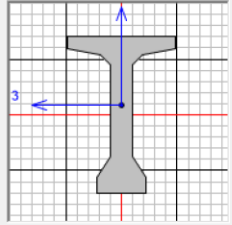
Source: User Defined

Section Dimensions



B1	1,03
B2	0,47
B3	0,1
B4	0,13
D1	1,5
D2	0,11
D3	0,06
D4	0,1
D5	0,15
D6	0,
D7	0,2
T1	0,21
T2	0,21
C1	0,

Section



Properties

béton 35

Figure III.11: Section médiane

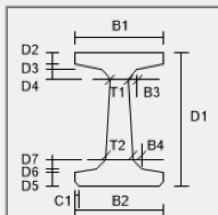
Precast Concrete I / Bulb Tee Girder

Section Name: section AA Display Color: ■

Section Notes:

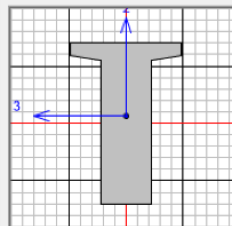
Source: User Defined

Section Dimensions



B1	1,03
B2	0,47
B3	0,
B4	0,
D1	1,5
D2	0,11
D3	0,057
D4	0,
D5	1,336
D6	0,
D7	0,
T1	0,47
T2	0,47
C1	0,

Section



Properties

béton 35

Figure III.12: Section d'about

Après avoir défini les différentes sections transversales des poutres (sections en I et en T), on procède à la définition de la section variable .

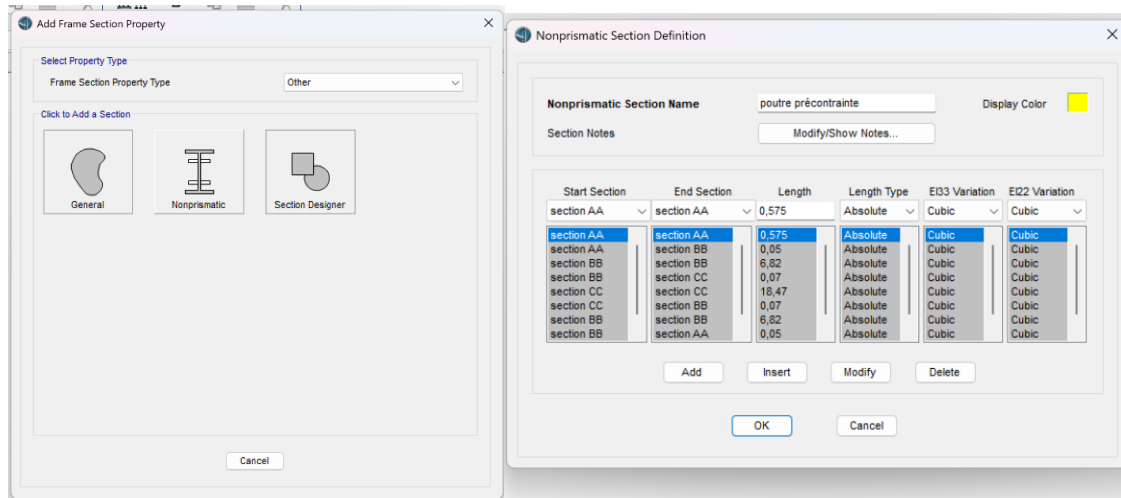


Figure III.13: Dimensionnement de sections variable

III.3.5.Superstructure

➤ Choix du type de tablier

On opte pour une superstructure composée d'un tablier en béton armé supporté par des poutres préfabriquées en I.

Pour cela, dans le logiciel, on accède à **Deck Section** → **Precast I Girder**.

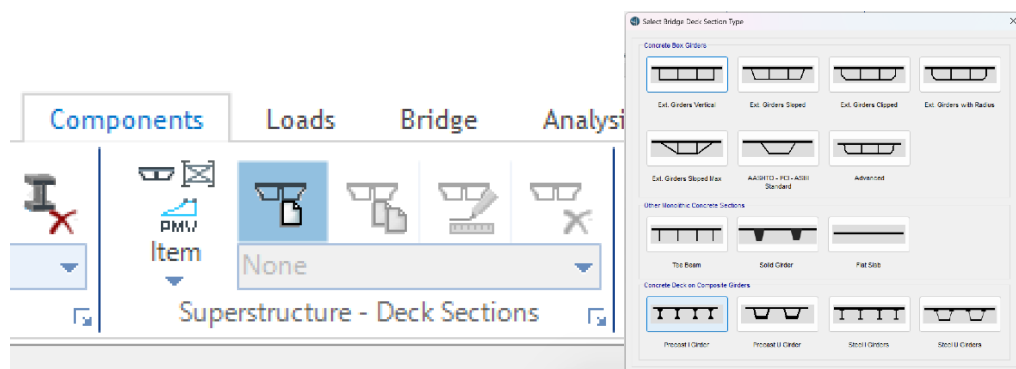


Figure III.14: Choix de type de tablier

Dans cette fenêtre, on renseigne les caractéristiques principales de la section du tablier :

- l'espacement entre les axes des poutres,
- le nombre de poutres,
- et l'épaisseur de la dalle.

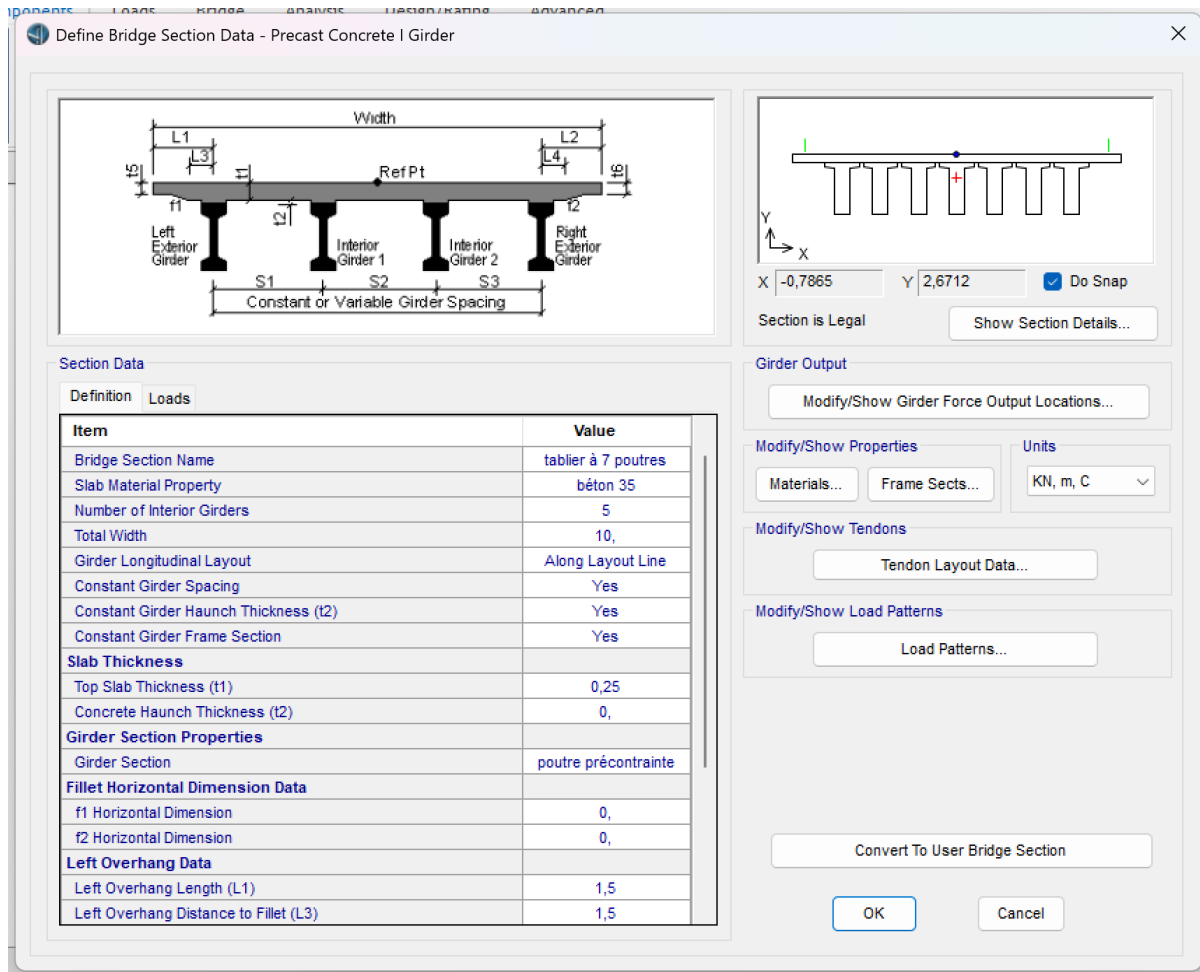


Figure III.15: Définition des paramètres du tablier

➤ Définition des sections du chevêtre et du fût

Pour créer les sections de la pile (fût + chevêtre), on procède comme suit :

- On clique sur **Type** → **Frames** → **New** .
- On choisit le matériau **Concrete** .
- On sélectionne **Rectangular** pour le chevêtre et **Circular** pour les fûts .
- On définit ensuite le type de matériau ainsi que les dimensions : (profondeur et largeur pour les sections rectangulaires, et diamètre pour les sections circulaires).

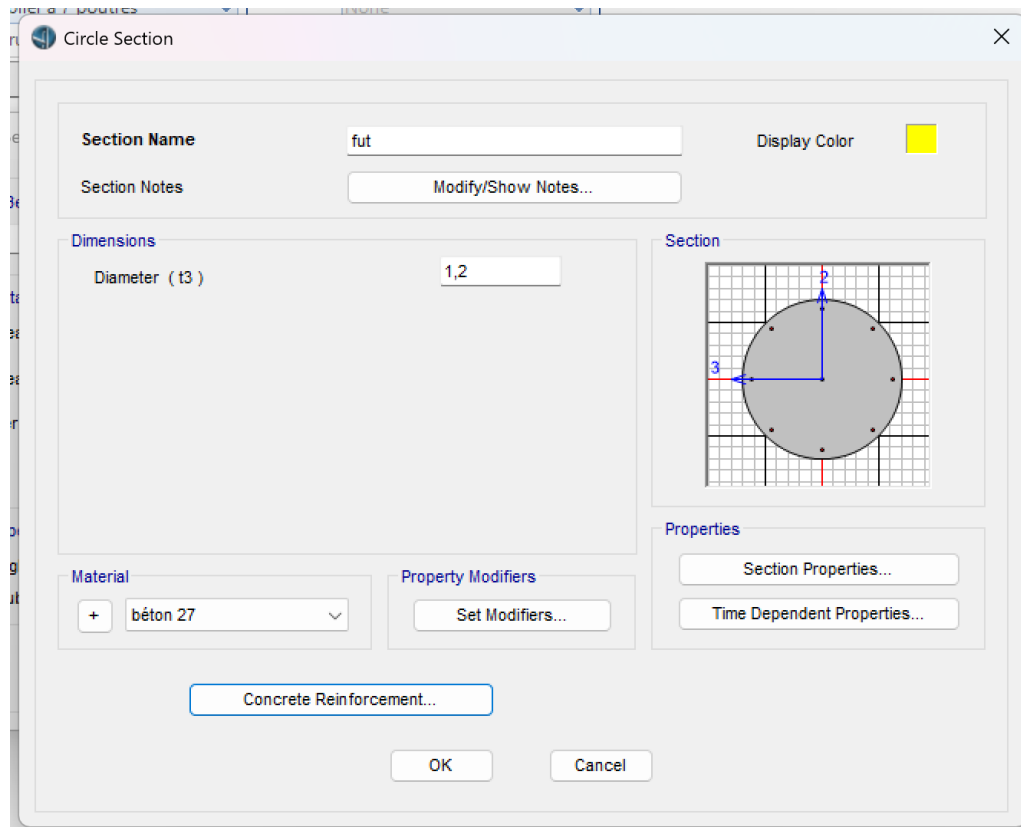


Figure III.16: Définition de fut

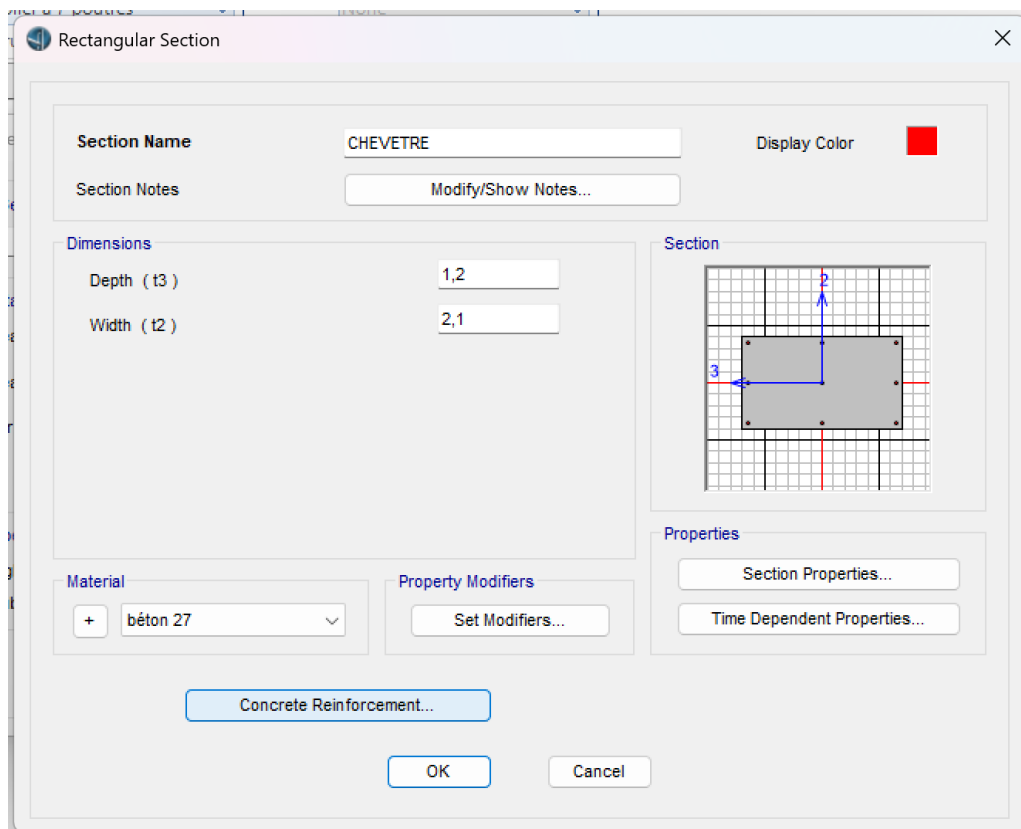


Figure III.17: Définition de chevette

III.3.5.1. Définition des entretoises (diaphragmes)

Après la définition des sections, on introduit les entretoises (diaphragmes) qui sont positionnées aux deux extrémités du tablier.

