

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



# Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC ROUTIER  
SUR LA 4EME ROCADE D'ALGER DU PK38+418 AU  
PK38+793 DANS LA WILAYA DE MEDEA**

Présenté Par :

Hadjer ZERROUKHI  
Nor KADOUCHE

Encadré Par :

Dr. Mohamed AMIEUR  
M. Mounir HAMICHI

Promotion 2025 / 2026

# Dédicaces

Avant toute chose, je rends grâce à Dieu Tout-Puissant, qui m'a donné la force, la patience et la foi nécessaires pour avancer, même dans les moments de doute et de fatigue.

À ma très chère mère, mon plus grand soutien, ma source d'inspiration et de courage. Merci pour ton amour infini, tes sacrifices, tes prières et tes encouragements qui m'ont accompagnée à chaque étape de ma vie. Aucun mot ne saurait exprimer ma gratitude et mon affection envers toi.

À moi-même, pour tous les efforts accomplis, les moments de doute surmontés, les longues heures de travail et la persévérance dont j'ai fait preuve pour atteindre cet objectif. Je suis fière du chemin parcouru et de ne jamais avoir abandonné.

À ma chère amie et ma chère sœur Nawal, pour sa présence précieuse, son soutien sincère et son amitié fidèle qui ont rendu ce parcours plus agréable.

À ma chère amie hadjer, avec qui j'ai partagé cette aventure académique, les défis, les réussites et les moments de stress. Merci pour ton engagement et ta collaboration.

À mes chères amies en souvenir des beaux moments partagés, de votre soutien et de votre bonne humeur qui ont illuminé mes années d'études.

À Imene Makoudi et Mehdi Bourouba, pour votre gentillesse, votre bienveillance et votre soutien au sein de notre département. Votre attitude humaine a fait toute la différence.

Enfin, à toutes les personnes qui ont cru en moi et qui m'ont encouragée de près ou de loin, je dédie ce travail avec toute ma reconnaissance et mon affection.

KADOUCHE NOR

الحمد لله الذي هدانا لهذا وما كنا لنهتدي لولا ان هدانا الله

الى نفسي التي لم تستسلم حين كان الاستسلام خيار متاح ها انا أقف على عتبة تخرجي وتحقيق الحلم

الى من جُمِلَ اسمي بلقبه وكان السند والعون وكنت له الفخر... ابي الغالي

الى الانسانة العظيمة التي سهلت الشدائد بدعائها صاحبة القلب الحنون... أمي الغالية

الى ضلعي الثابت وامان ايامي الى من شددت عضدي بهم: هديل، وليد، فارس

الى شريكتي في هذا العمل كنت رفيقة القلب قبل الدرب ...المهندسة نور

الى من ضاقت بي الدنيا ووسعت بخطاهم صديقاتي: صفاء، أيوش، سلمى، ليديا، هنادي، هناء ، ليندة،  
نهاد، قايسة ، كاميليا، مارلين، لتيسيا، شيماء وبنات خالتي، أماني، ملاك، شهد.

الى عائلة ابي وامي من اكبرهم جدي وجدتي الى أصغر فرد بينهم. لكم جميعا اصدق الحب والشكر على دعمكم

الى أثنى ما املك في الدنيا رفيق دربي ...حسام

ZERROUKHI HADJER

# Remerciements

Nos remerciements les plus sincères vont à notre encadreur, **Monsieur Amieur Mohamed**, pour sa disponibilité, ses précieux conseils et sa patience tout au long de cette période.

Je remercie sincèrement **Monsieur Chenni Aissam**, notre maître de stage, pour son accompagnement, sa disponibilité et ses précieux conseils.

Nous remercions chaleureusement nos familles pour leur soutien indéfectible et leurs sacrifices constants qui nous ont permis d'atteindre ce moment important.

Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des enseignants de l'**ENSTP**, pour la qualité de leur enseignement, leur pédagogie et leur patience, ainsi que l'administration de l'école pour le soutien qu'elle nous a apporté.

Enfin, nos remerciements s'adressent à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

## ملخص

يندرج هذا العمل في إطار تصميم ودراسة الجسر الواقع بين النقطة الكيلومترية 38+418 والنقطة الكيلومترية 38+793 على الطريق الاجتياحي الرابع لمدينة الجزائر، في ولاية المدية .  
بدأنا بدراسة تصميمية عامة تم من خلالها اقتراح ثلاث تصاميم، وبالاعتماد على تحليل متعدد المعايير تم تحديد الاقتراح الأكثر ملائمة.  
تشمل الدراسة كلا من البنية الفوقية و البنية التحتية، مع تناول تقييم الأحمال والحملات، وحساب المقطع مع مختلف التحققات ، و الدراسة الزلزالية، وكذلك تصميم التجهيزات والعناصر الإنشائية. وقد تم إنجاز مختلف التحاليل بالرجوع إلى القوانين المعمول بها في الجزائر و وعلى الصعيد الدولي، وباستخدام برامج حساب.  
**الكلمات المفتاحية:** تصميم ودراسة الجسر تحديد الأبعاد، جسر بالروافد ، خرسانة سابقة الإجهاد ، معدات الجسر ، المنشآت القاعدية.

## Résumé

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude du viaduc situé entre le PK 38+418 et le PK 38+793, sur la 4e rocade d'Alger, dans la Wilaya de Médéa.

Nous avons débuté par une conception générale dans laquelle trois variantes ont été proposées. En nous appuyant sur une analyse multicritère, nous avons retenu une solution en pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension.

L'étude porte à la fois sur la superstructure et l'infrastructure, en abordant l'évaluation des charges et surcharges, le calcul de la précontrainte avec les différentes vérifications nécessaires, l'étude sismique, ainsi que le dimensionnement des équipements et des éléments structuraux. L'ensemble des analyses a été réalisé en se référant aux règlements en vigueur en Algérie et à l'international, et à l'aide de logiciels de calcul spécialisés.

**Mots clés :** Conception et étude de pont, Pré-dimensionnement, Pont à poutre, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure.

## Abstract

This work is part of the design and study of the viaduct located between PK 38+418 and PK 38+793 on the 4th ring road of Algiers, in the Wilaya of Médéa.

We began with a general design phase in which three alternatives were proposed. Based on a multicriteria analysis, the selected solution was a viaduct with prefabricated beams prestressed by post-tensioning.

The study covers both the superstructure and the substructure, including the evaluation of permanent and variable loads, the design and verification of the sections, the seismic analysis, and the sizing of structural elements and bridge equipment.

All analyses were carried out in accordance with applicable Algerian and international standards, using specialized structural analysis software.

**Keywords:** viaduct, design, beam, prestressing, post-tensioning, infrastructure, foundation, active and passive reinforcement.

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I PRESENTATION DE L'OUVRAGE

|        |                             |   |
|--------|-----------------------------|---|
| I.1.   | INTRODUCTION.....           | 1 |
| I.2.   | OBJECTIF DU PROJET.....     | 1 |
| I.3.   | DONNEES NATURELLES.....     | 1 |
| I.3.1. | Données géotechniques ..... | 1 |
| I.3.2. | Données climatiques .....   | 2 |
| I.3.3. | Données sismiques .....     | 2 |
| I.4.   | DONNEES FONCTIONNELLES..... | 3 |
| I.4.1. | Tracé en plan .....         | 3 |
| I.4.2. | Profil en long .....        | 4 |
| I.4.3. | Profil en travers.....      | 4 |
| I.5.   | CONCLUSION .....            | 5 |

### CHAPITRE II CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

|         |                                                                                                                                |    |
|---------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| II.1.   | INTRODUCTION.....                                                                                                              | 6  |
| II.2.   | VARIANTE 01 pont à poutres précontraintes en béton armé.....                                                                   | 6  |
| II.2.1. | Conception longitudinale .....                                                                                                 | 6  |
| II.2.2. | Conception transversale.....                                                                                                   | 7  |
| II.3.   | VARIANTE 02 pont voussoirs préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs..... | 9  |
| II.3.1. | Conception longitudinale .....                                                                                                 | 9  |
| II.3.2. | Découpage des voussoirs .....                                                                                                  | 9  |
| II.3.3. | Conception transversale.....                                                                                                   | 10 |
| II.4.   | VARIANTE 03 un pont mixte (bipoutres métallique) .....                                                                         | 13 |
| II.4.1. | Conception longitudinale .....                                                                                                 | 13 |
| II.4.2. | Conception transversale.....                                                                                                   | 13 |
| II.4.3. | Conception des entretoises .....                                                                                               | 14 |
| II.4.4. | La connexion entre la dalle et la charpente métallique .....                                                                   | 14 |
| II.5.   | ANALYSE MULTICRITERE.....                                                                                                      | 16 |
| II.6.   | VARIANTE RETENUE.....                                                                                                          | 17 |
| II.7.   | CONCLUSION .....                                                                                                               | 18 |

### CHAPITRE III CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

|                                                                  |    |
|------------------------------------------------------------------|----|
| III.1. INTRODUCTION.....                                         | 19 |
| III.2. REGLEMENTS ET NORMES .....                                | 19 |
| III.3. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....                  | 20 |
| III.3.1. Béton.....                                              | 20 |
| III.3.1.1. La résistance à la compression .....                  | 20 |
| III.3.1.2. La résistance à la traction .....                     | 21 |
| III.3.1.3. Contraintes admissibles de compression du béton ..... | 21 |
| III.3.1.4. Déformation longitudinale du béton.....               | 21 |
| III.3.1.5. Module de Déformation transversale .....              | 22 |
| III.3.2. Les aciers .....                                        | 22 |
| III.3.2.1 Les aciers actifs.....                                 | 22 |
| III.3.2.2. Les aciers passifs .....                              | 23 |
| III.4. LOGICIELS DE CALCUL .....                                 | 23 |

### CHAPITRE IV CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| IV.1. INTRODUCTION.....                                                                           | 24 |
| IV.2. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC .....                                                    | 24 |
| IV.2.1. Calcul des charges permanentes (CP) et des charges complémentaires permanentes (CCP)..... | 24 |
| IV.2.2. Actions thermiques .....                                                                  | 25 |
| IV.2.3. Actions dues au vent .....                                                                | 26 |
| IV.3. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC .....                                                 | 26 |
| IV.3.1. Système de charge A(l).....                                                               | 27 |
| IV.3.2. Système de charge B .....                                                                 | 29 |
| IV.3.2.1 Système <b>B<sub>c</sub></b> .....                                                       | 29 |
| IV.3.2.2. Système <b>B<sub>r</sub></b> .....                                                      | 30 |
| IV.3.2.3. Système <b>B<sub>t</sub></b> .....                                                      | 31 |
| IV.3.3. Effort de freinage .....                                                                  | 32 |
| IV.3.4. Charges militaires.....                                                                   | 33 |
| IV.3.5. Charges exceptionnelles .....                                                             | 34 |
| IV.4. CONCLUSION .....                                                                            | 35 |

### CHAPITRE V LES EFFORTS LONGITUDINAUX ET LA REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORT

|        |                                           |    |
|--------|-------------------------------------------|----|
| V.1.   | LES EFFORTS LONGITUDINAUX .....           | 36 |
| V.1.1. | Poids propre .....                        | 36 |
| V.1.2. | Surcharge type A(l) .....                 | 36 |
| V.1.3. | Système de charges Bc .....               | 37 |
| V.1.4. | Système de charges Br .....               | 39 |
| V.1.5. | Système de charges Bt.....                | 40 |
| V.1.6. | Système de charges Mc120 .....            | 41 |
| V.1.7. | Système de charges D240 .....             | 42 |
| V.1.8. | Surcharges sur trottoir St .....          | 43 |
| V.2.   | REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS..... | 44 |
| V.2.1. | Les combinaisons de charges.....          | 44 |

## **CHAPITRE VI ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

|           |                                                      |    |
|-----------|------------------------------------------------------|----|
| VI.1.     | INTRODUCTION.....                                    | 46 |
| VI.2.     | ETAPES GENERALES DE REALISATION .....                | 46 |
| VI.3.     | DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE .....            | 47 |
| VI.3.1.   | Calcul de nombre de câble .....                      | 47 |
| VI.3.1.1. | La valeur initiale de la précontrainte .....         | 47 |
| VI.3.1.2. | Valeur minimale de la précontrainte en service ..... | 47 |
| VI.3.1.3. | Nombre de câbles .....                               | 48 |
| VI.3.1.4. | Détermination du nombre de câbles à l'about.....     | 48 |
| VI.3.2.   | Vérification des contraintes totales .....           | 49 |
| VI.3.3.   | Tracé des câbles .....                               | 50 |
| VI.3.3.1. | Dispositions constructives des câbles.....           | 50 |
| VI.3.3.2. | Détermination de l'angle de relevage : .....         | 51 |
| VI.3.3.3. | Détermination des paramètres des câbles.....         | 52 |
| VI.4.     | CALCUL DES PERTES .....                              | 53 |
| VI.4.1.   | Calcul des pertes instantanées.....                  | 53 |
| VI.4.1.1. | Pertes par frottement .....                          | 53 |
| VI.4.1.2. | Perte par recul d'ancrage .....                      | 54 |
| VI.4.1.3. | Pertes par déformation instantanée du béton .....    | 55 |
| VI.4.2.   | Calcul des pertes différées.....                     | 55 |
| VI.4.2.1. | Pertes par retrait du béton .....                    | 55 |

|           |                                                                    |    |
|-----------|--------------------------------------------------------------------|----|
| VI.4.2.2. | Pertes par fluage du béton .....                                   | 55 |
| VI.4.2.3. | Pertes par relaxation du câble .....                               | 56 |
| VI.5.     | DETERMINATION DES ARMATURES DES ZONES TENDUES .....                | 57 |
| VI.6.     | VERIFICATION DES CONTRAINTES VIS-à-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT ..... | 58 |
| VI.6.1.   | Vérification vis-à-vis de l'ELS .....                              | 58 |
| VI.6.2.   | Vérification à l'ELU .....                                         | 58 |
| VI.6.2.1. | Les bielles comprimées .....                                       | 58 |
| VI.6.2.2. | La résistance des armatures transversales .....                    | 59 |
| VI.7.     | ARMATURES PASSIVES TRANSVERSALES DES POUTRES .....                 | 60 |
| VI.7.1.   | Armatures de peau .....                                            | 60 |
| VI.8.     | CONCLUSION .....                                                   | 61 |

## **CHAPITRE VII ETUDE DU TABLIER**

|            |                                                 |    |
|------------|-------------------------------------------------|----|
| VII.1.     | INTRODUCTION.....                               | 62 |
| VII.2.     | VERIFICATION DE LA FLECHE.....                  | 62 |
| VII.2.1.   | Flèche due au poids propre .....                | 62 |
| VII.2.2.   | Flèche due à l'effort de la précontrainte ..... | 63 |
| VII.2.3.   | Flèche maximale à l'ELS .....                   | 63 |
| VII.2.4.   | Flèche due à la construction.....               | 64 |
| VII.2.5.   | Flèche totale.....                              | 64 |
| VII.3.     | ETUDE DE L'HOUDIS .....                         | 64 |
| VII.3.1.   | Etude de la flexion transversale .....          | 65 |
| VII.3.2.   | Ferraillage (ELS) .....                         | 66 |
| VII.3.2.1. | La nappe supérieure.....                        | 66 |
| VII.3.2.2. | La nappe inférieure.....                        | 67 |
| VII.4.     | ETUDE DE L'ENTRETOISE .....                     | 67 |
| VII.4.1.   | Evaluation des efforts .....                    | 67 |
| VII.4.2.   | Ferraillage de l'entretoise .....               | 68 |
| VII.5.     | CONCLUSION .....                                | 69 |

## **CHAPITRE VIII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

|           |                        |    |
|-----------|------------------------|----|
| VIII.1.   | INTRODUCTION.....      | 70 |
| VIII.2.   | ETUDE DES PIEUX .....  | 70 |
| VIII.2.1. | Nombre des pieux ..... | 70 |

|             |                                                                    |    |
|-------------|--------------------------------------------------------------------|----|
| VIII.2.2.   | Actions sur les pieux .....                                        | 71 |
| VIII.2.3.   | Ferraillage de pieux .....                                         | 72 |
| VIII.3.     | ETUDE DE LA SEMELLE .....                                          | 72 |
| VIII.3.1.   | Evaluations des efforts agissants sur la semelle .....             | 73 |
| VIII.3.2.   | Effort revenant à chaque pieu .....                                | 73 |
| VIII.3.3.   | Ferraillage de la semelle .....                                    | 74 |
| VIII.3.3.1. | La semelle sous pile .....                                         | 75 |
| VIII.3.3.2. | La semelle sous culée .....                                        | 76 |
| VIII.4.     | ETUDE DE LA PILE .....                                             | 77 |
| VIII.4.1.   | Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement ..... | 78 |
| VIII.4.2.   | Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile .....                  | 79 |
| VIII.4.2.1. | Efforts statiques .....                                            | 79 |
| VIII.4.2.2. | Efforts sismiques .....                                            | 80 |
| VIII.4.2.3. | Combinaisons des efforts .....                                     | 80 |
| VIII.4.3.   | Ferraillage des fûts à ELS .....                                   | 80 |
| VIII.5.     | ETUDE DE CHEVETRE .....                                            | 82 |
| VIII.6.     | ETUDE DE LA CULÉE .....                                            | 86 |
| VIII.6.1.   | Conception des culées .....                                        | 86 |
| VIII.6.1.1. | Choix de type de la culée .....                                    | 86 |
| VIII.6.1.2. | Prédimensionnement de la culée .....                               | 87 |
| VIII.6.2.   | Vérification de la Stabilité de la Culée .....                     | 88 |
| VIII.6.2.1. | Evaluation des efforts agissants sur la culée .....                | 88 |
| VIII.6.2.2. | Combinaisons des efforts .....                                     | 89 |
| VIII.6.2.3. | Actions sur les pieux .....                                        | 89 |
| VIII.6.3.   | Ferraillage des Eléments de la Culée .....                         | 90 |
| VIII.6.3.1. | Ferraillage de mur frontal .....                                   | 90 |
| VIII.6.3.2. | Ferraillage de la dalle de transition .....                        | 91 |
| VIII.6.3.3. | Ferraillage de mur garde grève .....                               | 92 |
| VIII.6.3.4. | Ferraillage de mur en retour .....                                 | 94 |
| VIII.6.3.5. | Corbeau d'appui de la dalle de transition .....                    | 96 |
| VIII.7.     | CONCLUSION .....                                                   | 97 |

## CHAPITRE IX ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

|                                                     |     |
|-----------------------------------------------------|-----|
| IX.1. INTRODUCTION.....                             | 98  |
| IX.2. APPAREIL D'APPUI .....                        | 98  |
| IX.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui ..... | 98  |
| IX.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui [SETRA] .....  | 98  |
| IX.2.1.2. Epaisseur de l'appareil d'appui .....     | 99  |
| IX.2.2. Vérification des appareils d'appuis.....    | 100 |
| IX.3. DES D'APPUIS .....                            | 102 |
| IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis .....      | 102 |
| IX.3.2. Ferrailage du dé d'appuis .....             | 103 |
| IX.4. JOINTS DE CHAUSSEE.....                       | 104 |
| IX.4.1. Les types de joint de chaussée .....        | 104 |
| IX.4.2. Dimensionnement.....                        | 104 |
| IX.4.3. Choix du type de joint de chaussée .....    | 105 |
| IX.5. ANALYSES SISMIQUES DU PONT .....              | 105 |
| IX.5.1. Données sismiques de l'ouvrage .....        | 105 |
| IX.5.2. Méthode de calcul .....                     | 106 |
| IX.5.2.1. La méthode monomodale spectrale.....      | 106 |
| IX.5.2.2. Méthode du spectre de réponse .....       | 107 |

## **CONCLUSION GENERALE**

## **BIBLIOGRAPHIE**

## **ANNEXE A**

## **RESULTATS GEOTECHNIQUES**

## **ANNEXE B RESULTATS DE CALCUL AUTOMATIQUE**

## **ANNEXE C FERRAILLAGE**

## **ANNEXE D ETUDE SISMIQUE**

- **LISTE DES FIGURES:**

## **CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

|                                                                   |   |
|-------------------------------------------------------------------|---|
| Figure I- 1: Carte de zonage sismique du territoire national..... | 2 |
| Figure I- 2: Tracé en plan.....                                   | 3 |
| Figure I- 3: profil en long.....                                  | 4 |
| Figure I- 4: Profil en travers .....                              | 4 |

## **CHAPITRE II: CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT**

|                                                         |    |
|---------------------------------------------------------|----|
| Figure II- 1: coupe longitudinale V01 .....             | 7  |
| Figure II- 2: coupe longitudinale V02 .....             | 9  |
| Figure II- 3: Découpage des voussoirs .....             | 10 |
| Figure II- 4: Géométrie de la section transversale..... | 10 |
| Figure II- 5: Conception longitudinale V03 .....        | 13 |

## **CHAPITRE IV : CALCULE DES CHARGES ET DES SURCHARGES**

|                                         |    |
|-----------------------------------------|----|
| Figure IV- 1 : système Bc.....          | 30 |
| Figure IV- 2: système de charge Br..... | 31 |
| Figure IV- 3: système de charge Bt..... | 32 |
| Figure IV- 4: Convoi Mc120.....         | 33 |
| Figure IV- 5: Convoi type D240 .....    | 34 |

## **CHAPITRE V : LES EFFORTS LONGITUDINAUX ET LA REPARTITION TRANSVERSALE DES CHARGES**

|                                                                                           |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure V- 1: Répartition de la charge Bc.....                                             | 37 |
| Figure V- 2: Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré. ....             | 38 |
| Figure V- 3: Répartition de la charge Br pour le calcul de l'effort tranchant.....        | 39 |
| Figure V- 4: Surcharge Br à $X=L/2$ .....                                                 | 39 |
| Figure V- 5: Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant. ....       | 40 |
| Figure V- 6: Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré.....              | 40 |
| Figure V- 7: Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant ..... | 41 |
| Figure V- 8: Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.....                    | 42 |
| Figure V- 9: Positionnement de la charge D240 pour une réaction max.....                  | 42 |
| Figure V- 10: Positionnement de la charge D240 pour un moment max .....                   | 43 |
| Figure V- 11: Surcharges sur trottoirs .....                                              | 43 |

## **CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

|                                                                                                   |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure VI- 1: dimensions de la section d'about et médiane .....                                   | 48 |
| Figure VI- 2: Les limites de contraintes de la classe II .....                                    | 49 |
| Figure VI- 3: tracé des câbles de la précontraintes.....                                          | 52 |
| Figure VI- 4: Schéma récapitulatif des pertes instantanées et différées de la précontrainte ..... | 53 |
| Figure VI- 5: Diagramme des contraintes à mi travée.....                                          | 57 |
| Figure VI- 6: Ferrailage de la section d'about et médiane.....                                    | 61 |

## **CHAPITRE VII: ETUDE DU TABLIER**

|                                                                     |    |
|---------------------------------------------------------------------|----|
| Figure VII- 1: Flèche max de la poutre due au poids propre .....    | 62 |
| Figure VII- 2: Flèche max de la poutre due à la précontrainte ..... | 63 |
| Figure VII- 3: Flèche max de la poutre à l'ELS.....                 | 63 |
| Figure VII- 4: Modélisation de l'hourdis sur robot. ....            | 65 |
| Figure VII- 5: $M_{xx}$ et $M_{yy}$ à ELS.....                      | 65 |

|                                                          |    |
|----------------------------------------------------------|----|
| Figure VII- 6:Mxx et Myy à ELU .....                     | 66 |
| Figure VII- 7:ferraillage de l'hourdis.....              | 67 |
| Figure VII- 8:Modélisation de l'entretoise.....          | 68 |
| Figure VII- 9:Diagramme de moment pour l'entretoise..... | 68 |
| Figure VII- 10:Ferraillage de l'entretoise.....          | 69 |

## **CHAPITRE VIII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

|                                                                                          |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure VIII- 1:ferraillage du pieu .....                                                 | 72 |
| Figure VIII- 2: Ferraillage de la semelle de la pile.....                                | 76 |
| Figure VIII- 3:Ferraillage du fût.....                                                   | 81 |
| Figure VIII- 4: Modèle de calcul .....                                                   | 82 |
| Figure VIII- 5: Moment max à ELS.....                                                    | 83 |
| Figure VIII- 6: Effort tranchant maximal sous la combinaison $G+1.2A(I)+St$ .....        | 83 |
| Figure VIII- 7: Moment max à ELU .....                                                   | 83 |
| Figure VIII- 8: Effort tranchant maximal sous la combinaison $1.35G+1.6(A(I)) +St$ ..... | 84 |
| Figure VIII- 9: Ferraillage du chevêtre.....                                             | 86 |
| Figure VIII- 10: Dimensions de la culée.....                                             | 87 |
| Figure VIII- 11: Les moments Mxx sur le mur en retour avec logiciel.....                 | 94 |
| Figure VIII- 12: Les moments Myy sur le mur en retour avec logiciel .....                | 95 |
| Figure VIII- 13: Ferraillage de la culée .....                                           | 97 |

## **CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT**

|                                                                                |     |
|--------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure IX- 1:appareil d'appuis en élastomère fretté.....                       | 98  |
| Figure IX- 2: Ferraillage du dé d'appuis.....                                  | 104 |
| Figure IX- 3: Modélisation sur ROBOT 2021.....                                 | 107 |
| Figure IX- 4:Spectre de réponse horizontale.....                               | 107 |
| Figure IX- 5: Déplacement maximal de combinaison $G+EX+ 0.3 EY +0.4T +D$ ..... | 108 |

- **LISTE DES TABLEAUX:**

## **CHAPITRE II: CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT**

|                                                                                      |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau II- 1:Prédimensionnement de la variante N°01 .....                           | 7  |
| Tableau II- 2: Découpage des voussoirs .....                                         | 9  |
| Tableau II- 3:Prédimensionnement de la section transversale de la variante 02 .....  | 11 |
| Tableau II- 4: prédimensionnement de la section transversale de la variante 03 ..... | 13 |
| Tableau II- 5: analyse multicritère.....                                             | 16 |

## **CHAPITRE IV : CALCULE DES CHARGES ET DES SURCHARGES**

|                                                                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau IV- 1: Charges permanentes CP.....                                                                      | 24 |
| Tableau IV- 2: Charges complémentaires permanentes CCP.....                                                     | 25 |
| Tableau IV- 3: Gradient thermique.....                                                                          | 26 |
| Tableau IV- 4: Classes du pont routier .....                                                                    | 27 |
| Tableau IV- 5: Coefficients $\alpha_1$ .....                                                                    | 28 |
| Tableau IV- 6: Valeurs de $v_0$ .....                                                                           | 28 |
| Tableau IV- 7: Valeur de $A(l)$ .....                                                                           | 28 |
| Tableau IV- 8: Coefficients $b_c$ .....                                                                         | 30 |
| Tableau IV- 9: valeurs de coefficient de majoration dynamique et la charge maximale du système $B_{c30}$        |    |
| Tableau IV- 10: valeurs de coefficient de majoration dynamique et la charge maximale du système $B_r$           | 31 |
| Tableau IV- 11: valeurs de coefficient de majoration dynamique et la charge maximale du système $B_r$           | 32 |
| Tableau IV- 12: valeurs de coefficient de majoration dynamique et la charge maximale du convoi $Mc_{120}$ ..... | 34 |

## **CHAPITRE V : LES EFFORTS LONGITUDINAUX ET LA REPARTITION TRANSVERSALE DES CHARGES**

|                                                                   |    |
|-------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau V- 1: Calcul des sollicitations due au poids propre ..... | 36 |
| Tableau V- 2: calcul des sollicitations due $A(l)$ .....          | 36 |
| Tableau V- 3: $T_{max}$ sous charge $B_c$ .....                   | 37 |
| Tableau V- 4: Moment fléchissant sous charge $B_c$ .....          | 38 |
| Tableau V- 5: Effort tranchant sous charge $B_r$ . ....           | 39 |
| Tableau V- 6: Moment fléchissant sous charge $B_r$ .....          | 40 |
| Tableau V- 7: Effort tranchant sous charge $B_t$ .....            | 40 |
| Tableau V- 8: Moment fléchissant sous charge $B_t$ .....          | 41 |
| Tableau V- 9: Les efforts internes sous charge $S_t$ .....        | 43 |

## **CHAPITRE VI: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

|                                                                                                           |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau VI- 1:Caractéristiques de la section d'about et médiane .....                                     | 47 |
| Tableau VI- 2: Résultats de calculs de $P_{min}$ .....                                                    | 48 |
| Tableau VI- 3:Vérification des contraintes.....                                                           | 50 |
| Tableau VI- 4: Disposition des câbles sur section d'about et section médiane.....                         | 51 |
| Tableau VI- 5: les valeurs des paramètres.....                                                            | 52 |
| Tableau VI- 6: Paramètres géométriques et angulaires des câbles de précontrainte ( $C_1, C_2, C_3$ )..... | 52 |
| Tableau VI- 7: Pertes de frottement.....                                                                  | 54 |
| Tableau VI- 8 : Perte de recul d'ancrage à $L/2$ .....                                                    | 55 |
| Tableau VI- 9: Résultat de calcul des pertes par déformation instantanée du béton à $L/2$ . ....          | 55 |
| Tableau VI- 10: Résultat de calcul des pertes de fluage à $L/2$ .....                                     | 56 |

|                                                                                     |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau VI- 11: Résultat de calcul des pertes par relaxation du câble à $L/2$ ..... | 56 |
| Tableau VI- 12: Les pertes instantanées et différées .....                          | 56 |
| Tableau VI- 13: Calcul des armatures tendues .....                                  | 57 |
| Tableau VI- 14: Calcul de la contrainte tangentielle en ELS .....                   | 58 |
| Tableau VI- 15: Calcul de la contrainte tangentielle en ELU.....                    | 59 |

## **CHAPITRE VIII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

|                                                                                         |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau VIII - 1: Tableau de Warner .....                                               | 71 |
| Tableau VIII - 2: Dimensions de la semelle de la pile.....                              | 72 |
| Tableau VIII - 3: Efforts agissants sur la semelle.....                                 | 73 |
| Tableau VIII - 4: Combinaisons des efforts.....                                         | 73 |
| Tableau VIII - 5: Effort revenant à chaque pieu .....                                   | 74 |
| Tableau VIII - 6: vérification des conditions.....                                      | 74 |
| Tableau VIII - 7: La hauteur totale des piles .....                                     | 77 |
| Tableau VIII - 8: Vérification de flambement de la pile la plus haute .....             | 79 |
| Tableau VIII - 9: Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.....   | 79 |
| Tableau VIII - 10: réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fût.....      | 80 |
| Tableau VIII - 11: Combinaisons des efforts à la base de chaque fût.....                | 80 |
| Tableau VIII - 12: Ferrailage du chevet.....                                            | 84 |
| Tableau VIII - 13: Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée ..... | 87 |
| Tableau VIII - 14: évaluation des efforts dus au poids propre.....                      | 88 |
| Tableau VIII - 15: évaluation des efforts dus au tablier.....                           | 88 |
| Tableau VIII - 16: Combinaisons des efforts maximales.....                              | 89 |
| Tableau VIII - 17: Effort revenant à chaque pieu .....                                  | 89 |
| Tableau VIII - 18: Efforts statiques agissants sur le mur frontal .....                 | 90 |
| Tableau VIII - 19: Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal .....                | 90 |
| Tableau VIII - 20: Efforts agissants sur la dalle de transition.....                    | 91 |
| Tableau VIII - 21: Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition .....  | 91 |
| Tableau VIII - 22: Valeurs de <b><math>Mp/K</math></b> .....                            | 93 |
| Tableau VIII - 23: Combinaisons des actions agissants sur le mur garde grève.....       | 93 |

## **CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT**

|                                                      |     |
|------------------------------------------------------|-----|
| Tableau IX- 1: Dimensions de l'appareil d'appui..... | 100 |
| Tableau IX- 2: Condition de non-glissement.....      | 102 |
| Tableau IX- 3: Masse des piles.....                  | 106 |

## **Introduction Générale**

Le développement économique et social d'un pays repose en grande partie sur la qualité et l'efficacité de ses infrastructures de transport. Ces dernières constituent le socle sur lequel s'appuient les échanges commerciaux, la mobilité des populations et la cohésion territoriale. Au sein de ce réseau, les ouvrages d'art, et plus particulièrement les ponts routiers, tiennent une place stratégique incontournable. En permettant le franchissement des obstacles naturels et artificiels, ils assurent la continuité et la fluidité du réseau routier, tout en contribuant à la réduction des distances et au renforcement de la sécurité des déplacements.

