



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



N° d'ordre :.....

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voie et Ouvrage d'Art

Thème

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

Présenté par :

- Hameem Shehab Yahia Mohammed Noman
- Youssouf Ahmed Baba Mohamed M'bareck

Soutenu le 12/06/2024 devant le jury composé de :

| | | |
|-------------|------------------------|-------|
| Président : | Mr. BOUHADJEB Kadda | M.A |
| Examineur : | Mr. BOUHALOUFA AHMED | M.A |
| Encadrant : | Mr. ADDOU Farouk Yahia | M.C.B |

Année universitaire
2023-2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude à notre directeur de mémoire, Addou Farouk Yahia, pour son encadrement, ses précieux conseils et son soutien tout au long de la réalisation de ce travail. Ses connaissances approfondies du sujet, sa disponibilité et ses encouragements ont été essentiels à l'aboutissement de cette recherche.

Nous remercions également les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail et de partager leur expertise. Leurs remarques et suggestions constructives nous ont permis d'améliorer la qualité de ce mémoire.

Nous souhaitons également remercier l'ensemble des enseignants et du personnel administratif de l'université Abdelhamid ibn badis pour leur accompagnement tout au long de notre cursus. Leur engagement et leur dévouement ont grandement contribué à notre formation.

Dédicace

À ma mère, *hendou sidi etheimine,*

Pour ton amour inconditionnel, ton soutien indéfectible et ta foi en moi. Tu as toujours été là pour me guider et m'encourager à donner le meilleur de moi-même. Ce travail est le fruit de ton dévouement et de ta bienveillance.

À ma chère tante, *khadijetou sidi etheimine,*

Pour ton affection, ta sagesse et tes précieux conseils. Tu as été une figure maternelle bienveillante tout au long de mon parcours. Merci d'avoir cru en moi et de m'avoir aidé à surmonter les défis.

À mon père, *mohamed m'bareck youssouf,*

Pour ta rigueur, ta détermination et ton sens de l'effort. Tu m'as transmis des valeurs essentielles qui m'ont permis d'aller au bout de ce projet. Ton soutien indéfectible a été un moteur tout au long de ces années.

À toute ma famille,

Pour votre amour, votre présence et votre soutien inconditionnel. Vous avez été mon roc dans les moments les plus difficiles. Ce mémoire vous est dédié, en reconnaissance de votre rôle essentiel dans ma réussite.

À mes amis,

Pour votre amitié sincère, vos encouragements et votre compréhension. Vous avez su être là pour moi, m'épauler et m'offrir les moments de détente nécessaires à l'accomplissement de ce travail.

À mon binôme, *shehab yahya mohamed noman hameem ,*

Pour cette collaboration fructueuse et enrichissante. Ton implication, ta rigueur et ta complémentarité ont été essentielles à la réussite de ce projet. Merci d'avoir partagé cette aventure à mes côtés.

À vous tous, *qui avez contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire, je vous dédie ce travail avec toute ma reconnaissance.*

ahmed baba mohamed m'bareck youssouf

Dédicace

*Je dédie mon travail à la mémoire de **ma mère Ezzia**. Bien qu'elle n'ait pas pu voir ma remise de diplôme, ceci est pour elle.*

*À **mon père Yahya** bien-aimé, mon mentor dont les paroles d'encouragement et l'appel à la ténacité résonnent dans mes oreilles, qui a sacrifié toute sa vie pour me voir devenir ce que je suis.*

*À **ma tante Belkis** qui m'a élevé et m'a donné tout le soutien et l'amour dont j'avais besoin*

*À **mes sœurs Aml, Iman et Zainab** qui ne m'ont jamais quitté.*

*À **mon frère Mohammed** qui m'a guidé à travers toutes les difficultés que j'ai rencontrées et qui a toujours été à mes côtés.*

*À **mes petits frères Hameem et Ibrahim, ainsi qu'à leur mère, ma tante Intisar.***

*À **mon cousin Mohammed Mahmood**, dont la mémoire vit dans mon cœur.*

*À **mes tantes, oncles et toute ma famille.***

*À **Fatima Meriah**, qui a cru en moi, m'a soutenu et a toujours été là pour moi.
Merci à vous tous pour votre amour et votre soutien.*

*À **tous mes amis**, spécialement Osama, Abdulmalik, Mouner et Mabrook.*

*À **mon ami et co-auteur** de ce travail, Ahmed Baba youssouf, pour tout ce qu'il a fait.*

*À **tous mes collègues.***

Hameem Shehab Yahya Mohammed Noman

Résumé

Dans ce projet, nous avons entrepris une analyse approfondie du comportement statique et dynamique d'un pont autoroutier à poutres situé sous une chaussée en béton précontraint, composé de deux travées distinctes. La première phase de notre étude, axée sur l'aspect statique, s'est concentrée sur l'évaluation de la structure en réponse aux charges permanentes ainsi qu'aux diverses charges d'exploitation. La seconde partie, portant sur l'aspect dynamique, a été dédiée à l'évaluation sismique de l'ouvrage en utilisant la méthode modale spectrale conformément aux normes du règlement RPOA 2008. Pour mener à bien cette analyse, nous avons employé deux spectres élastiques pour les directions longitudinale et verticale, tandis qu'un spectre de dimensionnement a été utilisé pour la direction transversale. Ceci nous a permis de prendre en considération l'effet de blocage du mouvement transversal du tablier par rapport aux piles. L'intégralité de notre étude a été réalisée en utilisant la méthode des éléments finis, exploitant pleinement les capacités du logiciel CsiBridge version 2024. Cette approche nous a permis d'obtenir des résultats précis et fiables pour évaluer la performance et la sécurité de la structure du pont dans des conditions statiques et dynamiques variées.

Mots clé : Tablier, Pile, Précontrainte, Spectres de réponse, RPOA 2008, CSiBridge.

Abstract

The objective of this project is to conduct a static and dynamic analysis of a highway bridge with prestressed concrete deck and two spans. The first part, focusing on the static analysis, is dedicated to the study of the structure under the influence of permanent loads and various operational loads. The second part, dealing with the dynamic analysis, concerns the seismic evaluation of the structure using the modal spectral method in accordance with the 2008 RPOA regulations. For this analysis, we have employed two elastic spectra for the longitudinal and vertical directions, whereas for the transverse direction, we have utilized a dimensioning spectrum to account for the blocking effect of the transverse movement of the deck relative to the piers. The entire study was carried out using the finite element method, leveraging the capabilities of CsiBridge version 2024. This approach has enabled us to obtain precise and reliable results for evaluating the performance and safety of the bridge under various static and dynamic conditions.

Keywords: Deck section, Bent, prestressed, Response spectrum, RPOA 2008, CsiBridge.

المخلص

الهدف من هذا المشروع هو إجراء تحليل ثابت وديناميكي لجسر طريق ذو سطح خرساني مسبق الإجهاد وله امتدادين. الجزء الأول، الذي يركز على التحليل الثابت، مخصص لدراسة الهيكل تحت تأثير الأحمال الدائمة وأحمال التشغيل المختلفة. الجزء الثاني، الذي يتناول التحليل الديناميكي، يتعلق بالتقييم الزلزالي للهيكل باستخدام طريقة الطيف الموضوعي وفقاً للوائح RPOA 2008. بالنسبة لهذا التحليل، استخدمنا طيفين مرنين للاتجاهين الطولي والعمودي، بينما استخدمنا طيف التصميم للاتجاه العرضي لأخذ تأثير الحجب للحركة العرضية لسطح الجسر بالنسبة للأعمدة في عين الاعتبار. تم تنفيذ الدراسة بالكامل باستخدام طريقة العناصر النهائية، بالاستفادة من إمكانيات برنامج CsiBridge إصدار 2024. لقد مكنتنا هذه الطريقة من الحصول على نتائج دقيقة وموثوقة لتقييم أداء وسلامة الجسر تحت ظروف ثابتة وديناميكية مختلفة.

الكلمات الدالة : سقف الجسر ، الدعامة ، خرسانة مسبقة الإجهاد ، طيف الاستجابة ، RPOA 2008.

Table des matières

| | |
|---|----|
| I.1. Introduction : | 1 |
| I.2. Généralités sur les ponts : | 1 |
| I.2.1. Les différents types de ponts : | 1 |
| I.3. Présentation du projet : | 4 |
| I.4. Description de l'ouvrage : | 4 |
| I.4.1. La superstructure : | 4 |
| I.4.2. L'infrastructure : | 5 |
| I.5. Données fonctionnelles : | 5 |
| I.5.1. Tracé en plan : | 5 |
| I.5.2. Profil en long : | 5 |
| I.5.3. Profil en travers : | 6 |
| I.5.4. Caractéristique transversale de l'ouvrage : | 6 |
| I.6. Prédimensionnement du tablier : | 7 |
| I.6.1. Hauteur de la poutre : | 7 |
| I.6.2. Table de compression : | 8 |
| I.6.2.1. Largeur de la table de compression : | 8 |
| I.6.2.2. Epaisseur de la table de compression : | 9 |
| I.6.3. Talons : | 9 |
| I.6.3.1. Largeur du Talon : | 9 |
| I.6.3.2. Hauteur du talon : | 9 |
| I.6.4. Ame : | 10 |
| I.6.5. L'entretoise : | 10 |
| I.6.6. Hourdis : | 10 |
| I.6.7. L'espacement entre axe des poutres : | 11 |
| I.6.8. Nombres des poutres : | 11 |
| I.6.9. Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre : | 11 |
| I.6.10. Hypothèses de calcul : | 16 |
| I.7. Caractéristiques des matériaux : | 16 |
| I.7.1 Béton : | 16 |

| | | |
|----------|--|----|
| I.7.1.1 | Résistance du béton : | 16 |
| I.7.1.2 | Contraintes admissibles : | 17 |
| I.7.2 | L'acier : | 20 |
| I.8 | Données naturelles : | 22 |
| I.8.1 | Données Climatiques : | 22 |
| I.8.1.1 | Vent : | 22 |
| I.8.1.2 | Humidité : | 23 |
| I.8.1.3 | Température : | 23 |
| I.8.1.4 | La neige : | 23 |
| I.9 | Données Sismiques : | 23 |
| I.9.1 | Classification des zones : (<i>selon le RPOA 2008 P15</i>) | 23 |
| I.9.2 | Coefficient d'accélération de zone A : (<i>selon le RPOA 2008 P14</i>) | 24 |
| I.9.3 | Classification des sites : (<i>selon le RPOA 2008 P16</i>) | 25 |
| I.10 | Définition des charges : | 25 |
| I.10.1 | Calcul des charges permanentes : | 25 |
| I.10.1.1 | Les éléments porteurs : | 25 |
| I.10.2 | Charges dues au trafic : | 29 |
| I.10.2.1 | Données générales : | 29 |
| I.10.2.2 | Surcharges civiles : | 30 |
| I.10.2.3 | L'effort de freinage : | 37 |
| I.10.2.4 | Force centrifuge : (<i>selon le DTR article 7 p38</i>) | 38 |
| I.11 | Charges sismiques : | 39 |
| I.12 | Combinaisons d'actions : | 39 |
| I.12.1 | Etats limites ultimes de résistances : | 40 |
| I.12.2 | Etats limites ultimes d'équilibre statique : | 40 |
| I.12.3 | Etats limites de service : | 41 |
| I.13 | Conclusion : | 41 |
| II.1 | Introduction : | 42 |
| II.2 | Généralités sur le logiciel CSiBridge : | 42 |
| II.3 | Modélisation : | 43 |
| II.3.1 | Définition du modèle : | 43 |
| II.3.2 | Définition de l'axe du pont et les voies : | 44 |
| II.3.3 | Définition des matériaux : | 46 |

| | |
|---|----|
| II.3.4. Définition des poutres : | 48 |
| II.3.5. Superstructure : | 50 |
| II.3.5.1. Définitions des entretoises (diaphragmes) : | 53 |
| II.3.6. Infrastructure : | 53 |
| II.3.6.1. Fondation (Foundation springs) : | 55 |
| II.3.6.2. Définition des culées : | 55 |
| II.3.6.3. Définition des piles : | 56 |
| II.3.7. Définition des charges : | 56 |
| II.3.7.1. Les charges routière (Les véhicules) : | 57 |
| II.3.7.2. Charge permanente : | 60 |
| II.3.8. Définition du type de cas de chargement : | 62 |
| II.3.8.1. Création des combinaisons de chargement : | 62 |
| II.3.9. Assemblage du pont : | 63 |
| II.4. Conclusion : | 67 |
| III.1. Introduction : | 68 |
| III.2. Étude de l'hourdis : | 68 |
| III.2.1. Introduction : | 68 |
| III.2.2. Flexion transversale : | 69 |
| III.2.3. Flexion longitudinale : | 70 |
| III.2.4. Ferrailage : | 70 |
| III.3. Étude de la précontrainte : | 75 |
| III.3.1. Introduction : | 75 |
| III.3.2. Principe de la précontrainte : | 75 |
| III.3.3. Système de précontrainte : | 76 |
| III.3.3.1. Précontrainte par pré-tension : | 76 |
| III.3.3.2. Précontrainte par post-tension : | 76 |
| III.3.4. Domaines d'utilisation de la post-tension : | 76 |
| III.3.5. Les classe de vérification : | 76 |
| III.3.6. Détermination de la précontrainte : | 76 |
| III.3.7. Caractéristique du béton : | 77 |
| III.3.7.1. Résistance à la compression : (Selon Le BAEL)..... | 77 |
| III.3.7.2. La résistance à la traction : (Selon Le BAEL)..... | 77 |
| III.3.7.3. Les contraintes limites du béton : | 77 |

| | |
|--|-----|
| III.3.7.3.1. Classes de vérification : | 77 |
| III.3.7.3.2 Contrainte limites : | 78 |
| III.3.8. Calcul de la précontrainte : | 78 |
| III.3.8.1. Calcul de la précontrainte de la poutre intermédiaire : | 78 |
| III.3.8.1.1 Caractéristiques géométriques de la section médiane en charge (avec hourdis) : | 78 |
| III.3.8.1.2. Calcul de la force précontrainte : | 80 |
| III.3.8.1.3. Vérification de la section du béton : | 81 |
| III.3.8.1.4. Calcul des armatures de précontrainte : | 81 |
| III.3.8.1.5. Caractéristique des armatures active : | 81 |
| III.3.8.1.6. La section d'armatures du précontraint est : | 83 |
| III.3.9. Conduits : | 83 |
| III.3.9.1 Produits d'injection utilisable : | 85 |
| III.3.10. Les dispositions constructives : | 85 |
| III.3.11. Vérification rapide des contraintes dans le béton : | 87 |
| III.4. Conclusion : | 89 |
| IV.1. Introduction : | 90 |
| IV.2. Appareils d'appuis : | 90 |
| IV.2.1. Définition : | 90 |
| IV.2.2. Choix des appareils d'appuis : | 90 |
| IV.2.3. Type des appareils d'appuis : | 90 |
| IV.2.4. Dimensionnement des appareils d'appuis : | 91 |
| IV.3. Géométrie de la pile : | 91 |
| IV.4. Les éléments de la pile : | 93 |
| IV.4.1. Le chevêtre : | 93 |
| IV.5. Étude sismique : | 93 |
| IV.5.1. Les Données de la sismicité : | 93 |
| IV.5.2. Analyse de l'ouvrage : | 97 |
| IV.5.2.1. Résultats de l'analyse modale : | 100 |
| IV.5.2.2. Analyse spectrale : | 101 |
| IV.5.3. Calcul du Période fondamentale du système : | 101 |
| IV.5.3.1. Détermination de la masse M : | 101 |
| IV.6. Combinaison modale des réponses : | 106 |
| IV.6.1. Combinaison directionnelle des réponses : | 107 |

| | |
|---|-----|
| IV.6.2. Définition du spectre de réponse : | 107 |
| IV.6.3. Calcul des spectres de réponse : | 107 |
| IV.6.4. Introduction du spectre de réponse : | 109 |
| IV.7. Etude du chevêtre : | 115 |
| IV.7.1. Etude statique du chevêtre : | 117 |
| IV.8. Etude du fut : | 120 |
| IV.8.1. Etude statique de fut : | 121 |
| IV.8.2. Etude dynamique de fut : | 122 |
| IV.9. Vérification de la résistance des sections pour les action sismiques (dimensionnement à la condition de la résistance) (Selon RPOA2008 article 5.2 P38) : | 125 |
| IV.10. Conclusion : | 128 |

Liste des figures

Chapitre I : Présentation et prédimensionnement de L'ouvrage

| | |
|---|----|
| Figure I. 1 : Pont à poutres | 2 |
| Figure I. 2 : Pont à voutes | 2 |
| Figure I. 3 : Pont en arc | 3 |
| Figure I. 4 : Pont suspendu..... | 3 |
| Figure I. 5 : Vue général (localisation de l'ouvrage)..... | 4 |
| Figure I. 6 : Vue en plan de l'ouvrage | 5 |
| Figure I. 7 : Coupe longitudinale | 6 |
| Figure I. 8 : Coupe transversale | 6 |
| Figure I. 9 : Détail d'une poutre | 7 |
| Figure I. 10 : Table de compression et hourdis général..... | 8 |
| Figure I. 11 : Forme de talon (SETRA, 1996)..... | 9 |
| Figure I. 12 : Caractéristiques de section médiane sans hourdis dans le repère global | 12 |
| Figure I. 13 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis | 13 |
| Figure I. 14 : Caractéristiques de section d'about sans hourdis dans le repère global | 14 |
| Figure I. 15 : Caractéristiques de section d'about avec hourdis dans le repère global | 15 |
| Figure I. 16 : Diagrammes Contrainte Déformation | 18 |
| Figure I. 17 : Diagramme contrainte-déformation pour les fils tréfilés et les torons | 21 |
| Figure I. 18 : Diagramme de contrainte – déformation..... | 22 |
| Figure I. 19 : Micro-zonation sismique de l'Algérie (selon le RPOA) | 24 |
| Figure I. 20 : Vue en élévation de poutre de travée intermédiaire | 26 |
| Figure I. 21 : Sections transversales de la poutre de travée intermédiaire | 26 |
| Figure I. 22 : L'entretoise sans butée sismique | 27 |
| Figure I. 23 : Disposition du Système Bc..... | 32 |
| Figure I. 24 : Disposition de système Bt | 34 |
| Figure I. 25 : Disposition du system Br | 35 |
| Figure I. 26 : Disposition du Convoi militaire Mc120 | 36 |
| Figure I. 27 : Charge exceptionnelle D240 | 37 |

Chapitre II : Modélisation Statique du pont

| | |
|---|----|
| Figure II. 1 : Logiciel D'analyse CSi Bridge 2024..... | 42 |
| Figure II. 2 : Choix d'unité et de Modèle..... | 43 |
| Figure II. 3 : Introduction des lignes du pont..... | 44 |
| Figure II. 4 : Définition des voies de circulation..... | 45 |
| Figure II. 5 : Affichage de la voie 01 | 45 |
| Figure II. 6 : Affichage de la voie 02 | 46 |
| Figure II. 7 : Affichage des voies | 46 |
| Figure II. 8: Introduction des caractéristiques mécaniques..... | 47 |
| Figure II. 9 : Dimensionnement de sections en béton | 48 |
| Figure II. 10 : Section médiane | 48 |
| Figure II. 11 : Section d'about..... | 49 |
| Figure II. 12 : Dimensionnement de sections variable..... | 49 |
| Figure II. 13 : Choix de type de tablier | 50 |
| Figure II. 14 : Définition des paramètres du tablier | 51 |
| Figure II. 15 : Définition de fut..... | 52 |
| Figure II. 16 : Définition de chevêtre | 52 |
| Figure II. 17 : Définition des entretoises..... | 53 |
| Figure II. 18 : Définition des appareils d'appuis simple | 54 |
| Figure II. 19 : Définition des appareils d'appuis double..... | 54 |
| Figure II. 20 : Définition des appuis fondation | 55 |
| Figure II. 21 : Définition de la culée | 55 |
| Figure II. 22 : Définition des piles | 56 |
| Figure II. 23 : Définition d'une charge mobile "A(l)" | 57 |
| Figure II. 24 : Les données de système A(L) | 58 |
| Figure II. 25 : Définition d'une charge mobile "Bc" | 58 |
| Figure II. 26 : Définition de la charge "Bt" | 59 |
| Figure II. 27 : Définition de la charge "Mc120" | 59 |
| Figure II. 29 : Définition de la charge de l'étanchéité..... | 61 |
| Figure II. 30 : Les différents types des charges..... | 62 |
| Figure II. 31 : Création des combinaisons d'actions | 62 |
| Figure II. 32 : Les travées du pont | 63 |
| Figure II. 33 : Les données de culée..... | 64 |

| | |
|--|----|
| Figure II. 34 : Les données de la pile | 64 |
| Figure II. 35 : Affectation du pont..... | 65 |
| Figure II. 36 : Affichage de charge permanente | 65 |
| Figure II. 37 : Modèle d'analyse | 66 |
| Figure II. 38 : Déformation après l'analyse | 66 |

Chapitre III : Etude du Tablier

| | |
|---|----|
| Figure III. 1 : Moment maximum transversale de l'ELU hourdis | 69 |
| Figure III. 2 : Moment minimum transversale de l'ELS hourdis..... | 69 |
| Figure III. 3 : Moment longitudinale minimum de l'ELU hourdis | 70 |
| Figure III. 4 : Moment longitudinale maximum de l'ELS hourdis | 70 |
| Figure III. 5 : schéma de Ferrailage de l'hourdis dans le sens transversal..... | 71 |
| Figure III. 6 : schéma de Ferrailage de l'hourdis dans le sens longitudinal..... | 72 |
| Figure III. 7 : Diagramme des Moments fléchissant au niveau de la poutre 09..... | 74 |
| Figure III. 8 : Diagramme des efforts tranchants au niveau de la poutre 09 | 74 |
| Figure III. 9 : Diagramme des Moments fléchissant au niveau de la poutre 09..... | 74 |
| Figure III. 10 : Diagramme des efforts tranchants au niveau de la poutre 09 | 75 |
| Figure III. 11 : Les contraintes limitent du béton en classe I | 77 |
| Figure III. 12 : Section médiane avec hourdis | 78 |
| Figure III. 13 : Poutre avant mise en tension | 79 |
| Figure III. 14 : Poutre après mise en tension..... | 79 |
| Figure III. 15 : L'enrobage minimale c d'une conduite (gaine) | 86 |
| Figure III. 16 : Disposition des câbles..... | 86 |
| Figure III. 17 : Section médiane nette (sans hourdis) | 87 |

Chapitre IV : Etude de la pile

| | |
|---|----|
| Figure IV. 1 : Coupe longitudinale de la pile | 92 |
| Figure IV. 2 : Détails de chevêtre | 92 |
| Figure IV. 3 : Zone du projet | 94 |
| Figure IV. 4 : Spectre de réponse élastique- composante horizontal..... | 95 |
| Figure IV. 5 : Spectre de réponse élastique- composante vertical..... | 96 |
| Figure IV. 6 : Spectre de réponse de dimensionnement | 97 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV. 7 : Modèle 3D en éléments finis de l'ouvrage | 98 |
| Figure IV. 8 : Déformation du pont à l'ELU max | 98 |
| Figure IV. 9 : Déformation du pont à l'ELS max | 99 |
| Figure IV. 10 : Déformation du pont à l'ELA max | 99 |
| Figure IV. 11 : Mode 1 : Translation selon X | 100 |
| Figure IV. 12 : Mode 2 : Translation selon Y | 100 |
| Figure IV. 13 : Mode 3 : Rotation selon Z..... | 101 |
| Figure IV. 14 : Affichage des masses participation modales..... | 105 |
| Figure IV. 15 : Exemple de calcul du spectre | 108 |
| Figure IV. 16 : Introduction du spectre de dimensionnement | 109 |
| Figure IV. 17 : Spectre de réponse horizontal | 110 |
| Figure IV. 18 : Spectre de réponse vertical | 111 |
| Figure IV. 19 : Repos d'appuis minimal..... | 112 |
| Figure IV. 20 : Détail de repos d'appuis..... | 115 |
| Figure IV. 21 : Diagramme du moment fléchissant du chevêtre à ELU | 115 |
| Figure IV. 22 : Diagramme du moment fléchissant du chevêtre à ELS | 115 |
| Figure IV. 23 : Diagramme du moment fléchissant du chevêtre à ELA | 116 |
| Figure IV. 24 : Diagrammes de l'effort normal, l'effort tranchant et la torsion à ELU | 116 |
| Figure IV. 25 : Diagrammes de l'effort normal, l'effort tranchant et la torsion à ELA | 117 |
| Figure IV. 26 : Calcul de la section d'armatures du chevêtre par le logiciel l'EXPERT BA. | 118 |
| Figure IV. 27 : Calcul de la section d'armatures supplémentaires du chevêtre par le logiciel l'EXPERT..... | 119 |
| Figure IV. 28 : Schéma de ferrailage de chevêtre | 120 |
| Figure IV. 29 : Diagrammes de l'effort normal, l'effort tranchant et la torsion à ELU | 120 |
| Figure IV. 30 : Diagrammes de l'effort normal, l'effort tranchant et la torsion à ELA | 121 |
| Figure IV. 31 : Calcul de la section d'armatures longitudinales du fut par le logiciel l'EXPERT..... | 123 |
| Figure IV. 32 : Calcul de la section d'armatures supplémentaires du fut par le logiciel l'EXPERT..... | 124 |
| Figure IV. 33 : Schéma de ferrailage de fut..... | 125 |
| Figure IV. 34 : Moment fléchissant (M3) de chevetre selon la combinision sismique | 126 |
| Figure IV. 35 : Force axial de la compression (P) de fût selon la combinaison sismique..... | 127 |
| Figure IV. 36 : Moment fléchissant (M2) de fût selon la combinision sismique | 128 |

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation et prédimensionnement de L'ouvrage

| | |
|--|----|
| Tableau I. 1 : Résistance à la compression pour les éléments structuraux d'ouvrage | 17 |
| Tableau I. 2 : Caractéristiques de l'acier de la precontrainte | 20 |
| Tableau I. 3 : Coefficient d'accélération de zone..... | 24 |
| Tableau I. 4 : Charges permanentes totale de tablier | 28 |
| Tableau I. 5 : Classes d'un pont | 30 |
| Tableau I. 6 : Les valeurs de α_1 | 30 |
| Tableau I. 7 : Les valeurs de V_0 | 31 |
| Tableau I. 8 : Les valeurs de b_c | 32 |
| Tableau I. 9 : Les valeurs de b_t | 34 |

Chapitre III : Etude du Tablier

| | |
|--|----|
| Tableau III. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant finals | 69 |
| Tableau III. 2 : Ferrailage de l'hourdis dans le sens transversal | 71 |
| Tableau III. 3 : Ferrailage de l'hourdis dans le sens longitudinal..... | 71 |
| Tableau III. 4 : Récapitulatif des moments fléchissent dus à différente poutres | 72 |
| Tableau III. 5 : Récapitulatif des moments fléchissent dus à différente poutres | 73 |
| Tableau III. 6 : Caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis..... | 79 |
| Tableau III. 7 : Armatures actives usuelles en post-tension..... | 82 |
| Tableau III. 8 : Conduits usuels « Procédé Freyssinet » | 84 |
| Tableau III. 9 : Ancrages usuels en post-tension..... | 85 |
| Tableau III. 10 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis | 88 |

Chapitre IV : Etude de la pile

| | |
|---|-----|
| Tableau IV. 1 : Périodes et fréquences des 3 premiers modes | 100 |
| Tableau IV. 2 : Tableau récapitulatif des moments pour les différentes combinaisons | 116 |

| | |
|--|-----|
| Tableau IV. 3 : Tableau récapitulatif des efforts dans le chevêtre..... | 117 |
| Tableau IV. 4 : Récapitulatif des moments de flexion de chevêtre à l'ELU/ELS..... | 117 |
| Tableau IV. 5 : Récapitulatif de N, V et T de chevêtre à l'ELU..... | 117 |
| Tableau IV. 6 : Le choix des armatures longitudinal du chevêtre | 118 |
| Tableau IV. 7 : Ferrailage transversal de chevêtre | 119 |
| Tableau IV. 8 : Tableau récapitulatif des efforts dans le fut..... | 121 |
| Tableau IV. 9 : Tableau récapitulatif des moments et les efforts normaux du fut..... | 121 |
| Tableau IV. 10 : Récapitulatif de N, V et T de fût à l'ELU..... | 122 |
| Tableau IV. 11 : Récapitulatif des efforts normaux et moments de flexion de fût à l'ELS | 122 |
| Tableau IV. 12 : Récapitulatif de N, V et MT de fût à l'ELU | 122 |
| Tableau IV. 13 : Le choix des armatures longitudinales du fut..... | 123 |
| Tableau IV. 14 : Ferrailage transversal de fût | 124 |

INTRODUCTION GENERALE

L'histoire de la construction des ponts est intrinsèquement liée à celle de l'humanité : les sociétés en expansion ont toujours cherché à conquérir de nouveaux espaces et à surmonter les obstacles naturels. À toutes les époques, des ponts remarquables ont été érigés pour répondre soit à des besoins urbains, soit dans le cadre de la mise en place de systèmes de voies de communication à longue distance. L'amélioration des communications est rapidement devenue une nécessité évidente. Plus que tout, la construction des ponts était indispensable car de nombreuses rivières étaient infranchissables. Il fallait transporter plus rapidement et plus loin des marchandises, étendre les zones d'habitation urbaine, et développer des voies de communication rapides et fluides. Ainsi, le pont est devenu, au fil de l'histoire, une nécessité vitale. Les techniques de construction ont évolué parallèlement à l'invention de nouveaux matériaux.

La conception des ponts requiert une solide connaissance de la modélisation des structures, des normes de conception et de calcul, des propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables, ainsi que des méthodes d'exécution. Il est essentiel de prendre en compte les effets de la charge du trafic, ainsi que les phénomènes extérieurs tels que le vent, les courants fluviaux et les séismes. Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études d'un pont dans un site donné.

Le présent mémoire de fin d'études porte sur l'étude d'un pont situé dans l'échangeur de la gare de péage de Mostaganem-Hmadna, en Algérie. L'ouvrage projeté a pour objectif de permettre le franchissement de la bretelle autoroutière au niveau du PK 27+284.67, et est situé à environ 700 mètres de l'autoroute Est-Ouest. Le site retenu pour l'implantation de cet ouvrage présente une topographie plate. Ce mémoire a pour but de présenter les différentes étapes de l'étude de ce pont.

Pour atteindre notre objective, le travail est divisé principalement en quatre (04) chapitres :

- ✓ Le premier chapitre présente l'ouvrage et fournit les informations nécessaires à sa conception. Il aborde également les matériaux de construction, qui influencent grandement la conception et le calcul de l'ouvrage. De plus, il traite du prédimensionnement des différents éléments constitutifs du tablier ainsi que de la définition et du calcul des charges et surcharges (permanentes ou d'exploitation) que l'ouvrage devra supporter.
- ✓ Le deuxième chapitre traite de la modélisation de notre ouvrage à l'aide du logiciel CSI Bridge.

- ✓ Le troisième chapitre présente l'étude du tablier, qui se subdivise en deux parties : la première est consacrée à l'étude de l'hourdis, et la deuxième partie est réservée à l'étude de la précontrainte.
- ✓ Le quatrième chapitre aborde l'étude sismique selon le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art, ainsi que le dimensionnement de la pile et le calcul des différentes sollicitations agissant sur la pile sous les charges appliquées. Un calcul du ferrailage pour les éléments constitutifs de la pile (fût, cheville) a été effectué, et tous les schémas de ferrailage ont été présentés.

Chapitre I

Présentation et
prédimensionnement de L'ouvrage

I.1.Introduction :

Un pont est un ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel, tel qu'un cours d'eau, un canal, une route, ou une voie ferrée.

Les ponts peuvent être classés en différentes catégories en fonction de leur utilisation, comme ponts-routes, ponts-rails, passerelles piétonnières, ou ponts-canaux.

Les premiers ponts ont été construits à partir de matériaux tels que l'arbre, des rondins, ou des lianes, et ont évolué au fil du temps avec l'apparition de matériaux tels que la fonte, le béton armé, et le béton.

I.2.Généralités sur les ponts :

Un pont est un ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel, tel qu'un cours d'eau, un canal, une route, ou une voie ferrée.

Les ponts peuvent être classés en différentes catégories en fonction de leur utilisation, comme ponts-routes, ponts-rails, passerelles piétonnières, ou ponts-canaux.

Les premiers ponts ont été construits à partir de matériaux tels que l'arbre, des rondins, ou des lianes, et ont évolué au fil du temps avec l'apparition de matériaux tels que la fonte, le béton armé, et le béton.

Les ponts en fonte ont commencé à apparaître à la fin du XVIIIe siècle.

Les ponts sont généralement constitués de deux grandes parties : la superstructure, qui reçoit les charges dues au trafic et des actions extérieures, et l'infrastructure, qui comprend les fondations et les supports.

La superstructure se compose de la dalle, des poutres, et des entretoises, tandis que l'infrastructure comprend les fondations et les supports (culées, piles).

Les dispositions techniques de construction d'un pont doivent tenir compte de l'exigence naturelle, des conditions techniques, et de la sollicitation sur le pont, qui est la charge totale des actions ou des charges qui agissent sur l'ouvrage.

En résumé, un pont est un ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle, et il est généralement constitué de deux parties principales : la superstructure et l'infrastructure. Les ponts ont évolué au fil du temps avec l'apparition de nouveaux matériaux et techniques de construction.

I.2.1. Les différents types de ponts :

Les différents types de ponts peuvent être classés selon plusieurs critères, tels que leur fonction, les matériaux utilisés, la structure, et le type de travées.

Voici quelques types de ponts courants :

1. Pont à poutres :

Un pont à poutres est un type de pont dont l'élément porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ces ponts sont conçus pour permettre aux véhicules de relier deux endroits séparés par un obstacle, et leur tablier comprend des poutres longitudinales situées sous la chaussée. Les poutres peuvent être fabriquées à partir de différents matériaux tels que le métal, le béton armé, le béton précontraint, le bois ou des matériaux composites. Ce type de pont exerce principalement une réaction verticale sur ses appuis intermédiaires ou d'extrémités, et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.



Figure I. 1 : Pont à poutres

2. Pont à voûtes :

Un pont à voûtes, également connu sous le nom de ponts en maçonnerie, est un type de pont qui fonctionne principalement en compression. Les voûtes sont des structures en forme de dôme ou de demi-dôme qui permettent de transmettre les charges verticales et horizontales sur les piliers (piles) et les culées. Les matériaux utilisés pour la construction de voûtes sont généralement la pierre, le béton, ou d'autres matériaux solides. Les efforts principaux dans une structure de voûtes sont les efforts de compression.

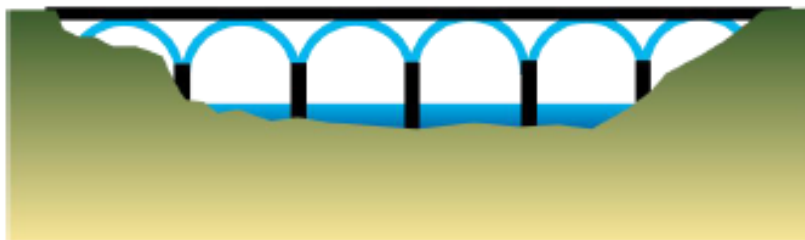


Figure I. 2 : Pont à voûtes

3. Pont en arc :

Un pont en arc est un type de pont soutenu par des structures porteuses en arcs, qui peuvent être en pierre, en brique, en acier ou en béton. Le tablier du pont est en forme d'arc, et le principe du pont en arc consiste à transférer une partie du poids du pont horizontalement contre les butées

de l'un ou l'autre côté. Les ponts en arc sont constamment comprimés, par conséquent les Romains employaient la pierre, un matériau facilement disponible et durable, pour les construire. Les ponts en arc sont souvent associés aux ponts en maçonnerie, mais ils peuvent également être en béton armé ou en béton précontraint.

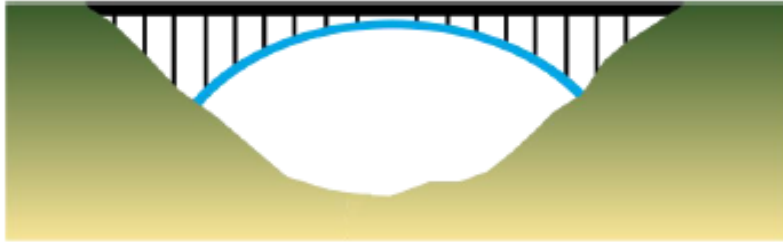


Figure I. 3 : Pont en arc

4. Pont suspendu :

Un pont suspendu est un ouvrage métallique dont le tablier est attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées, sur les berges. Contrairement à tous les autres ponts, les ponts suspendus exercent une traction horizontale sur leur point d'appui. Ce type de pont permet d'avoir des portées importantes, mais présente également un certain nombre d'inconvénients. Les ponts suspendus se distinguent par la traction horizontale exercée sur leurs points d'appui, et leur tablier est attaché par des tiges de suspension verticales à des câbles flexibles ou des chaînes.



Figure I. 4 : Pont suspendu

I.3. Présentation du projet :

Le présent pont se situe dans l'échangeur de gare de péage, L'ouvrage projeté servira au franchissement de la bretelle autoroutière au niveau du PK 27+284.67, il est situé à environ 700m l'Autoroute EST-OUEST. L'endroit retenu l'implantation de cet ouvrage présente une topographie plate constituée par des terres à vocation agricole.

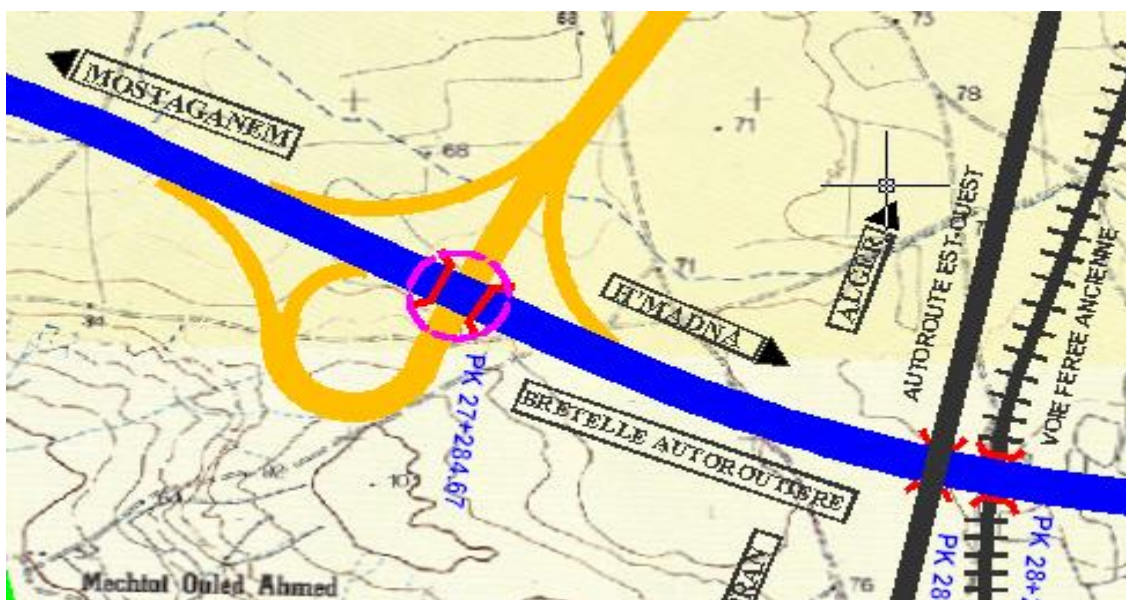


Figure I. 5 : Vue général (localisation de l'ouvrage)

I.4. Description de l'ouvrage :

Il s'agit d'un ouvrage à deux travées de 25.00m composée de 09 poutres en Béton précontrainte sous un biais de 100.00gr, surmontées par un hourdis de 20cm et croisées par des entretoises aux abouts.

I.4.1. La superstructure :

La structure est un œuvre d'art composée de 2 travées d'une longueur de 2 x 25,00 mètres et fait partie de l'axe principal de l'autoroute. La structure est droite (100gr). Le tablier a une largeur de 16.60 mètres. Il a été conçu avec des dimensions de 2 x 9 poutres double en précontraintes par post-tension, d'une longueur de 25m et d'une hauteur de 1.30m en plus d'une dalle supérieure de 25 cm bétonnée sur place.

I.4.2. L'infrastructure :

La fondation est proposée avec 16 pieux de 1,20 m de diamètre, une hauteur sous semelle de 1.50 m et un largeur de 17.00 m. Les plans indiquent la longueur estimée des pieux.

I.5. Données fonctionnelles :

I.5.1. Tracé en plan :

Lors de l'élaboration de tout projet routier l'ingénieur doit commencer par la recherche du couloir de la route dans le site concerné.

Le tracé en plan est une succession de droites reliées par des liaisons. Il représente la projection de l'axe routier sur un plan horizontal qui peut être une carte topographique ou un relief schématisé par des courbes de niveau.

Les caractéristiques des éléments constituant le tracé en plan doivent assurer les conditions de confort et de stabilité et qui sont données directement dans les codes routiers en fonction de la vitesse de base et le frottement de la surface assuré par la couche de roulement.

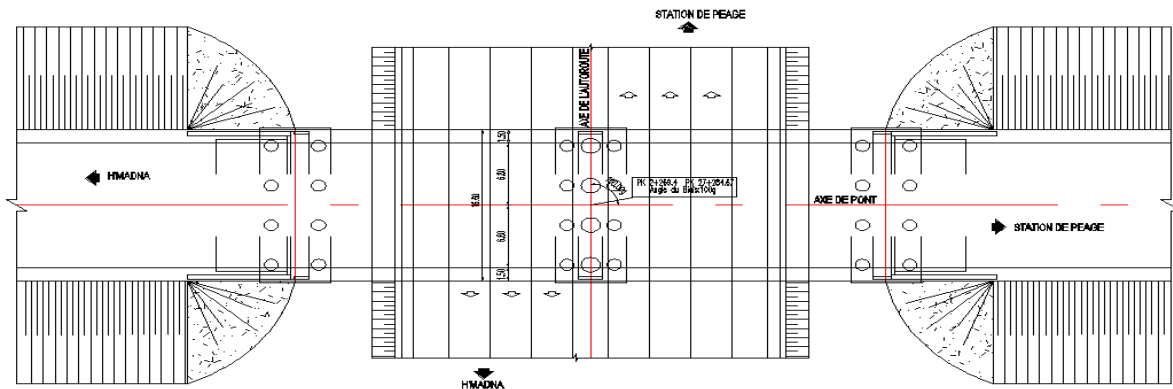


Figure I. 6 : Vue en plan de l'ouvrage

I.5.2. Profil en long :

Le profil en long d'une route est une ligne continue obtenue par l'exécution d'une coupe longitudinale fictive, donc il exprime la variation de l'altitude de l'axe routier en fonction de l'abscisse curviligne.

Le but principal du profil en long est d'assurer pour le conducteur une continuité dans l'espace de la route afin de lui permettre de prévoir l'évolution du tracé et une bonne perception des points singuliers.

Le profil en long est toujours composé d'éléments de lignes droites raccordés par des paraboles.

Présentation et Prédimensionnement de l'ouvrage

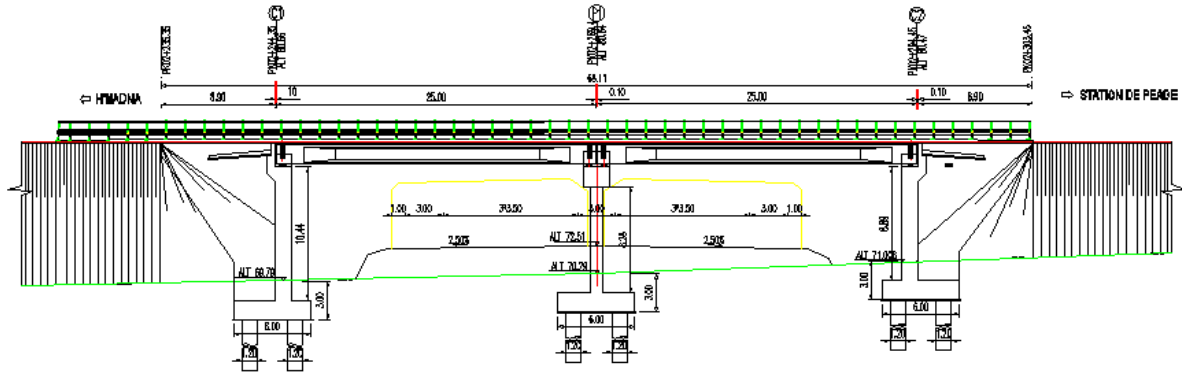


Figure I. 7 : Coupe longitudinale

I.5.3. Profil en travers :

Le profil en travers est une coupe transversale menée selon un plan vertical perpendiculaire à l'axe de la route projetée.

Un projet routier comporte le dessin d'un grand nombre de profils en travers, pour éviter de rapporter sur chacun de leurs dimensions, on établit tout d'abord un profil unique appelé « profil en travers type » contenant toutes les dimensions et tous les détails constructifs.

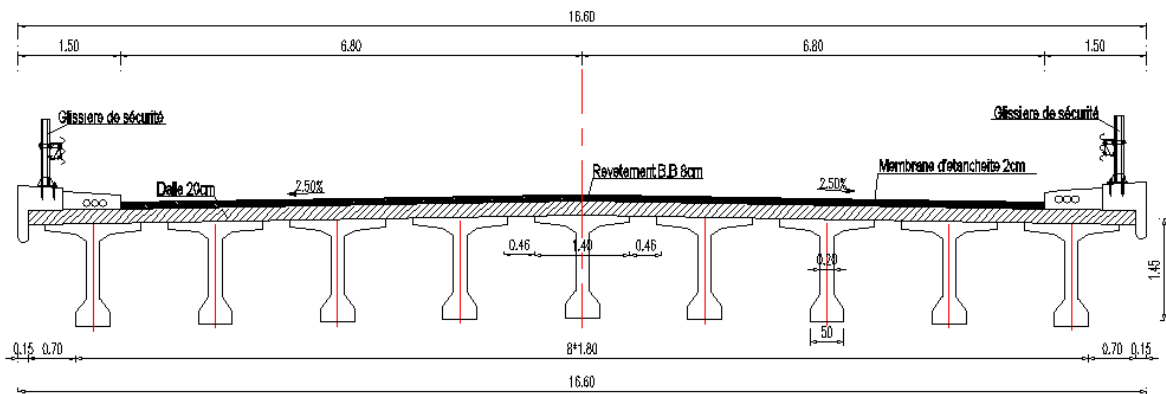


Figure I. 8 : Coupe transversale

I.5.4. Caractéristique transversale de l'ouvrage :

- Deux trottoirs de 1.50m.
- Deux bandes d'arrêt d'urgence de 2.00m.
- Deux voies de circulation de 4.00 m.
- La largeur totale de 16.60m.
- Les trottoirs ont une largeur de 1.50m chacun et se composent de dalles préfabriquées posées sur contre bordure d'un côté et contre corniche d'un autre.

Ce tablier vient s'appuyer sur une pile et deux culées rattachées à des murs en retour et supportant chacune des dalles de transition.

La pile est constituée d'un chevêtre de 1.60m de hauteur, appuyé sur des colonnes circulaires de 1.20m de diamètre.

I.6. Prédimensionnement du tablier :

Le pré dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments de la structure ou de l'ouvrage en respectant certain règles et principes pratique de la construction.

Les documents utilisés durant le prédimensionnement de l'ouvrage les normes françaises à savoir les normes et guides de conception issues des études du SETRA (VIPP) et les prescriptions du BAEL 91.

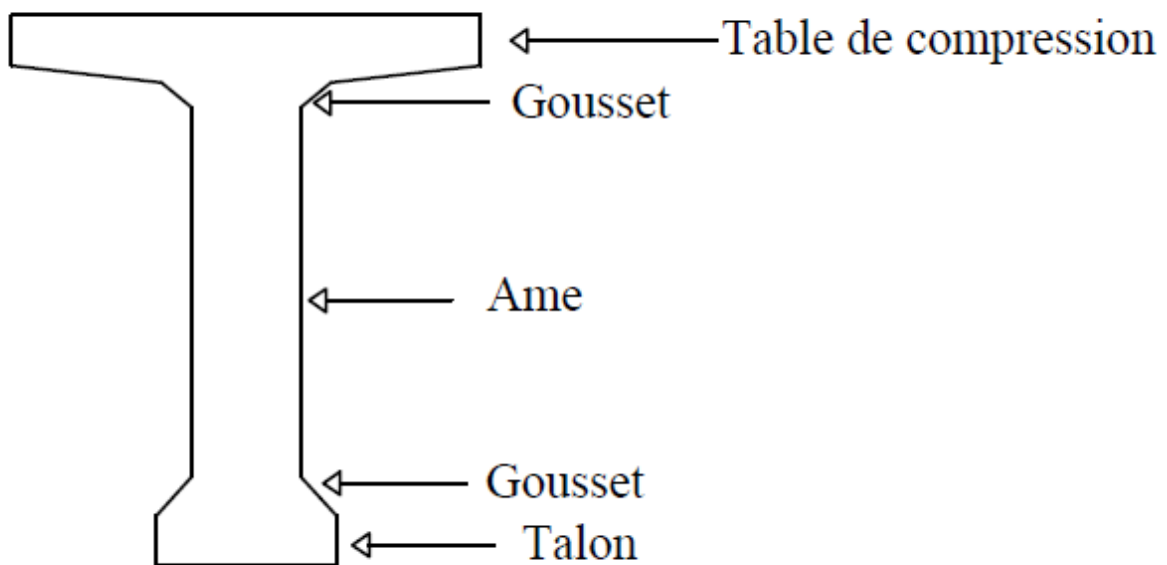


Figure I. 9 : Détail d'une poutre

I.6.1. Hauteur de la poutre :

Pour des raisons économiques On considère généralement que l'élancement optimal L/h se situe entre 17 et 20.

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

Avec :

L : est la portée d'une travée,

$$L = 25 - (2 \times 0.5) = 24m$$

h_t : la hauteur totale de tablier,

- Pour le tablier de :

$$\frac{24}{20} \leq h_t \leq \frac{24}{17} \Rightarrow 1.2 \leq h_t \leq 1.41$$

On prendre une hauteur de « $h = 1,30 \text{ m}$ » pour la hauteur de la poutre.

I.6.2. Table de compression :

La largeur « b » de la table de compression doit être suffisante pour empêcher le déversement latéral pendant les opérations de manutention. Pour alléger les poutres dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des tables de compressions

Cette largeur dépend de nombreux critères et peut être calculée comme suit :

D'après les documents "V.I.P. P" :

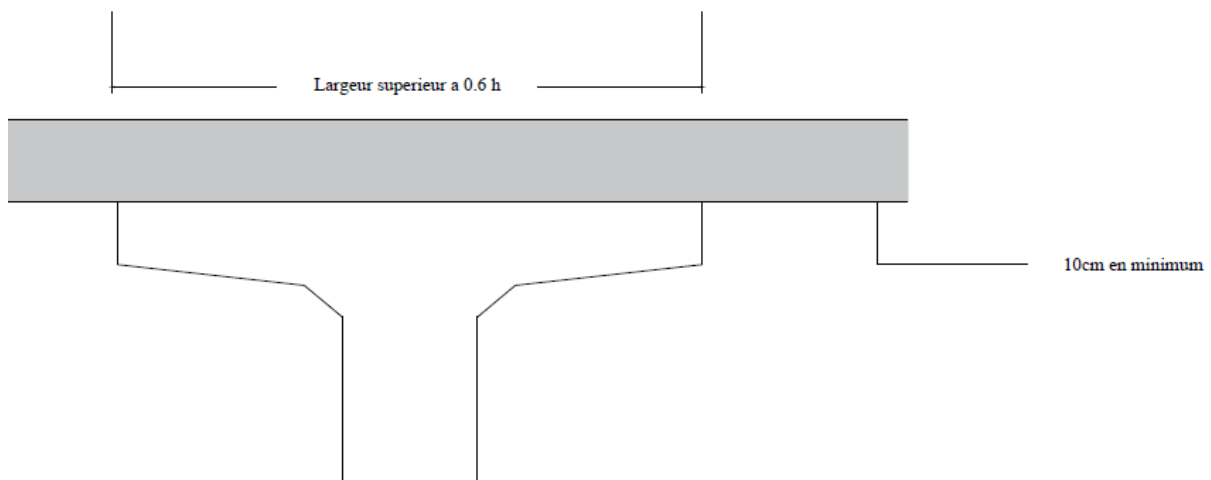


Figure I. 10 : Table de compression et hourdis général

I.6.2.1. Largeur de la table de compression :

$$b > 60\% \times h_t = 0.6 \times 1.30 \Rightarrow b > 0.78m$$

- ✓ On prendre une largeur de la table de compression de « $b = 1,30 \text{ m}$ ».

Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, la largeur ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur. Dans le cas plus fréquent d'un hourdis général coulé par-dessus les poutres, l'épaisseur extrême est aussi

faible que possible, mais, en pratique, l'épaisseur de la table de compression pourra être donnée d'environ 10 cm.

I.6.2.2. Epaisseur de la table de compression :

On prendre une épaisseur de la table de compression de « $e = 10 \text{ cm}$ ».

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- Il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton,
- Il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme,
- Il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

I.6.3. 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.

I.6.3.1. Largeur du Talon :

La largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m,

- ✓ On prendre une largeur du talon de « $B_0 = 0.60 \text{ m}$ ».

I.6.3.2. Hauteur du talon :

La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m.

- ✓ On prendre une hauteur du talon de « $t = 0.13 \text{ m}$ ».

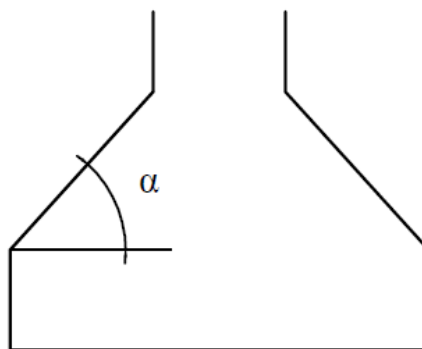


Figure I. 11 : Forme de talon (SETRA, 1996)

I.6.4. 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 :

$$b_0 > (ht / 40) + 0,09 \rightarrow b_0 > (1,30 / 40) + 0,09 > 0,1225\text{m}$$

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

✓ On prendre : **$b_{ot} = 0.25 \text{ m}$** .

➤ L'épaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme de la poutre doit respecter les conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion et au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Fatigue.

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 : **$b_{oa} = 0.60 \text{ m}$** .

I.6.5. L'entretoise :

Les entretoises assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

➤ L'épaisseur de l'entretoise :

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

✓ On prend : **$e = 30 \text{ cm}$**

I.6.6. Hourdis :

L'hourdis joue un triple rôle :

- IL est considéré comme une dalle de couverture.
- IL supporte les surcharges et les transmet aux poutres.
- IL joue le rôle d'entretoisement transversal.

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

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

I.6.7. L'espacement entre axe des poutres :

L'espacement des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres.

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

Dans le cas de cet ouvrage : $\lambda = 1.80\text{m}$

I.6.8. Nombres des poutres :

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. Il est déterminé par cette relation :

$$N = \left(\frac{La}{\lambda} \right) + 1$$

- La : est la distance entre axe des poutres de rive.

$$La = 1.80 \times 8 = 14.4 \text{ m}$$

- Avec $\left(\frac{La}{\lambda} \right)$ c'est le nombre des espacements.

$$N = \left(\frac{14.4}{1.80} \right) + 1 = 9$$

I.6.9. 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 :

Bi : section brute (aire de la section brute)

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

Ni : 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.

$$Y_G = \frac{\sum_{i=0}^5 n_i \cdot B_i \cdot y_i}{\sum_{i=0}^5 n_i \cdot B_i}$$

a. Section médiane sans hourdis :

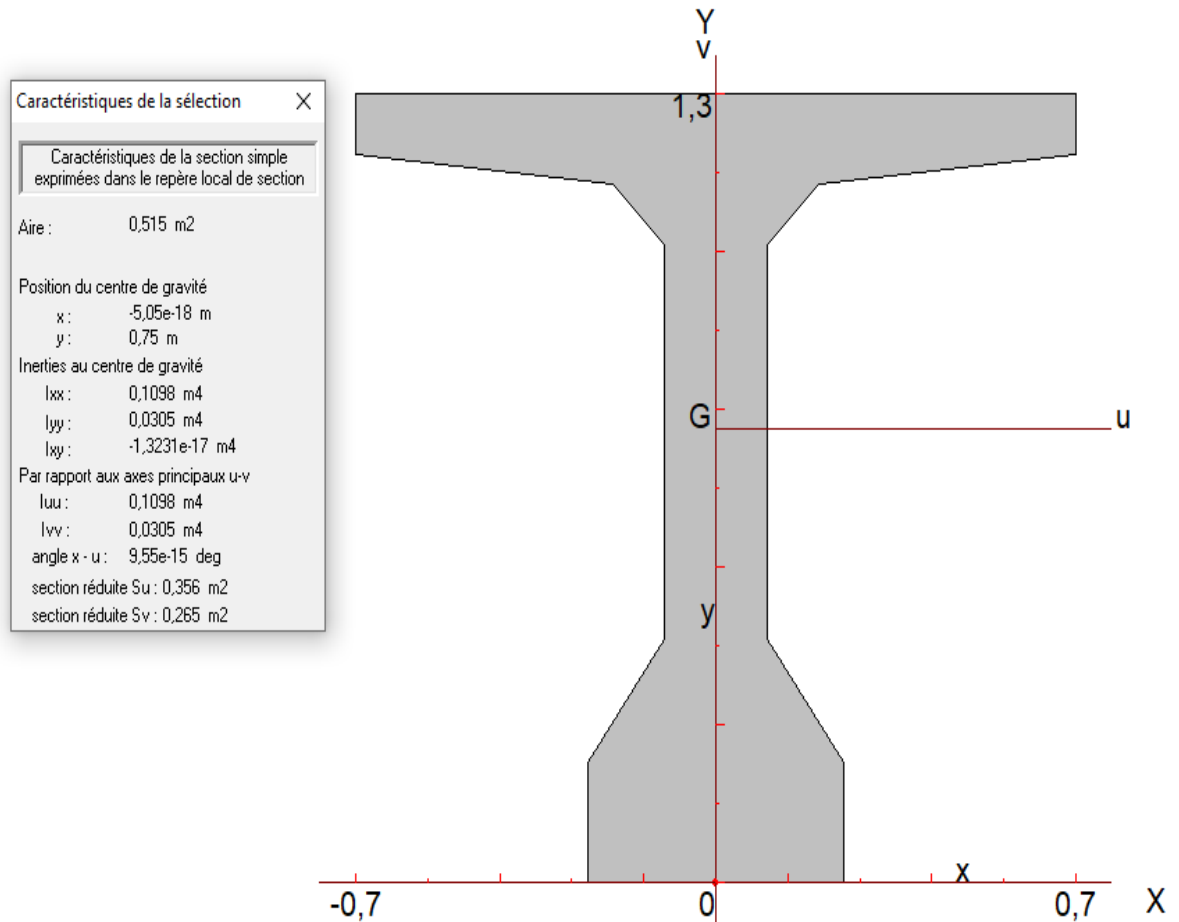


Figure I. 12 : Caractéristiques de section médiane sans hourdis dans le repère global

$$V' = Y_G = 0.75 \text{ m.}$$

$$V = H - V' = 1.3 - 0.75 = 0.55 \text{ m}$$

$$B = 0.515 \text{ m}^2$$

$$\text{Le rendement : } \rho = \frac{I_{GX}}{B \times v' \times v} = \frac{0.1098}{0.515 \times 0.55 \times 0.75} = 0.5168$$

➤ $\rho = 51.68\%$

b. Section médiane avec hourdis :

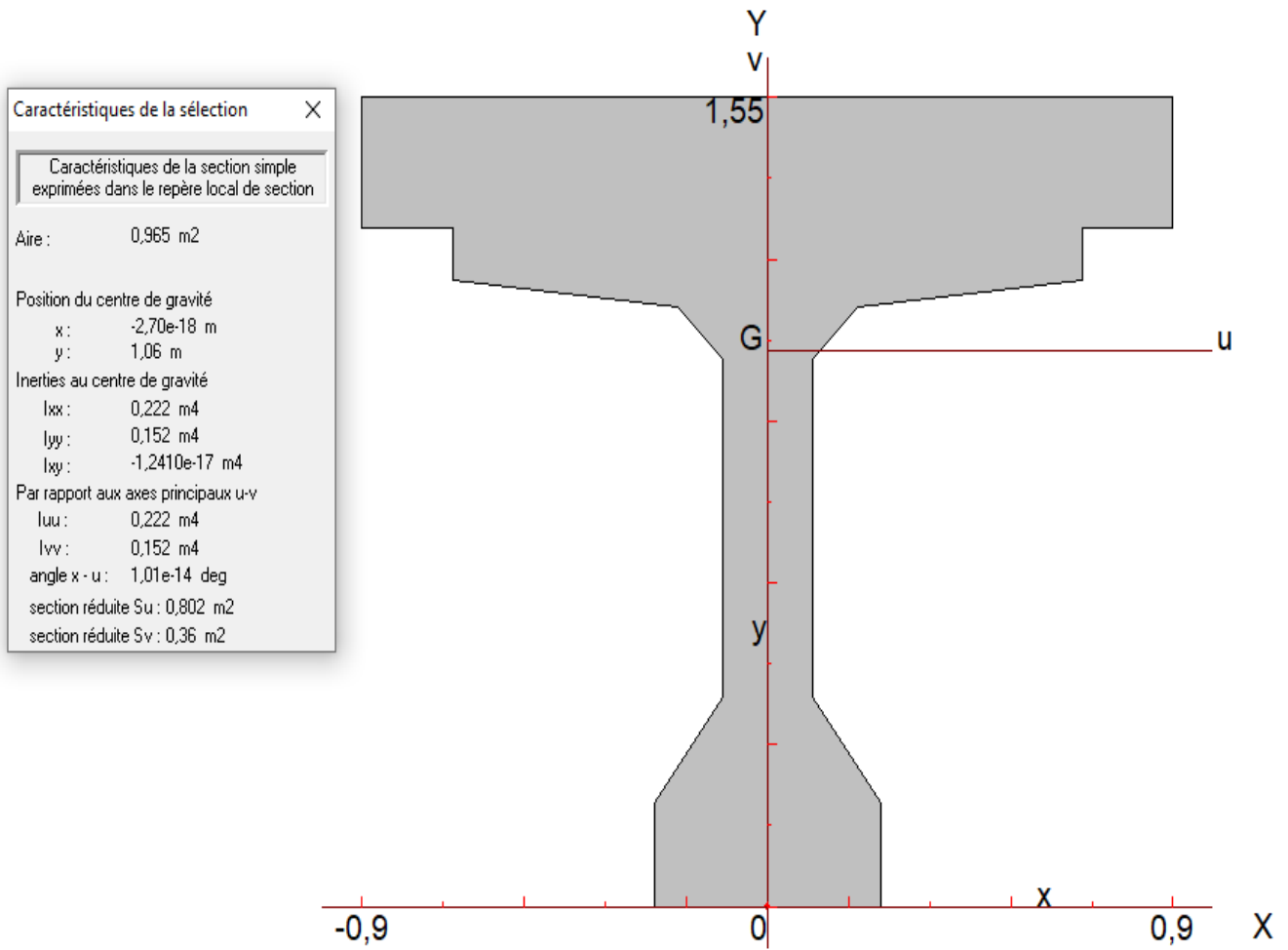


Figure I. 13 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis

$$V' = YG = 1.06 \text{ m.}$$

$$V = 0.49 \text{ m}$$

$$B = 0.965 \text{ m}^2$$

$$\text{Le rendement : } \rho = \frac{I_{GX}}{B \times v' \times v} = \frac{0.222}{0.965 \times 0.49 \times 1.06} = 0.4429$$

$$\rightarrow \rho = 44.29\%$$

c. Section d'about sans l'hourdis :

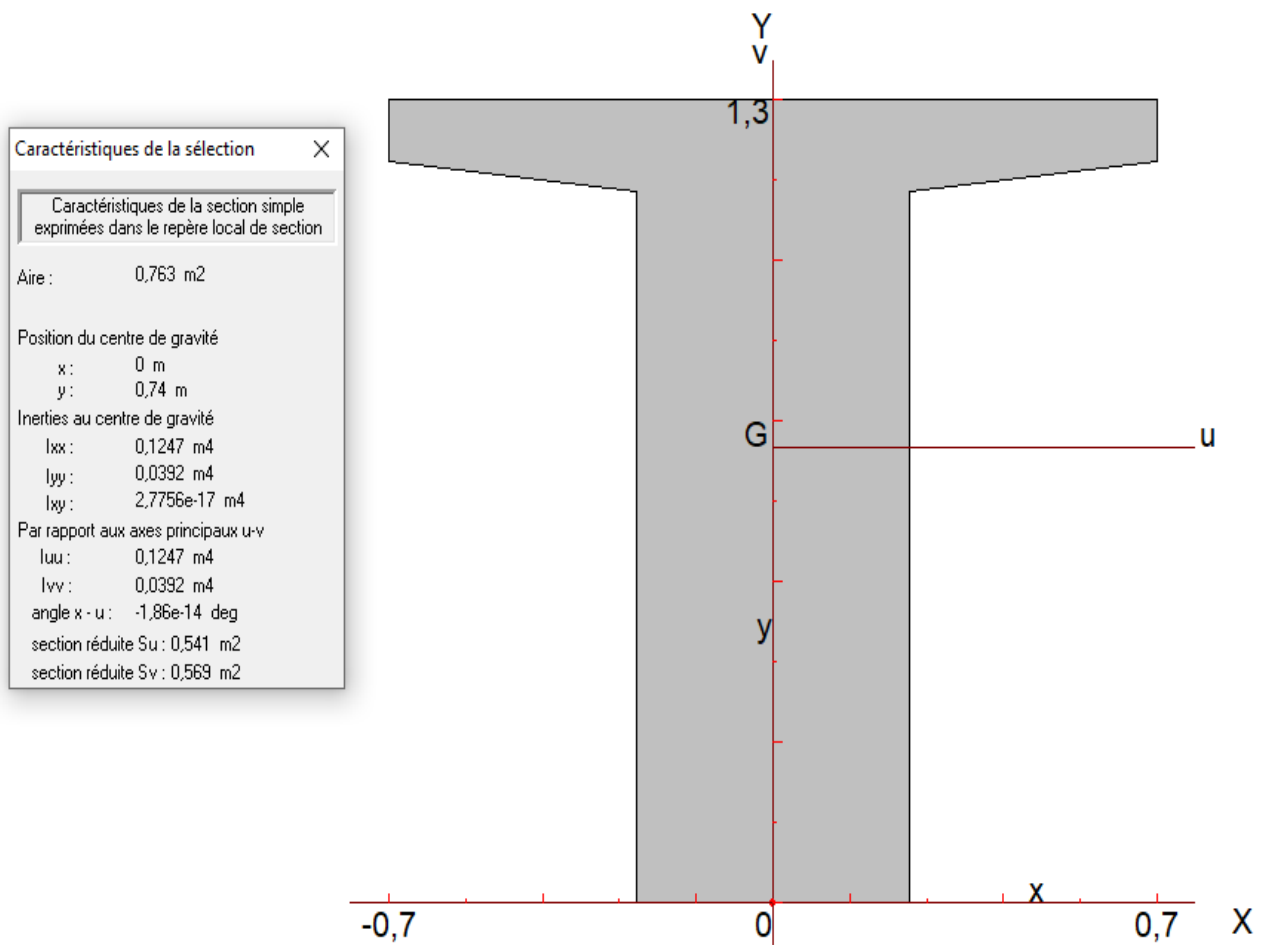


Figure I. 14 : Caractéristiques de section d'about sans hourdis dans le repère global

$$V' = YG = 0.74 \text{ m.}$$

$$V = 0.56 \text{ m}$$

$$B = 0.763 \text{ m}^2$$

$$\text{Le rendement : } \rho = \frac{I_{GX}}{B \times v' \times v} = \frac{0.1247}{0.763 \times 0.56 \times 0.74} = 0.3943$$

$$\Rightarrow \rho = 39.43\%$$

d. Section d'about avec hourdis :

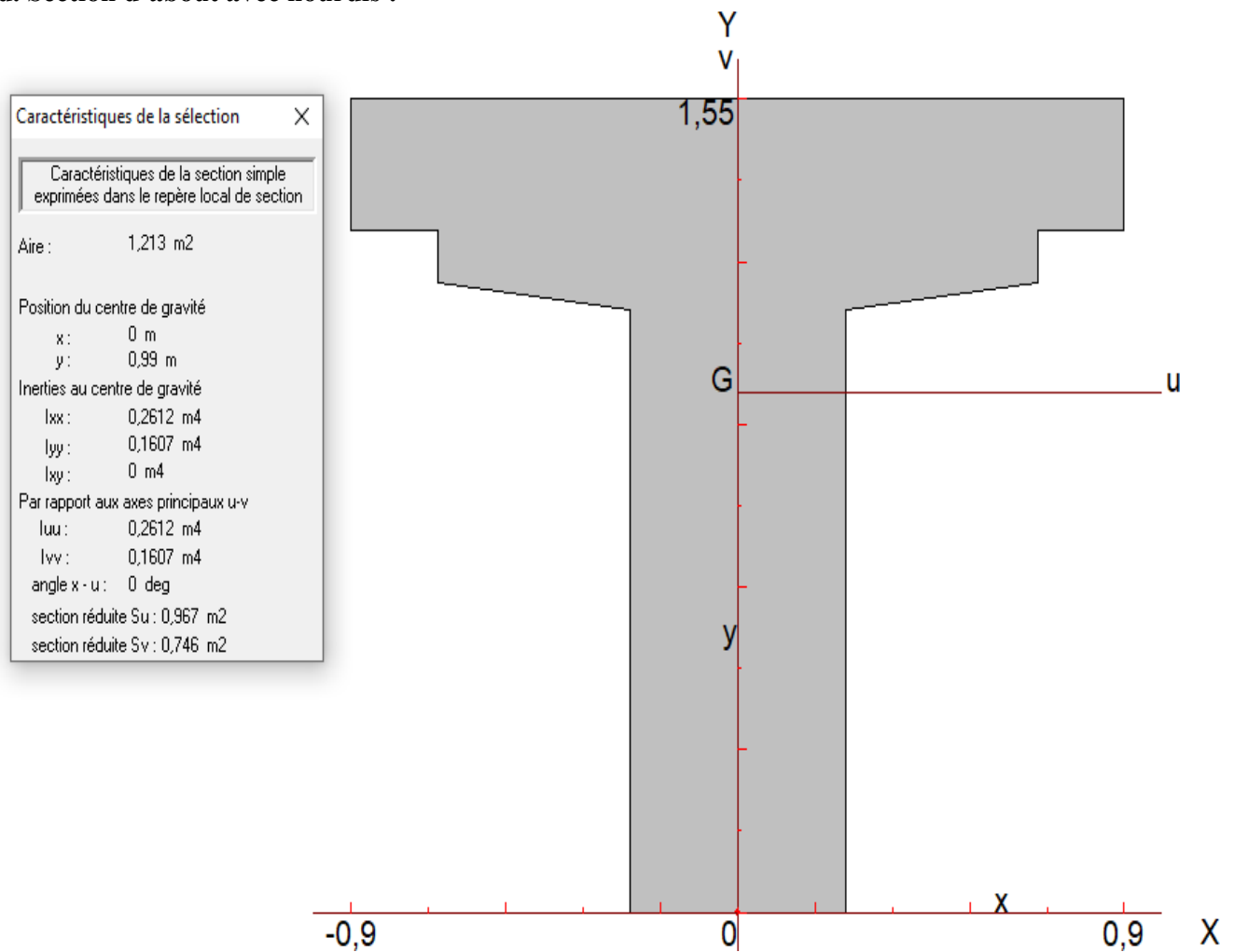


Figure I. 15 : Caractéristiques de section d'about avec hourdis dans le repère global

$$V' = YG = 0.99 \text{ m.}$$

$$V = 0.56 \text{ m}$$

$$B = 1.213 \text{ m}^2$$

$$\text{Le rendement : } \rho = \frac{I_{GX}}{B \times v' \times v} = \frac{0.2612}{1.213 \times 0.99 \times 0.56} = 0.388$$

$$\rightarrow \rho = 38.84\%$$

I.6.10. 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.

I.7. Caractéristiques des matériaux :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec notre calcul.

I.7.1 Béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de ciment, de granulats (sable, gravier et eau) et éventuellement d'adjuvants dans des proportions étudiées. La qualité des composants, des méthodes de fabrication et de mise en œuvre sont tous des facteurs qui déterminent la qualité du béton. Le béton armé est utilisé sous contrainte plus élevée, mais il ne diffère pas beaucoup du béton précontraint.

Caractéristiques mécaniques du béton :

I.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 :

$$f_{c_j} = \begin{cases} f_{c28} \text{ MPa si } j \geq 28 \text{ jours.} \\ \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } j \leq 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

| Béton | Résistance |
|---------------------------------|----------------------|
| Béton de Propreté et gros Béton | RN 15 ; Fc 28=15 MPa |
| Semelles | RN 30 ; Fc 28=30 MPa |
| Culées et Piles | RN 30 ; Fc 28=30 MPa |
| Dalle du Tablier | RN 35 ; Fc 28=35 MPa |
| Dalle du Transition | RN 30 ; Fc 28=30 MPa |
| Corniche Préfabriquée | RN 30 ; Fc 28=30 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 : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$

$$f_{t28} \begin{cases} \text{Pour la dalle on a : 2.7 MPa} \\ \text{Pour les poutres on a : 2.7 MPa} \\ \text{Pour les appuis (culées,piles,les semelles de fondation) on a : 2.4 MPa} \end{cases}$$

I.7.1.2. Contraintes admissibles :

- A la compression :
 - En état limite ultime (ELU) :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

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

$$\gamma_b \begin{cases} 1.5 \text{ En situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 \text{ En situations accidentelles.} \end{cases}$$

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

D'où :

$$f_{bu} \begin{cases} 17 \text{ MPa} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa.} \\ 22.17 \text{ MPa} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa.} \\ 19.83 \text{ MPa} & \text{En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25.86 \text{ MPa} & \text{En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \end{cases}$$

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

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

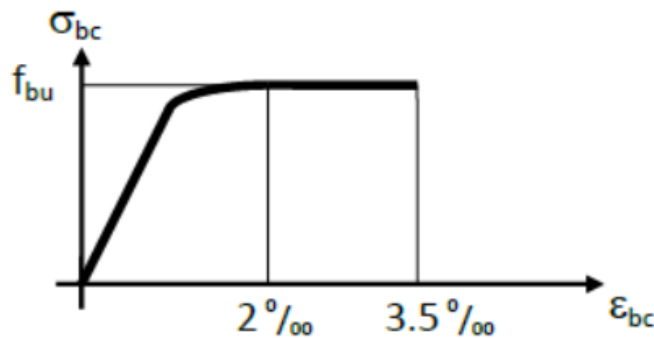


Figure I. 16 : Diagrammes Contrainte Déformation

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 :

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

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

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

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

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

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 $\sigma_t=0$ $\tau_1^2 = 0.4 f_{tj} (f_{tj})$

I.7.1.3. Module de déformation longitudinale du béton E :

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

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

- Module de déformation différée (longue durée) :

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

I.7.1.4. 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).

I.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 limiter la fissuration.

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

Les armatures de précontrainte exigent 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 :

$$\sigma_{p0} = (0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg})$$

Avec :

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

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

Tableau I. 2 : Caractéristiques de l'acier de la précontrainte

| Acier | |
|----------------------------|---------------------------|
| Armature (haute adhérence) | 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 200000 \text{ MPa pour les barres.} \\ 200000 \text{ MPa pour les barres.} \end{array} \right.$$

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

Diagramme contrainte déformation :

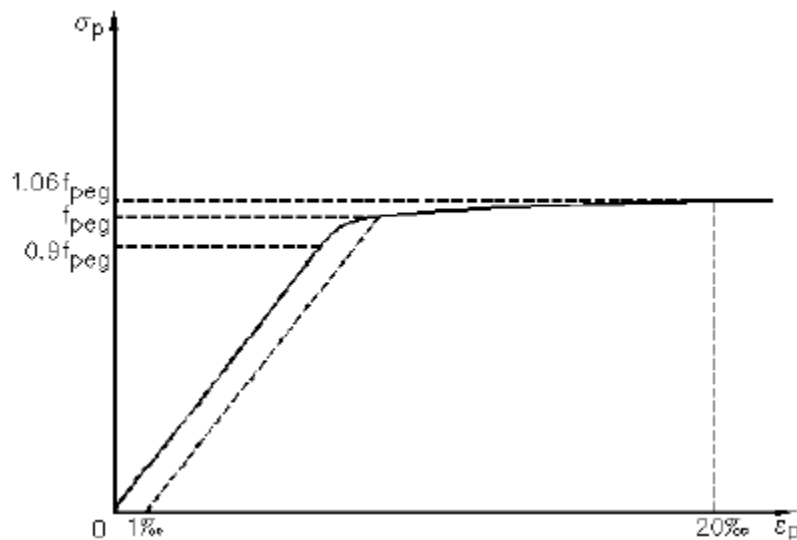


Figure I. 17 : Diagramme contrainte-déformation pour les fils tréfilés et les torons

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 :

$n = 1 \rightarrow$ Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6 \rightarrow$ Aciers à haute adhérence.

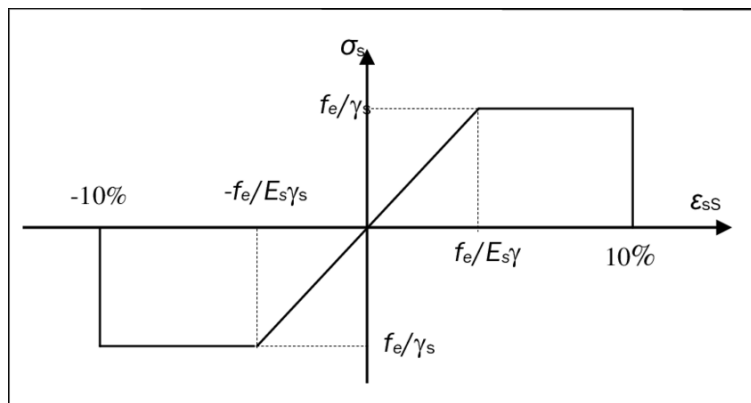


Figure I. 18 : Diagramme de contrainte – déformation

I.8. Données naturelles :

Les données naturelles sont récoltées directement sur le site du projet, elles sont fixes et inchangées, et nécessaires pour l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage ainsi que l'ouvrage lui-même.

I.8.1. Données Climatiques :

I.8.1.1. Vent :

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- Pression horizontale :
 - ✓ $P_H=2 \text{ KN/m}^2$ en exploitation
 - ✓ $P_H=1.25 \text{ KN/m}^2$ en construction

Prendre en compte un vent oblique développant des pressions verticales. Leur intensité est :

- Pression verticale :
 - ✓ $P_V=1 \text{ KN/m}^2$ en exploitation
 - ✓ $P_V=0.65 \text{ KN/m}^2$ en construction

La surface frappée dans ce cas correspond à la projection horizontale du tablier.

I.8.1.2. Humidité :

L'humidité relative est supposée égale à : $RH = 48\%$.

I.8.1.3. Température :

Selon la réglementation en vigueur, tenant en compte que la structure est située au nord de l'Algérie, la gamme de températures est située entre $+35^\circ\text{C}$ et -15°C .

La valeur de calcul pour la structure est la différence entre les valeurs limites précédentes, et la température à laquelle est construite la structure, variable entre 10 et 20°C . Par conséquent, on considère les actions suivantes :

Refroidissement : $\Delta T = -15 - 20 = -35^\circ\text{C}$.

Réchauffement : $\Delta T = +35 - 10 = +25^\circ\text{C}$.

I.8.1.4. La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

I.9. Données Sismiques :

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

Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : négligeable.
- Zone I : Faible.
- Zone IIa : moyenne.
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée.

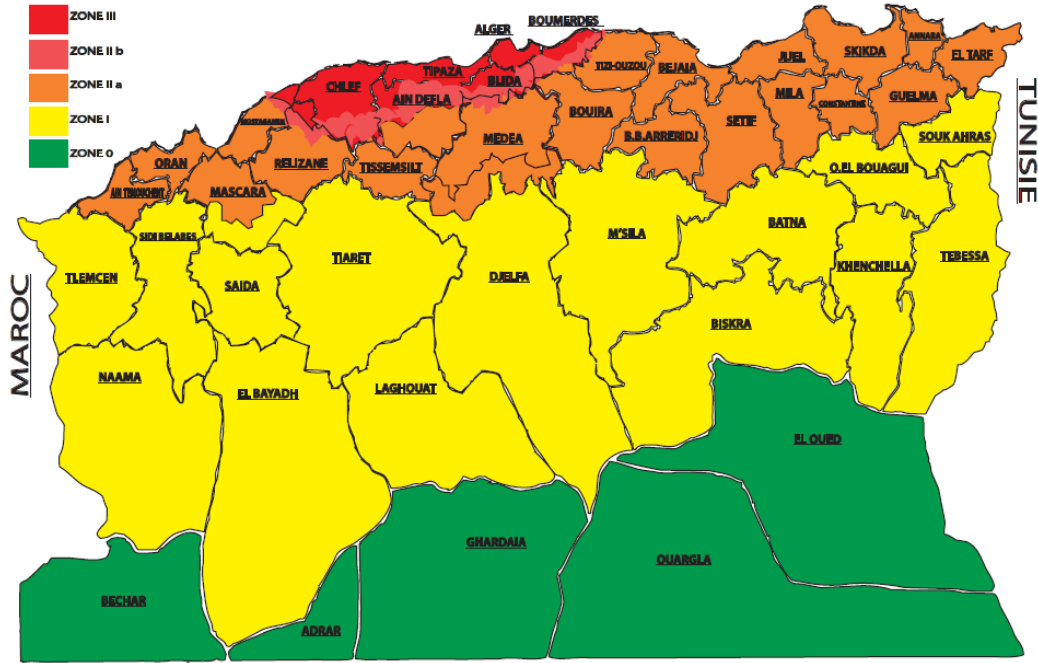


Figure I. 19 : Micro-zonation sismique de l'Algérie (selon le RPOA)

D'après l'Annexe B du RPOA la wilaya de Mostaganem se trouve dans la zone IIa.

D'après la classification des groupes de pont : route autoroutière → groupe 02.

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

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

Tableau I. 3 : Coefficient d'accélération de zone

| Groupe 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

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

✓ **Catégorie S1 : (site rocheux)**

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $V_S \geq 800\text{m/s}$.

✓ **Catégorie S2 : (site ferme)**

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très sûr consolidées sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400\text{ m/s}$ à partir de 10m de profondeur.

✓ **Catégorie S3 : (site meuble)**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200\text{m/s}$ à partir de 20m de profondeur.

✓ **Catégorie S4 : (site très meuble)**

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

Dans cette projet la classe de site est de Catégorie **S3** : (site meuble).

I.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 (initial) 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, il doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées. Les charges ont été évaluées à partir de règlement algérien DTR-RCPR 2008 concernant les ponts route. On peut classer les charges du pont selon 3 catégories :

I.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.

I.10.1.1. Les éléments porteurs :

1. Poids propre de la dalle :

- L'épaisseur de la dalle est de $e_h = 0.25\text{ m}$.
- Largeur de la dalle est de $L = 16.30\text{ m}$.
- Poids volumique du béton est de $\gamma_b = 25\text{ KN/m}^3$

D'où le poids de la dalle est de :

$$g_h = e_h \times L \times \gamma_b$$

$$g_h = 0.25 \times 16.30 \times 25$$

$$g_h = 101.875 \text{ KN / ml}$$

2. Poids propre de la poutre :

- Poutre de travée intermédiaire $L = 25\text{m}$

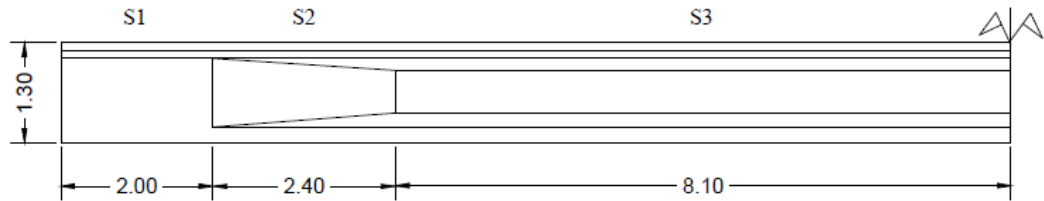


Figure I. 20 : Vue en élévation de poutre de travée intermédiaire

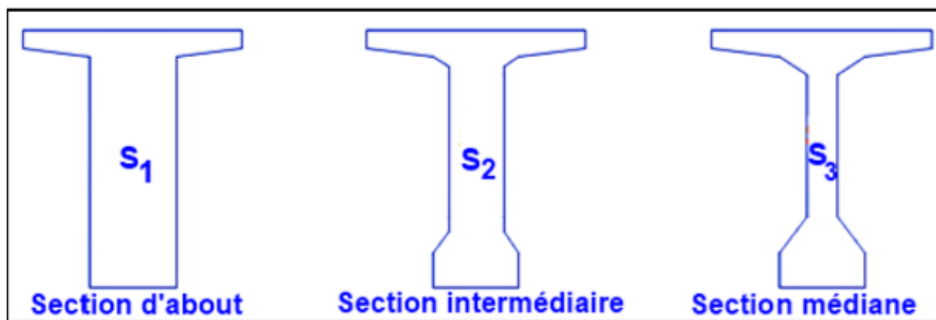


Figure I. 21 : Sections transversales de la poutre de travée intermédiaire

S : Section de la poutre (S_1, S_2, S_3)

- La poutre d'about $S_1 = 0.673 \text{ m}^2$

- La poutre médiane $S_3 = 0.515 \text{ m}^2$

- La poutre intermédiaire $S_2 = \frac{S_1 + S_3}{2} = \frac{0.673 + 0.515}{2} = 0.639 \text{ m}^2$

L : La longueur de la poutre (L_1, L_2, L_3)

- La poutre d'about $L_1 = 2 \text{ m}$

- La poutre médiane $L_3 = 8.10 \text{ m}$

- La poutre intermédiaire $L_2 = 2.40 \text{ m}$

G : le poids propre de la poutre $G_i = 2 \times \gamma_b \times L_i \times S_i$

γ_b : masse volumique du béton = 25 KN/m^3

- **Application numérique :**

$$G_1 = 2 \times \gamma_b \times L_1 \times S_1 = 2 \times 25 \times 2 \times 0.673 = 67.30 \text{ KN}$$

$$G_2 = 2 \times \gamma_b \times L_2 \times S_2 = 2 \times 25 \times 2.4 \times 0.639 = 71.28 \text{ KN}$$

$$G_3 = 2 \times \gamma_b \times L_3 \times S_3 = 2 \times 25 \times 8.10 \times 0.515 = 208.575 \text{ KN}$$

Le poids total de la poutre :

$$\Sigma G_i = (G_1 + G_2 + G_3) = 347.155 \text{ KN}$$

Le poids de la poutre par mètre linéaire :

Le tablier comporte 9 poutres, leurs poids par mètre linéaire est :

$$g_p = \frac{\Sigma G_i}{L_T} \times n = \frac{347.155}{25} \times 9 = 124.976 \text{ KN}$$

3. Poids propre du l'entretoise :

- Entretoise intermédiaire sans butée sismique ($L = 1.10 \text{ m}$) :

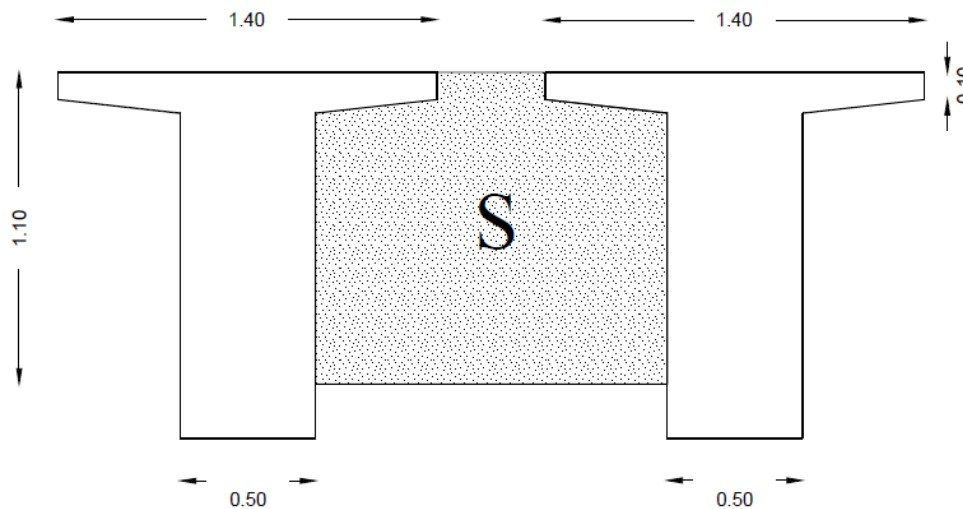


Figure I. 22 : L'entretoise sans butée sismique

- D'après calcul AutoCad la section de l'entretoise médiane : $S = 1.3825 \text{ m}^2$
- Nombre d'entretoise : 2
- L'épaisseur de l'entretoise : $e_p = 0.30 \text{ m}$
- Nombre de section : $N_s = N_{poutre} - 1 = 9 - 1 = 8$

D'où le poids des entretoises est de :

$$G_e = 2 \times S \times e_p \times \gamma_b \times N_s = 2 \times 1.3825 \times 0.3 \times 25 \times 8 = 165.90 \text{ KN}$$

Le poids de l'entretoise par mètre linéaire :

$$g_e = \frac{G_e}{L_r} = \frac{165.90}{25} = 6.636 \text{ KN / ml}$$

$$g_e = 6.636 \text{ KN / ml}$$

4. Poids de territoire :

- Épaisseur de territoire $e_p = 0.08 \text{ m}$
- Poids volumique de territoire $\gamma_b = 24 \text{ KN/m}^3$
- Largeur roulable $L_r = 13.60 \text{ m}$

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

$$g_i = e_p \times L_r \times \gamma_b$$

$$g_{\min} = 0.08 \times 13.6 \times 24 \times 0.5 = 13.056 \text{ KN / ml}$$

$$g_{\text{moy}} = 0.08 \times 13.6 \times 24 \times 1 = 26.112 \text{ KN / ml}$$

$$g_{\max} = 0.08 \times 13.6 \times 24 \times 1.5 = 39.186 \text{ KN / ml}$$

On prend $g_{\text{moy}} = 26.112 \text{ KN / ml}$

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 :

$$g_B = 9 \times 2 = 18 \text{ KN / ml}$$

• Charges permanentes totale du tablier :

Tableau I. 4 : Charges permanentes totale de tablier

| Élément | Poids Par KN/ml |
|--|-----------------|
| Poids propre de la dalle g_h | 101.875 |
| Poids propre de la poutre g_p | 124.976 |
| Poids propre du l'entretoise g_e | 6.636 |
| Poids de territoire g_{moy} | 26.112 |
| Poids de la barrière de sécurité g_B | 18 |

Poids total du tablier : $g_t = \sum (g_h + g_p + g_e + g_{\text{moy}} + g_B) = 277.599 \text{ KN / ml}$

Poids total du tablier : $G_t = g_t \times L_t = 277.599 \times 25 = 6939.975 \text{ KN}$

I.10.2. Charges dues au trafic :

D'après les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (DTR-RCPR, 2009).

I.10.2.1. Données générales :

1. Largeur roulable (L_r) :

Elle est définie comme étant la largeur comprise 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 se déduit de la largeur roulable :

- En enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe.
- En conservant cette même 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 l'absence de disposition de retenue, tel que $L_c = L_r = 13.6m$

3. Nombre de voies :

- Dans notre projet la chaussée comporte de 2 voies.

4. Largeur d'une voie :

C'est la largeur chargeable divisée par le nombre de voie.

L_c : La largeur chargeable.

n : Le nombre de voie.

v : la largeur de voie.

$$v = \frac{L_c}{n} = \frac{13.6}{2} = 6.8m$$

5. Classe du pont :

On distingue trois classes de ponts, on fonction de leur largeur roulable.

Tableau I. 5 : Classes d'un pont

| Classe | Largeur roulable |
|--------|--------------------------------------|
| I | $L_r \geq 7 \text{ m}$ |
| II | $5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$ |
| III | $L_r < 5,50 \text{ m}$ |

D'après ce tableau :

$L_r = 13.6\text{m} > 7\text{m}$, donc le pont est de **classe I**.

1.10.2.2. Surcharges civiles :

1. Système de surcharge A (L) : (selon le DTR article 4 p23)

La chaussée supporte une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée :

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

L : La longueur chargée, exprimée en m.

$$L = 24\text{m}$$

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

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{24+12} = 12.30 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$A(l) = 12.30 \text{ KN} / \text{m}^2$$

La charge de $A(l)$ est multipliée par le coefficient a_1 de dégressivité transversale donné par le tableau suivant :

Tableau I. 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 $\begin{cases} \text{classe 1} \\ 2 \text{ voies} \end{cases} \rightarrow a_1 = 1$

À partir de $A(l)$ on calcule $A_1(l)$ selon la relation :

$$A_1(l) = \text{Max} \begin{cases} a_1 \times A(l) = 1 \times 12.30 = 12.30 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 4 - 0.002 \times L = 4 - 0.002 \times 24 = 3.952 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$
$$A_1(l) = 12.30 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Pour obtenir la charge final $A_2(l)$ le système $A_1(l)$ est multiplié par le coefficient a_2 décrit par :

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

v : la largeur d'une voie = 6.8 m

v_0 : Largeur donnée en fonction de la classe du pont.

Tableau I. 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 obtenue par l'équation :

$$A_2(l) = a_2 \times A_1(l) = 0.51 \times 12.30 = 6.273 \text{ KN} / \text{m}^2$$
$$A_2(l) = 6.273 \text{ KN} / \text{m}^2$$

2. Système des surcharges B : (selon le DTR article 5 p28)

Le système B comporte trois systèmes :

- Le système Bc ce compose par des camions types (300KN).
- Le système Br ce compose d'une roue isolée.
- Le système Bt ce compose par des essieux tandems.

Présentation et Prédimensionnement de l'ouvrage

a. Système de surcharge Bc :

Ce système se compose de camions types, le camion pèse 300 KN, il est composé de trois essieux : celui d'avant pèse 60 KN, les deux arrières pèsent 120 KN chacun.

- Le nombre de camion par file est limité à deux dans la sens longitudinale
- Transversalement, le nombre de camion par file est égale au nombre de voies de circulation disponible.

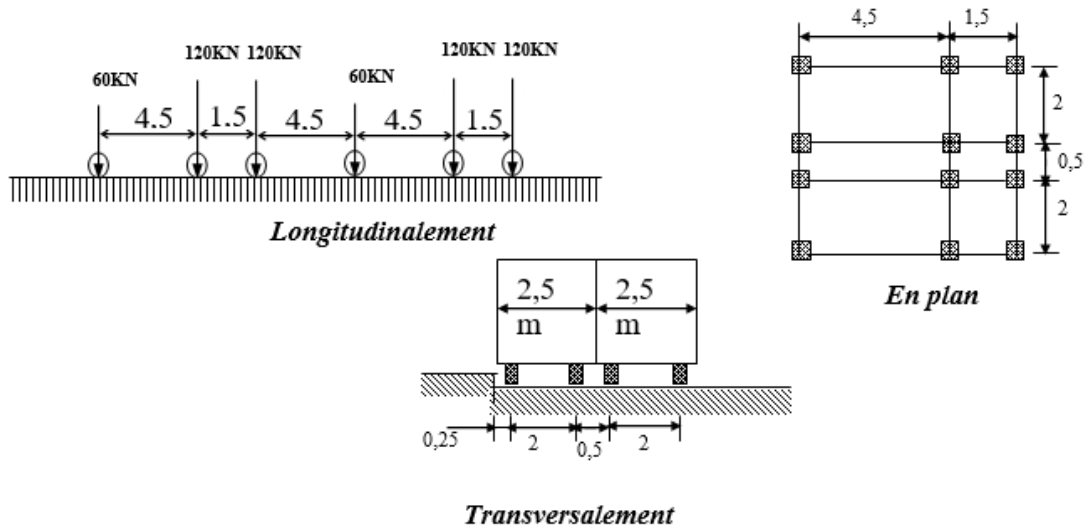


Figure I. 23 : Disposition du Système Bc

Les charges du système Bc sont multipliées par le coefficient bc qui dépend de la classe du pont et du nombre de files de camion disposés transversalement, et donné par le tableau suivant :

Tableau I. 8 : Les valeurs de bc

| 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 $\left\{ \begin{array}{l} \text{classe 1} \\ 2 \text{ voies} \end{array} \right. \rightarrow b_c = 1.10$

- **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.

$L = 24$ m

S : La surcharge maximale

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

$G = 6939.975 \text{ KN}$

S : poids total des essieux du système, le plus défavorable

- La longueur de 25 m, nous permet de mettre 2 camions dans le sens longitudinal.
- Dans les 2 voies qui existent, on peut mettre 2 files de camions dans le sens transversal.

La totalité de camion qui existe sera 4 camions donc :

$$B_c = 4 \times 300 = 1200 \text{ KN}$$

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

$$S = B_c \times b_c = 1200 \times 1.10 = 1320 \text{ KN}$$

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

En peut calculer le coefficient de majoration dynamique d'après l'équation :

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

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 24} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{6939.975}{1320}}$$

$$\delta_{bc} = 1.0962$$

b. Système de surcharge Bt :

Dans cette système le tandem type pèse 320 KN, il est composé de deux essieux identiques dont chacun pèse 160 KN. L'essieu est constitué de 2 roues simples munies de pneumatique, la surface d'impact d'une roue est un rectangle dont le côté transversal mesure 0.6 m et de côté longitudinal 0.25m.

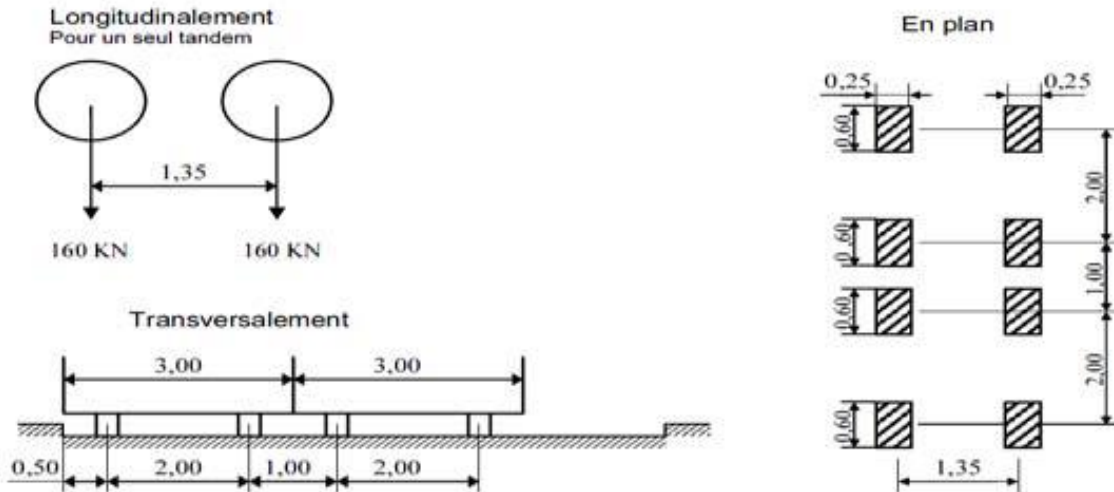


Figure I. 24 : Disposition de système Bt

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe.
- Le nombre de tandem est limité à deux dans le sens transversal.
- Il est affecté d'un coefficient de pondération b_t qui en fonction de la classe de pont
- Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- Transversalement, si le pont ne comporte qu'une seule voie on disposera un seul tandem, si le pont comporte deux voies et plus, le nombre maximal de tandems n'est limité de deux.

Tableau I. 9 : Les valeurs de b_t

| Classe du pont | I | II |
|-------------------------|------|----|
| b_t | 1.20 | 1 |

D'après ce tableau $\begin{cases} \text{classe 1} \\ \text{2 voies} \end{cases} \rightarrow b_t = 1.20$

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

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

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

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

$$G = 6939.975 \text{ KN}$$

$$L = 24 \text{ m}$$

En peut calculer le coefficient de majoration dynamique d'après l'équation :

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

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 24} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{6939.975}{768}}$$

$$\delta_{bt} = 1.0851$$

c. Système de surcharge Br :

Il se compose d'une roue isolée transmettant un effort de « 100KN », à travers une surface d'impact rectangulaire de 0.6×0.3 m.

La roue Br peut être placée n'importe où sur la largeur rouable, pourvue que le sens de déplacement de la roue suit l'axe longitudinal du tablier.

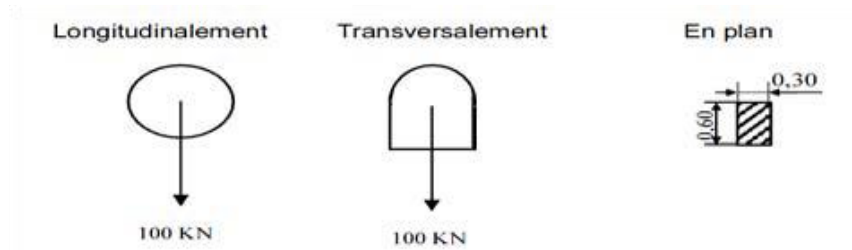


Figure I. 25 : Disposition du system Br

$$B_r = 100KN$$

$$S = B_r = 100KN$$

$$G = 6939.975KN$$

$$L = 24 \text{ m}$$

En peut calculer le coefficient de majoration dynamique d'après l'équation :

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

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 24} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{6939.975}{100}}$$

$$\delta_{bt} = 1.0711$$

3. Système militaire Mc120 : (selon le DTR article 9 p44)

Les véhicules de types militaires sont souvent plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

Il est constitué de deux chenilles, le poids total des véhicules est de 1100 KN.

- Transversalement : un seul convoi est supposé circuler sur la largeur chargeable L_c , quel que soit le nombre de voies disponible.
- Longitudinalement : le nombre de convois disposés parallèlement à l'axe du pont, n'est pas limité, la distance minimale de deux véhicules consécutifs est de 30,5 m.

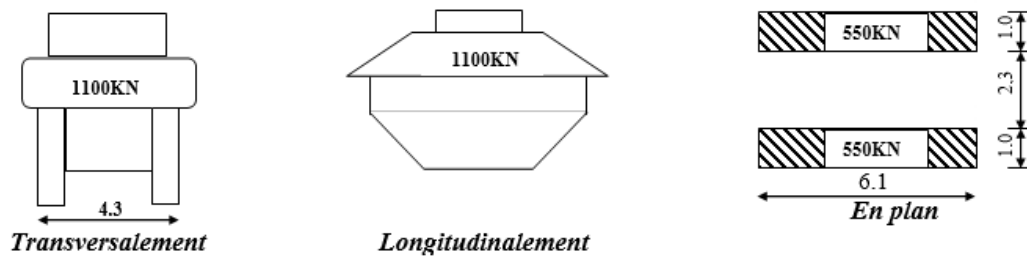


Figure I. 26 : Disposition du Convoi militaire Mc120

$$G = 6939.975KN$$

$$L = 24 \text{ m}$$

$$S = 1100KN$$

En peut calculer le coefficient de majoration dynamique d'après l'équation :

$$\delta_{mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$$

$$\delta_{mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 24} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{6939.975}{1100}}$$

$$\delta_{mc120} = 1.0918$$

4. Charge exceptionnelle D240 : (selon le DTR article 10.2 p46)

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

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. $P = 2400\text{KN}$.

La longueur est de 18,6 m

$$Q_{D240} = \frac{P}{L} = \frac{2400}{18.60}$$

$$Q_{D240} = 129.032\text{KN} / \text{ml}$$

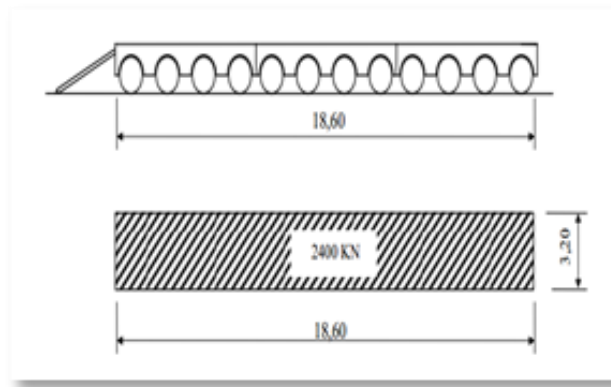


Figure I. 27 : Charge exceptionnelle D240

1.10.2.3. L'effort de freinage :

Elle est développée par l'un des deux systèmes « $A(l)$ » ou « Bc ». Cette force est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

La force F_r est maximum des deux effets $A(l)$ et Bc .