L'opération s'effectue via le menu : **Item** → **Diaphragms** → **New Diaphragm**.

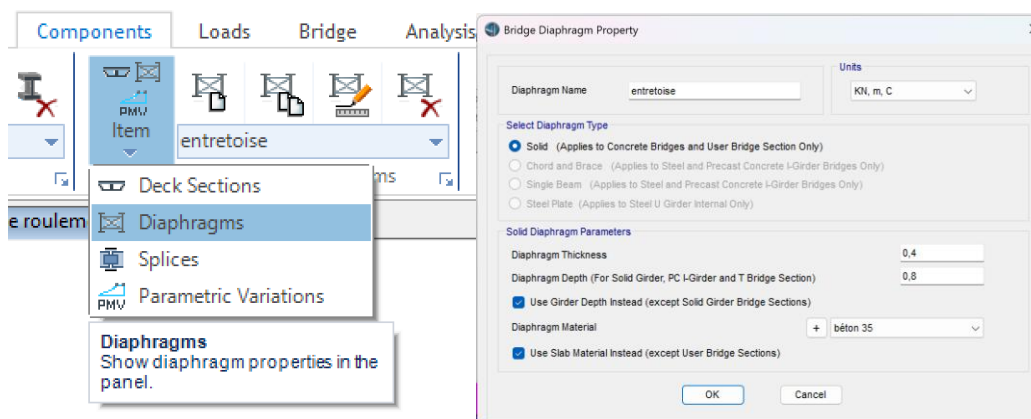


Figure III.18: Définition des entretoises

III.3.6. Infrastructure

III.3.6.1. Définition des appareils d'appuis (Bearings)

Le pont comporte deux types d'appareils d'appuis : un appareil simple et un appareil double.

Au droit des culées, ces appuis autorisent uniquement le mouvement de translation dans le sens longitudinal de la travée, les déplacements dans les directions transversale et verticale étant bloqués.

La création des appareils d'appuis s'effectue via : **Item** → **Bearings** → **New Bearing**.

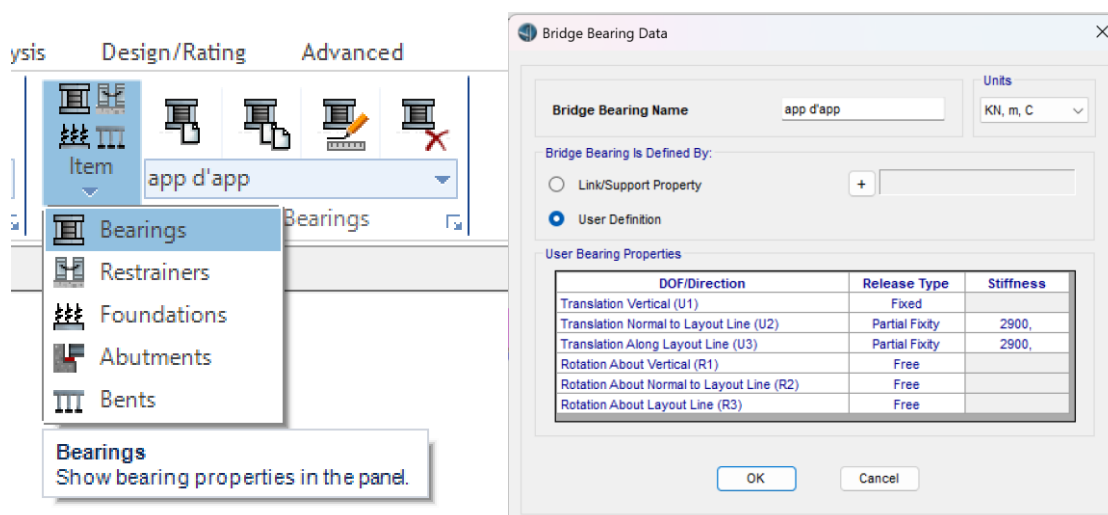


Figure III.19: Définition des appareils d'appuis simple

III.3.6.2. Fondation (Foundation springs) :

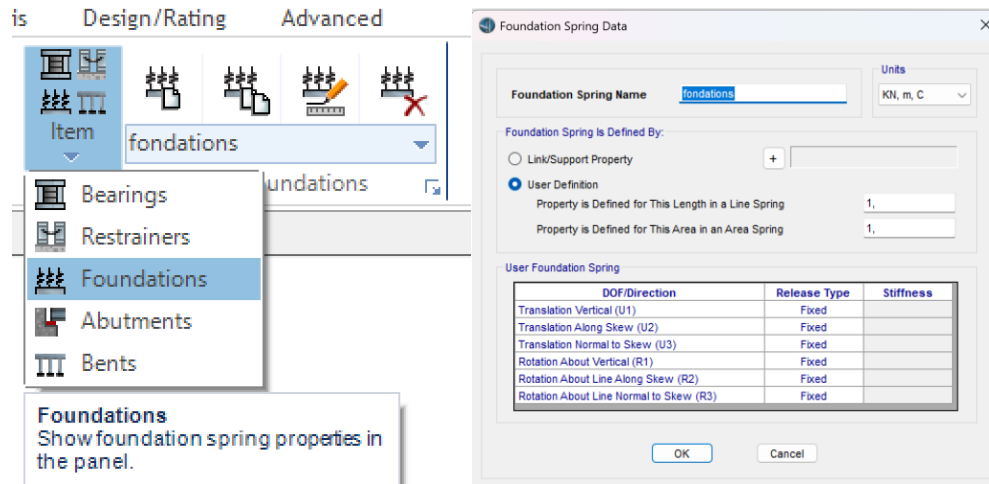


Figure III.20: Définition des appuis fondation

III.3.6.3. Définition des culées :

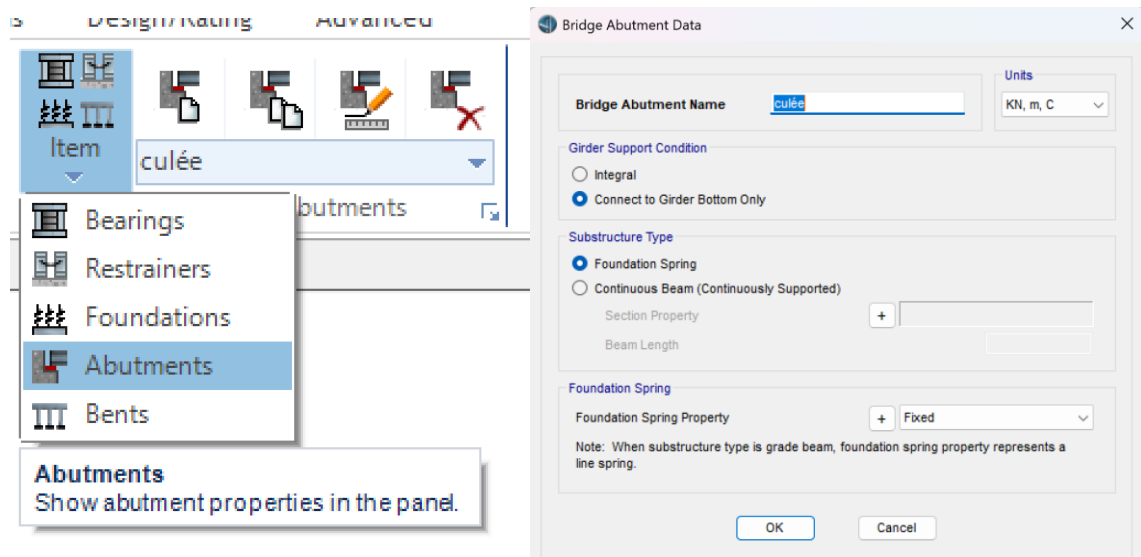


Figure III.21: Définition de la culée

III.3.6.4. Définition des piles

Cette étape consiste à introduire les éléments de la pile (fût et chevêtre) et à configurer les appareils d'appuis. On y définit notamment :

- Le nombre de lignes d'appareils d'appuis .
- L'entraxe (espacement) entre ces lignes.

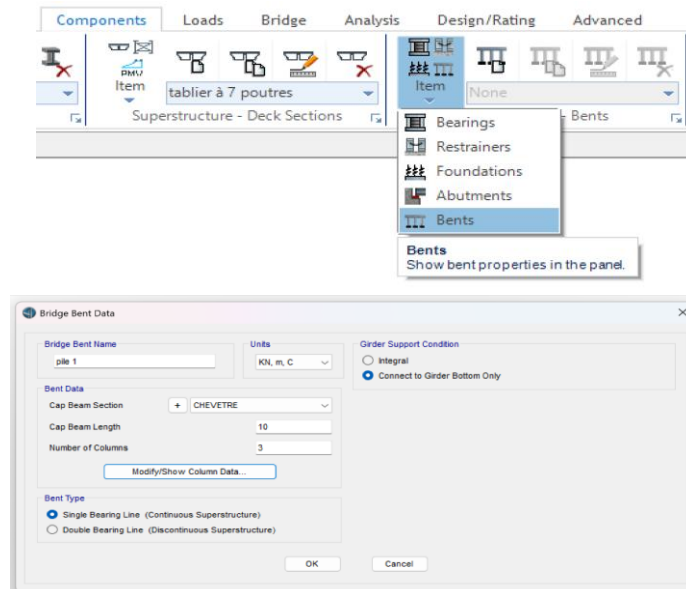


Figure III.22: Définition des piles

III.3.7. Définition des charges

La définition des charges appliquées sur le pont concerne principalement les charges mobiles dues aux véhicules et aux piétons.

Elle prend en compte divers types de charges verticales et horizontales, statiques et dynamiques, provenant des différentes catégories de véhicules (voitures, camions, convois spéciaux). Ces charges dépendent de la composition et de la densité du trafic, des conditions routières, des poids maximaux probables, des charges par essieu, ainsi que des éventuelles limitations imposées par la réglementation routière.

III.3.7.1. Les charges routière (Les véhicules) :

➤ **Système A(L) :**

Figure III.23: Définition d'une charge mobile "A(1)"

Figure III.24: Les données de système A(L)

➤ **Système Bc :**

Vehicle Data

Vehicle Name: Bc Design Type: Vehicle Live Units: KN, m, C

Source: User Defined Convert to User Defined Notes...

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
☐ Straddle Reduction Factor
☐ Vehicle Remains Fully in Lane (in Lane Longitudinal Direction)

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0,75
Lane Interior Edge: 0,25

Center of Gravity

Height - Axle Loads: 0,
Height - Uniform Loads: 0,

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading... Horizontal Loading...

Vehicle Data - Vertical Loading

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load Scale Factor		Axle Load Scale Factor	
			Uniform Load	Uniform Width Type	Axle Load	Axle Width Type
Leading Load	Infinite	0	Zero Width	60	Two Points	2
Fixed Length	4,5	0	Zero Width	120	Two Points	2
Fixed Length	4,5	0	Zero Width	60	Two Points	2
Fixed Length	4,5	0	Zero Width	120	Two Points	2
Fixed Length	1,5	0	Zero Width	120	Two Points	2

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

For Lane Moments: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
For Other Responses: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments
☐ Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects

☐ Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:
Uniform Load Factor:

OK Cancel

Figure III.25: Définition d'une charge mobile "Bc"

➤ **Système Bt :**

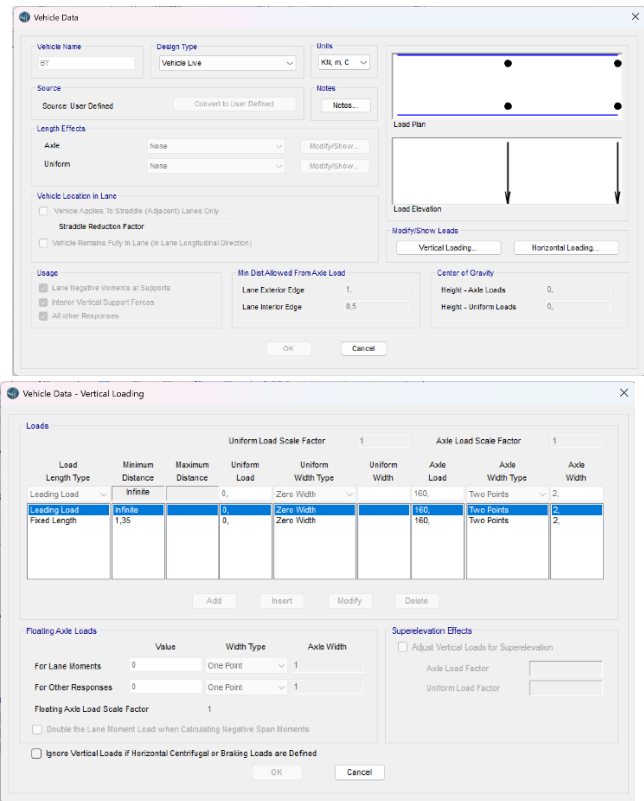


Figure III.26: Définition de la charge "Bt"

➤ **Système Br :**

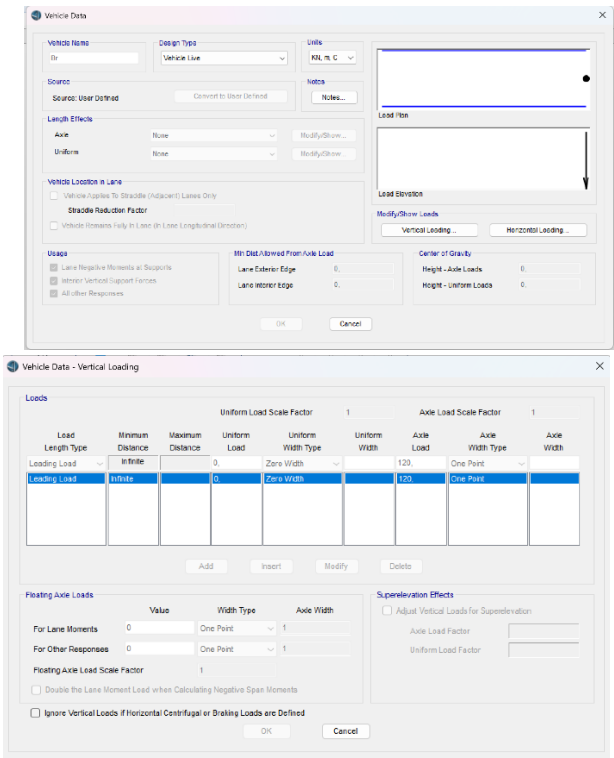


Figure III.27: Définition de la charge "Br"

➤ Véhicule Mc 120 :

The image shows two screenshots of a software interface for defining vehicle loads. The top screenshot is the 'Vehicle Data' dialog box, and the bottom screenshot is the 'Vehicle Data - Vertical Loading' dialog box.