Dans ce cadre, l'Algérie mène une politique active de développement de ses infrastructures routières. La 4<sup>e</sup> Rcade d'Alger représente l'un des projets les plus importants de cette politique. Cet axe autoroutier a pour objectif principal de réduire la pression sur l'Autoroute Est-Ouest et la 2<sup>e</sup> Rcade d'Alger, en offrant une alternative pour le trafic de transit dans le nord du pays. Il relie la wilaya de Aïn Defla, au niveau de Khemis Miliana, à la wilaya de Bordj Bou Arreridj, en passant par les wilayas de Médéa, Bouira et M'Sila, contribuant ainsi au désenclavement et au développement de ces régions.

Pour assurer la continuité de l'infrastructure à travers les reliefs variés rencontrés le long du tracé, de nombreux ouvrages d'art ont été intégrés au projet. Le présent mémoire porte sur la conception et l'étude du viaduc V38+400, l'un des ponts réalisés dans le cadre de cette nouvelle rocade. Cet ouvrage, qui s'étend du PK 38+418 au PK 38+793 sur une longueur de 375 mètres, est situé dans la wilaya de Médéa.

Après le recueil des données naturelles et fonctionnelles, différentes variantes seront proposées. Le choix de la meilleure variante s'effectuera après un prédimensionnement et une analyse multicritère qualitative. La variante retenue sera ensuite étudiée en détail.

Pour mener à bien ce travail, nous procéderons selon la structure suivante :

- CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage
- CHAPITRE II : Conception & prédimensionnement
- CHAPITRE III : Caractéristique des matériaux
- CHAPITRE IV : Calcul des charges et des surcharges
- CHAPITRE V : Les efforts longitudinaux et la répartition transversale des efforts
- CHAPITRE VI : Etude de la précontrainte
- CHAPITRE VII : Etude du tablier
- CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure
- CHAPITRE IX ; Etude Sismique et Equipements de Pont

# **CHAPITRE I**

## **PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

## **I.1. INTRODUCTION**

La 4ème Rocade d'Alger est un grand projet routier créé pour réduire les embouteillages dans le nord de l'Algérie. Son but principal est de soulager l'autoroute Est-Ouest et la 2ème Rocade en offrant un nouvel itinéraire aux conducteurs. Ce projet commence à Khemis Miliana (wilaya de Aïn Defla) et se termine à Bordj Bou Arreridj, en passant par Médéa, Bouira et M'Sila. À cause du relief montagneux et des terrains difficiles sur ce parcours, il a fallu construire de nombreux ponts. Celui que nous présentons dans ce chapitre est l'un de ces ouvrages importants. Il permet de traverser la région en respectant des normes très précises.

## **I.2. OBJECTIF DU PROJET**

Le présent mémoire porte sur l'étude du viaduc nommé V38+400, un ouvrage d'art qui assure la liaison entre les PK38+418 et PK38+793, Cet ouvrage a été conçu pour répondre à des contraintes spécifiques liées à la topographie du site, tout en garantissant la continuité du tracé autoroutier.

## **I.3. DONNEES NATURELLES**

### **I.3.1. Données géotechniques**

Le modèle géotechnique du viaduc 34+200 a été élaboré sur la base des résultats des essais relatifs aux sondages SOA117, SOA118, SOA04, SOA05, SOA06, SOA07, SOA09.

(Annexe 1)

Le niveau de la nappe est indiqué dans la figure ci-dessous :

**Tableau I- 1: les niveaux de la nappe selon les sondages**

| <b>Forage</b> | <b>Pk</b> | <b>Niveau maximal de la nappe (m)</b> | <b>Date</b> |
|---------------|-----------|---------------------------------------|-------------|
| S-OA-117      | 38+185    | 16,03                                 | 07/06/2015  |
| S-OA-118      | 38+326    | 21,1                                  | 23/06/2015  |
| S-OA-04       | 38+410    | 14,1                                  | 04/06/2015  |
| S-OA-05       | 38+450    | 7,83                                  | 07/06/2015  |
| S-OA-06       | 38+550    | 1,49                                  | 07/06/2015  |
| S-OA-07       | 38+650    | 3,71                                  | 07/06/2015  |
| S-OA-08       | 38+750    | 3,49                                  | 28/05/2015  |
| S-OA-09       | 38+785    | 8,47                                  | 27/05/2015  |

Selon RPOA 2008, et selon les valeurs du module de déformation 'E' et la pression limite 'Pl' : le site support du projet est classé dans la catégorie S2 (site ferme).

### I.3.2. Données climatiques

La zone de Hannacha, dans la wilaya de Médéa, est située à une altitude d'environ 700 mètres. Elle bénéficie d'un climat méditerranéen avec une influence montagneuse, ce qui se traduit par des hivers froids et pluvieux et des étés chauds et secs. Les précipitations journalières maximale (T=100 ans) est de 100 mm, et tombent principalement en automne et au printemps. En été, la sécheresse est importante et les températures peuvent dépasser les 35°C. Ces conditions climatiques doivent être prises en compte lors de la conception des ouvrages, notamment en ce qui concerne les effets de la température et des variations thermiques sur les structures.

### I.3.3. Données sismiques

Le document technique réglementaire DTR, concernant les règles parasismiques algériennes applicable au domaine des ouvrages d'arts (RPOA 2008), élaboré par le CTTTP et le CGS (centre national de recherche appliquée en génie parasismique), divise le territoire algérien en cinq zones de sismicité croissante (Zone 0 ; Zone I ; Zone IIa ; Zone IIb; Zone III), la figure suivante représente la carte des zones sismiques de l'Algérie.

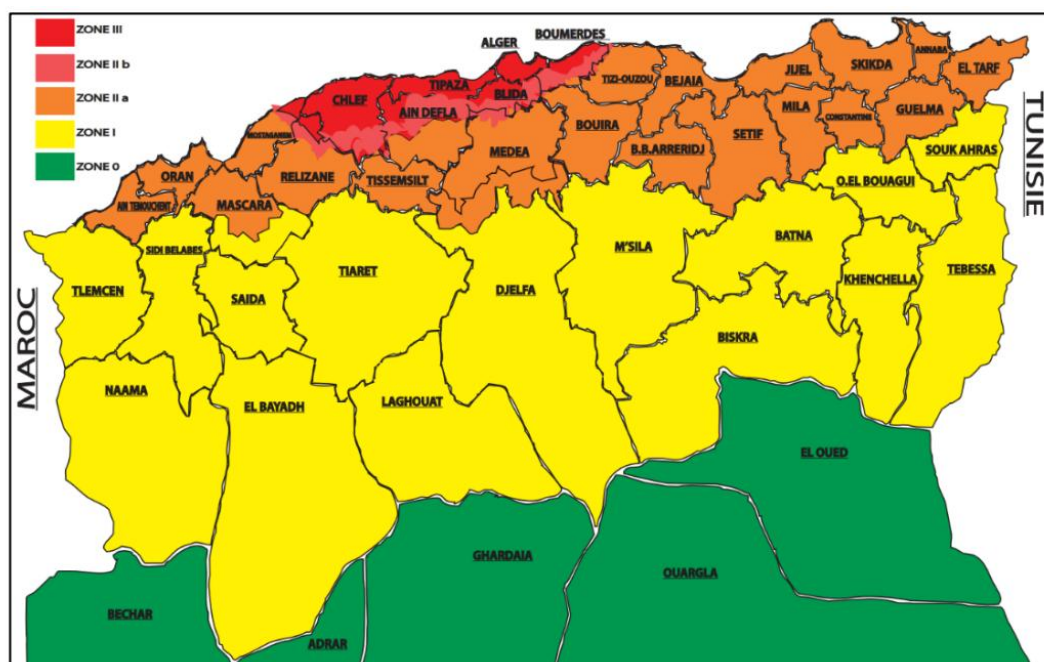


Figure I- 1: Carte de zonage sismique du territoire national

Selon la carte sismique du nord de l'Algérie, la région traversée par le Projet se situe parmi les régions moyennement sismiques classées en « Zone IIa » selon le nouveau RPOA 2008.

Selon le règlement parasismique algérien RPOA 2008, les ouvrages sont classés en trois groupes suivant leur importance stratégique (Groupe 1 à 3). Pour ce projet, la section autoroutière est classée en Groupe 2, ce qui correspond à un ouvrage de grande importance nécessitant un niveau de protection sismique élevé.

La valeur du coefficient d'accélération  $A$  est déterminée conformément à la relation entre le groupe d'encadrement de l'ouvrage et la zone sismique, donc le coefficient d'accélération est :  $A = 0,20 \text{ g}$ .

## I.4. DONNEES FONCTIONNELLES

### I.4.1. Tracé en plan

Un tracé en plan représente la projection horizontale de l'ouvrage, montrant son alignement sur le terrain. Dans notre projet, l'ouvrage est courbé avec un rayon de 1750 mètres et une longueur totale de 375 mètres.

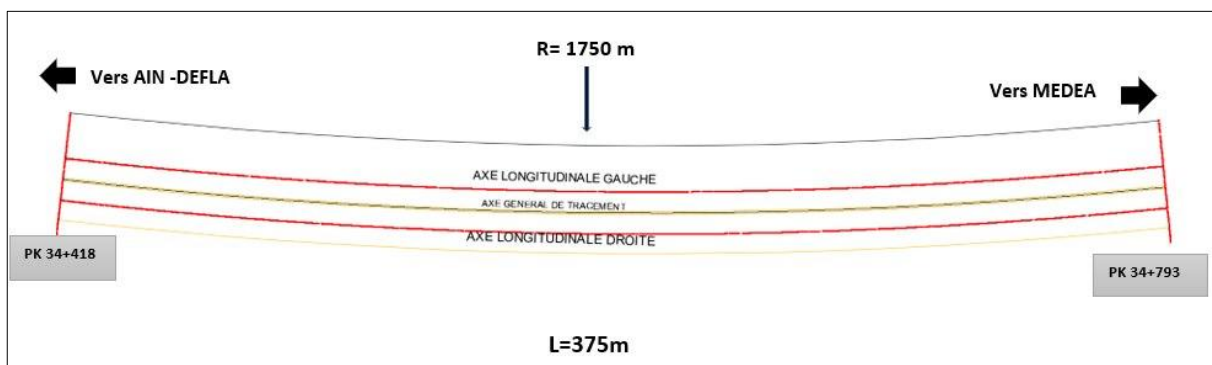


Figure I- 2: Tracé en plan

### I.4.2. Profil en long

Le profil en long représente la coupe longitudinale de l'ouvrage, montrant son élévation par rapport au niveau du sol. Dans notre viaduc, l'ouvrage commence au PK38+418 et se termine au PK38+793, avec une pente longitudinale de 0.41%.

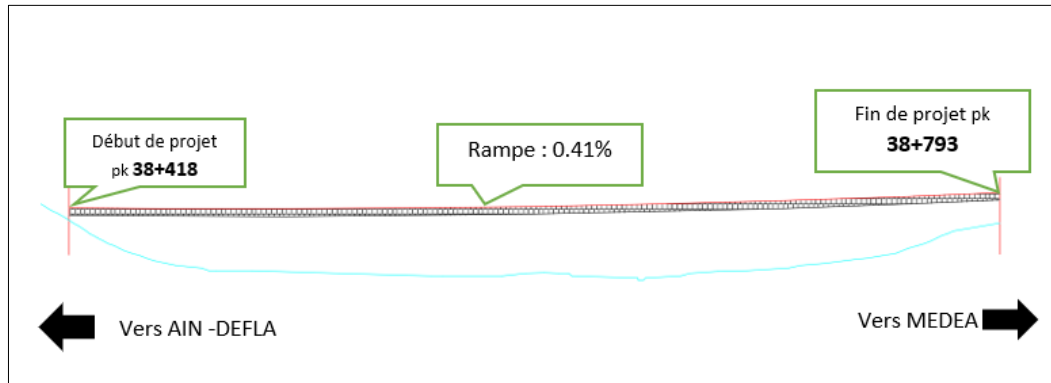


Figure I- 3: profil en long

### I.4.3. Profil en travers

Le profil en travers du projet est défini par :

- Largeur du tablier : 13.25 m
- Largeur roulable : 12 m
- Nombre de voies de circulation : 3 voies
- Largeur d'une voie : 3,5 m
- Largeur de la voie de dépassement : 4 m
- Bande d'arrêt d'urgence : 1 m
- Dévers : 2,5%

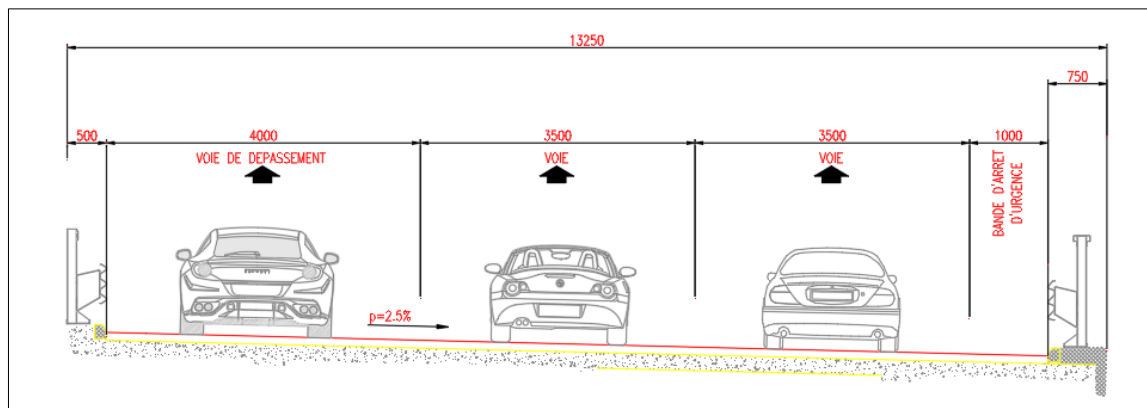


Figure I- 4: Profil en travers

## **I.5. CONCLUSION**

La conception d'un ouvrage d'art ne peut se faire sans une connaissance approfondie du contexte dans lequel il s'inscrit. Dans ce chapitre, nous avons présenté l'ensemble des données naturelles et fonctionnelles relatives au viaduc PK 38+400, notamment sa situation géographique, les caractéristiques du site, les conditions de cette zone, ainsi que les contraintes liées à l'obstacle franchi. Ces éléments constituent la base indispensable sur laquelle s'appuiera toute la démarche de conception et de dimensionnement de l'ouvrage. La prise en compte de ces paramètres permettra d'orienter les choix techniques vers une solution structurelle optimale, durable et parfaitement adaptée à son environnement.

**CHAPITRE II**  
**CONCEPTION**  
**ET PREDIMENSIONNEMENT**

## **II.1. INTRODUCTION**

Le choix d'une solution structurelle pour un ouvrage d'art ne peut se faire de manière arbitraire. Il résulte d'une démarche comparative rigoureuse, basée sur l'analyse de plusieurs variantes techniques, chacune présentant des caractéristiques constructives, économiques et fonctionnelles différentes. Cette approche permet de sélectionner la solution la mieux adaptée aux contraintes du site, aux exigences du maître d'ouvrage et aux conditions géotechniques et géométriques du projet.

Dans ce chapitre, nous présentons trois variantes étudiées pour la conception du viaduc PK 38+400, d'une longueur totale de 375 m, reliant la wilaya de Aïn Defla à la wilaya de Médéa dans le cadre de la 4ème Rcade d'Alger :

- Variante 01 : Pont à poutres précontraintes en béton armé, composé de 10 travées isostatiques de 37.5 m.
- Variante 02 : Pont à voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint, construit par encorbellements successifs, composé de 5 travées principales de 60 m et 2 travées de rive de 37,5 m.
- Variante 03 : Pont mixte en caisson métallique, composé de 6 travées principales de 50 m et 2 travées de rive de 37,5 m.

Le prédimensionnement de chacune de ces variantes sera détaillé, afin de disposer des éléments nécessaires à leur comparaison et au choix de la solution optimale.

## **II.2. VARIANTE 01 pont à poutres précontraintes en béton armé**

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

### **II.2.1. Conception longitudinale**

Pour cette variante, il est proposé de concevoir un pont à poutres précontraintes, composé de :

- Dix portées isostatiques de 37.5 m.

D'une longueur totale de 375 m de pk 38+418 au pk 38+793

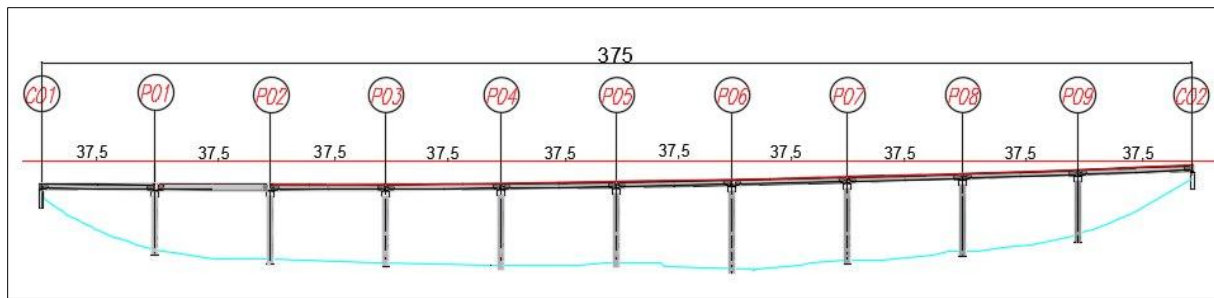


Figure II- 1: coupe longitudinale V01

### II.2.2. Conception transversale

Le prédimensionnement de cette variante a été réalisé en se basant sur les recommandations du guide de conception SETRA (VIPP/1996). Les dimensions des différents éléments constitutifs de la section transversale ont été déterminées selon les formules et intervalles préconisés par ce guide, et sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II- 1:Prédimensionnement de la variante N°01

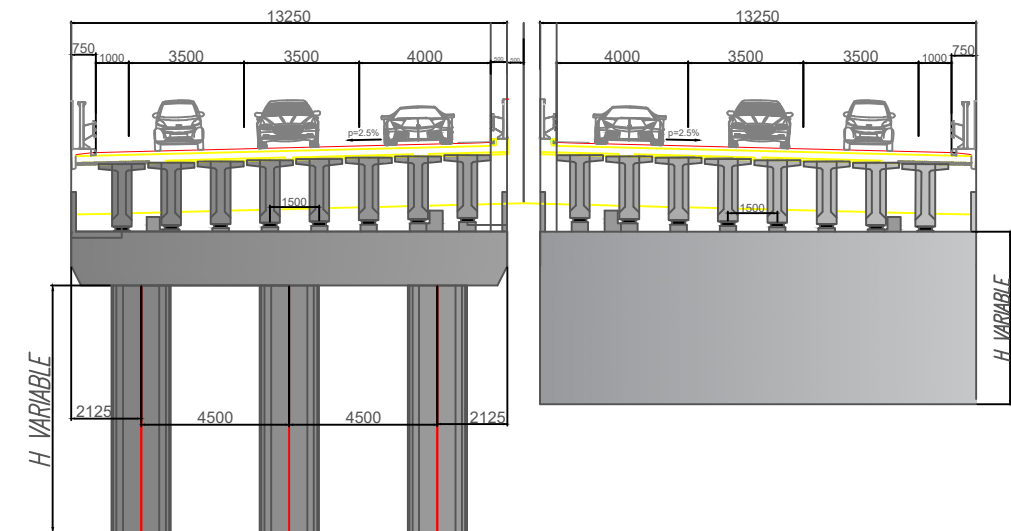
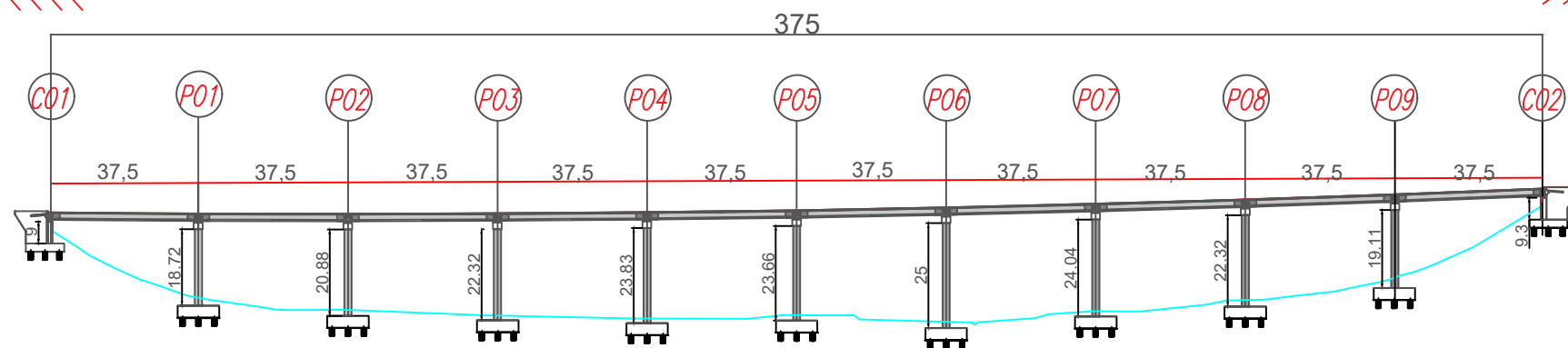
| Eléments                             | Formule/intervalles                      | Valeur retenue           |
|--------------------------------------|------------------------------------------|--------------------------|
| Entraxe                              | $140 \leq \lambda \leq 200 \text{ cm}$   | 150 cm                   |
| Nombre de poutres                    | /                                        | 8                        |
| Hauteur de la poutre                 | $L/22 \leq h_p \leq L/17$<br>$L / 17.44$ | 190 cm                   |
| Epaisseur de la dalle                | $16 \leq e \leq 30 \text{ cm}$           | 25cm                     |
| Epaisseur de l'âme en zone médiane   | /                                        | 25 cm                    |
| Epaisseur de l'âme en zone d'about   | /                                        | 60 cm                    |
| Largeur de la table de compression   | $b \geq 0.6h_p$                          | 140 cm                   |
| Epaisseur de la table de compression | $10 \leq e_1 \leq 20 \text{ cm}$         | 15 cm                    |
| Angle du gousset                     | $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$     | 45°                      |
| Largeur du talon                     | $60 \leq b_t \leq 90 \text{ cm}$         | 60 cm                    |
| Epaisseur du talon                   | $10 \leq h_t \leq 20 \text{ cm}$         | 20 cm                    |
| Entretoise                           | /                                        | 150 x 30 cm <sup>2</sup> |

PROFIL EN LONG ECH 1/1000

COUPE SUR PILE ET SUR CULÉE ECH 1/100

VERS AIN\_DEFLA  
<<<<

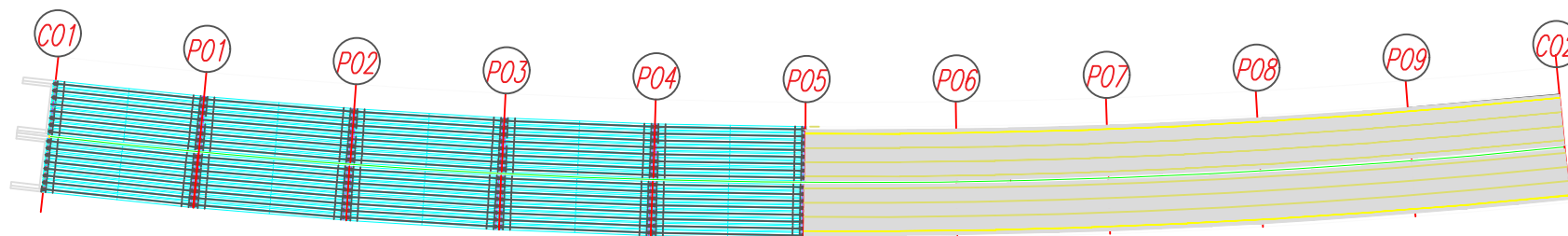
VERS MEDEA  
>>>>



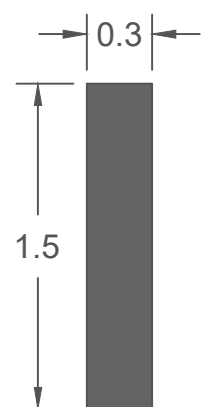
VUE EN PLAN ECH 1/1000

VERS AIN\_DEFLA  
<<<<

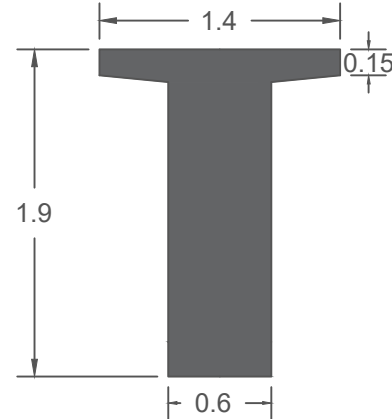
VERS MEDEA  
>>>>



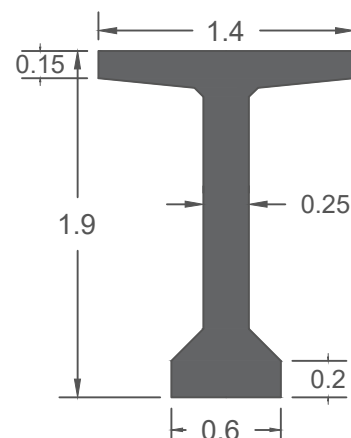
ENTERTOSE ECH:1/25



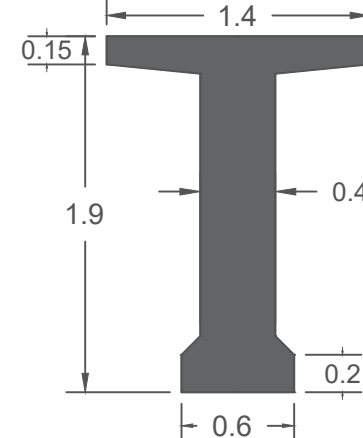
SECTION D'ABOUT ECH:1/25



SECTION MEDIANE ECH:1/25



SECTION INTERMÉDIAIRE ECH:1/25



### II.3. VARIANTE 02 pont voussoirs préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs

Actuellement, des ponts à caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs sont projetés pour des portées prises entre 60 m et 300 m. Dans cette gamme de portées très large, cette technique est en concurrence avec différentes autres solutions.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante.