1. Freinage du au système $A(l)$: (selon le DTR article 6.2 p37)

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

Avec :

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

Tel que : $S = L \times L_c$

$$S = L \times L_c$$

$$S = 24 \times 13.6$$

$$S = 326.40\text{m}^2$$

$$A_1(l) = 12.30\text{KN} / \text{m}^2$$

$$F_{fr}(A_1(l)) = \frac{A_1(l) \times S}{20 + 0.0035 \times S} = \frac{12.30 \times 326.40}{20 + 0.0035 \times 326.40} = 190.044 \text{ KN}$$

$$F_{fr}(A_1(l)) = 190.044 \text{ KN}$$

2. Freinage du au système Bc : (selon le DTR article 6.3 p38)

Parmi les camions disposés sur le pont, un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids.

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

$$F_{fr}(B_c) = 300 \times 1.10$$

$$F_{fr}(B_c) = 330 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{fr} = \text{Max} \left(F_{fr}(A_1(l)) ; F_{fr}(B_c) \right)$$

$$F_{fr} = \text{Max} \left(190.043 ; 330 \right)$$

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

1.10.2.4. Force centrifuge : (selon le DTR article 7 p38)

Elle est produite uniquement par le système Bc, et ce dans les tabliers qui représentent des courbes en plan (R= 1200 m).

$$F_c = n_c \times B_c \times b_c \times \delta_{bc} \times \frac{80}{R}$$

n_c : Nombre de camions

B_c : Charge de la système Bc.

b_c : Coefficient de multiplication dépendent de la classe du pont.

δ_{bc} : Coefficient de majoration dynamique de la système Bc.

$$F_c = n_c \times B_c \times b_c \times \delta_{bc} \times \frac{80}{R}$$

$$F_c = 4 \times 300 \times 1.10 \times 1.0980 \times \frac{80}{1200}$$

$$F_c = 96.624 \text{ KN}$$

I.11. Charges sismiques :

Compte tenu des caractéristiques de cette structure, l'action sismique est déterminée par la méthode du période fondamentale de vibration dans les directions principales, tenant en compte pour cela, le spectre élastique défini dans la norme RPOA-2008, sur la base des paramètres suivants :

a. Données de projet :

- Zone : **IIa**
- Groupe de pont : **groupe 2**
- Classification de site : **S3**

b. Composante horizontale :

- $A(m/s^2)$: **0.25**
- ξ (%), béton précontrainte : **5.00**
- $g (m/s^2)$: **9.81**
- η : **1**
- S : **1.2**
- $T1$: **0.20**
- $T2$: **0.50**

c. Composante verticale :

- $A(m/s^2)$: **0.25**
- ξ (%), béton précontrainte : **5.00**
- $g (m/s^2)$: **9.81**
- η : **1**
- α : **0.70**
- $T1$: **0.20**
- $T2$: **0.40**

I.12. Combinaisons d'actions :

Les Etats-Limites Ultimes sont liés à la rupture des sections ou éléments, donnant lieu à l'épuisement de la structure. Pour cela, les sollicitations (S_d) sont prises en compte dans les calculs une fois pondérées les valeurs les plus représentatives (généralement les caractéristiques), grâce à l'utilisation des coefficients partiels corrects, ce qui sera détaillé plus tard. D'autre part, la performance (R_d) maximale de chaque section ou élément est le résultat de la prise en compte des caractéristiques géométriques de la section, ainsi que de la performance des matériaux constitutifs une fois qu'elles ont été pondérées à la baisse suivant les coefficients également donnés dans ce document.

I.12.1. 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 : $\lambda = 0$

I.12.2. 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 :**

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

Au contraire de ce qu'il a été dit pour les Etats-Limites Ultimes, les **Etats-Limites de Service** sont associés à la perte de fonctionnalité de la structure. Les sollicitations (Sd) sont cette fois ci évaluées en utilisant les valeurs représentatives, généralement sans les avoir pondérés. Pour le calcul de (Sd), ces valeurs représentatives seront par contre affectées par des coefficients de combinaison, permettant la prise en compte de la probabilité d'occurrence simultanée (concomitance) de plusieurs actions.

I.12.3. Etats limites de service :

- **ELS - Combinaisons rares :**

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

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

$$1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + T$$

$$1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + \Delta\theta \times G_{\max} + G_{\min} + W$$

- **ELS - Combinaisons fréquentes :**

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

- **ELS - Combinaisons quasi permanentes :**

$$G_{\max} + G_{\min}$$

Avec les notations suivantes :

ΔT : la variation uniforme de température.

$\Delta\theta$: le gradient thermique vertical.

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_r : les charges de chaussées $A(l)$ ou B avec les charges de trottoirs.

Q_{rp} : les charges militaires ou exceptionnelles.

A_d : la charge accidentelle.

W : vent sur ouvrage.

$\beta = 1.20$: pour Bc et $\beta = 1$ pour les autres.

I.13. Conclusion :

La prise en compte des données naturelles et fonctionnelles ainsi que l'évaluation minutieuse des charges permanentes et surcharges d'exploitation sont des éléments essentiels pour concevoir un pont solide, économique et esthétique. En effet, ces éléments permettent de déterminer les combinaisons d'actions qui seront appliquées à la structure du pont, afin d'évaluer les efforts internes et les contraintes développés lors d'une analyse statique et dynamique. Il est donc essentiel de respecter les règles techniques et les réglementations de calcul pour garantir la résistance et la durabilité de l'ouvrage.

Chapitre II

Modélisation Statique du pont

II.1. Introduction :

Le deuxième chapitre se concentre à la modélisation de notre ouvrage à l'aide du logiciel CSI-Bridge. Dans ce chapitre, nous allons utiliser ce logiciel pour créer un modèle numérique de notre structure, en prenant en compte les différentes caractéristiques géométriques et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés. Cette modélisation numérique permettra de simuler les comportements mécaniques de l'ouvrage sous diverses charges.

II.2. Généralités sur le logiciel CSiBridge :

CSiBridge est un logiciel spécialisé conçu pour l'analyse et la conception de structures de ponts, offrant une gamme d'outils puissants pour la modélisation sophistiquée et les besoins en ingénierie. Ce logiciel permet la modélisation de divers systèmes de ponts tels que les ponts suspendus, à haubans et les ponts surélevés pour répondre à différents besoins en ingénierie. CSiBridge intègre des fonctionnalités de modélisation avancées et des techniques d'analyse pour prendre en compte les effets dynamiques, le comportement inélastique et la non-linéarité géométrique.

Dans l'ensemble, CSiBridge est un logiciel pour l'ingénierie des ponts qui simplifie le processus de modélisation, d'analyse, d'optimisation de conception tout en fournissant des rapports complets pour aider les ingénieurs dans leurs projets de ponts.



Figure II. 1 : Logiciel D'analyse CSi Bridge 2024

II.3. Modélisation :

CSiBridge est un logiciel intégrant la modélisation, l'analyse et la conception de structures de ponts, offrant une polyvalence et une productivité exceptionnelles. Les ingénieurs peuvent définir facilement des géométries complexes, des conditions aux limites et des cas de charge, avec des modèles paramétriques utilisant des termes familiers aux ingénieurs de ponts.

Le logiciel crée des modèles d'objets en colonne, en coque ou en solide qui se mettent à jour automatiquement en fonction des paramètres de définition du pont.

CSiBridge permet une conception rapide et facile ainsi que la rénovation de ponts en acier et en béton. Le modeleur paramétrique offre la possibilité de construire des modèles de ponts simples ou complexes et d'apporter des modifications efficacement tout en conservant un contrôle total sur le processus de conception.

II.3.1. Définition du modèle :

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

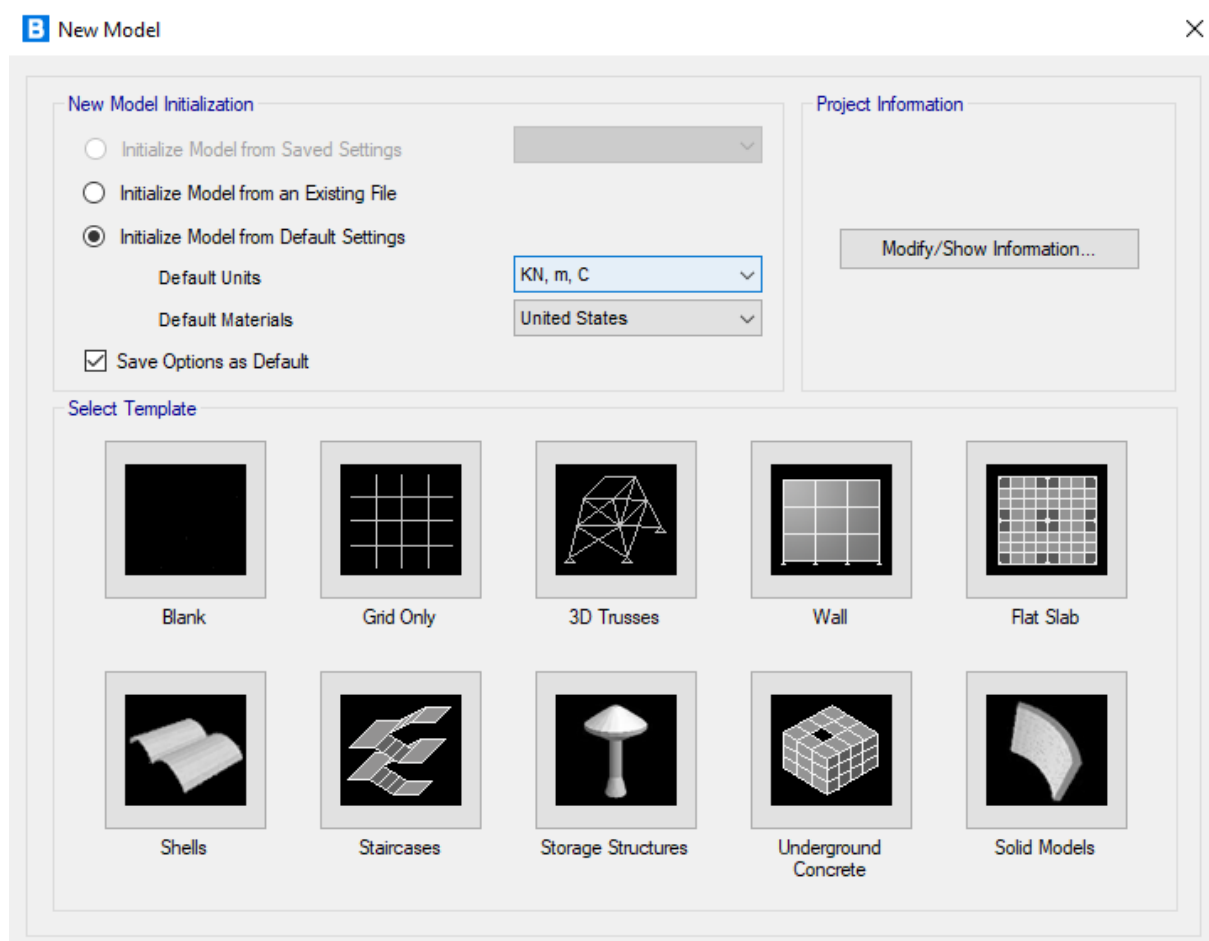


Figure II. 2 : Choix d'unité et de Modèle

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

En premier lieu, la ligne de parcours traverse le tablier. Les alignements horizontal et vertical du pont, ainsi que les voies de la chaussée, sont définis par eux. Il est possible que ces lignes soient droites ou courbes dans le plan horizontal ou vertical.

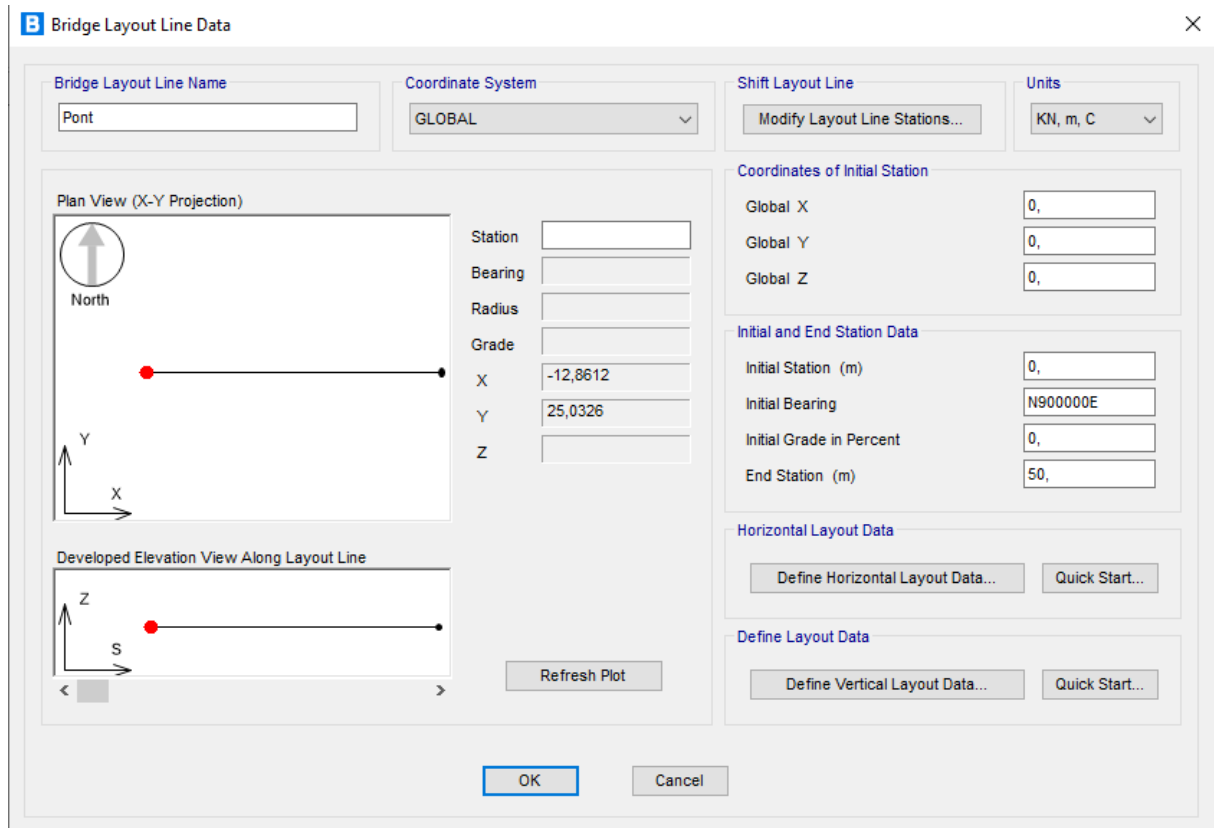


Figure II. 3 : Introduction des lignes du pont

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 ».

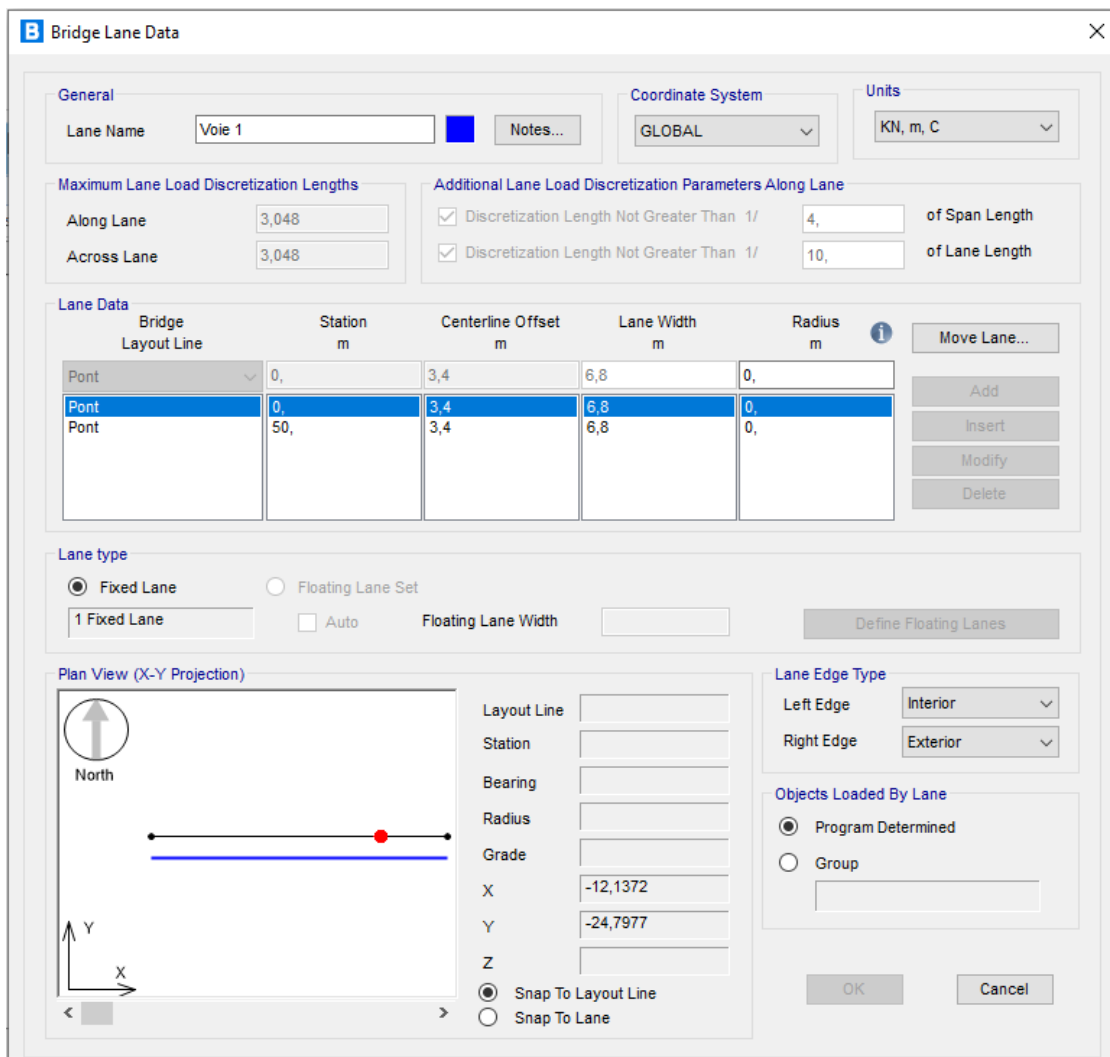


Figure II. 4 : Définition des voies de circulation

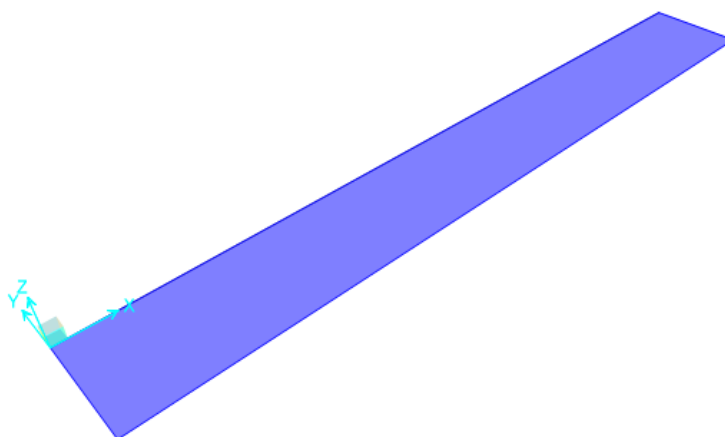


Figure II. 5 : Affichage de la voie 01

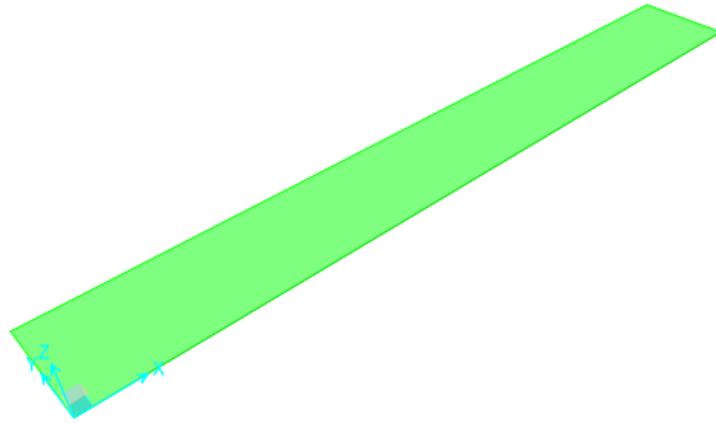


Figure II. 6 : Affichage de la voie 02

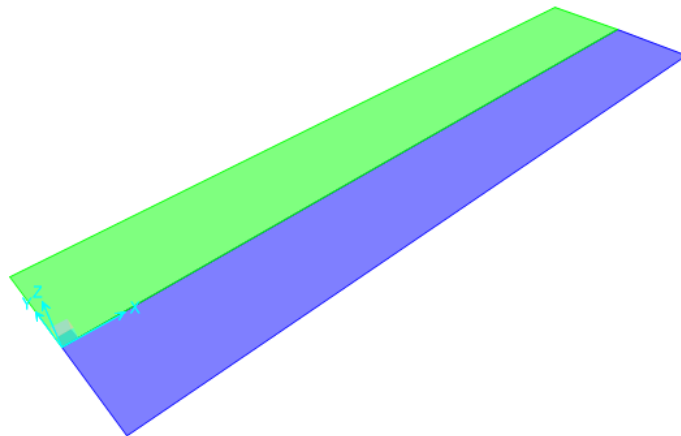


Figure II. 7 : Affichage des voies

II.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** ».

B Material Property Data ×

General Data

Material Name and Display Color: Concrete 35 ■

Material Type: Concrete ▼

Material Grade:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: **Units**

Mass per Unit Volume:

KN, m, C ▼

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E:

Poisson, U:

Coefficient Of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c :

Expected Concrete Compressive Strength:

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

Figure II. 8: Introduction des caractéristiques mécaniques

Il est possible d'utiliser plusieurs types de sections telles que les poutres en acier (poutre en I, H, etc.) et aussi en béton (circulaire, carré et en T).

II.3.4. Définition des poutres :

Les poutres dans notre pont n'ont pas une section constante, le long de la travée pour cela on doit créer deux sections de poutre intermédiaires et une autre section d'about dans « **components** » → « **Frame properties** » → « **I girder** »

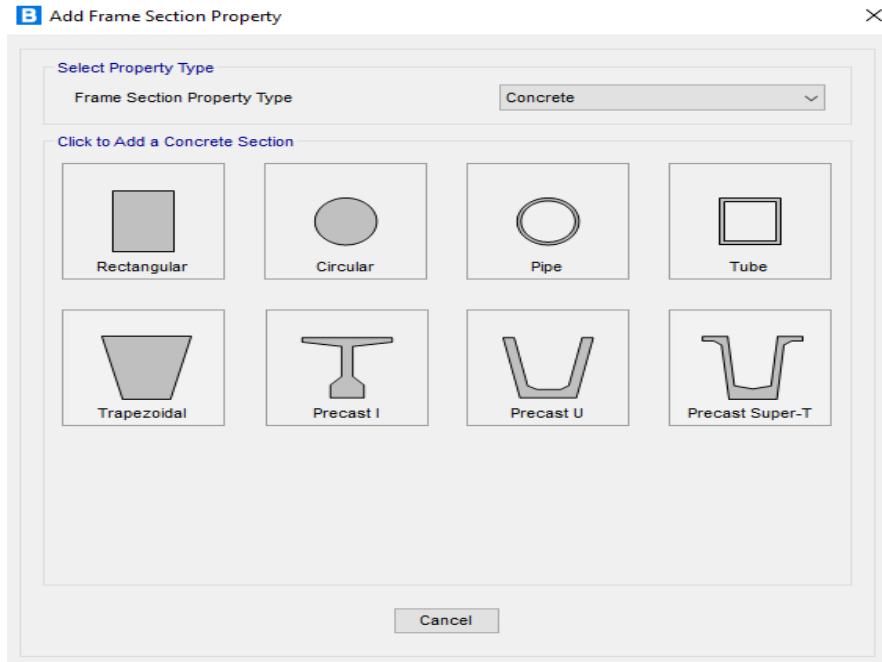


Figure II. 9 : Dimensionnement de sections en béton

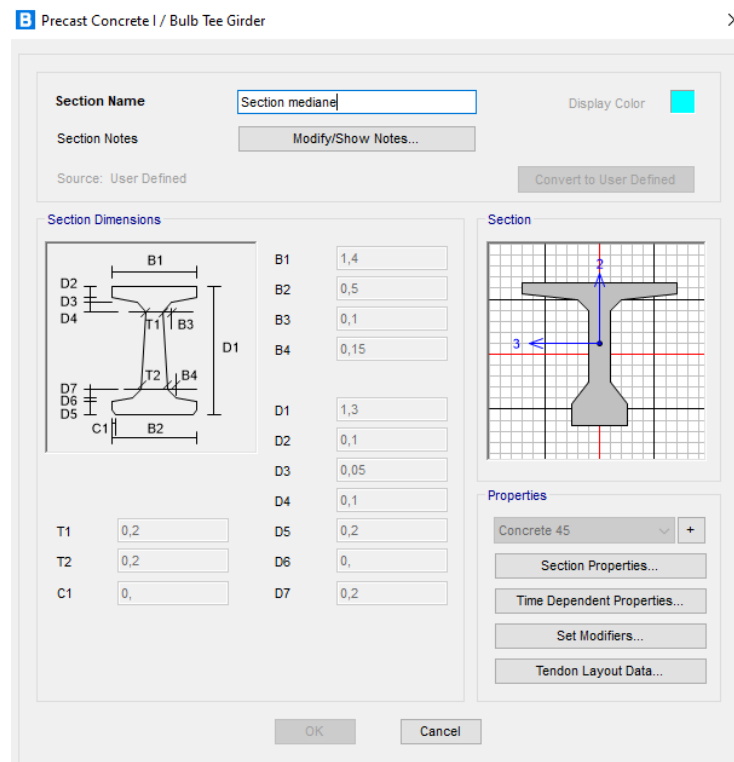


Figure II. 10 : Section médiane

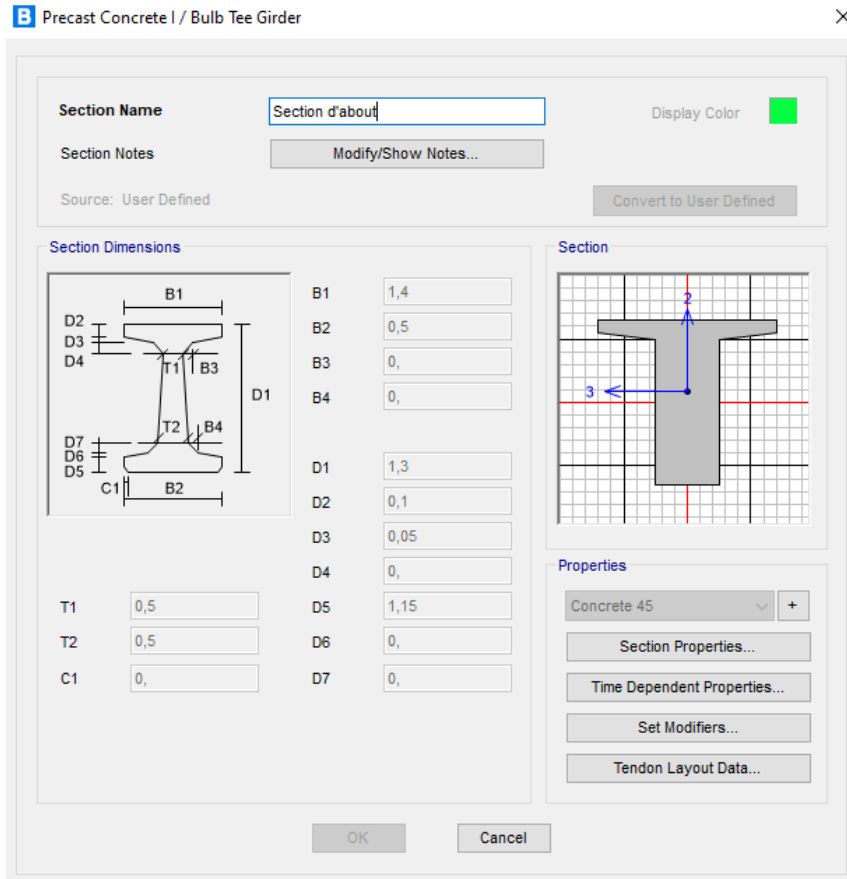


Figure II. 11 : Section d'about

Après la définition des sections du poutres (I et T), On définit la section variable.

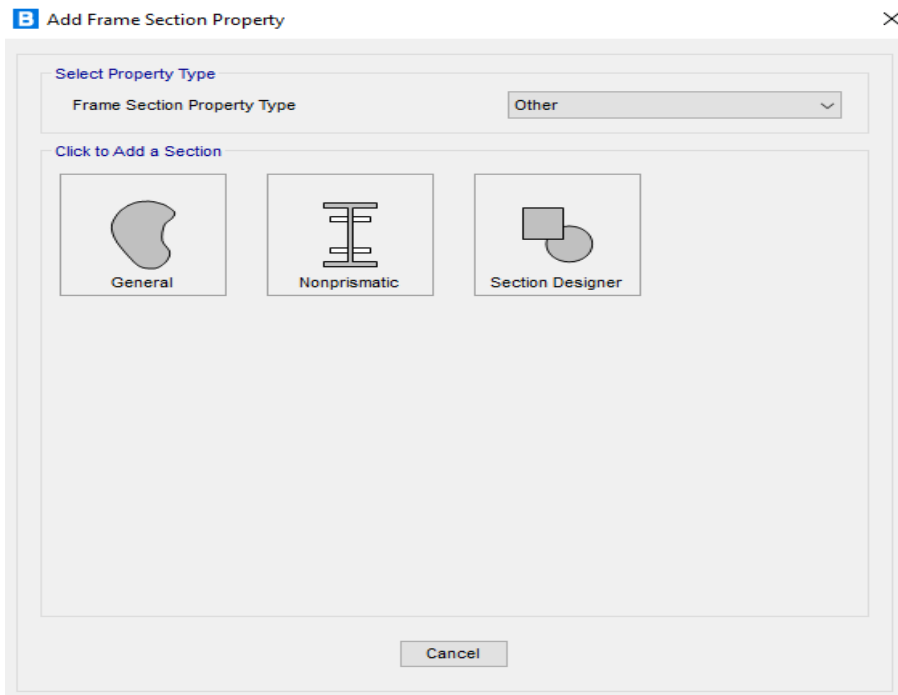


Figure II. 12 : Dimensionnement de sections variable

II.3.5. Superstructure :

- Choix de la superstructure (type de tablier) :

On appuis sur « **Deck section** » puis « **Precast I Girder** » pour avoir le tablier en béton armé sur des poutres en I.

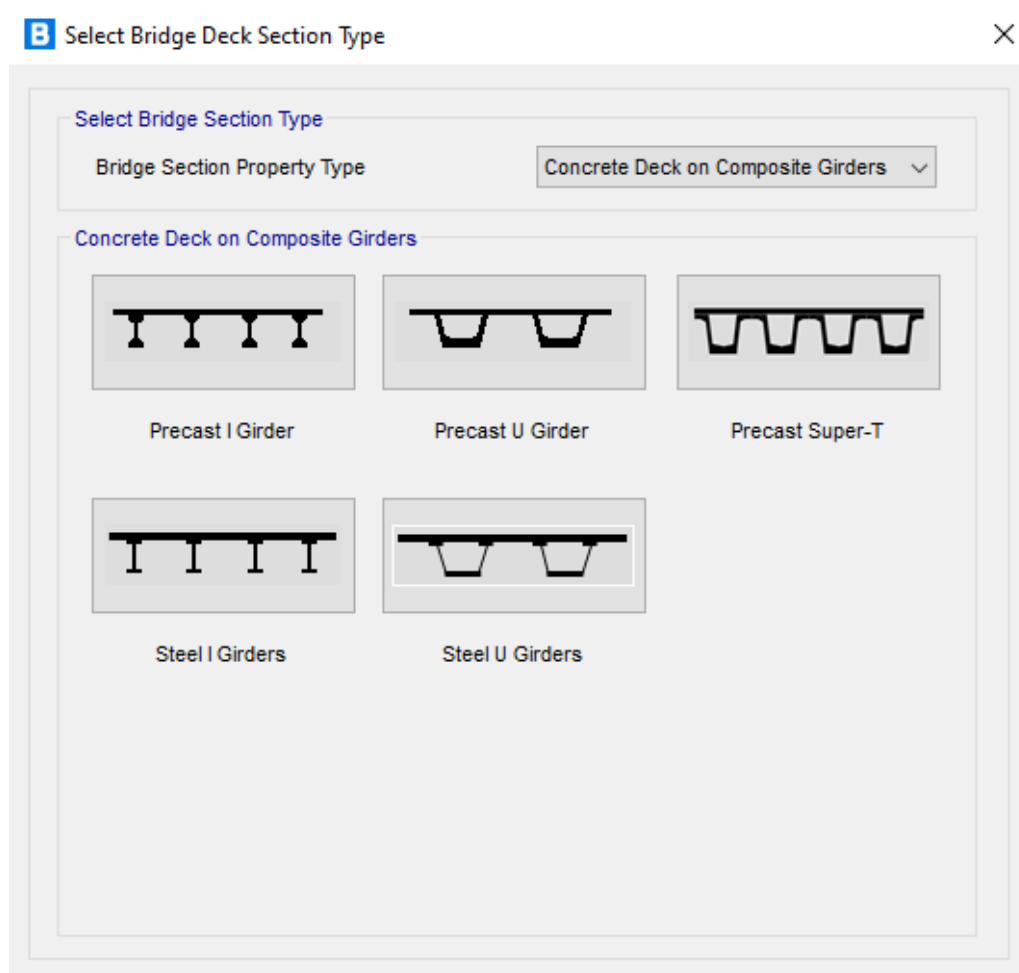
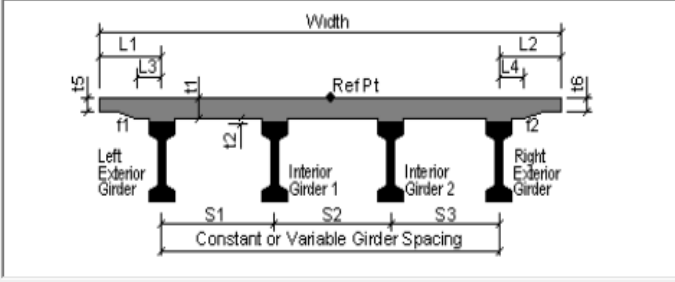


Figure II. 13 : Choix de type de tablier

Dans cette fenêtre nous définissons les caractéristiques de la section du tablier, Espacement, entre axes des poutres, nombre des poutres et l'épaisseur de la dalle.
Section du tablier :

B Define Bridge Section Data - Precast Concrete I Girder X



Section Data

Definition Loads

| Item | Value |
|---|-------------------|
| General Data | |
| Bridge Section Name | Tablier |
| Slab Material Property | Concrete 35 |
| Number of Interior Girders | 7 |
| Total Width | 16,6 |
| Girder Longitudinal Layout | Along Layout Line |
| Constant Girder Spacing | Yes |
| Constant Girder Haunch Thickness (t2) | Yes |
| Constant Girder Frame Section | Yes |
| Slab Thickness | |
| Top Slab Thickness (t1) | 0,25 |
| Concrete Haunch Thickness (t2) | 0, |
| Girder Section Properties | |
| Girder Section | Section Variable |
| Fillet Horizontal Dimension Data | |
| f1 Horizontal Dimension | 0, |
| f2 Horizontal Dimension | 0, |
| Left Overhang Data | |
| Left Overhang Length (L1) | 1,1 |

Girder Output

Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties Units: KN, m, C

Materials... Frame Sects...

Modify/Show Tendons

Tendon Layout Data...

Modify/Show Load Patterns

Load Patterns...

Convert To User Bridge Section

OK Cancel

Figure II. 14 : Définition des paramètres du tablier

➤ Ensuite on définit la section du **chevêtre** et **fut** :

Pour créer des sections pour la pile (fût + chevêtre) on clique sur « **Type** » puis « **Frames** » puis « **New** ». Ensuite on choisit « **Concrete** » puis « **Rectangular** » (pour le chevêtre) et « **Circular** » pour les fûts. Enfin, on choisit le type de matériaux à utiliser et la profondeur et la largeur pour les sections rectangulaires et les diamètres pour les sections circulaires.

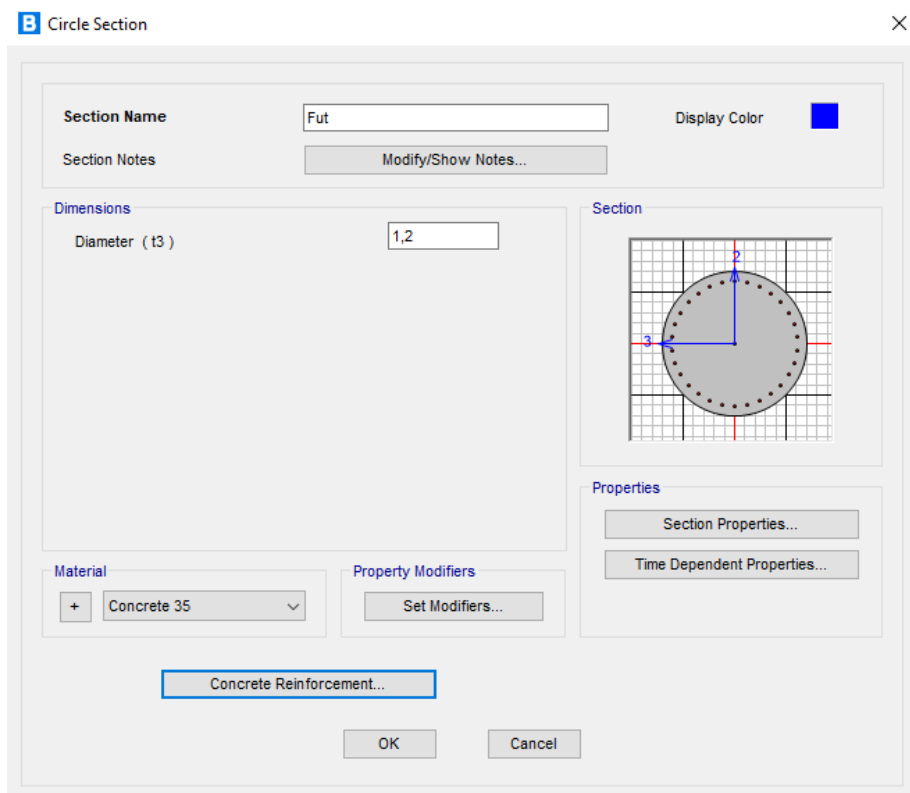


Figure II. 15 : Définition de fut

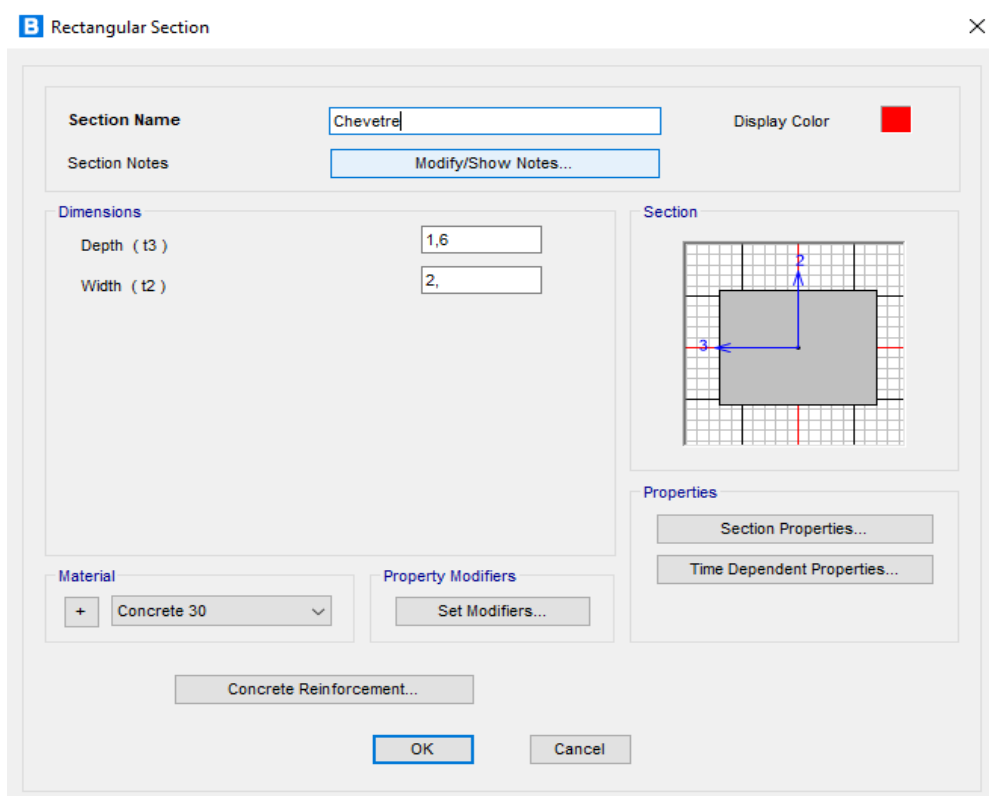


Figure II. 16 : Définition de chevêtre

II.3.5.1. Définitions des entretoises (diaphragmes) :

Une fois les sections définies, on introduit les entretoises qui seront placés aux deux extrémités du tablier du pont.

« Item » → « Diaphragms » → « New Diaphragm ».

The screenshot shows the 'Bridge Diaphragm Property' dialog box. The 'Diaphragm Name' field is set to 'Entretoise'. The 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'. Under 'Select Diaphragm Type', the 'Solid' option is selected. In the 'Solid Diaphragm Parameters' section, 'Diaphragm Thickness' is 0,3 and 'Diaphragm Depth' is 1,. The 'Use Girder Depth' and 'Use Slab Material' checkboxes are checked. The 'Diaphragm Material' dropdown is set to 'Concrete 35'. The 'OK' button is highlighted with a blue border.

Figure II. 17 : Définition des entretoises

II.3.6. Infrastructure :

➤ Définition des appuis (Bearings)

On a deux appareil des appuis, un appareil d'appuis simple et un autre double. Au niveau des culées, les appareils d'appuis permettent uniquement la translation dans le sens de la ligne de disposition, la translation dans les deux autres directions étant bloquée.

« Item » → « Bearings » → « New Bearing ».

B Bridge Bearing Data ×

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

| DOF/Direction | Release Type | Stiffness |
|---|----------------|-----------|
| Translation Vertical (U1) | Fixed | |
| Translation Normal to Layout Line (U2) | Partial Fixity | 2900, |
| Translation Along Layout Line (U3) | Partial Fixity | 2900, |
| Rotation About Vertical (R1) | Fixed | |
| Rotation About Normal to Layout Line (R2) | Free | |
| Rotation About Layout Line (R3) | Free | |

Figure II. 18 : Définition des appareils d'appuis simple

B Bridge Bearing Data ×

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

| DOF/Direction | Release Type | Stiffness |
|---|--------------|-----------|
| Translation Vertical (U1) | Fixed | |
| Translation Normal to Layout Line (U2) | Fixed | |
| Translation Along Layout Line (U3) | Fixed | |
| Rotation About Vertical (R1) | Free | |
| Rotation About Normal to Layout Line (R2) | Free | |
| Rotation About Layout Line (R3) | Free | |

Figure II. 19 : Définition des appareils d'appuis double

II.3.6.1. Fondation (Foundation springs) :

B Foundation Spring Data ✕

Foundation Spring Name: Units:

Foundation Spring Is Defined By:

Link/Support Property +

User Definition

Property is Defined for This Length in a Line Spring:

Property is Defined for This Area in an Area Spring:

User Foundation Spring

| DOF/Direction | Release Type | Stiffness |
|---|--------------|-----------|
| Translation Vertical (U1) | Fixed | |
| Translation Along Skew (U2) | Fixed | |
| Translation Normal to Skew (U3) | Fixed | |
| Rotation About Vertical (R1) | Fixed | |
| Rotation About Line Along Skew (R2) | Fixed | |
| Rotation About Line Normal to Skew (R3) | Fixed | |

OK Cancel

Figure II. 20 : Définition des appuis fondation

II.3.6.2. Définition des culées :

B Bridge Abutment Data ✕

Bridge Abutment Name: Units:

Superstructure Connection

Connect to Girder Top and Bottom

Connect to Girder Bottom Only

Substructure

Support Type:

Section Property: +

Beam Length:

Foundation Spring

Foundation Spring Property: +

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

Figure II. 21 : Définition de la culée

II.3.6.3. Définition des piles :

Dans cette partie, nous avons introduit les éléments prédéfinis de la pile et défini le nombre de lignes d'appareils d'appui ainsi que leur entraxe.

The screenshot shows the 'Bridge Bent Data' dialog box with the following settings:

- Bridge Bent Name:** Pile
- Units:** KN, m, C
- Bent Data:**
 - Cap Beam Section: Chevretre
 - Cap Beam Length: 15,7
 - Support Type: Column
 - Number of Columns: 4
- Bent Type:** Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)
- Superstructure Connection Before Bent:** Connect to Girder Bottom Only
- Distances Before Bent Centerline:**
 - Distance to Bearing Line: 0,55
 - Distance to End of Girder: 0,05
- Superstructure Connection After Bent:** Connect to Girder Bottom Only
- Distances After Bent Centerline:**
 - Distance to Bearing Line: 0,55
 - Distance to End of Girder: 0,05

Figure II. 22 : Définition des piles

II.3.7. Définition des charges :

La définition des charges du pont en ce qui concerne les véhicules implique la prise en compte de divers types de charges provenant des différentes catégories de véhicules et des piétons. Ces charges comprennent des forces verticales et horizontales, statiques et dynamiques, générées par les voitures, les camions et les convois spéciaux utilisés sur les routes. Les charges varient en fonction de la composition du trafic, de la densité des véhicules, des conditions routières, des poids extrêmes probables des véhicules, des charges par essieu et de l'influence éventuelle des panneaux routiers limitant la capacité de charge.

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

➤ Système A(L) :

B Vehicle Data X

| | | | |
|---|--|---|---|
| Vehicle Name A(L) | Design Type Vehicle Live | Units KN, m, C | Load Plan |
| Source User Defined | <input type="button" value="Convert to User Defined"/> | Notes <input type="button" value="Notes..."/> | |
| Length Effects | | | Modify/Show Loads <input type="button" value="Vertical Loading..."/> <input type="button" value="Horizontal Loading..."/> |
| Axle None | <input type="button" value="Modify/Show..."/> | Uniform None | |
| Vehicle Location in Lane | | | |
| <input type="checkbox"/> Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only | | | |
| Straddle Reduction Factor: <input type="text"/> | | | |
| <input type="checkbox"/> Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction) | | | |
| Usage | | Min Dist Allowed From Axle Load | Center of Gravity |
| <input checked="" type="checkbox"/> Lane Negative Moments at Supports | | Lane Exterior Edge: <input type="text" value="0,"/> | Height - Axle Loads: <input type="text" value="0,"/> |
| <input checked="" type="checkbox"/> Interior Vertical Support Forces | | Lane Interior Edge: <input type="text" value="0,"/> | Height - Uniform Loads: <input type="text" value="0,"/> |
| <input checked="" type="checkbox"/> All other Responses | | | |

Figure II. 23 : Définition d'une charge mobile "A(l)"

B Vehicle Data - Vertical Loading ×

Loads

Uniform Load Scale Factor Axle Load Scale Factor

| Load Length Type | Minimum Distance | Maximum Distance | Uniform Load | Uniform Width Type | Uniform Width | Axle Load | Axle Width Type | Axle Width |
|------------------|------------------|------------------|--------------|--------------------|---------------|-----------|-----------------|------------|
| Leading Load | Infinite | | 23,95 | Zero Width | | 0, | One Point | |
| Leading Load | Infinite | | 23,95 | Zero Width | | 0, | One Point | |

Floating Axle Loads

| | Value | Width Type | Axle Width |
|---------------------|--------------------------------|------------|--------------------------------|
| For Lane Moments | <input type="text" value="0"/> | One Point | <input type="text" value="1"/> |
| For Other Responses | <input type="text" value="0"/> | One Point | <input type="text" value="1"/> |

Floating Axle Load Scale Factor

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

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

➤ **Système Bc :**

B Vehicle Data ×

Vehicle Name Design Type Units

Source: User Defined Notes

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

Lane Interior Edge

Center of Gravity

Height - Axle Loads

Height - Uniform Loads

Load Plan

Load Elevation

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

➤ Système Bt :

B Vehicle Data

Vehicle Name: Bt

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: 0,5
- Lane Interior Edge: 1,

Center of Gravity:

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

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

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

➤ Véhicule Mc 120 :

B Vehicle Data

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,

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

Figure II. 27 : Définition de la charge "Mc120"

➤ Système de convoi exceptionnelle D240 :

The screenshot shows the 'Vehicle Data' dialog box with the following fields and options:

- Vehicle Name:** D240
- Design Type:** Vehicle Live
- Units:** KN, m, C
- Source:** User Defined (with a 'Convert to User Defined' button)
- Notes:** Notes... (button)
- Length Effects:**
 - Axle:** None (with 'Modify/Show...' button)
 - Uniform:** None (with 'Modify/Show...' button)
- Vehicle Location in Lane:**
 - Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only (with 'Straddle Reduction Factor' input field)
 - 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, [input field]
 - Lane Interior Edge: 0, [input field]
- Center of Gravity:**
 - Height - Axle Loads: 0, [input field]
 - Height - Uniform Loads: 0, [input field]
- Load Plan:** [Redacted area]
- Load Elevation:** [Redacted area]
- Modify/Show Loads:**
 - Vertical Loading... (button)
 - Horizontal Loading... (button)

Buttons: OK, Cancel

Figure II. 28 : Définition de la charge "D240"

II.3.7.2. Charge permanente :

Les charges permanente sont (les territoires, l'étanchéité et le revêtement) est définie comme suit :

« Onglet loads » → « Load disruption » → « Type » → « Area Load » → « New ».

B Bridge Area Load Distribution Definition Data ×

Load Name
Etancheite

Units
KN, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 1,32

Right Edge Value: 1,32

Load Transverse Location

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0,

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 0,

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figure II. 29 : Définition de la charge de l'étanchéité

II.3.8. Définition du type de cas de chargement :

Les types de cas de chargement sont définis comme suit :

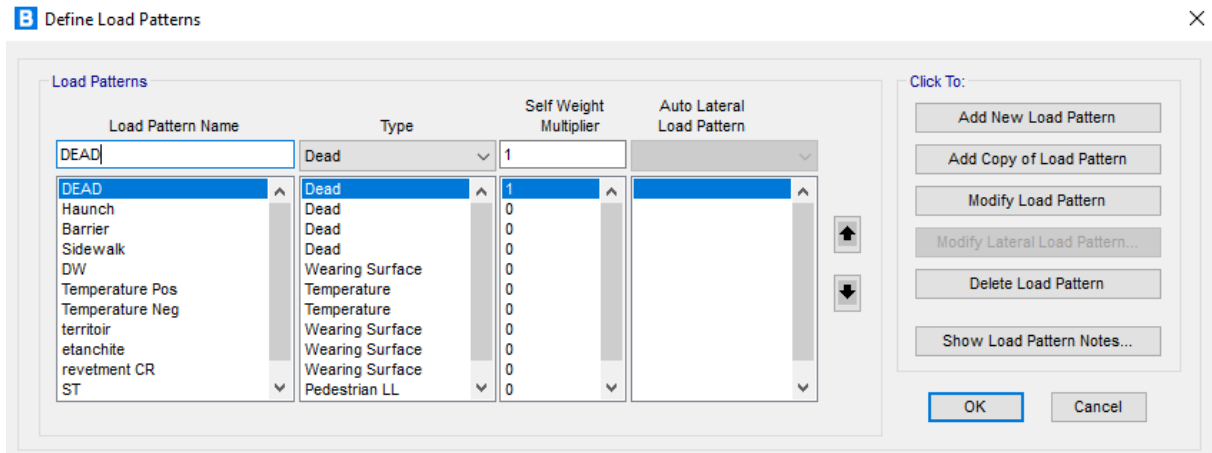


Figure II. 30 : Les différents types des charges

II.3.8.1. Création des combinaisons de chargement :

Pour créer une combinaison de charge, on suit les étapes suivantes :

« Onglet Design/Ratings » → « Load combinations » → « New ».