Vehicle Data Dialog:

- Vehicle Name:** Mc120
- Design Type:** Vehicle Live
- Units:** KN, m, C
- Source:** User Defined
- Length Effects:** Axle: None, Uniform: None
- Vehicle Location in Lane:** ☐ Vehicle Applies to Straddle (Adjacent) Lanes Only
- Straddle Reduction Factor:** ☐ Vehicle Remains Fully in Lane (in Lane Longitudinal Direction)
- Usage:** ☒ Lane Negative Moments at Supports, ☒ Interior Vertical Support Forces, ☒ All other Responses
- Min Dist Allowed From Axle Load:** Lane Exterior Edge: 0, Lane Interior Edge: 0
- Center of Gravity:** Height - Axle Loads: 0, Height - Uniform Loads: 0

Vehicle Data - Vertical Loading Dialog:

- Uniform Load Scale Factor:** 1
- Axle Load Scale Factor:** 1
- Loads Table:**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	

- Fixed Axle Loads:** For Lane Moments: 0, One Point, 1; For Other Responses: 0, One Point, 1
- Floating Axle Load Scale Factor:** 1
- Superlevation Effects:** ☐ Adjust Vertical Loads for Superlevation

Figure III.28: Définition de la charge "Mc120"

➤ Système de convoi exceptionnelle D240 :

The image shows two screenshots of a software interface for defining vehicle loads. The top screenshot is the 'Vehicle Data' dialog box, and the bottom screenshot is the 'Vehicle Data - Vertical Loading' dialog box.

Vehicle Data Dialog:

- Vehicle Name:** D240
- Design Type:** Vehicle Live
- Units:** KN, m, C
- Source:** User Defined
- Length Effects:** Axle: None, Uniform: None
- Vehicle Location in Lane:** ☐ Vehicle Applies to Straddle (Adjacent) Lanes Only
- Straddle Reduction Factor:** ☐ Vehicle Remains Fully in Lane (in Lane Longitudinal Direction)
- Usage:** ☒ Lane Negative Moments at Supports, ☒ Interior Vertical Support Forces, ☒ All other Responses
- Min Dist Allowed From Axle Load:** Lane Exterior Edge: 0, Lane Interior Edge: 0
- Center of Gravity:** Height - Axle Loads: 0, Height - Uniform Loads: 0

Vehicle Data - Vertical Loading Dialog:

- Uniform Load Scale Factor:** 1
- Axle Load Scale Factor:** 1
- Loads Table:**

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite	129.63	Fixed Width	3.2	0	One Point		
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	
Fixed Length	0.305	0	0	Zero Width	52.381	Two Points	3.3	

- Fixed Axle Loads:** For Lane Moments: 0, One Point, 1; For Other Responses: 0, One Point, 1
- Floating Axle Load Scale Factor:** 1
- Superlevation Effects:** ☐ Adjust Vertical Loads for Superlevation

Figure III.29: Définition de la charge "D240"

III.3.7.2. Charges permanentes

Les charges permanentes du pont (poids des trottoirs, de l'étanchéité et du revêtement) sont introduites de la manière suivante :

- Aller dans l'onglet **Loads** → **Load Patterns** ;
- Choisir le **Type** : **Area Load** ;
- Cliquer sur **New**.

Figure III.30: Définition de la charge de l'étanchéité

III.3.8. Définition des cas de chargement

Dans cette étape, on définit les types de cas de chargement à considérer pour l'analyse du pont. Ils sont introduits de la manière suivante :

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
etanchéité	Dead Manufacture	0	
DEAD	Dead	1	
Haunch	Dead	0	
Barrier	Dead	0	
Sidewalk	Dead	0	
DW	Wearing Surface	0	
Temperature Pos	Temperature	0	
Temperature Neg	Temperature	0	
couche de roulement	Dead Manufacture	0	
etanchéité	Dead Manufacture	0	
trottoir + corniche	Dead Manufacture	0	
st	Pedestrian LL	0	

Figure III.31: Les différents types des charges

III.3.8.1. Création des combinaisons de chargement

Une fois les cas de chargement définis, on procède à la création des combinaisons de chargement selon les normes applicables.

Pour cela, on suit le chemin suivant : **Onglet Design/Ratings → Load Combinations → New.**

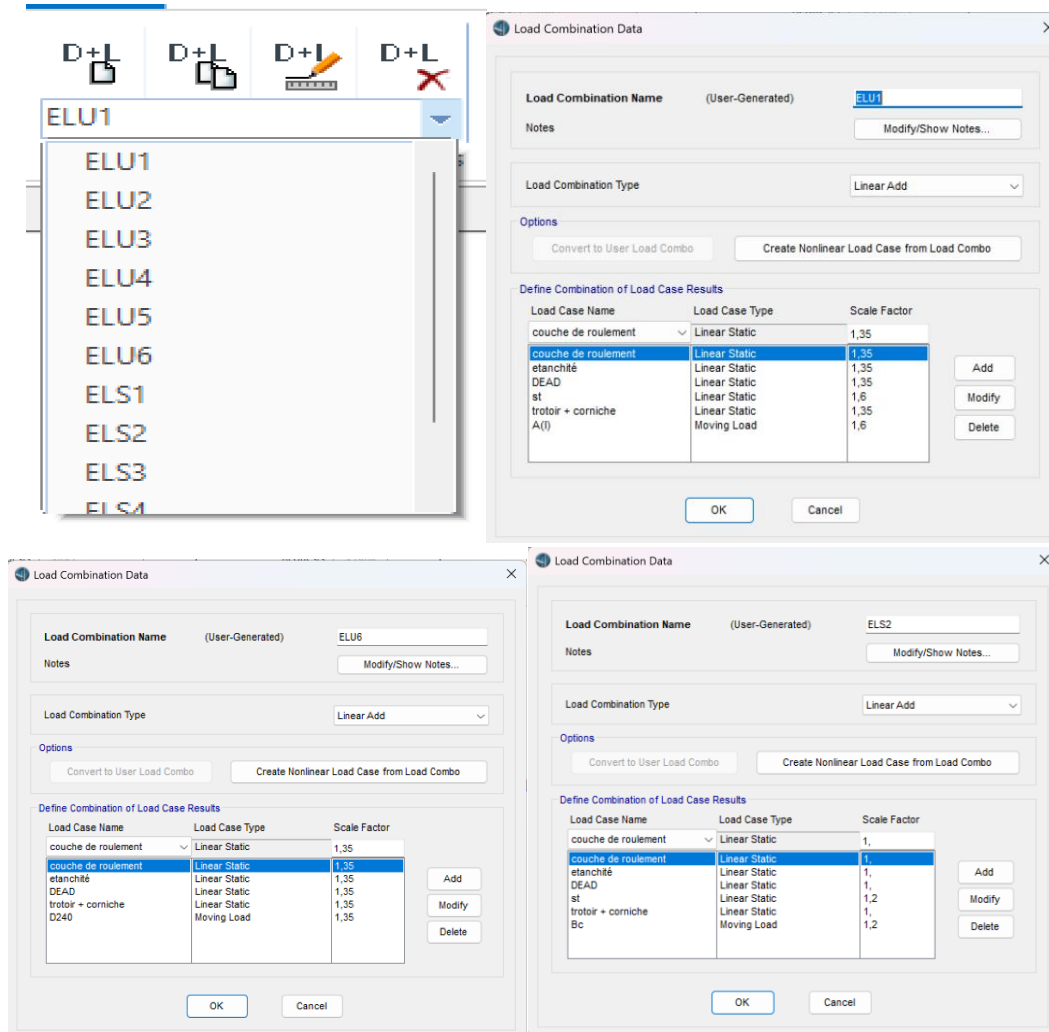


Figure III.32: Création des combinaisons d'actions

III.3.9. Assemblage du pont

À cette étape, on procède à l'assemblage de tous les éléments du pont (poutres, tablier, piles, culées, appuis, etc.) dans l'onglet **Bridge**.

Cette opération permet de générer le modèle 3D final de l'ouvrage.

Bridge Object Data dialog box. Bridge Object Name: pont à 6 travées. Layout Line Name: AXE DU PONT. Coordinate System: GLOBAL. Units: KN, m, C.

Define Bridge Spans table:

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
travée 1	0,	32,95	32,95	culée	pile 1
travée 2	32,95	33,5	66,45	pile 1	pile 2
travée 3	66,45	33,5	99,95	pile 2	pile 3
travée 4	99,95	33,5	133,45	pile 3	pile 4
travée 5	133,45	33,5	166,95	pile 4	pile 5
travée 6	166,95	32,95	199,9	pile 5	culée

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection) shows a plan view of the bridge with a North arrow and X-Y axes.

Modify/Show Assignments list: Spans, User Discretization Points, Abutments, Bents, In-Span Hinges (Expansion Jts), In-Span Cross Diaphragms, In-Span Splices, Superelevation, Prestress Tendons, Girder Rebar, Staged Construction Groups, Point Load Assigns.

Buttons: Add, Modify, Delete, Delete All, Show Enlarged Sketch..., Modify/Show..., OK, Cancel.

Lock to Prevent Updating the Linked Model checkbox.

Figure III.33: Les travées du pont

Pour affecter les données des culées et des piles prédéfinies, on procède comme suit :

Onglet Bridge → Supports → Abutments/Bearings.

Bridge Object Abutment Assignments dialog box. Bridge Object Name: pont à 6 travées. Units: KN, m, C.

Start Abutment tab:

Superstructure Assignment:

- Support Name: culée 1
- Abutment Direction (Bearing Angle): Default
- Diaphragm Property: + entretoise
- Diaphragm Offset Location: Flash

Substructure Assignment:

- None
- Abutment Property: + culée
- Bent Property: +

Substructure Location:

- Elevation (Global Z): -2,
- Horizontal Offset: 0,

Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.

Bearing Assignment:

- Girder-by-Girder
- Bearing Property: + app d'app
- Restraint Property at Bearing: + None
- Elevation at Layout Line (Global Z): -1,875
- Rotation Angle from Bridge Default: 0,

Girder-by-Girder Overwrites: Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

End Abutment tab:

Superstructure Assignment:

- Support Name: culée 2
- Abutment Direction (Bearing Angle): Default
- Diaphragm Property: + entretoise
- Diaphragm Offset Location: Flash

Substructure Assignment:

- None
- Abutment Property: + culée
- Bent Property: +

Substructure Location:

- Elevation (Global Z): -2,
- Horizontal Offset: 0,

Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.

Bearing Assignment:

- Girder-by-Girder
- Bearing Property: + app d'app
- Restraint Property at Bearing: + None
- Elevation at Layout Line (Global Z): -1,875
- Rotation Angle from Bridge Default: 0,

Girder-by-Girder Overwrites for End Abutment: Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Buttons: OK, Cancel.

Figure III.34: Les données de culée

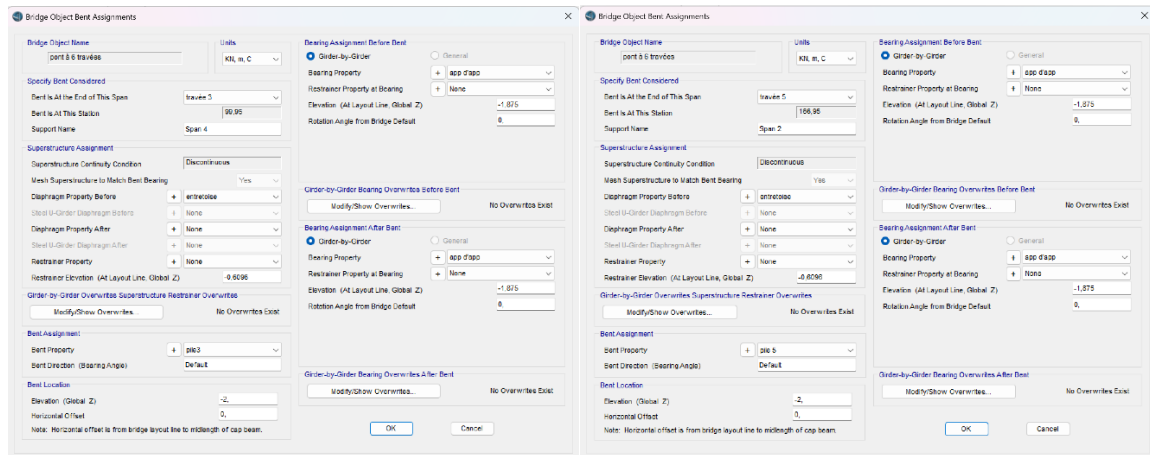


Figure III.35: Les données de la pile

L'étape suivante consiste à assembler l'ensemble des éléments du pont. Pour cela, on procède comme suit :

Onglet Bridge → Update

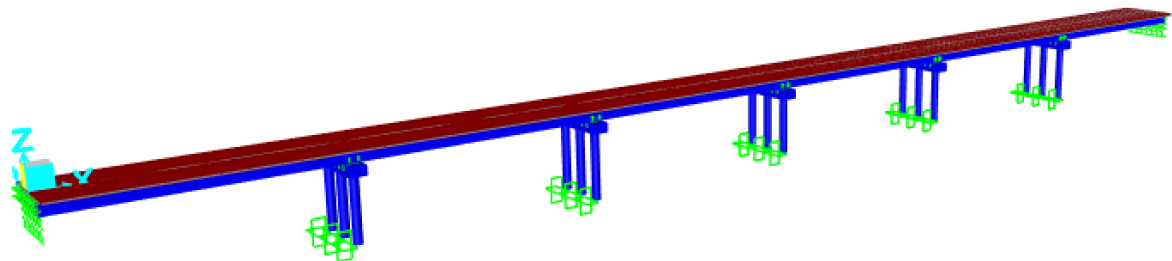


Figure III.36: Affectation du pont

➤ Affichage des charges appliquées sur le pont :

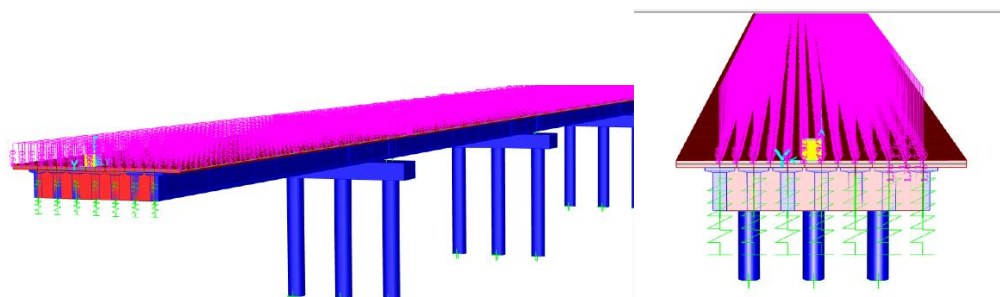


Figure III.37: Affichage de charge permanente

Une fois le modèle complètement assemblé, l'ouvrage est prêt pour l'analyse.