#### II.3.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, il est projeté la réalisation d'un ouvrage à sept travées constituées de voussoirs préfabriqués. La méthode constructive retenue est celle des encorbellements successifs en béton précontraint, maintenant une hauteur constante sur l'ensemble du tracé.

- 5 travées principales de **60m**
- 2 travées de rives de **37.5m** (60% de la travée principale)

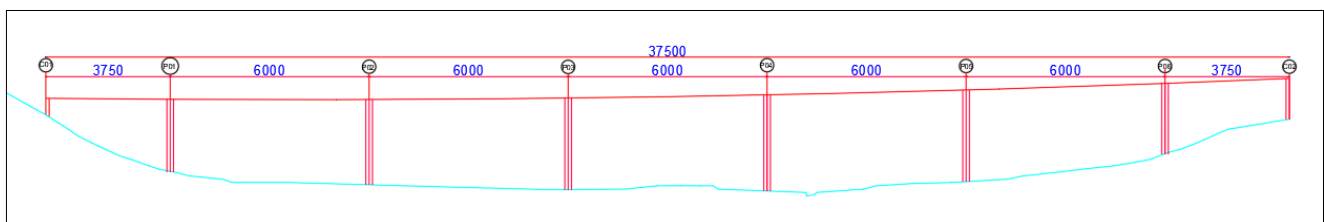


Figure II- 2: coupe longitudinale V02

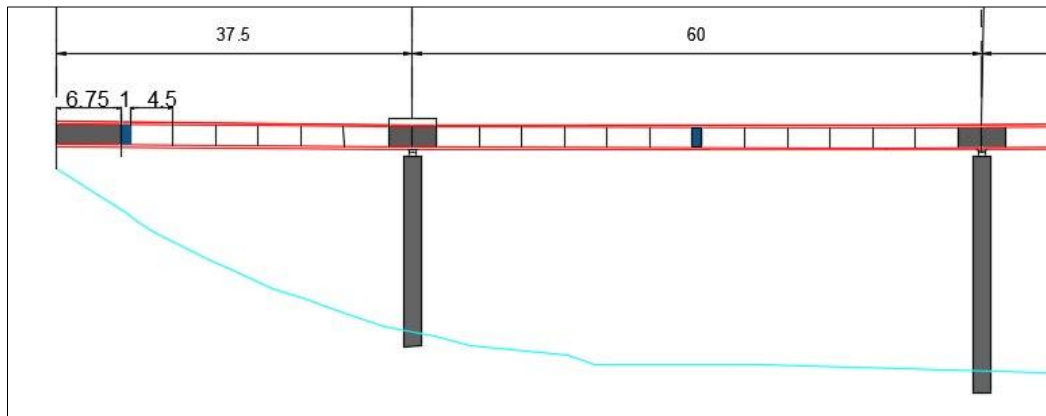
#### II.3.2. Découpage des voussoirs

On distingue quatre types de voussoirs : le Voussoir sur Pile (VSP), le Voussoir sur Culée (VSC), le Voussoir Courant (VC), et enfin le Voussoir de Clavage (VDC).

Tableau II- 2: Découpage des voussoirs

| Type du voussoir | Longueur du chaque voussoir (m)               | Nombre du voussoir |
|------------------|-----------------------------------------------|--------------------|
| VSP              | 5                                             | 6                  |
| VSC              | 6.75                                          | 2                  |
| VC               | 4.5                                           | 72                 |
| VDC              | 1(travées principales)<br>1(travées de rives) | 5<br>2             |

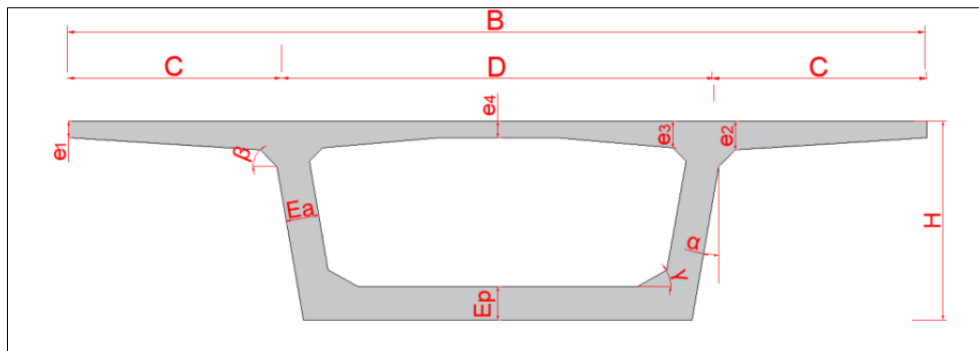
Le nombre total des voussoirs  $n = 87$  voussoirs



### Figure II- 3: Découpage des voussoirs

### II.3.3. Conception transversale

Dans le cas de tabliers dont la largeur n'excède pas 20 mètres, le recours à un monocaisson simple s'impose généralement comme la solution la plus rentable. Cette configuration structurelle repose sur une section à deux âmes complétées par deux hourdis en dalle pleine, offrant ainsi une optimisation économique majeure.

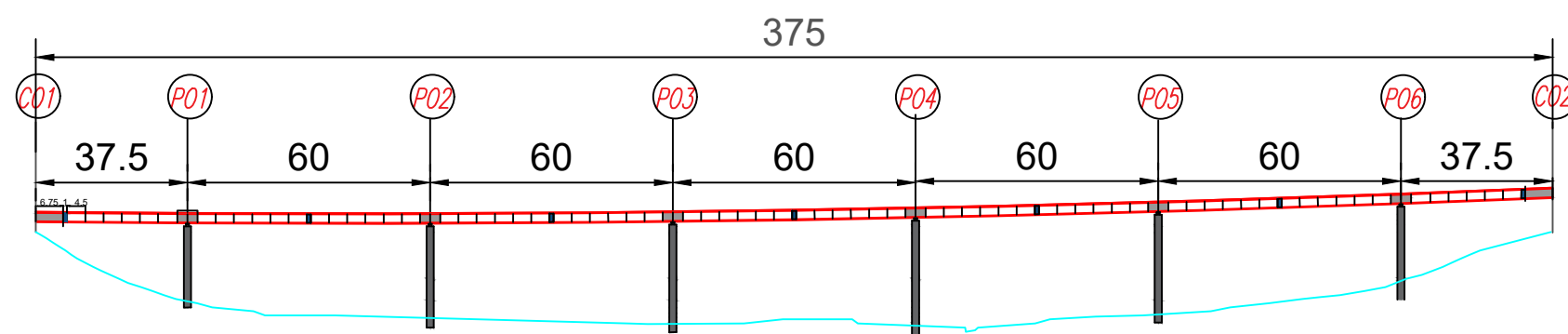


**Figure II- 4: Géométrie de la section transversale**

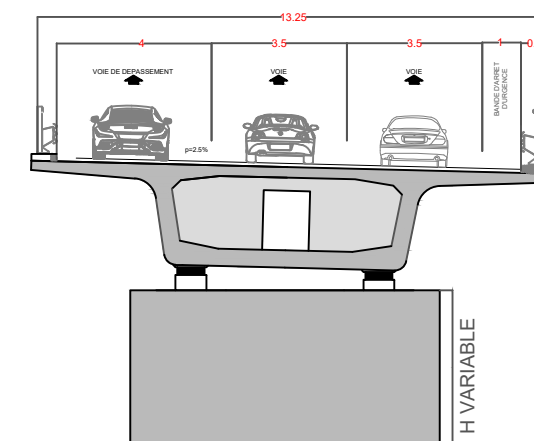
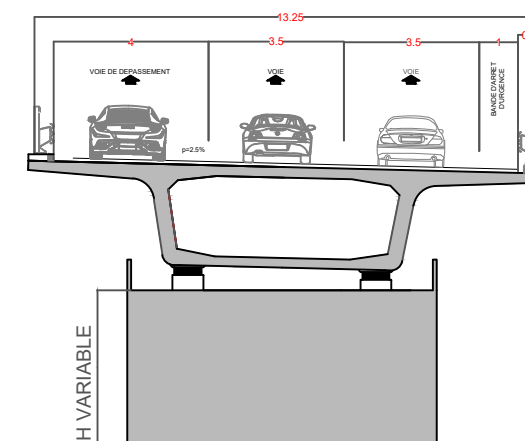
**Tableau II- 3:Prédimensionnement de la section transversale de la variante 02**

| Elément                                        |    | Formule                                                          | Valeur retenue                            |
|------------------------------------------------|----|------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Largeur du voussoir                            |    | B                                                                | 1325 cm                                   |
| Hauteur du voussoir                            |    | $L/25 < H < L/20$<br>Avec L=60m                                  | 260 cm                                    |
| Emplacement des âmes                           |    | $c = B/4$                                                        | 331.25 cm                                 |
| Entraxe des âmes                               |    | $D = B - 2C$                                                     | 662.5 cm                                  |
| Epaisseurs de l'hourdis Supérieure             | e1 | $e1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$                            | 25 cm                                     |
|                                                | e2 | $C/8 \leq e2 \leq C/7$                                           | 45 cm                                     |
|                                                | e3 | $10 + D/25$<br>Avec : $e3 > e2 - 10 \text{ cm}$ et $e3 > 1,5 e4$ | 40 cm                                     |
|                                                | e4 | $D/25$                                                           | 30 cm                                     |
| Inclinaison de l'âme                           |    | $10\% \leq \alpha \leq 30\%$                                     | 17.63% (10°)                              |
| Epaisseur de l'âme sur pile/culée et à la clef |    | $Ea = L/275 + 1.25 \times B/L - 0.125$                           | Ea=40 cm à la clef<br>Ea=45 cm pile/culée |
| Epaisseur de l'hourdis inférieur               |    | $18 \leq Ec \leq 30$<br>$35 \leq Ep \leq 80$                     | 30 cm pour VC<br>45 cm pour VSP et VSC    |
| Gousset supérieur                              |    | $30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$                              | 45°                                       |
| Gousset inférieur                              |    | $10^\circ \leq \gamma \leq 15^\circ$                             | 10°                                       |

PROFIL EN LONG ECH 1/1000

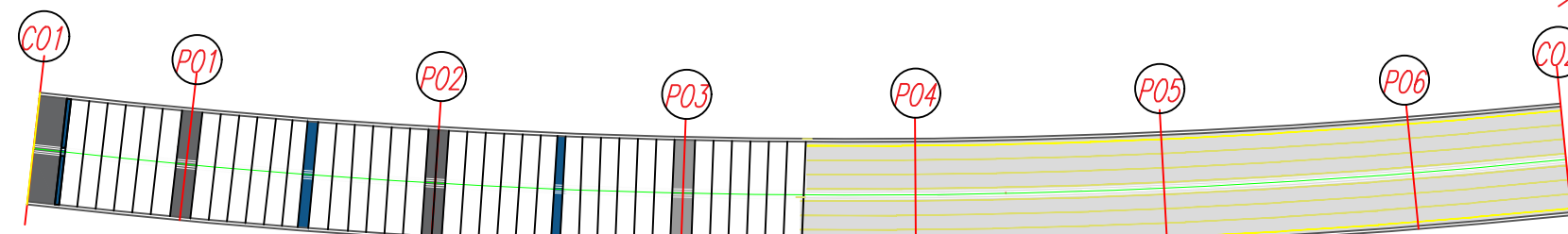


COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ET SUR CULÉE ECH 1/70



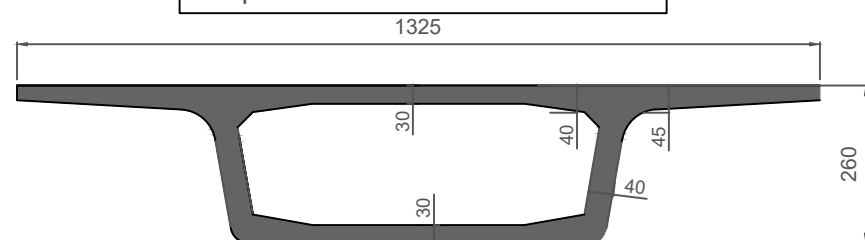
VUE EN PLAN ECH 1/1000

VERS AIN\_DEFLA  
<<<<

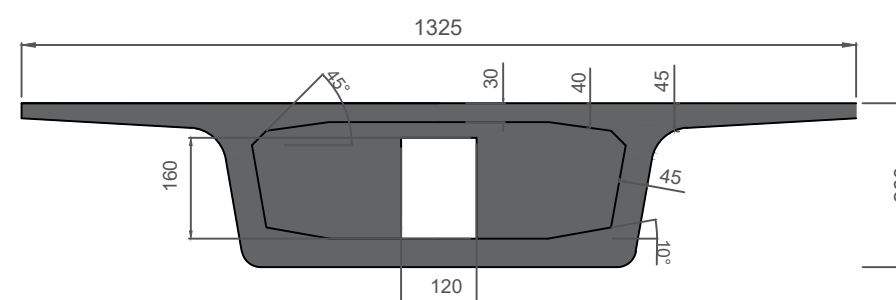


VERS MEDEA  
>>>>

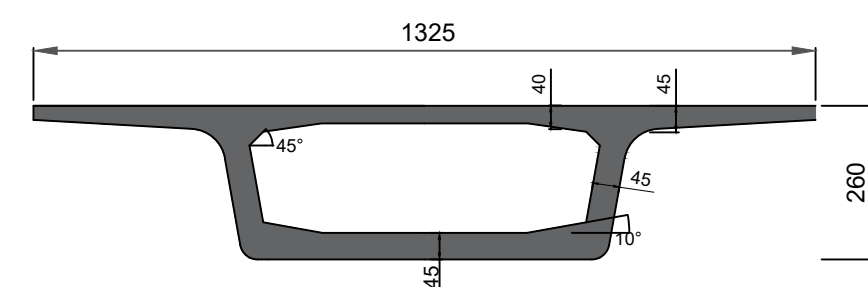
Coupe transversale de VC Ech 1/20



Coupe transversale de vsp Ech 1/20



Coupe transversale de VSC Ech 1/20



## II.4. VARIANTE 03 un pont mixte bipoutres

Selon le guide du SETRA, le pont mixte bipoutres est une solution bien adaptée aux portées comprises entre 40 et 100 mètres. Il est composé de deux poutres métalliques en I sur lesquelles repose une dalle en béton armé coulée en place.

### II.4.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, il est proposé de concevoir un pont mixte bipoutres, composé de :

- Deux portées latérales de 37.50 m.
- Six portées latérales de 50 m.

D'une longueur totale de 375 m de pk 38+418 au pk 38+793

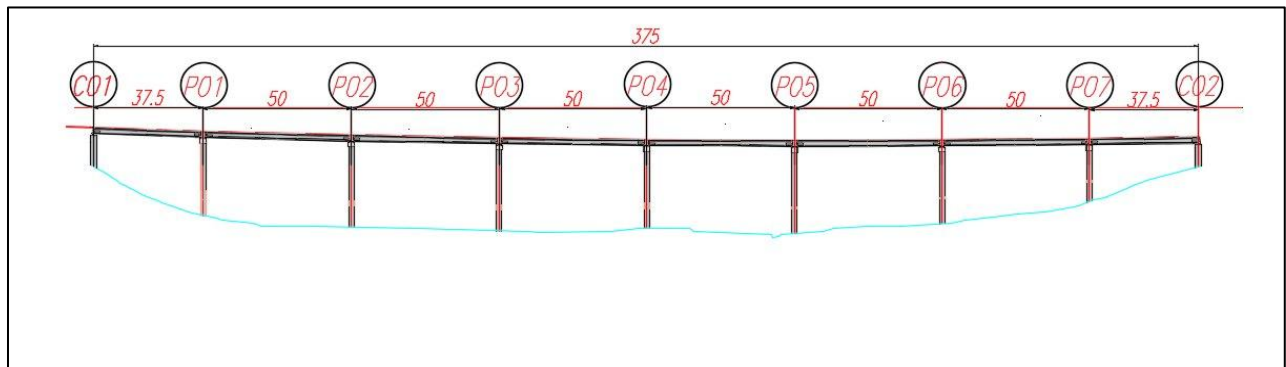


Figure II- 5: Conception longitudinale V03

### II.4.2. Conception transversale

Tableau II- 4: prédimensionnement de la section transversale de la variante 03

| Éléments                     |                   | Formule/Intervalle                                                             | Valeur retenue |
|------------------------------|-------------------|--------------------------------------------------------------------------------|----------------|
| Entraxe sup. des âmes        |                   | $L = 0.5 \text{ à } 0.55 L_T$                                                  | 7000 mm        |
| Hauteur des âmes             |                   | $\frac{1}{30} X \leq H \leq \frac{1}{25} X$<br>X représente la portée maximale | 2500 mm        |
| Largeur des semelles sup     |                   | $400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1\,000 \text{ mm}$                               | 833 mm         |
| Largeur des semelles inf     |                   | $500 \text{ mm} \leq b_i \leq 12\,00 \text{ mm}$                               | 1033 mm        |
| Epaisseur des semelles sup.  |                   | $24 \text{ mm} \leq t_{sup} \leq 40 \text{ mm}$                                | 30 mm          |
| Epaisseur des âmes           |                   | $14 \text{ mm} \leq t_w \leq 22 \text{ mm}$                                    | 25 mm          |
| Epaisseur de la semelle inf. |                   | $24 \text{ mm} \leq t_{inf} \leq 50 \text{ mm}$                                | 40 mm          |
|                              | Au droit des âmes | $0.13 + \frac{(L_T - L)}{26}$                                                  | 240 mm         |

|                       |                      |                       |        |
|-----------------------|----------------------|-----------------------|--------|
| Epaisseur de la dalle | Au centre du tablier | $0.12 + \frac{L}{50}$ | 140 mm |
|-----------------------|----------------------|-----------------------|--------|

### II.4.3. Conception des entretoises

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux. Au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de 7m.

Concernant le choix de la nuance d'acier, les éléments de charpente sont réalisés en acier de nuance S355 N. Cette nuance est caractérisée par une limite d'élasticité de 355 MPa et une bonne ténacité, ce qui lui confère une capacité satisfaisante à absorber les chocs sans risque de rupture fragile, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité de la structure.

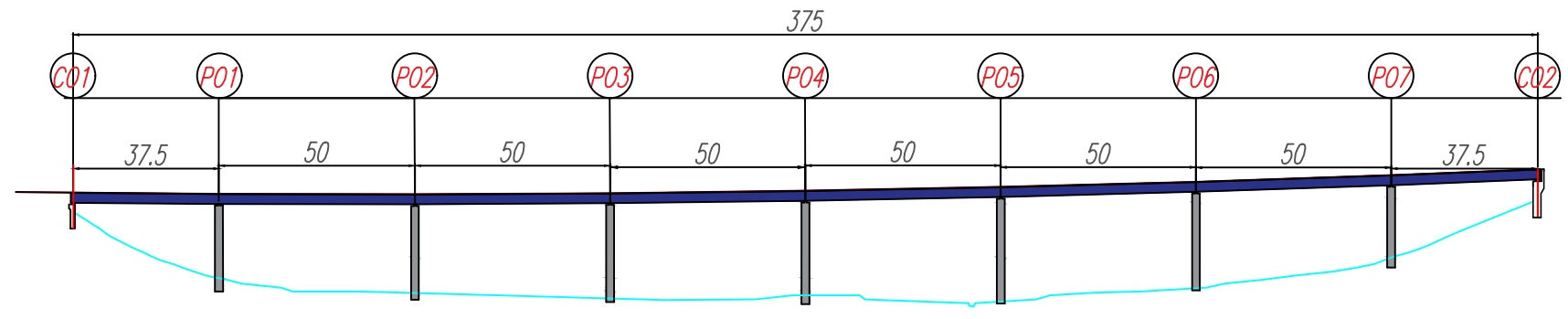
### II.4.4. La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La dalle est reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (goujons), dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres. Les connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 180 mm.

PROFIL EN LONG ECH 1/1000

VERS AIN\_DEFLA  
<<<<

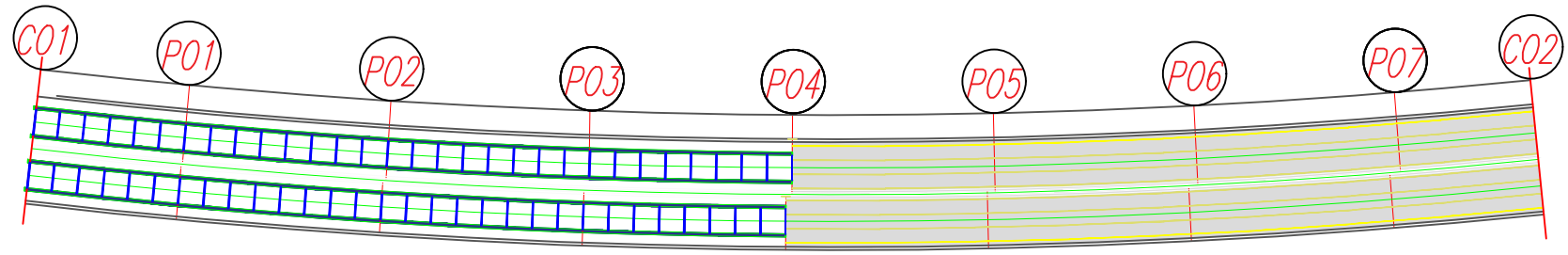
VERS MEDEA  
>>>>



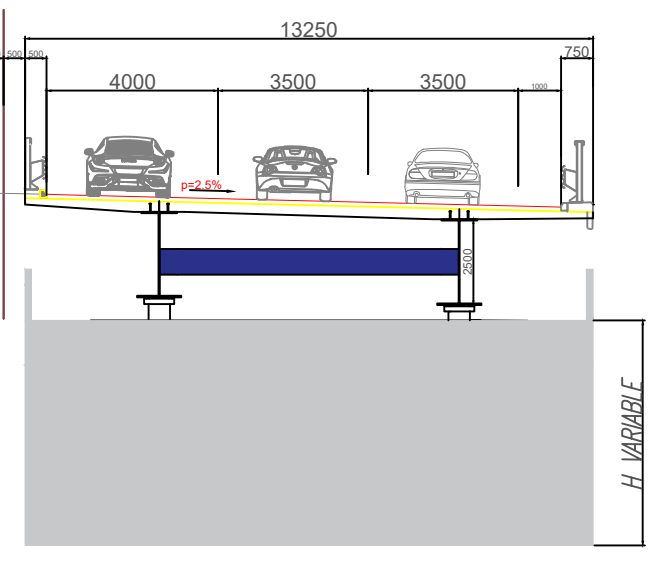
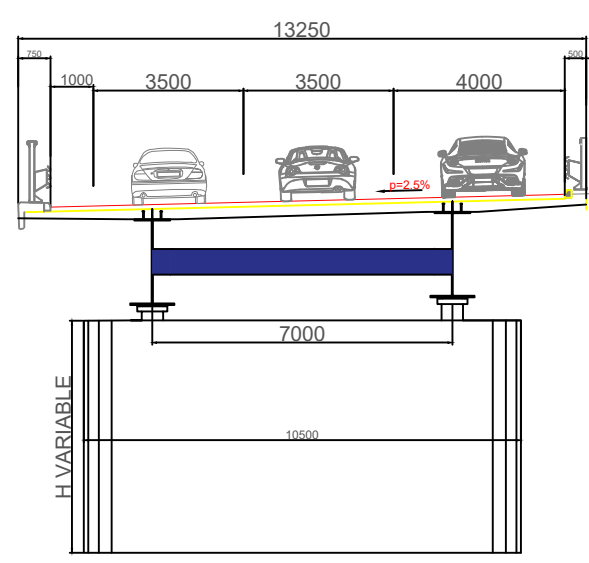
VUE EN PLAN ECH 1/1000

VERS AIN\_DEFLA  
<<<<

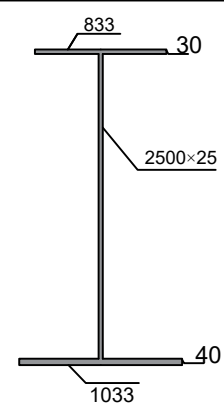
VERS MEDEA  
>>>>



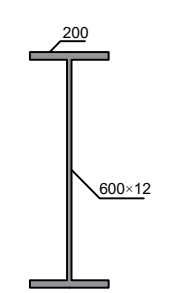
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE ET SUR CULÉE ECH 1/70



COUP SUR PRS ECH 1/25



IPE 600 ECH 1/25



## II.5. ANALYSE MULTICRITERE

**Tableau II- 5: analyse multicritère**

|                           | Variante01<br>Pont VIPP                                                                                                                                                                                                                                                    | Variante02<br>Pont à voussoirs                                                                                                                                                                                                                                                      | Variante03<br>Pont mixte bipoutre                                                                                                                                                                                                                              |
|---------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Adaptabilité aux portées  | Moyenne (30-50 m)                                                                                                                                                                                                                                                          | Bonne (60-300 m)                                                                                                                                                                                                                                                                    | Bonne (40-100 m)                                                                                                                                                                                                                                               |
| Entretien et durabilité   | Bon                                                                                                                                                                                                                                                                        | Très bon                                                                                                                                                                                                                                                                            | Moyen                                                                                                                                                                                                                                                          |
| Qualité esthétique        | Moyenne                                                                                                                                                                                                                                                                    | Bonne                                                                                                                                                                                                                                                                               | Bonne                                                                                                                                                                                                                                                          |
| Disponibilité matériaux   | Très bonne                                                                                                                                                                                                                                                                 | Bonne                                                                                                                                                                                                                                                                               | Limitée                                                                                                                                                                                                                                                        |
| Maîtrise technique locale | Très bonne                                                                                                                                                                                                                                                                 | Moyenne                                                                                                                                                                                                                                                                             | Moyenne                                                                                                                                                                                                                                                        |
| Avantages                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>-Mise en œuvre simple et rapide</li> <li>-Technique bien maîtrisée en Algérie</li> <li>-Matériaux disponibles localement</li> <li>-Faible entretien en service</li> <li>-Préfabrication en usine garantissant la qualité</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>-Adapté aux grandes portées</li> <li>-Très bonne durabilité</li> <li>-Esthétique soignée</li> <li>-Bonne continuité structurelle</li> <li>-Absence de joints de dilatation intermédiaires</li> <li>-Faible déformation en service</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>-Légèreté de la structure</li> <li>-Bonne adaptation aux portées moyennes</li> <li>-Rapidité de montage des poutres métalliques</li> <li>-Aspect esthétique satisfaisant</li> <li>-Bonne résistance sismique</li> </ul> |

|               |                                                                                                                                                               |                                                                                                                                                                                                              |                                                                                                                                                                                             |
|---------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Inconvénients | -Portées limitées (max 50 m)<br>-Présence de joints de dilatation nécessitant entretien<br>-Aspect esthétique moins soigné<br>-Nombre de piles plus important | -Coût de construction très élevé<br>-Délai d'exécution très long<br>-Nécessite un matériel spécialisé (cintre, équipage mobile)<br>-Complexité de réalisation élevée<br>-Main-d'œuvre très qualifiée requise | -Acier importé, coût plus élevé<br>-Risque de corrosion nécessitant entretien régulier<br>-Maîtrise technique mixte moins répandue localement<br>-Connexion acier-béton délicate à réaliser |
|---------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

## II.6. VARIANTE RETENUE

Le choix du type de pont le plus approprié nécessite une analyse approfondie de l'ensemble des contraintes du projet et des solutions structurelles envisageables.

Dans le cadre de notre projet, le choix du type de tablier a été guidé par les paramètres suivants :

- Les données fonctionnelles, notamment le tracé en plan, le profil en long, le profil en travers.
- L'implantation des appuis en fonction de la topographie et des contraintes géotechniques du site.
- Les possibilités de réalisation offertes par les entreprises locales.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

Sur la base de ces critères, la solution de pont à poutres préfabriquées en béton précontraint s'avère particulièrement adaptée et économique pour des portées allant jusqu'à 30 mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres en précontrainte par post-tension, ce qui correspond bien aux caractéristiques de notre ouvrage.

## **II.7. CONCLUSION**

Ce chapitre a été consacré à la conception et au prédimensionnement de trois variantes structurelles pour la réalisation du viaduc. Après avoir défini les dimensions principales de chaque solution et procédé à une analyse multicritère prenant en compte les aspects techniques, économiques et les conditions de réalisation, la variante 01 « le pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension (VIPP) » a été retenue comme solution optimale. C'est sur la base de cette variante que sera menée la suite de notre étude.

# **CHAPITRE III**

## **CARACTERISTIQUES DES**

### **MATERIAUX**

### **III.1. INTRODUCTION**

Avant d'entamer le calcul et le dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage, il est indispensable de définir les matériaux utilisés ainsi que leurs caractéristiques mécaniques. Ce chapitre présente également les règlements et normes de calcul adoptés tout au long de cette étude, ainsi que les logiciels utilisés pour la modélisation et l'analyse de la structure.

### **III.2. REGLEMENTS ET NORMES**

#### **➤ Le Règlement de Conception et de Calcul des Ponts Routes (RCPR) :**

Ce règlement définit l'ensemble des actions à prendre en compte pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Il couvre notamment les charges permanentes, les charges sur chaussées et leurs effets annexes, les charges sur trottoirs, les charges de vent, les charges accidentelles, ainsi que les charges sur les garde-corps et les dispositifs de retenue.