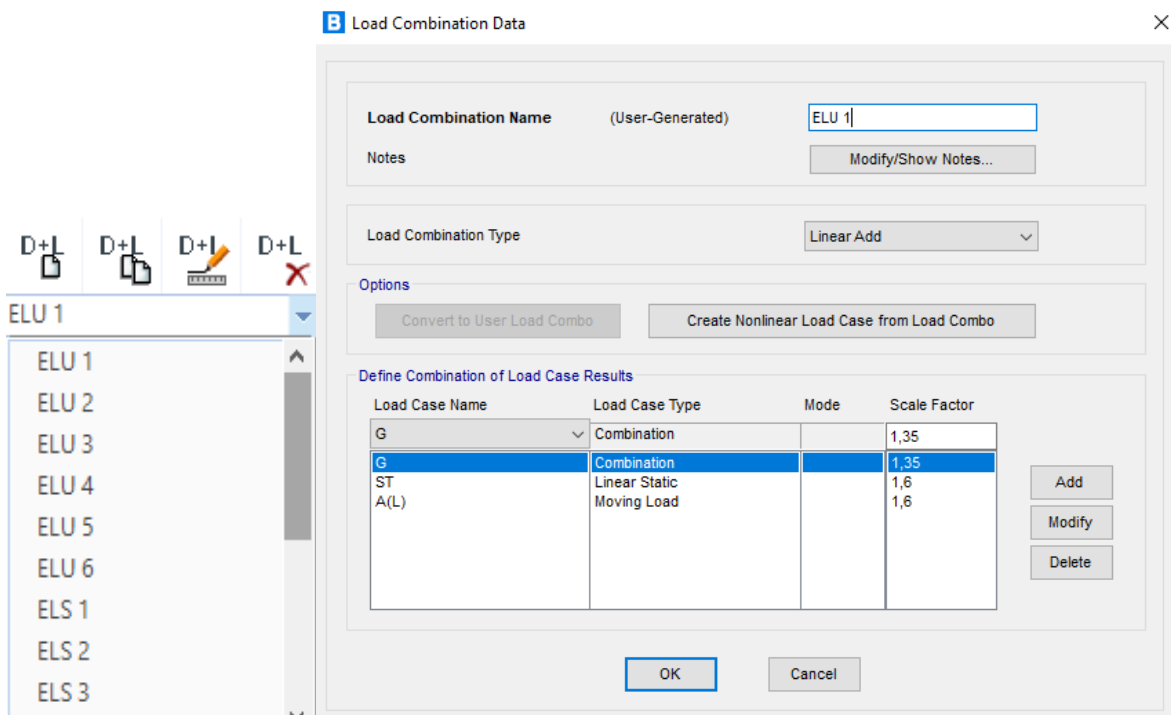


Figure II. 31 : Création des combinaisons d'actions

II.3.9. Assemblage du pont :

Dans l'onglet « **bridge** », on assemble les composantes de pont que nous avons créé afin d'obtenir le modèle 3D de l'ouvrage.

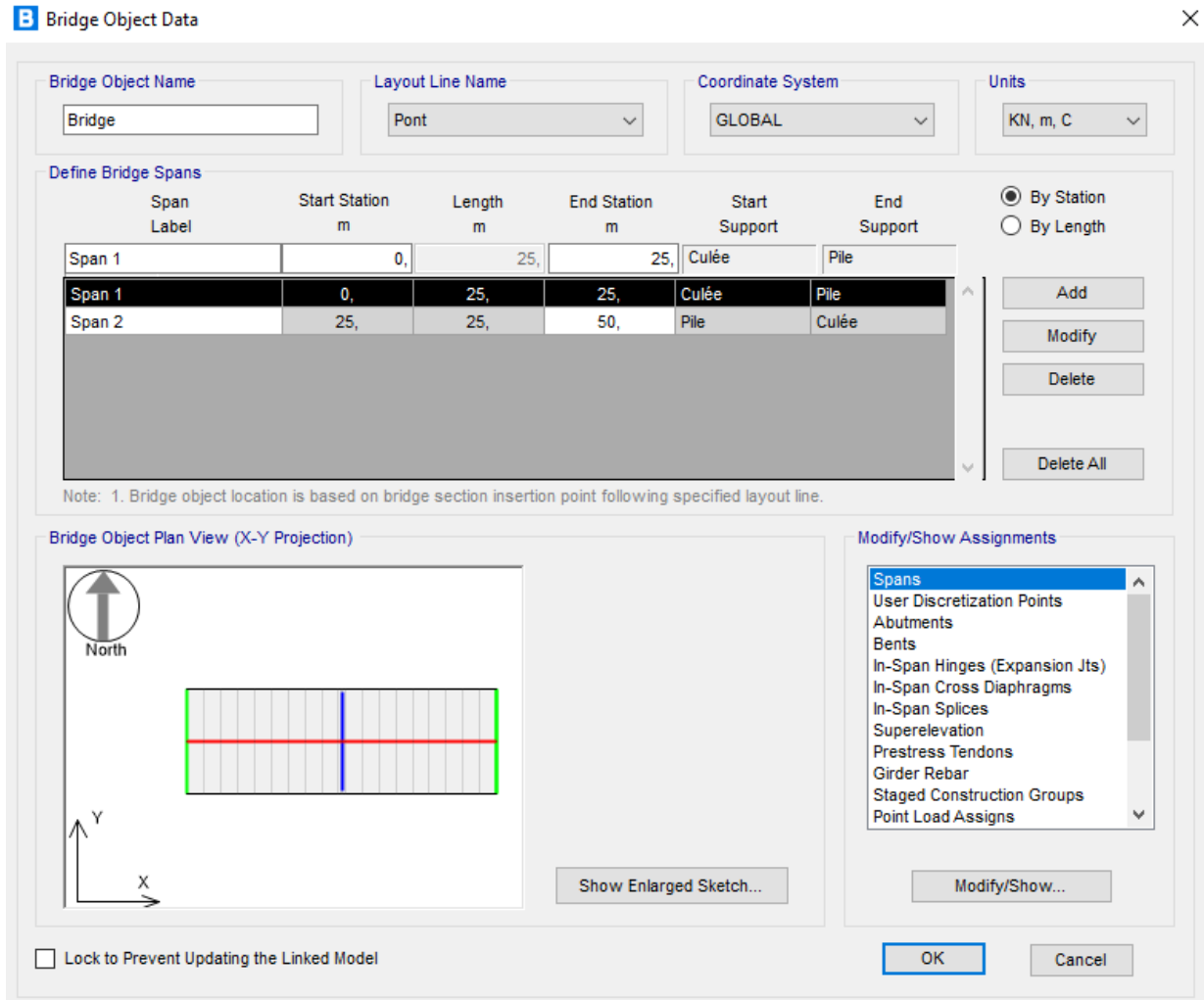


Figure II. 32 : Les travées du pont

Pour affecter les données des culée et les piles prédéfinies on doit appuyer sur :

« **Onglet Bridges** » → « **Supports** » → « **Abutments/Bearings** ».

B Bridge Object Abutment Assignments X

Bridge Object Name: Units:

Start Abutment | End Abutment

Start Abutment

Superstructure Assignment

Support Name:
 Abutment Direction (Bearing Angle):
 Diaphragm Property: +
 Diaphragm Offset Location:

Bearing Assignment

Girder-by-Girder General
 Bearing Property: +
 Restrainer Property at Bearing: +
 Elevation at Layout Line (Global Z):
 Rotation Angle from Bridge Default:

Substructure Assignment

None
 Abutment Property +
 Bent Property +

Substructure Location

Elevation (Global Z):
 Horizontal Offset:
 Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.

Girder-by-Girder Overwrites

No Overwrites Exist

Figure II. 33 : Les données de culée

B Bridge Object Bent Assignments X

Bridge Object Name: Units:

Specify Bent Considered

Bent Is At the End of This Span:
 Bent Is At This Station:
 Support Name:

Superstructure Assignment

Superstructure Continuity Condition:
 Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes
 Diaphragm Property Before Bent: +
 Steel U-Girder Diaphragm Before Bent: +
 Diaphragm Property After Bent: +
 Steel U-Girder Diaphragm After Bent: +
 Restrainer Property: +
 Restrainer Elevation (At Layout Line, Global Z):

Bearing Assignment Before Bent

Girder-by-Girder General
 Bearing Property: +
 Restrainer Property at Bearing: +
 Elevation (At Layout Line, Global Z):
 Rotation Angle from Bridge Default:

Girder-by-Girder Bearing Overwrites Before Bent

No Overwrites Exist

Bearing Assignment After Bent

Girder-by-Girder General
 Bearing Property: +
 Restrainer Property at Bearing: +
 Elevation (At Layout Line, Global Z):
 Rotation Angle from Bridge Default:

Girder-by-Girder Bearing Overwrites After Bent

No Overwrites Exist

Bent Assignment

Bent Property: +
 Bent Direction (Bearing Angle):

Bent Location

Elevation (Global Z):
 Horizontal Offset:
 Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

Figure II. 34 : Les données de la pile

L'étape suivante est dédiée à assemblage de tous les éléments du pont est cela comme suit :

« Onglet Bridges » → « Update »

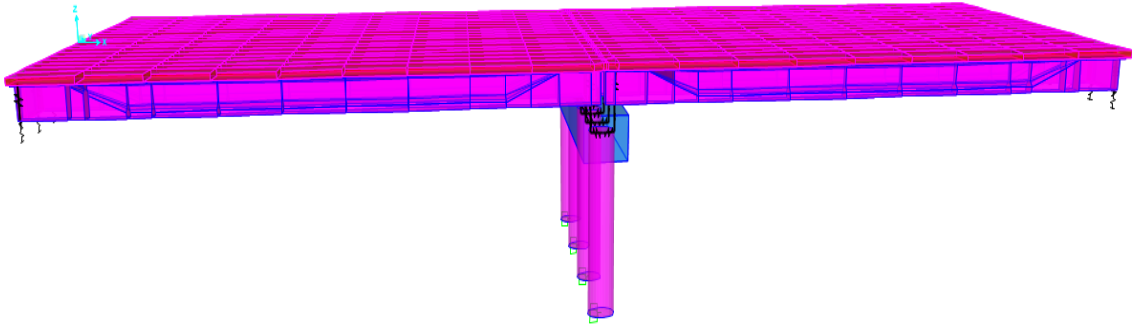


Figure II. 35 : Affectation du pont

➤ Affichage des charges appliquées sur le pont :

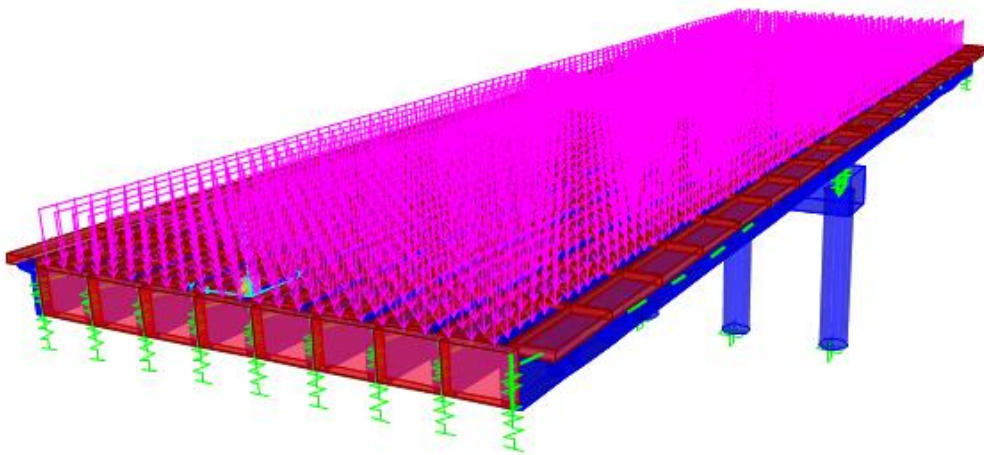


Figure II. 36 : Affichage de charge permanente

L'étape de l'analyse de l'ouvrage est maintenant prête à être exécutée en cliquant sur l'onglet:

« Analysis » → « Run Analysis »

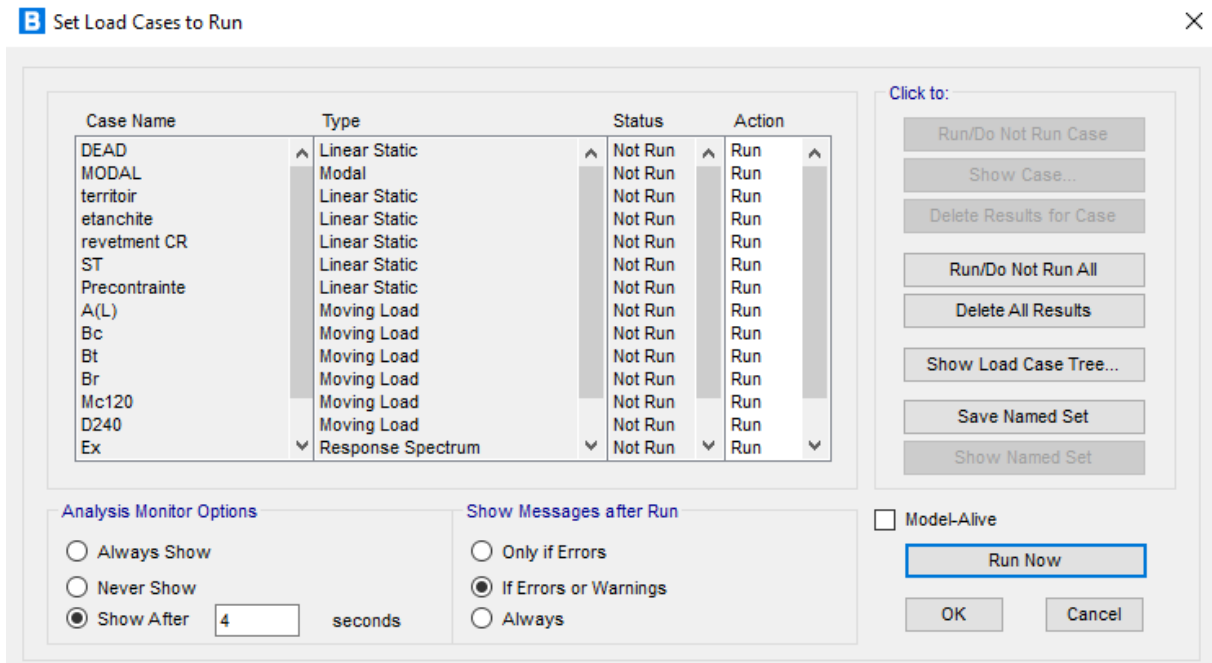


Figure II. 37 : Modèle d'analyse

La figure suivante montre la déformation de la structure de notre pont après le lancement de l'analyse.

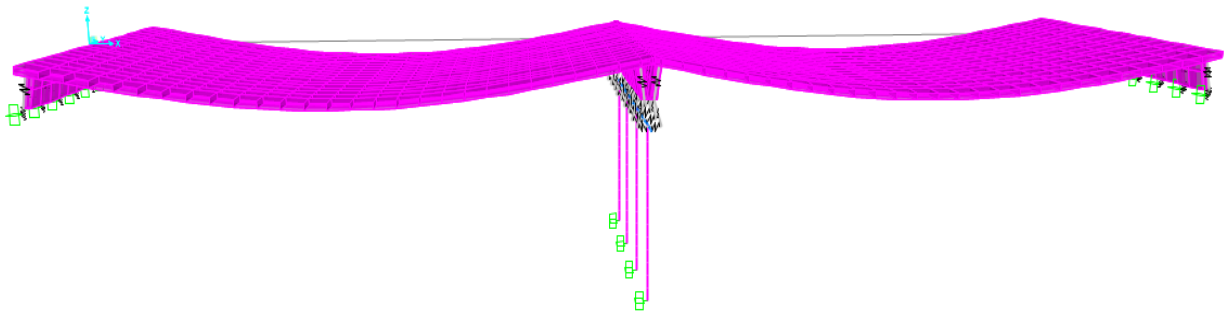


Figure II. 38 : Déformation après l'analyse

II.4. Conclusion :

Avec l'intégration complète des données de la structure dans le logiciel et après avoir lancé l'analyse numérique, nous pouvons maintenant obtenir les résultats escomptés. Le chapitre suivant se concentre sur l'affichage de ces résultats ainsi que sur leur interprétation.

Chapitre III

Étude du Tablier

III.1. Introduction :

Le calcul du tablier se fait par la méthode des éléments finis utilisant l'outil de simulation CsiBridge v.24, les résultats de l'analyse sont exportés pour le ferrailage passif de la dalle et actif des poutres.

Ce chapitre sera structuré en deux parties, la première partie on va faire une étude de la flexion longitudinal (selon les résultats obtenus par logiciel CSiBridge) et une étude de la flexion transversale, et la deuxième partie contient l'étude de la précontrainte.

III.2. Étude de l'hourdis :

III.2.1. Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharge set à transmettre ces derniers aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restant dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale).

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. Etat limite ultime (ELU) :

$$ELU 1 : 1.35G + 1.60ST + 1.60A(l)$$

$$ELU 2 : 1.35G + 1.60ST + 1.60Bc$$

$$ELU 3 : 1.35G + 1.60ST + 1.605Bt$$

$$ELU 4 : 1.35G + 1.60ST + 1.605Br$$

$$ELU 5 : 1.35G + 1.35Mc_{120}$$

2. Etat limite de service (ELS) :

$$ELS 1 : G + 1.20ST + 1.20A(l)$$

$$ELS 2 : G + 1.20ST + 1.20Bc$$

$$ELS 3 : G + 1.20ST + 1.20Bt$$

$$ELS 4 : G + 1.20ST + 1.20Br$$

$$ELS 5 : G + Mc_{120}$$

Tableau III. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant finals

| Combinaison | | M11 (KN.m) | M22 (KN.m) |
|-------------|-----|------------|------------|
| ELU | Max | 109.759 | 63.309 |
| | Min | -80.113 | -62.918 |
| ELS | Max | 82.133 | 48.017 |
| | Min | -59.618 | -46.350 |

III.2.2. Flexion transversale :

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

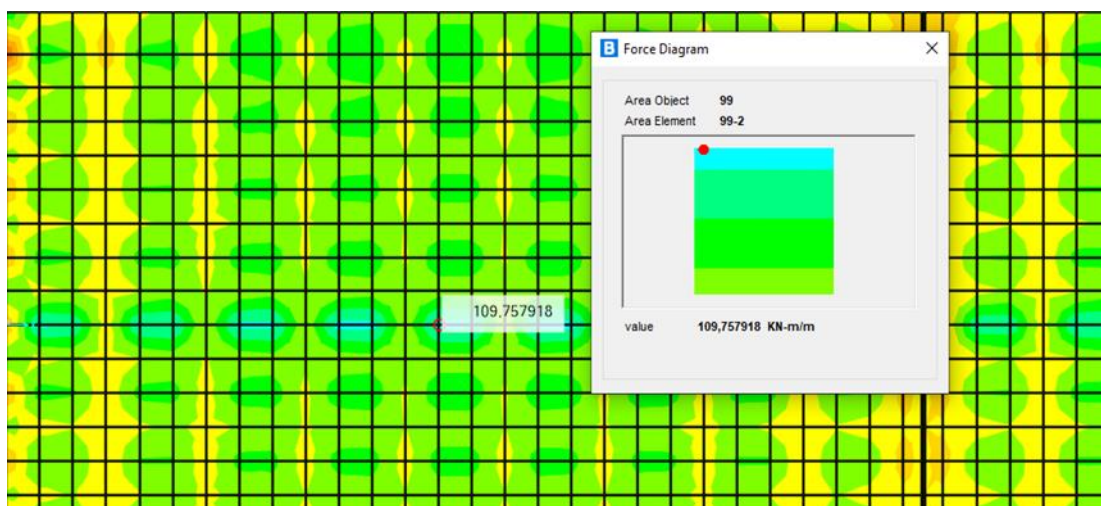


Figure III. 1 : Moment maximum transversale de l'ELU hourdis

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

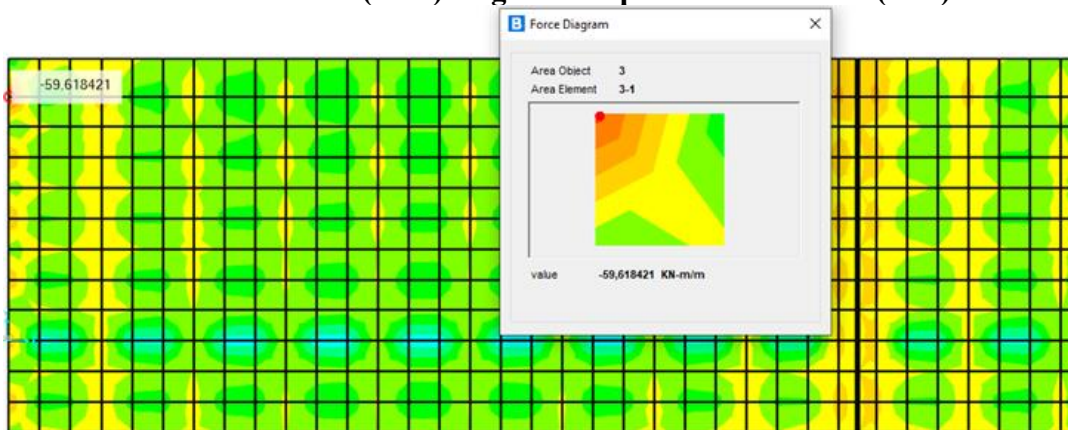


Figure III. 2 : Moment minimum transversale de l'ELS hourdis

III.2.3. Flexion longitudinale :

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

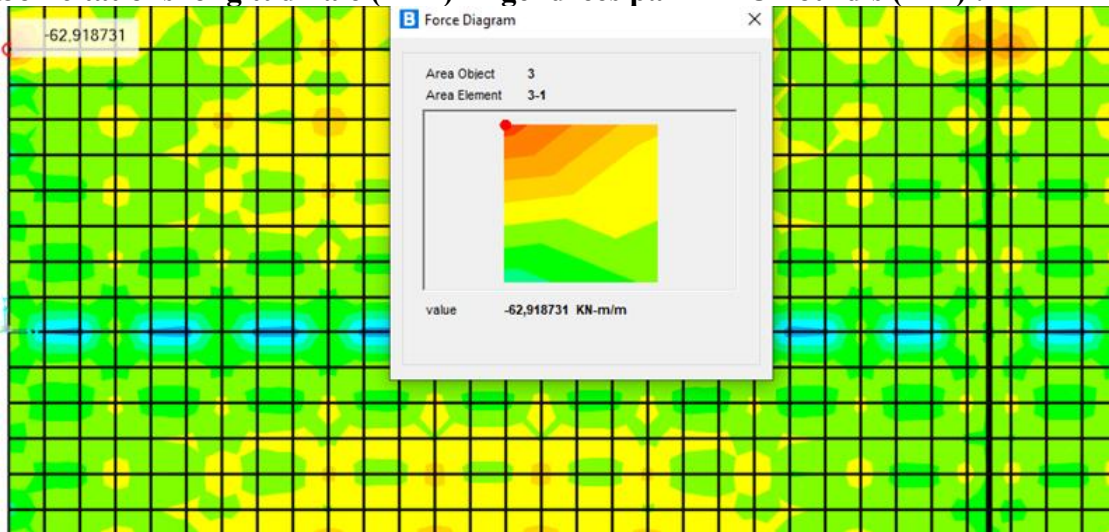


Figure III. 3 : Moment longitudinale minimum de l'ELU hourdis

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

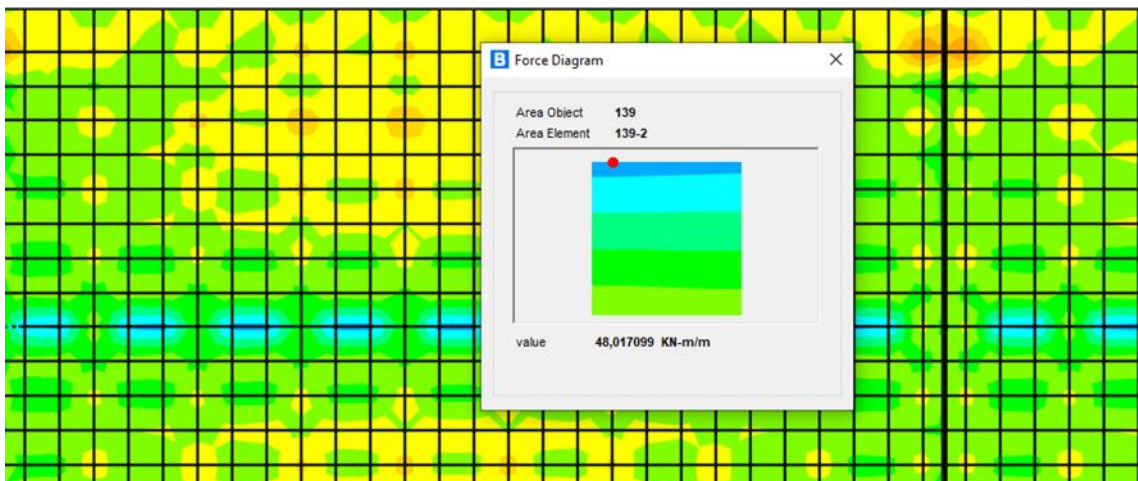


Figure III. 4 : Moment longitudinale maximum de l'ELS hourdis

III.2.4. Ferrailage :

1. Ferrailage de l'hourdis :

Pour la flexion longitudinale le problème de ferrailage ne se pose pas, son calcul revient à étudier une section rectangulaire en flexion simple, donc on aura : Les moments fléchissant max et min sont obtenus par le logiciel.

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

| Combinaison | Moment (KN.m) | | Section d'armature (As) (cm ²) | Choix d'armatures |
|-------------|---------------|---------|--|-----------------------------|
| ELU | Max | 109.759 | 14.43 | 8HA16=16.08 cm ² |
| ELS | | 82.133 | | |
| ELU | Min | -80.113 | 10.45 | 6HA16=12.06 cm ² |

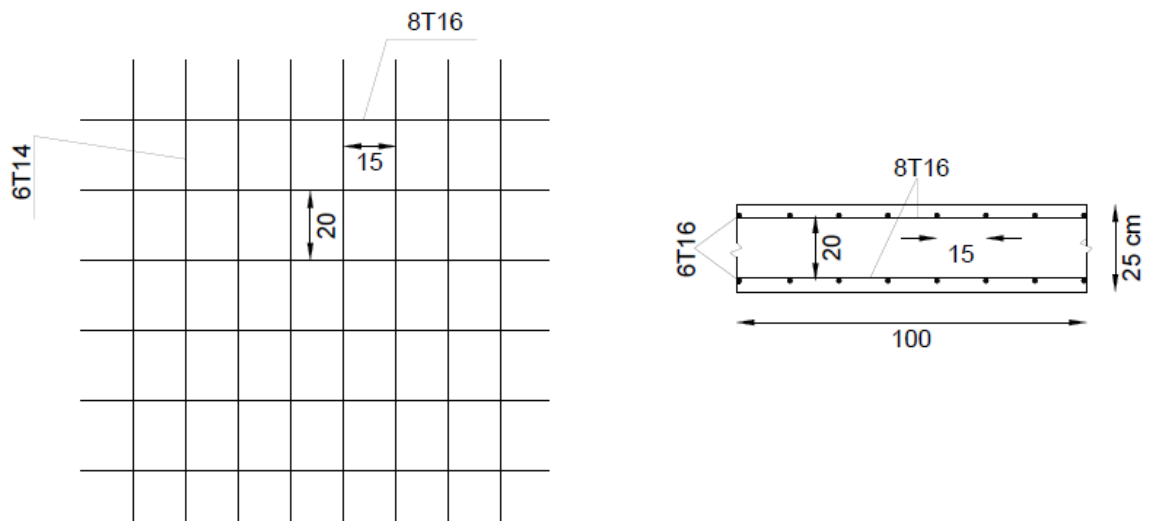


Figure III. 5 : schéma de Ferrailage de l'hourdis dans le sens transversal

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

| Combinaison | Moment En Travée (KN.m) | | Section d'armature (As) (cm ²) | Choix d'armatures |
|-------------|-------------------------|---------|--|----------------------------|
| ELU | Max | 63.309 | 8.22 | 6HA14=9.24 cm ² |
| ELS | | 48.017 | | |
| ELU | Min | -62.918 | 8.17 | 6HA14=9.24 cm ² |
| ELS | | -46.350 | | |

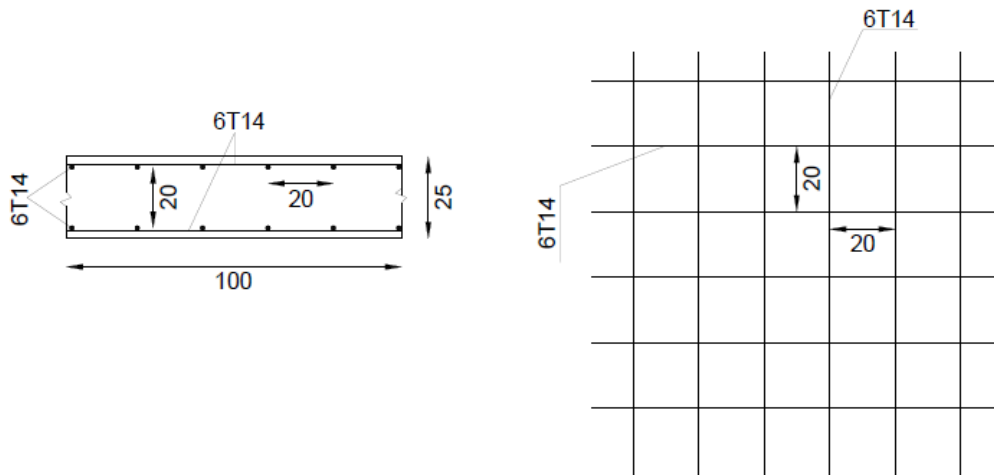


Figure III. 6 : schéma de Ferrailage de l'hourdis dans le sens longitudinal

- **Calcul des poutres :**

Récapitulatif des moments fléchissant (M3) en [MN.m] :

Tableau III. 4 : Récapitulatif des moments fléchissent dus à différente poutres

| Surcharge | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| G | 3.606 | 2.977 | 2.611 | 2.423 | 2.366 | 2.420 | 2.609 | 2.972 | 3.611 |
| A(l) | 0.808 | 0.632 | 0.608 | 0.681 | 0.736 | 0.681 | 0.608 | 0.631 | 0.808 |
| Bc | 0.792 | 0.728 | 0.714 | 0.785 | 0.866 | 0.785 | 0.714 | 0.727 | 0.792 |
| Bt | 0.610 | 0.599 | 0.597 | 0.659 | 0.691 | 0.659 | 0.597 | 0.599 | 0.610 |
| Br | 0.330 | 0.254 | 0.265 | 0.310 | 0.408 | 0.310 | 0.265 | 0.254 | 0.330 |
| Mc120 | 1.917 | 1.555 | 1.303 | 1.208 | 1.187 | 1.208 | 1.303 | 1.555 | 1.918 |
| D240 | 0.716 | 1.145 | 1.656 | 1.976 | 1.979 | 1.976 | 1.657 | 1.145 | 0.716 |

❖ **Combinaison d'action :**

1. Etat limite ultime (ELU) :

$$ELU\ 1 : 1.35G + 1.60ST + 1.60A(l)$$

$$ELU\ 2 : 1.35G + 1.60ST + 1.60Bc$$

$$ELU\ 3 : 1.35G + 1.60ST + 1.605Bt$$

$$ELU\ 4 : 1.35G + 1.60ST + 1.605Br$$

$$ELU\ 5 : 1.35G + 1.35Mc_{120}$$

$$ELU\ 6 : 1.35G + 1.35D240$$

2. Etat limite de service (ELS) :

$$ELS\ 1 : G + 1.20ST + 1.20A(l)$$

$$ELS\ 2 : G + 1.20ST + 1.20Bc$$

$$ELS\ 3 : G + 1.20ST + 1.20Bt$$

$$ELS\ 4 : G + 1.20ST + 1.20Br$$

$$ELS\ 5 : G + Mc_{120}$$

$$ELS\ 6 : G + D240$$

La combinaison la plus défavorable : et) :

✓ **ELU 1.35G+1.35 Mc120** dans la 9^{ème} poutre.

✓ **ELS G +Mc120** dans la 9^{ème} poutre.

Tableau III. 5 : Récapitulatif des moments fléchissent dus à différente poutres

| Combinaison | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
|-------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------------|
| ELU 5 | 7.4554 | 6.1179 | 5.2838 | 4.9013 | 4.7953 | 4.8969 | 5.2765 | 6.1114 | 7.4631 |
| ELS 5 | 5.523 | 4.532 | 3.914 | 3.631 | 3.552 | 3.627 | 3.909 | 4.527 | 5.528 |

- ❖ Les sollicitations :
 - Sollicitations Engendrées par l'ELU poutre :

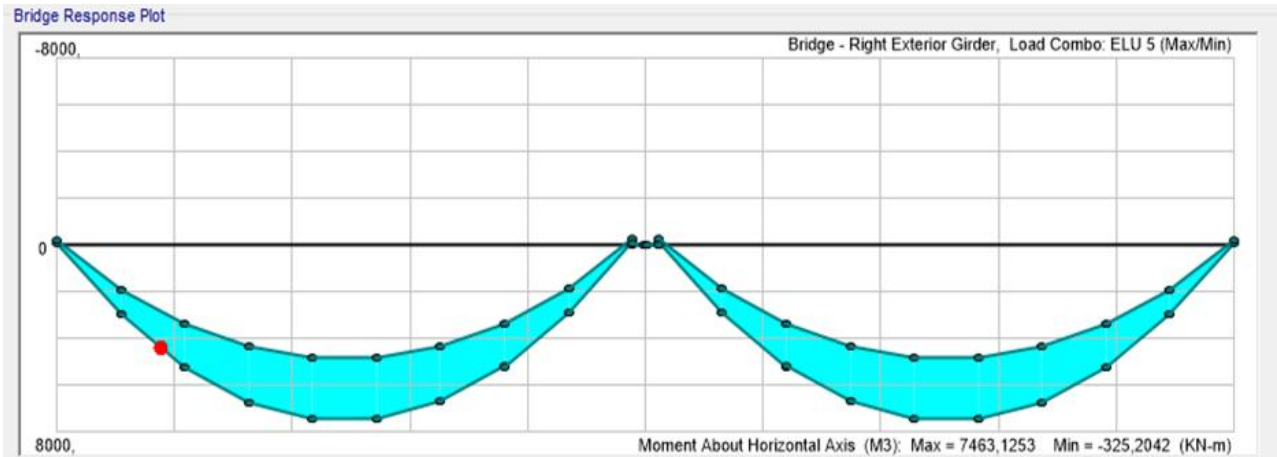


Figure III. 7 : Diagramme des Moments fléchissant au niveau de la poutre 09

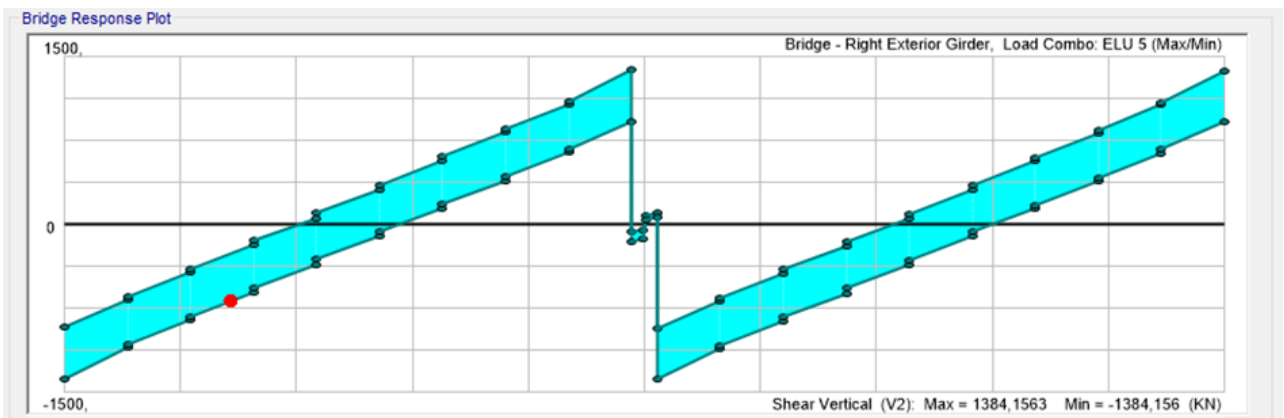


Figure III. 8 : Diagramme des efforts tranchants au niveau de la poutre 09

- Sollicitations Engendrées par l'ELS poutre :

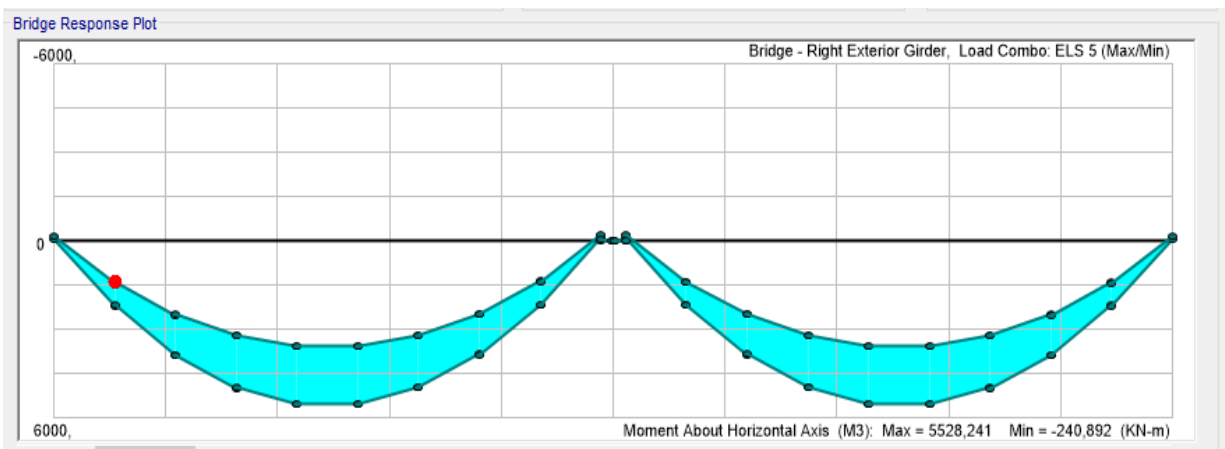


Figure III. 9 : Diagramme des Moments fléchissant au niveau de la poutre 09

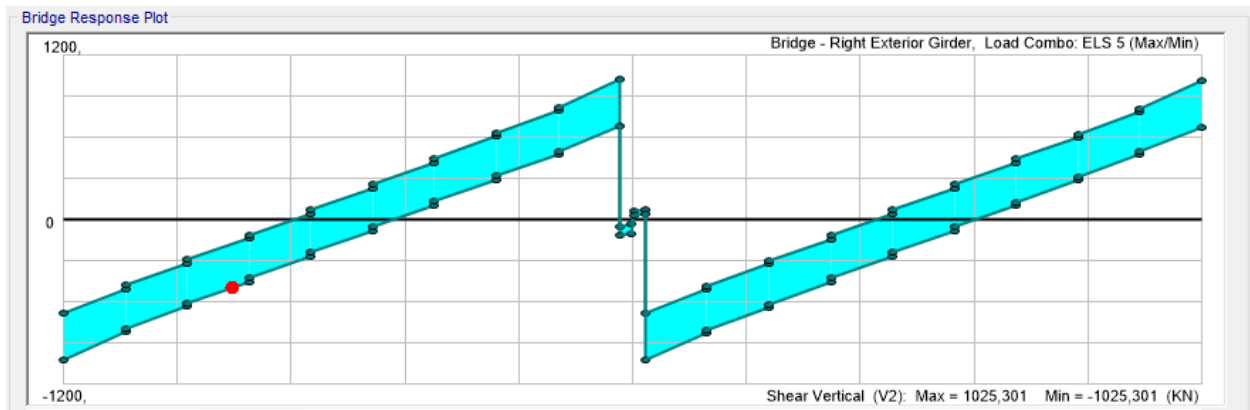


Figure III. 10 : Diagramme des efforts tranchants au niveau de la poutre 09

III.3. Étude de la précontrainte :

III.3.1. Introduction :

Le mot « précontraint », créé par E.FREYSSINET, signifie contrainte avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile.

On sait que le béton a pour qualité essentielle une bonne résistance de rupture en compression et par contre, une faible résistance en traction, au cas de fissuration par retrait ou d'autres causes, cette résistance tombe alors à "zéro".

Il est donc logique de chercher à utiliser la résistance du béton, ceci constitue le but essentiel de la précontrainte.

Autrement dit, en béton précontraint, le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées admissibles.

Pour équilibrer les contraintes, en supprimant les contraintes de traction, on devra jouer principalement sur deux paramètres essentiels.

- La valeur de la précontrainte P
- L'excentricité 'e' définie comme étant la distance du centre de gravité (c.d.g) de la section étudiée au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.

III.3.2. Principe de la précontrainte :

Le béton résistant mieux en compression qu'en traction, le but de la précontrainte est d'obtenir des pièces qui ne travailleront qu'à la compression. Les forces de traction engendrées par les charges appliquées à l'ouvrage viendront en déduction des forces de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte.

III.3.3. Système de précontrainte :

III.3.3.1. Précontrainte par pré-tension :

C'est la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose que l'on doive tendre les aciers en s'appuyant soit sur le coffrage lui-même soit sur des culées ancrées dans le sol ou tous autres dispositifs qui permettent de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre.

III.3.3.2. Précontrainte par post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

- Une précontrainte par post-tension interne.
- Une précontrainte par post-tension externe.

Dans notre étude : on utilise la précontrainte par post tension

III.3.4. Domaines d'utilisation de la post-tension :

Bien qu'elle ne représente qu'une faible part d'utilisation dans le monde si on la compare à la pré-tension. Cependant, la post-tension est indispensable pour la réalisation des grandes structures industrielles (85 % des ponts, enceintes de confinement de centrales nucléaires, plates-formes offshore, grands barrages, stades, grands bâtiments, etc.).

III.3.5. Les classe de vérification :

Pour les sections courantes, les vérifications se répartissent en trois classes auxquelles correspondent des contraintes limites des matériaux.

Classe I : pas de traction dans le béton (précontrainte totale) usage : ouvrages spéciaux qui nécessitent une étanchéité particulière (réservoirs, centrales nucléaires).

Classe II : traction admise sans fissuration du béton (précontrainte courante), usage : ouvrages courants exposés aux intempéries.

Classe III : fissuration admise mais limitée par la présence d'armatures passives (précontrainte partielle), usage : planchers de bâtiments, ouvrages non exposés.

On va justifier notre projet en **classe II** de précontrainte.

III.3.6. 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 $f_{c28} = 45$ 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 une seule famille : à 16 jours.

III.3.7. Caractéristique du béton :

III.3.7.1. 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 28^{ème} jour.

$$f_{28} = 45MPa$$

Pour 16 jours (date de mise en tension)

$$f_{16} = \frac{16}{1.4 + 0.95 \times 16} \times 45 = 43.373MPa$$

III.3.7.2. 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.

a 28 jours : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 45 = 3.3MPa$

a 16 jours : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times 43.373 = 3.202MPa$

III.3.7.3. Les contraintes limites du béton :

III.3.7.3.1. Classes de vérification :

- Justification à réaliser en **classe II** de précontrainte.

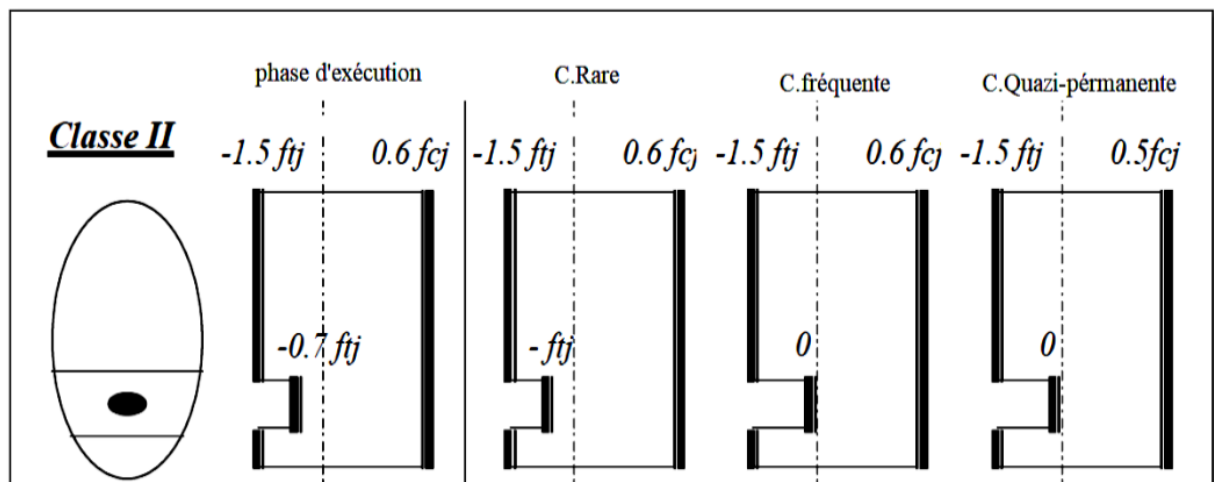


Figure III. 11 : Les contraintes limitent du béton en classe I

III.3.7.3.2 Contrainte limites :

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

Zone hors enrobage :

$$\begin{cases} \sigma_{Ms} = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{c_{28}} = 0.6 \times 45 = 27 \text{MPa} \\ \sigma_{ms} = -1.5 \times f_{tj} = -1.5 f_{t_{28}} = -1.50 \times 3.3 = -4.95 \text{MPa} \end{cases}$$

Zone d'enrobage :

$$\begin{cases} \sigma_{Mi} = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{c_{28}} = 0.6 \times 45 = 27 \text{MPa} \\ \sigma_{mi} = -f_{tj} = -f_{t_{28}} = -3.3 \text{MPa} \end{cases}$$

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

Zone hors enrobage :

$$\begin{cases} \sigma_{Ms} = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{c_{16}} = 0.6 \times 43.373 = 26.024 \text{MPa} \\ \sigma_{ms} = -1.5 \times f_{tj} = -1.5 f_{t_{16}} = -1.50 \times 3.202 = -4.80 \text{MPa} \end{cases}$$

Zone d'enrobage :

$$\begin{cases} \sigma_{Mi} = 0.6 \times f_{cj} = 0.6 \times f_{c_{16}} = 0.6 \times 43.373 = 26.034 \text{MPa} \\ \sigma_{mi} = -0.7 \times f_{tj} = -0.7 \times f_{t_{16}} = -0.7 \times 3.202 = -2.24 \text{MPa} \end{cases}$$

III.3.8. Calcul de la précontrainte :

III.3.8.1. Calcul de la précontrainte de la poutre intermédiaire :

III.3.8.1.1 Caractéristiques géométriques de la section médiane en charge (avec hourdis) :

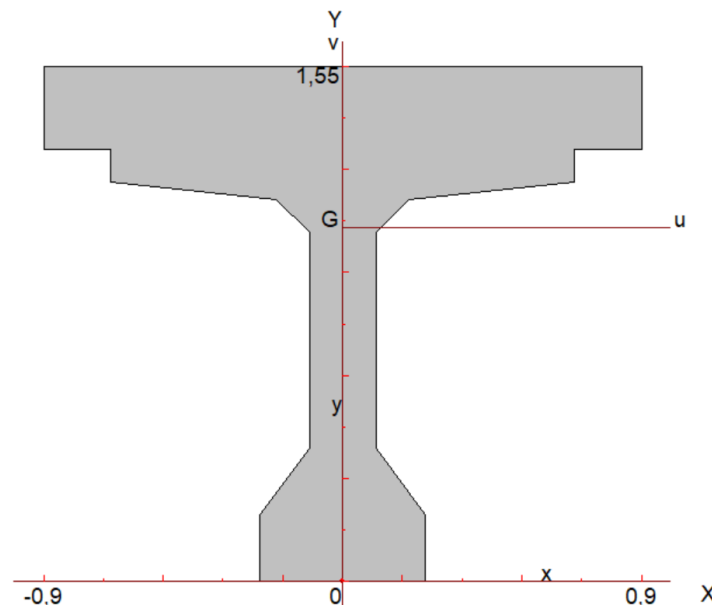


Figure III. 12 : Section médiane avec hourdis

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

| B(m ²) | I(m ⁴) | V(m) | V'(m) | H(m) | ρ |
|--------------------|--------------------|------|-------|------|--------|
| 0.965 | 0.222 | 0.49 | 1.06 | 1.55 | 0.4429 |

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.

ρ : le rendement de la section.

- **Les moments fléchissant :**

M_M : moment fléchissant maximal dû aux charges permanentes et surcharges d'après la combinaison à L'ELS sous **G + Mc₁₂₀** est : **5.528 MN.m**.

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



Figure III. 13 : Poutre avant mise en tension

D'après la mise en tension, la poutre est appuyée sur ses extrémités. Donc sa longueur est :
25m



Figure III. 14 : Poutre après mise en tension

$$M_m = \frac{g_p \times L^2}{8} = \frac{13.8862 \times 25^2}{8} = 1.0848 MN.m$$

- Moment fléchissant fictifs :

$$M_M^f = \frac{M_M}{1-\lambda} = \frac{5.528}{1-0.1} = 6.1422 MN.m$$

$$M_m^f = \frac{M_m}{1+\lambda} = \frac{1.0848}{1+0.1} = 0.9862 MN.m$$

- Contraintes limites fictives :

$$\bar{\sigma}_{Ms}^f = \frac{\bar{\sigma}_{Ms}}{1-\lambda} \rightarrow \bar{\sigma}_{Ms}^f = \frac{27}{0.9} \rightarrow \bar{\sigma}_{Ms}^f = 30 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{ms}^f = \frac{\bar{\sigma}_{ms}}{1+\lambda} \rightarrow \bar{\sigma}_{ms}^f = \frac{-4.95}{1.1} \rightarrow \bar{\sigma}_{ms}^f = -4.5 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{Mi}^f = \frac{\bar{\sigma}_{Mi}}{1+\lambda} \rightarrow \bar{\sigma}_{Mi}^f = \frac{27}{1.1} \rightarrow \bar{\sigma}_{Mi}^f = 24.545 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{mi}^f = \frac{\bar{\sigma}_{mi}}{1-\lambda} \rightarrow \bar{\sigma}_{mi}^f = \frac{-3.3}{0.9} \rightarrow \bar{\sigma}_{mi}^f = -3.667 MPa$$

III.3.8.1.2. Calcul de la force précontrainte :

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

$$P_I = \frac{6.1422 - 0.9862}{0.4429 \times 1.55} + \frac{0.965(0.49 \times (-3.667) + 1.06 \times (-4.5))}{1.55}$$

$$P_I = 3.421 MN$$

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

t' = la distance minimale à la fibre inférieure qui doit être respectée par le câble moyen. On pose : $t' = 10 \text{ cm}$

$$P_{II} = \frac{6.1422 + (0.4429 \times 0.965 \times 0.49 \times (-3.667))}{1.06 + (0.4429 \times 0.49) - (0.1)}$$

$$P_{II} = 4.566 MN$$

- Caractère de la section :

$$P_{II} = 4.566 MN > P_I = 3.421 MN \rightarrow (\text{Section sur critique})$$

$$\text{Donc : } P = P_{II} = 4.566 MN$$

• **Excentricité de la précontrainte :**

$$e_p = -v' + t' = -1.06 + 0.1$$

$$e_p = -0.96m$$

III.3.8.1.3. Vérification de la section du béton :

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

$$\frac{0.222}{1.06} \geq \frac{6.1422 - 0.9862}{24.545 - (-3.667)}$$

$$0.209m^3 \geq 0.183m^3$$

Condition vérifiée

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

$$\frac{0.222}{0.49} \geq \frac{0.4429 \times 4.566 \times 1.55}{30 + \frac{0.49}{1.06} \times (-3.667)}$$

$$0.453m^3 \geq 0.111m^3$$

Condition vérifiée

III.3.8.1.4. Calcul des armatures de précontrainte :

On estime les pertes totales à 25% de la précontrainte initiale P0, en tenant compte de ces pertes la valeur de précontrainte sera de :

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

$$P_0 = \frac{P}{0.75} \rightarrow P_0 = \frac{4.566}{0.75}$$

$$P_0 = 6.088MN$$

III.3.8.1.5. Caractéristique des armatures active :

On a tiré les caractéristiques des armatures actives :

Le tableau (III.7) : donne les caractéristiques des armatures de précontrainte usuelles en post tension.