Pour lancer le calcul, on procède comme suit : **Onglet Analysis → Run Analysis.**

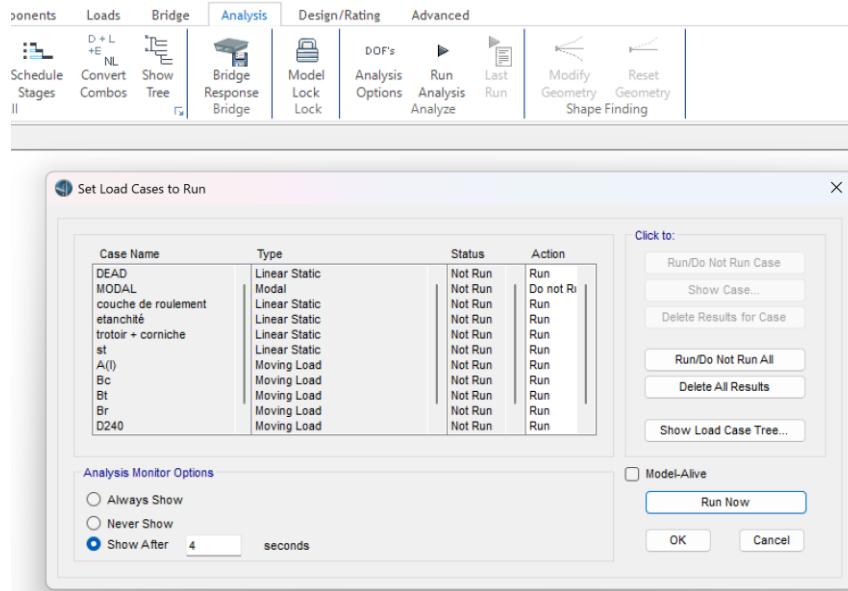


Figure III.38: Modèle d'analyse

La figure ci-dessous illustre la déformée de la structure du pont obtenue après exécution de l'analyse.

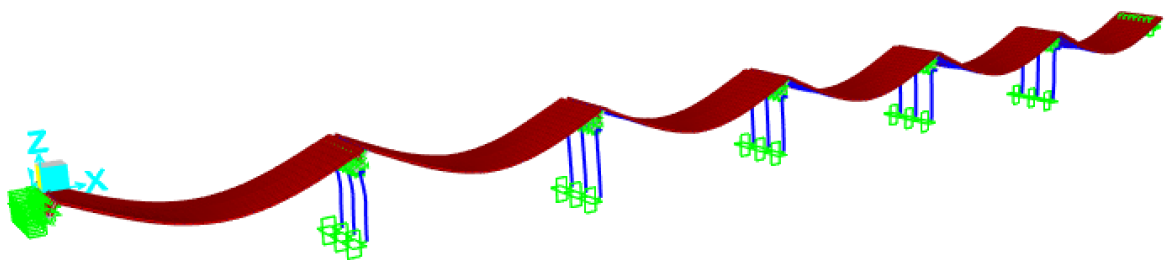


Figure III.39: Déformation après l'analyse

III.4. Conclusion

Une fois toutes les données de la structure intégrées et l'analyse numérique exécutée, nous disposons d'un modèle complet du pont.

Le prochain chapitre présente les résultats de cette analyse et leur interprétation détaillée.

Chapitre IV. Étude du Tablier

IV.1. Introduction :

L'analyse du tablier est effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel **CSiBridge v21**. Les sollicitations obtenues sont utilisées comme données de base pour le dimensionnement du ferrailage passif de la dalle et du système de précontrainte des poutres.

Le présent chapitre se décompose en deux volets. Le premier traite de l'étude de la flexion longitudinale et transversale du tablier à partir des résultats de la modélisation numérique.

Le second est consacré à l'étude de la précontrainte et au dimensionnement des câbles des poutres.

IV.2. Étude de l'hourdis :

IV.2.1. Introduction :

L'hourdis est un élément de dalle en béton armé qui constitue la surface porteuse du tablier. Il reçoit les couches de roulement et d'étanchéité ainsi que les charges appliquées sur l'ouvrage, avant de les transmettre aux poutres. Par ailleurs, il joue un rôle essentiel dans l'entretoisement de la structure en assurant une répartition efficace des charges dans le sens transversal.

Pour l'analyse, le tablier est considéré comme rigidement entretoisé. Cette hypothèse suppose qu'au sein d'une même section transversale, les poutres se déforment conjointement sans déplacement relatif hors du plan. Les sollicitations de flexion correspondantes sont alors évaluées à partir des efforts locaux développés dans l'hourdis.

Le ferrailage sera fait sous le moment max du a la flexion simple, ce moment résulte des combinaisons suivantes à l'ELU et l'ELS :

❖ Combinaison d'action :

1. État limite ultime (ELU) :

ELU1: $1.35G+1.60ST+1.60A(l)$

ELU2: $1.35G+1.60ST+1.60Bc$

ELU3: $1.35G+1.60ST+1.60Bt$

ELU4: $1.35G+1.60ST+1.60Br$

ELU5: $1.35G+1.35Mc120$

ELU6: $1.35G+1.35D240$

2. État limite de service (ELS) :

ELS1: $G + 1.20ST+1.20A(l)$

ELS2: $G + 1.20ST + 1.20Bc$

ELS3: $G + 1.20ST + 1.20Bt$

ELS4: $G + 1.20ST + 1.20Br$

ELS5: $G + Mc120$

ELS6: $G + D240$

Tableau IV.1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant finals

Combinaison		M11 (KN.m)	M22 (KN.m)
ELU	Max	93.47	73.01
	Min	-23.096	-39.63
ELS	Max	70.18	55.92
	Min	-17.42	-29.04

IV.2.2. Flexion transversale :

❖ Sollicitations transversale (M11) Engendrées par l'ELU et l'ELS hourdis (max) :



Figure IV.1: capture du moment transversal M11 max ELU et ELS

❖ Sollicitations transversale (M11) Engendrées par l'ELU et l'ELS hourdis (min) :

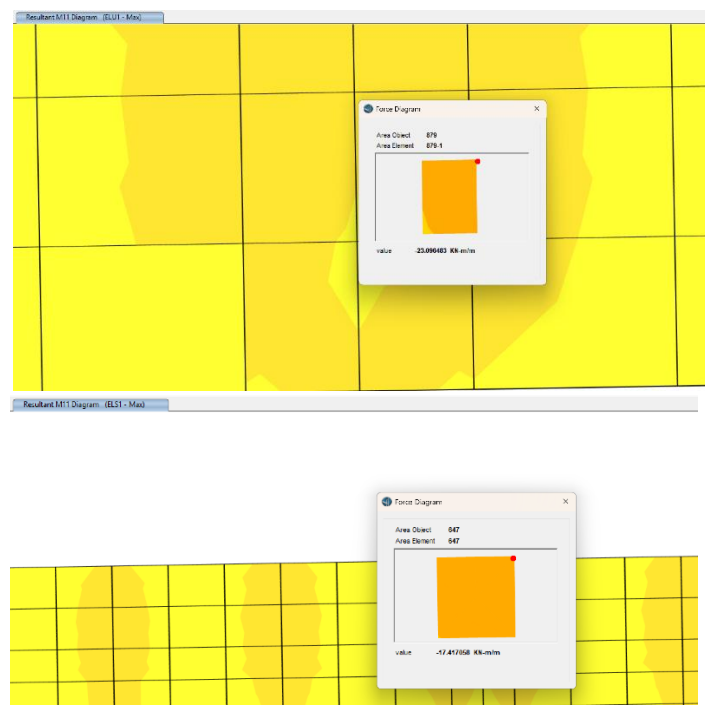


Figure IV.2: capture du moment transversal M11 min ELU et ELS

IV.2.3. Flexion longitudinale :

- ❖ Sollicitations longitudinale (M22) Engendrées par l'ELU et l'ELS hourdis (min) :

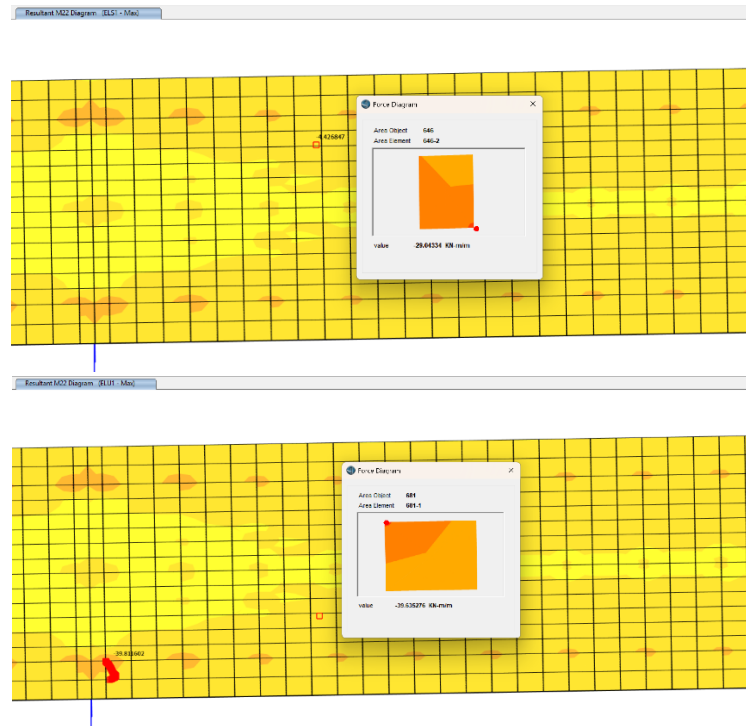


Figure IV.3: capture du moment transversal M22 min ELU et ELS

- ❖ Sollicitations longitudinale (M22) Engendrées par l'ELU et l'ELS hourdis (max) :

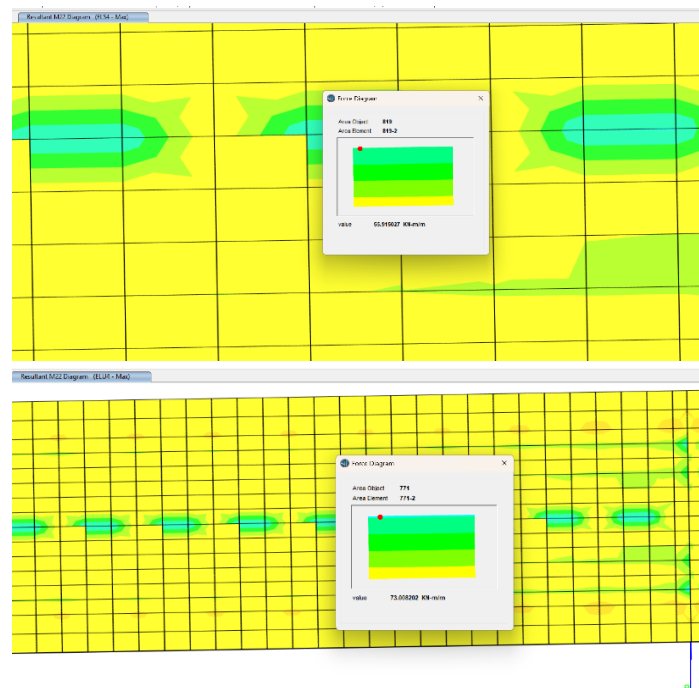


Figure IV.4: capture du moment transversal M22 max ELU et ELS

IV.2.4. Ferrailage :

IV.2.4.1. Ferrailage de l'hourdis :

a. Ferrailage transversal :

Pour la flexion transversale, le ferrailage de l'hourdis est déterminé à partir des moments fléchissant M_{11} fournis par le logiciel CSiBridge. Les moments les plus défavorables en travée et sur appui sont ensuite exploités dans le logiciel Robot Expert afin de calculer les sections d'armatures nécessaires et de choisir le ferrailage à adopter.