#### **➤ Le Règlement Parasismique applicable aux Ouvrages d'Art (RPOA 2008) :**

Ce règlement fixe les principes de conception et de dimensionnement parasismique des ponts neufs. Il fournit des critères et des dispositions constructives visant à réduire au minimum les dommages pouvant résulter des actions sismiques sur les ouvrages.

#### **➤ Les Règles de Calcul des Structures en Béton Armé aux États Limites (BAEL 91)**

Ce règlement définit les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé selon la méthode des états limites. Il est applicable à l'ensemble des ouvrages et constructions en béton armé

#### **➤ Les Règles de Calcul du Béton Précontraint aux États Limites (BPEL 91) :**

Ce règlement établit les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Il constitue la référence principale pour le dimensionnement des éléments précontraints de notre ouvrage.

➤ **Le Guide Technique SETRA :**

Le SETRA, Service d'Études sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements, est un organisme technique français à compétence nationale placé sous la tutelle du ministère chargé des infrastructures. Il intervient dans les domaines de la route, des ouvrages d'art et des transports, et publie des guides techniques de référence largement utilisés pour la conception et le dimensionnement des ponts et viaducs.

### **III.3. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

#### **III.3.1. Béton**

Le béton est un matériau de construction obtenu par le mélange de granulats, de sable et d'eau, agglomérés par un liant hydraulique, généralement du ciment. Des adjuvants peuvent également être incorporés au mélange afin d'améliorer ou de modifier certaines de ses propriétés.

Le béton utilisé pour les éléments précontraints se distingue du béton armé classique par sa capacité à supporter des contraintes de compression plus élevées, ce qui justifie un dosage en ciment plus important.

Les caractéristiques du béton adopté dans cette étude sont les suivantes :

- **Dosage :** Le béton est dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325 (équivalent au CEM I 42.5 selon la norme EN 197-1), ce dosage étant exigé pour les ouvrages en béton précontraint afin de garantir une résistance suffisante.
- **Densité :** La masse volumique du béton armé est :  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

##### **III.3.1.1. La résistance à la compression**

C'est la résistance caractéristique à la compression après 28 jours, notée :  $f_{c28}$

On a :  $\begin{cases} 35\text{Mpa pour le béton du tablier} \\ 27\text{ Mpa pour le béton d'appuis et les fondations} \end{cases}$

Pour j jours on a :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

**III.3.1.2. La résistance à la traction**

Elle se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction, notée :  $f_{tj}$

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

$$\begin{cases} 2.7 \text{ Mpa pour le béton du tablier} \\ 2.22 \text{ Mpa pour le béton d'appui et les fondations} \end{cases}$$

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

**III.3.1.3. Contraintes admissibles de compression du béton**

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

**➤ A'ELU :**

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

et :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

**➤ A'ELS :**

On utilise la formule suivante :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en phase de service} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en phase de construction} \end{cases}$$

**III.3.1.4. Déformation longitudinale du béton****➤ Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h) :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Pour le béton du tablier :  $E_{ij} = 36000 \text{ MPa}$
- Pour le béton des piles et fondation :  $E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$

**➤ Module de déformation différée (longue durée > 24h) :**

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

- Pour le béton du tablier :  $E_{vj} = 12103 \text{ MPA}$
- Pour le béton des piles et fondation :  $E_{vj} = 11100 \text{ MPa}$

### III.3.1.5. Module de Déformation transversale

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)}$$

Avec  $\nu$  : coefficient de poisson

Pour les calculs de béton précontraint on prend :

- $\nu = 0$  Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré E.L.U).
- $\nu = 0.2$  Pour le calcul des déformations (béton non fissuré E.L.S).

### III.3.2. Les aciers

#### III.3.2.1 Les aciers actifs

Ce sont les aciers qui maintiennent la précontrainte sur le béton. La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :  $P_0 = (0,8f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$

Avec :

$f_{prg}$  : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

$f_{peg}$  : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte

Les armatures de précontraintes ont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 j)
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement à l'eau séléniteuse.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour une mise en œuvre aussi bonne que possible.

#### ➤ Les torons utilisés dans ce projet sont 12T15 :

Les caractéristiques de ces torons de précontrainte sont :

- Résistance ultime :  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Limite élastique :  $f_{peg} = 1674 \text{ MPa}$ .

- Module d'élasticité :  $E_p = 190\,000\text{ MPa}$ .
- Section droite d'un toron :  $A_p = 140\text{ mm}^2$ .
- Section d'un câble :  $A_p = 1680\text{ mm}^2$ .
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures :  $\rho\rho_{1000} = 2.5\%$ .
- Coefficient de recul d'encrage :  $g = 6\text{ mm}$ .

### **III.3.2.2. Les aciers passifs**

Ils sont tendus que sous des sollicitations extérieures.

Limite d'élasticité : Les aciers utilisés sont courants à haute adhérence de béton armé, de classe FeE500A tel que :  $f_e = 500\text{ MPa}$ .

Module de Young : Le module d'élasticité longitudinale " $E_p$ " des barres est 200GPa

## **III.4. LOGICIELS DE CALCUL**

- Robot 2021 : Pour la modélisation et le calcul des efforts.
- Autocad 2020 : Pour les différents dessins.
- Robot expert 2010 : Pour calculer le ferrailage.
- Excel : pour les différents calculs.

# **CHAPITRE IV**

## **CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES**

## IV.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à la détermination des différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage, conformément aux règlements en vigueur, notamment le BAEL 91, le BPEL 91, le RCPR et le RPOA 2008. L'objectif est de vérifier le dimensionnement de la structure et d'assurer son bon fonctionnement tout au long de sa période de service. Les actions considérées dans cette étude comprennent les actions permanentes, les actions dues au trafic ainsi que les actions accidentelles.

## IV.2. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC

### ➤ Largeur roulable $L_r$ :

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

$$L_r = 12 \text{ m}$$

### ➤ Largeur chargeable $L_c$ :

La largeur chargeable est obtenue à partir de la largeur roulable, en déduisant une bande de 0,50 m de part et d'autre, le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière), lorsqu'ils sont présents.

$$L_c = 12 - 2 \times 0.5 = 11 \text{ m}$$

### IV.2.1. Calcul des charges permanentes (CP) et des charges complémentaires permanentes (CCP)

#### ➤ Les charges permanentes (CP)

Tableau IV- 1: Charges permanentes CP

| Éléments     | poids (KN)     |
|--------------|----------------|
| La dalle     | 3105.5         |
| Les poutre   | 6216           |
| L'entretoise | 128.15         |
| Poids CP     | <b>9449.65</b> |

➤ **Charges complémentaires permanentes (CCP)**• **Revêtement :**

$$P_{\text{revêtement}} = \gamma_{BB} \times e_{BB} \times L_r = 25 \times 0.1 \times 12 = \mathbf{30 \text{ KN/ml}}$$

• **Trottoir :**

$$P_{\text{trottoir}} = 2 \times \gamma_{\text{béton}} \times e_{\text{trottoir}} \times L_{\text{trottoir}} = 25 \times 0.2 \times (0.5+0.75) \\ = 6.25 \text{ KN/ml}$$

• **Corniche :**

$$P_{\text{corniche}} = \gamma_{\text{béton}} \times S_{\text{corniche}} = 25 \times 0.10 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

• **Glissière de sécurité (BN4) :**

$$P_{GS} = 2 \times 1 = 2 \text{ KN/ml}$$

• **Garde de corps :**

$$P_{GC} = 2 \times 1.5 = \mathbf{3 \text{ KN/ml}}$$

**Tableau IV- 2: Charges complémentaires permanentes CCP**

| Eléments                    | Poids (kN/ml) | Poids (kN)      |
|-----------------------------|---------------|-----------------|
| Revêtement                  | 30            | 1125            |
| Trottoir                    | 6.25          | 234.375         |
| Corniche                    | 2.5           | 187.5           |
| Glissière de sécurité (BN4) | 2             | 75              |
| Garde de corps              | 3             | 112.5           |
| POIDS CCP                   | 43.75         | <b>1734.375</b> |

$$\text{Poids total} = \text{CP} + \text{CCP} = 11184.025 \text{ KN}$$

**IV.2.2. Actions thermiques**

Pour calculer les effets de la température sur la structure, il est nécessaire de prendre en compte deux types d'actions thermiques :

➤ **Variations uniformes :**

L'ouvrage a été considéré comme situé dans une zone à climat tempéré, correspondant au

nord de l'Algérie. Les effets thermiques ont été déterminés selon la norme de référence RCPR. Les valeurs adoptées pour la variation uniforme de température sont les suivantes :

- Température maximale :  **$T_{max} = +35$**  °C
- Température minimale :  **$T_{min} = -15$**  °C

➤ **Gradient thermique :**

Les valeurs du gradient thermique sont définies par la norme algérienne RCPR comme suivant :

**Tableau IV- 3: Gradient thermique**

| Type du tablier         | En phase de construction | En service |
|-------------------------|--------------------------|------------|
| Type 03 (tablier béton) | $\mp 12$                 | $\mp 7$    |

#### IV.2.3. Actions dues au vent

Conformément au RCPR, les efforts engendrés sont modélisés dans les calculs sous forme de pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces exposées. Leur intensité, considérée comme une valeur caractéristique, est définie comme suit :

- $P = 2 \text{ KN / m}^2$  pour les ouvrages en service ;
- $P = 1.25 \text{ KN / m}^2$  pour les ouvrages en phase de construction.

### IV.3. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC

Le CCTP fixe les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont le système des charges routières type  $A(l)$ , le système des charges routières type B ( $B_c$ ,  $B_t$ ,  $B_r$ ), le système de charge militaire  $Mc120$  et les convois exceptionnels D240.

➤ **Classe du pont :**

Selon le RCPR, les ponts sont classés en trois catégories en fonction de leur largeur roulable ( **$L_r$** ) ainsi que de certaines particularités.

Pour notre projet la largeur roulable  **$L_r \geq 7m$**  donc le pont est classé « première classe »

**Tableau IV- 4: Classes du pont routier**

| Classe de pont   | Largeur roulable ( $L_r$ ) | Particularités                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |
|------------------|----------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Première classe  | $L_r \geq 7m$              | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Ponts supportant des chaussées <math>\geq 7</math> m.</li> <li>- Ponts supportant des bretelles d'accès à ces chaussées.</li> <li>- Ponts en zones urbaines ou industrielles (quelle que soit leur largeur)</li> <li>- Ponts <math>&lt; 7</math> m désignés comme tels par le CCTP.</li> </ul> |
| Deuxième classe  | $5.5m < L_r < 7m$          | - Ponts supportant des chaussées à deux voies non incluses dans la première classe.                                                                                                                                                                                                                                                     |
| Troisième classe | $L_r \leq 5.5m$            | - Ponts supportant des chaussées à une ou deux voies, autres que ceux des classes précédentes.                                                                                                                                                                                                                                          |

➤ **Largeur des voies :**

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée sont considérées comme ayant une largeur identique, égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$v = \frac{Lc}{Nv} = 3.67$$

La configuration retenue pour la chaussée comprend deux voies de circulation de 3,50 m chacune, une voie de dépassement de 4,00 m, ainsi qu'une bande d'arrêt d'urgence (BAU) de 1,00 m.

#### IV.3.1. Système de charge A(l)

La charge A(l), exprimée en kilonewtons par mètre carré (kN/m²), est déterminée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres, selon la formule suivante :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l + 12} \quad ; \quad A_1 = \max \left\{ \frac{a_1 A(l)}{4 - 0.002l} \right\}$$

En fonction de la classe du pont ainsi que du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est ajustée à l'aide des coefficients  $a_1$  présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV- 5: Coefficients  $a_1$ 

| Nombre de voies |           | 1   | 2   | 3   | 4    | >5  |
|-----------------|-----------|-----|-----|-----|------|-----|
| Classe du pont  | Première  | 1   | 1   | 0.9 | 0.75 | 0.7 |
|                 | Deuxième  | 1   | 0.9 | -   | -    | -   |
|                 | Troisième | 0.9 | 0.8 | -   | -    | -   |

La charge  $A_1$  ainsi obtenue est ensuite corrigée par un coefficient multiplicateur  $a_2$ , permettant de prendre en compte la vitesse de référence du trafic. On obtient ainsi la charge  $A_2$  selon la relation suivante :

$$A_2 = a_2 A_1 ; \quad a_2 = \frac{v_0}{v}$$

$v$  représente la largeur d'une voie, tandis que  $v_0$  correspond aux valeurs définies dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV- 6: Valeurs de  $v_0$ 

| Classe de pont   | $v_0$  |
|------------------|--------|
| Première classe  | 3.5 m  |
| Deuxième classe  | 3.0 m  |
| Troisième classe | 2.75 m |

$$a_2 = \frac{3.5}{3.67} = 0.95$$

Les résultats obtenus pour  $l = 37.5$  m sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV- 7: Valeur de  $A(l)$ 

| Nombre de voies | $A(l)$ KN/m <sup>2</sup> | $a_1$ | $A_1$ KN/m <sup>2</sup> | $a_2$ | $A_2$ KN/m <sup>2</sup> | Largeur de voie (m) | $A(l)$ KN/ml |
|-----------------|--------------------------|-------|-------------------------|-------|-------------------------|---------------------|--------------|
| 1               | 9.57                     | 1     | 9.57                    | 0.95  | 9.09                    | 3.67                | 33.36        |
| 2               | 9.57                     | 1     | 9.57                    | 0.95  | 9.09                    | 7.34                | 66.72        |
| 3               | 9.57                     | 0.9   | 8.61                    | 0.95  | 8.18                    | 11.00               | 89.98        |

### IV.3.2. Système de charge B

Le système de charges B est composé de trois sous-systèmes distincts, dont les effets doivent être étudiés séparément pour chaque élément de l'ouvrage :

- **Bc** : système constitué de camions types ;
- **Br** : système constitué d'une roue isolée ;
- **Bt** : système constitué de groupes de deux essieux appelés essieux tandems.

Les sous-systèmes Bc et Br sont applicables à tous les ponts, quelle que soit leur classe. Le sous-système Bt, quant à lui, ne s'applique qu'aux ponts de première et de deuxième classe, ce qui est le cas de notre ouvrage.

Les charges B étant des charges mobiles, leurs valeurs statiques sont majorées par un coefficient dynamique afin de tenir compte des effets d'impact dus au mouvement des véhicules. Ce coefficient de majoration dynamique est identique pour les trois sous-systèmes Bc, Bt et Br, pour un même élément de l'ouvrage.

Ce coefficient de majoration dynamique  $\delta$  est déterminé à l'aide de la formule suivante :

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

G : sa charge permanente,

S : sa charge B maximale.

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

#### IV.3.2.1 Système Bc

Le camion type présente une masse totale de 300 kN répartie sur trois essieux. L'essieu avant reprend une charge de 60 kN, tandis que chacun des deux essieux arrière supporte une charge de 120 kN. Ses dimensions d'encombrement sont de 10,50 m de longueur et 2,50 m de largeur.

Chaque essieu est composé de deux roues simples munies de pneumatiques. Les roues de l'essieu avant présentent une surface de contact carrée de  $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$ , tandis que celles des essieux arrière ont une surface de contact de  $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$ .

La charge maximale du système **Bc** est déterminée à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

$N_c$  : nombre de camions,

$B_c$  : poids d'un camion type,

$b_c$  : coefficient d'influence

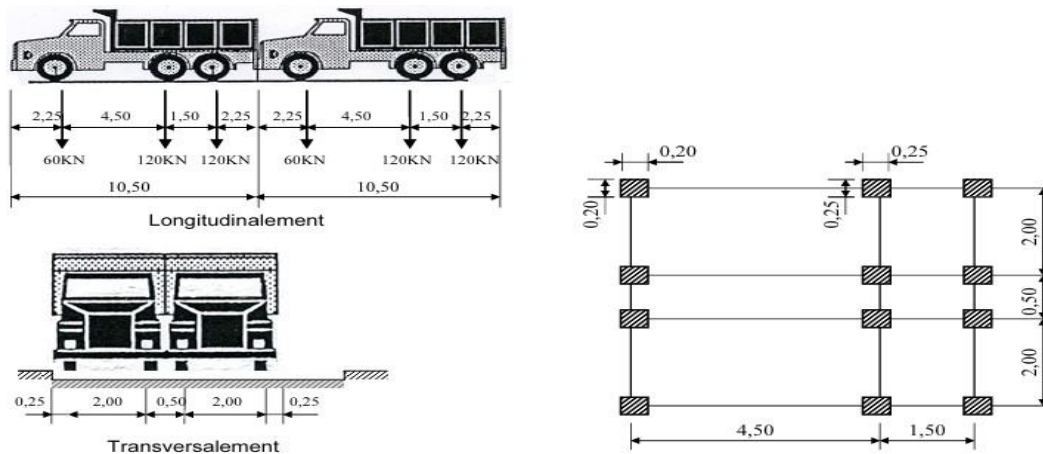


Figure IV- 1 : système Bc

Tableau IV- 8: Coefficients bc

| Classe du pont | Nombre de voies chargées |      |      |      |          |
|----------------|--------------------------|------|------|------|----------|
|                | 1                        | 2    | 3    | 4    | $\geq 5$ |
| Première       | 1.20                     | 1.10 | 0.95 | 0.80 | 0.70     |

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV- 9: valeurs de coefficient de majoration dynamique et la charge maximale du système Bc

| Nombre de voies chargées | $N_c$ | $b_c$ | $B_c$ (kN) | $S_{BC}$ (kN) | $\delta_{BC}$ |
|--------------------------|-------|-------|------------|---------------|---------------|
| 1                        | 2     | 1.20  | 600        | 720           | 1.056         |
| 2                        | 4     | 1.10  | 1200       | 1320          | 1.064         |
| 3                        | 6     | 0.95  | 1800       | 1710          | 1.069         |

#### IV.3.2.2. Système Br

Le système de charge Br est constitué d'une roue isolée d'un poids de 100 kN, dont la surface de contact avec le tablier est de forme rectangulaire avec 0,60 m dans le sens transversal et 0,30 m dans le sens longitudinal de l'ouvrage.

Cette roue peut être placée librement n'importe où sur la largeur roulable du tablier, avec la possibilité de la déplacer uniquement dans le sens longitudinal, afin de rechercher la position la plus défavorable pour l'élément étudié. Le système Br est principalement utilisé pour vérifier

les effets locaux sur le tablier, en particulier le risque de poinçonnement de l'hourdis, c'est-à-dire la perforation de la dalle sous l'effet d'une charge concentrée importante appliquée sur une petite surface.

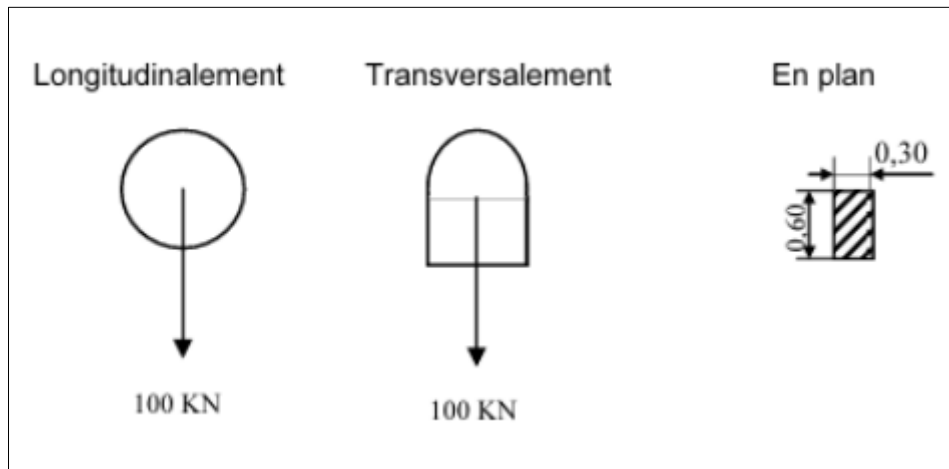


Figure IV- 2: système de charge Br

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV- 10: valeurs de coefficient de majoration dynamique et la charge maximale du système Br

| Système                 | $S_{Br}$ (kN) | $\delta_{Br}$ |
|-------------------------|---------------|---------------|
| <b><math>B_r</math></b> | 100           | 1.048         |

#### IV.3.2.3. Système Bt

Le système de charge Bt est constitué d'un tandem type d'un poids total de 320 kN, composé de deux essieux identiques espacés et parallèles, chacun transmettant une charge de 160 kN au tablier. Chaque essieu est équipé de deux roues simples munies de pneumatiques, dont la surface de contact avec le tablier est rectangulaire avec 0,60 m dans le sens transversal et 0,25 m dans le sens longitudinal de l'ouvrage.

Longitudinalement, un seul tandem est disposé, transversalement si le pont possède une seule voie un seul tandem sera placé. Si le pont comporte deux voies ou plus, le nombre maximal de tandems disposés transversalement est de deux. Ceux-ci peuvent être contigus ou séparés afin de produire l'effet le plus défavorable.

La charge maximale du système  $B_t$  est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$S_{Bt} = N_t \times B_t \times b_t$$

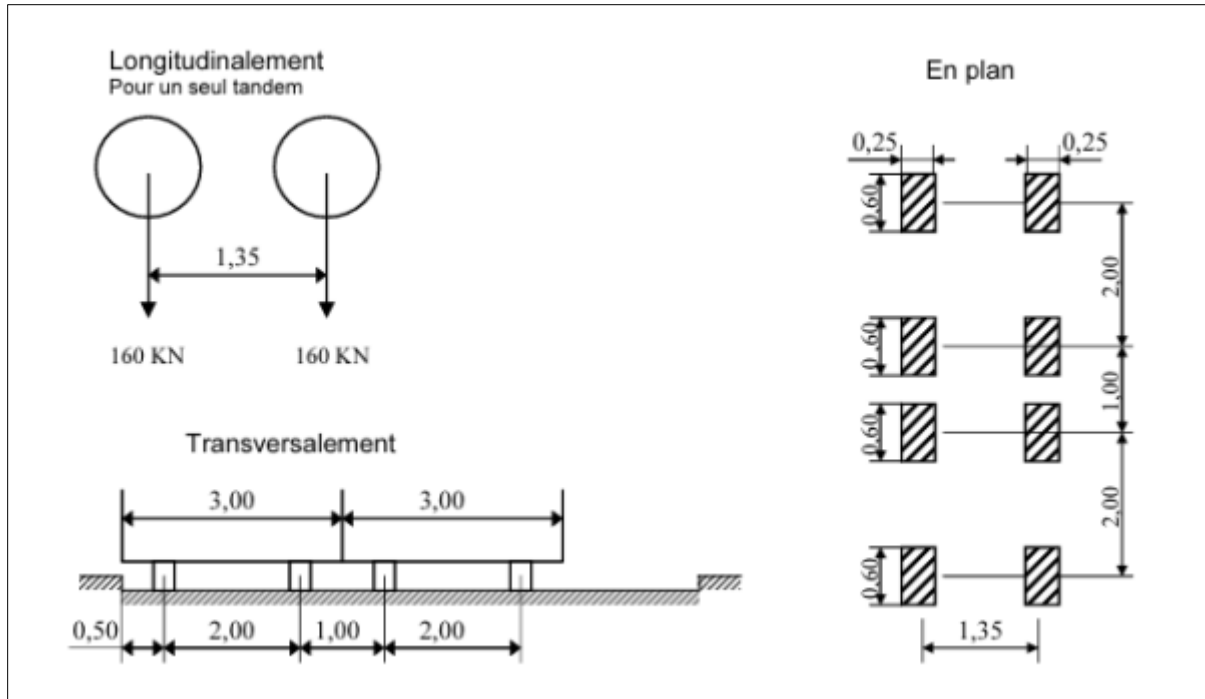


Figure IV- 3: système de charge Bt

Tableau IV- 11: valeurs de coefficient de majoration dynamique et la charge maximale du système Br

| Nombre de tandem $N_t$ | $b_t$ | $B_t$ (kN) | $S_{Bt}$ (kN) | $\delta_{Bt}$ |
|------------------------|-------|------------|---------------|---------------|
| 1                      | 1.20  | 320        | 384           | 1.052         |
| 2- 3                   | 1.20  | 320        | 768           | 1.057         |

#### IV.3.3. Effort de freinage

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

- **Système de charge Bc**

Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids multiplié par le coefficient bc  
 $300 \times 1.2 = 360$  kN.

- **Système de charge A**

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

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 S}$$

S : surface chargée en (m<sup>2</sup>)

**Tableau IV- 12: Valeurs de l'effort de freinage de système A**

| N des voies | S (m <sup>2</sup> ) | A(l) (kN/m <sup>2</sup> ) | F (kN) |
|-------------|---------------------|---------------------------|--------|
| 1           | 137.50              | 9.09                      | 61.05  |
| 2           | 275.00              | 9.09                      | 119.30 |
| 3           | 412.50              | 8.18                      | 157.44 |

**IV.3.4. Charges militaires****➤ Convoi *Mc* 120**

Le système de charge *Mc* représente un convoi militaire de véhicules chenillés. Dans le sens transversal, un seul convoi est autorisé à circuler simultanément, quelle que soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules constituant le convoi n'est pas limité, et la distance entre deux véhicules successifs est ajustée de manière à produire l'effet le plus défavorable sur la structure, tout en respectant une distance libre minimale de 30,50 m entre leurs points de contact avec la chaussée.

Chaque véhicule du convoi *Mc* est constitué de deux chenilles et présente un poids total de 1100 kN. La charge est ainsi transmise au tablier de manière répartie sur la surface de contact des chenilles, ce qui le distingue des systèmes à roues comme *Bc* ou *Bt*.

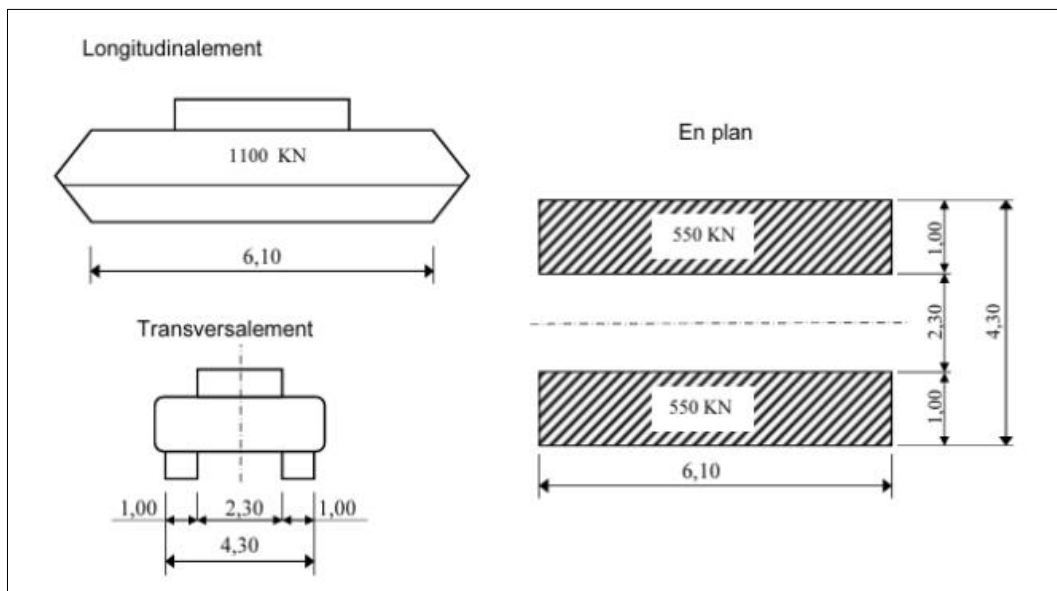
**Figure IV- 4: Convoi *Mc*120**

Tableau IV- 13: valeurs de coefficient de majoration dynamique et la charge maximale du convoi Mc120

| Convoi                       | $S_{Mc\ 120}(kN)$ | $\delta_{Mc\ 120}$ |
|------------------------------|-------------------|--------------------|
| <b><math>M_c\ 120</math></b> | 1100              | 1.061              |

#### IV.3.5. Charges exceptionnelles

##### ➤ Convoi type D240

Le convoi exceptionnel D240 est constitué d'une remorque composée de trois éléments, chacun comportant quatre lignes de deux essieux. Son poids total est de 2400 kN, réparti uniformément sur la chaussée selon une surface rectangulaire de 18,60 m de longueur et 3,20 m de largeur.

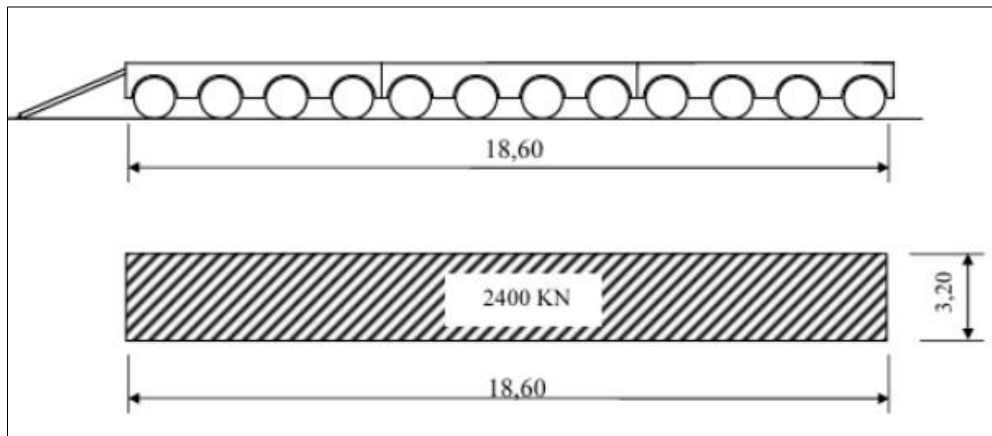


Figure IV- 5: Convoi type D240

Les convois exceptionnels sont supposés circuler à une vitesse maximale de 10 km/h. Par conséquent, aucune majoration dynamique n'est appliquée à ce type de charge.