Tableau III. 7 : Armatures actives usuelles en post-tension

| Nature | Φ (mm) | A_p (mm ²) | Poids (Kg/ml) | Limites Garanties (Mpa) | Classes | | |
|--------------------------------------|----------------|-----------------------------|------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| Fils | 7 | 38.5 | 0.302 | fpeg= fprg= | t.f cl 1570 1403 1570 | t.f cl 1670 1481 1670 | t.r cl 1570 1377 1570 |
| | 8 | 50.3 | 0.395 | fpeg= fprg= | 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 | fpeg= fprg= | -- | cl 1770 1570 1770 | cl 1860 1656 1860 |
| | 12.9 (T13S) | 100 | 0.785 | fpeg= fprg= | -- | -- | cl 1860 1660 1860 |
| Torons à 7 fils (T15) | 15.2 (T15) | 139 | 1.091 | fpeg= fprg= | cl 1670 1489 1670 | cl 1770 1583 1770 | cl 1860 1660 1860 |
| | 15.7 (T15S) | 150 | 1.178 | fpeg= fprg= | -- | 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 **T15S cl 1860** :

- La section d'un toron : $Ap_1 = 150 \text{ mm}^2 \rightarrow T15$
- Classe de résistance : La contrainte de rupture garantie ($f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$)
- 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 :

$$\sigma_{p_0} = \min (0.8 \times 1860 ; 0.9 \times 1760)$$

$$\sigma_{p_0} = \min (1488; 1584)$$

$$\sigma_{p_0} = 1488 \text{ MPa}$$

III.3.8.1.6. La section d'armatures du précontraint est :

$$Ap = \frac{P_0}{\sigma_{p_0}} \rightarrow Ap = \frac{6.088}{1488} \times 10^6$$

$$Ap = 4091.40 \text{ mm}^2$$

Le nombre de torons est :

$$n = \frac{Ap}{Ap_1} \rightarrow n = \frac{4091.40}{150}$$

$$n = 27.27 \text{ Torons} \Rightarrow n = 28 \text{ Torons}$$

III.3.9. Conduits :

Les conduits sont utilisés pour isoler, guider et protéger les armatures de précontrainte. Ils peuvent être constitués en feuillard d'acier nervuré ou en plastique ou bien en tube lisse en acier ou plastique.

Le procédé de précontrainte Freyssinet peut s'utiliser avec différents types de conduit, en fonction du projet et de l'usage des câbles de précontrainte.

Tableau III. 8 : 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 : **2 câbles 14 T15S**

Sont protégé par une gaine en feuillard de diamètre intérieur $\Phi_i = 80$ mm (Tableau III.8) ; et un ancrage 14 T15 (Tableau III.9)

$$\phi_e = \phi_i + 2ep$$

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

$$\phi_e = 81mm$$

Tableau III. 9 : 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 | 1-3-4-7-12-19-22-31-37-42-55 |
| | T15 | 1-2-3-4-7-12-19-31-37 |

III.3.9.1 Produits d'injection utilisable :

Coulis de ciment :

Le coulis de ciment est un mélange stable et homogène de ciment Portland, d'adjuvants et d'eau, obtenu par malaxage mécanique. Il est tamisé, puis maintenu en mouvement dans un réservoir de stockage jusqu'à l'injection dans le conduit.

- ✓ Soit un coulis courant conformes aux prescriptions des normes européennes EN 447 (prescriptions pour les coulis courants) et EN 445 (méthodes d'essai). Ce coulis peut être retardé de façon à obtenir un délai d'injection plus long.
- ✓ Soit un coulis spécial, conforme aux prescriptions de l'article C.4.3 de l'ETAG 013.

III.3.10. Les dispositions constructives :

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

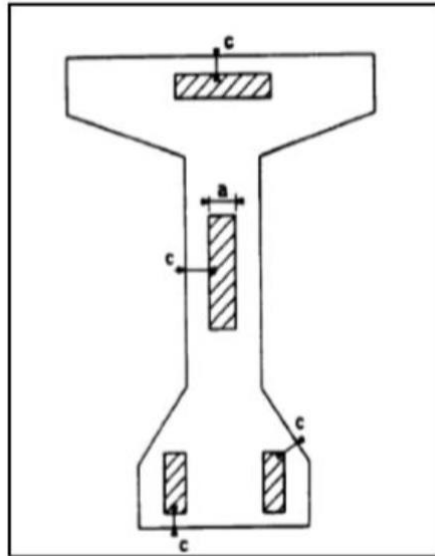


Figure III. 15 : L'enrobage minimale c d'une conduite (gaine)

- 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 02 câbles isolés, le diamètre de leurs gaine $\Phi = \Phi_e = 81\text{mm}$.

$$C \geq \begin{cases} \phi = 81\text{mm} \\ 40\text{ mm} \end{cases} \rightarrow C = 81\text{mm}$$

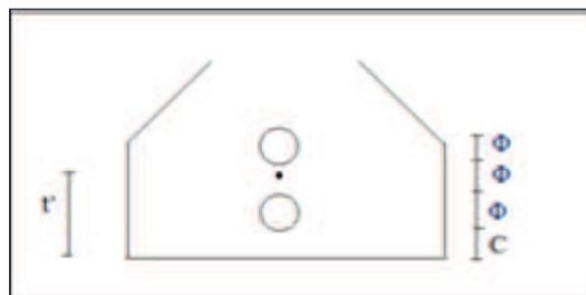


Figure III. 16 : Disposition des câbles

$$t' = \left(\frac{\phi}{2} + C\right) = \left(\frac{81}{2} + 81\right) = 121.50\text{mm} \rightarrow t' = 0.1215\text{m}$$

$$ep = -v + t' \rightarrow ep = -1.06 + 0.1215 \rightarrow ep = -0.9385$$

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

$$P_0 = n \times A_p \times \sigma_{p_0}$$

$$P_0 = 28 \times 150 \times 1488 \times 10^{-6}$$

$$P_0 = 6.250\text{MN}$$

III.3.11. Vérification rapide des contraintes dans le béton :

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

- **A la mise en tension (j = 16 jours) :**

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

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

$$P_i^{\max} = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P_i$$

$$P_i^{\max} = 1.02 P_0 - 0.8 \times 0.15 P_0$$

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

$$P_i^{\max} = 0.9 \times 6.250$$

$$P_i^{\max} = 5.625 MN$$

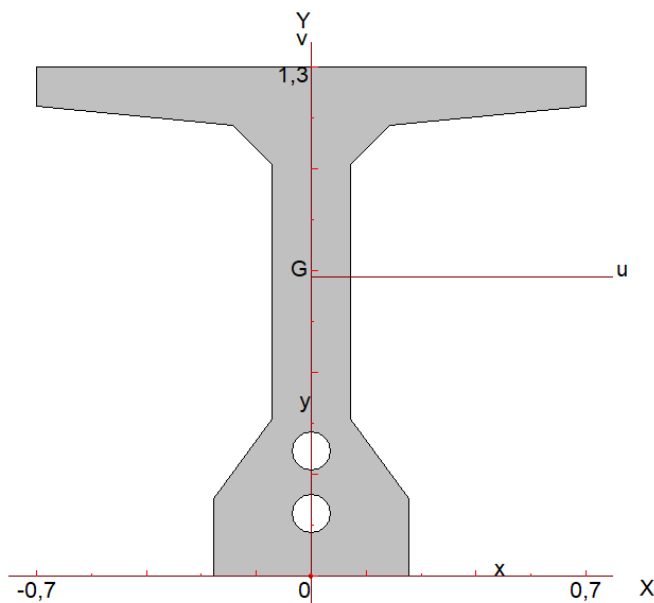


Figure III. 17 : Section médiane nette (sans hourdis)

Tableau III. 10 : Caractéristiques géométriques de la section médiane sans hourdis

| B(m ²) | I(m ⁴) | V(m) | V'(m) | H(m) | ρ |
|--------------------|--------------------|------|-------|------|--------|
| 0.474 | 0.0994 | 0.51 | 0.79 | 1.3 | 0.5204 |

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

$$ep = -v + t' \rightarrow ep = -0.51 + 0.1215$$

$$ep = -0.3885m$$

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

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

$$\sigma_{\text{sup}}(v) = \frac{1.0848}{0.0994} \times 0.51 + \frac{5.625}{0.474} + \frac{5.625 \times (-0.3885)}{0.0994} \times 0.51$$

$$\sigma_{\text{sup}}(v) = 6.22MPa \geq \sigma_{ms} = -4.8MPa$$

Condition vérifiée

- **Dans la fibre inférieure (y = -v) :**

$$\sigma_{\text{inf}}(-v') = \frac{M_m}{I_n} (-v') + \frac{P^{\text{max}}}{B_n} + \frac{P^{\text{max}} \times e_p}{I_n} (-v') \leq \sigma_{Mi}$$

$$\sigma_{\text{inf}}(-v') = \frac{1.0848}{0.0994} \times (-0.79) + \frac{5.625}{0.474} + \frac{5.625 \times (-0.3885)}{0.0994} \times (-0.79)$$

$$\sigma_{\text{inf}}(-v') = 20.61MPa \leq \sigma_{Mi} = 26.034MPa$$

Condition vérifiée

- **A long terme (j = ∞) :**

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

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

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

$$P_{\text{min}}^{\infty} = 0.68 \times 6.250$$

$$P_{\text{min}}^{\infty} = 4.250MN$$

$$ep = -v' + t' \rightarrow ep = -1.06 + 0.1215 \rightarrow ep = -0.9385$$

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

$$\sigma_{\text{sup}}(v) = \frac{M_M}{I} v + \frac{P_{\text{min}}^{\infty}}{B} + \frac{P_{\text{min}}^{\infty} \times e_p}{I} v \leq \sigma_{Ms}$$

$$\sigma_{\text{sup}}(v) = \frac{5.528}{0.222} \times 0.49 + \frac{4.250}{0.965} + \frac{4.250 \times (-0.9385)}{0.222} \times 0.49$$

$$\sigma_{\text{sup}}(v) = 7.80 \text{MPa} \leq \sigma_{Ms} = 27 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

- **Dans la fibre inférieure ($y = -v$) :**

$$\sigma_{\text{inf}}(-v') = \frac{M_M}{I} (-v') + \frac{P_{\text{min}}^{\infty}}{B} + \frac{P_{\text{min}}^{\infty} \times e_p}{I} (-v') \leq \sigma_{Mi}$$

$$\sigma_{\text{inf}}(-v') = \frac{5.528}{0.222} \times (-1.06) + \frac{4.250}{0.965} + \frac{4.250 \times (-0.9385)}{0.222} \times (-1.06)$$

$$\sigma_{\text{inf}}(-v') = -2.94 \text{MPa} \leq \sigma_{mi} = -3.30 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

III.4. Conclusion :

Le logiciel CSI Bridge permet de calculer les moments fléchissant de l'hourdis et des poutres à l'ELU et l'ELS, facilitant ainsi le calcul de la disposition des câbles en utilisant le logiciel SOCOTEC. Les résultats obtenus avec CSI Bridge sont utilisés comme données d'entrée pour dimensionner les armatures longitudinales et transversales de l'hourdis et l'étude de la précontrainte des poutres.

Chapitre IV

Étude de la pile

IV.1. Introduction :

Les piles sont des appuis intermédiaires massifs et permanents qui supportent le tablier d'un pont. Elles jouent un rôle important dans la transmission des charges et surcharges du tablier (poids propre, freinage, variations thermiques, séisme, etc.) vers les fondations. Le choix du type de pile dépend principalement de ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ainsi que des contraintes du site et du projet. Les piles modernes sont généralement en béton armé ou précontraint, avec deux formes principales : les colonnes ou les voiles. L'étude d'une pile comprend plusieurs aspects clés :

- La détermination des efforts (efforts normaux, moments fléchissant) s'exerçant sur la pile selon les différentes combinaisons de charges (ELU, ELS, séisme)
- Le calcul du ferrailage nécessaire pour reprendre ces efforts

L'utilisation de logiciels de calcul par éléments finis permet d'affiner l'analyse des différents éléments de la pile. L'objectif est de concevoir une pile stable, résistante et durable, capable de transmettre en toute sécurité les efforts du tablier vers le sol.

Dans ce chapitre, on va étudier les différents éléments de la pile par le code de calcul des éléments finis « CsiBridge v.24 ».

IV.2. Appareils d'appuis :

IV.2.1. Définition :

Les appareils d'appui sont des dispositifs placés entre le tablier d'un pont et ses appuis (piles ou culées). Leur rôle principal est de transmettre les efforts (charges permanentes, charges d'exploitation, variations thermiques, etc.) du tablier vers les appuis, tout en permettant les déplacements et déformations du tablier.

IV.2.2. Choix des appareils d'appuis :

Les appareils d'appui sont des éléments clés dans la structure d'un pont, transmettant les charges du tablier vers les appuis (piles ou culées). Ils permettent également des déplacements et rotations du tablier.

Les choix des appareils d'appui dépendent de la valeur des efforts à transmettre, des contraintes géométriques et fonctionnelles du projet, ainsi que des caractéristiques des différents types d'appareils d'appui.

IV.2.3. Type des appareils d'appuis :

Dans notre étude on va utiliser des appareils d'appuis en élastomère fretté.

IV.2.4. Dimensionnement des appareils d'appuis :

$$K_{App} = \frac{a \times b \times G}{e}$$

Avec :

a : Dimension en plan.

b : Dimension en plan.

e : épaisseur de l'appareils d'appuis.

G : Module de cisaillement.

$$K_{App} = \frac{350 \times 450 \times 1.2}{65} = 2900 \text{ KN} / \text{m}$$

IV.3. Géométrie de la pile :

Une pile de pont est composée de trois éléments clés : le sommier, le corps de pile et la semelle.

Le sommier (chevêtre) :

- Situé au sommet de la pile, il reçoit directement les efforts du tablier.
- Il est conçu pour transmettre ces efforts au corps de pile.

Le corps de pile (fut) :

- C'est la partie principale de la pile, qui relie le sommier à la semelle.
- Sa forme et ses dimensions sont déterminées en fonction de la hauteur de l'ouvrage et de la portée des arches.

La semelle :

- Elle est la base de la pile, en contact direct avec le sol.
- Elle est conçue pour transmettre les efforts du corps de pile au sol, en garantissant une stabilité et une résistance suffisantes.

La géométrie d'une pile de pont est définie par la combinaison de ces trois éléments, qui travaillent ensemble pour supporter le tablier et résister aux divers efforts auxquels le pont est soumis.

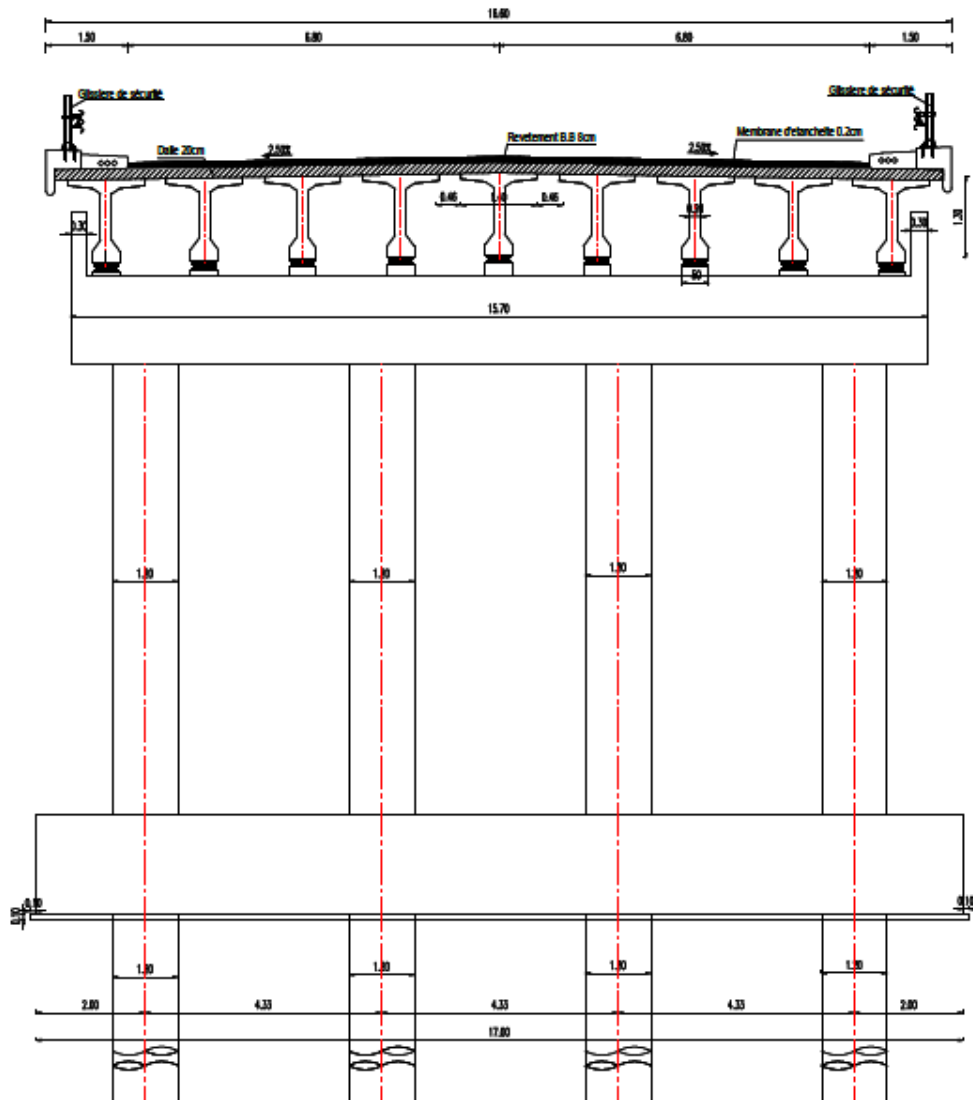


Figure IV. 1 : Coupe longitudinale de la pile

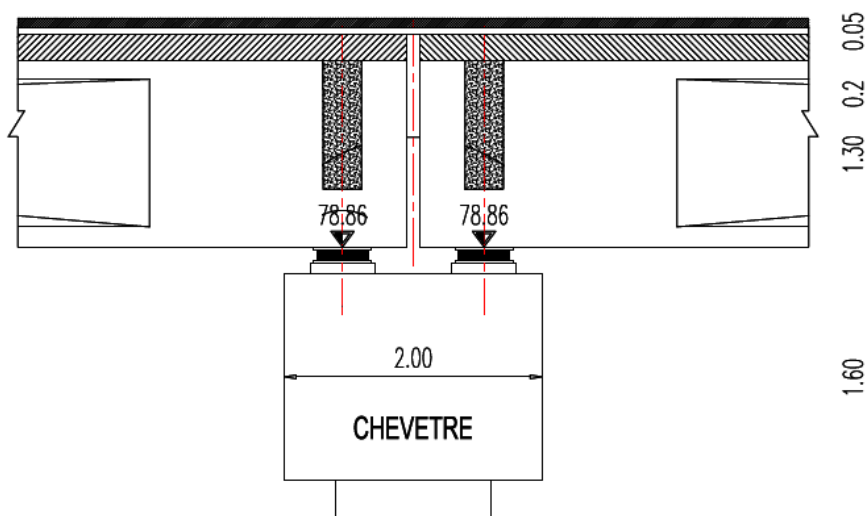


Figure IV. 2 : Détails de chevêtre

IV.4. Les éléments de la pile :

IV.4.1. Le chevêtre :

Le chevêtre d'un pont joue un rôle crucial dans la structure en tant que partie supérieure d'une pile, supportant le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appui. Sa fonction principale est double : d'une part, il assure la diffusion des efforts dans la pile, et d'autre part, il permet la mise en place et le positionnement des appareils d'appui. Ainsi, le chevêtre contribue à la transmission efficace des charges du tablier vers la pile, garantissant la stabilité et la résistance de l'ensemble de la structure du pont.

Dans notre étude les dimensions de chevêtre :

- Longueur : 15.70 m.
- Largeur : 2.00 m.
- Hauteur : 1.60 m.

Les dimensions de fût sont :

- Nombre de fûts : 4 fûts.
- Diamètre du fût : 1.20 m.
- Hauteur : 7.45 m.

IV.5. Étude sismique :

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, relève du domaine de la dynamique des structures,

Les séismes provoquent des mouvements du sol qui excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

IV.5.1. Les Données de la sismicité :

Selon les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA2008) :

- La zone du projet est classée en IIa (zone de moyenne Fréquence sismique)
- Pont groupe 2 (pont important).

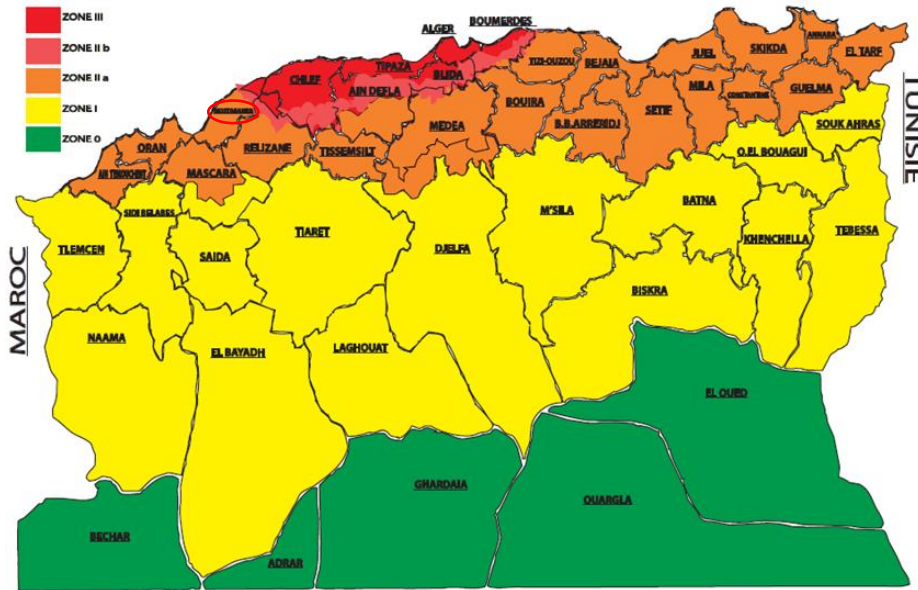


Figure IV. 3 : Zone du projet

Dans les régions dites sismiques, les ponts doivent résister à ces charges naturelles et cela en respectant le règlement parasismique des ouvrages d'art algérien « R.P.O.A ».

- **Spectre de réponse élastique :**

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

- **Composante horizontale :**

L'accélération élastique horizontale (S_{ae}) est exprimée donner en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (δ) de l'ouvrage par :

Selon ce dernier :

- La région est classée comme zone de sismicité moyenne (zone IIa)
- Le projet est de groupe d'usage 2
- Le site de projet est de classification S3
- Accélération sismique égale à 0.20

Le spectre de calcul horizontal $S_{ae}(T, \xi)$ est la représentation de l'action sismique la plus couramment utilisée :

$$sae^H (T, \xi)_{(m/s^2)} = \left\{ \begin{array}{ll} Ag S \left(1 + \frac{T}{T_1} 2.5 \eta - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta Ag S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta Ag S \left\{ \frac{T_2}{T} \right\} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta Ag S \left\{ \frac{3T_2}{T^2} \right\} & T \geq 3.0s \end{array} \right\}$$

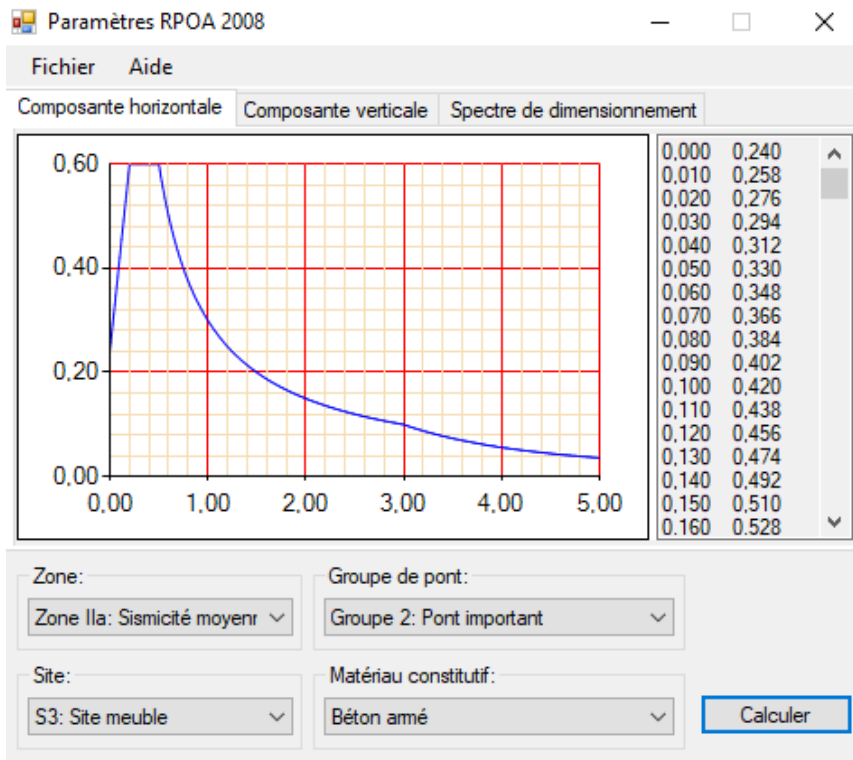


Figure IV. 4 : Spectre de réponse élastique- composante horizontal

Le spectre de calcul horizontal $Sae (T, \xi)$:

$$sae^V (T, \xi)_{(m/s^2)} = \left\{ \begin{array}{ll} Ag S \left(1 + \frac{T}{T_1} 2.5 \eta - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \alpha Ag \eta \left\{ \frac{T_2}{T} \right\} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \alpha Ag \eta \left\{ \frac{3T_2}{T^2} \right\} & T \geq 3.0s \end{array} \right\}$$

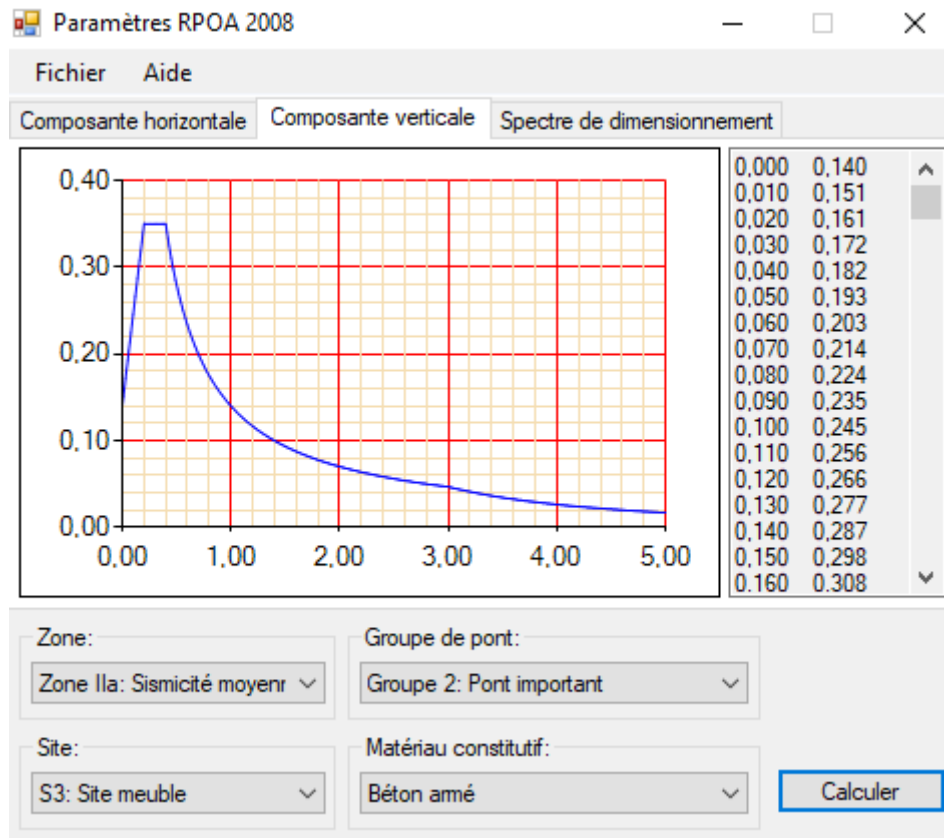


Figure IV. 5 : Spectre de réponse élastique- composante vertical

Spectre de dimensionnement :

$$sae (T, \xi)_{(m/s^2)} = \left. \begin{cases} 2.5 \eta Ag S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta Ag S \left\{ \frac{T_2}{T} \right\}^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta Ag S \left\{ \frac{3T_2}{T^2} \right\}^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \right\}$$

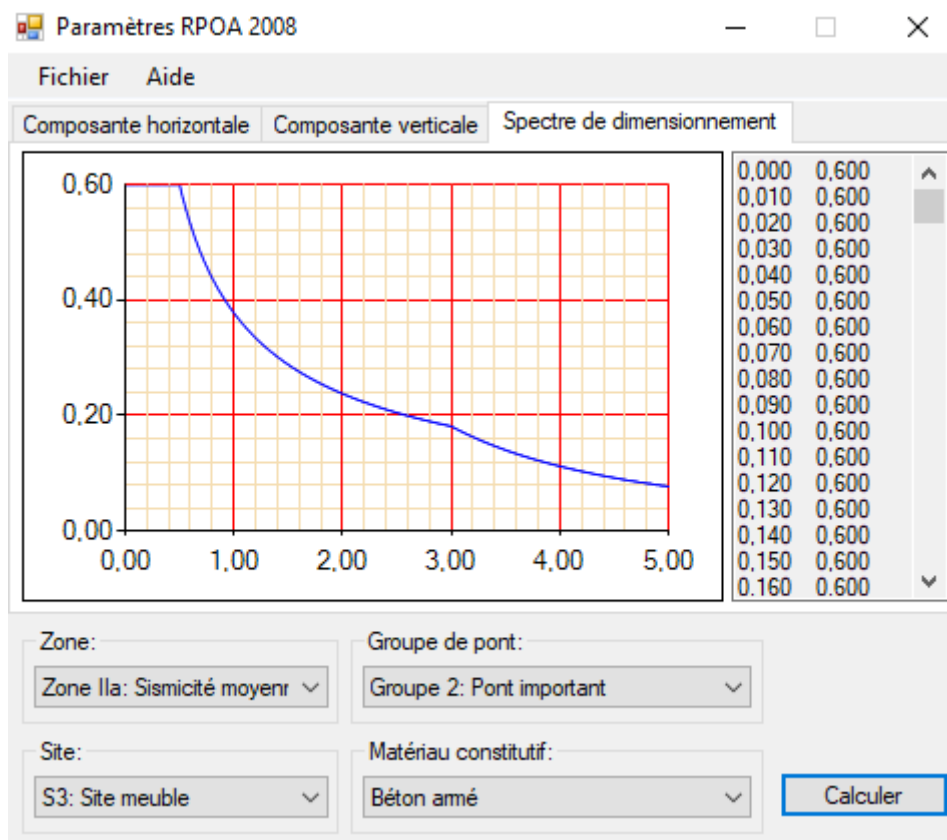


Figure IV. 6 : Spectre de réponse de dimensionnement

IV.5.2. Analyse de l'ouvrage :

L'ouvrage a été analysé après sa modélisation en éléments finis avec le logiciel CsiBridge Version 24. Ce logiciel offre de nombreuses fonctionnalités pour l'analyse des effets statiques et dynamiques, ainsi que des outils de conception et de vérification pour les structures en béton armé et les charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats en permettant la visualisation de la déformation du système, des diagrammes des efforts, des courbes enveloppes, des champs de contraintes, des modes propres de vibration, etc.

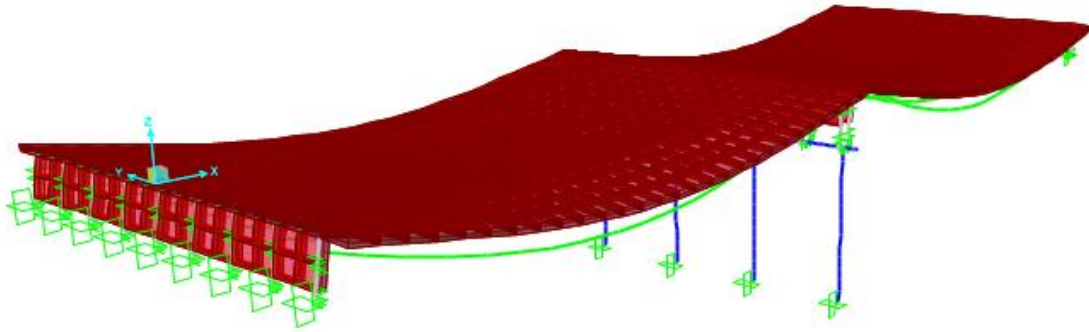


Figure IV. 7 : Modèle 3D en éléments finis de l'ouvrage

Après avoir analysé notre modèle, nous avons extrait les résultats des moments fléchissant, des efforts tranchants, des moments de torsion, des efforts normaux et des déplacements pour chaque combinaison. Ces données sont essentielles pour le calcul des appareils d'appui et de l'infrastructure de l'ouvrage. Nous interpréterons ces résultats dans les prochaines étapes pour une meilleure compréhension et une prise de décision éclairée.

➤ **Évaluation des sollicitations sous différentes combinaisons :**

- **A l'État Limite Ultime ELU :**

$$1.35G + \max \left\{ \begin{array}{l} 1.605 \max[(A(l);B)] + ST \\ 1.35M_{C120} \\ 1.35D_{240} \end{array} \right\}$$

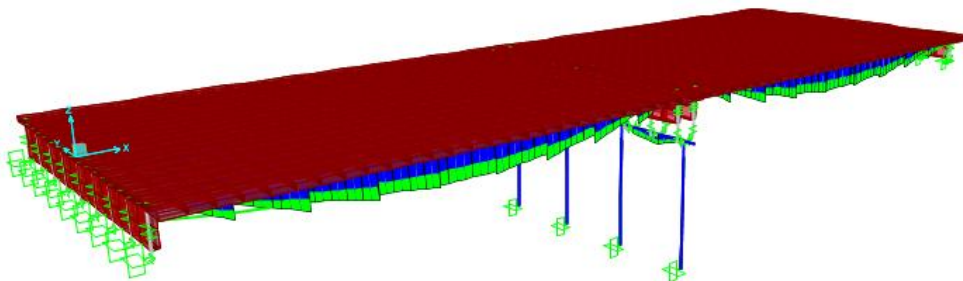


Figure IV. 8 : Déformation du pont à l'ELU max

- A l'État Limite de Service ELS :

$$G + \max \left\{ \begin{array}{l} 1.2[\max(A(1);B)] + ST \\ M_{C120} \\ D_{240} \end{array} \right\}$$

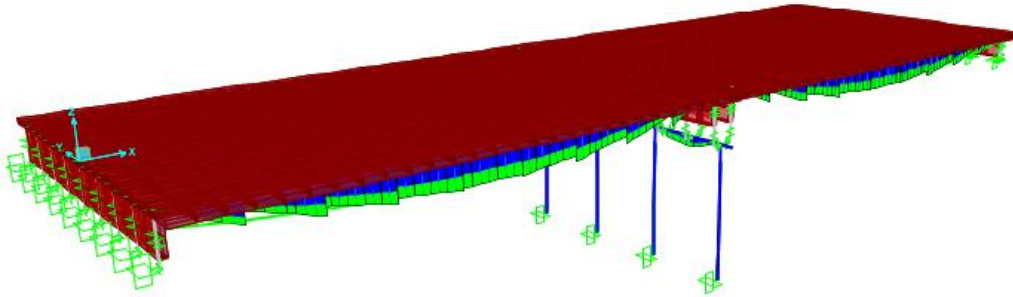


Figure IV. 9 : Déformation du pont à l'ELS max

- A l'État Limite Accidentelle ELA :

$$G + \max \left\{ \begin{array}{l} Ex + 0.3Ey + 0.3Ez \\ Ey + 0.3Ex + 0.3Ez \\ Ez + 0.3Ex + 0.3Ey \end{array} \right\}$$

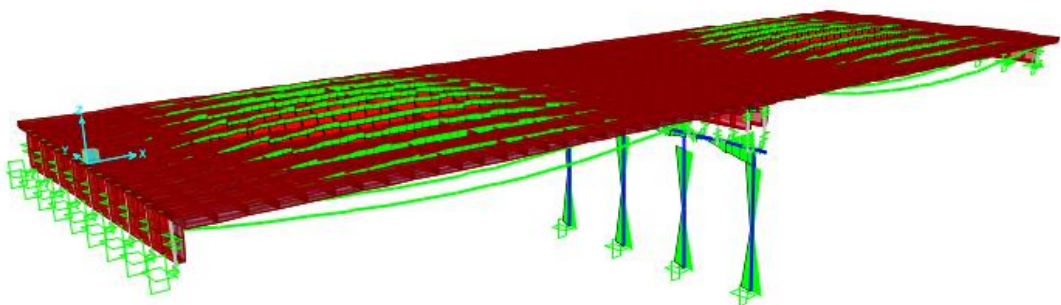


Figure IV. 10 : Déformation du pont à l'ELA max

IV.5.2.1. Résultats de l'analyse modale :

Les 3 premiers modes propres de vibration de la structure ont été identifiés, avec leurs périodes et fréquences associées. Le tableau ci-après présente ces résultats.

Tableau IV. 1 : Périodes et fréquences des 3 premiers modes

| Modes | Périodes (s) | Fréquence HZ |
|-------|--------------|--------------|
| 1 | 1.024 | 0.975 |
| 2 | 0.903 | 1.106 |
| 3 | 0.852 | 1.172 |

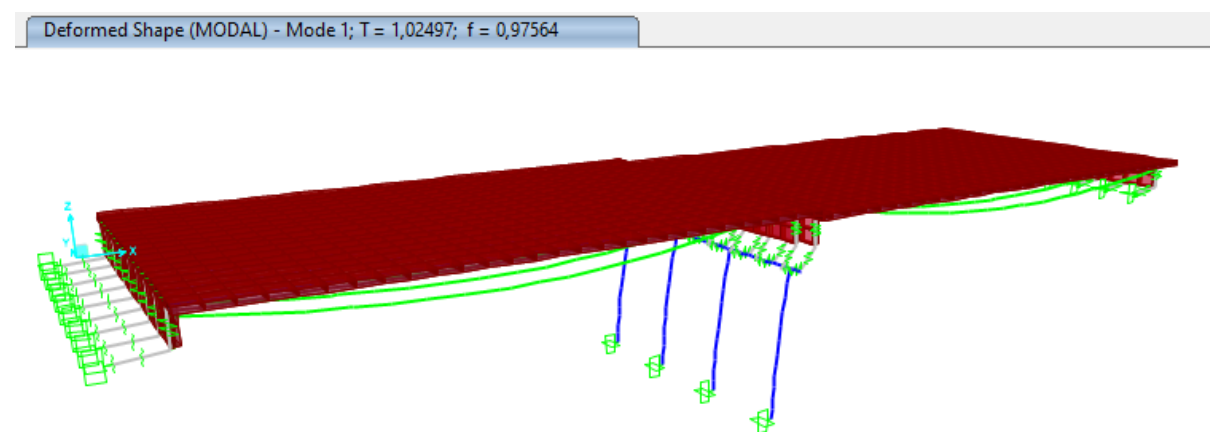


Figure IV. 11 : Mode 1 : Translation selon X

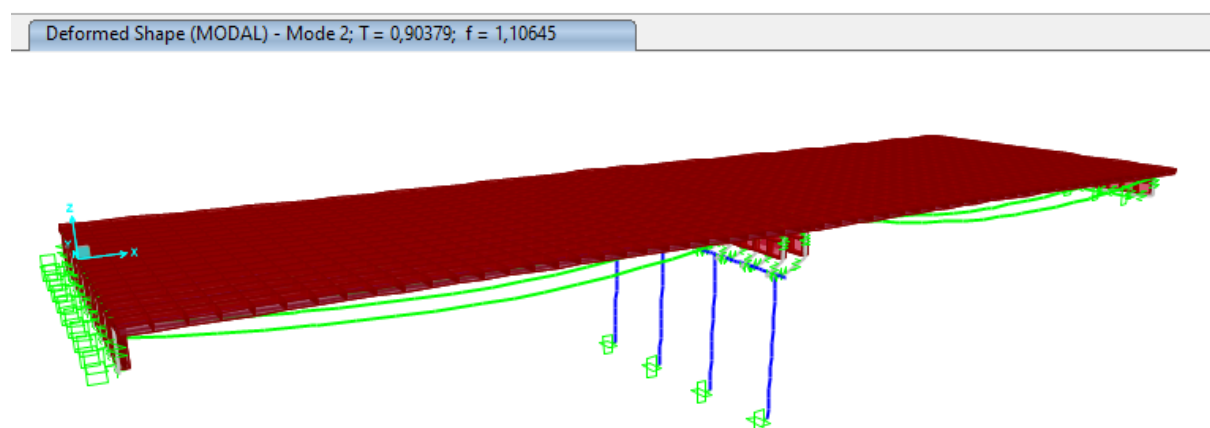


Figure IV. 12 : Mode 2 : Translation selon Y

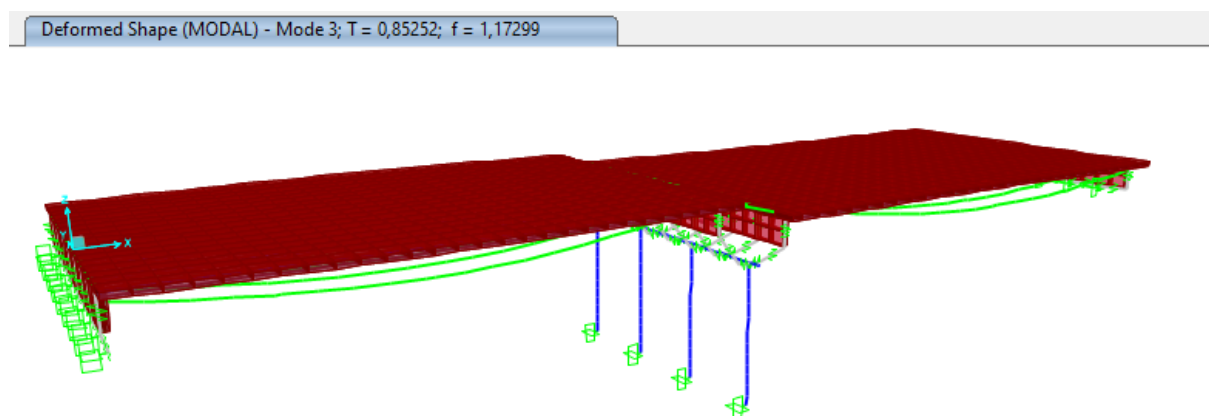


Figure IV. 13 : Mode 3 : Rotation selon Z

IV.5.2.2. Analyse spectrale :

L'analyse spectrale est une méthode qui permet de déterminer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont ensuite combinées en utilisant la méthode de combinaison quadratique complète (CQC) ou la méthode de la somme des racines carrées des carrés (SRSS) pour obtenir la réponse globale de la structure.

Méthode du spectre de réponse (Analyse dynamique linéaire) :

L'analyse par le spectre de réponse est une méthode d'analyse élastique qui permet de déterminer les réponses dynamiques maximales de tous les modes de vibration significatifs de la structure. Cette approche se fonde sur un calcul dynamique modal spectral, tout en prenant en compte de manière statique les déplacements différentiels.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

Les effets de l'action sismique doivent être déterminés à partir d'un modèle linéaire dynamique complet, en accord avec les lois de la mécanique et avec les principes de l'analyse structurale.

IV.5.3. Calcul du Période fondamentale du système :

IV.5.3.1. Détermination de la masse M :

M est la masse du pont mise en mouvement horizontal. Elle comprend la masse M_t du tablier, une fraction de la masse revenant aux charges d'exploitations normales Q_r et la moitié de la masse M_p des piles.

$$M = \frac{1}{2} Mp + Mt + 0.2Qr$$

La masse du tablier : le poids propre de la structure et l'ensemble des charges permanentes (équipements, revêtement, ...)

$$Mt = \frac{gt \times L \times 2}{g}$$

- Poids propre de tablier : 693.997 t/ml
- Longueur de travée L=25 m
- 2 travées

$$Mt = \frac{gt \times L \times 2}{g} = \frac{693.997 \times 25 \times 2}{9.81}$$

$$Mt = 3537.191t$$

La masse des charges d'exploitation ($A(l)$) : 20% des charges d'exploitation routière sont ajoutées sur la totalité de la longueur du pont route

- Longueur du pont : L=25×2=50 m
- $qA(l) = 2.395t/ml$

$$Mq = \frac{q(A(l)) \times L}{g} = \frac{2.395 \times 50}{9.81}$$

$$Mq = 12.206 t$$

La masse des piles : le tablier est lié aux piles (appareil d'appuis), on prend en compte la moitié de la masse des piles.

➤ **Poids du chevrete :**

$$P_{chev} = 1.6 \times 2 \times 25 \times 15.7 = 125.6 t$$

➤ **Poids du fût :**

$$P_{futs} = 4 \times \frac{\pi \times 1.2^2}{4} \times 7.5 \times 2.5 = 84.25 t$$

➤ **Poids propre de la pile :**

$$P_{totale} = P_{chev} + P_{futs}$$

$$P_{totale} = 125.6 + 84.25$$

$$P_{totale} = 209.85 t$$

$$Mp = \frac{P_{totale}}{g} = \frac{209.85}{9.81}$$

$$Mp = 21.39 \text{ t}$$

Donc le poids propre totale est :

$$M = \frac{1}{2} Mp + Mt + 0.2Qr$$

$$M = \frac{1}{2} \times 21.39 + 3537.191 + 0.2 \times (12.206)$$

$$M = 3550.3272 \text{ t}$$

➤ **Raideur longitudinale K d'un appui :**

$$K = \frac{1}{\frac{1}{n' \times k_{appareil}} + \frac{1}{k_{pile}}}$$

n' : nombre des séries des appareils d'appuis.

Raideur de pile (K_{pile}) :

Avec :

n : Le nombre de fûts de pile.

E : Le module de déformation instantanée du béton.

I : L'inertie longitudinale d'un fût.

L : La hauteur du fût.

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi (1.2)^4}{64} = 0.102 m^4$$

$$k_{pile} = n \times \frac{3EI}{L^3}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,73 MPa$$

$$I = 0.102 m^4$$

$$k_{pile} = 4 \times \frac{3 \times 35981.73 \times 0.102}{7.45^3} = 106.5 MN / m$$

➤ **Raideur des appareils d'appuis ($K_{appareil}$) :**

$$K_{\text{appareils}} = n \frac{G \times a \times b}{T}$$

$$K_{\text{appareils}} = 9 \times \frac{1.2 \times 0.35 \times 0.45}{0.065}$$

$$K_{\text{appareils}} = 26.17 \text{ MN} / \text{m}$$

Donc la raideur d'un appui est :

$$K = \frac{1}{\frac{1}{n \times k_{\text{appareil}}} + \frac{1}{k_{\text{pile}}}} = \frac{1}{\frac{1}{2 \times 26.17} + \frac{1}{106.50}}$$

$$K = 35.093 \text{ MN} / \text{m}$$

$$K = k_{\text{pile}} \times 2k_{\text{raideur}}$$

$$K = 106.50 + 2 \times 35.093$$

$$K = 176.68 \text{ MN} / \text{m}$$

➤ **Période fondamentale du système :**

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

K : la raideur de l'ensemble des appuis.

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}}$$

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{3550.3272}{176680}}$$

$$T = 0.89 \text{ s}$$

➤ **Vérification des périodes fondamentaux du pont selon RPOA art4.3.1 :**

$$T_{\text{num}} \leq 1.3T_{\text{spe}}$$

Avec :

T_{num} : Période fondamentale calculée à partir de la méthode numérique (CSIBridge).

T_{spe} : Période fondamentale déterminée à partir de la méthode spectrale monomodale.

Mode 1 :

$$T_{num} = 1.024 \text{ s}$$

$$T_{spe} = 0.89 \text{ s}$$

$$\rightarrow 1.024 < 1.3 \times 0.89$$

$$\rightarrow 1.024 < 1.157$$

$$\Rightarrow T_{num} \leq 1.3T_{spe}$$

Condition vérifiée.

Mode 2 :

$$T_{num} = 0.903 \text{ s}$$

$$T_{spe} = 0.86 \text{ s}$$

$$\rightarrow 0.903 < 1.3 \times 0.89$$

$$\rightarrow 0.903 < 1.157 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_{num} \leq 1.3T_{spe}$$

Condition vérifiée.

➤ Vérification de masse participation modale du pont (selon RPOA 2008) :

Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

Le critère ci-dessus est considéré comme satisfait si la somme des (masses modales effectives), atteint pour les modes considérés au moins 90 % de la masse totale du pont.

| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX |
|------------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 1,024966 | 0,96894 | 1,124E-11 | 2,834E-11 | 0,96894 | 1,124E-11 | 2,834E-11 | 3,852E-13 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,903792 | 1,173E-11 | 0,93964 | 3,814E-06 | 0,96894 | 0,93964 | 3,814E-06 | 0,00191 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,852522 | 1,498E-06 | 4,829E-09 | 1,332E-15 | 0,96894 | 0,93964 | 3,814E-06 | 1,342E-13 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,492257 | 1,118E-05 | 6,724E-10 | 5,908E-09 | 0,96896 | 0,93964 | 3,82E-06 | 2,044E-07 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,484168 | 4,054E-11 | 0,00014 | 0,18877 | 0,96896 | 0,93978 | 0,18877 | 0,47325 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,482446 | 1,862E-10 | 0,00011 | 0,42156 | 0,96896 | 0,93989 | 0,61033 | 0,20721 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,481319 | 0,00012 | 1,19E-09 | 1,088E-05 | 0,96907 | 0,93989 | 0,61034 | 1,644E-06 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,472977 | 7,641E-06 | 5,802E-09 | 4,266E-10 | 0,96908 | 0,93989 | 0,61034 | 2,799E-07 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,322252 | 5,152E-10 | 4,497E-07 | 0,07206 | 0,96908 | 0,93989 | 0,68241 | 5,003E-06 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,320777 | 4,278E-06 | 6,977E-13 | 1,157E-07 | 0,96908 | 0,93989 | 0,68241 | 1,848E-11 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,302319 | 3,291E-11 | 1,027E-06 | 4,138E-06 | 0,96908 | 0,93989 | 0,68241 | 0,0026 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,222612 | 0,01772 | 2,697E-13 | 2,184E-06 | 0,9868 | 0,93989 | 0,68241 | 3,377E-11 |
| MODAL | Mode | 13 | 0,210948 | 3,898E-12 | 2,323E-06 | 7,419E-07 | 0,9868 | 0,93989 | 0,68241 | 0,00437 |
| MODAL | Mode | 14 | 0,210628 | 8,303E-09 | 7,33E-10 | 7,017E-11 | 0,9868 | 0,93989 | 0,68241 | 5,302E-07 |
| MODAL | Mode | 15 | 0,193949 | 1,544E-05 | 1,19E-10 | 0,00348 | 0,98682 | 0,93989 | 0,6859 | 1,891E-08 |

Figure IV. 14 : Affichage des masses participation modales

IV.6. Combinaison modale des réponses :

L'action sismique E (force, déplacement, etc.) se calcule selon l'une des deux combinaisons statistiques (SRSS) ou (CQC).

➤ **Combinaison SRSS :**

Lorsque les périodes propres sont espacées nous utilisons cette combinaison qui est la racine carrée de la somme des carrés (Square Root of Sum of Squares). L'action sismique s'écrit :

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

Les deux périodes naturelles T_i et T_j ($T_i \leq T_j$) sont espacées si :

$$\rho = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \zeta}$$

ζ : est le taux d'amortissement visqueux.

$$\rho = \frac{T_i}{T_j} = \frac{T_2}{T_1} = \frac{0.903}{1.024} = 0.880$$

$$\frac{10}{10 + \zeta} = \frac{10}{10 + 5} = 0.995$$

$$0.880 < 0.995$$

Condition vérifiée.

- La charge sismique totale (Les réactions à la base ou effort tranchant à la base) :

Selon X :

$$F_1 = \sqrt{Fx^2 + Fy^2 + Fz^2} \rightarrow F_1 = \sqrt{(5918.986)^2 + (1952.100)^2 + (1128.345)^2}$$

$$F_1 = 6333.897 \text{ KN}$$

Selon Y :

$$F_2 = \sqrt{Fx^2 + Fy^2 + Fz^2} \rightarrow F_2 = \sqrt{(1715.696)^2 + (6506.99)^2 + (1128.548)^2}$$

$$F_2 = 6841.541 \text{ KN}$$

Selon Z :

$$F_3 = \sqrt{Fx^2 + Fy^2 + Fz^2} \rightarrow F_3 = \sqrt{(1775.697)^2 + (1952.128)^2 + (376.073)^2}$$

$$F_3 = 4594.515 \text{ KN}$$

➤ Combinaison CQC :

Cette combinaison est utilisée dans le cas général lorsque les périodes propres sont rapprochés (Complete Quadratic Combination).

L'action sismique se calcule par l'équation :

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

Où r_{ij} est le facteur de corrélation qui s'écrit sous la forme :

$$r_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+\rho)\rho^{\frac{3}{2}}}{10^4(1-\rho^2)^2 + 4\zeta^2\rho(1+\rho)^2}$$

IV.6.1. Combinaison directionnelle des réponses :

Pour prendre en compte l'incertitude directionnelle du séisme, l'action totale E est combinée selon la formule suivante :

- Séisme longitudinal $\rightarrow E = Ex \pm 0.3Ey \pm 0.3Ez$
- Séisme transversal $\rightarrow E = Ey \pm 0.3Ex \pm 0.3Ez$
- Séisme vertical $\rightarrow E = Ez \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey$

IV.6.2. Définition du spectre de réponse :

Le logiciel CsiBridge offre une base de données de spectres de réponse conformes au code sismique américain (Uniform Building Code). Cependant, pour répondre aux exigences du règlement parasismique algérien en vigueur, nous devons créer un spectre de réponse spécifique adapté aux normes locales.