Tableau IV.2: Ferrailage de l'hourdis dans le sens transversal

Zone	Direction	Moment ELU (kN.m/m)	As requise (cm ² /m)	Armatures adoptées	As fournie (cm ² /m)
Travée	M11 transversal	93.47	12.35	9HA14/12 cm	13.85
Appui	M11 transversal	23.10	3.05	4HA10/25 cm	3.14

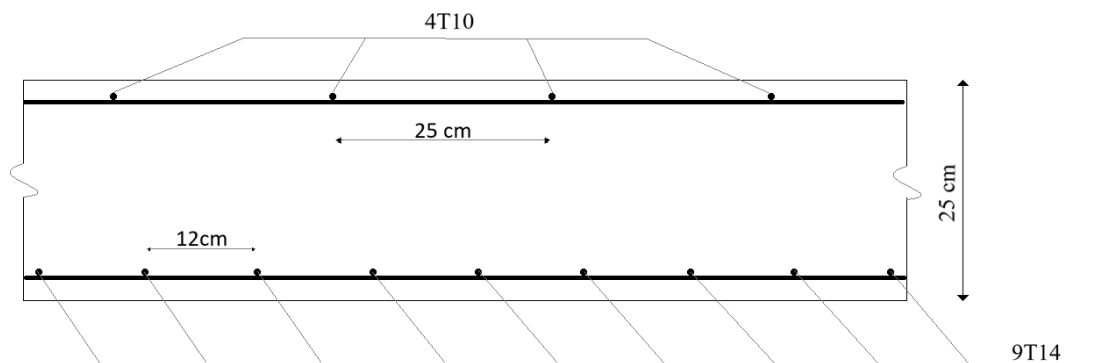


Figure IV.5: schéma de Ferrailage de l'hourdis dans le sens transversal

b. Ferrailage longitudinal :

L'étude de la flexion longitudinale de l'hourdis est réalisée à partir des moments fléchissants M_{22} obtenus par modélisation sous CSiBridge. Le calcul du ferrailage correspondant a ensuite été effectué à l'aide du logiciel Robot Expert, qui fournit directement les sections d'acier requises pour les zones de travée et d'appui

Tableau IV.3: Ferrailage de l'hourdis dans le sens longitudinal

Zone	Direction	Moment ELU (kN.m/m)	As requise (cm ² /m)	Armatures adoptées	As fournie (cm ² /m)
Travée	M22 longitudinal	73.01	9.65	7HA14/15 cm	10.78
Appui	M22 longitudinal	39.63	5.24	5HA12/20 cm	5.65

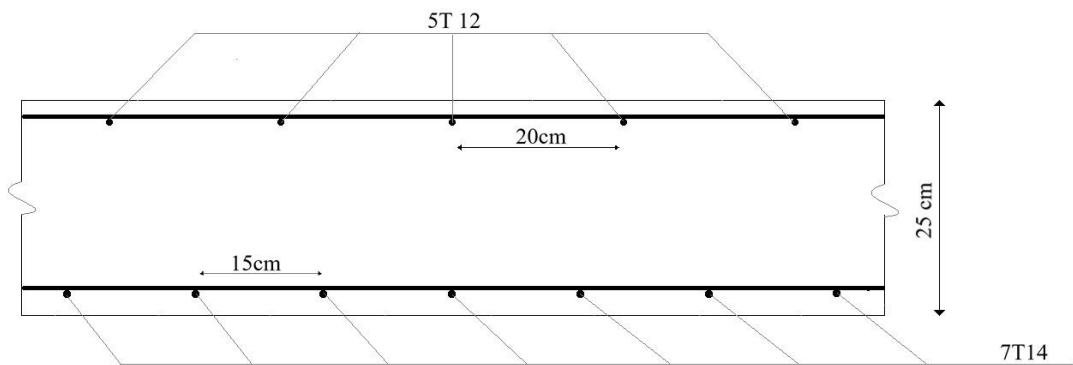


Figure IV.6: schéma de Ferrailage de l'hourdis dans le sens longitudinal

IV.3. Calcul des poutres :

❖ Combinaison d'action :

a. Etat limite ultime (ELU) :

ELU1: $1.35G + 1.60ST + 1.60A(l)$

ELU2: $1.35G + 1.60ST + 1.60Bc$

ELU3: $1.35G + 1.60ST + 1.60Bt$

ELU4: $1.35G + 1.60ST + 1.60Br$

ELU5: $1.35G + 1.35Mc120$

ELU6: $1.35G + 1.35D240$

b. Etat limite de service (ELS) :

ELS1: $G + 1.20ST + 1.20A(l)$

ELS2: $G + 1.20ST + 1.20Bc$

ELS3: $G + 1.20ST + 1.20Bt$

ELS4: $G + 1.20ST + 1.20Br$

ELS5: $G + Mc120$

ELS6: $G + D240$

La combinaison la plus défavorable est :

✓ ELU $1.35G + 1.35 D240$ dans la 7eme poutre.

✓ ELS $G + D240$ dans la 7eme poutre.

Tableau IV.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant dus à différente poutres

Combinaison		Pl	P1	P2	P3	P4	P5	Pr
ELU6	Max	9205.55	8606.72	8615.63	8617.71	8615.63	8606.72	9205.55
	Min	-626.34	-55.58	-160.52	-559.07	-160.52	-55.58	-626.34
ELS6	Max	6818.93	6375.35	6381.95	6383.49	6381.95	6375.35	6818.93
	Min	-463.96	-41.17	-118.91	-414.13	-118.91	-41.17	-463.96

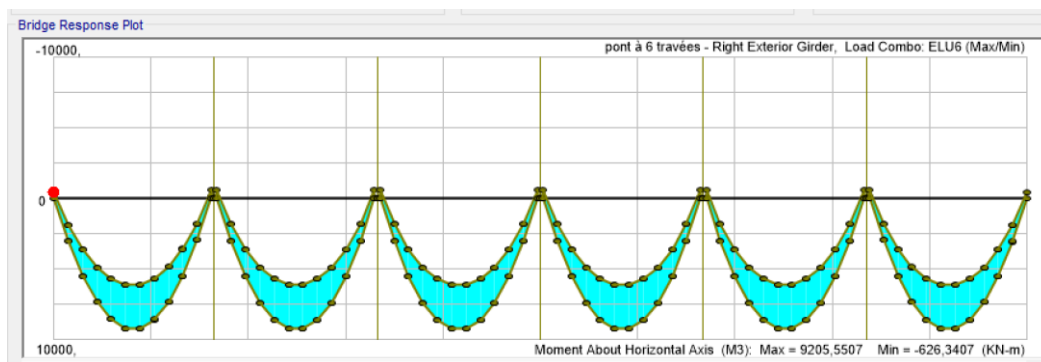


Figure IV.7: Diagramme des Moments fléchissant au niveau de la poutre 07 (ELU6)

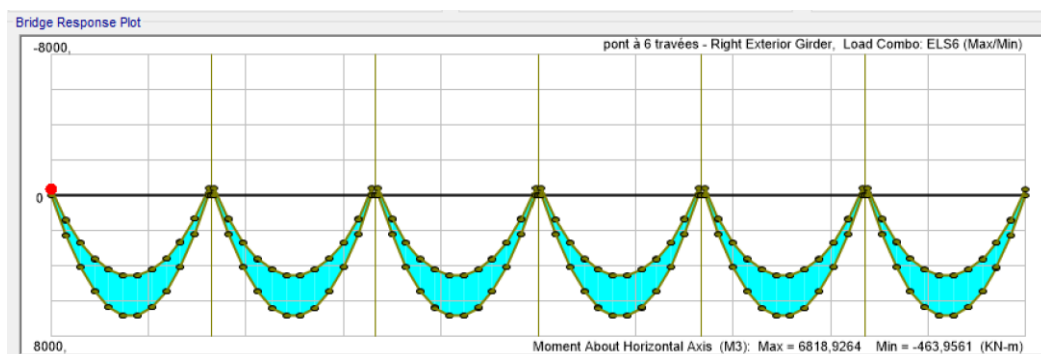


Figure IV.8: Diagramme des Moments fléchissant au niveau de la poutre 07 (ELS6)

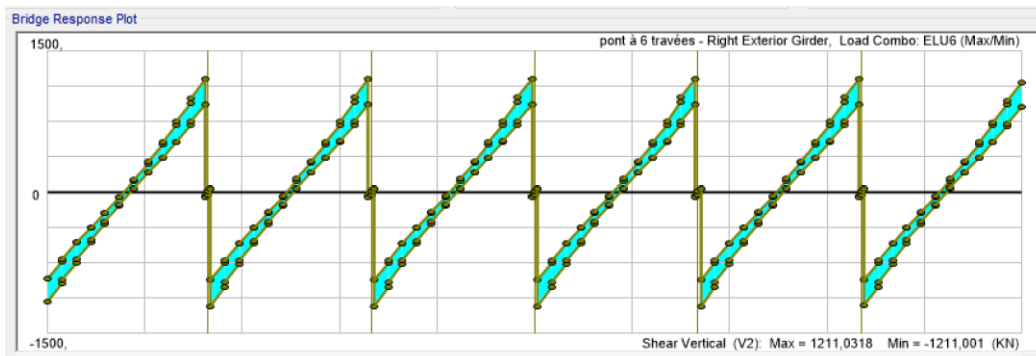


Figure IV.9: Diagramme des efforts tranchants au niveau de la poutre 07 (ELU6)

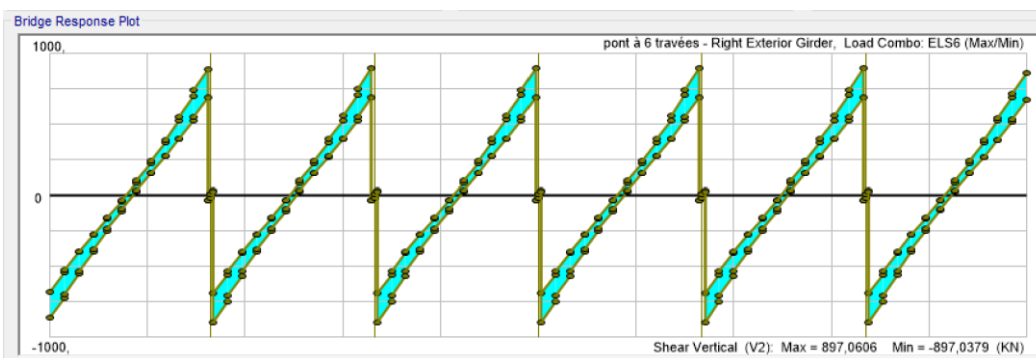


Figure IV.10: Diagramme des efforts tranchants au niveau de la poutre 07 (ELS6)

IV.4. Étude de la précontrainte :

IV.4.1. Introduction :

Le **béton précontraint** est une technique qui consiste à appliquer une force de compression au béton avant qu'il ne soit soumis aux charges d'exploitation. Cette compression permet de diminuer, voire d'éliminer, les contraintes de traction qui apparaissent dans l'ouvrage.

Cette méthode permet de profiter des bonnes performances du béton en compression et de limiter les problèmes liés à sa faible résistance à la traction, tels que la fissuration.

En béton précontraint, le béton reste comprimé ou n'est soumis qu'à de faibles contraintes de traction. Pour obtenir cet effet, deux paramètres sont essentiels :

- la force de précontrainte P ;
- l'excentricité e , qui représente la distance entre le centre de gravité de la section et la position du câble de précontrainte.

IV.4.2. Principe de la précontrainte :

Le principe de la précontrainte est de créer dans le béton des efforts de compression avant l'application des charges. Les efforts de traction générés par les charges de service sont alors réduits ou annulés par cette compression préalable, ce qui permet d'améliorer le comportement de l'ouvrage.

IV.4.3. Système de précontrainte :

IV.4.3.1. Précontrainte par pré-tension :

La pré-tension est un procédé de précontrainte dans lequel les armatures sont tendues avant la mise en place du béton. Cette opération nécessite l'utilisation de dispositifs de butée, tels que des culées d'ancrage ou des bancs de précontrainte, capables de résister aux efforts appliqués. Une fois le béton suffisamment durci, le relâchement des armatures entraîne la transmission des efforts de compression au béton par l'intermédiaire de l'adhérence entre les deux matériaux.

IV.4.3.2. Précontrainte par post-tension :

La précontrainte par post-tension consiste à tendre les câbles après le coulage et le durcissement du béton afin d'introduire dans la structure les efforts de compression nécessaires. Cette méthode, largement utilisée pour les ouvrages de génie civil de grande envergure, peut être réalisée selon deux variantes : la post-tension interne et la post-tension externe. Pour le présent projet, le choix s'est porté sur la précontrainte par post-tension en raison de ses performances et de sa compatibilité avec les exigences de l'ouvrage.

IV.4.4. Domaines d'utilisation de la post-tension :

Malgré une part d'utilisation relativement limitée par rapport à la pré-tension, la **précontrainte par post-tension** constitue une technique incontournable pour la construction des ouvrages de grande dimension. Elle est particulièrement adaptée aux structures nécessitant de fortes capacités portantes et de grandes portées, telles que les ponts, les enceintes de centrales nucléaires, les plateformes offshore, les barrages, les stades et les grands ensembles bâtis. On estime qu'environ 85 % des ponts précontraints sont réalisés selon ce procédé

IV.4.5. Les classe de vérification :

Pour les sections courantes, les vérifications à l'état limite sont classées en trois catégories, chacune étant associée à des contraintes admissibles spécifiques pour les matériaux.

- **Classe I** : aucune traction n'est admise dans le béton (précontrainte totale). Cette classe est généralement retenue pour les ouvrages nécessitant une étanchéité élevée, tels que les réservoirs ou les installations nucléaires.
- **Classe II** : la traction dans le béton est autorisée tant qu'elle ne provoque pas de fissuration (précontrainte courante). Cette classe concerne principalement les ouvrages usuels soumis aux conditions climatiques et aux intempéries.
- **Classe III** : la fissuration du béton est admise, mais elle est contrôlée et limitée grâce à la présence d'armatures passives (précontrainte partielle). Cette classe est généralement appliquée aux planchers de bâtiments et aux ouvrages peu exposés aux agressions extérieures.

Compte tenu de la nature de l'ouvrage étudié et de ses conditions d'exploitation, le dimensionnement sera réalisé conformément aux exigences de la **classe II de précontrainte**.

IV.4.6. Détermination de la précontrainte :

- Module de déformation longitudinale des armatures de précontraintes :

$$E_p = 1.95 \cdot 10^5 MPa$$

- Résistance caractéristique du béton à 28 jours d'âge : $f_{c28} = 40 MPa$
- Armatures passives : HA Fe 400 ; $f_e = 400 MPa$
- ρ_{1000} : valeur de la perte de tension par relaxation à 1000 heures $\rho_{1000} \leq 2,5\%$
- Partie constructive : mise en tension: 16 jours.

IV.4.7. Caractéristique du béton :

IV.4.7.1. Résistance à la compression : (Selon Le BAEL)

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28}$$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à (j) jours.