De plus, le convoi exceptionnel est considéré comme ne développant ni force de freinage, ni force centrifuge. Enfin, la charge exceptionnelle est exclusive de toute autre charge d'exploitation : elle est donc appliquée seule, sans combinaison avec d'autres actions.

Il en résulte, pour le convoi D240, une charge surfacique égale à :

$$S_{D240} = \frac{2400}{18.6 \times 3.2} = 40.32 \text{ kN/m}^2$$

#### **IV.4. CONCLUSION**

Ce chapitre nous a permis de déterminer et quantifier l'ensemble des charges et surcharges appliquées au viaduc, conformément au RCPR, couvrant les actions permanentes, thermiques, dues au vent et au trafic. Ces données serviront de base pour la modélisation de la structure et la vérification du dimensionnement aux états limites dans les chapitres suivants.

**CHAPITRE V**  
**LES EFFORTS LONGITUDINAUX ET**  
**LA REPARTITION TRANSVERSALE**  
**DES EFFORT**

## V.1. LES EFFORTS LONGITUDINAUX

### V.1.1. Poids propre

- Poids propre = CP + CCP = 9449.65 + 1734.375 = 11184.025 KN
- $g = 298.24$  KN/ml
- Réactions Ra et Rb :

$$\frac{g \times L}{2} = \frac{11184.025}{2} = 5592.0125 \text{ KN} \rightarrow 149.12 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment fléchissant M à  $X=L/2$

$$M = \frac{g \times L^2}{8}$$

- Effort tranchant à  $X=0$  :

$$T = \frac{g \times L}{2}$$

**Tableau V- 1: Calcul des sollicitations due au poids propre**

|       | R (KN)    | T (KN)    | M (KN.m)    |
|-------|-----------|-----------|-------------|
| X=0   | 5592.0125 | 5592.0125 | 0           |
| X=L/2 | /         | 0         | 52425.11719 |

### V.1.2. Surcharge type A(l)

- Réactions Ra et Rb :

$$Ra = Rb = \frac{A(l) \times L}{2}$$

- Calcul du moment fléchissant M à  $X=L/2$  :

$$M = \frac{A(l) \times L^2}{8}$$

- Calcul de l'effort tranchant à  $X=0$  :

$$T = \frac{A(l) \times L}{2}$$

**Tableau V- 2: calcul des sollicitations due A(l)**

| A(l) (KN/ml) | 1 voie chargée<br>= 33.36 |       | 2 voies chargées<br>= 66.72 |       | 3 voies chargées<br>= 89.98 |       |
|--------------|---------------------------|-------|-----------------------------|-------|-----------------------------|-------|
|              | X=0                       | X=L/2 | X=0                         | X=L/2 | X=0                         | X=L/2 |
| R (KN)       | 608.82                    | /     | 1217.64                     | /     | 1642.135                    | /     |
| T (KN)       | 608.82                    | 0     | 1217.64                     | 0     | 1642.135                    | 0     |

|          |   |           |   |           |   |             |
|----------|---|-----------|---|-----------|---|-------------|
| M (KN.m) | 0 | 5555.4825 | 0 | 11110.965 | 0 | 14984.48188 |
|----------|---|-----------|---|-----------|---|-------------|

### V.1.3. Système de charges Bc

- **L'effort tranchant :**

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

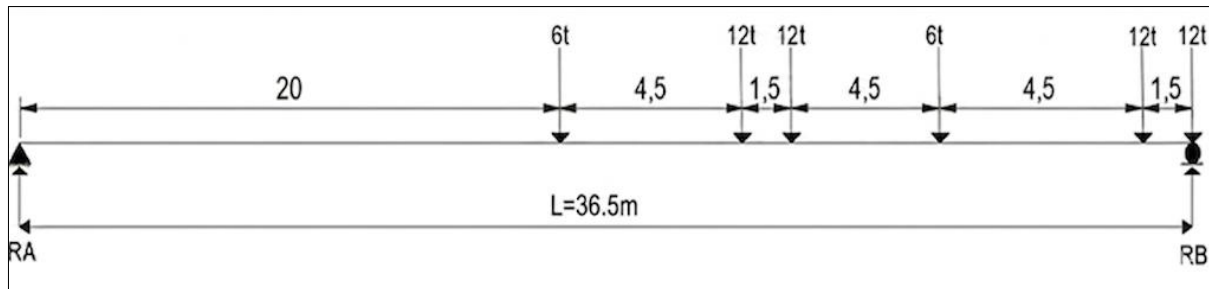


Figure V- 1: Répartition de la charge Bc

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_a + R_b = 600$$

$$\sum M/b = 0 \rightarrow 36.5 \times R_a = 120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 120 \times 12 + 60 \times 16.5$$

Donc :  $\begin{cases} R_a = 115.89 \text{ KN} \\ R_b = 484.10 \text{ KN} \end{cases} \quad T_o = R_b = 484.10 \text{ KN}$

L'effort tranchant Tmax se calcule comme suite :  $T_{\max} = T_o \times N_v \times b_c \times \delta_{BC}$

Tableau V- 3: Tmax sous charge Bc

| Nombre de voies chargées | 1      | 2       | 3       |
|--------------------------|--------|---------|---------|
| Tmax (KN)                | 613.46 | 1133.20 | 1474.91 |

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

➤ **Théorème de Barré :**

Il est utilisé pour déterminer :

- La position longitudinale la plus défavorable des charges mobiles sur la travée.
- Trouver la position exacte qui donne le moment maximum

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

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

$$X_r = \frac{120 \times 1.5 + 60 \times 6 + 120 \times 10.5 + 120 \times 12 + 60 \times 16.5}{600} = 7.05 \text{ m}$$

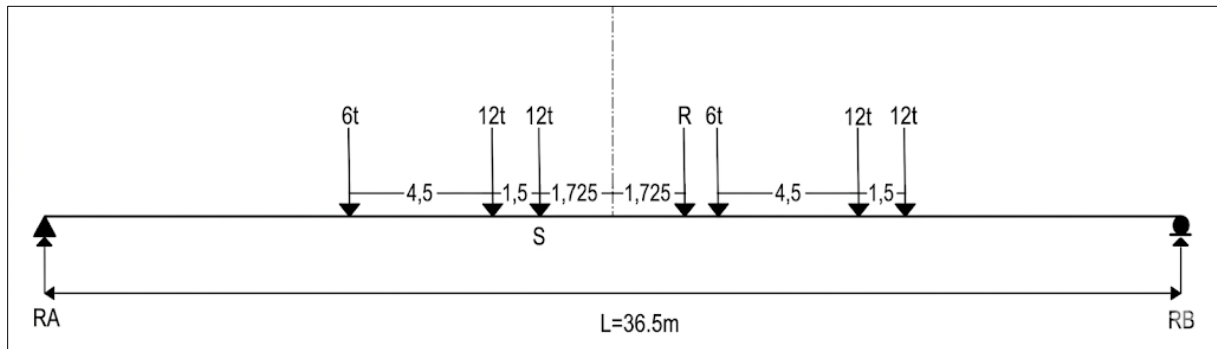


Figure V- 2:Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré.

$$d = \frac{10.5 - 7.05}{2} = 1.725 \text{ m}$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_a + R_b = 600 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 36.5 \times R_a = 120 \times 9.475 + 120 \times 10.975 + 60 \times 15.475 + 120 \times 19.975 + 120 \times 21.475 + 60 \times 25.975$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_a = 271.64 \text{ KN} \\ R_b = 328.35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_s = R_a \times 16.525 - 120 \times 1.5 - 60 \times 6 = 3948.851 \text{ KN.m}$$

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

Tableau V- 4: Moment fléchissant sous charge Bc

| Nombre de voies chargées | Mmax (KN.m) |
|--------------------------|-------------|
| 1                        | 5003.98     |
| 2                        | 9243.47     |
| 3                        | 12030.76    |

#### V.1.4. Système de charges Br

- L'effort tranchant :

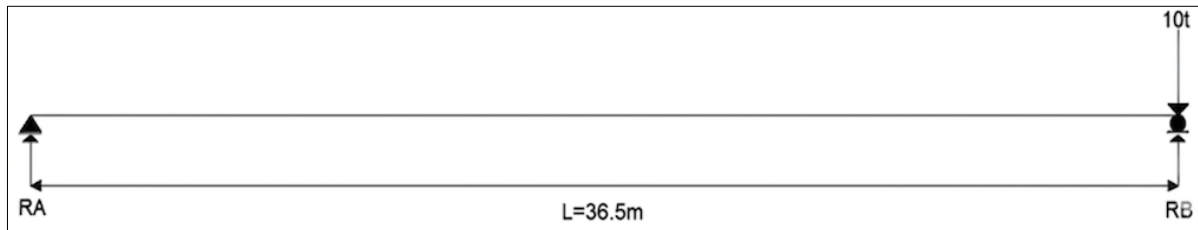


Figure V- 3: Répartition de la charge Br pour le calcul de l'effort tranchant.

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

Donc  $T_0 = R_b = 100 \text{ KN}$

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

Tableau V- 5: Effort tranchant sous charge Br.

| Système de charge       | Br    |
|-------------------------|-------|
| $T_{\max} \text{ (KN)}$ | 104.8 |

- Moment fléchissant :

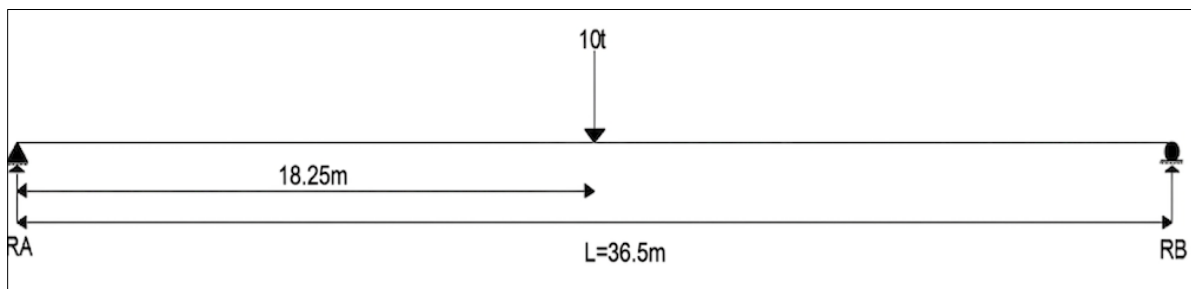


Figure V- 4: Surcharge Br à  $X=L/2$

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

$$\begin{cases} R_a = 50 \text{ KN} \\ R_b = 50 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_0 = M(L/2) = 50 \times 18.25 = 912.5 \text{ KN.m}$$

Le moment max se calcul par :  $M_{\max} = M_0 \times \delta_{Br}$

**Tableau V- 6: Moment fléchissant sous charge Br**

| Système de charge | Br    |
|-------------------|-------|
| Mmax (KN.m)       | 956.3 |

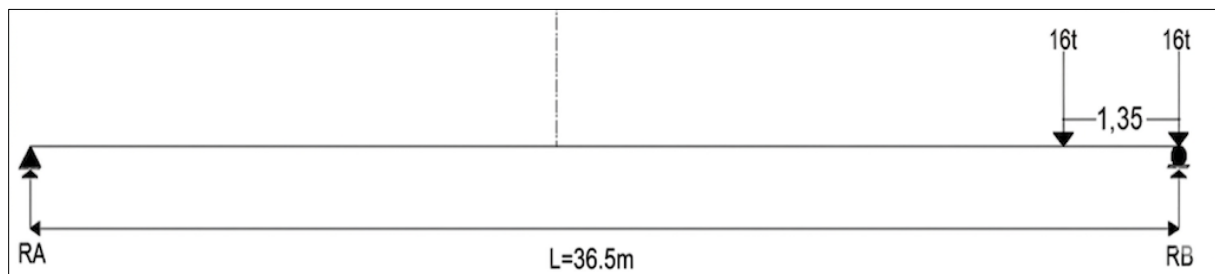
**V.1.5. Système de charges Bt**

- L'effort tranchant :**

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_a + R_b = 320 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 36.5 \times R_a = 160 \times 1.35$$

$$T_o = R_b = 314.08 \text{ KN} \quad \text{et} \quad \begin{cases} R_a = 5.91 \text{ KN} \\ R_b = 314.08 \text{ KN} \end{cases}$$

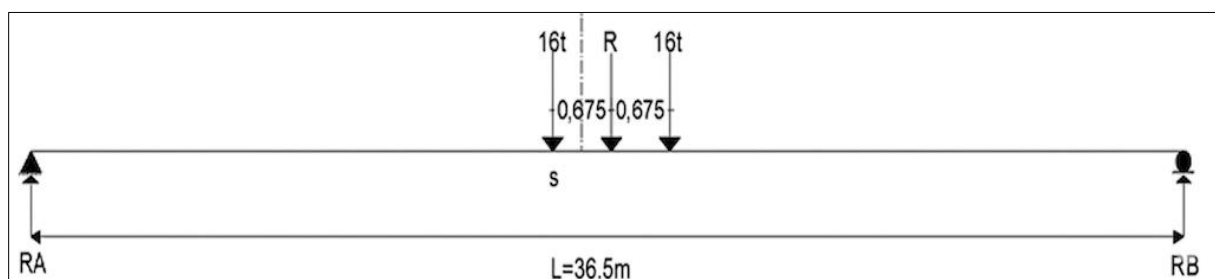
**Figure V- 5: Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.**

Si  $N_t$  est le nombre de tandem, alors :  $T_{\max} = T_0 \times N_t \times b_t \times \delta B_t$

**Tableau V- 7: Effort tranchant sous charge Bt**

| Nombre du tandem | 1      | 2      |
|------------------|--------|--------|
| $T_{\max}$ (KN)  | 396.49 | 796.75 |

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

**Figure V- 6: Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré**

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

$$Xr = \frac{1.35}{2} = 0.675 \text{ m} \rightarrow d = \frac{0.675}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

$$\sum Fv = 0 \rightarrow Ra + Rb = 320 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 36.5 \times Ra = 160 \times 17.2375 + 160 \times 18.5875$$

$$\text{Donc } \begin{cases} Ra = 157.04 \text{ KN} \\ Rb = 162.95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$Ms = Ra \times 17.9125 = 2812.979 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = Ms \times bt \times Nt \times \delta Bt$$

Tableau V- 8: Moment fléchissant sous charge Bt

| Nombre de tandem | 1       | 2       |
|------------------|---------|---------|
| Mmax (KN.m)      | 3551.10 | 7135.96 |

#### V.1.6. Système de charges Mc120

- L'effort tranchant :

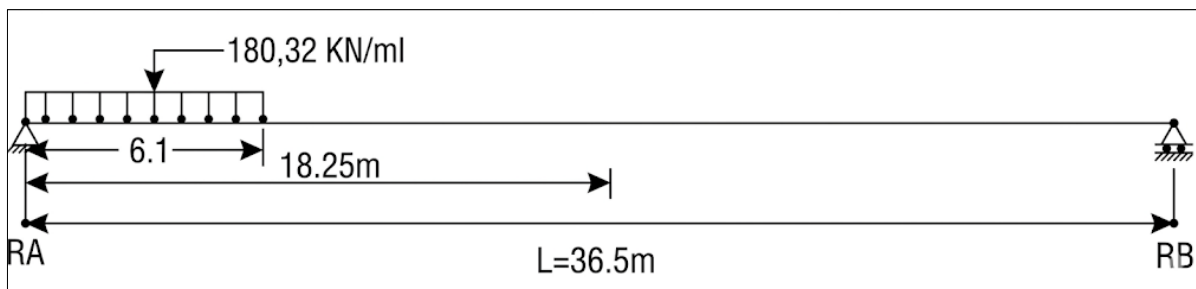


Figure V- 7: Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant

$$\sum Fv = 0 \rightarrow Ra + Rb = 1100 \text{ KN}$$

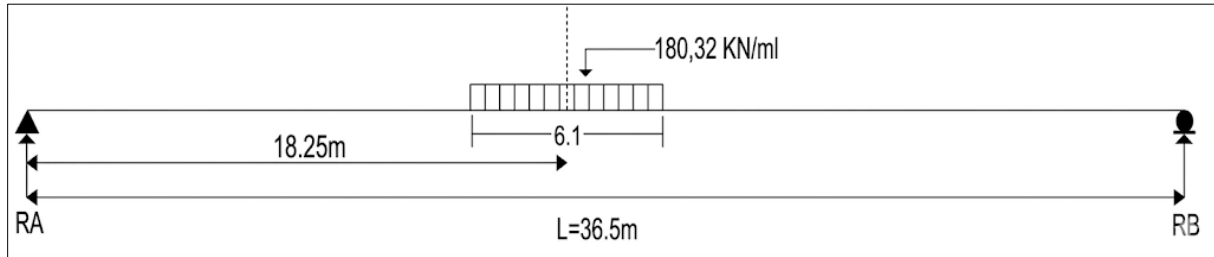
$$\sum M/A = 0 \rightarrow 36.5 \times Rb = 1100 \times 3.05$$

$$\text{Donc } \begin{cases} Ra = 1008.08 \text{ KN} \\ Rb = 91.91 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_{\max} = RA \times \delta_{Mc120}$$

$$T_{\max} = 1069.57 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**



**Figure V- 8:Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max**

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_a + R_b = 1100 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 36.5 \times R_b = 1100 \times 18.25$$

$$\begin{cases} R_a = 550 \text{ KN} \\ R_b = 550 \text{ KN} \end{cases}$$

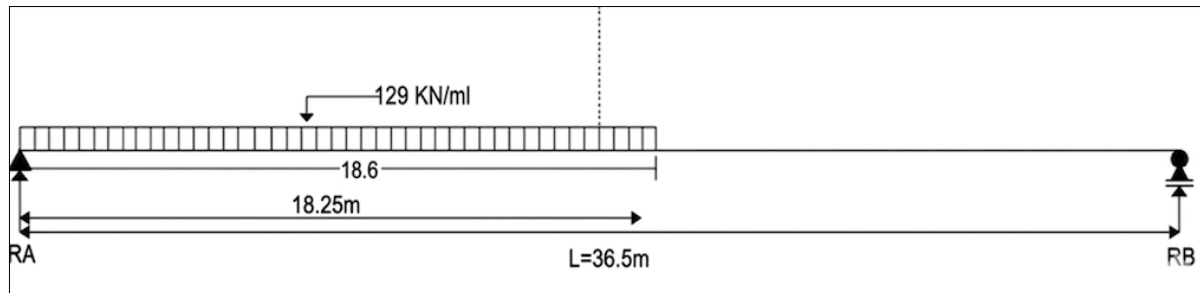
$$M_0 = M(L/2) = 550 \times 18.25 - 180.32 \times \frac{3.05^2}{2} = 9198.7866 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{\max} = 9759.91 \text{ KN.m}$$

### V.1.7. Système de charges D240

- **L'effort tranchant :**



**Figure V- 9:Positionnement de la charge D240 pour une réaction max**

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_a + R_b = 2400 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 36.5 \times R_b = 2400 \times 9.3$$

$$\begin{cases} R_a = 1788.5 \text{ KN} \\ R_b = 611.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_{\max} = R_a = 1788.5 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant :**

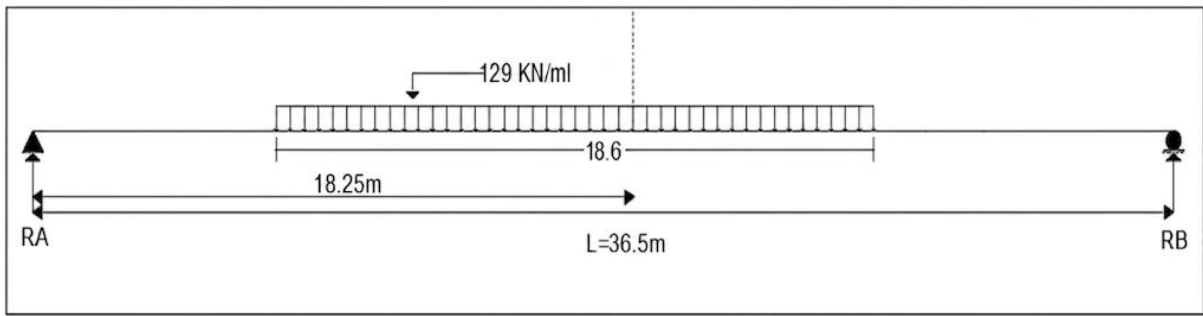


Figure V- 10:Positionnement de la charge D240 pour un moment max

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_a + R_b = 2400 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 36.5 \times R_b = 2400 \times 18.25$$

$$\begin{cases} R_a = 1200 \text{ KN} \\ R_b = 1200 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(L/2) = 1200 \times 18.25 - 129 \times \frac{9.3^2}{2} = 16321.395 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{\max} = 16321.395 \text{ KN.m}$$

**V.1.8. Surcharges sur trottoir St**

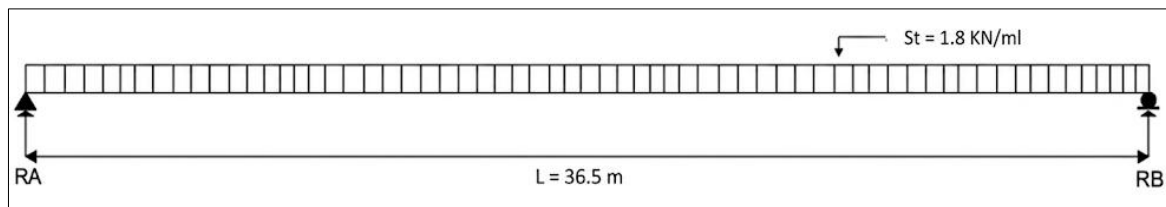


Figure V- 11:Surcharges sur trottoirs

Tableau V- 9:Les efforts internes sous charge St

| St (kN/ml) | Mmax (kN.m) | Tmax (kN) |
|------------|-------------|-----------|
| 1.8        | 300         | 32.85     |

## V.2. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

### V.2.1. Les combinaisons de charges

1,35G+1,6Al+1,6ST

1,35G+1,6Bc+1,6ST

1,35G+1,6Bt+1,6ST

1,35G+1,35Mc120

1,35G+1,35D240

➤ **L'ELU :**

**Tableau V- 10: Combinaisons des moments à l'ELU**

| Combinaison des moments | Poutre 1 | Poutre 2 | Poutre 3 | Poutre 4 |
|-------------------------|----------|----------|----------|----------|
| 1,35G+1,6Al+1,6ST       | 11961.7  | 11422.43 | 10966.54 | 10658.01 |
| 1,35G+1,6Bc+1,6ST       | 12776.33 | 11925.49 | 11130.86 | 10428.7  |
| 1,35G+1,6Bt+1,6ST       | 11673.82 | 10885.54 | 10235.34 | 9349.37  |
| 1,35G+1,35Mc120         | 12911.24 | 11469.3  | 10493.38 | 9463.41  |
| 1,35G+1,35D240          | 12997.53 | 12613.03 | 12060.39 | 11222.25 |

**Tableau V- 11: Combinaisons des efforts tranchants à l'ELU**

| Combinaison des efforts tranchants | Poutre 1 | Poutre 2 | Poutre 3 | Poutre 4 |
|------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| 1,35G+1,6Al+1,6ST                  | 1413.81  | 1194.3   | 1196     | 1167.4   |
| 1,35G+1,6Bc+1,6ST                  | 1279.28  | 1266.2   | 1263     | 1278.6   |
| 1,35G+1,6Bt+1,6ST                  | 1361.95  | 1125.07  | 1224.1   | 1034.9   |
| 1,35G+1,35Mc120                    | 1205.98  | 1177.32  | 1105.9   | 1051.7   |
| 1,35G+1,35D240                     | 1452.24  | 1342.58  | 1451.5   | 1310.2   |

➤ **L'ELS :**

**Tableau V- 12: Combinaisons des moments à l'ELS**

| Combinaison des moments | Poutre 1 | Poutre 2 | Poutre 3 | Poutre 4 |
|-------------------------|----------|----------|----------|----------|
| G+1,2Al+1,2ST           | 7839.36  | 8476.14  | 8144.3   | 7920.11  |
| G+1,2Bc+1,2ST           | 8699.63  | 8853.5   | 8267.6   | 7748.39  |

---

|               |         |         |         |         |
|---------------|---------|---------|---------|---------|
| G+1,2Bt+1,2ST | 7471.32 | 8073.46 | 7595    | 6938.6  |
| G+Mc120       | 9563.88 | 8495.7  | 7772.87 | 7009.93 |
| G+D240        | 9627.81 | 9343    | 8933.62 | 8312.78 |

**Tableau V- 13: Combinaisons des efforts tranchants à l'ELS**

| Combinaison des efforts tranchants | Poutre 1 | Poutre 2 | Poutre 3 | Poutre 4 |
|------------------------------------|----------|----------|----------|----------|
| G+1,2Al+1,2ST                      | 897.61   | 886.96   | 888.47   | 867.64   |
| G+1,2Bc+1,2ST                      | 1000.64  | 950.68   | 939.44   | 951.07   |
| G+1,2Bt+1,2ST                      | 831.99   | 835.02   | 909.5    | 768.28   |
| G+Mc120                            | 1046.9   | 872.09   | 893.3    | 779.07   |
| G+D240                             | 1075.7   | 994.5    | 1000     | 970.5    |

# **CHAPITRE VI**

## **ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

## VI.1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais très mal à la traction. La précontrainte permet de pallier cette faiblesse en introduisant des efforts de compression préalables dans la structure, de sorte que les tractions dues aux charges appliquées soient compensées et que le béton reste toujours comprimé.

Dans le cadre de notre projet, les poutres du viaduc sont réalisées en béton précontraint par post-tension, conformément aux recommandations du BPEL 91 et du guide SETRA (VIPP/1996). Ce chapitre est consacré à l'étude complète de la précontrainte, comprenant le calcul de la force de précontrainte nécessaire, le tracé des câbles, l'évaluation des pertes de tension ainsi que la vérification des contraintes aux différentes phases de construction et d'exploitation de l'ouvrage.

## VI.2. PHASAGE GENERALES DE REALISATION

**1. Mise en place des gaines** Avant le coulage du béton, des gaines métalliques ou en plastique sont positionnées à l'intérieur du coffrage, suivant le tracé prévu des câbles de précontrainte. Ces gaines servent de conduits dans lesquels seront introduits les câbles après durcissement du béton.

**2. Coulage et durcissement du béton** Le béton est coulé autour des gaines en place. Il est ensuite laissé à durcir jusqu'à atteindre une résistance suffisante, généralement fixée par le bureau d'études, avant de procéder à la mise en tension des câbles.

**3. Introduction des câbles** Une fois le béton suffisamment durci, les câbles de précontrainte (torons ou fils) sont introduits dans les gaines à l'aide d'un équipement adapté.

**4. Mise en tension des câbles** Les câbles sont mis en tension à l'aide d'un vérin hydraulique, appliqué à une ou aux deux extrémités de la pièce. La force de tension appliquée est contrôlée et mesurée avec précision, conformément aux valeurs définies dans les calculs de précontrainte.

**5. Ancrage des câbles** Une fois la tension souhaitée atteinte, les câbles sont bloqués à leurs extrémités grâce à des dispositifs d'ancrage (plaques et clavettes), qui maintiennent la force de précontrainte de manière permanente dans la structure.

**6. Injection des gaines** Après la mise en tension et l'ancrage des câbles, les gaines sont injectées avec un coulis de ciment. Cette opération a pour but de protéger les câbles contre la corrosion et d'assurer la solidarité entre les câbles et le béton environnant.

**7. Recépage des câbles** Les parties saillantes des câbles dépassant des ancrages sont coupées, et les zones d'ancrage sont protégées par un bouchonnage en béton ou en mortier.

### VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

Pour les cas courants et une fissuration préjudiciable on classe la précontrainte en classe II (la plus courante) qui admet des contraintes de traction dans le béton, mais pas de formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

#### VI.3.1. Calcul de nombre de câble

##### VI.3.1.1. La valeur initiale de la précontrainte

On cite les paramètres suivant pour le calcul de l'effort initial de la précontrainte :

$$\begin{cases} \sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prj} ; 0,9 f_{pej}) \\ P_0 = A_p \sigma_{p0} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{p0} = 1488 MPa \\ P_0 = 2.5 MN \end{cases}$$

##### VI.3.1.2. Valeur minimale de la précontrainte en service

On donne les caractéristiques géométriques suivants :

**Tableau VI- 1:Caractéristiques de la section d'about et médiane**

|                                  | About       |               | Médiane     |               |
|----------------------------------|-------------|---------------|-------------|---------------|
|                                  | Poutre seul | Poutre+ dalle | Poutre seul | Poutre+ dalle |
| B (m <sup>2</sup> )              | 1.276       | 1.651         | 0.783       | 1.158         |
| u' (m)                           | 1.042       | 1.265         | 1.075       | 1.382         |
| u (m)                            | 0.858       | 0.885         | 0.825       | 0.518         |
| I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> ) | 0.434       | 0.716         | 0.35        | 0.581         |
| I <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> ) | 0.34        | 0.43          | 0.45        | 0.50          |
| ρ                                | 0.38        | 0.39          | 0.50        | 0.70          |

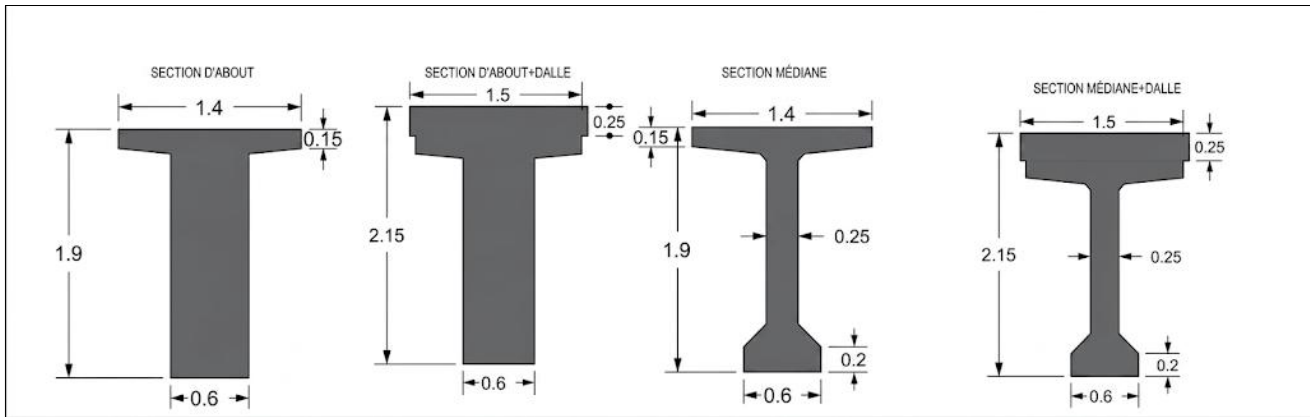


Figure VI- 1: dimensions de la section d'about et médiane

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

$$P_{min} = \max (PI ; PII)$$

Tel que :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt1} + \frac{I}{v} \sigma_{bt2}}{\rho \times h} \quad P_{II} = \frac{M_M + \frac{I}{v'} \sigma_{bt2}}{v' + \rho \times v - d'}$$

PI : pour une section sous-critique

PII : pour une section sur-critique

D'après le tableau ci-dessous :  $P_{min} = P_{II}$  (on a une section sur-critique )

Tableau VI- 2: Résultats de calculs de  $P_{min}$

| $\sigma_{ti}$ | $\sigma_{ts}$ | $d'$    | PI      | PII     | $P_{min}$ |
|---------------|---------------|---------|---------|---------|-----------|
| -2.70 MPa     | -4.05 MPa     | 0.215 m | 2.28 MN | 5.17 MN | 5.17 MN   |

### VI.3.1.3. Nombre de câbles

Pour des pertes estimées à 25%, le nombre de câbles est défini par l'inégalité suivante :

$$n \geq \frac{P_{min}}{0.75P_0}$$

$n \geq 2.76$  Donc on prend 3 câbles de 12T15.

### VI.3.1.4. Détermination du nombre de câbles à l'about

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression :

- Fibre supérieure :  $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$

$$0.6 f_{cj} \geq \sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} (Pe_0 + Mg) \geq -1.5 f_{tj} = \bar{\sigma}_{bt}$$

- Fibre inférieure :  $\sigma_{\text{inf}} \leq \sigma_{bc}$

$$-0.7 f_{tj} \leq \sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} (Pe_0 + Mg) \leq 0.6 f_{cj} = \bar{\sigma}_{bc}$$

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 avant le coulage de la dalle sur place et les pertes sont estimées à 25% de P0.

Ce qui nous donne :  $\begin{cases} P \leq 7.92 ; n \leq 3.17 \\ p \leq 15.68 ; n \leq 6.27 \end{cases}$

Donc on prend n= 3 câbles de 12T15

### VI.3.2. Vérification des contraintes totales

Selon le PBEL les limites des contraintes sont montrées dans la figure suivante :

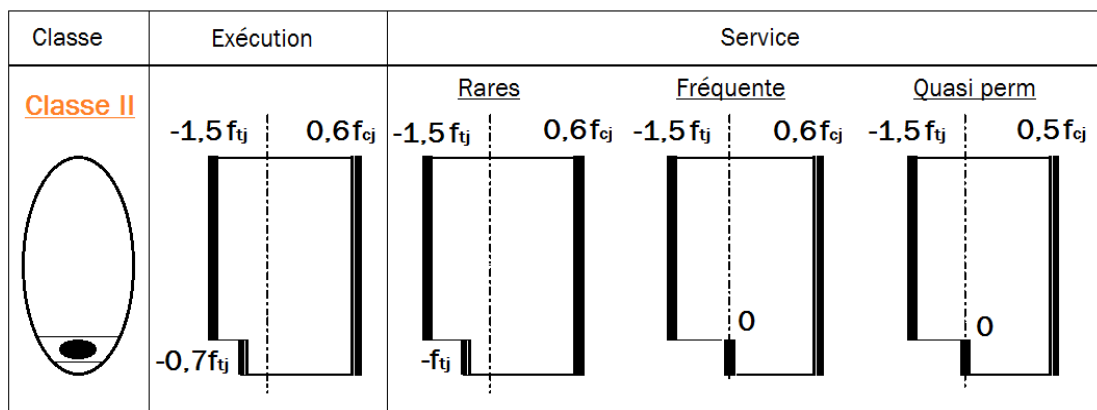


Figure VI- 2: Les limites de contraintes de la classe II selon BPEL

Les vérifications sont pour les 4 étapes, tel que :

- Première phase : elle commence dès le septième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont de 5 % (document SETRA).
- Deuxième phase : Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont de 10%.
- Troisième phase : Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et après 28jours de coulage de l'hourdis, avec une mise entension 100% et des pertes de 20%.
- Quatrième phase : Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100% et des pertes de 25%.

Les équations suivantes présentent les paramètres calculés pour vérifier les contraintes totales, tant que :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83 j} f_{c28}$
- $\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} ; \sigma_{bt1} = 1.5 f_{tj} ; \sigma_{bt2} = 0.7 f_{tj}$
- $P = n_{\text{câble}} \times P_0 (1 - \% \text{ pertes considérées})$
- $e_0 = -v' + d'$
- $\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} + (Pe_0 + Mg) \frac{v}{I}$
- $\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} - (Pe_0 + Mg) \frac{v'}{I}$

**Tableau VI- 3:Vérification des contraintes**

| Les phases                  | Phase 01 | Phase 02 | Phase 03 | Phase 04 |
|-----------------------------|----------|----------|----------|----------|
| La mise en tension          | 50%      | 100%     | 100%     | 100%     |
| $\Delta P$                  | 5%       | 10%      | 15%      | 25%      |
| $f_{cj}$ (MPa)              | 23.18    | 35       | 35       | 35       |
| $f_{tj}$ (MPa)              | 1.99     | 2.7      | 2.7      | 2.7      |
| $\sigma_{bc}$ (MPa)         | 13.91    | 21       | 21       | 21       |
| $\sigma_{bt1}$ (MPa)        | -2.99    | -4.05    | -4.05    | -4.05    |
| $\sigma_{bt2}$ (MPa)        | -1.39    | -1.89    | -1.89    | -2.7     |
| $n$                         | 3        | 3        | 3        | 3        |
| $e_0$                       | 0.86     | 0.86     | 1.17     | 1.17     |
| $M$ (MN.m)                  | 3.27     | 3.27     | 5.23     | 9.62     |
| $P$ (MN)                    | 3.56     | 6.75     | 6.38     | 5.63     |
| $\sigma_{\text{sup}}$ (MPa) | 5.04     | 2.65     | 2.58     | 8.90     |
| $\sigma_{\text{inf}}$ (MPa) | 3.92     | 16.41    | 10.76    | -2.41    |
| Vérification                | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

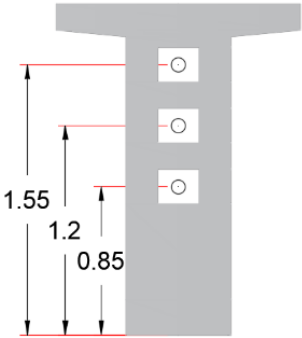
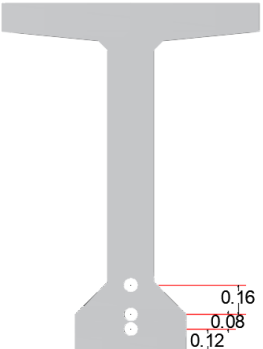
Les résultats des calculs montrent que les contraintes sont vérifiées dans l'ensemble des phases de construction et d'exploitation considérées.

### VI.3.3. Tracé des câbles

#### VI.3.3.1. Dispositions constructives des câbles

Au niveau de la section mi travée, le moment fléchissant est maximal, donc les armatures de précontraintes doivent travailler à leur capacité maximale. Elles seront disposées de manière à avoir une excentricité maximale entre la section mi travée et la section d'about (depuis le BPEL).

Tableau VI- 4: Disposition des câbles sur section d'about et section médiane

|       | X=0 Section d'about |                                                                                   | X=L/2 Section médiane |                                                                                     |
|-------|---------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
|       | Yi (m)              | Schéma                                                                            | Yi (m)                | Schéma                                                                              |
| C1    | 0.85                |  | 0.12                  |  |
| C2    | 1.2                 |                                                                                   | 0.2                   |                                                                                     |
| C3    | 1.55                |                                                                                   | 0.36                  |                                                                                     |
| n lit | 01                  |                                                                                   | 01                    |                                                                                     |

### VI.3.3.2. Détermination de l'angle de relevage :

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

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8 h_{poutre}$$

$$\bar{\tau} = \sqrt{0.4 f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

$$B_n = B_{poutre+hourdis} - \frac{2\pi\varphi^2}{4}$$

$$b_n = b_0 - n k \varphi$$

**Tableau VI- 5: les valeurs des paramètres**

| Vmax (MN) | Vmin (MN) | Bn (m <sup>2</sup> ) | bn (m) | P (MN) | σx(MPa) | τ (MPa) | V (MN) |
|-----------|-----------|----------------------|--------|--------|---------|---------|--------|
| 1.075     | 0.808     | 1.64                 | 0.52   | 5.63   | 3.44    | 2.57    | 2.3    |

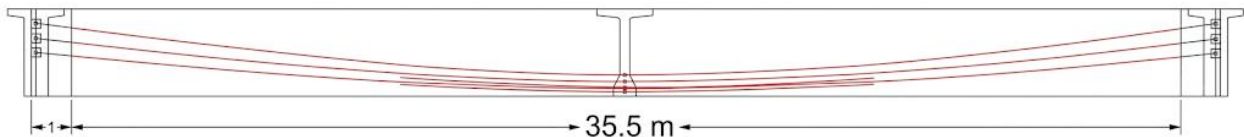
Donc  $-12.61 \leq \alpha \leq 33.58$  et on prend  $\alpha_1 = 4$ ,  $\alpha_2 = 6$  et  $\alpha_3 = 7$

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1,20 m à partir de son ancrage

### VI.3.3.3. Détermination des paramètres des câbles

**Tableau VI- 6: Paramètres géométriques et angulaires des câbles de précontrainte (C1, C2, C3)**

| N°<br>câble | l (m) | $\alpha_{rel}$ (°) | Yi (m) |      |       | f (m) | R (m)  | $\beta(l)$ rad |
|-------------|-------|--------------------|--------|------|-------|-------|--------|----------------|
|             |       |                    | x=0    | 1    | 18.75 |       |        |                |
| C1          | 35.5  | 4                  | 0.85   | 0.78 | 0.12  | 0.66  | 238.68 | 0.074          |
| C2          | 35.5  | 6                  | 1.2    | 1.11 | 0.2   | 0.91  | 173.11 | 0.103          |
| C3          | 35.5  | 7                  | 1.55   | 1.44 | 0.36  | 1.08  | 145.86 | 0.122          |



**Figure VI- 3: tracé des câbles de la précontraintes**

#### ➤ La position de l'axe neutre section à mi-travée :

$$F_c = 0.8 \times \sigma_b \times b = F_t \rightarrow x = \frac{F_t}{0.8 \times \sigma_b \times b}$$

$$F_t = F_b + F_s = A_s \times f_{ys} + A_p \times f_{yp}$$

$$\sigma_b = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa} ; A_s = 4 \text{ HA16} = 8.04 \text{ cm}^2 ; f_{ys} = 500 \text{ MPa} ; f_{yp} = 1674 \text{ Mpa}$$

$$A_p = 3 \times 1680 = 0.00504 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow x = \frac{1674 \times 10^6 \times 0.00504 + 8.04 \times 10^{-4} \times 500 \times 10^6}{0.8 \times 21 \times 10^6 \times 1.4} = 0.375 \text{ m}$$

$$1.9 - x = 1.525 \text{ m} > 1.075 \text{ m}$$

## VI.4. CALCUL DES PERTES

La force de précontrainte transmise en permanence par un câble n'est pas égale à la force appliquée lors de sa mise en tension. En effet, diverses causes entraînent une diminution progressive de cette force le long du câble et dans le temps. On appelle « pertes de tension » l'écart entre l'effort initial de mise en tension et l'effort réellement disponible en un point donné de l'armature à un instant donné. La prise en compte de ces pertes est donc indispensable pour déterminer avec précision la force de précontrainte effective qui agit sur la structure.

Le schéma suivant présente les deux groupes de perte de tension :

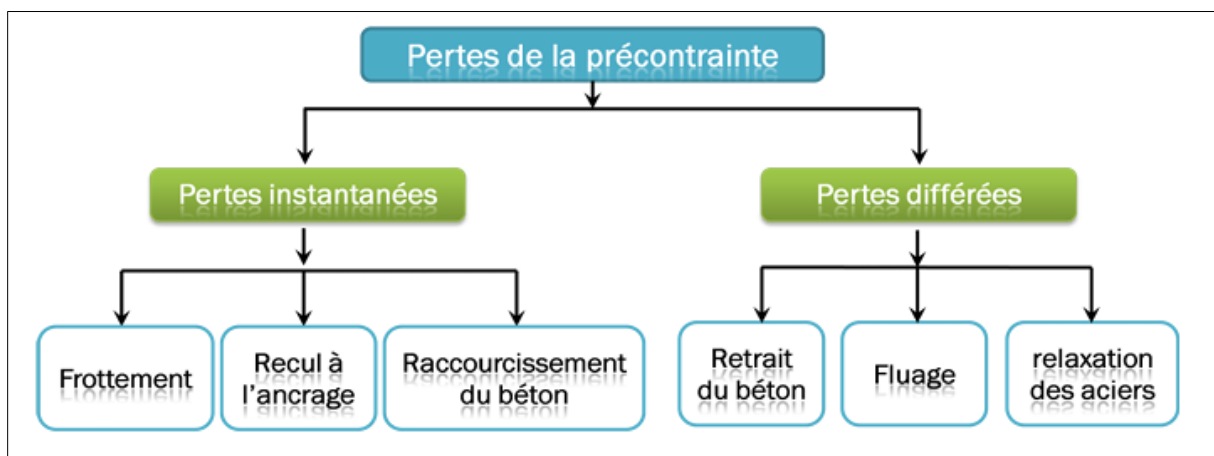


Figure VI- 4: Schéma récapitulatif des pertes instantanées et différées de la précontrainte

### VI.4.1. Calcul des pertes instantanées

#### VI.4.1.1. Pertes par frottement

Cette perte est due au frottement qui se développe entre le câble et sa gaine au moment de la mise en tension. Ce phénomène se manifeste principalement dans les zones où le câble est en contact avec la gaine, notamment dans les parties courbes du tracé ainsi qu'aux points présentant des irrégularités géométriques. Ces frottements s'opposent à la progression de la tension le long du câble et entraînent ainsi une diminution progressive de la force de précontrainte entre le point de mise en tension et l'extrémité opposée.

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)])}$$

Tel que :

$\varphi$  : coefficient de frottement en ligne (1/m)

$f$  : coefficient de frottement en courbe (1/rad)

$\beta$ : l'angle de déviation sur la distance  $x$

On a  $f = 0.18$ ,  $\varphi = 0,002$  et  $\sigma_{p0} = 1488$  MPa

**Tableau VI- 7: Pertes de frottement**

| N°<br>câble | $x=l/2$<br>(m) | $\beta$ (rad) | $f\beta + \varphi x$ | $\Delta\sigma_{\varphi}$<br>(MPa) | $\Delta\sigma_{\varphi}$<br>Moy<br>(MPa) | $\Delta\sigma_{\varphi}$ Moy<br>(%) |
|-------------|----------------|---------------|----------------------|-----------------------------------|------------------------------------------|-------------------------------------|
| C1          | 18.75          | 0.074         | 0.051                | 73.82                             | 80.21                                    | 5.4%                                |
| C2          | 18.75          | 0.103         | 0.056                | 80.98                             |                                          |                                     |
| C3          | 18.75          | 0.122         | 0.059                | 85.82                             |                                          |                                     |

#### VI.4.1.2. Perte par recul d'ancrage

Lors du blocage des ancrages après la mise en tension, il se produit un léger glissement des câbles avant leur immobilisation définitive. Ce glissement est inévitable et résulte des jeux mécaniques existants entre les différentes pièces constituant le système d'ancrage. Il engendre un raccourcissement du câble, qui se traduit directement par une réduction de la force de précontrainte, constituant ainsi une source de perte de tension à prendre en compte dans les calculs.

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x) , \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

$k$ : fonction croissante.

$d$  : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

$g=0,006$ m : glissement à l'ancrage

$E_p=190000$ MPa : module d'élasticité des câbles précontraints.

**Tableau VI- 8 : Perte de recul d'ancrage à L/2**

| N°<br>câble | l (m) | k (m <sup>-1</sup> ) | d (m) | $\Delta\sigma_{p(l/2)}$ | $\Delta\sigma_{p(0)}$ |
|-------------|-------|----------------------|-------|-------------------------|-----------------------|
| C1          | 18.75 | 0.0027               | 16.8  | 0                       | 135.70 (MPa)          |
| C2          | 18.75 | 0.0030               | 16.02 | 0                       | 142.30 (MPa)          |
| C3          | 18.75 | 0.0032               | 15.55 | 0                       | 146.62 (MPa)          |

#### VI.4.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton

Le règlement BPEL retient la formule suivante pour la variation de contraintes due à une action permanente appliquée postérieurement aux armatures considérées :

$$\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

**Tableau VI- 9: Résultat de calcul des pertes par déformation instantanée du béton à L/2.**

| Mg (MN) | Eij(MPa) | e(m)  | B(m <sup>2</sup> ) | Ig(m <sup>4</sup> ) | n cables | $\sigma_{bi}$ (MPa) | $\sigma_e$ (MPa) | $\sigma_e$ % |
|---------|----------|-------|--------------------|---------------------|----------|---------------------|------------------|--------------|
| 3.27    | 35981.73 | 0.863 | 0.7684             | 0.338               | 3        | 16.52               | 43.62            | 2.9          |

#### VI.4.2. Calcul des pertes différées

##### VI.4.2.1. Pertes par retrait du béton

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r \approx \varepsilon_r \times E_p$$

Tel que :  $\varepsilon_r=0,0002$  en climat Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie.

Donc  $\Delta\sigma_r=38\text{MPa} = 2.6\%$ .

##### VI.4.2.2. Pertes par fluage du béton

Le fluage du béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une contrainte, les câbles étant ancrés dans le béton, vont subir la même déformation, donc une diminution de leur tension. Le BPEL propose pour les cas courants, une formule simplifiée qui est la suivante :

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

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P e^2}{I_G} - \frac{M_{p \times e}}{I_G}$$

**Tableau VI- 10: Résultat de calcul des pertes de fluage à L/2**

| Mp (MN.m) | e0(m) | P (MN) | Ep (MPa) | $\sigma_b$ (MPa) | $\Delta\sigma_{fl}$ (MPa) | $\Delta\sigma_{fl} \%$ |
|-----------|-------|--------|----------|------------------|---------------------------|------------------------|
| 6.58      | 1.09  | 6.56   | 190000   | 7.10             | 93.71                     | 6                      |

#### VI.4.2.3. Pertes par relaxation du câble

Sous l'effet d'une tension maintenue de façon permanente, l'acier de précontrainte subit avec le temps une diminution progressive de sa contrainte. Ce phénomène, appelé relaxation, est lié au relâchement interne des fibres de l'acier sous charge constante et constitue une source de perte de précontrainte différée à prendre en compte dans les calculs.

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

**Tableau VI- 11: Résultat de calcul des pertes par relaxation du câble à L/2**

| $\rho_{1000} \%$ | $\mu_0$ | $\Delta\sigma_p$ (MPa) | $\Delta\sigma_p \%$ |
|------------------|---------|------------------------|---------------------|
| 2.5              | 0.43    | 62.09                  | 4.1                 |

Après le calcul des pertes on va évaluer les pertes instantanées et différées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI- 12: Les pertes instantanées et différées**

|                           | MPa    | %     |
|---------------------------|--------|-------|
| $\Delta\sigma_{Inst}$     | 123.82 | 8.32  |
| $\Delta\sigma_{Diff}$     | 183.46 | 7.83  |
| $\Delta\sigma_{\infty} =$ | 307.28 | 16.15 |

On conclure que les pertes calculées sont de 16.15% donc le pourcentage des pertes supposé 25% est validé.

## VI.5. DETERMINATION DES ARMATURES DES ZONES TENDUES

Selon le BPEL dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale  $A_s$ , tel que :

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

$B_t$  : aire de la section du béton en traction

$N_{Bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction

$\sigma_{Bt}$  : la résultante des contraintes de traction correspondantes

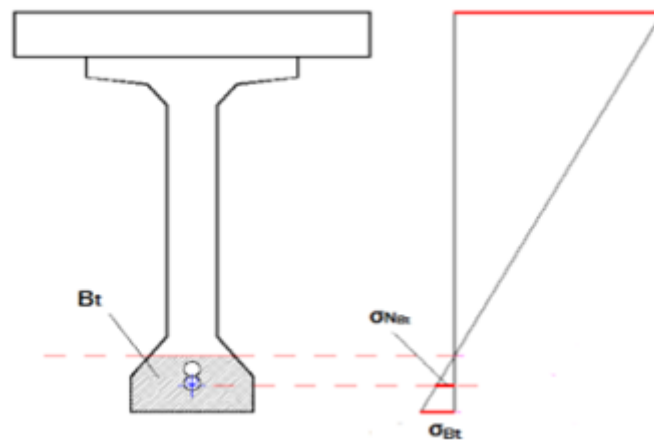


Figure VI- 5: Diagramme des contraintes à mi travée

Tableau VI- 13: Calcul des armatures tendues

|               |                       |
|---------------|-----------------------|
| $B_t$         | 0.1862 m <sup>2</sup> |
| $\sigma_{Bt}$ | 1.97 MPa              |
| $N_{Bt}$      | 0.0074 MN             |
| $A_s$         | 2.06 cm <sup>2</sup>  |
| Choix         | 4HA16                 |

## VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES VIS-à-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

### VI.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

La vérification à l'effort tranchant a pour objectif de s'assurer que les contraintes de cisaillement, combinées aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal, ne compromettent pas la sécurité de la structure. Pour cela, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

- Les contraintes de cisaillement doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

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

- Si  $\sigma_x < 0.4 f_{cj}$  on a  $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$  ; dans ce cas on vérifie que  $\tau < \bar{\tau}_1$

La contrainte normale est donnée par :  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$  ;  $P = \sum \cos \alpha_i P_i$

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

Tableau VI- 14: Calcul de la contrainte tangentielle en ELS

| V <sub>ser</sub><br>(MPa) | V <sub>red</sub><br>(MPa) | S <sub>n</sub> (m <sup>3</sup> ) | I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> ) | b <sub>n</sub> (m) | B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> ) | $\sigma_x$<br>(MPa) | $\tau_1$<br>(MPa) | $\tau$ (MPa) |
|---------------------------|---------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------|----------------------------------|---------------------|-------------------|--------------|
| 1.075                     | 0.45                      | 0.42                             | 0.71                             | 0.52               | 1.64                             | 3.62                | 2.61              | 0.55         |

On constate que  $\tau < \tau_1$  donc les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

### VI.6.2. Vérification à l'ELU

Les justifications des éléments d'une pièce à l'état limite ultime sont :

- Des bielles comprimées.
- De la résistance des armatures transversales.

#### VI.6.2.1. Les bielles de compressions

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

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

- $\sigma_x$  et  $\sigma_y$ : contraintes normales au niveau du point G.
- La contrainte normale  $\sigma_x$  est donnée par :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

- La contrainte tangentielle ultime est calculée par :

$$\tau_u = \frac{V_{u,red}}{z b_n}$$

**Tableau VI- 15: Calcul de la contrainte tangentielle en ELU**

| Vu<br>(MPa) | Vured<br>(MPa) | Sn (m <sup>3</sup> ) | In (m <sup>4</sup> ) | bn (m) | Bn (m <sup>4</sup> ) | $\sigma_x$<br>(MPa) | $\tau_u$<br>(MPa) | $\beta_u(^\circ)$ |
|-------------|----------------|----------------------|----------------------|--------|----------------------|---------------------|-------------------|-------------------|
| 1.45        | 0.86           | 0.42                 | 0.71                 | 0.52   | 1.64                 | 3.62                | 0.98              | 14.17             |

On prend  $\beta_u = 30^\circ$ .

#### VI.6.2.2. La résistance des armatures transversales

Cette étape consiste à déterminer la section des armatures transversale  $A_t$ , donnée par :

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

$A_t$  : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.

$S_t$  : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.52 \text{ cm} \rightarrow \text{HA14}$$

- La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton. Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

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

$0.98 < 5.83$  condition vérifiée

### VI.6.2.3. Vérification de la précontrainte

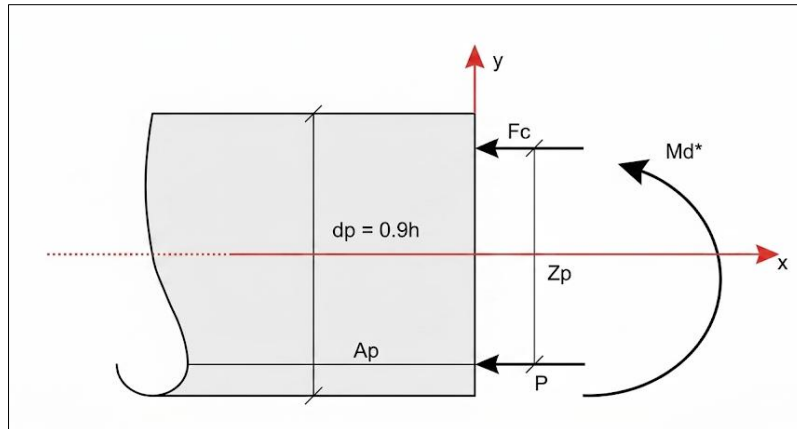


Figure VI- 6: schéma des forces à mi-travée

Dans cette étape on vérifie que le moment engendré par la mise en tension des quatre câbles de précontraintes  $M_R$  est supérieur au moment ultime du tablier sous la combinaison la plus défavorable  $M_d^*$ .

$$M_R = A_p \times f_{yp} \times Z_p$$

$$M_R = 3 \times 140 \times 10^{-6} \times 1860 \times 1.382 = 12.95$$

$M_d^* = M_{elu} = 10.7$  donc  $M_R > M_{elu} \longrightarrow$  Vérifiée

## VI.7. ARMATURES PASSIVES TRANSVERSALES DES POUTRES

### VI.7.1. Armatures de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de largeur de parement. Ceci correspond à environ un cadre HA12, avec un espacement de 20 cm.