Conformément aux formules prescrites dans le règlement parasismique, un fichier texte contenant les couples période-accelération doit être généré. Ce spectre de réponse prendra en compte les catégories de site, le coefficient d'accélération du sol et le facteur de correction d'amortissement. Les périodes seront incrémentées par pas de 0,01 seconde pour une définition précise du spectre.

IV.6.3. Calcul des spectres de réponse :

La réponse sismique de la structure du pont est amplifiée en fonction de la nature du sol, du taux d'amortissement critique de l'ouvrage et de ses périodes propres, qui dépendent des matrices de masse et de rigidité de la structure. Cette amplification sismique est prise en compte à travers les spectres de réponse élastiques et de dimensionnement.

Dans le cadre de cette étude, les spectres de réponse ont été calculés à l'aide du logiciel RPOA 2008.

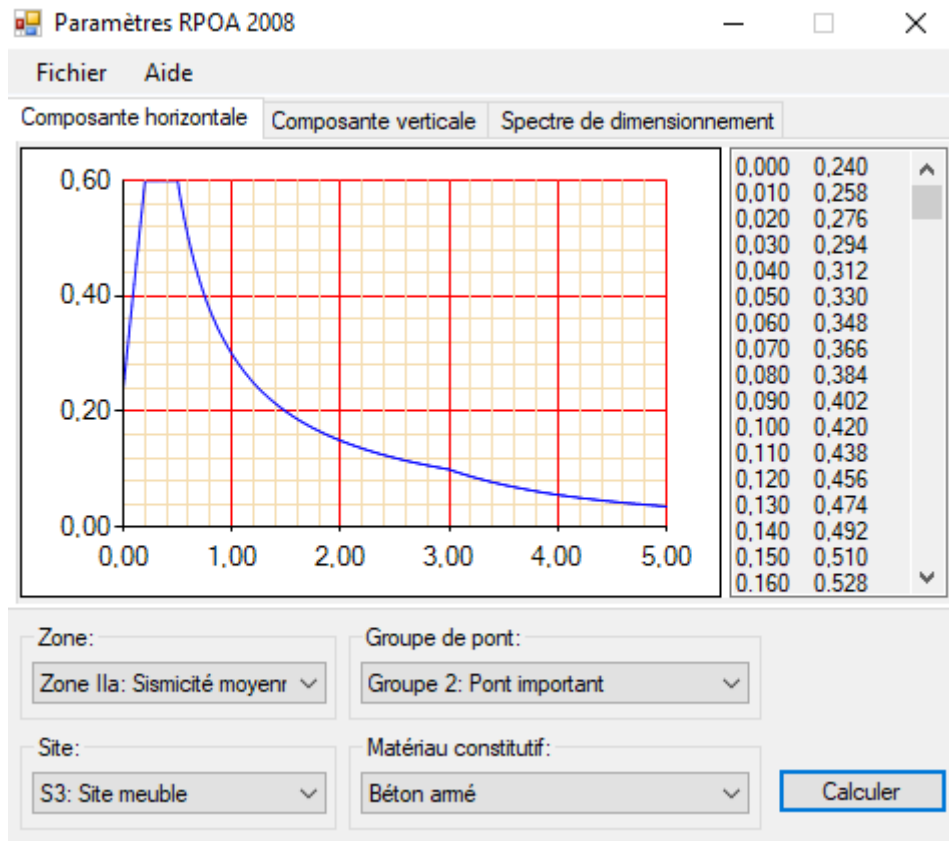


Figure IV. 15 : Exemple de calcul du spectre

IV.6.4. Introduction du spectre de réponse :

Les spectres de réponse élastique horizontaux et verticaux sont intégrés de la façon suivante :

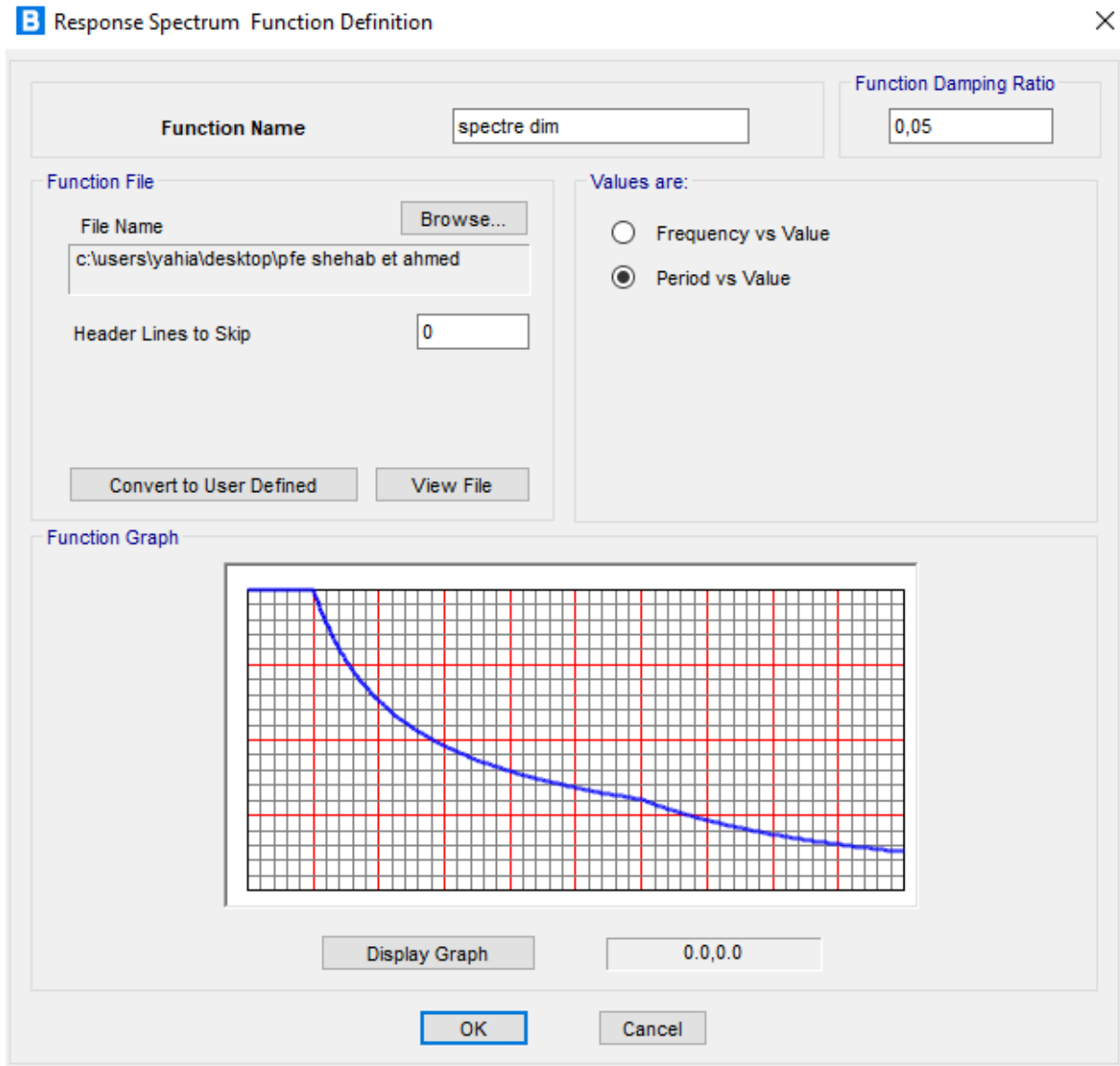


Figure IV. 16 : Introduction du spectre de dimensionnement

A partir du menu « Define » → on choisit l’instruction « Fonctions » → « Responce Spectrum » → Dans l’onglet « Choose function », on choisit « from file » → « add new fonction ».

→ on clique sur « Brows » afin de pouvoir spécifier l’emplacement des fichier textes préalablement définie.

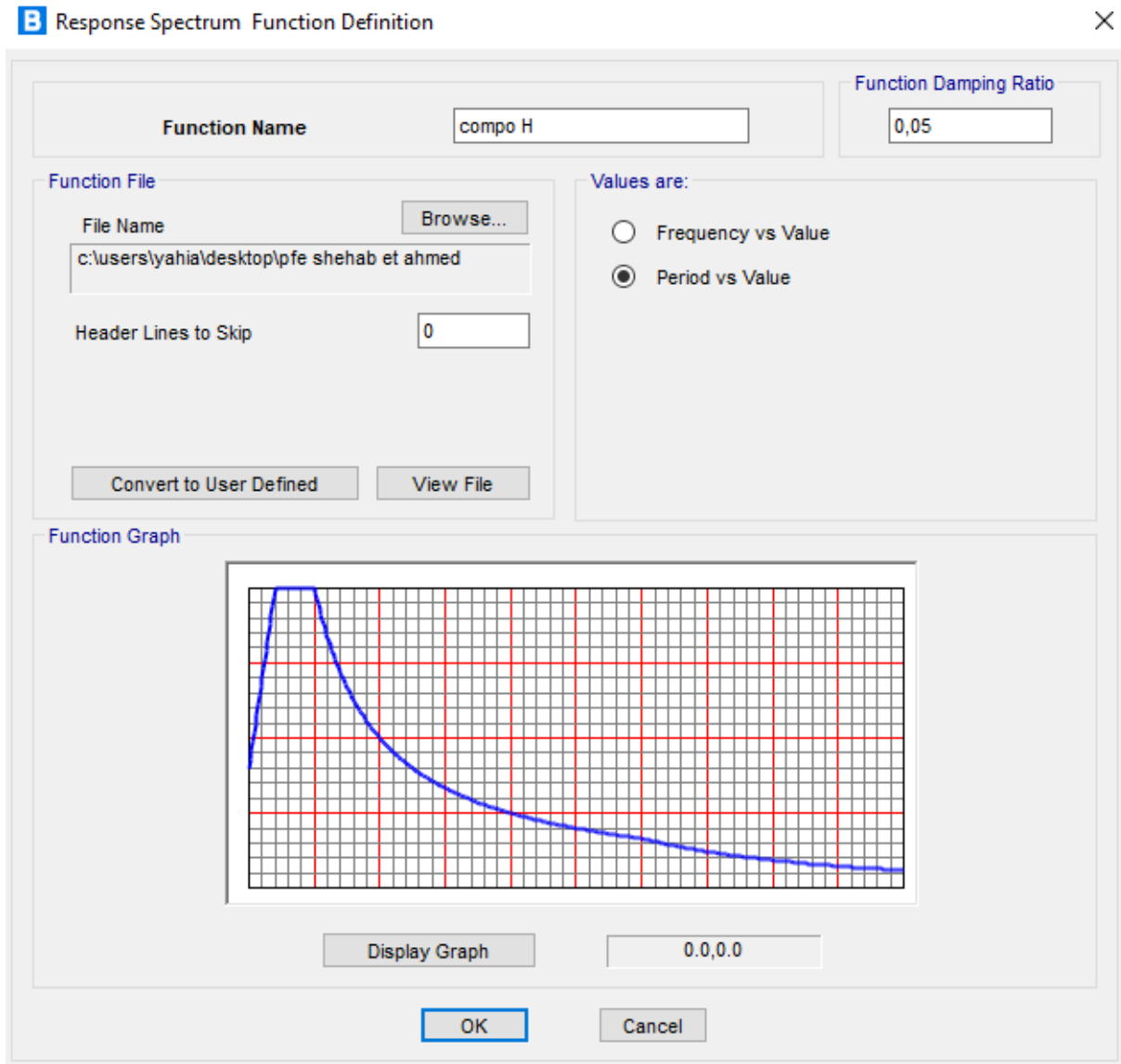


Figure IV. 17 : Spectre de réponse horizontal

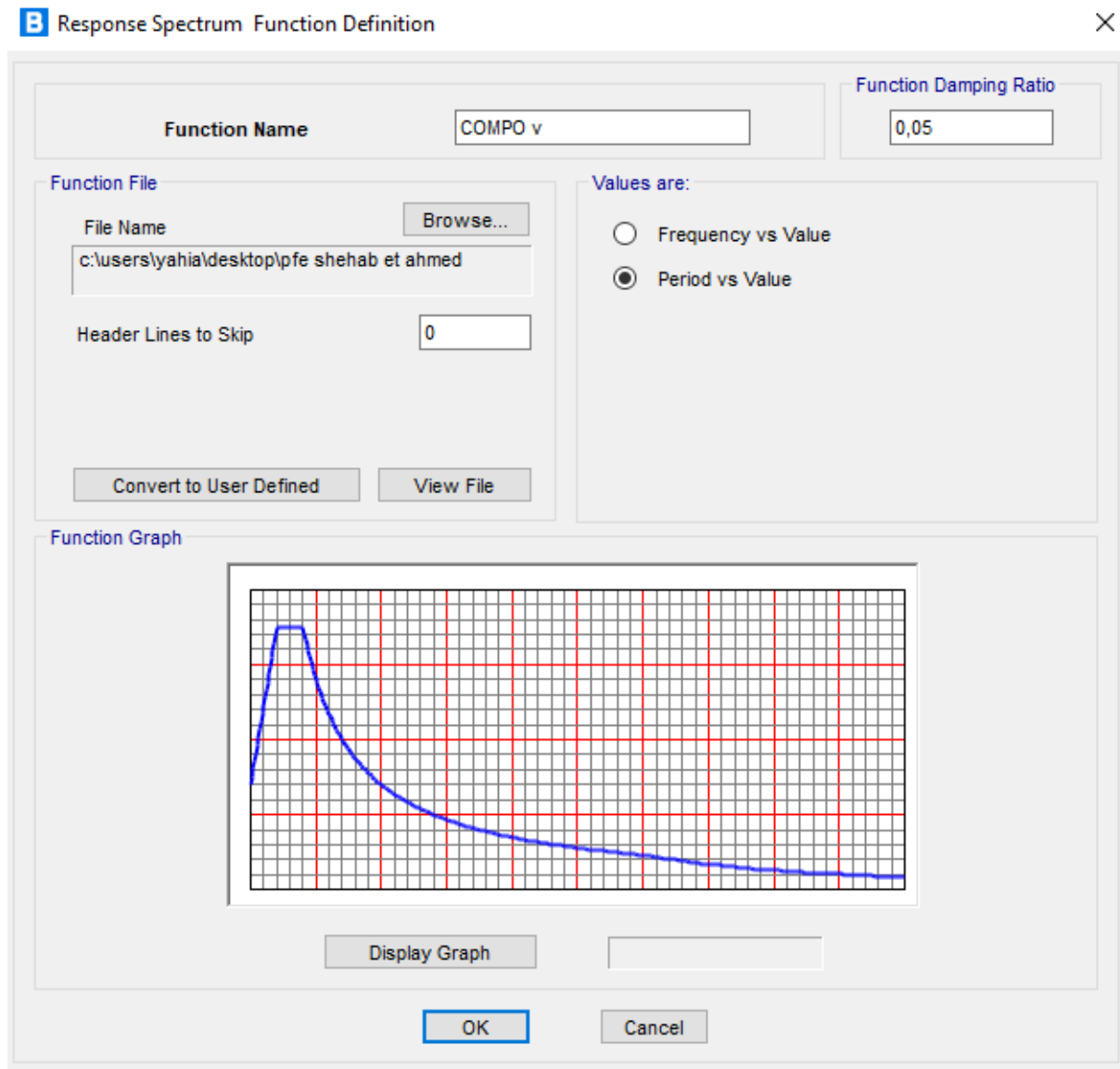


Figure IV. 18 : Spectre de réponse vertical

Repos d'appui minimal (Selon RPOA2008 article 6.2 P 48) :

Sur les appuis ou un déplacement relatif entre l'élément supporte (tablier) et le support est prévu sous les charges sismiques, un repos d'appui minimal doit être prévu.

Ce repos d'appui doit assurer que le recouvrement entre le tablier et son support présente une longueur suffisante et que la fonction du support soit maintenue en cas de déplacement sismique extrême.

Les efforts horizontaux sont calculés selon les combinaisons d'actions définies. Ils sont multipliés par les coefficients $\gamma_R = 1,4$ et $\gamma_0 = 0,8+0,2 q$. ($q=1$ appuis élastomère)

Le repos d'appui minimal b peut être évalué comme suit :

Avec :

b_0 : est la longueur minimale d'appui assurant la transmission en toute sécurité de la réaction verticale statique, avec un minimum de 40 cm ;

d : est le déplacement différentiel du sol entre le barycentre des appuis fixes et l'appui considéré.

D : est le déplacement du tablier au niveau de l'appui du a la déformation de la structure sous les combinaisons sismiques.

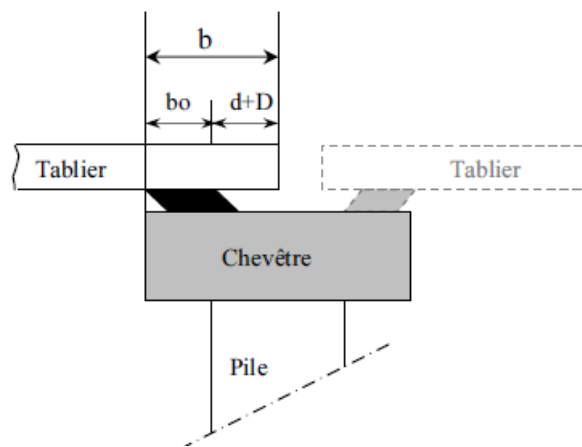


Figure IV. 19 : Repos d'appuis minimal

- **Application numérique :**

- a. **Selon Ex :**

$$b = b_0 + \gamma_R \times \gamma_0 (d + D)$$

$$D = \delta_{Tab} - \delta_{Pille}$$

$$\delta_{Tab} = \begin{cases} u_1 = 0.0799 \\ u_2 = 0.0211 \end{cases}$$

$$\delta_{Pille} = \begin{cases} u_1 = 0.0425 \\ u_2 = 0.0045 \end{cases}$$

$$D_{long} = \delta_{Tab} - \delta_{Pille} = 0.0799 - 0.0425$$

$$D_{long} = 0.0374m$$

$$D_{trans} = \delta_{Tab} - \delta_{Pille} = 0.0211 - 0.0045$$

$$D_{trans} = 0.0166m$$

Longitudinalement :

$$b = b_0 + \gamma_R \times \gamma_0 (d + D)$$

$$b_0 = 40\text{cm} = 0.4\text{m}$$

$$\gamma_R = 1.4$$

$$\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$$

$$b = 0.4 + 1.4 \times 1(0 + 0.0347)$$

$$b_{long} = 0.45\text{m}$$

Transversalement :

$$b = b_0 + \gamma_R \times \gamma_0 (d + D)$$

$$b_0 = 40\text{cm} = 0.4\text{m}$$

$$\gamma_R = 1.4$$

$$\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$$

$$b = 0.4 + 1.4 \times 1(0 + 0.0166)$$

$$b_{trans} = 0.42\text{m}$$

b. Selon Ey :

$$b = b_0 + \gamma_R \times \gamma_0 (d + D)$$

$$D = \delta_{Tab} - \delta_{Pille}$$

$$\delta_{Tab} = \begin{cases} u_1 = 0.0238 \\ u_2 = 0.0514 \end{cases}$$

$$\delta_{Pille} = \begin{cases} u_1 = 0.0127 \\ u_2 = 0.0149 \end{cases}$$

$$D_{long} = \delta_{Tab} - \delta_{Pille} = 0.0238 - 0.0127$$

$$D_{long} = 0.0111\text{m}$$

$$D_{trans} = \delta_{Tab} - \delta_{Pille} = 0.0514 - 0.0149$$

$$D_{trans} = 0.0365\text{m}$$

Longitudinalement :

$$b = b_0 + \gamma_R \times \gamma_0 (d + D)$$

$$b_0 = 40\text{cm} = 0.4\text{m}$$

$$\gamma_R = 1.4$$

$$\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$$

$$b = 0.4 + 1.4 \times 1(0 + 0.0111)$$

$$b_{long} = 0.42\text{m}$$

Transversalement :

$$b = b_0 + \gamma_R \times \gamma_0 (d + D)$$

$$b_0 = 40\text{cm} = 0.4\text{m}$$

$$\gamma_R = 1.4$$

$$\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$$

$$b = 0.4 + 1.4 \times 1(0 + 0.0365)$$

$$b_{\text{trans}} = 0.45\text{m}$$

c. Selon Ez :

$$b = b_0 + \gamma_R \times \gamma_0 (d + D)$$

$$D = \delta_{\text{Tab}} - \delta_{\text{Pille}}$$

$$\delta_{\text{Tab}} = \begin{cases} u_1 = 0.0238 \\ u_2 = 0.0214 \end{cases}$$

$$\delta_{\text{Pille}} = \begin{cases} u_1 = 0.0128 \\ u_2 = 0.0045 \end{cases}$$

$$D_{\text{long}} = \delta_{\text{Tab}} - \delta_{\text{Pille}} = 0.0238 - 0.0128$$

$$D_{\text{long}} = 0.0110\text{m}$$

$$D_{\text{trans}} = \delta_{\text{Tab}} - \delta_{\text{Pille}} = 0.0214 - 0.0045$$

$$D_{\text{trans}} = 0.0169\text{m}$$

Longitudinalement :

$$b = b_0 + \gamma_R \times \gamma_0 (d + D)$$

$$b_0 = 40\text{cm} = 0.4\text{m}$$

$$\gamma_R = 1.4$$

$$\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$$

$$b = 0.4 + 1.4 \times 1(0 + 0.0110)$$

$$b_{\text{long}} = 0.42\text{m}$$

Transversalement :

$$b = b_0 + \gamma_R \times \gamma_0 (d + D)$$

$$b_0 = 40\text{cm} = 0.4\text{m}$$

$$\gamma_R = 1.4$$

$$\gamma_0 = 0.8 + 0.2q$$

$$b = 0.4 + 1.4 \times 1(0 + 0.0169)$$

$$b_{\text{trans}} = 0.42\text{m}$$

Le repos d'appuis est assuré d'après le plan.

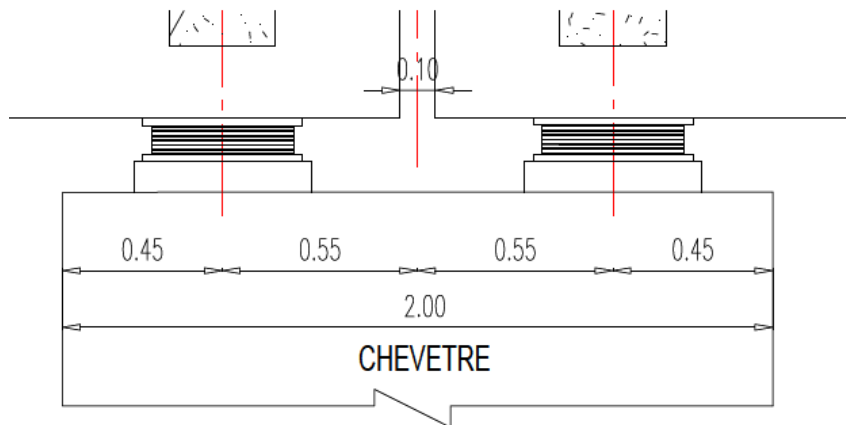


Figure IV. 20 : Détail de repos d'appuis

IV.7. Etude du chevêtre :

- **Moments fléchissant du chevêtre :**

→ Dans le menu « **Display** » → « **show forces / stresses** », on choisit « **Frames / câbles...** » puis on sélectionne la combinaison (ELU_env ; ELS_env et ELA_env) et le moment (**Moment M33**), à la fin, On a trouvé les résultats présentés sous forme de diagrammes suivants :

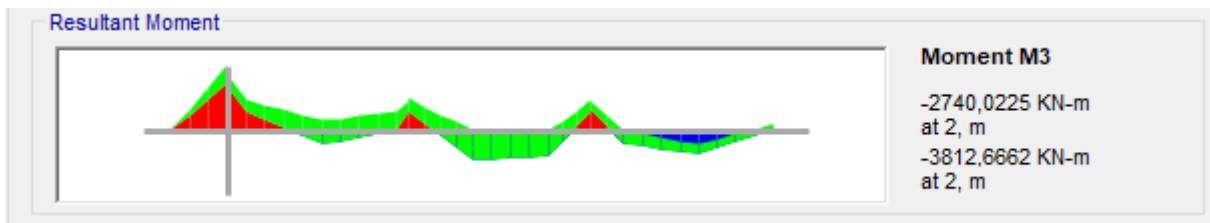


Figure IV. 21 : Diagramme du moment fléchissant du chevêtre à ELU

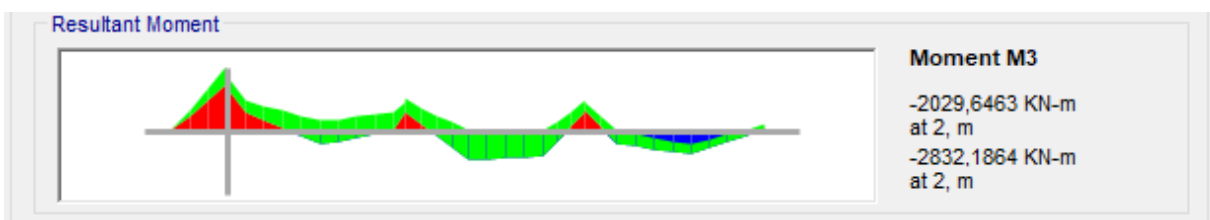


Figure IV. 22 : Diagramme du moment fléchissant du chevêtre à ELS

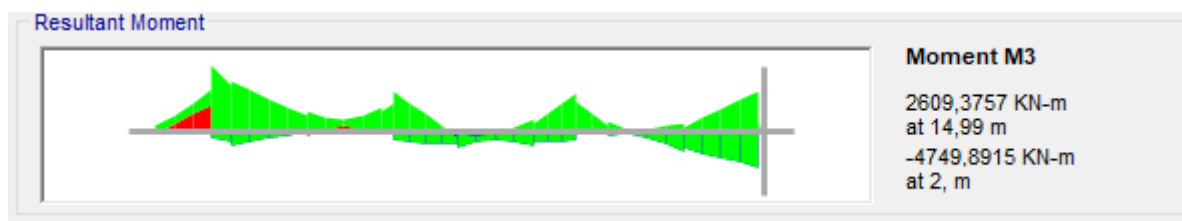


Figure IV. 23 : Diagramme du moment fléchissant du chevêtre à ELA

Voici une autre façon de présenter les moments fléchissant dans les tableaux suivants, pour les différentes combinaisons citées précédemment :

Tableau IV. 2 : Tableau récapitulatif des moments pour les différentes combinaisons

| Combinaison | Max (KN.m) | Min (KN.m) |
|-------------|------------|------------|
| ELU | -2740.0225 | -3812.6662 |
| ELS | -2029.6463 | -2832.1864 |
| ELA | 2609.3757 | -4749.8915 |

➤ **Détermination des efforts dans le chevêtre :**

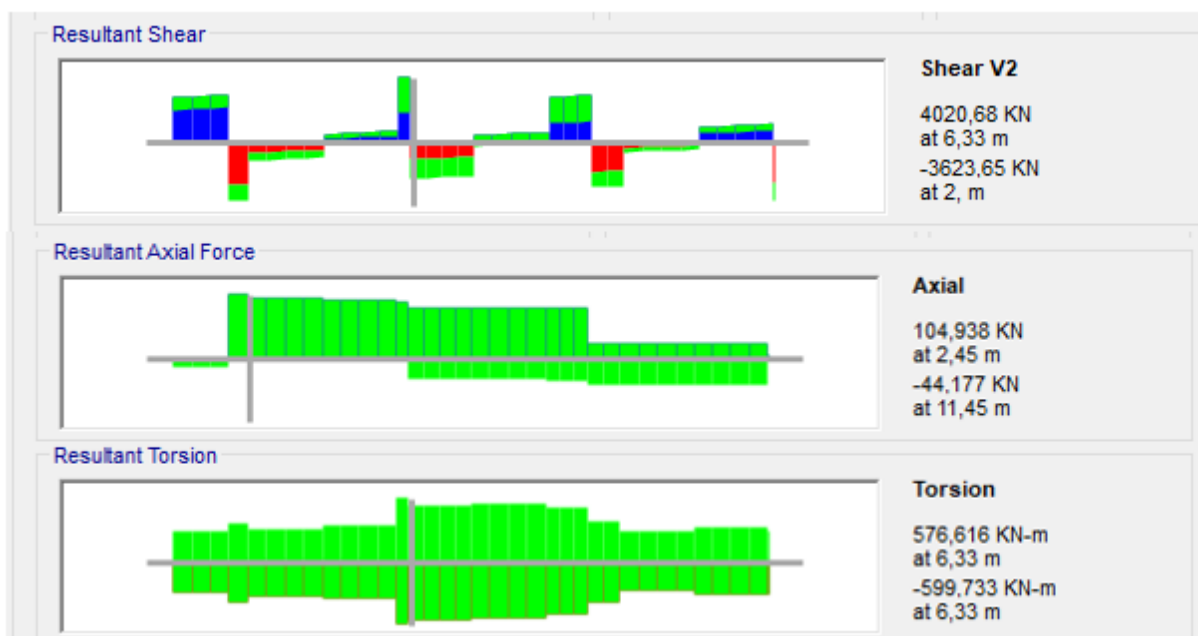


Figure IV. 24 : Diagrammes de l'effort normal, l'effort tranchant et la torsion à ELU

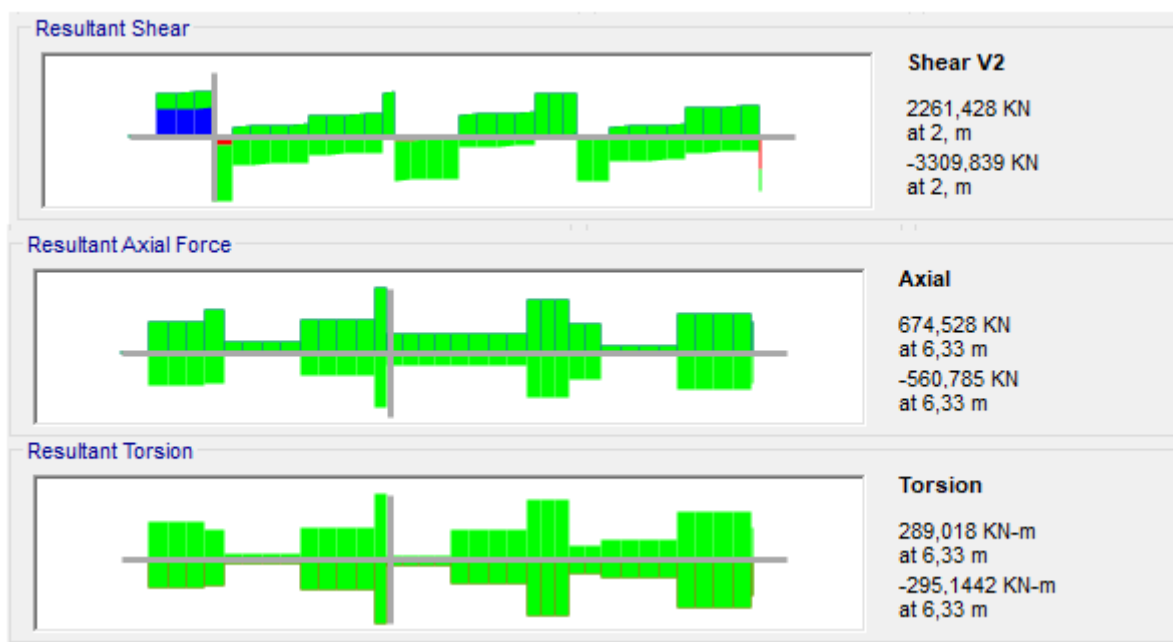


Figure IV. 25 : Diagrammes de l’effort normal, l’effort tranchant et la torsion à ELA

Par la suite, les résultats des efforts normal, tranchant et de torsion obtenue à l'aide de CSiBridge sont présentés dans les tableaux ci-après.

Tableau IV. 3 : Tableau récapitulatif des efforts dans le chevêtre

| Combinaison | N (KN) | V (KN) | MT (KN.m) |
|-------------|---------|----------|-----------|
| ELU | 104.938 | 4020.68 | 576.616 |
| ELA | 674.528 | 2261.428 | 289.018 |

IV.7.1. Etude statique du chevêtre :

- **A la flexion simple :**

Tableau IV. 4 : Récapitulatif des moments de flexion de chevêtre à l’ELU/ELS

| Combinaison | Max (KN.m) | Min (KN.m) |
|-------------|------------|------------|
| ELU | -2740.0225 | -3812.6662 |
| ELS | -2029.6463 | -2832.1864 |

- **A la torsion :**

Tableau IV. 5 : Récapitulatif de N, V et T de chevêtre à l’ELU

| Combinaison | N (KN) | V (KN) | MT (KN.m) |
|-------------|---------|---------|-----------|
| ELU | 104.938 | 4020.68 | 576.616 |

➤ **Ferrailage longitudinal :**

Dans le sens longitudinal on a une flexion simple. En introduisant les données dans le logiciel l'EXPERT BA on aura :

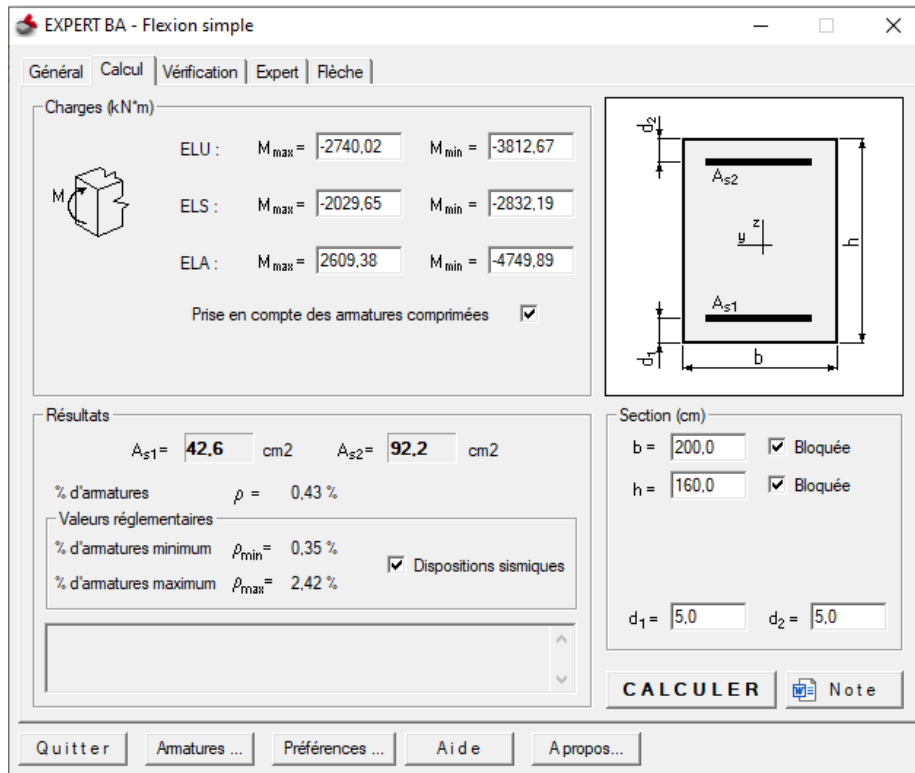


Figure IV. 26 : Calcul de la section d'armatures du chevêtre par le logiciel l'EXPERT BA

➤ **Armatures longitudinales pour la flexion :**

Tableau IV. 6 : Le choix des armatures longitudinal du chevêtre

| | Section d'armature (As) [cm ²] | Choix d'armatures |
|---|---|-------------------------------|
| Armature longitudinales inférieure | 42.6 | 9HA25 = 44.18cm ² |
| Armature longitudinales supérieure | 92.2 | 12HA32 = 96.51cm ² |

➤ **Ferraillage transversal :**

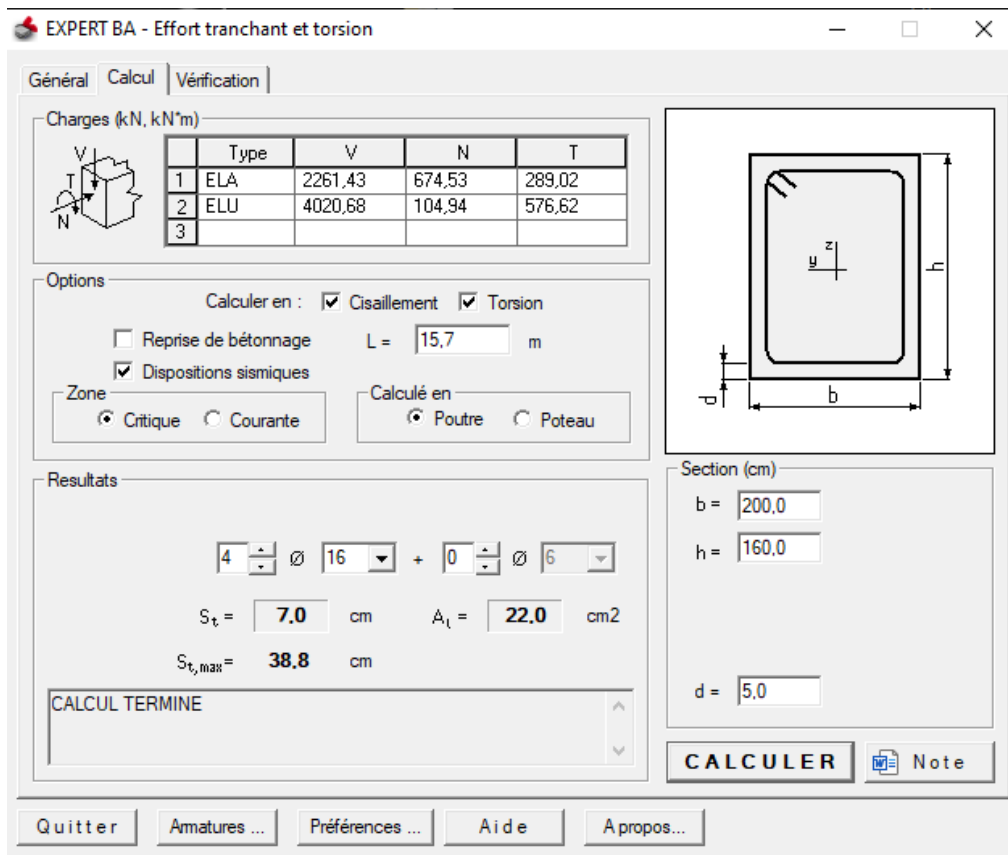


Figure IV. 27 : Calcul de la section d'armatures supplémentaires du chevêtre par le logiciel l'EXPERT

➤ **Armatures transversales et longitudinales pour la torsion :**

Tableau IV. 7 : Ferraillage transversal de chevêtre

| | Section d'armature (A_s) [cm^2] | Choix d'armatures |
|-------------------------------|--|------------------------------|
| Armature transversale | - | 4HA16 |
| Armature longitudinale | 22.0 | 12HA16 = 24.13 cm^2 |

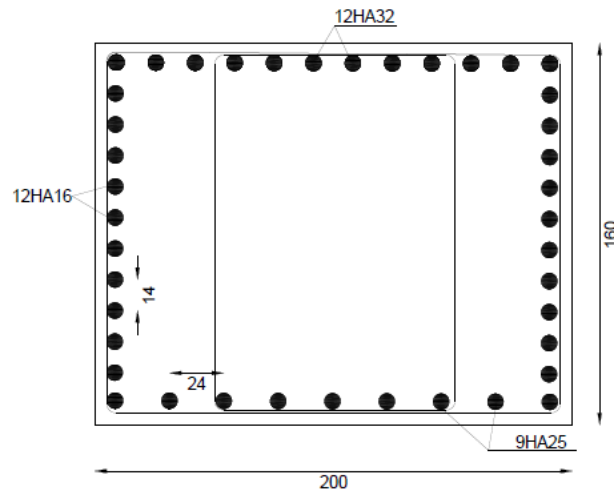


Figure IV. 28 : Schéma de ferrailage de chevêtre

IV.8. Etude du fut :

➤ Détermination des efforts dans le fut :

D'après le calcul avec logiciel CSiBridge, On a trouvé les résultats présentés sous forme de diagramme suivant :

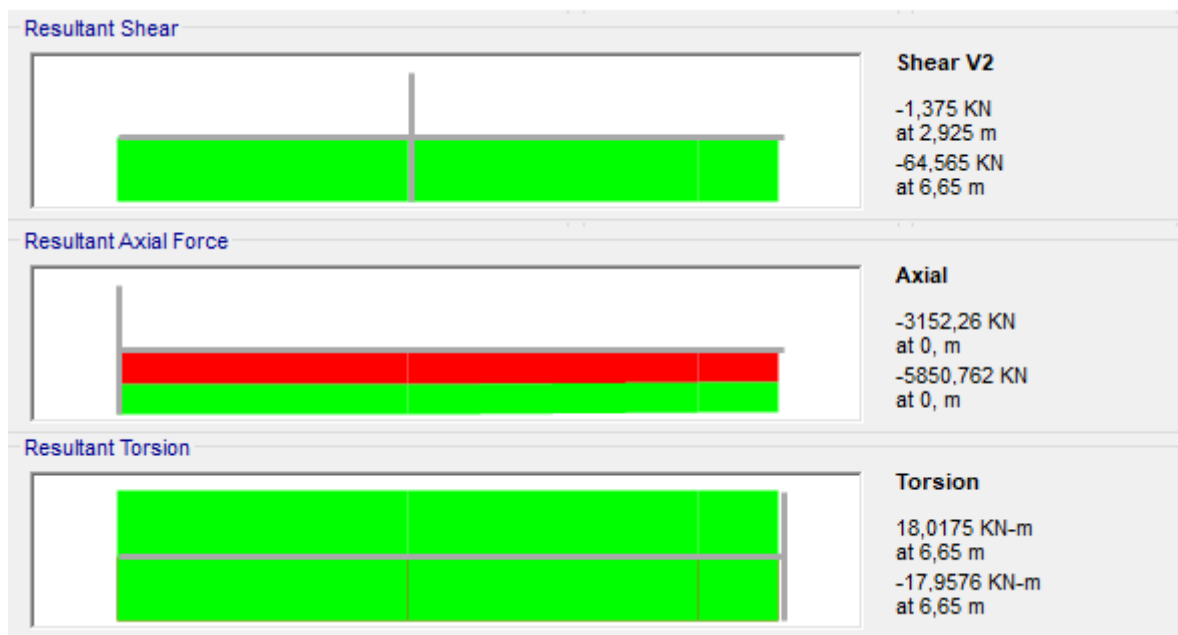


Figure IV. 29 : Diagrammes de l'effort normal, l'effort tranchant et la torsion à ELU

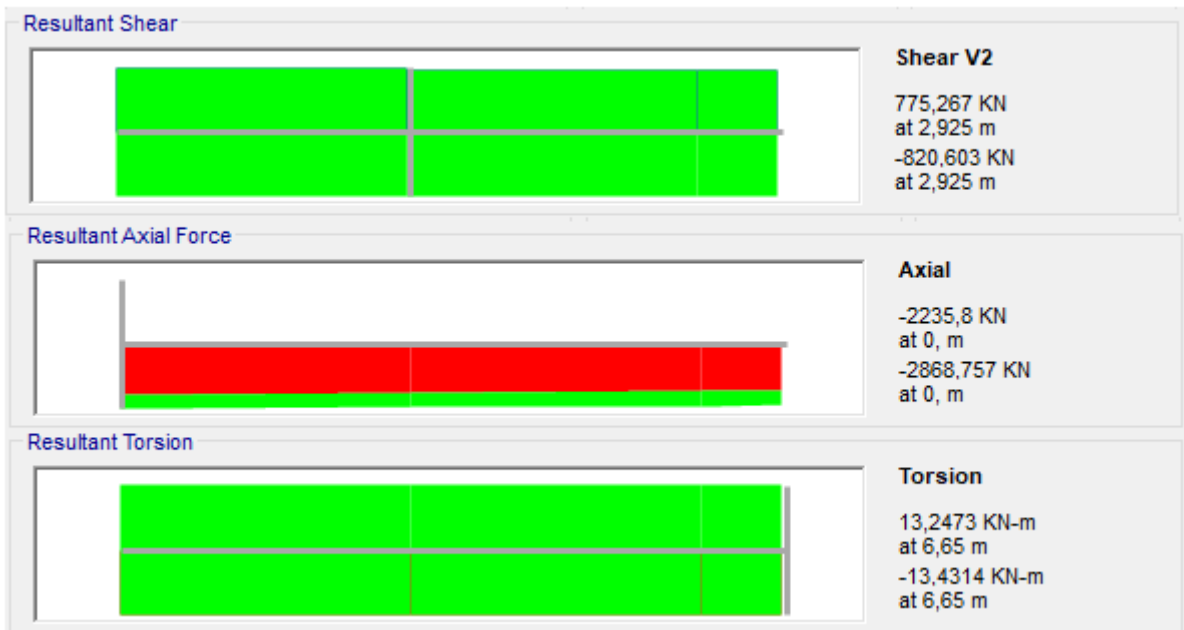


Figure IV. 30 : Diagrammes de l'effort normal, l'effort tranchant et la torsion à ELA

Les efforts sont récapitulés dans les tableaux représentés si après :

Tableau IV. 8 : Tableau récapitulatif des efforts dans le fut

| | N(KN) | V (KN) | MT (KN.m) |
|------------|----------|---------|-----------|
| ELU | -3152.26 | -1.375 | 18.0175 |
| ELA | -2235.80 | 775.267 | 13.2473 |

IV.8.1. Etude statique de fut :

➤ **A la flexion composée :**

Tableau IV. 9 : Tableau récapitulatif des moments et les efforts normaux du fut

| Combinaison | N (KN) | M22 (KN.m) | M33 (KN.m) |
|-------------|----------|------------|------------|
| ELU | -3152.28 | 292.6473 | 217.41 |
| ELS | -2334.53 | 216.7758 | 161.04 |

➤ **A la torsion :**

Tableau IV. 10 : Récapitulatif de N, V et T de fût à l'ELU

| | N (KN) | V (KN) | MT (KN.m) |
|------------|----------|--------|-----------|
| ELU | -3152.26 | -1.375 | 18.0175 |

IV.8.2. Etude dynamique de fut :

➤ **A la flexion composée :**

Tableau IV. 11 : Récapitulatif des efforts normaux et moments de flexion de fût à l'ELS

| Combinaison | N (KN) | M22 (KN.m) | M33 (KN.m) |
|-------------|----------|------------|------------|
| ELA | -2235.80 | 3316.94 | 2844.88 |

➤ **A la torsion :**

Tableau IV. 12 : Récapitulatif de N, V et MT de fût à l'ELU

| | N (KN) | V (KN) | MT (KN.m) |
|------------|----------|--------|-----------|
| ELU | -3152.26 | -1.375 | 18.0175 |

➤ Ferrailage longitudinal :

Dans le sens longitudinal on a une flexion déviée composé. En introduisant les données dans le logiciel l'EXPERT BA on aura :

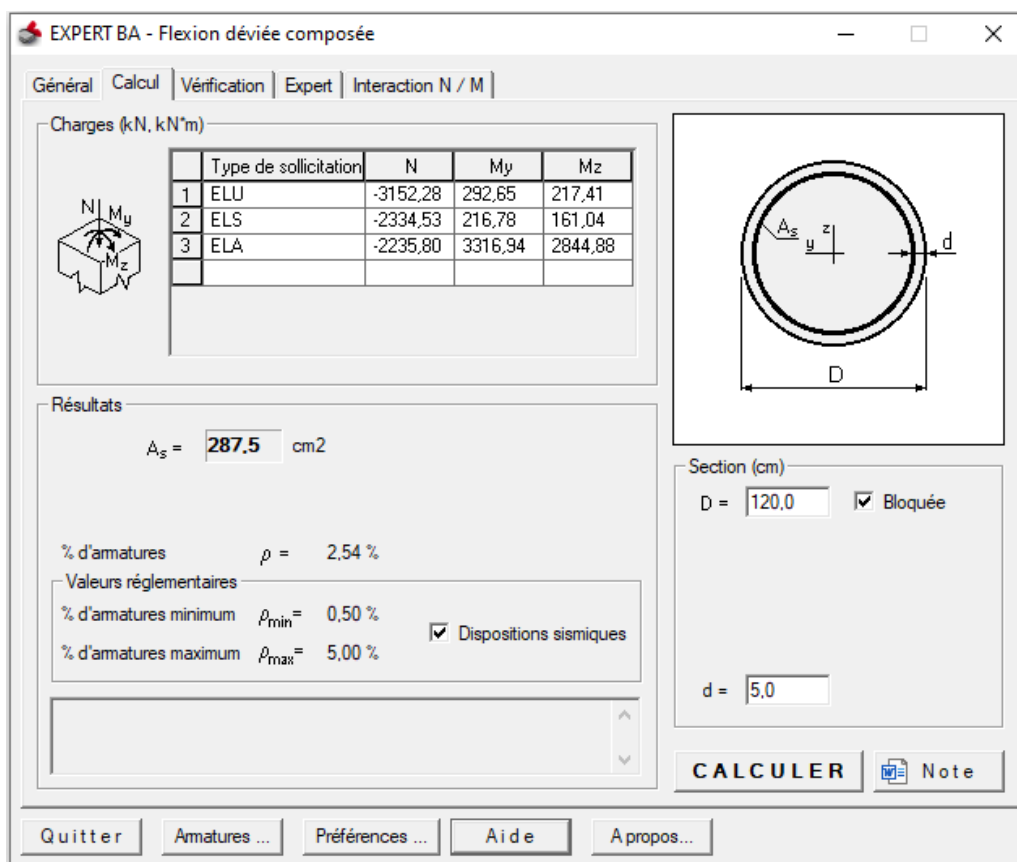


Figure IV. 31 : Calcul de la section d'armatures longitudinales du fut par le logiciel l'EXPERT

Tableau IV. 13 : Le choix des armatures longitudinales du fut

| | Section d'armature (A_s) [cm^2] | Choix d'armatures |
|-------------------------------|--|---------------------------------------|
| Armature longitudinale | 287.5 | $24\text{HA}40 = 301.59 \text{ cm}^2$ |

➤ **Ferrailage supplémentaire :**

Des armatures supplémentaires sont ajoutées aux armatures longitudinales. En utilisant la calculette EXPERT BA pour le type d'analyse « effort tranchant et torsion » on aura :

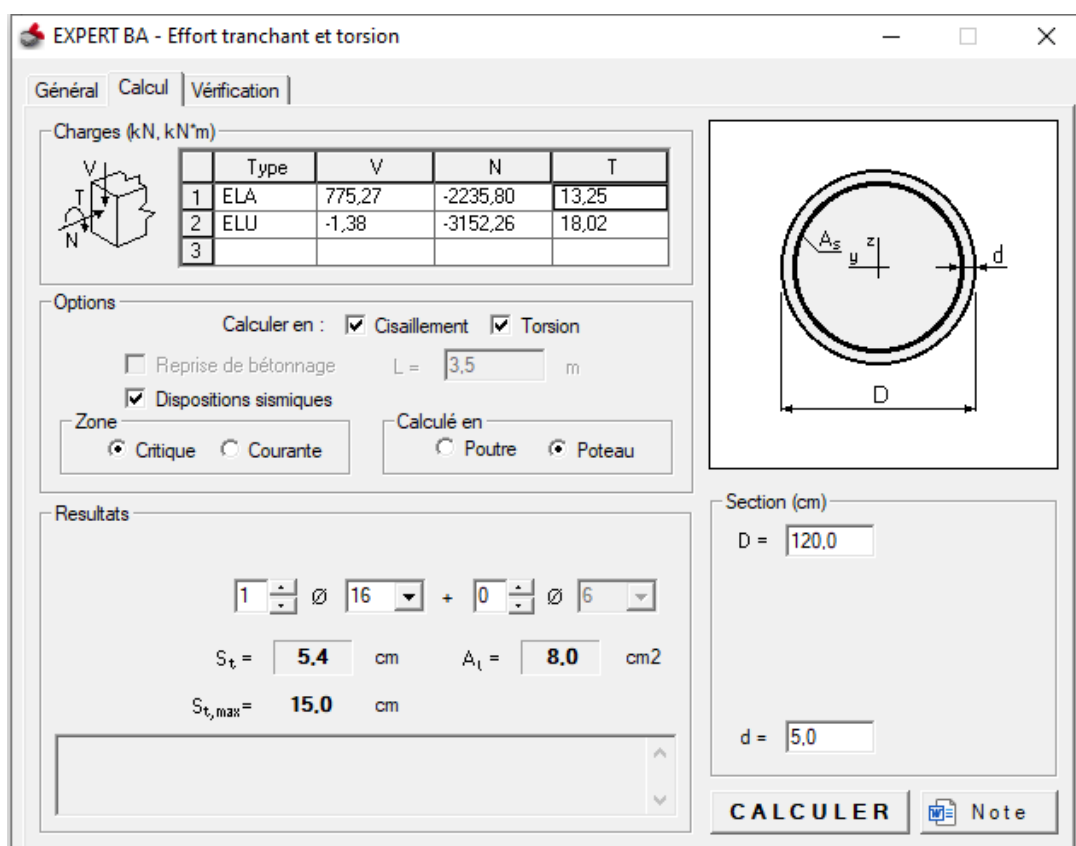


Figure IV. 32 : Calcul de la section d'armatures supplémentaires du fût par le logiciel l'EXPERT

➤ **Armatures transversales et longitudinales pour la torsion :**

Tableau IV. 14 : Ferrailage transversal de fût

| | Section d'armature (A_s) [cm ²] | Choix d'armatures |
|-------------------------------|--|-------------------------------|
| Armature transversale | - | 2HA20 = 6.28 cm ² |
| Armature longitudinale | 8.0 | 2HA32 = 16.08 cm ² |

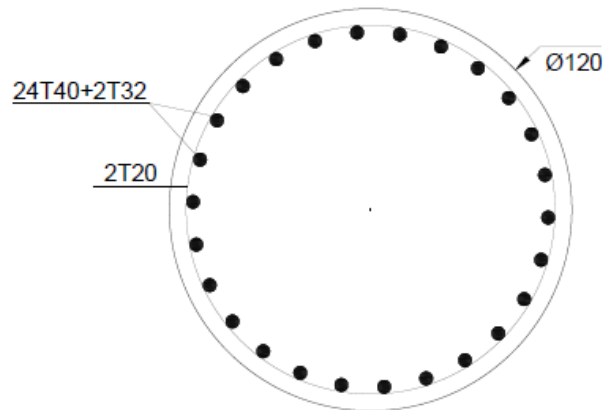


Figure IV. 33 : Schéma de ferrailage de fut

IV.9. Vérification de la résistance des sections pour les action sismiques (dimensionnement à la condition de la résistance) (Selon RPOA2008 article 5.2 P38) :

Le format général des vérifications de la résistance des sections en béton arme représentant du fut et chevêtre de la pile est défini dans l'article 5.2 su RPOA 2008, la formule utilisée pour la vérification de la résistance des sections est :

$$\gamma_0 S_d \leq \frac{R_d}{\gamma_R}$$

Avec :

S_d : Contrainte normale sous la combinaison sismique a l'état ultime de résistance la plus défavorable.