La résistance à la compression est conventionnellement maintenue constante à partir de 28ème jour.

$$f_{c28} = 40 MPa$$

$$f_{c16} = 38.55 MPa$$

IV.4.7.2. La résistance à la traction : (Selon Le BAEL)

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

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours.

$$\text{à 28 jours } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3 MPa$$

$$\text{à 16 jours } f_{t16} = 0.6 + 0.06f_{c2} = 2.91 MPa$$

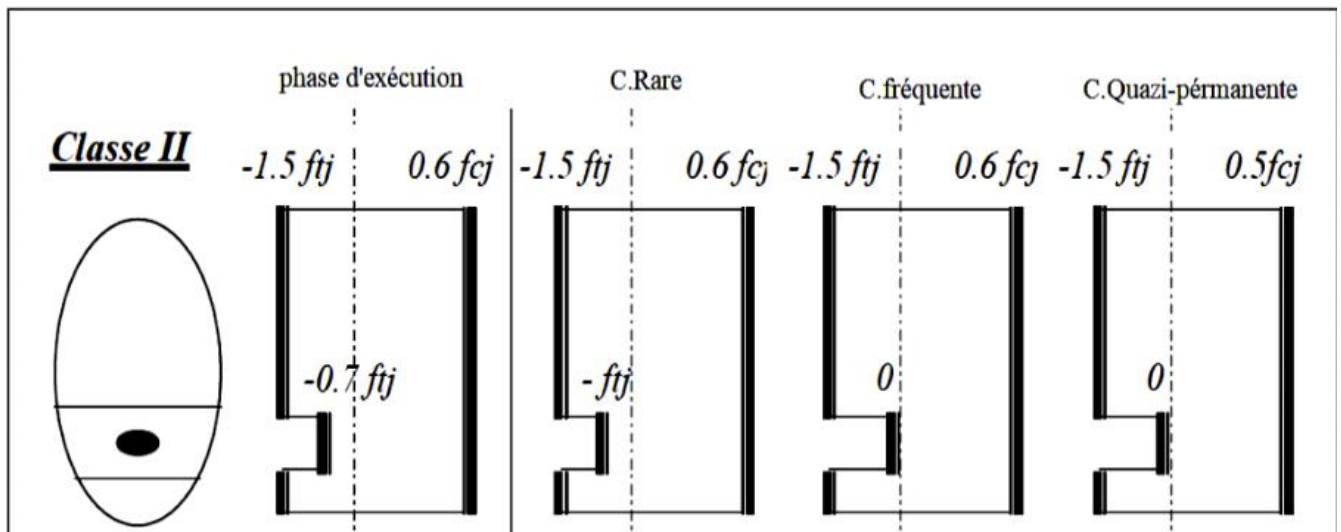


Figure IV.11: Les contraintes limitent du béton en classe II

IV.4.7.3. Contrainte limites :

- Pour 28 jours : phase d'exploitation (combinaisons rares).

Zone hors enrobage :

$$\begin{cases} \sigma_{Ms} = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24MPa \\ \sigma_{ms} = -1.5 \times f_{tj} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 3 = -4.5MPa \end{cases}$$

Zone d'enrobage :

$$\begin{cases} \sigma_{Mi} = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24MPa \\ \sigma_{mi} = -f_{tj} = -f_{t28} = -3MPa \end{cases}$$

Pour 16 jours : (date de mise en tension) : phase d'exécution

Zone hors enrobage :

$$\begin{cases} \sigma_{Ms} = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{c16} = 0.6 \times 38.55 = 23.13MPa \\ \sigma_{ms} = -1.5 \times f_{tj} = -1.5 \times f_{t16} = -1.5 \times 2.91 = -4.36 MPa \end{cases}$$

Zone d'enrobage :

$$\begin{cases} \sigma_{Mi} = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{c16} = 0.6 \times 38.55 = 23.13 MPa \\ \sigma_{mi} = -f_{tj} = -f_{t16} = -2.91MPa \end{cases}$$

IV.4.8. Calcul de la précontrainte :

IV.4.8.1. Calcul de la précontrainte de la poutre intermédiaire :

- Caractéristiques géométriques de la section médiane en charge (avec hourdis) :

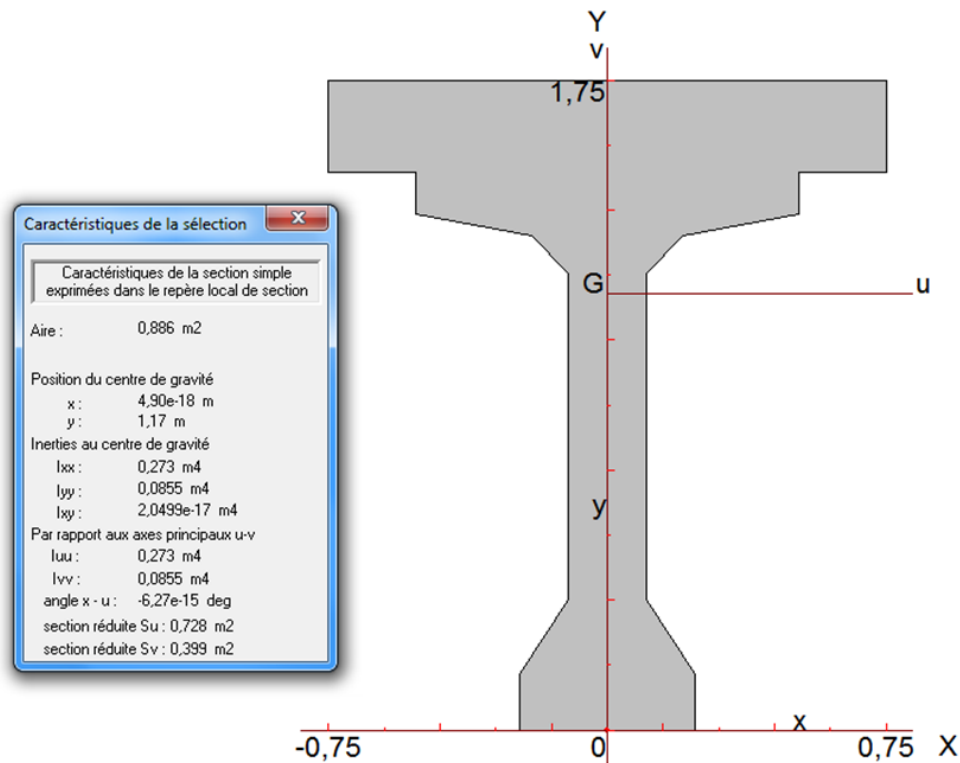


Figure IV.12: section médiane avec hourdis

Tableau III. 6 : Caractéristiques géométriques de la section médiane avec l'hourdis

$B(m^2)$	$I(m^4)$	$V(m)$	$V'(m)$	$H(m)$	ρ
0.886	0.273	0.58	1.17	1.75	0.454

B : section brute (aire de la section brute).

I : moment d'inertie de la section par rapport à son axe neutre.

V : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.

V' : distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

P : le rendement de la section.

- **Les moments fléchissant :**

MM : moment fléchissant maximal dû aux charges permanentes et surcharges d'après la combinaison à L'ELS sous $G + D240$ est : 6.82 MN.m.

Mm : moment fléchissant dû aux charges minimales (poids propre de la poutre). La mise en tension se fait au 28^{ème} jour.

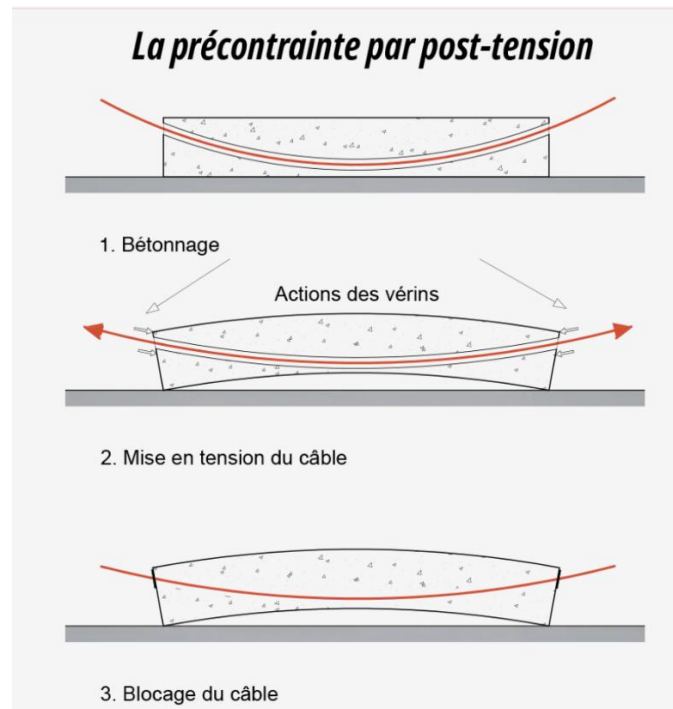


Figure III.13: schéma d'une poutre avant et après la post-tension

$$M_m = \frac{g_p \times L^2}{8} = \frac{14.43 \times 33.5^2}{8} = 2.0243 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

• **Moment fléchissant fictifs :**

$$M_M^f = \frac{M_M}{1-\lambda} = \frac{6.82}{1-0.1} = 7.57778 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_m^f = \frac{M_m}{1+\lambda} = \frac{2.0243}{1+0.1} = 1.8403 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

• **Contraintes limites fictives :**

$$\bar{\sigma}_{Ms}^f = \frac{\sigma_{Ms}}{1-\lambda} = \frac{24}{1-0.1} = 26.67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{ms}^f = \frac{\sigma_{ms}}{1-\lambda} = \frac{-4.5}{1+0.1} = -4.091 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{Mi}^f = \frac{\sigma_{Mi}}{1-\lambda} = \frac{24}{1+0.1} = 21.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{mi}^f = \frac{\sigma_{mi}}{1-\lambda} = \frac{-3}{1-0.1} = -3.33 \text{ MPa}$$

b. Calcul de la force précontrainte :

$$P_I = \frac{M_M^f - M_m^f}{\rho \times h} + \frac{B(V \times \bar{\sigma}_{mi}^f + V' \times \bar{\sigma}_{ms}^f)}{h}$$

$$P_I = \frac{7.57778 - 1.8403}{0.454 \times 1.75} + \frac{0.886(0.58 \times (-3.33) + 1.17 \times (-4.091))}{1.75}$$

$$P_I = 3.820 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{M_M^f + (\rho \times B \times V \times \bar{\sigma}_{mi}^f)}{V' + (\rho \times V) - (t')}$$

t' = la distance minimale à la fibre inférieure qui doit être respectée par le câble moyen.

On pose : $t' = 15$ cm

$$P_{II} = 5.299 MN$$

• **Caractère de la section :**

$$P_{II} = 5.299 MN > P_I = 3.820 MN \rightarrow (\text{Section sur critique})$$

$$\text{Donc : } P = P_I = P_{II} = 5.299 MN$$

• **Excentricité de la précontrainte :**

$$e_p = -V' + t' = -1.17 + 0.15$$

$$e_p = -1.02 m$$

c. **Vérification de la section du béton :**

$$\frac{I}{V'} \geq \frac{M_M^f - M_m^f}{\bar{\sigma}_{Mi}^f \times \bar{\sigma}_{ms}^f}$$

$$\frac{0.273}{1.17} \geq \frac{7.5778 - 1.8403}{23.3 - (-4.091)}$$

$$0.233 m^3 \geq 0.209 m^3$$

Condition vérifiée

$$\frac{I}{V} \geq \frac{\rho \times P \times h}{\bar{\sigma}_{Ms}^f + \frac{V}{V'} \times \bar{\sigma}_{mi}^f}$$

$$\frac{0.273}{0.58} \geq \frac{0.454 \times 5.299 \times 1.75}{26.67 + \frac{0.58}{1.17} \times (-3.33)}$$

$$0.471 m^3 \geq 0.168 m^3$$

Condition vérifiée

d. **Calcul des armatures de précontrainte :**

On estime les pertes totales à 25% de la précontrainte initiale P_0 , en tenant compte de ces pertes la valeur de précontrainte sera de :

$$P = \left(1 - \frac{25}{100}\right) \times P_0 \rightarrow P = 0.75 \times P_0$$

$$P_0 = \frac{P}{0.75} = \frac{5.299}{0.75}$$

$$P_0 = 7.065MN$$

e. Caractéristique des armatures active :

On a tiré les caractéristiques des armatures actives :

Le tableau (III.5) : donne les caractéristiques des armatures de précontrainte usuelles en post tension.

Tableau IV.5: Armatures actives usuelles en post-tension

Nature	$\varnothing(mm)$	A_p $((mm^2))$	Poids (Kg/ml)	Limites Garanties (MPa)	classes		
Fils	7	38.5	0.302	F _{peg} = F _{peg} =	t.f cl 1570 1403 1570	t.f cl 1670 1481 1670	t.r cl 1570 1377 1570
	8	50.3	0.395	F _{peg} = F _{peg} =	t.f cl 1570 1412 1570	t.f cl 1670 1491 1670	t.r cl 1570 1392 1570
Torons à 7 fils (T13)	12.5 (T13)	93	0.730	F _{peg} = F _{peg} =	--	cl 1770 1570 1770	cl 1860 1656 1860
	12.9 (T15)	100	0.785	F _{peg} = F _{peg} =	--	--	cl 1860 1660 1860
Torons à 7 fils (T15)	15.2 (T15)	139	1.091	F _{peg} = F _{peg} =	cl 1670 1489 1670	cl 1770 1583 1770	cl 1860 1660 1860
	15.7 (T15S)	150	1.178	F _{peg} = F _{peg} =	--	cl 1770 1573 1770	cl 1860 1660 1860

t.f : tréfilé à froid.

t.r : trempé et revenu.

cl : classe de résistance.

On choisit les torons T15 cl 1860 :

- La section d'un toron $Ap_i = 139\text{mm}^2 \rightarrow T15$
- Classe de résistance : La contrainte de rupture garantie($f_{peg}=1860\text{ MPa}$)
- Classe de résistance : La limite élastique garantie($f_{peg}=1660\text{ MPa}$)
- Le diamètre du toron : $\phi=15.7\text{ mm}$

Contrainte à l'origine correspondante :

$$\sigma_{P0} = \min(0.8 \times 1860; 0.9 \times 1660)$$

$$\sigma_{P0} = \min(1488; 1494)$$

$$\sigma_{P0} = 1488\text{MPa}$$

f. La section d'armatures du précontraint est :

$$Ap = \frac{P_0}{\sigma_{P_0}} = \frac{7.065}{1488} \times 10^6$$

$$Ap = 4747.93\text{ mm}^2$$

Le nombre de torons est :

$$n = \frac{Ap}{Ap_1} \rightarrow n = \frac{4747.93}{139}$$

$$n = 34.16\text{ Torons} \rightarrow n = 36\text{ Torons}$$

IV.4.9. Conduits :

Les **conduits de précontrainte** ont pour rôle de guider, protéger et isoler les câbles de précontrainte à l'intérieur de l'ouvrage. Ils permettent de maintenir les câbles dans la position prévue lors de la conception et facilitent leur mise en tension.

Ces conduits peuvent être réalisés en acier ou en plastique, sous forme de gaines nervurées ou de tubes lisses. Le choix du type de conduit dépend des caractéristiques du projet, du procédé de précontrainte utilisé et des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

Dans le système **Freyssinet**, différents types de conduits peuvent être employés afin de répondre aux exigences de résistance, de durabilité et de protection des câbles de précontrainte. Après la mise en tension, les conduits sont généralement remplis de coulis de ciment pour assurer la protection des armatures contre la corrosion et améliorer leur adhérence au béton.