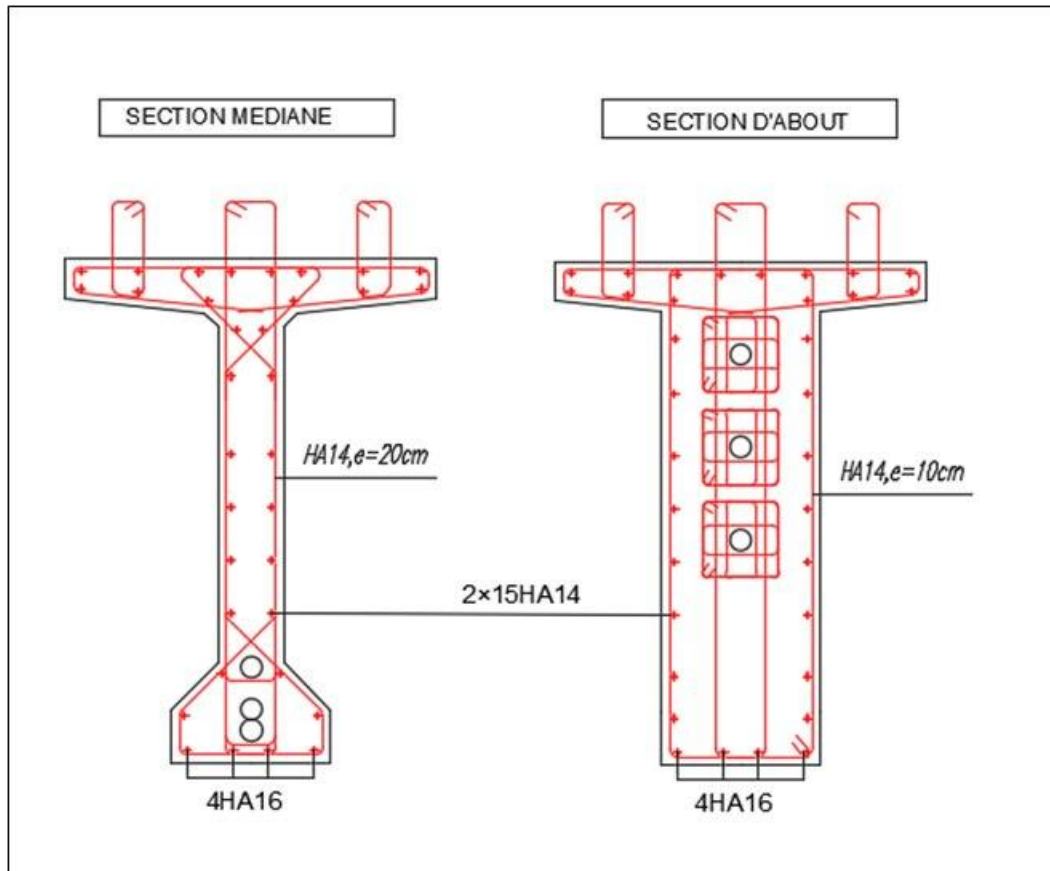
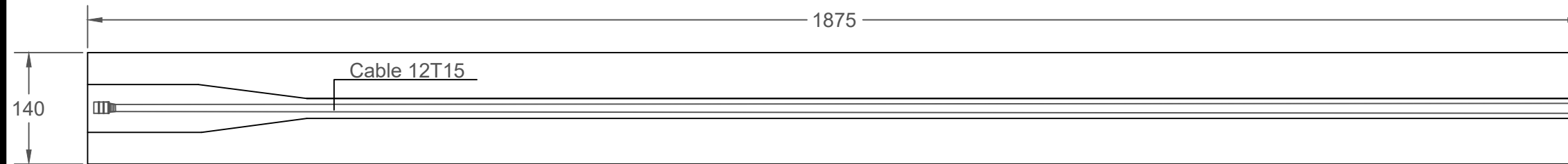


Figure VI- 7: Ferrailage de la section d'about et médiane

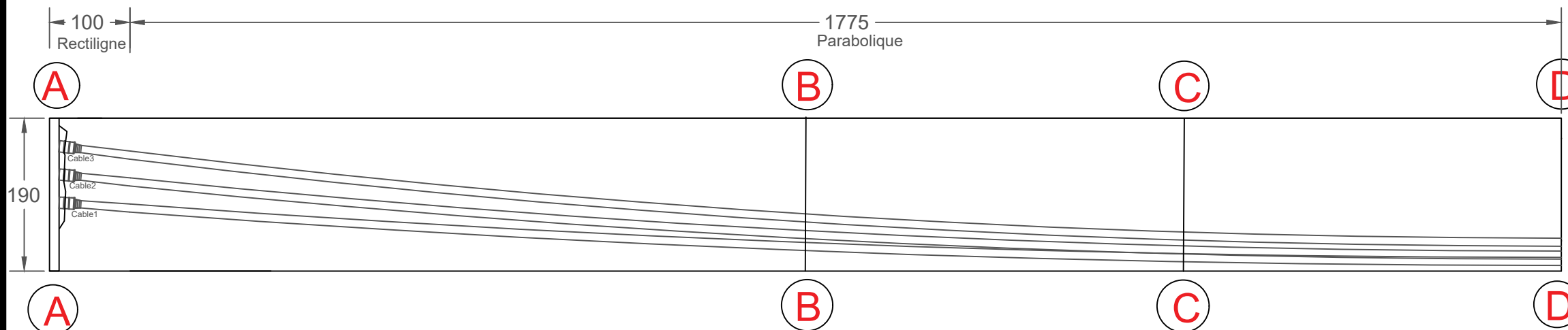
## VI.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a entamé l'étude de la précontrainte, qui consiste les tracés des câbles, les pertes des contraintes et des vérifications de contraintes pour confirmer le choix de nombre des câbles et leurs emplacements.

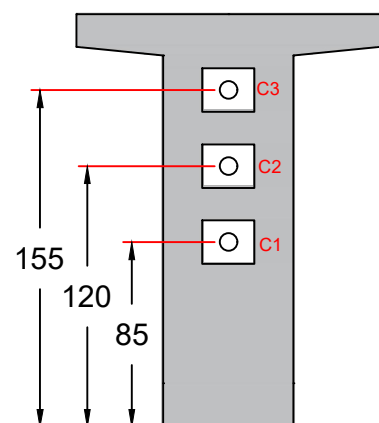
Vue en plan Ech 1/50



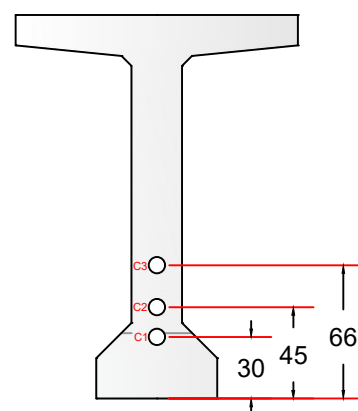
Coupe longitudinal Ech 1/50



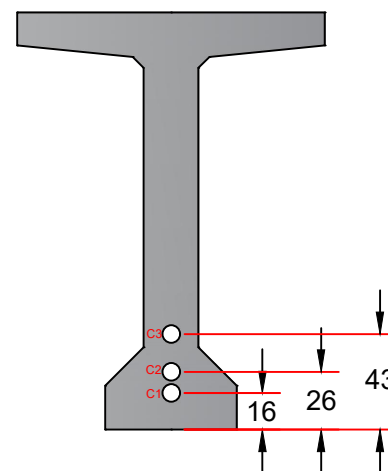
Coupe A-A Ech 1/8



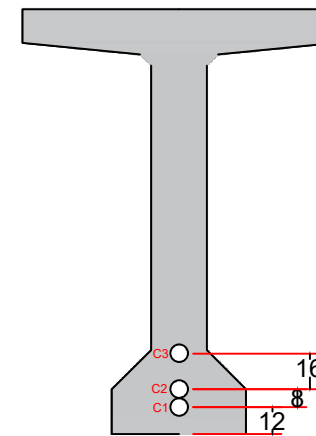
Coupe B-B Ech 1/8



Coupe C-C Ech 1/8



Coupe D-D Ech 1/8



### Caractéristiques des câbles

Type de câble : 12T15

Ap: 140 mm<sup>2</sup>

Section Ap : 1680mm<sup>2</sup>

Fprg :1840MPA

Module d'élasticité :190000MPa

Nombre du câble : 3

D gaine =0.08m

T0 :1488N/mm<sup>2</sup>

# **CHAPITRE VII**

## **ETUDE DU TABLIER**

## VII.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude complète du tablier du viaduc. Il comprend la vérification des déformations engendrées par la précontrainte dans les phases de construction et d'exploitation, ainsi que le calcul et le dimensionnement du ferrailage transversal et longitudinal de l'hourdis. Les moments fléchissant longitudinaux et transversaux à l'état limite ultime, ainsi que la vérification de la flèche, sont déterminés à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysis.

## VII.2. VERIFICATION DE LA FLECHE

On vérifie deux flèches ; la flèche due au poids propre du tablier et la contre flèche due à l'effort de la précontrainte. Les flèches sont comptées positive vers le bas et négative vers le haut.

### VII.2.1. Flèche due au poids propre

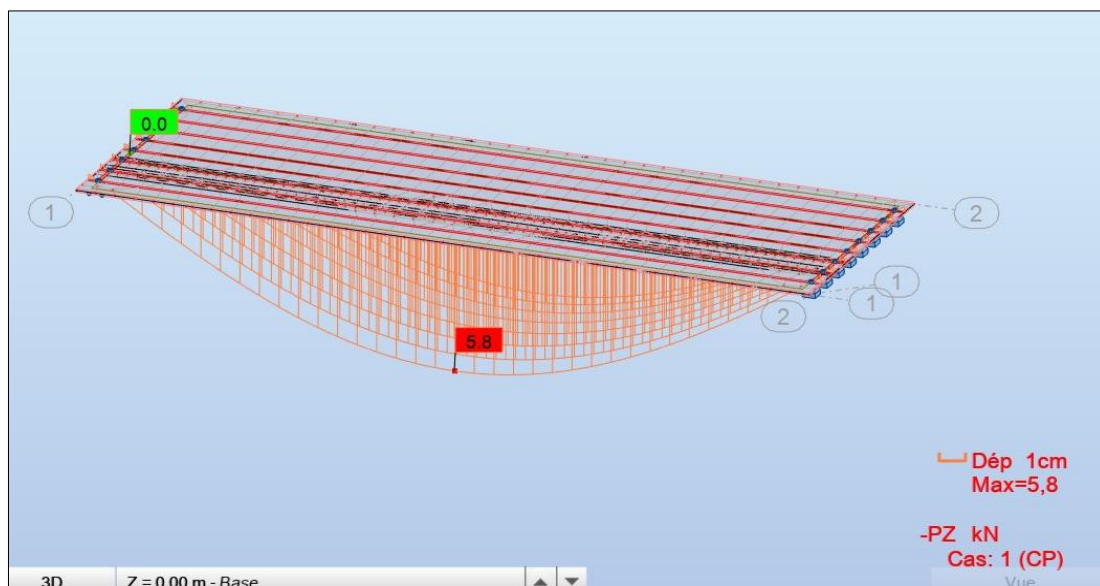


Figure VII- 1:Flèche max de la poutre due au poids propre

D'après la figure ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre sous le poids propre (CP) du tablier est :

$$f_g = 5.8 \text{ cm}$$

### VII.2.2. Flèche due à l'effort de la précontrainte

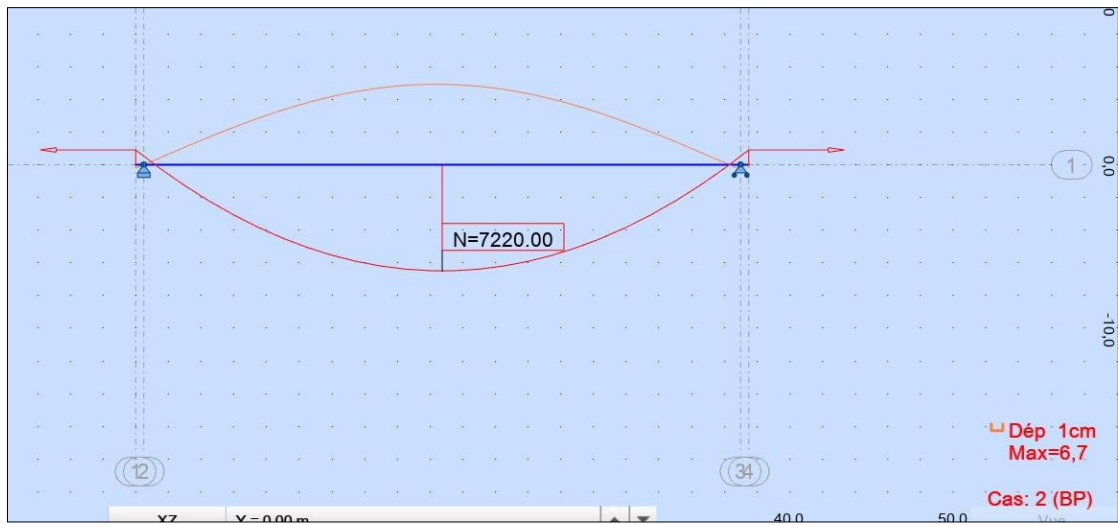


Figure VII- 2:Flèche max de la poutre due à la précontrainte

D'après la figure ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre due à la précontrainte est :

$$f_p = -6,7\text{cm.}$$

### VII.2.3. Flèche maximale à l'ELS

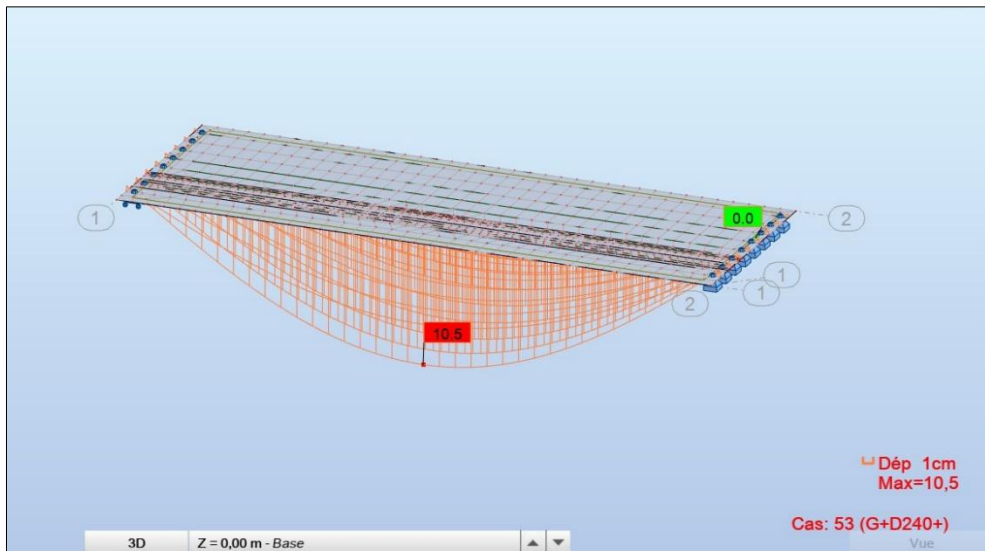


Figure VII- 3:Flèche max de la poutre à G+D240

D'après la figure ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à l'ELS sous G + D240

$$f_{ELS} = 10,5 \text{ cm}$$

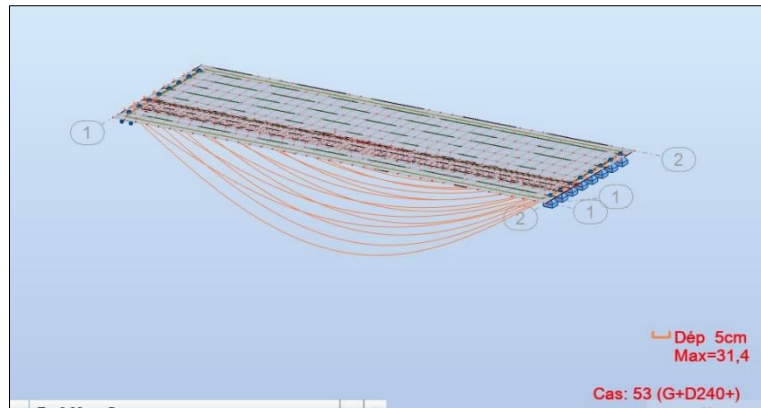
➤ **Flèche à l'infinie :**

Figure VII- 4 : Flèche à l'infinie de la poutre à G+D240

D'après la figure ci-dessus on constate que la flèche à l'infinie de la poutre sous G + D240

$$f_{\infty} = 31.4 \text{ cm}$$

**VII.2.4. Flèche due à la construction**

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

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - |f_g|) = \frac{3}{4} (6.7 - 5.8) = 0.675 \text{ cm}$$

**VII.2.5. Flèche totale**

$$f_{tot} = f_p + f_c + f_{ELS} = -6.7 + 0.675 + 10.5 = 4.475 \text{ cm}$$

$$f_{tot} < f_{adm} ; \text{ avec : } f_{adm} = \frac{L}{700} = \frac{36.5}{700} = 0.052 \text{ m} = 5.2 \text{ cm}$$

→ la flèche réelle maximale de tablier en service est inférieur à la flèche admissible.

→ La condition de la flèche est vérifiée.

**VII.3. ETUDE DE L'HOUDIS**

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert à couvrir le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres.

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

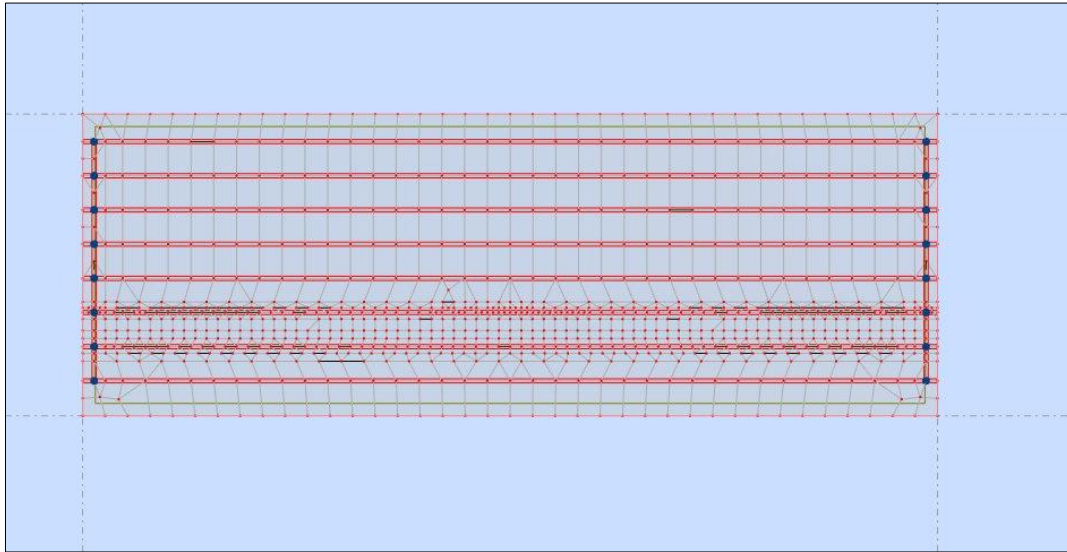
- Une flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres reprendre ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprendre ces efforts.

➤ **Géométrie de l'hourdis :**

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 25 cm
- Largeur : 13.25 m
- Longueur : 37.5 m

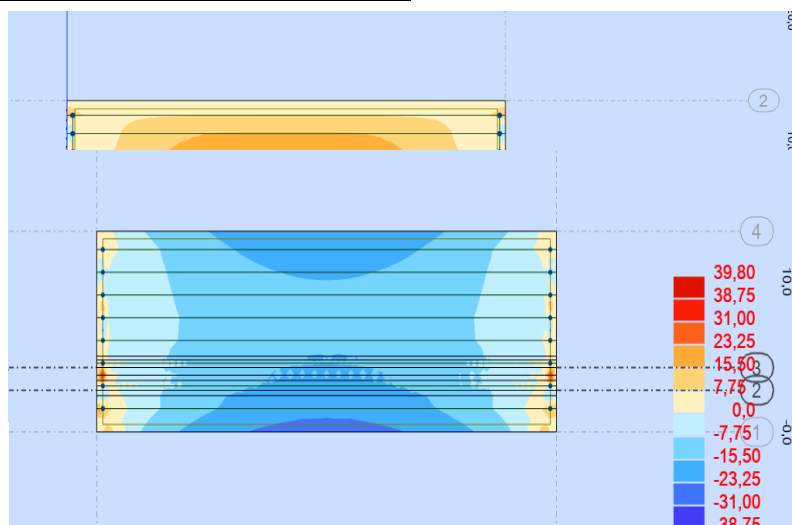
**VII.3.1. Etude de la flexion transversale**



**Figure VII- 5: Modélisation de l'hourdis sur robot.**

A l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2021, on a obtenu des résultats sous forme des diagrammes représentant les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants sous des combinaisons les plus défavorables à l'ELS et à l'ELU.

➤ **Le moment maximal de la dalle à l'ELS :**



**Figure VII- 6: Mxx et Myy à ELS**

➤ **Le moment maximal de la dalle à l'ELU :**

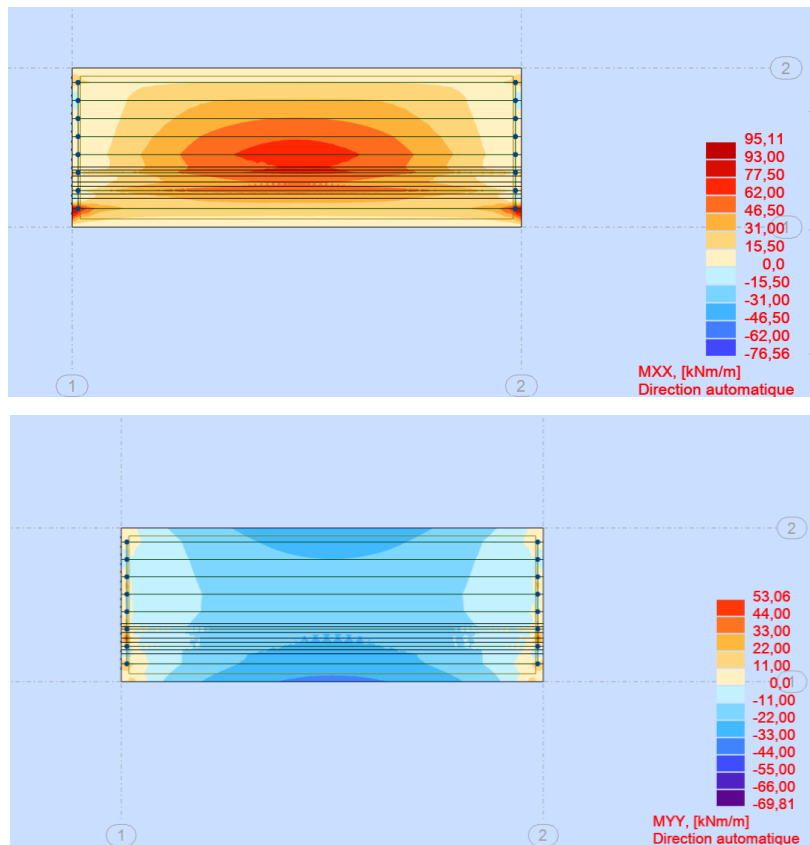


Figure VII- 7:  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  à ELU

### VII.3.2. Ferrailage (ELS)

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT 2010, la dalle est soumise à un moment fléchissant, elle est ferrillée en flexion simple.

#### VII.3.2.1. La nappe supérieure

➤ **Les armatures transversales :**

Le moment maximal est négatif : 
$$\begin{cases} M_{yy} \text{ ELS} = -38.75 \text{ KN.m} \\ M_{yy} \text{ ELU} = -44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Par robot expert : on a trouvé que :  $A_s \geq 8.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}16 \rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2$  Avec un espacement de 20 cm et enrobage = 5cm.

➤ **Les armatures longitudinales de construction :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ . Donc on aura  $3.6 \text{ cm}^2$ , alors : 4HA12 ( $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm et enrobage de 5cm.

### VII.3.2.2. La nappe inférieure

➤ **Les armatures transversales :**

Le moment maximal est positif :  $\begin{cases} M_{yy} \text{ ELS} = 23.25 \text{ KN.m} \\ M_{yy} \text{ ELU} = 22 \text{ KN.m} \end{cases}$

Par robot expert : on a trouvé que :  $A_s \geq 5.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}16 \rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement de 20 cm et enrobage = 5cm.

➤ **Les armatures longitudinales de construction :**

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section  $A_s$ . Donc on aura  $2.03 \text{ cm}^2$ , alors :  $4\text{HA}12$  ( $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm et enrobage de 5cm.

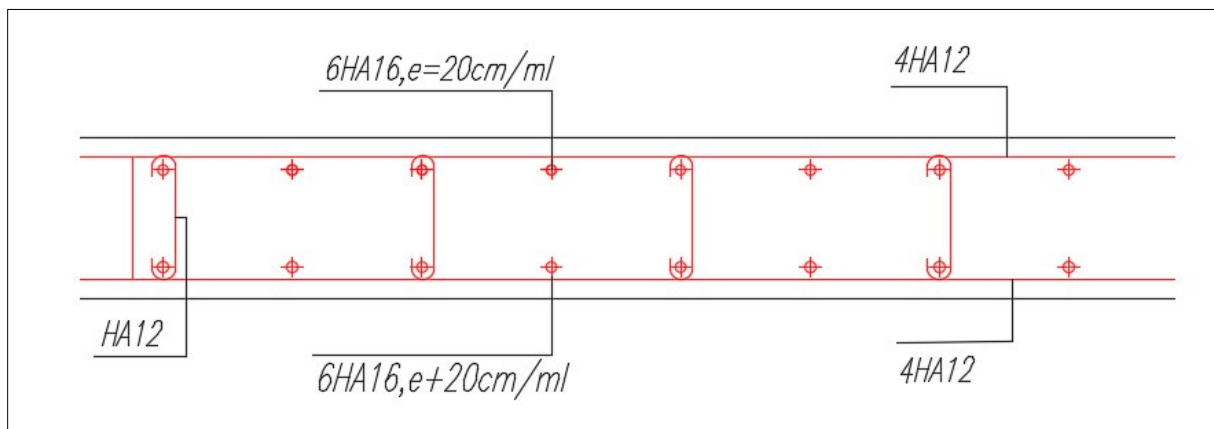


Figure VII- 8:ferraillage de l'hourdis

## VII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE

### VII.4.1. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre continue reposant sur six appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vérinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises ( $h = 1.5\text{m}$  et  $b = 0.3\text{m}$ ).

Poids de la superstructure revient à l'entretoise :  $g_{\text{Tabier}} = 422.03 \text{ KN/ml}$

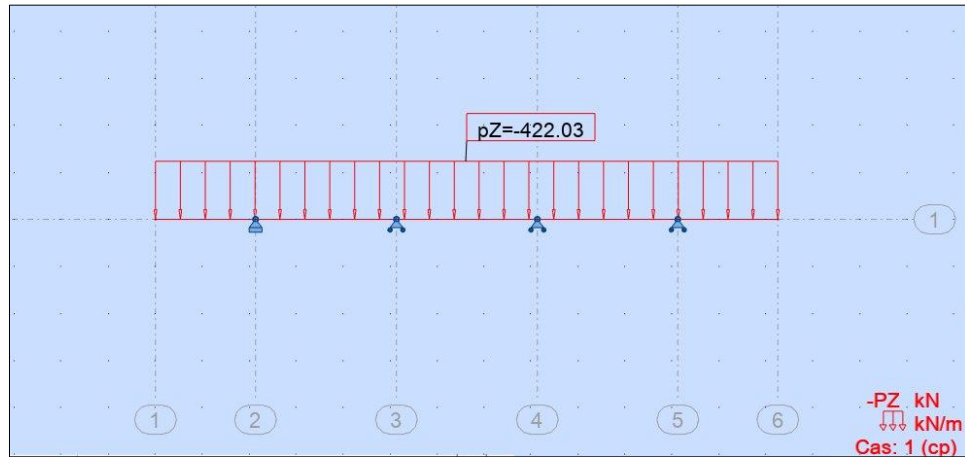


Figure VII- 9: Modélisation de l'entretoise

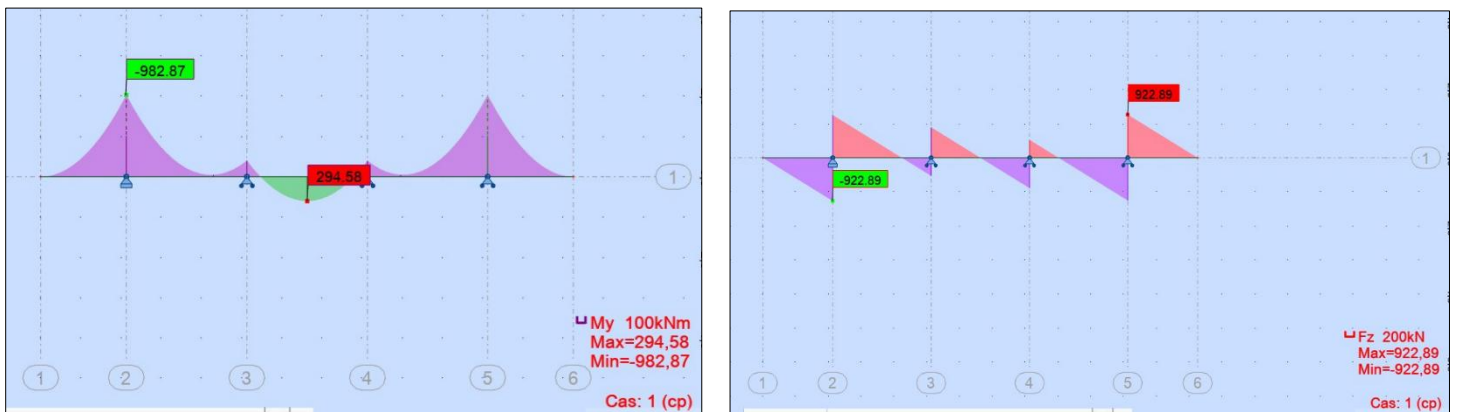


Figure VII- 10: Diagramme de moment et effort tranchant pour l'entretoise

#### VII.4.2. Ferrailage de l'entretoise

##### ➤ Ferrailage de la nappe supérieure :

- Armatures principales :

$A_s = 30.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}32$  avec un espacement de 15 cm.