γ_0 : coefficient de surcapacité, égale à 1.

γ_R : Permet d'apporter une sécurité complémentaire vis-à-vis des ruptures fragiles, ayant une valeur de 1.

R_d : Résistance du calcul de la section du béton arme (résistance admissible du calcul).

Donc : $S_d \leq R_d$

$$R_d = \frac{f_c 28}{1.3} = \frac{30}{1.3} = 23.08 MPa \text{ Pour le chevêtre.}$$

$$R_d = \frac{f_c 28}{1.3} = \frac{35}{1.3} = 26.92 MPa \text{ Pour le fût.}$$

➤ **Le chevêtre :**

Le chevêtre de la pile est soumis à la flexion simple (M3). La contrainte normale (S_d) dans une section droite rectangulaire du chevêtre est donnée par la formule suivant :

$$S_d = \frac{M_3}{I_z} z_0$$

Avec :

M_3 : Moment fléchissant autour l'axe Y sous la combinaison sismique a la sismique a l'état ultime de résistance la plus défavorable.

I_z : Moment quadratique.

z_0 : Distance à l'axe neutre



Figure IV. 34 : Moment fléchissant (M3) de chevêtre selon la combinaison sismique

$$S_d = \frac{M_3}{I_z} z_0$$

$$S_d = \frac{2.609}{0.6827} \times 0.8$$

$$S_d = 3.05 \text{ MPa}$$

$$S_d = 3.05 \text{ MPa} < R_d = 23.08 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

➤ **Fût :**

Le fût de la pile est soumis à la flexion composée, est soumis simultanément à la flexion simple (M_2) et la force axiale de la compression (P).

La contrainte normale (S_d) dans une section droite circulaire du fût est donnée par la formule suivante :

$$S_d = \frac{P}{A} + \frac{M_2}{I_Y} Y_0$$

Avec :

P : Force axial de la compression sous la combinaison sismique a l'état ultime de résistance la plus défavorable.

M_2 : Moment fléchissant autour l'axe Z sous la combinaison sismique a la sismique a l'état ultime de résistance la plus défavorable.

I_Y : Moment quadratique.

Y_0 : Distance à l'axe neutre.

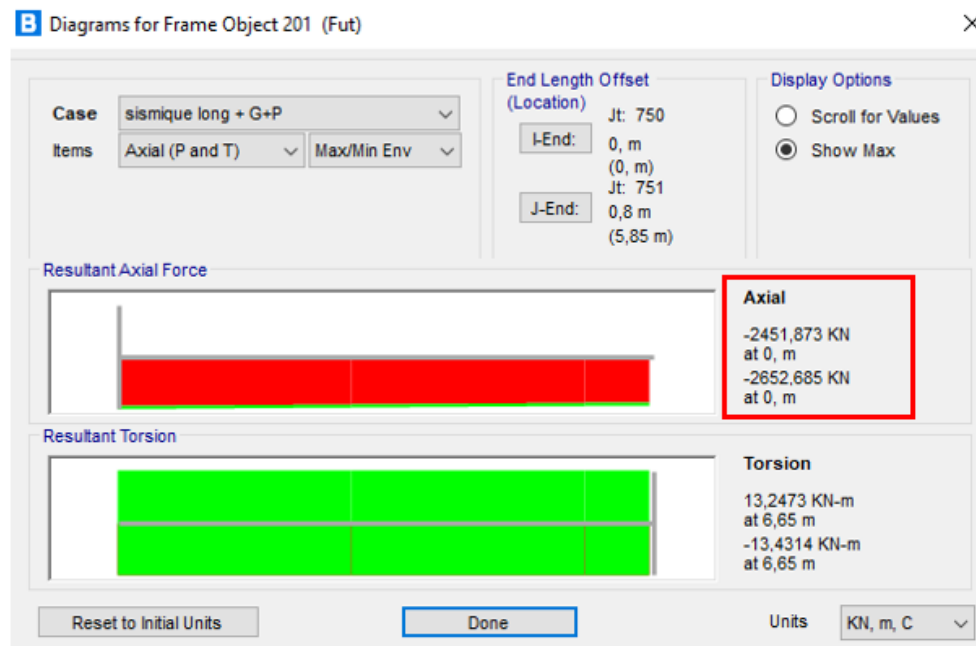


Figure IV. 35 : Force axiale de la compression (P) de fût selon la combinaison sismique

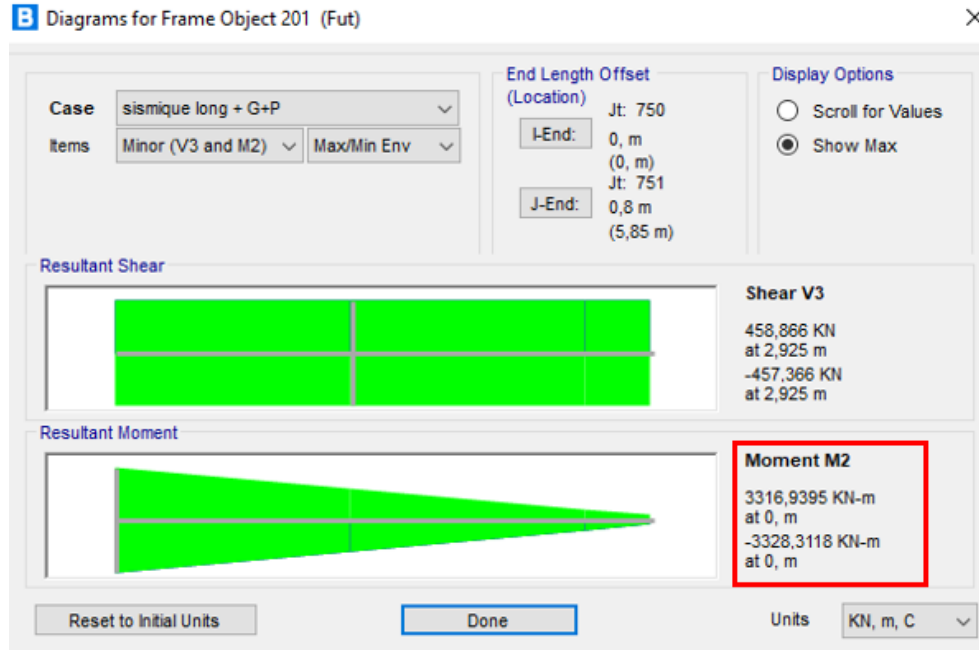


Figure IV. 36 : Moment fléchissant (M2) de fût selon la combinaison sismique

$$S_d = \frac{P}{A} + \frac{M_2}{I_y} Y_0$$

$$S_d = \frac{2.451}{1.131} + \frac{3.316}{0.1018} \times 0.6$$

$$S_d = 21.71 \text{ MPa}$$

$$S_d = 21.71 \text{ MPa} < R_d = 26.92 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

IV.10. Conclusion :

L'analyse dynamique du pont étudié commence par une modélisation approfondie, une étape clé pour comprendre son comportement face aux sollicitations dynamiques. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel de calcul des structures CSiBridge, version 24, en intégrant toutes les conditions d'appui pour simuler le comportement de l'ouvrage. Grâce à cette simulation, nous avons pu déterminer comment l'ouvrage répond aux chargements dynamiques, ce qui nous a permis d'élaborer un modèle mathématique global représentant l'ouvrage dans toutes ses composantes. Ce modèle sera essentiel pour appliquer les méthodes d'évaluation de l'effort sismique définies dans le nouveau règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA).

Cette étude dynamique nous a permis d'examiner en détail la pile du pont, ce qui nous a conduit à définir les sections d'armatures optimales pour les éléments chevêtre et le fût.

CONCLUSION GENERALE

En arrivant à la fin de ce modeste travail, nous avons eu l'occasion d'appliquer et d'approfondir toutes les connaissances acquises durant notre cursus de formation en voies et ouvrages d'art. Cette expérience nous a également permis de mieux comprendre le domaine de la construction en travaux publics, en nous familiarisant avec différentes techniques et logiciels de calcul. Ces outils sont aujourd'hui indispensables, car ils réduisent le temps d'étude et d'exécution, permettent des modifications rapides, offrent une meilleure précision et optimisent les éléments constructifs.

Nous avons également élargi nos connaissances sur l'application du règlement de calcul parasismique (RPOA 2008). La réalisation d'un ouvrage d'art nécessite la participation de nombreux intervenants à différents niveaux. En dernier lieu, nous espérons que ce projet, qui représente pour nous une première expérience pratique, servira de référence pour les futures promotions de Master.

Ce travail montre que la réalisation d'un projet de pont est complexe et nécessite une documentation abondante, une réflexion rigoureuse, ainsi que l'application de connaissances théoriques et d'expérience professionnelle. Ce travail est une immersion dans le milieu professionnel, nous préparant à participer à l'édification de notre pays et à contribuer à son développement.

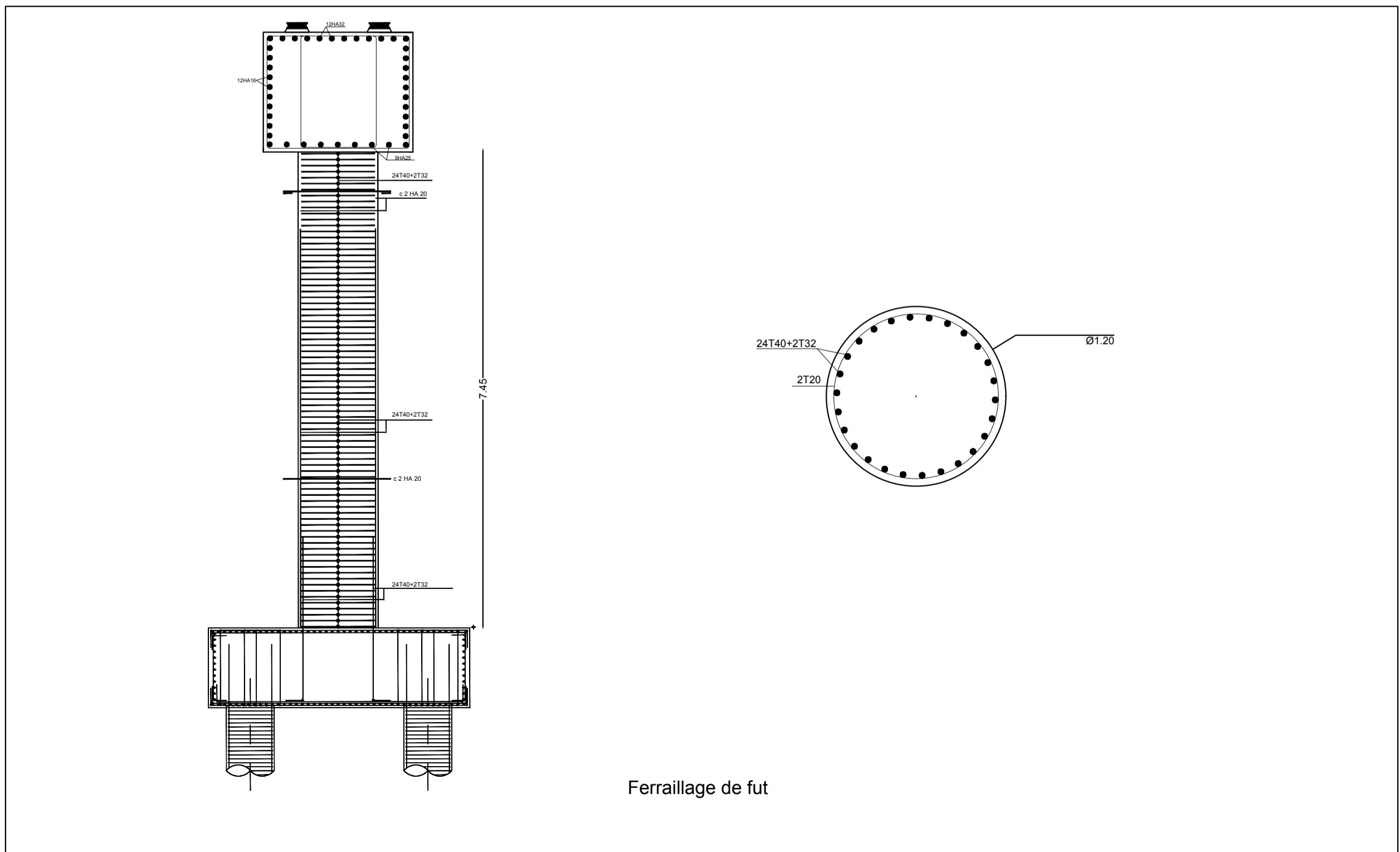
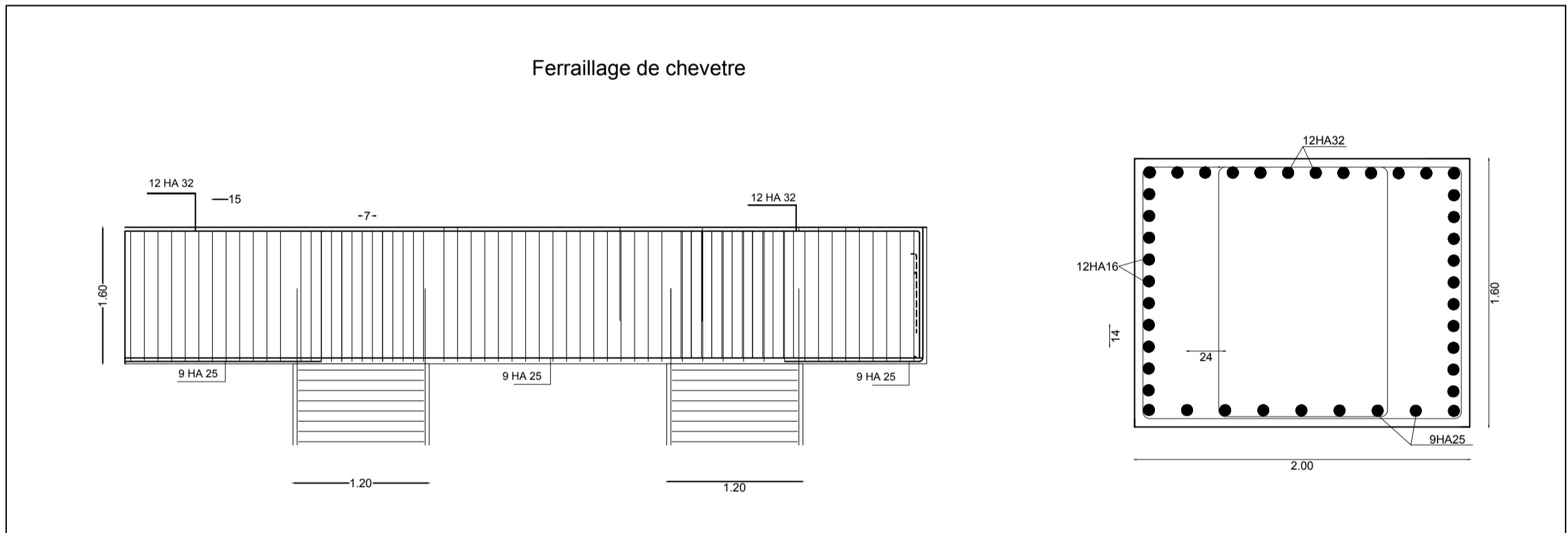
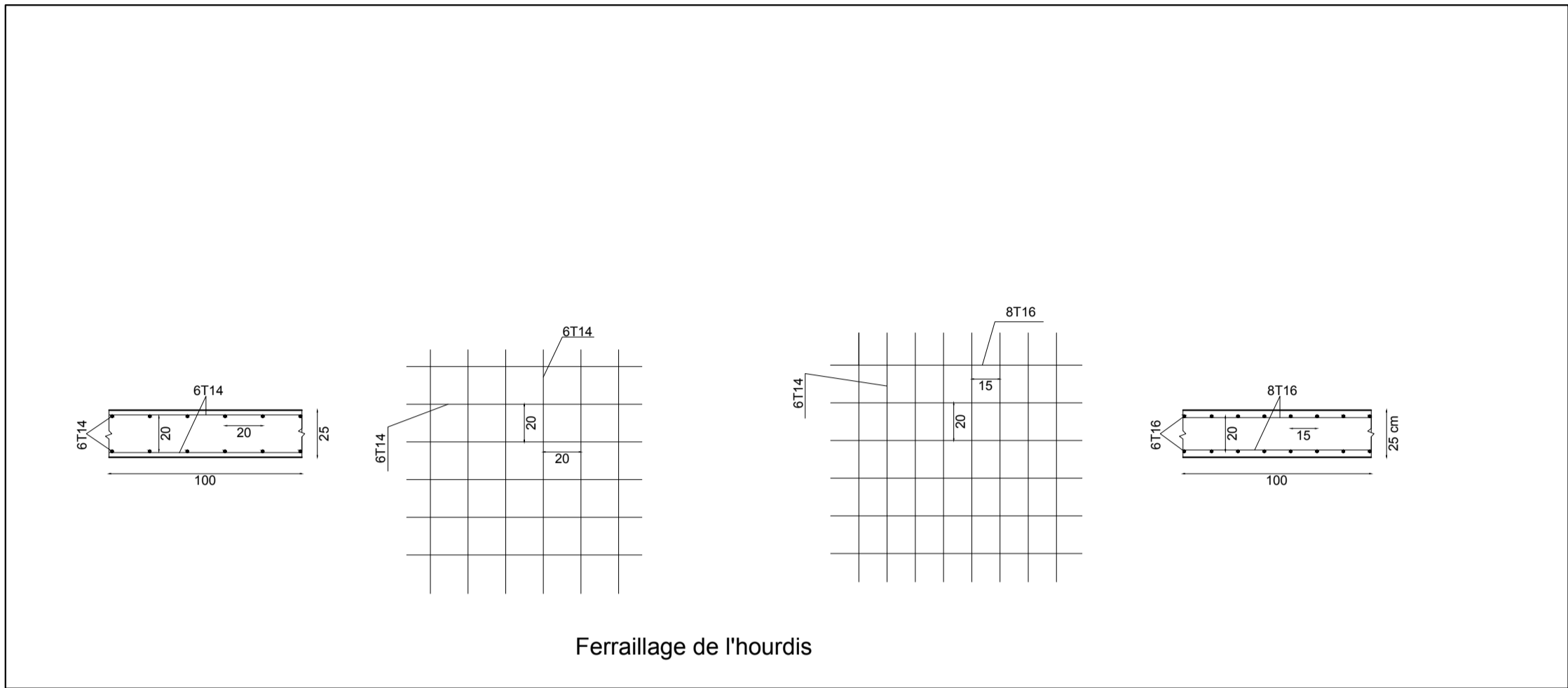
Références Bibliographiques

- *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.
- *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*.
- *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.
- 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.
- *RPOA 2008*, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, Ministère des Travaux Publics, 2008, Algérie.
- *RPOA 2008*, Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, Ministère des Travaux Publics, 2008, Algérie.
- S.E.T.R.A : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Piles et Palées, P.P. 73, 2001, France.
- Davidovici, V. (2019). *Le projet de construction parasismique : Utilitaires de génie parasismique*. Eyrolles.

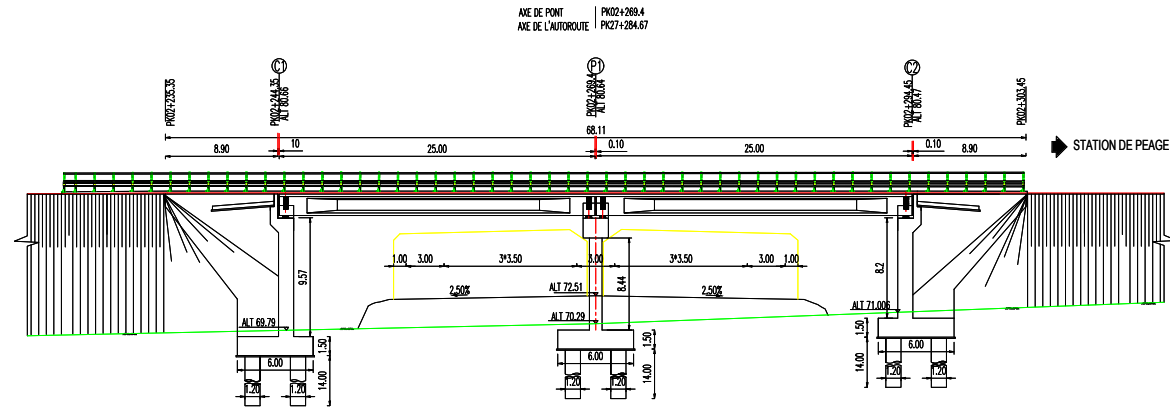
LOGICIELS :

- AUTOCAD 2018.
- CSiBridge v.24.
- SOCOTEC.
- RPOA2008.exe (Spectres).
- ROBOT EXPERT 2010.

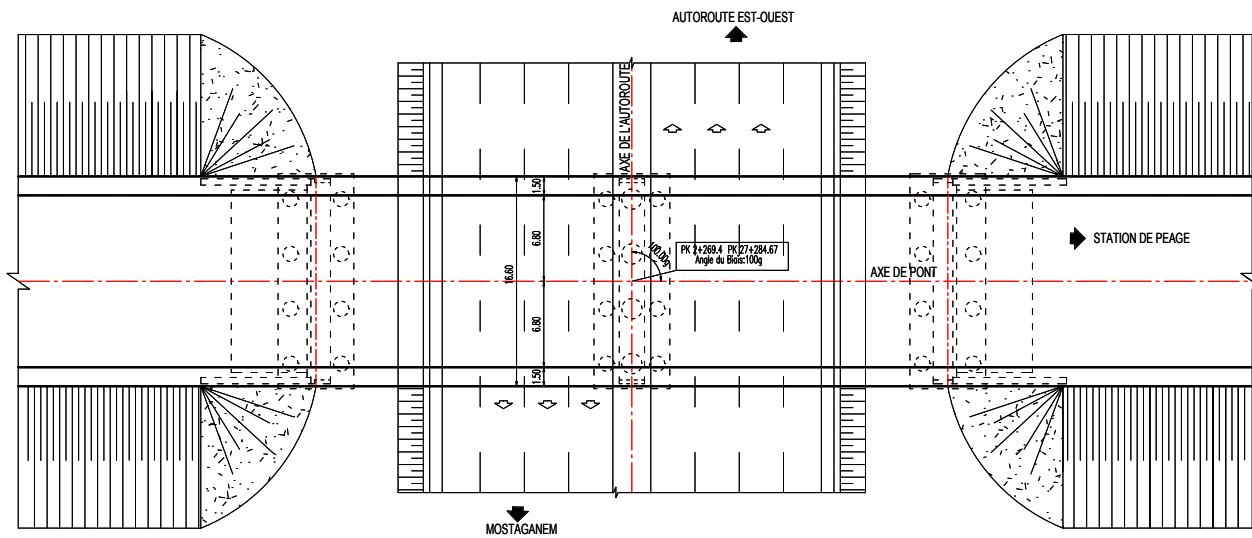
ANNEXE



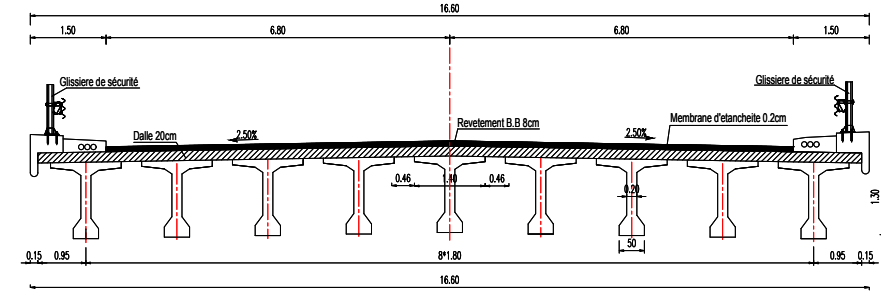
COUPE LONGITUDINALE
Ech: 1/200



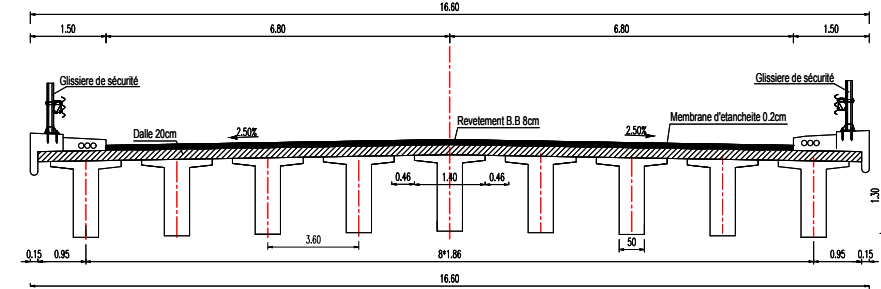
VUE EN PLAN
Ech: 1/200



COUPE TRANSVERSALE(en travée)
Ech: 1/50



COUPE TRANSVERSALE (en abut)
Ech: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS
DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS DE LA WILAYA DE
MOSTAGANEM

STU
SOCIÉTÉ DES ÉTUDES TECHNIQUES D'ORAN
Société par actions au capital 80.000.000 DA - Siège social au Centre
SP 8077 B - Bickert 33007 - Oran - (041) 861.000 / 861.001 - Fax: (041) 861.000

SAETI
Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures
48, Rue Belkacem, Le Paradou - Hydra, Alger
TEL: +213 (0) 21 86 11 30 / +213 (0) 21 86 18 90
FAX: +213 (0) 21 86 12 27

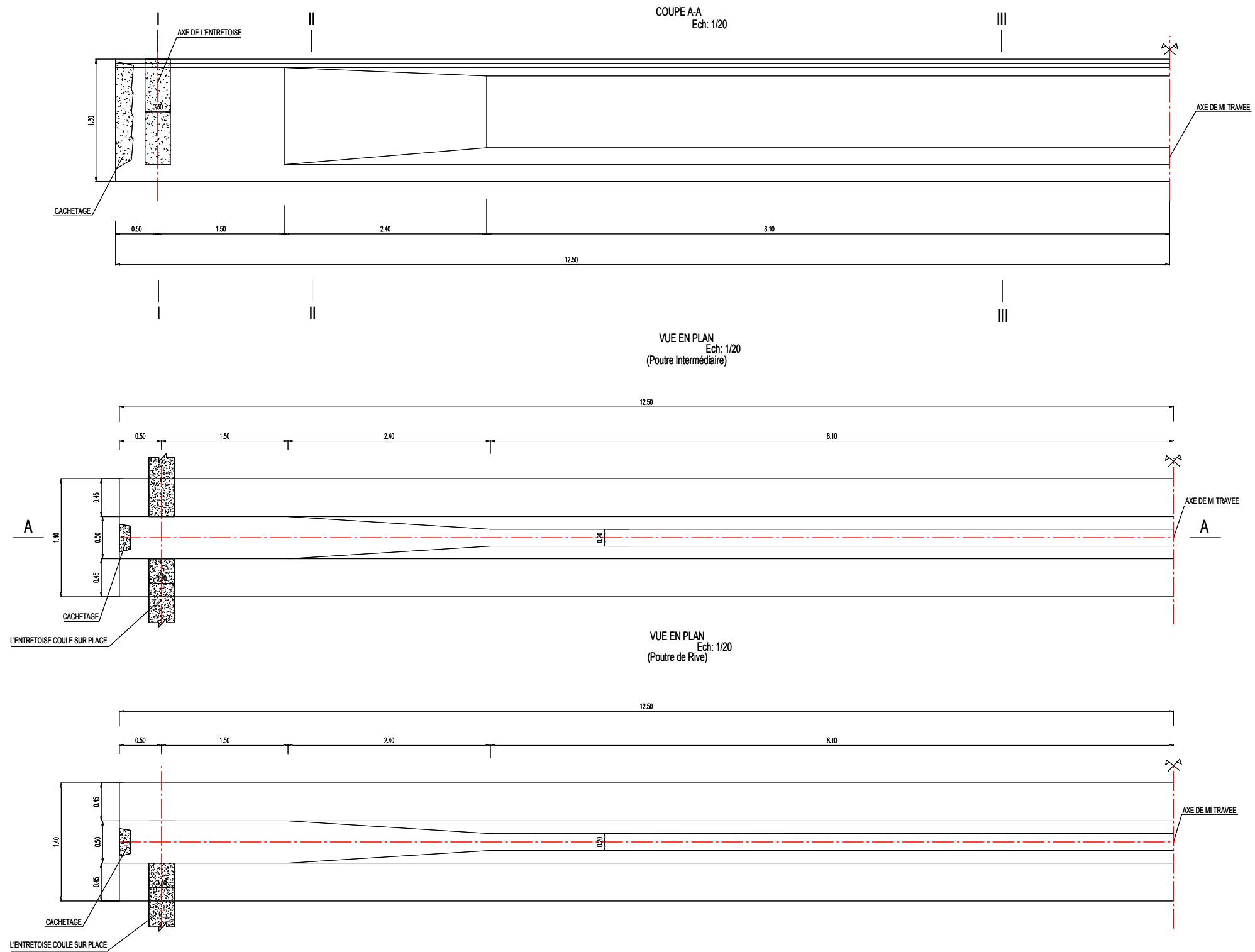
LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
ROND-POINT DES CASTORS BP 21014-DAR EL BEIDA - ORAN.
TEL: +213 (0) 41 48 84 71 / +213 (0) 41 48 44 26
+213 (0) 41 48 83 30
FAX: +213 (0) 41 48 44 34

ETUDE PRELIMINAIRE, D'AVANT PROJET
SOMMAIRE ET D'AVANT PROJET DETAILLE DE
LA BRETELLE AUTOROUTIERE RELIANT LA
VILLE DE MOSTAGANEM A L'AUTOROUTE
EST-OUEST SUR 60 KM

ETABLI :
Mlle. DRAOU Meriem
CONTROLE :
Mr. BENMESSAOUJ Said
VU :
Mr. GHAZLI Bouabdallah

DESCRIPTION
ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'OUVRAGE
(A.P.D.O)
ECH (03) AU PK 27+284.67
PLAN GENERAL
(Vue en plan et coupe longitudinale et transversale)

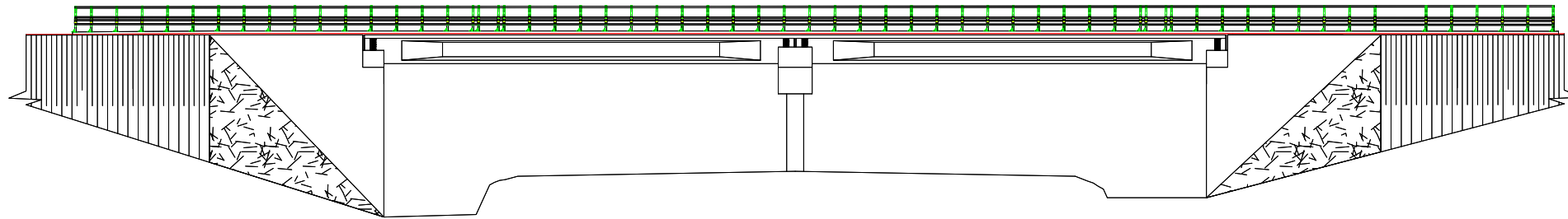
ECHELLE :
NUM. DU MARCHÉ :
DATE :
NR. DU PLAN :
FEV 2014 10-01-1



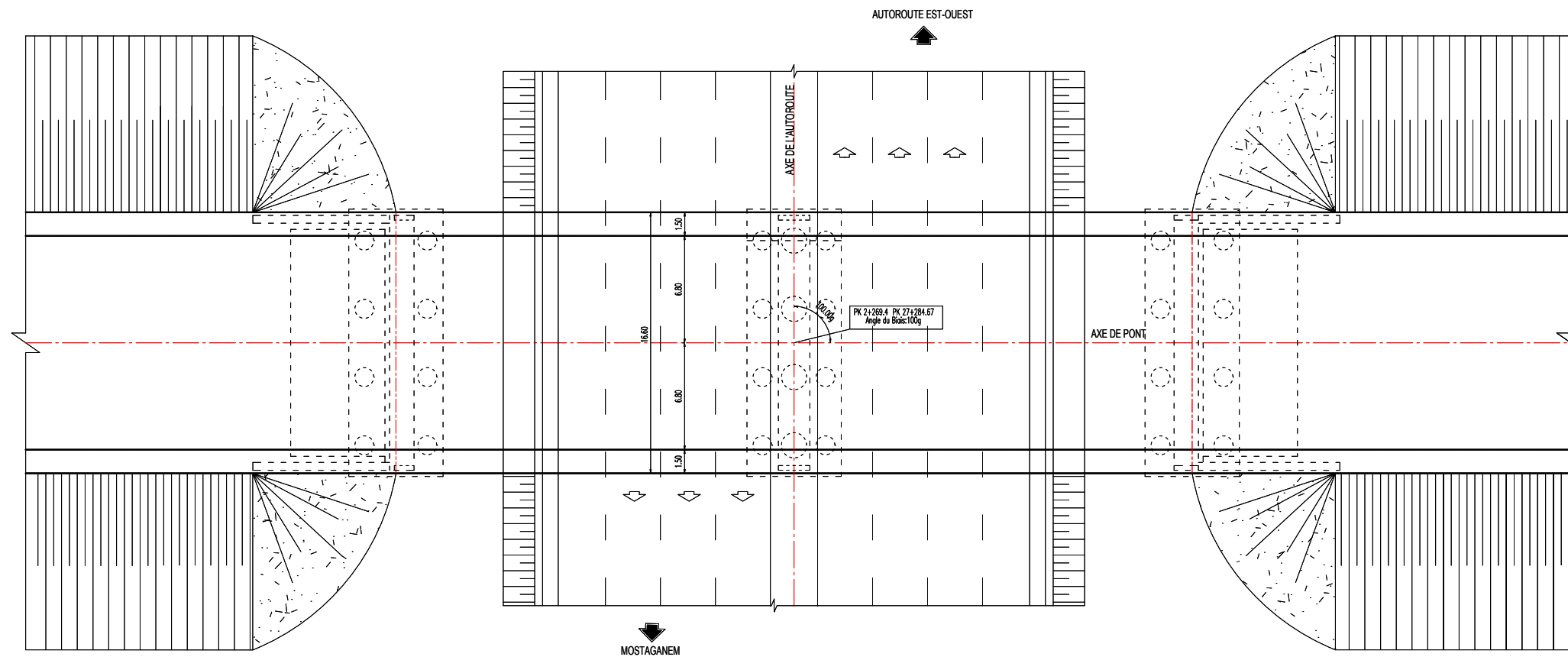
| | | | | | | | |
|---|--|---|--|--|---|--|--|
| <p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS DE LA WILAYA DE MOSTAGANEM</p> |  <p>SOCIÉTÉ DES ETUDES TECHNIQUES D'ORAN Société par actions au capital de 200.000.000,00 - Siège social: Les Castors BP 9977 El-Mekkiat 31007 - Oran. (041) 611289/611022 - Fax: (041) 611280</p> |  <p>SAETI Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures 48, Rue Bekkacem, Le Paradou - Hydra, Alger TEL: +213 (0) 21 60 11 20 / +213 (0) 21 60 18 00 FAX: +213 (0) 21 60 12 27</p> |  <p>LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST ROND-POINT DES CASTORS BP N 21014-DAR EL BEIDA-ORAN. TEL: +213 (0) 41 46 84 71 / +213 (0) 41 46 44 36 +213 (0) 41 46 83 30 FAX: +213 (0) 41 46 44 34</p> | <p>ETUDE PRELIMINAIRE, D'AVANT PROJET SOMMAIRE ET D'AVANT PROJET DETAILLE DE LA BRETELLE AUTOROUTIERE RELIANT LA VILLE DE MOSTAGANEM A L'AUTOROUTE EST-OUEST SUR 60 KM</p> | <p>ETABLI : Mlle. DRAOU Meriem CONTROLE : Mr. BENMESSAOUD Saïd Vu : Mr. GHAZLI Bouabdallah</p> | <p>DESCRIPTION ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'OUVRAGE (A.P.D.O) ECH (03) AU PK 27+284.67 Plan de coffrage poutre prefabriquée (A)</p> | <p>ECHELLE : NUM. DU MARCHÉ : DATE : FEV 2014 NR. DU PLAN : 10-02-1</p> |
|---|--|---|--|--|---|--|--|

VUE EN ELEVATION

Ech: 1/150



VUE EN PLAN
Ech: 1/150



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS
DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS DE LA WILAYA DE
MOSTAGANEM

STU SOCIÉTÉ DES ÉTUDES TECHNIQUES D'ORAN
Société par actions au capital 80.000.000,00 DA - Siège social: Rue Cantara
BP 9877 El-Machout 31007 - Oran. (041)481896/481882 - Fax: (041) 481896

SAETI Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures
48, Rue Belkacem, Le Paradou - Hydra, Alger
TEL: +213 (0) 21 66 11 26 / +213 (0) 21 66 18 98
FAX: +213 (0) 21 66 12 27

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
ROND-POINT DES CASTORS BP N 21014-DAR EL BEIDA-ORAN.
TEL: +213 (0) 41 46 84 71 / +213 (0) 41 46 44 36
+213 (0) 41 46 83 30
FAX: +213 (0) 41 46 44 34

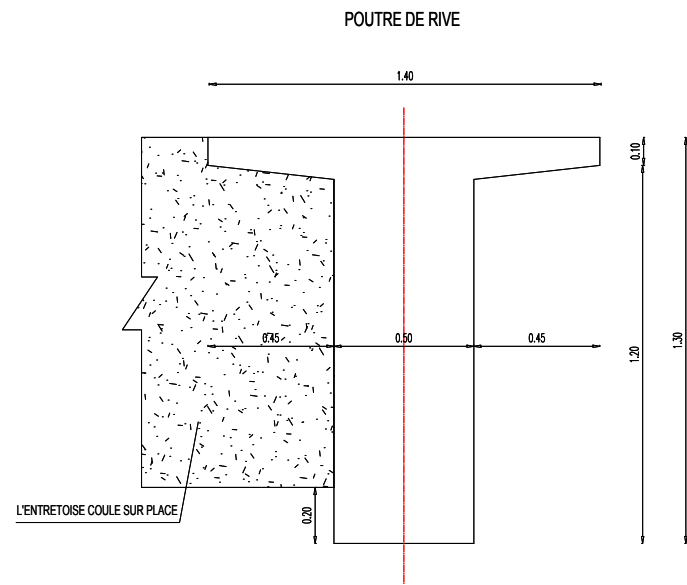
ETUDE PRELIMINAIRE, D'AVANT PROJET
SOMMAIRE ET D'AVANT PROJET DETAILLE DE
LA BRETELLE AUTOROUTIERE RELIANT LA
VILLE DE MOSTAGANEM A L'AUTOROUTE
EST-OUEST SUR 60 KM

ETABLI :
Mlle. DRAOU Meriem
CONTROLE :
Mr. BENMESSAOUD Said
VU :
Mr. GHAZLI Bouabdallah

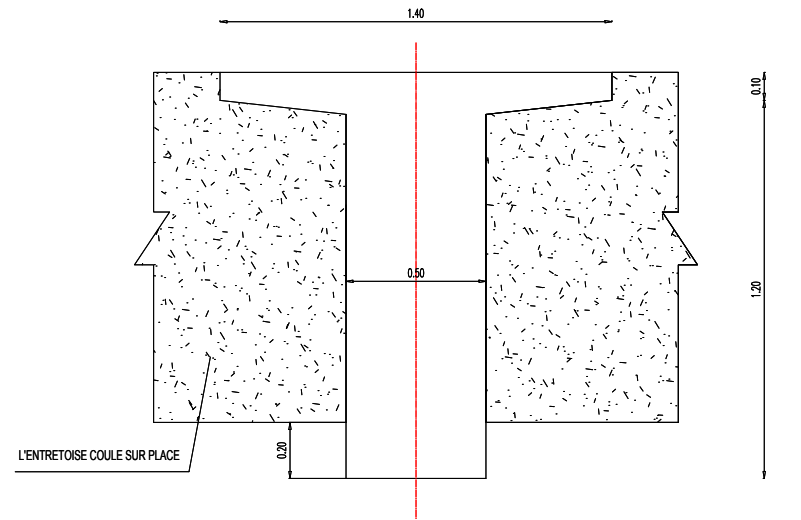
DESCRIPTION
ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'OUVRAGE
(A.P.D.O)
ECH (03) AU PK 27+284.67
PLAN GENERAL (Vue en plan et elevation)

ECHELLE :
NUM. DU MARCHÉ :
DATE :
FEV 2014
NR. DU PLAN :
10-01-2

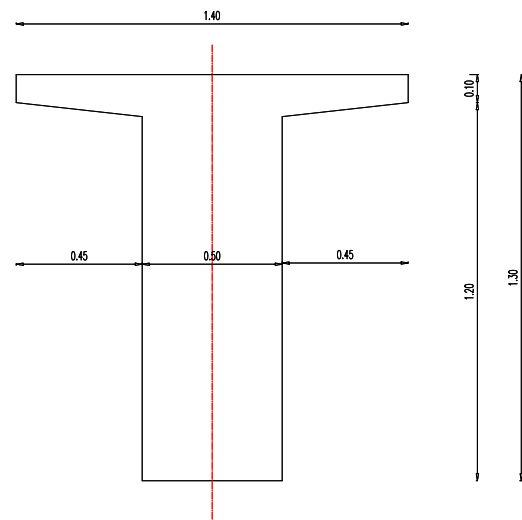
COUPE I-I
Ech: 1/10



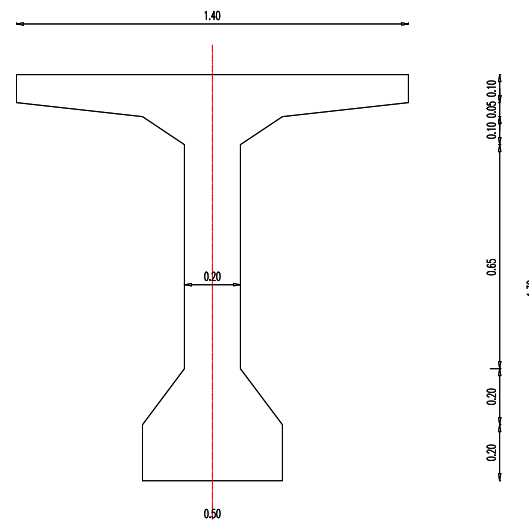
POUTRE INTERMEDIAIRE



COUPE II-II
Ech: 1/10



COUPE III-III
Ech: 1/10



MATERIAUX:

| Béton | Resistance | Enrobage |
|---------------------------------|-----------------------|----------|
| Béton de Propreté et gros Béton | RN 15 ; Fc 28=15 MPa | --- |
| Semelles | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 5 cm |
| Culées et Piles | RN 35 ; Fc 28=30 MPa | 4 cm |
| Poutres et Prédalles du Tablier | RN 35 ; Fc 28=35 MPa | 3 cm |
| Dalle du Tablier | RN 35 ; Fc 28=35 MPa | 3 cm |
| Dalle du Transition | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 4 cm |
| Corniche Prefabriquée | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 3 cm |
| Acier | | |
| Armatures (Haute Adérence) | FeE 400 ; Fy =400 MPa | |
| Précontrainte | ST 1670 /Classe 1770 | |

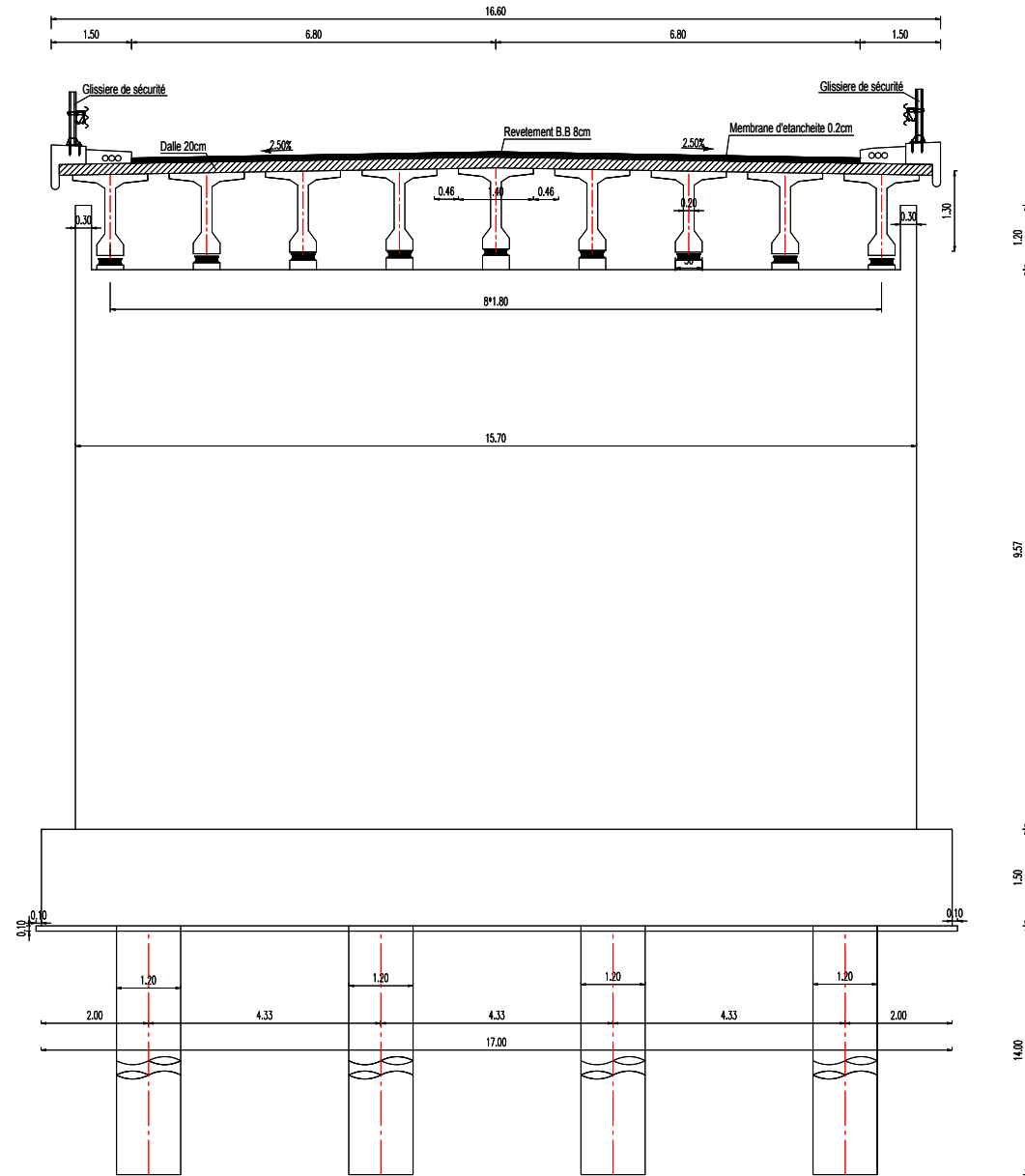
HYPOTHESES DE CALCUL:

- SURCHARGES SELON FASCICULE N° 61 TITRE II

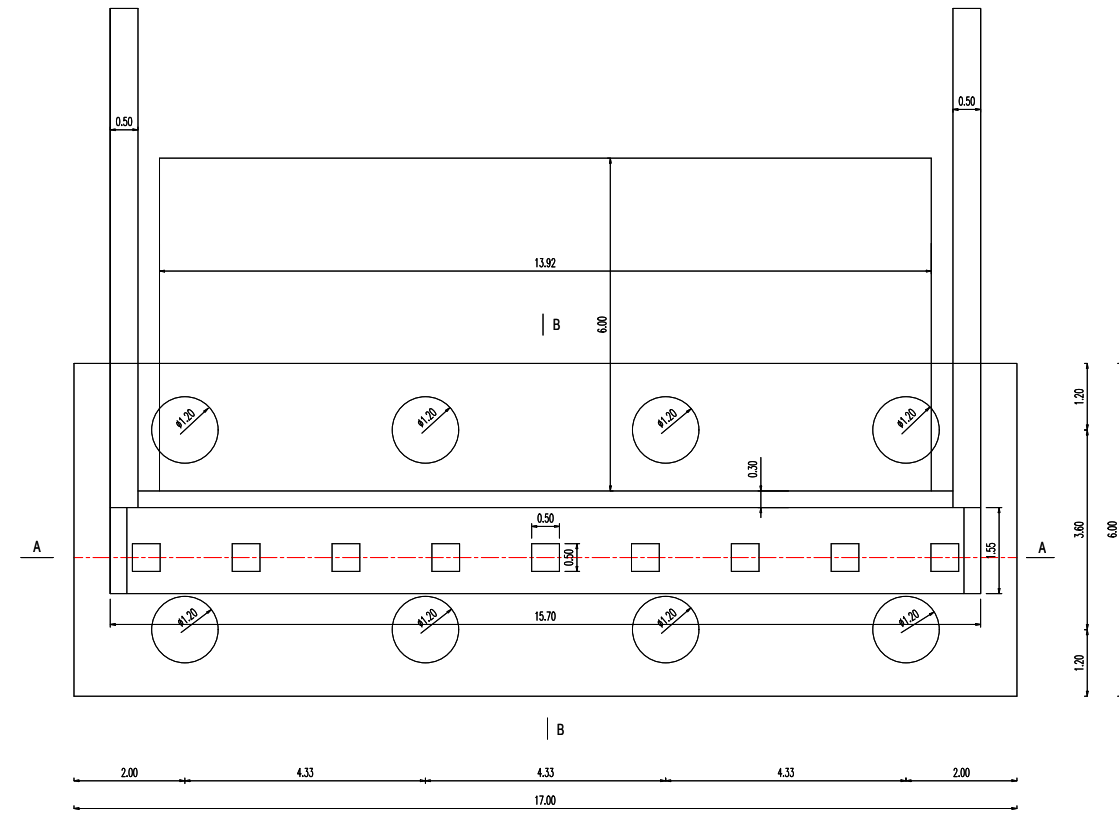
NOTE:

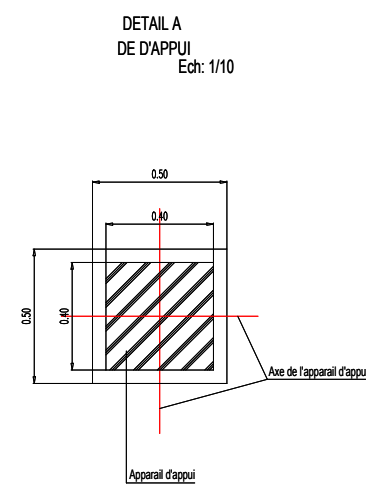
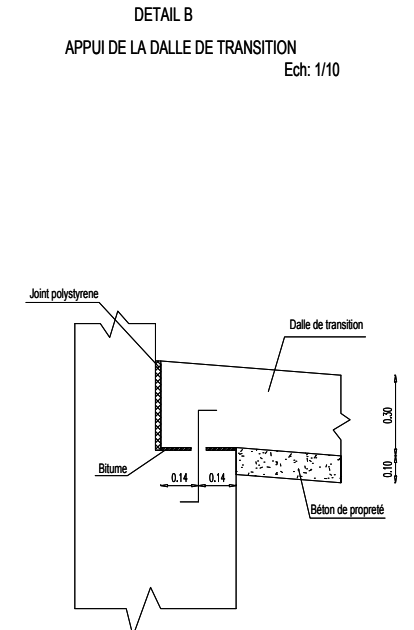
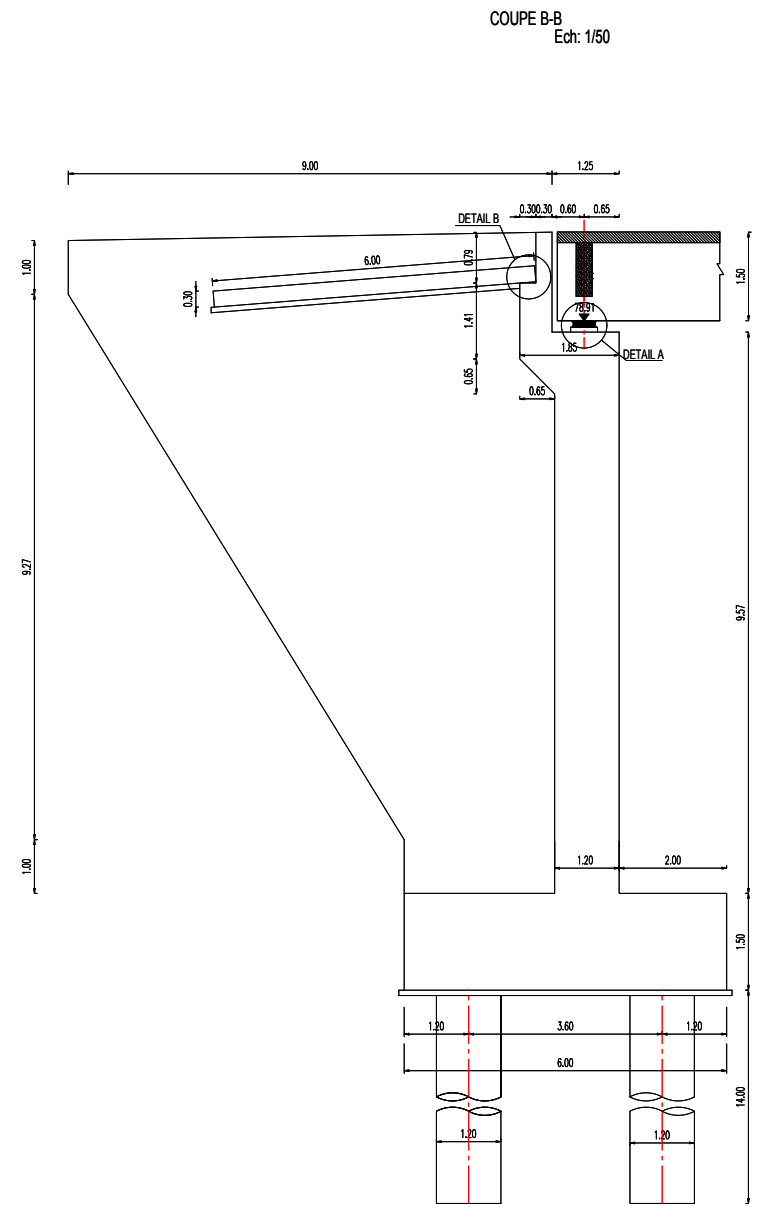
1. POUTRES DU TYPES (V.I.P.P) EN BETON PRECONTRAINTES PREFABRIQUE
2. LA DALLE ET L'ENTRETOISE SONT COULÉES SUR PLACE ET EN MEME TEMPS, LA PARTIE SOMBRE DANS LE PLAN PRÉSENTE LE COULAGE SUR PLACE.
3. LE PLAN INDIQUE UNE DEMIE TRAVÉE DE LA POUTRE EN T, UNE AUTRE PARTIE EST SYMÉTRIQUE.