Tableau IV.6: Conduits usuels « Procédé Freyssinet »

Câbles	Gaines en feuillard		Tubes en acier	
	Φ_i (mm)	Ep (mm)	Φ_e (mm)	Ep (mm)
4 T 15 ou 7 T 13	55	0.4	60	1.5 ou 2
7 T 15 ou 12 T 13	65	0.4	76	2
12 T 15 ou 19 T 13	80	0.5	80	2
19 T 15 ou 27 T 13	100	0.6	101.6	2
27 T 15 ou 37 T 13	120	0.6	139.7	2 ou 2.6
37 T 15 ou 55 T 13	130	0.6	139.7	2 ou 2.6

Φ_i : diamètre intérieur.

Φ_e : diamètre extérieur.

Ep: épaisseur de la gaine.

D'où : On choisit : 3 câbles 12 T15

Sont protégé par une gaine en feuillard de diamètre intérieur $\Phi_i = 80$ mm (Tableau III.8) ; et un ancrage 12 T15 (Tableau III.9)

$$\Phi_e = \Phi_i + 2Ep$$

$$\Phi_e = 80 + 2 \times 0.5$$

$$\Phi_e = 81 \text{ mm}$$

Tableau IV.7: Ancrages usuels en post-tension

Procédé	Toron	Nombre de torons par ancrage
CIPEC	T13	4-7-12-19
	T15	4-7-12-19-27
FREYSSINET	T13	1-7-12-19-27-37-55
	T15	1-4-7-12-19-27-37
PAC	T13	1-4-7-8-12-19-27-37
	T15	1-4-7-8-12-19-27-37
VSL	T13	1-3-4-7-12-19-22-31-27-37-55
	T15	1-2-3-4-7-12-19-31-37

IV.4.9.1. Produits d'injection utilisable :**Coulis de ciment :**

Le coulis de ciment est un mélange homogène et stable composé de ciment Portland, d'eau et d'adjuvants, obtenu par malaxage mécanique. Après sa préparation, il est tamisé puis maintenu en agitation dans un réservoir de stockage jusqu'à son injection à l'intérieur du conduit de précontrainte.

- ❖ Selon les exigences du projet, le coulis composé de 50 kg de ciment CPA, de 20 litres d'eau, ainsi que d'un adjuvant plastifiant et retardateur destiné à améliorer l'ouvrabilité et à prolonger le temps d'utilisation avant prise.

IV.4.10. Les dispositions constructives :

$$C \geq \begin{cases} 3/4 \\ \varphi_{ext} \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$$

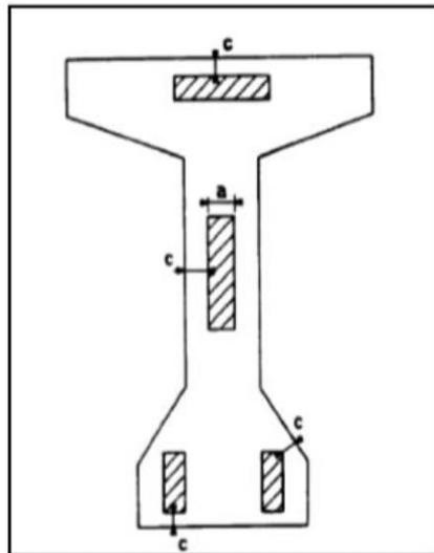


Figure IV.13: L'enrobage minimale c d'une conduite (gaine)

a : désignant la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.

- Pour les ouvrages courants d est égal à 4 cm.
- Dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive, d est supérieur ou égal à 5 cm.
- Dans le cas d'ouvrages à l'abri des intempéries, d est égal à 3 cm.
- Dans notre cas on a 03 câbles isolés, le diamètre de leurs gaine $\Phi = \Phi_e = 81\text{mm}$.

$$C \geq \begin{cases} \frac{3}{4} \\ 81\text{mm} \\ 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow C = 81\text{mm}$$

$$t' = \left(\frac{\emptyset}{2} + C\right) = \left(\frac{81}{2} + 81\right) = 161mm \rightarrow t' = 0.161m$$

$$ep = -V + t' \rightarrow ep = -1.17 + 0.161 \rightarrow ep = -1.009m$$

- **La nouvelle Précontrainte à l'origine :**

$$P_0 = n \times Ap \times \sigma_{P_0}$$

$$P_0 = 30 \times 139 \times 1488 \times 10^{-6}$$

$$P_0 = 7.446 \text{ MN}$$

IV.4.11. Vérification rapide des contraintes dans le béton :

$$\sigma = \frac{M}{I}y + \frac{P}{B} + \frac{P + ep}{I}y$$

- A la mise en tension (j = 2 jours) :

En plus les pertes de tension à prendre en compte en phase d'exécution sont les pertes de tension instantanée.

Il faut prendre : $\Delta P_i = 0.15 P_0$

$$P_i^{max} = 1.2P_0 - 0.8\Delta P_i$$

$$P_i^{max} = 1.2P_0 - 0.8 \times 0.15P_0$$

$$P_i^{max} = 0.9P_0$$

$$P_i^{max} = 0.9 \times 7.446$$

$$P_i^{max} = 6.701 MN$$

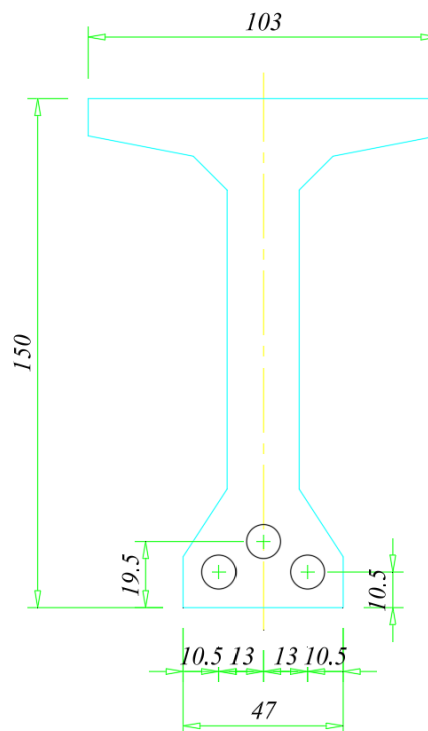


Figure IV.14: Section médiane nette (sans hourdis)

Tableau IV.8: Caractéristiques géométriques de la section médiane

B(m ²)	I (m ⁴)	V(m)	V'(m)	H (m)	ρ
0.511	0.1383	0.66	0.84	1.5	0.4882

- **L'excentricité de la précontrainte :**

$$ep = -V + t' \rightarrow ep = -0.66 + 0.161$$

$$ep = -0.499m$$

- **Dans la fibre supérieure (y = +v) :**

$$\sigma_{sup}(V) = \frac{M_m}{I_n} V + \frac{P^{max}}{B_n} + \frac{P^{max} \times ep}{I_n} V \geq \sigma_{ms}$$

$$\sigma_{sup}(V) = \frac{2.0243}{0.1383} \times 0.66 + \frac{6.701}{0.511} + \frac{6.701 \times (-0.499)}{0.1383} \times 0.66$$

$$\sigma_{sup}(V) = 6.82MPa \geq \sigma_{ms} = -4.5MPa$$

Condition vérifiée

- **Dans la fibre inférieure (y = -V') :**

$$\sigma_{sup}(-V') = \frac{M_m}{I_n} (-V') + \frac{P^{max}}{B_n} + \frac{P^{max} \times ep}{I_n} (-V') \leq \sigma_{Mi}$$

$$\sigma_{sup}(-V') = \frac{2.0243}{0.1383} \times (-0.84) + \frac{6.701}{0.511} + \frac{6.701 \times (-0.499)}{0.1383} \times (-0.84)$$

$$\sigma_{sup}(-V') = 21.13MPa \leq \sigma_{Mi} = 24MPa$$

Condition vérifiée

- **A long terme (j = ∞) :**

$$P_{min}^{\infty} = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_i$$

$$P_{min}^{\infty} = 0.98P_0 - 1.2 \times 0.25 \times P_0$$

$$P_{min}^{\infty} = 0.68P_0$$

$$P_{min}^{\infty} = 0.68 \times 7.446$$

$$P_{min}^{\infty} = 5.063MN$$

$$ep = -V' + t' \rightarrow ep = -1.17 + 0.161 \rightarrow ep = -1.009m$$

- Dans la fibre supérieure ($y = +V$) :

$$\sigma_{sup}(V) = \frac{M_M}{I} V + \frac{P_{min}^{\infty}}{B} + \frac{P_{min}^{\infty} + ep}{I} V \leq \sigma_{Ms}$$

$$\sigma_{sup}(V) = \frac{6.82}{0.273} \times 0.58 + \frac{5.063}{0.886} + \frac{5.063 \times (-1.009)}{0.273} \times 0.58$$

$$\sigma_{sup}(V) = 9.35 MPa \leq \sigma_{Ms} = 24 MPa$$

Condition vérifiée

- Dans la fibre supérieure ($y = -V'$) :

$$\sigma_{sup}(-V') = \frac{M_M}{I} (-V') + \frac{P_{min}^{\infty}}{B} + \frac{P_{min}^{\infty} + ep}{I} (-V') \geq \sigma_{mi}$$

$$\sigma_{sup}(-V') = \frac{6.82}{0.273} \times (-1.17) + \frac{5.063}{0.886} + \frac{5.063 \times (-1.009)}{0.273} \times (-1.17)$$

$$\sigma_{sup}(-V') = -1.62 MPa \geq \sigma_{mi} = -3 MPa$$

Condition vérifiée

IV.5. Conclusion :

Le logiciel **CSI Bridge** permet de déterminer les moments fléchissants de l'hourdis et des poutres aux **États Limites Ultimes (ELU)** et aux **États Limites de Service (ELS)**. Les résultats obtenus servent de base à la définition du tracé et de la disposition des câbles de précontrainte à l'aide du logiciel **SOCOTEC**. Ils sont également utilisés comme données d'entrée pour le dimensionnement des armatures longitudinales et transversales de l'hourdis, ainsi que pour l'étude et la vérification de la précontrainte des poutres.

Chapitre V. Les éléments secondaires

V.1. Introduction :

En plus des éléments principaux qui assurent la résistance du pont, l'ouvrage comprend plusieurs éléments secondaires indispensables à son bon fonctionnement et à la sécurité des usagers. Ces éléments contribuent à améliorer le comportement de la structure, à garantir sa durabilité et à assurer la sécurité de la circulation.

Dans ce chapitre, nous étudierons les principaux éléments secondaires du pont, à savoir les appareils d'appui, les garde-corps et les glissières de sécurité. Nous présenterons leur rôle, leurs caractéristiques ainsi que les critères de choix adoptés dans le cadre de notre projet.

V.2. Les appareils d'appui :

V.2.1. Définitions:

Les appareils d'appui sont des dispositifs placés entre le tablier et les appuis du pont (piles ou culées). Ils assurent la liaison entre ces éléments et permettent le transfert des charges du tablier vers l'infrastructure. Ils sont conçus pour supporter les efforts appliqués à l'ouvrage tout en autorisant certains déplacements et rotations nécessaires à son bon fonctionnement.



Figure V.1: appareil d'appui

V.2.2. Fonctions et rôle des appareils d'appui :

Les appareils d'appui ont pour principales fonctions :

- Transmettre les charges verticales et horizontales du tablier vers les appuis ;
- Permettre les déplacements du tablier dus aux variations de température, au retrait et au fluage du béton ;
- Autoriser les rotations au niveau des appuis sous l'effet de la flexion du tablier ;
- Limiter l'apparition de contraintes excessives dans la structure.
- Ils contribuent ainsi à la sécurité, à la stabilité et à la durabilité de l'ouvrage.

V.2.3. Les types des appareils d'appui :

V.2.3.1. Classification selon la mobilité:

- Appareils d'appui fixes ;
- Appareils d'appui mobiles.

V.2.3.2. Classification selon les matériaux et la conception:

- Les appareils d'appui métalliques ;

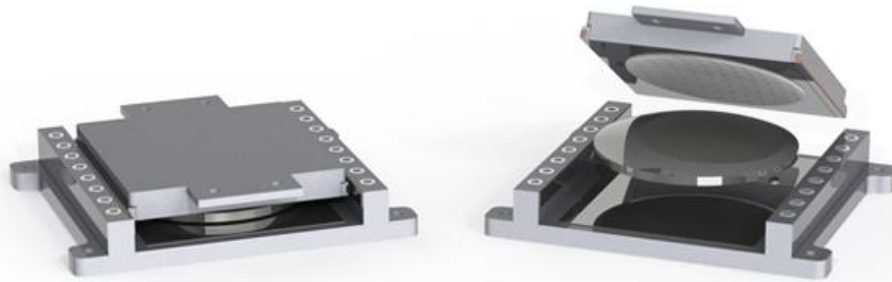


Figure V.2: Appareil d'appui métallique

- Les articulations en béton fretté ;

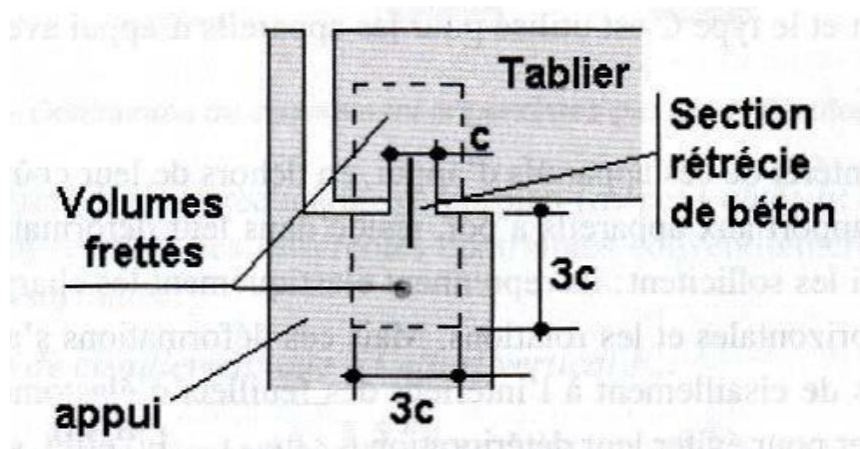


Figure V.3: Principe d'une articulation en béton.

- Les appareils d'appui en néoprène fretté ;

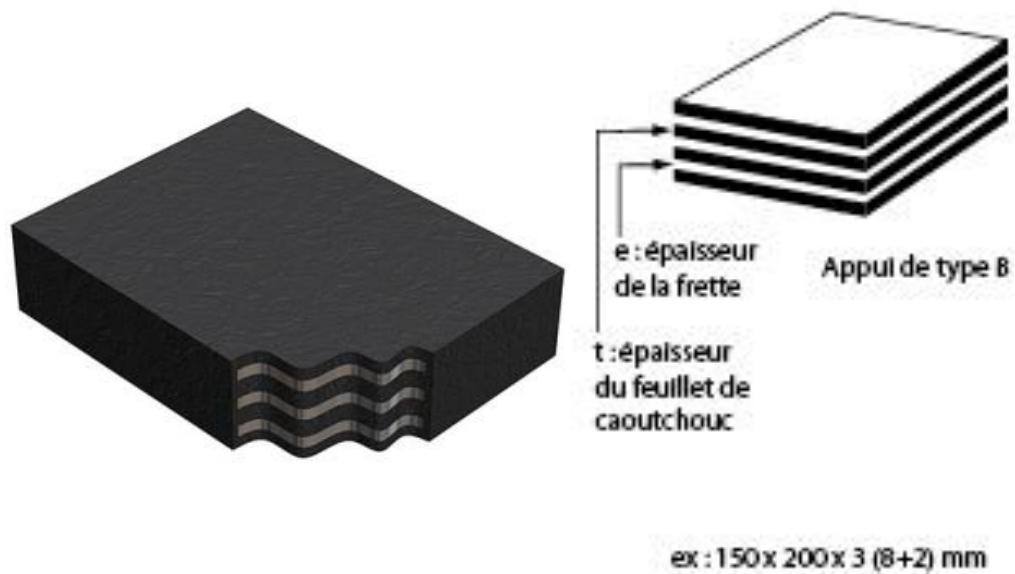


Figure V.4: Schéma d'un appareil d'appui en néoprène fretté

- Les appareils d'appui à pot ;

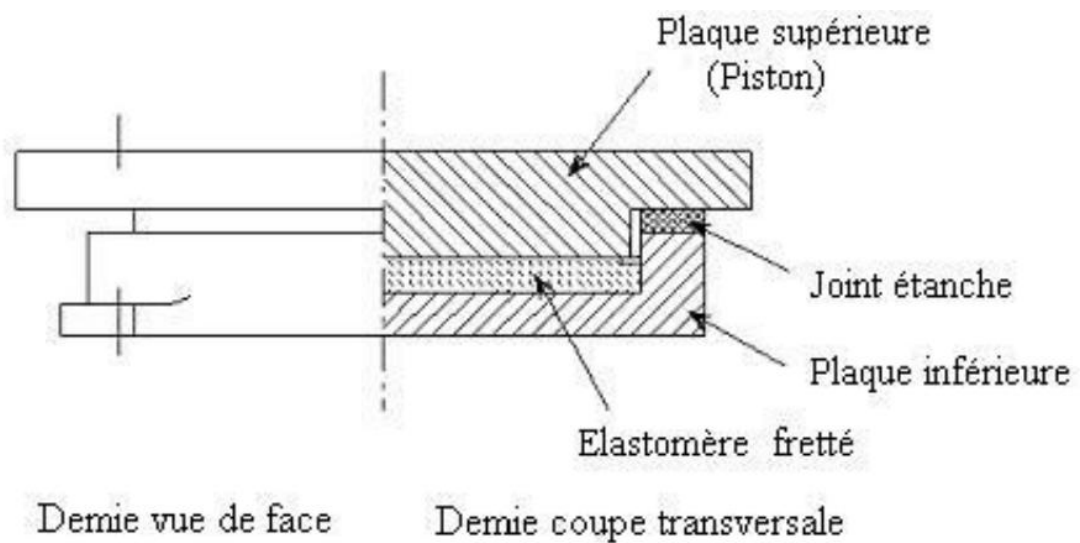


Figure V.5: Schéma d'un appareil d'appui à pot

- Les appareils d'appui sphériques.

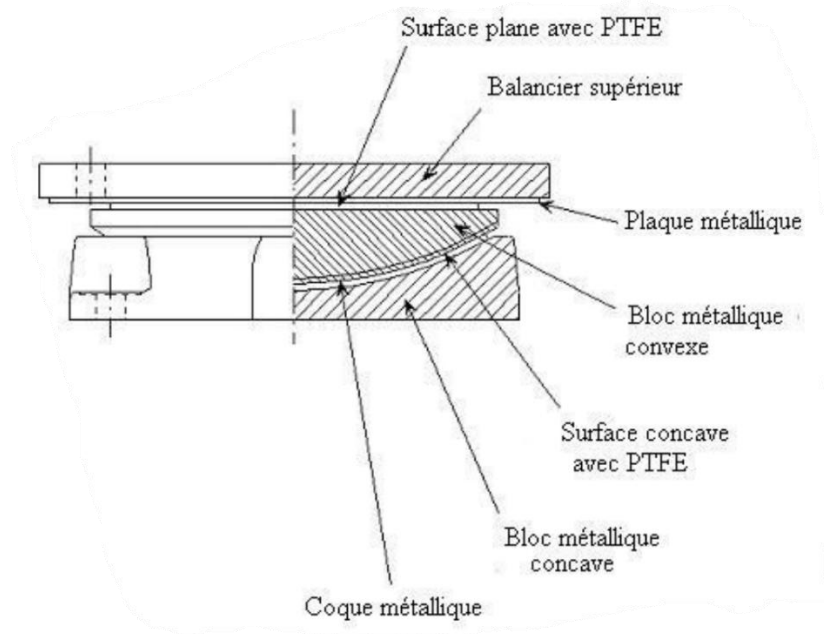


Figure V.6: Schéma d'un appareil d'appui sphérique

V.3. Le garde corp :

V.3.1. Définitions:

Le garde-corps est un équipement de sécurité indispensable installé en bordure des ouvrages d'art tels que les ponts, les passerelles et les viaducs. Il a pour fonction principale d'assurer la protection des piétons et des cyclistes en empêchant les chutes vers le vide sous-jacent. Généralement fabriqué en matériaux non fragiles, tels que l'acier doux ou les alliages légers, il doit garantir une résistance et une durabilité suffisantes. Souvent conçu en collaboration avec un architecte afin de s'intégrer harmonieusement à l'esthétique de l'ouvrage, sa conception doit respecter les prescriptions du fascicule 61, titre II du CPC. Pour assurer la sécurité des enfants, les espaces entre le trottoir et le garde-corps, ainsi qu'entre les éléments du garde-corps jusqu'à une hauteur de 0,60 m au-dessus du trottoir, ne doivent pas permettre le passage d'une sphère de 15 cm de diamètre.

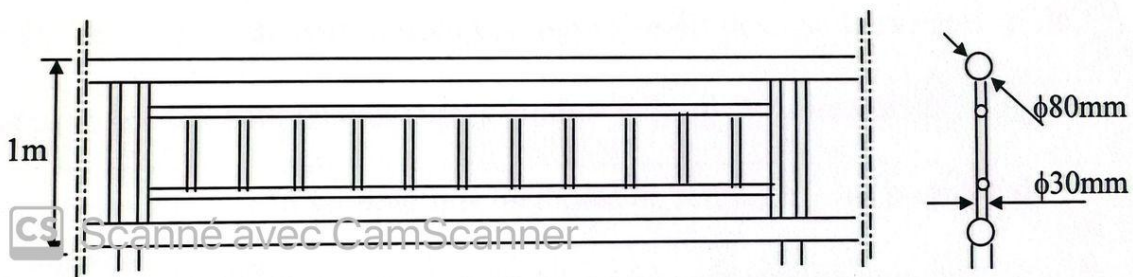


Figure V.7: coupe longitudinale et transversale du garde corps

V.3.2. Rôle et fonctions principales:

- **Sécurité des piétons** : Évite les chutes directes depuis le tablier du pont.
- **Séparation des flux** : Délimite nettement les zones piétonnes des voies routières.
- **Esthétique de l'ouvrage** : Participe à l'intégration visuelle du pont dans le paysage environnant.
- **Distinction avec les barrières de sécurité** : Contrairement aux glissières de sécurité (de niveau N ou H), le garde-corps n'est pas conçu pour arrêter la trajectoire des véhicules légers ou des poids lourds en perdition.

V.3.3. Types de garde-corps:

En ingénierie et selon la réglementation, on distingue plusieurs types ses gardes corps :

- Garde-corps à barreaudage vertical



Figure V.8: Garde-corps à barreaudage vertical

- Garde-corps à lisses horizontales



Figure V.9: Garde-corps à lisses horizontales

- Garde-corps grillagés



Figure V.10: Garde-corps grillagés

- Garde-corps métalliques
- Garde-corps en béton
- Garde-corps mixtes (acier, béton, verre, aluminium)
- Garde-corps à panneaux pleins

V.4. Glissière de sécurité :

V.4.1. Définitions:

Les **glissières de sécurité** sont des dispositifs de retenue installés sur les ponts afin de protéger les usagers de la route. Elles empêchent les véhicules de quitter la chaussée et de tomber hors de l'ouvrage en cas de perte de contrôle

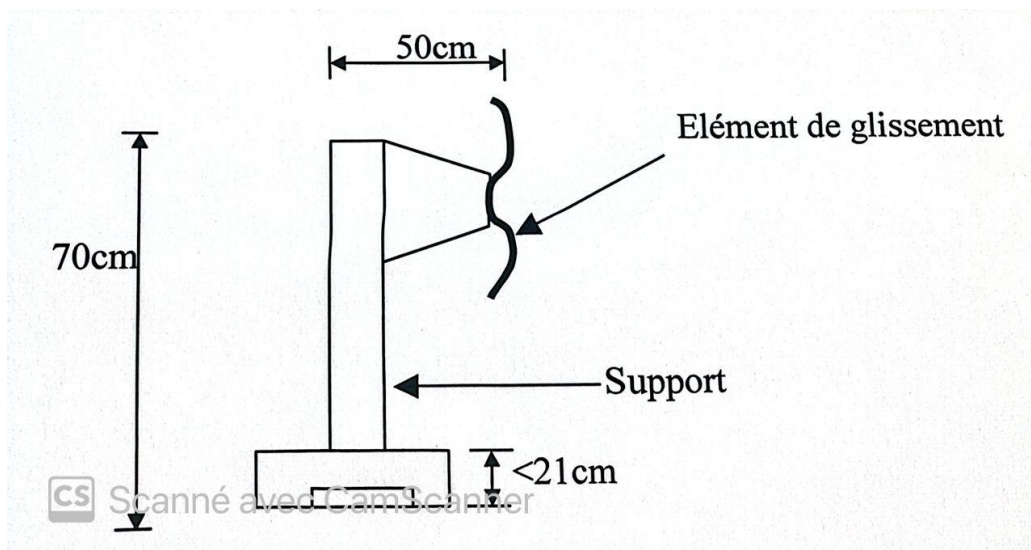


Figure V.11: glissière de sécurité

V.4.2. Le rôle des glissières de sécurité:

- Assurer la sécurité des usagers.
- Retenir et rediriger les véhicules en cas de choc.
- Réduire la gravité des accidents.
- Protéger les piétons et les éléments de l'ouvrage.

V.4.3. Types de glissières de sécurité:

- **Glissières métalliques** : les plus courantes, constituées de profilés en acier.



Figure V.12: Glissières métalliques

- **Glissières en béton** : très résistantes, utilisées sur les ouvrages à fort trafic.



Figure V.13: Glissières en béton

- **Barrières de sécurité renforcées** : destinées aux ponts supportant un trafic important ou des véhicules lourds.



Figure V.14: Barrières de sécurité renforcées

V.5. Conclusion:

Les éléments secondaires jouent un rôle essentiel dans le bon fonctionnement et la pérennité d'un pont. Bien qu'ils ne participent pas directement à la résistance principale de l'ouvrage, ils contribuent à assurer la transmission correcte des efforts, à protéger la structure contre les dégradations et à garantir la sécurité des usagers. L'étude des appareils d'appui, des garde-corps et des glissières de sécurité a permis de mettre en évidence leur importance ainsi que les critères techniques guidant leur choix. Une conception adaptée de ces équipements est indispensable pour assurer la durabilité, la fiabilité et l'exploitation sécurisée de l'ouvrage.

Conclusion générale:

Au terme de ce travail, nous avons eu l'opportunité de mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre formation en Voies et Ouvrages d'Art à travers l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint situé au niveau de l'oued Chéliff, dans la wilaya de Mostaganem.

Cette étude nous a permis d'aborder les différentes étapes de conception et de dimensionnement d'un ouvrage d'art, depuis la présentation du projet et l'évaluation des charges jusqu'à la modélisation de la structure à l'aide du logiciel CSiBridge. Les résultats obtenus ont servi à l'étude du tablier, au dimensionnement de l'hourdis, à la détermination de la précontrainte des poutres principales ainsi qu'au choix des éléments secondaires tels que les appareils d'appui, les garde-corps et les glissières de sécurité.

La réalisation de ce projet nous a également permis de mieux maîtriser les outils numériques de calcul et de modélisation, devenus indispensables dans le domaine du génie civil. Ces logiciels offrent une meilleure précision dans l'analyse des structures, facilitent les vérifications et contribuent à l'optimisation des solutions techniques retenues.

Ce travail a mis en évidence la complexité de la conception d'un pont, qui nécessite une bonne maîtrise des règlements de calcul, une analyse rigoureuse des sollicitations et une compréhension approfondie du comportement des différents éléments de l'ouvrage. Il constitue ainsi une expérience enrichissante qui nous a permis de renforcer nos compétences techniques et de nous préparer à notre future carrière professionnelle.

Enfin, nous espérons que ce mémoire pourra constituer une référence utile pour les futurs étudiants et contribuer, à son échelle, à la valorisation des connaissances dans le domaine des ouvrages d'art.

Références Bibliographiques:

- DTR- RCPR 2009, Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, Ministère des Travaux Publics, 2009, Algérie.
- Fascicule 62, titre I - Section I, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, 1999, France.
- Fascicule 62, titre V, Règles techniques de conception et de calcul des fondations des Ouvrages de Génie civil, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, 1993, France.
- Règles, B. P. E. L. (1999). Modifiées 99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites), fascicule n 62 titre 1er section II du CCTG applicable aux marchés publics de travaux. JO du, 16.
- Thonier, H. (1985). Le béton précontraint aux états-limites.
- Dreux, G., Mazars, J., & Rimboeuf, M. (1984). COURS PRATIQUE DE BETON PRECONTRAINTE-REGLES BPEL.
- Calgaro, J. A., & Virlogeux, M. (1987). Projet et construction des ponts. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Jean Perchat et Jean Roux, Pratique du BAEL 91, Calcul des Ouvrages, Editions Eyrolles, 2002, Paris
- NF EN 1337-3, Appareils d'appui en élastomère, CEN, 2005, Bruxelles.