COUPE A-A
Ech: 1/50



VUE EN PLAN
Ech: 1/50





MATERIAUX:

| Béton | Resistance | Enrobage |
|---------------------------------|-----------------------|----------|
| Béton de Proprete et gros Béton | RN 15 ; Fc 28=15 MPa | --- |
| Semelles | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 5 cm |
| Culées et Piles | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 4 cm |
| Poutres et Prédalles du Tablier | RN 35 ; Fc 28=35 MPa | 3 cm |
| Dalle du Tablier | RN 35 ; Fc 28=35 MPa | 3 cm |
| Dalle de Transition | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 4 cm |
| Corniche Prefabriquee | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 3 cm |
| Acier | | |
| Armatures (Haute Adérance) | FeE 400 ; Fy =400 MPa | |
| Précontrainte | ST 1670 /Classe 1770 | |

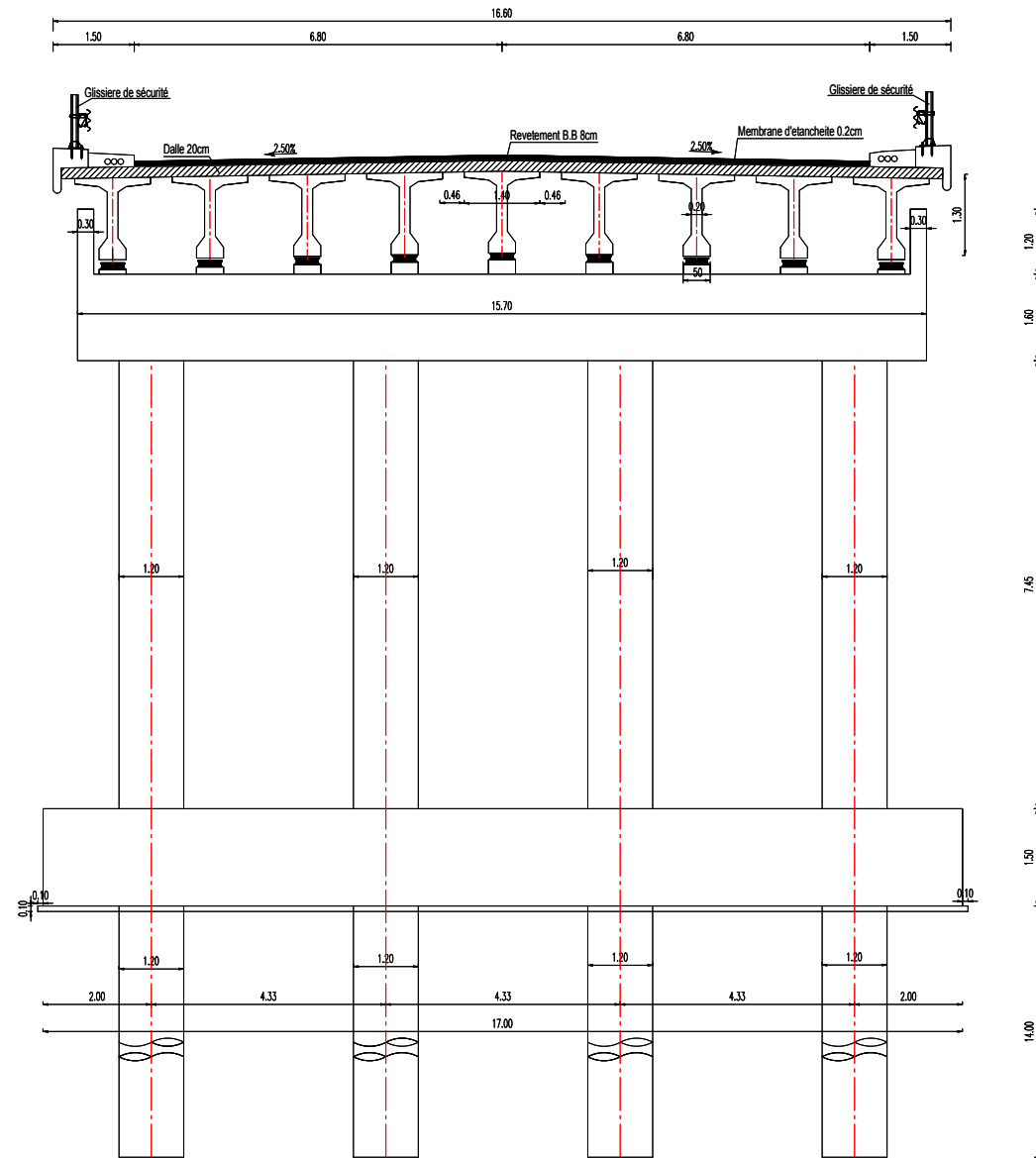
HYPOTHESES DE CALCUL:

- SURCHARGES SELON FASCICULE N° 61 TITRE II

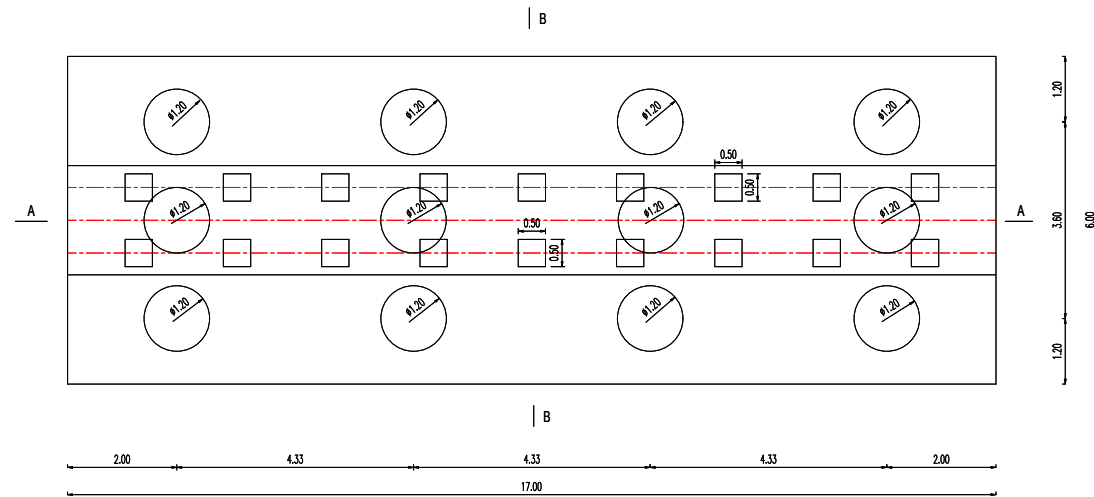
NOTE:

1. POUTRES DU TYPES (V.I.P.P) EN BETON PRECONTRAINTES PREFABRIQUE
2. L'ANCRAGE A PARTIR DE 16.00m DE PROFONDEUR SOUS LE NIVEAU DU TERRAIN ACTUEL
3. LA DALLE ET L'ENTROISE SONT COULÉES SUR PLACE ET EN MEME TEMPS, LA PARTIE SOMBRE DANS LE PLAN PRÉSENTE LE COULAGE SUR PLACE.
4. CE PLAN EST APPLICABLE A LA CULÉE C 01
5. PARAMETRE SISMIQUE: ZONE=IIg, ACCELERATION SISMIQUE=0.25g

COUPE A-A
Ech: 1/50



VUE EN PLAN
Ech: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS
DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS DE LA WILAYA DE MOSTAGANEM

SETU SOCIÉTÉ DES ÉTUDES TECHNIQUES D'ORAN
Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures
48, Rue Belkacem, Le Paradou - Hydra, Alger
TEL: +213 (0) 21 69 11 20 / +213 (0) 21 69 10 90
FAX: +213 (0) 21 60 12 27

SAETI Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures
48, Rue Belkacem, Le Paradou - Hydra, Alger
TEL: +213 (0) 21 69 11 20 / +213 (0) 21 69 10 90
FAX: +213 (0) 21 60 12 27

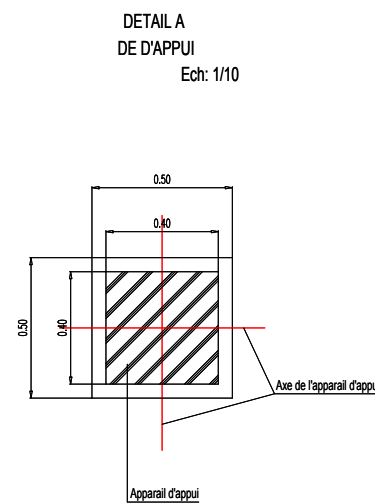
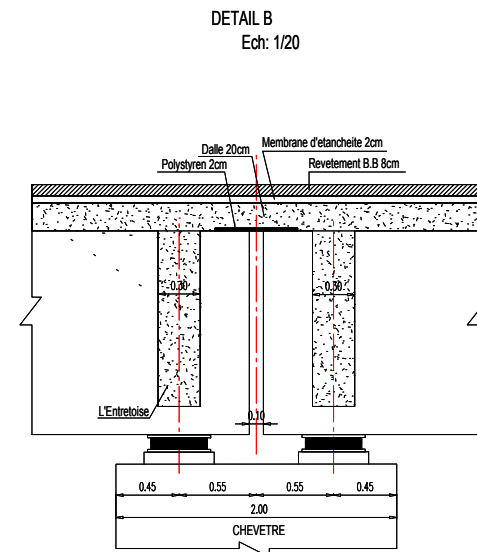
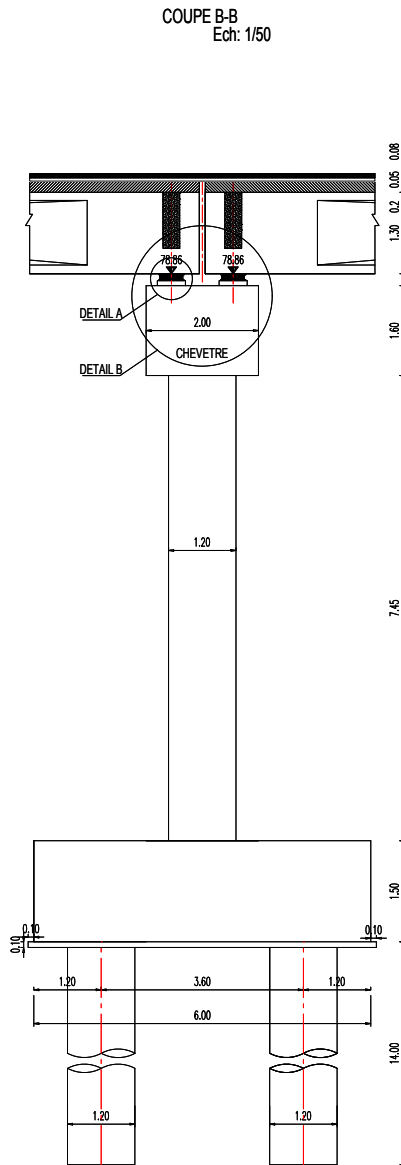
LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
ROND-POINT DES CASTORS BP N° 21914-DAR EL BEIDA-ORAN.
TEL: +213 (0) 41 46 84 71 / +213 (0) 41 46 44 36
+213 (0) 41 46 83 30
FAX: +213 (0) 41 46 44 34

ETUDE PRELIMINAIRE, D'AVANT PROJET
SOMMAIRE ET D'AVANT PROJET DETAILLE DE
LA BRETELLE AUTOROUTIERE RELIANT LA
VILLE DE MOSTAGANEM A L'AUTOROUTE
EST-OUEST SUR 60 KM

ETABLI :
Mlle. DRAOU Meriem
CONTROLE :
Mr. BENMESSAOUD Saïd
VU :
Mr. GHAZLI Bouabdallah

DESCRIPTION
ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'OUVRAGE
(A.P.D.O)
ECH (03) AU PK 27+284.67
Plan de coffrage pile (P1) suite

ECHELLE :
NUM. DU MARCHÉ :
DATE :
NR. DU PLAN :
FEV 2014 10-04-1



MATERIAUX:

| Béton | Resistance | Enrobage |
|---------------------------------|-----------------------|----------|
| Béton de Proprete et gros Béton | RN 15 ; Fc 28=15 MPa | ----- |
| Semelles | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 5 cm |
| Culées et Piles | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 4 cm |
| Poutres et Prédalles du Tablier | RN 35 ; Fc 28=35 MPa | 3 cm |
| Dalle du Tablier | RN 35 ; Fc 28=35 MPa | 3 cm |
| Dalle de Transition | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 4 cm |
| Corniche Prefabriquée | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 3 cm |
| Acier | | |
| Armatures (Haute Adérence) | FeE 400 ; Fy =400 MPa | |
| Précontrainte | ST 1670 /Classe 1770 | |

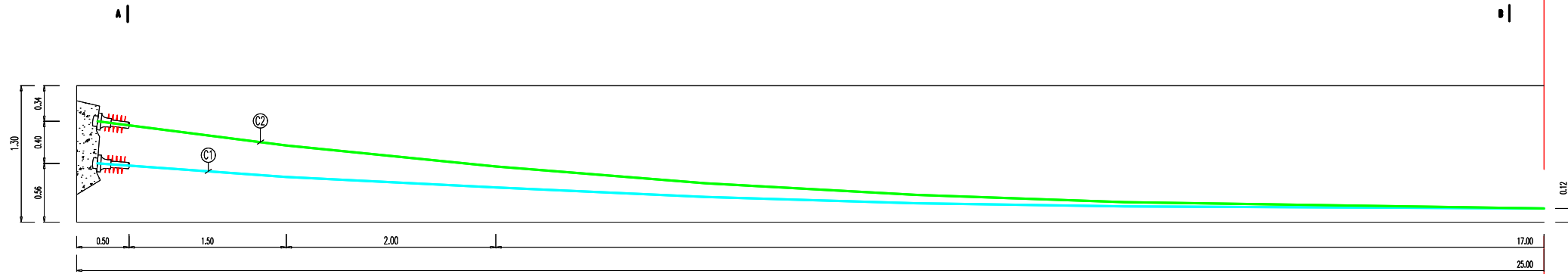
HYPOTHESES DE CALCUL:

- SURCHARGES SELON FASCICULE N° 61 TITRE II

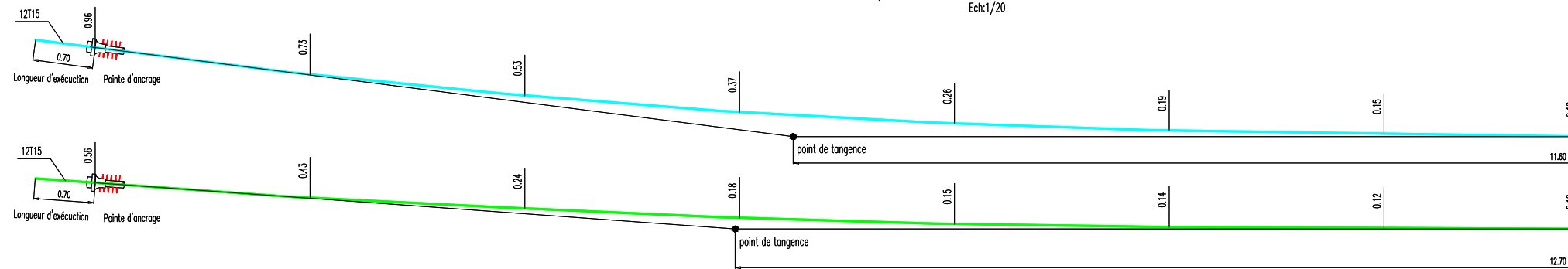
NOTE:

1. POUTRES DU TYPES (V.I.P.P) EN BETON PRECONTRAINTES PREFABRIQUE
2. L'ANCRAGE A PARTIR DE 16.00m DE PROFONDEUR SOUS LE NIVEAU DU TERRAIN ACTUEL
3. LA DALLE ET L'ENTROTOISE SONT COULÉES SUR PLACE ET EN MEME TEMPS, LA PARTIE SOMBRE DANS LE PLAN PRÉSENTE LE COULAGE SUR PLACE.
4. CE PLAN EST APPLICABLE A LA PILE P02
5. PARAMETRES SISMIQUES: ZONE= IIa, ACCELERATION SISMIQUE=0.25g

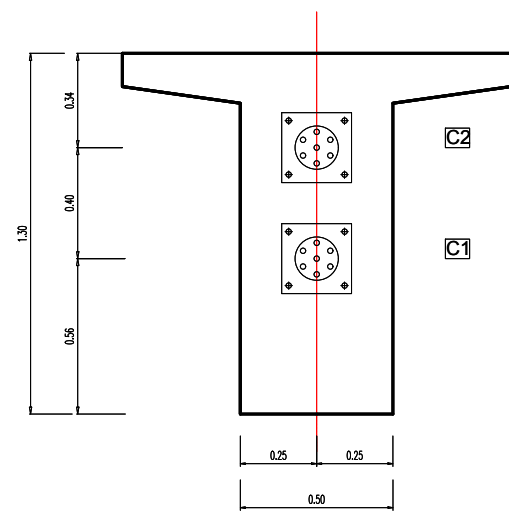
VUE EN ELEVATION
Ech:1/20



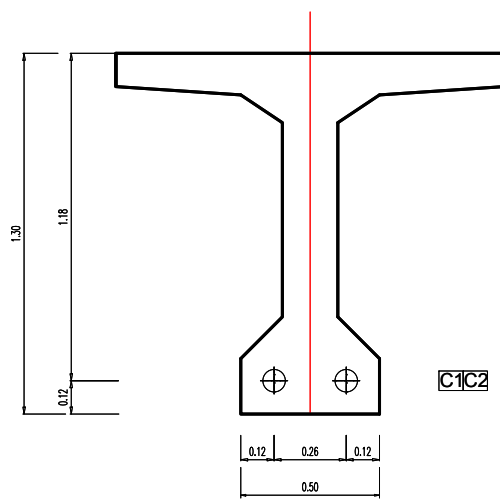
COURBES ALTIMETRIQUES DES CABLES
Ech:1/20



Coupe A-A
Ech:1/10



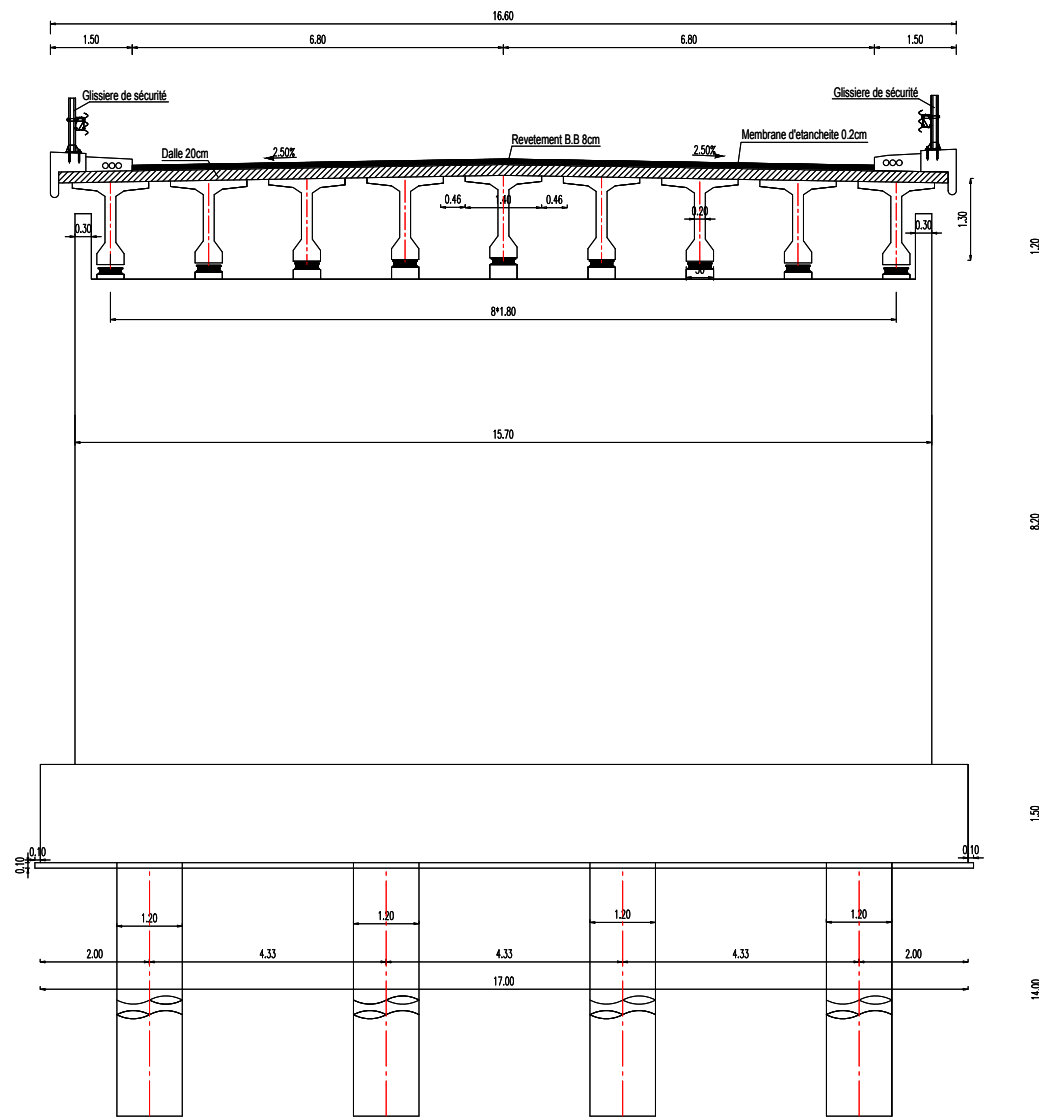
Coupe B-B
Ech:1/10



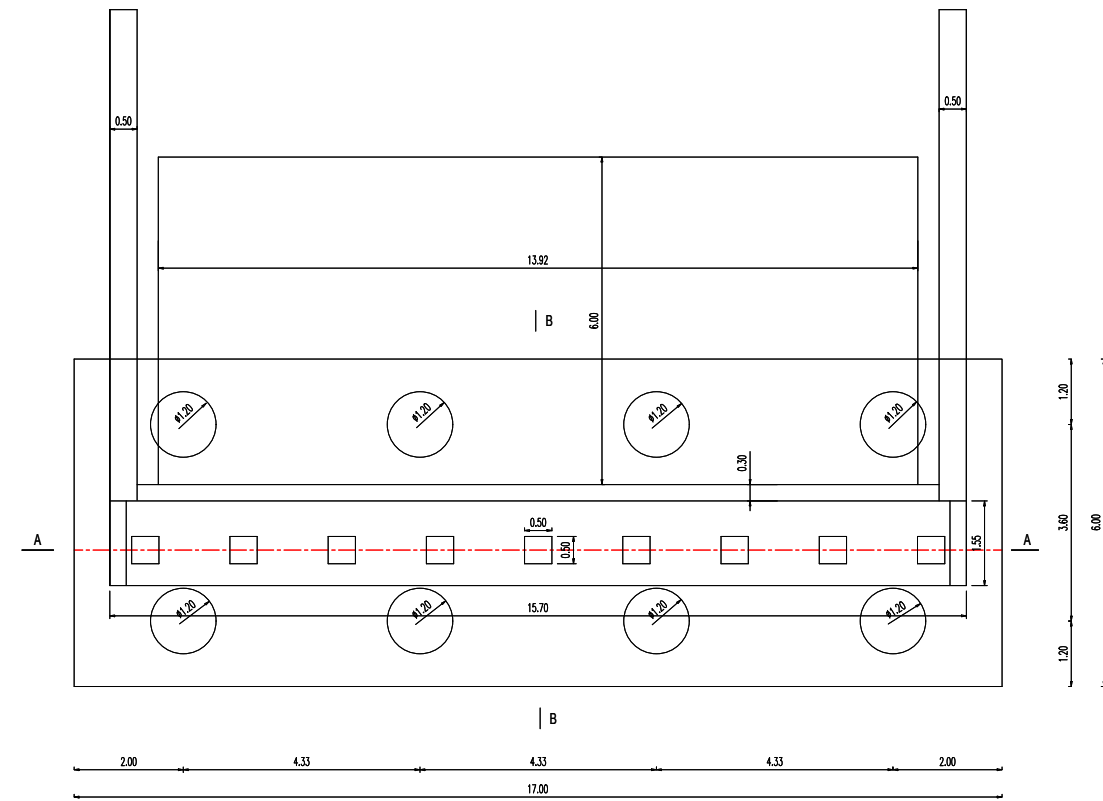
- * Caractéristique des matériaux :
- Béton dosé à 350 Kg/m³ (minimum)
 - $f_{c28} = 35$ MPa
 - ACIER ACTIF T15 (CLASSE 1770 MPA): $A_p = 139 \text{ mm}^2$
 - Nombre de cable : 02 par poutre
 - Procédé utilisé : Freyssinet ou équivalent

- * Note importante:
- La contrainte caractéristique, f_{c28} , du béton doit être confirmée par des P.V d'écrasements.
 - Nombre de Poutres : 18 pour l'ensemble de l'ouvrage
 - Toutes les poutres sont identiques, en coffrage et ferrailage.

COUPE A-A
Ech: 1/50



VUE EN PLAN
Ech: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS
DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS DE LA WILAYA DE
MOSTAGANEM

STU SOCIÉTÉ DES ÉTUDES TECHNIQUES D'ORAN
Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures
48, Rue Belkacem, Le Paradis - Hydra, Alger
TEL: +213 (0) 21 60 11 20 / +213 (0) 21 60 18 90
FAX: +213 (0) 21 60 12 27

SAFTI Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures
48, Rue Belkacem, Le Paradis - Hydra, Alger
TEL: +213 (0) 21 60 11 20 / +213 (0) 21 60 18 90
FAX: +213 (0) 21 60 12 27

LTP LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
ROND-POINT DES CASTORS BP N° 21014-DAR EL BEIDA - ORAN.
TEL: +213 (0) 41 48 84 71 / +213 (0) 41 48 44 34
+213 (0) 41 48 83 30
FAX: +213 (0) 41 48 44 34

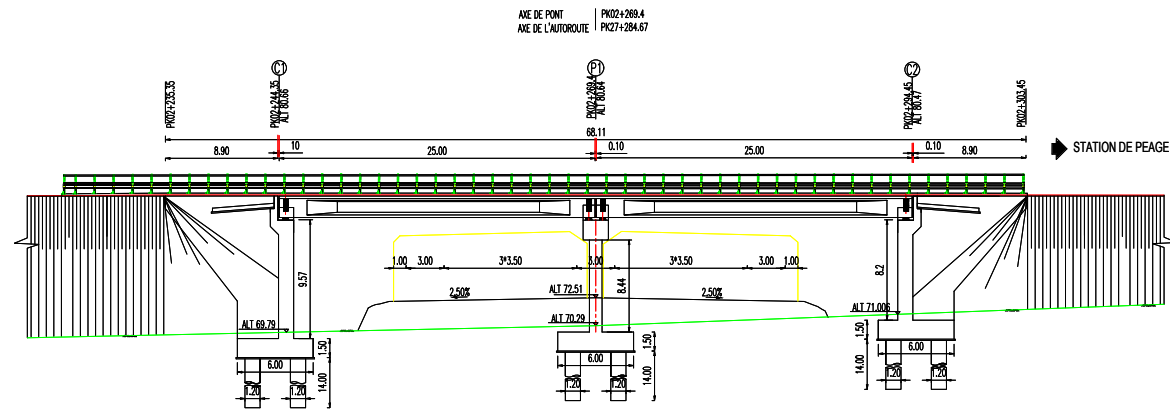
ETUDE PRELIMINAIRE, D'AVANT PROJET
SOMMAIRE ET D'AVANT PROJET DETAILLE DE
LA BRETELLE AUTOROUTIERE RELIANT LA
VILLE DE MOSTAGANEM A L'AUTOROUTE
EST-OUEST SUR 60 KM

ETABLI :
Mlle. DRAOU Meriem
CONTROLE :
Mr. BENMESSAOUD Saïd
VU :
Mr. GHAZLI Bouabdallah

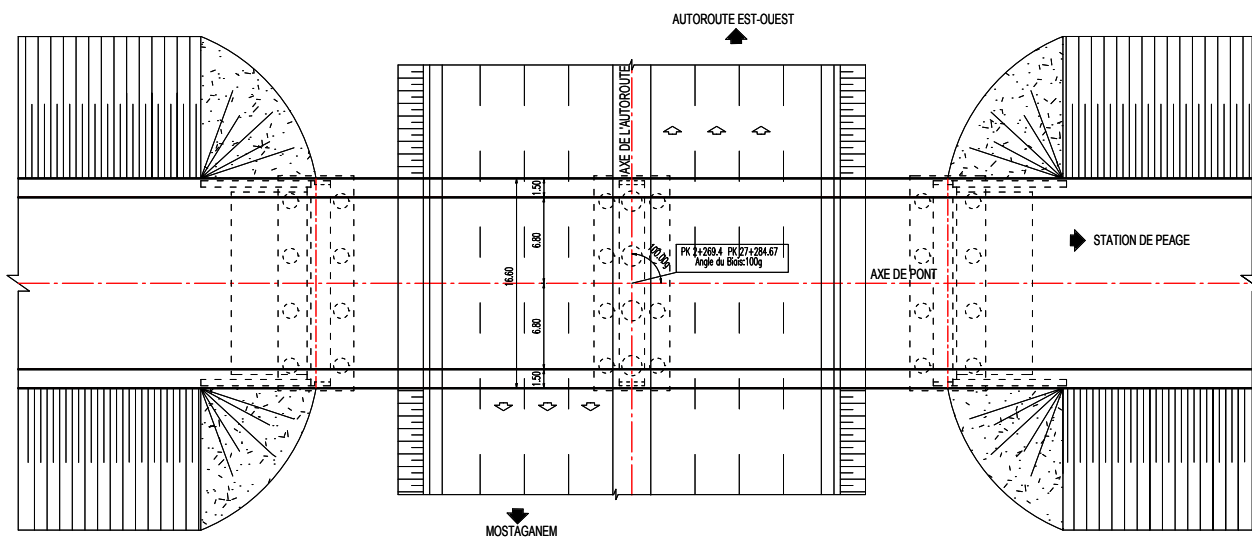
DESCRIPTION
ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'OUVRAGE
(A.P.D.O)
ECH (03) AU PK 27+284.67
Plan de coffrage culée (C2) suite

ECHELLE :
NUM. DU MARCHÉ :
DATE :
FEV 2014
NR. DU PLAN :
10-05-1

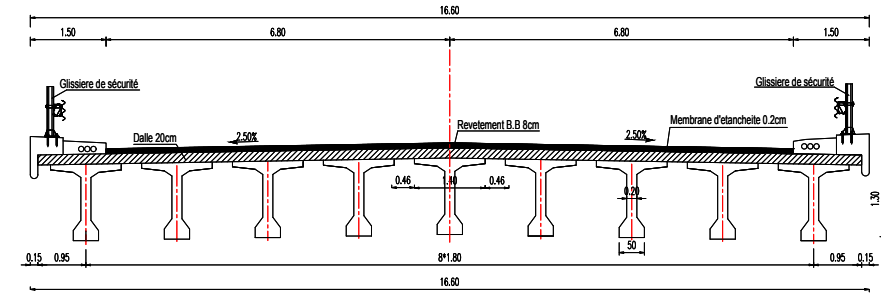
COUPE LONGITUDINALE
Ech: 1/200



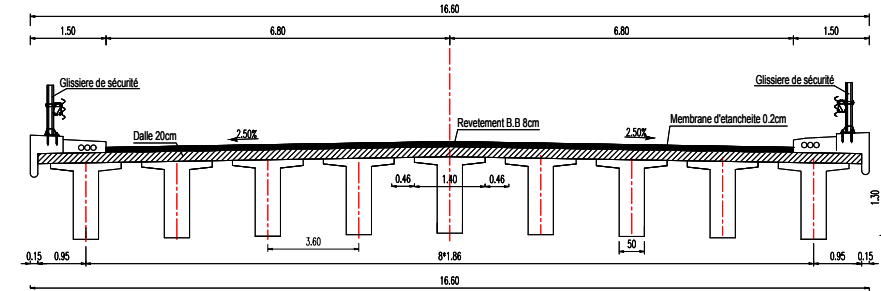
VUE EN PLAN
Ech: 1/200



COUPE TRANSVERSALE(en travée)
Ech: 1/50



COUPE TRANSVERSALE (en abut)
Ech: 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS
DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS DE LA WILAYA DE
MOSTAGANEM

STU
SOCIÉTÉ DES ÉTUDES TECHNIQUES D'ORAN
Société par actions au capital 80.000.000 DA - Siège social au Centre
SP 8077 B - Bickel 33007 - Oran - (041) 361.020 / (041) 361.021 - Fax: (041) 401.008

SAETI
المرکز الجزائري لاستشارات البنية التحتية
Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures
48, Rue Belkacem Le Paradou - Hydra, Alger
TEL: +213 (0) 21 86 11 30 / +213 (0) 21 86 18 90
FAX: +213 (0) 21 86 12 22

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
ROND-POINT DES CASTORS BP 8 21014-DAR EL BEIDA - ORAN.
TEL: +213 (0) 41 48 84 71 / +213 (0) 41 48 44 26
+213 (0) 41 48 83 30
FAX: +213 (0) 41 48 44 34

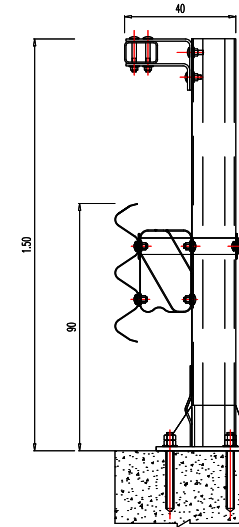
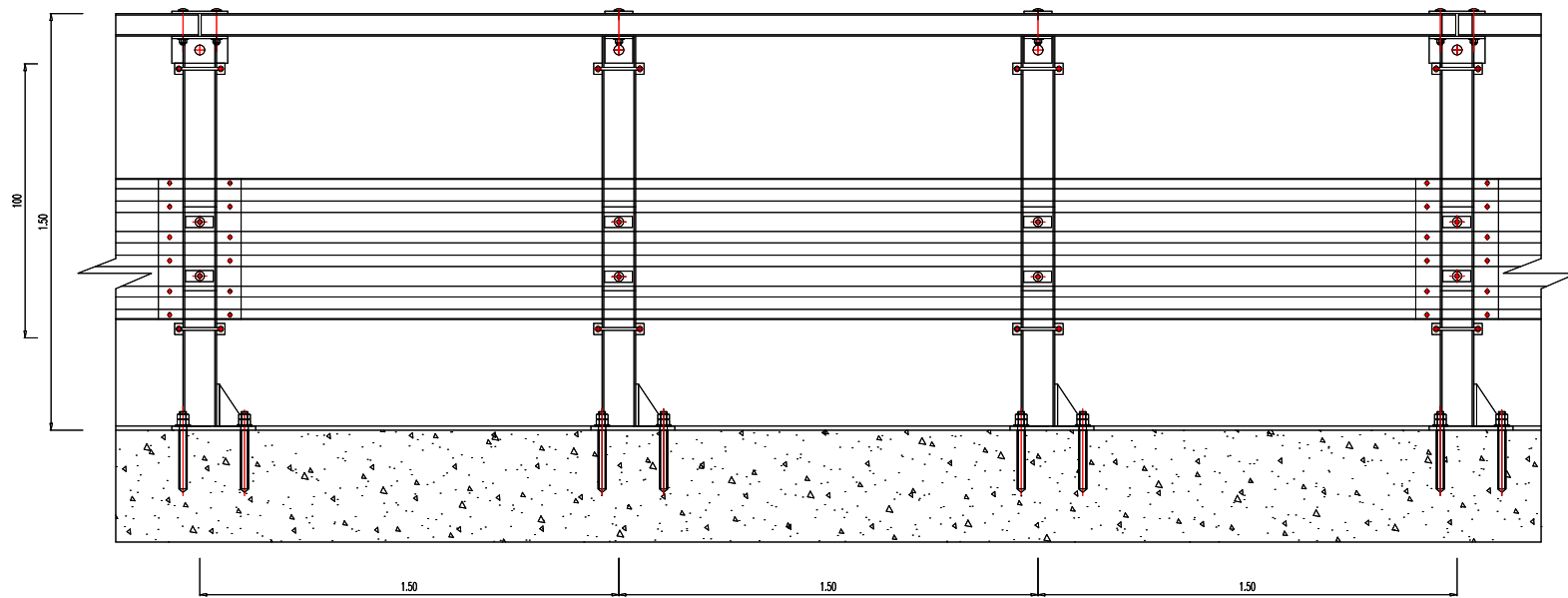
ETUDE PRELIMINAIRE, D'AVANT PROJET
SOMMAIRE ET D'AVANT PROJET DETAILLE DE
LA BRETELLE AUTOROUTIERE RELIANT LA
VILLE DE MOSTAGANEM A L'AUTOROUTE
EST-OUEST SUR 60 KM

ETABLI :
Mlle. DRAOU Meriem
CONTROLE :
Mr. BENMESSAOUD Saïd
VU :
Mr. GHAZLI Bouabdallah

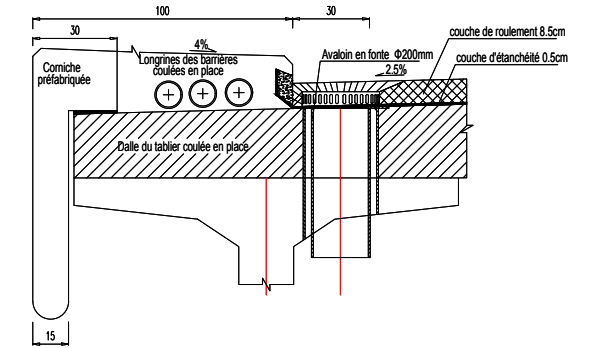
DESCRIPTION
ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'OUVRAGE
(A.P.D.O)
ECH (03) AU PK 27+284.67
PLAN GENERAL
(Vue en plan et coupe longitudinale et transversale)

ECHELLE :
NUM. DU MARCHÉ :
DATE :
NR. DU PLAN :
FEV 2014 10-01-1

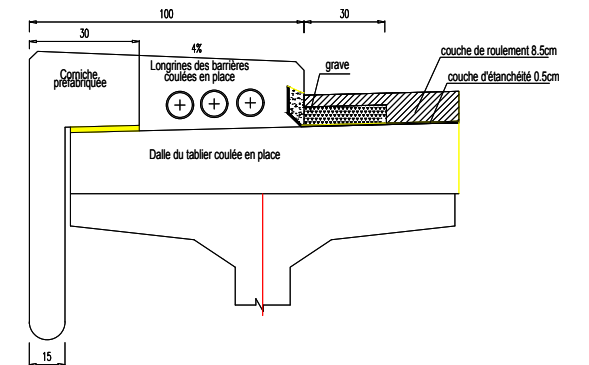
DETAIL DU GARDE-CORPS (Classe H3)
Ech: 1/10



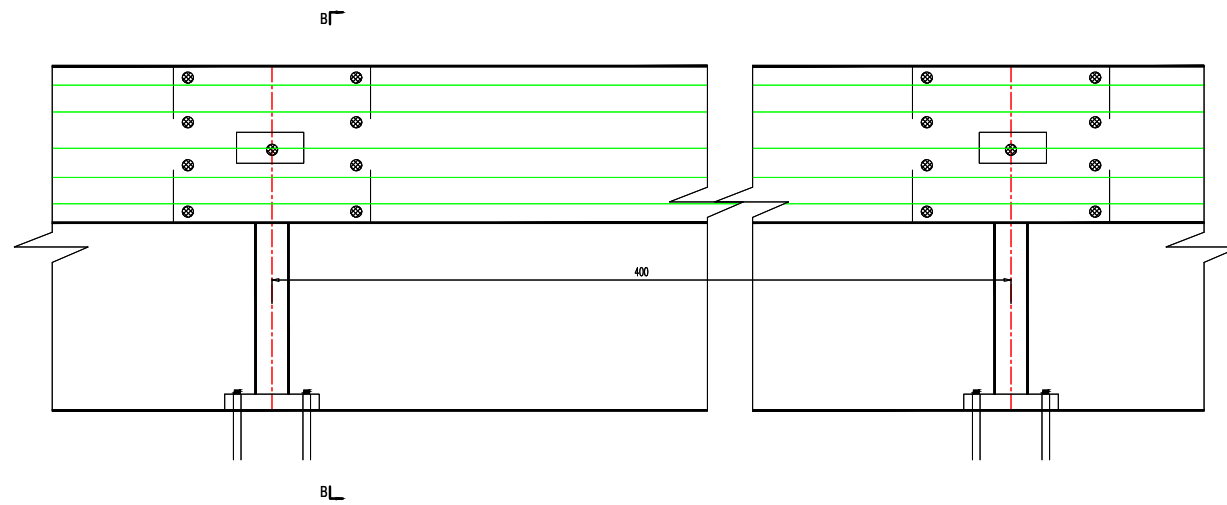
DETAIL D'AVALOIRS
Ech: 1/10



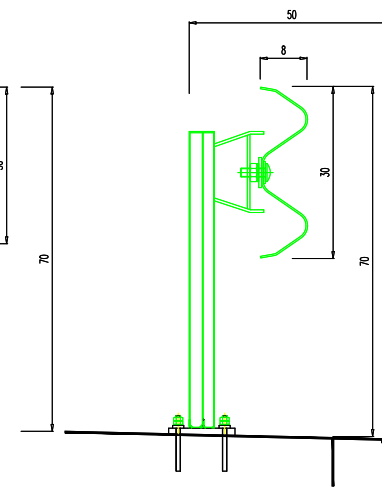
DETAIL LONGRINES DES BARRIERES EXTERIEURS
Ech: 1/10



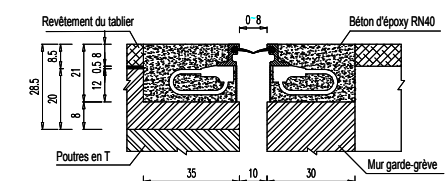
DETAIL DE LA GLISSIERE DE SECURITE
Ech: 1/10



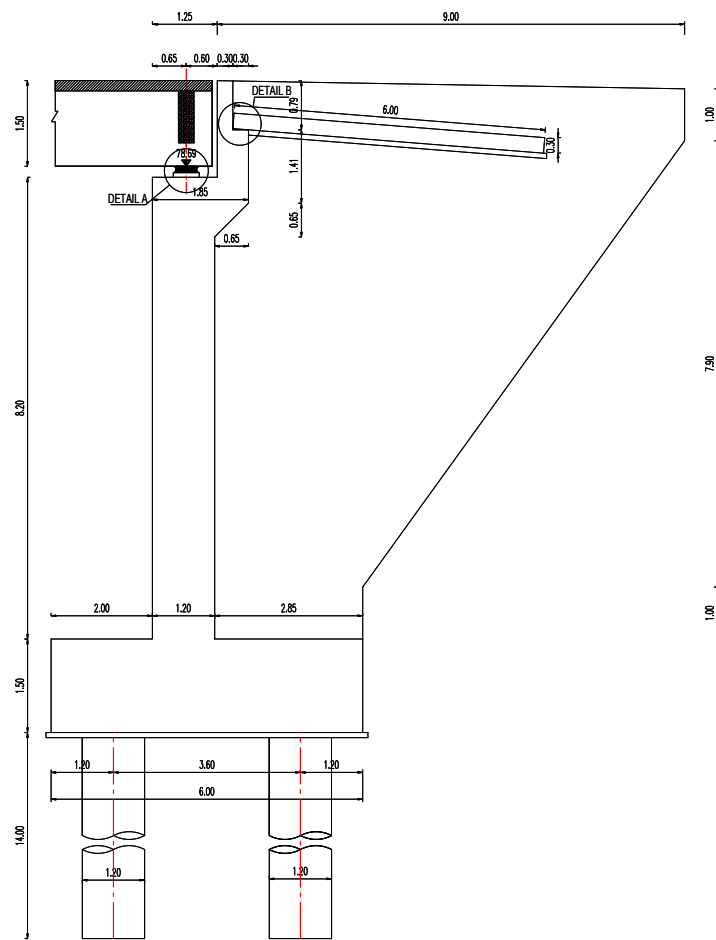
COUP B-B
Ech: 1/10



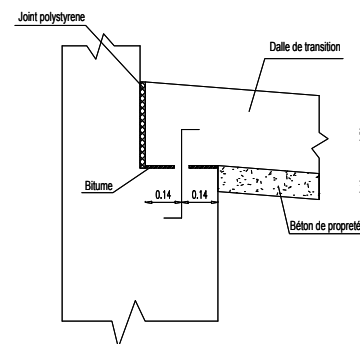
DETAIL DU JOINT DE CHAUSSEE (Type D80)
ECH: 1/10



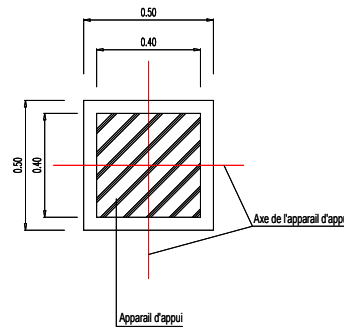
COUPE B-B
Ech: 1/50



DETAIL B
APPUI DE LA DALLE DE TRANSITION
Ech: 1/10



DETAIL A
DE D'APPUI
Ech: 1/10



MATERIAUX:

| Béton | Resistance | Enrobage |
|---------------------------------|-----------------------|----------|
| Béton de Propreté et gros Béton | RN 15 ; Fc 28=15 MPa | ----- |
| Semelles | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 5 cm |
| Culées et Piles | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 4 cm |
| Poutres et Prédalles du Tablier | RN 35 ; Fc 28=35 MPa | 3 cm |
| Dalle du Tablier | RN 35 ; Fc 28=35 MPa | 3 cm |
| Dalle de Transition | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 4 cm |
| Corniche Prefabriquée | RN 30 ; Fc 28=30 MPa | 3 cm |
| Acier | | |
| Armatures (Haute Adhérence) | FeE 400 ; Fy =400 MPa | |
| Précontrainte | ST 1670 /Classe 1770 | |

HYPOTHESES DE CALCUL:

- SURCHARGES SELON FASCICULE N° 61 TITRE II

NOTE:

1. POUTRES DU TYPES (V.I.P.P) EN BETON PRECONTRAINTES PREFABRIQUE
2. L'ANCRAGE A PARTIR DE 16.00m DE PROFONDEUR SOUS LE NIVEAU DU TERRAIN ACTUEL
3. LA DALLE ET L'ENTROISE SONT COULÉES SUR PLACE ET EN MEME TEMPS, LA PARTIE SOMBRE DANS LE PLAN PRÉSENTE LE COULAGE SUR PLACE.
4. CE PLAN EST APPLICABLE A LA CULEE C 02
5. PARAMETRE SISMIQUE: ZONE=Ila, ACCELERATION SISMIQUE=0.25g

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS
DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS DE LA WILAYA DE
MOSTAGANEM

SETU
SOCIÉTÉ DES ÉTUDES TECHNIQUES D'ORAN
Société par actions au capital 90.000.000 DA - Siège social: 100 Avenue de l'Indépendance - Oran - (041) 461.000/461.001 - Fax: (041) 461.000

SAETI
Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures
Société par actions au capital 20.000.000 DA - Siège social: 100 Avenue de l'Indépendance - Oran - (041) 461.000/461.001 - Fax: (041) 461.000

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
BOULEVARD DES CASTORS BP N° 21014-DAR EL BEIDA-ORAN.
TEL: +213 (0) 41 48 84 71 / +213 (0) 41 48 44 36
+213 (0) 41 48 83 39
FAX: +213 (0) 41 48 44 34

ETUDE PRELIMINAIRE, D'AVANT PROJET
SOMMAIRE ET D'AVANT PROJET DETAILLE DE
LA BRETELLE AUTOROUTIERE RELIANT LA
VILLE DE MOSTAGANEM A L'AUTOROUTE
EST-OUEST SUR 60 KM

ETABLI :
Mlle. DRAOU Meriem
CONTROLE :
Mr. BENMESSAOUD Saïd
VU :
Mr. GHAZLI Bouabdallah

DESCRIPTION
ETUDE D'AVANT PROJET DETAILLE DE L'OUVRAGE
(A.P.D.O)
ECH (03) AU PK 27+284.67
Plan de coffrage culée (C2)

ECHELLE :
NUM. DU MARCHÉ :
DATE :
FEV 2014
NR. DU PLAN :
10-08-2