- Armatures de peau :

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

On opte pour HA16 ; avec un espacement de 15 cm.

➤ **Ferraillage de la nappe inférieure :**

- Armatures principales :

$A_s = 8.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{HA}16$  avec un espacement de 15 cm.

➤ **Cadres transversaux :**

On choisit des cadres de HA12 avec un espacement de 20 cm

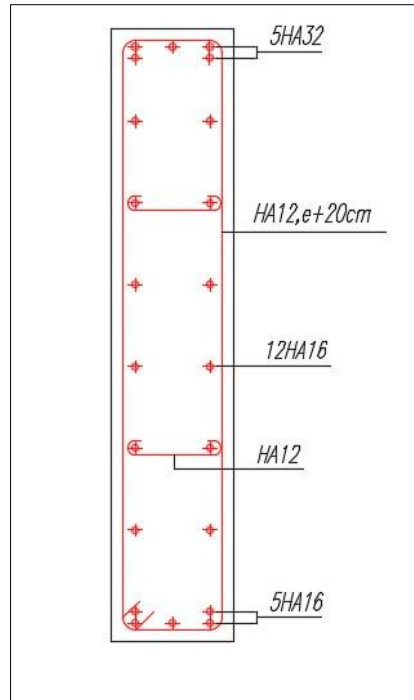


Figure VII- 11:Ferraillage de l'entretoise

## VII.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a entamé les déplacements et les rotations. On conclut que la flèche trouvée est inférieure à la flèche admissible. Ensuite, on a déterminé le ferraillage nécessaire pour l'hourdis dans la direction longitudinale et la direction transversale.

# **CHAPITRE VIII**

## **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## VIII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure constitue l'une des étapes fondamentales dans la conception d'un ouvrage d'art. Son rôle principal est d'assurer la transmission des efforts issus des charges et surcharges vers le sol de fondation. Chaque appui, qu'il s'agisse d'une pile ou d'une culée, est défini par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, lesquelles doivent répondre aux exigences propres au franchissement considéré. Ce chapitre traite des différentes étapes de dimensionnement de l'infrastructure du pont.

## VIII.2. ETUDE DES PIEUX

### VIII.2.1. Nombre des pieux

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la relation suivante :

$$n = \frac{N}{Q_p}$$

- $n$ : Le nombre de pieux ;
- $N$ : L'effort normal maximal à l'ELS ;
- $Q_p$ : La capacité portante d'un pieu, déterminée à partir du rapport géotechnique.

Les calculs donnent :

$$n = \frac{25735.38}{2318.5} = 11.1$$

Ainsi, le nombre de pieux retenu est de 12 pieux pour la pile et de 9 pieux pour la culée.

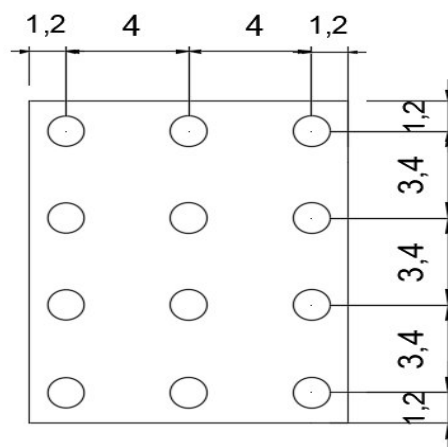


Figure VIII- 1: Disposition des pieux

### VIII.2.2. Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide d'une équation différentielle :

$$EI \times \frac{d^4}{dx^4} + Cu + by = 0$$

Avec :

$b$  : diamètre de pieux ;  $b = 1.2\text{m}$ .

$Cu$  : module de réaction du sol ;  $Cu = 30 \text{ MN/m}^3$ .

$y$  : déplacement en tête de pieux.

$I$  : moment d'inertie de pieux ;  $I = 0.101 \text{ m}^4$ .

La solution de cette équation est de la formule :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \times Cu}{4EI}}$$

On trouve  $\lambda = 0.228$  ; pour  $L=20 \text{ m}$  on a  $\lambda \times L = 4.56$

A partir de tableau de Warner on définit les deux paramètres  $X_{\theta p}$  et  $X_{\theta m}$ .

**Tableau VIII - 1: Tableau de Warner**

| $\lambda \times L$ | 1    | 1.5  | 2    | 3    | 4    | 6    |
|--------------------|------|------|------|------|------|------|
| $X_{\theta p}$     | 4.03 | 1.96 | 1.35 | 1.16 | 1.26 | 1.45 |
| $X_{\theta m}$     | 6.76 | 2.55 | 1.62 | 1.48 | 1.54 | 1.65 |

Par interpolation, on trouve  $X_{\theta p} = 1.31$  et  $X_{\theta m} = 1.57$ .

Le moment fléchissant en tête de pieux est donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_{\theta p}}{X_{\theta m}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

$\bar{P}$  : combinaisons des efforts horizontaux dans les trois états limites.

- **ELU** :  $\bar{P} = 53.67 \text{ KN}$  ;  $\bar{M} = -196.84 \text{ KN.m}$
- **ELS** :  $\bar{P} = 39.21 \text{ KN}$  ;  $\bar{M} = -143.78 \text{ KN.m}$
- **ELA** :  $\bar{P} = 141.67 \text{ KN}$  ;  $\bar{M} = -539.24 \text{ KN.m}$

### VIII.2.3. Ferrailage de pieux

Le pieux est considéré comme une pièce soumise à la flexion composé.

➤ **Section d'acier :**

Avec Robot expert  $A_s = 113.1 \text{ cm}^2$ , on prend : 24HA25 ( $A_s = 117,81 \text{ cm}^2$ ). Avec  $s_t = 12.5 \text{ cm}$ .

➤ **Armature transversale :**

On prend 1 cercle de HA14 avec un espacement de 15cm dans la zone citrique et 30cm dans la zone courante.

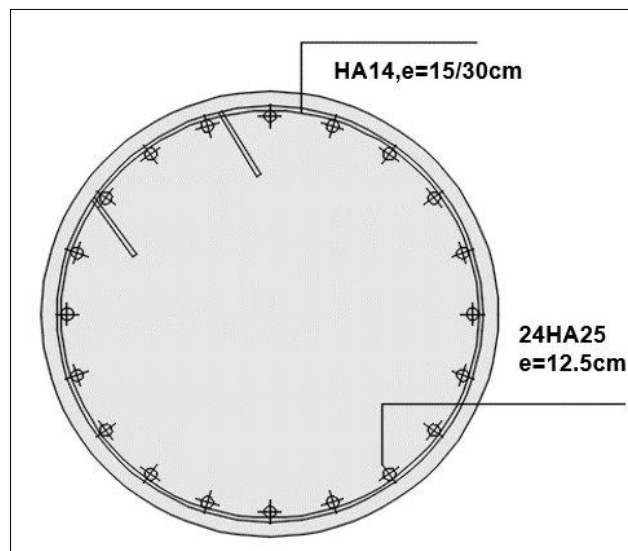


Figure VIII- 2:ferrailage du pieu

### VIII.3. ETUDE DE LA SEMELLE

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

Tableau VIII - 2:Dimensions de la semelle de la pile

|          |        |
|----------|--------|
| Longueur | 12.6 m |
| Largeur  | 10.4 m |
| Hauteur  | 2 m    |

**VIII.3.1. Evaluations des efforts agissants sur la semelle****Tableau VIII - 3: Efforts agissants sur la semelle**

|                | N (KN)   | H (KN) | Bras de levier (vertical) | Bras de levier (horizontal) | M <sub>FV</sub> | M <sub>FH</sub> |
|----------------|----------|--------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|
| Semelle        | 6552,00  | /      | 0,00                      | 1,00                        | 0,00            | /               |
| Fûts           | 4771,29  | /      | 0,00                      | 14,50                       | 0,00            | /               |
| Chevêtre       | 1195,15  | /      | 0,00                      | 27,82                       | 0,00            | /               |
| G Tablier      | 11184,03 | /      | 0,00                      | 28,64                       | 0,00            | /               |
| Fluage+retrait | /        | 168.63 | /                         | 28,64                       | /               | 4829.56         |
| Température    | /        | 106.24 | /                         | 28,64                       | /               | 3042.62         |
| Somme          | 23702.47 | 274.87 | /                         | /                           | 0,00            | 7872.19         |
| Al             | 2270.58  | 78.72  | 0,645                     | 28.64                       | 1464.52         | 2254.59         |
| Bc             | 1600.34  | 150    | 0,70                      | 28.64                       | 1120.24         | 4296            |
| Mc120          | 1145.21  | /      | 0,85                      | /                           | 973.43          | /               |
| D240           | 2140.27  | /      | 0,68                      | /                           | 1455.39         | /               |
| ST             | 112.5    | /      | 0,70                      | /                           | 78.75           | /               |

**Tableau VIII - 4: Combinaisons des efforts**

|     | Combinaisons              | N(KN)    | M(KN.m)  |
|-----|---------------------------|----------|----------|
| ELU | 1.35G+1.6Bc+1.6St+0.9Δt+D | 34738.88 | 20364.82 |
| ELS | G+1.2Bc+St+0.6ΔT+D        | 25735.38 | 14897.16 |

**VIII.3.2. Effort revenant à chaque pieu**

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{My_i}{y_i^2}$$

- N : effort normal.
- My<sub>i</sub> : moment maximal.
- n : nombre des pieux = 12.
- y<sub>i</sub> : distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie de pieux considéré. y<sub>i</sub> = 4 m.

**Tableau VIII - 5: Effort revenant à chaque pieu**

| Etat | R <sub>min</sub> (KN) | R <sub>max</sub> (KN) | Q <sub>p</sub> (KN) |
|------|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| ELU  | 2046.37               | 3743.44               | 6486                |
| ELS  | 1523.9                | 2765.33               | 4673                |
| ELA  | 1680                  | 2610                  | 3635                |

- R<sub>max</sub>-ELS = 2765.33 KN < 4673 KN
- R<sub>max</sub>-ELU = 3743.44 KN < 6486 KN
- R<sub>max</sub>-ELA = 2610 KN < 3635 KN

→ pas de risque de poïonnement

→ pas de risque de soulèvement

### VIII.3.3. Ferrailage de la semelle

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

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} ; \quad \text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$$

- L : entraxe entre deux files de pieux,
- b : diamètre de fut,
- h : hauteur utile de la semelle, h = H - 0.1

**Tableau VIII - 6: vérification des conditions**

|                             | Cas de la pile | Cas de la culée |
|-----------------------------|----------------|-----------------|
| L (m)                       | 8              | 7.3             |
| b (m)                       | 1.8            | 1.45            |
| H (m)                       | 2              | 2               |
| h (m)                       | 1.9            | 1.9             |
| d'(m)                       | 0.1            | 0.1             |
| $\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ | 3.55           | 3.28            |
| $\alpha$                    | 28.15          | 30.1            |
| Vérification de condition   | Non Vérifiée   | Non vérifiée    |

**NB** : la méthode des bielles n'est pas applicable dans la culée, donc en utilisant la méthode des moments.

#### **VIII.3.3.1. La semelle sous pile**

$L = 12.6 \text{ m}$  ,  $l = 10.4 \text{ m}$  ,  $h = 2 \text{ m}$

➤ **Armatures transversales inférieure :**

$$M_u = \frac{R_{\max}}{2} (a' - 0.7 \times a) = \frac{2.6}{2} (8 - 0.7 \times 1.8) = 8.8 \text{ MN.m}$$

$a'$  : entraxe des pieux extrêmes

$a$  : épaisseur de mur frontal

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_a} = \frac{8.8}{0.9 \times 2 \times 434} = 112.6 \text{ cm}^2$$

Fissuration préjudiciable :  $A_s = 1.1 A_u = 123.86 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieux}}$$

$$L = 1.9 + 1.2 = 3.1 \text{ m}$$

Donc  $A_{s1} = \frac{123.86}{3.1} = 39.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; on prend 9HA25/ml avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures transversales supérieure :**

$$A_s = \frac{39.95}{3} = 13.31 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on prend 9HA14/ml avec espacement de 20 cm.}$$

➤ **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_s = \frac{39.95}{2} = 19.97 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on prend 9HA20/ml avec espacement de 20 cm.}$$

➤ **Armatures longitudinales supérieure :**

$$A_s = \frac{39.95}{4} = 9.98 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on prend 9HA12/ml avec espacement de 20 cm.}$$

➤ **Armatures latérales :**

$$A_s = \frac{39.95}{10} = 3.9 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on prend 9HA12/ml avec un espacement de 20 cm.}$$

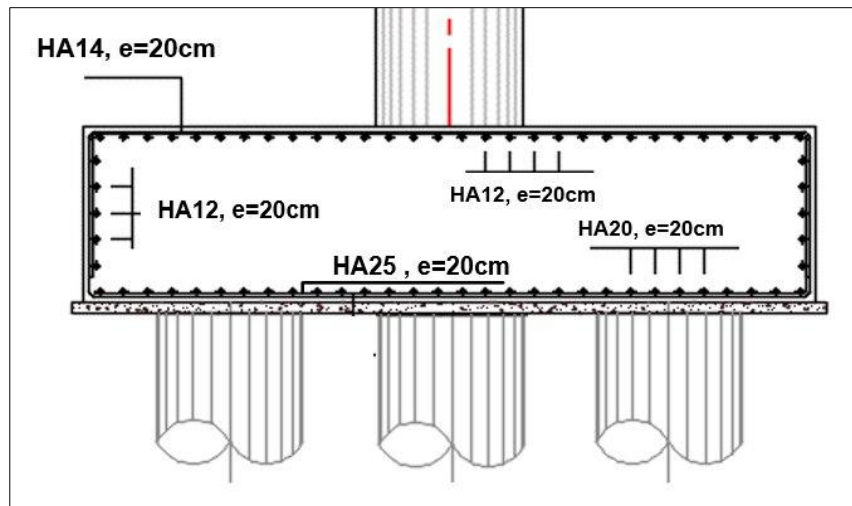


Figure VIII- 3: Ferrailage de la semelle de la pile

### VIII.3.3.2. La semelle sous culée

$$M_u = \frac{R_{\max}}{2} (a' - 0.7 \times a) = \frac{2.7}{2} (7.2 - 0.7 \times 1.45) = 8.35 \text{ MN.m}$$

$a'$  : entraxe des pieux extrêmes

$a$  : épaisseur de mur frontal

$$A_u = \frac{M_u}{z \times \sigma_a} = \frac{8.35}{0.9 \times 2 \times 434} = 106.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } A_s = 1.1 A_u = 117.48 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux ayant une largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieux}}$$

$$L = 1.9 + 1.2 = 3.1$$

➤ **Armatures transversales inférieure :**

$$A_{s1} = \frac{A_s}{3.1} = 37.9 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On prend 8HA 25/ml avec un espacement de 25 cm.}$$

➤ **Armatures transversales supérieure :**

$$A_s = \frac{A_{s1}}{3} = 12.6 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On prend 8HA16/ml avec un espacement de 25 cm.}$$

➤ **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_s = \frac{A_{s1}}{2} = 18.95 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On prend 8HA20/ml avec un espacement de 25 cm.}$$

➤ **Armatures longitudinales supérieure :**

$As = \frac{As1}{4} = 9.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; On prend 8HA16/ml avec un espacement de 25 cm.

➤ **Armatures latérales :**

$As = \frac{As1}{10} = 3.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; On prend 8 HA10/ml avec un espacement de 25 cm.

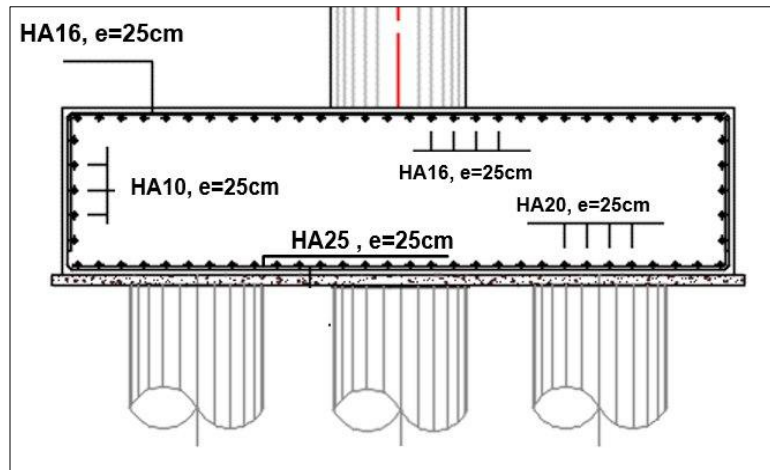


Figure VIII- 4: Ferrailage de la semelle de la culé

#### VIII.4. ETUDE DE LA PILE

Les piles de ponts sont les appuis intermédiaires sur lesquelles repose le tablier leurs rôle est d'assurer la liaison entre le tablier et les fondations du pont, elles transmettent les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient aussi dans un rôle très important est de reprendre les efforts sismiques qui sollicitent la structure.

Tableau VIII - 7: La hauteur totale des piles

| Piles | P1    | P2    | P3    | P4    | P5    | P6 | P7    | P8    | P9    |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----|-------|-------|-------|
| H(m)  | 18.72 | 20.88 | 22.32 | 23.83 | 23.66 | 25 | 24.04 | 22.32 | 19.11 |

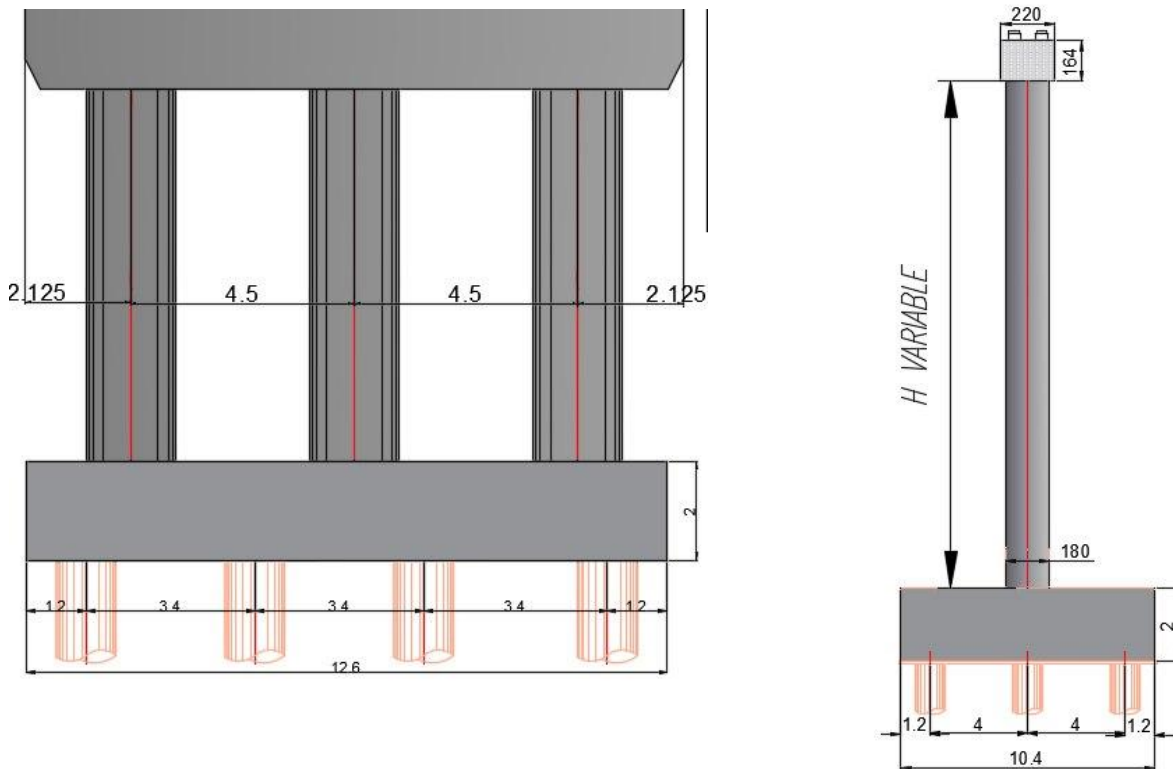


Figure VIII- 5: Formes et dimensions de la pile

#### VIII.4.1. Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement  $\lambda$  doit être inférieure à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaisante.

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

$L_f$  : longueur de flambement de la pile la plus haute,  $L_f = 0.7 L_0$ .

$L_0$  : la hauteur de fût.

$i$  : rayon de giration de la section

$$ix = \sqrt{\frac{Ix}{S}} \text{ (Transversale)} ; iy = \sqrt{\frac{Iy}{S}} \text{ (longitudinale)}$$

**Tableau VIII - 8: Vérification de flambement de la pile la plus haute**

| Appui       | Pile 06 |
|-------------|---------|
| $L_f$       | 17.5    |
| $i_x$       | 0.45    |
| $i_y$       | 0.45    |
| $\lambda_x$ | 38.89   |
| $\lambda_y$ | 38.89   |

→ pas de risque de flambement

#### **VIII.4.2. Evaluation des Efforts Agissant sur la Pile**

##### **VIII.4.2.1. Efforts statiques**

**Tableau VIII - 9: Evaluation des efforts statiques de la pile la plus sollicitée.**

| Sollicitation                | Charges          | Pile 05  |
|------------------------------|------------------|----------|
| Vertical (KN)                | G (chevêtre)     | 1195.15  |
|                              | G (futs)         | 4771.29  |
|                              | G (tablier)      | 11184.03 |
|                              | A(l)             | 2270.58  |
|                              | Bc               | 1600.34  |
|                              | Mc120            | 1145.21  |
|                              | D240             | 2140.27  |
| Horizontal longitudinal (KN) | Freinage A(l)    | 78.72    |
|                              | Freinage Bc      | 150      |
|                              | Température      | 132.8    |
|                              | Retrait + fluage | 210.79   |
| Moment longitudinal (KN.m)   | Freinage A(l)    | 2254.59  |
|                              | Freinage Bc      | 4296     |
|                              | Température      | 3803.28  |
|                              | Retrait + fluage | 6036.95  |

**VIII.4.2.2. Efforts sismiques****Tableau VIII - 10:réactions et moments dus au séisme à la base de chaque fut**

| Réactions  | Pile 06 |
|------------|---------|
| $R_V$ (KN) | 665.94  |
| $R_L$ (KN) | 392.33  |
| $R_T$ (KN) | 1109.06 |
| $M_L$ (KN) | 5360.73 |

**VIII.4.2.3.Combinaisons des efforts**

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

- E.L.U :  $1.35G + 1.6 BC + 1.5ST + 0.9 T$
- E.L.S :  $G + 1.2 BC + ST + 0.9 T$
- E.L.A :  $G + E + 0.4 T + D$

**Tableau VIII - 11:Combinaisons des efforts à la base de chaque fut**

| Réactions    | Combinaisons | Pile 06  |
|--------------|--------------|----------|
| $R_V$ (KN)   | ELS          | 19183.38 |
|              | ELU          | 25893.68 |
|              | ELA          | 11190    |
| $R_L$ (KN)   | ELS          | 470.47   |
|              | ELU          | 644.08   |
|              | ELA          | 720      |
| $R_T$ (KN)   | ELA          | 1109.06  |
| $M_L$ (KN.m) | ELS          | 13956.23 |
|              | ELU          | 18950.66 |
|              | ELA          | 27810    |

**VIII.4.3. Ferrailage des fûts à ELS**

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Les combinaisons les plus défavorables sont les suivantes :

- E.L.U :  $1.35G + 1.6(BC + ST) + 0.9 T$
- E.L.S :  $G + 1.2 BC + ST + 0.9 T$

ELS :  $M_{max} = 4652.08 \text{ KN.m}$  ;  $N_{cors} = 6394,46 \text{ KN/fût}$

ELU :  $M_{max} = 6316.89 \text{ KN.m}$  ;  $N_{cors} = 8631,23 \text{ KN/fût}$

ELU :  $T_{max} = 187.75 \text{ KN}$

➤ **Section d'acier :**

Avec Robot expert  $A_s = 254.5 \text{ cm}^2$  ; on prend 32HA32

( $A_s = 257.28 \text{ cm}^2$ ).

➤ **Cerces transversales :**

Avec Robot expert : 2cerces H16, espacement de 10cm dans la zone critique et 20 cm dans la zone courante.

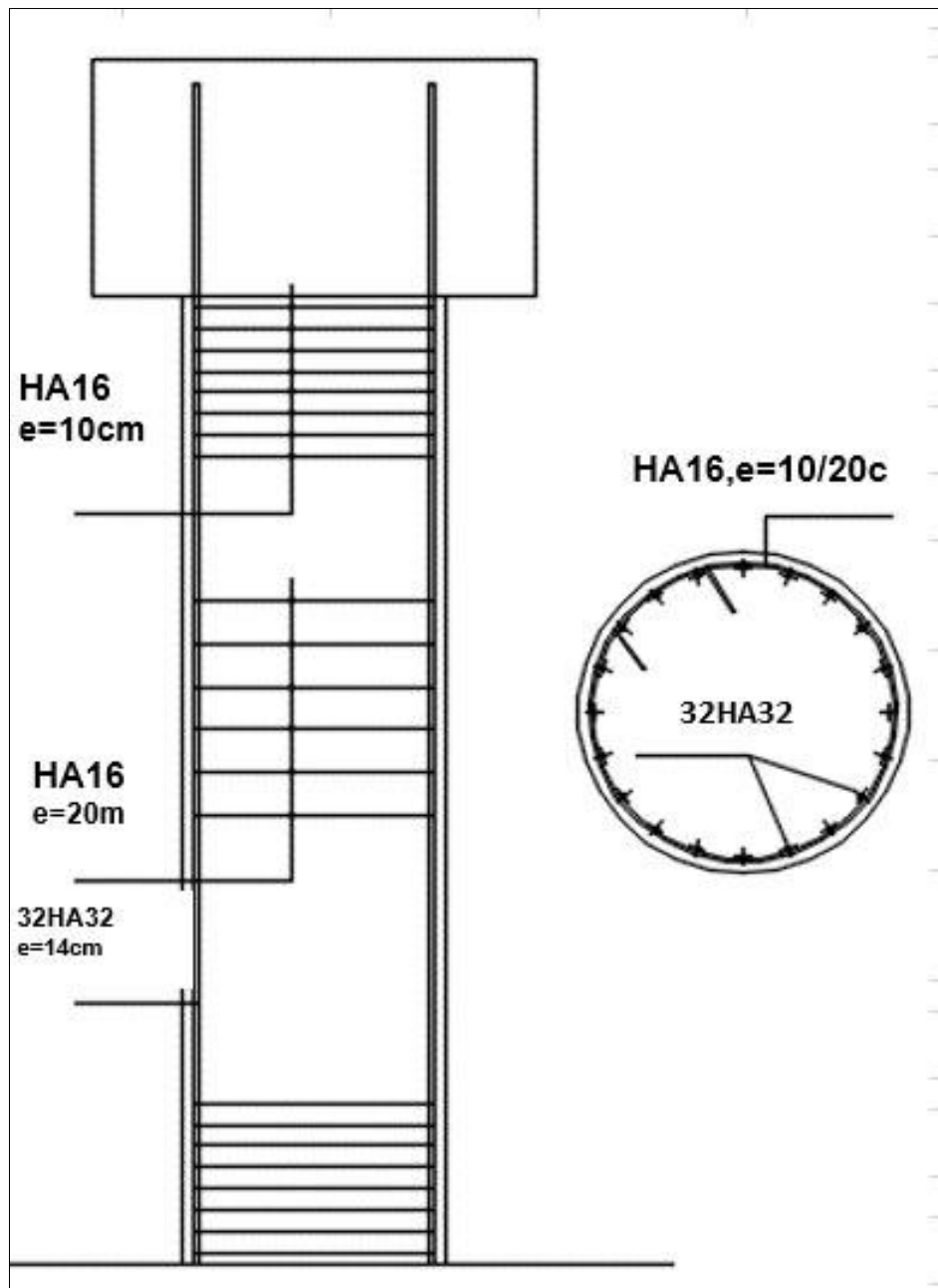


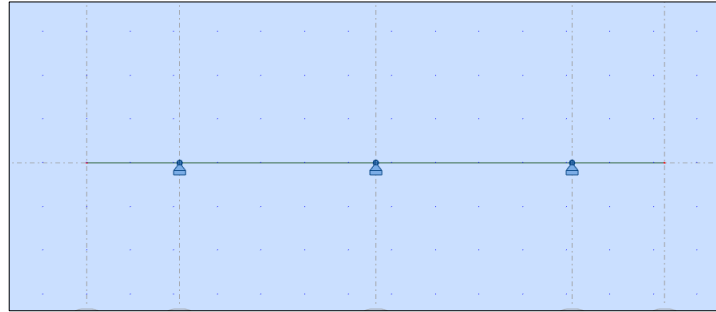
Figure VIII- 6:Ferrailage du fût

### VIII.5. ETUDE DE CHEVETRE

Le chevetre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

➤ **Dimensionnement à la flexion :**

La modélisation du chevetre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle est illustré dans la figure suivante :



**Figure VIII- 7: Modèle de calcul**

Les charges pris en considération :

- $G_{max}$  Tablier ;
- $Q_{max}$  ;
- Poids Propre.

Les résultats issus de la modélisation aux états limites de service (ELS) et ultimes (ELU) sont présentés sur les figures ci-dessous.

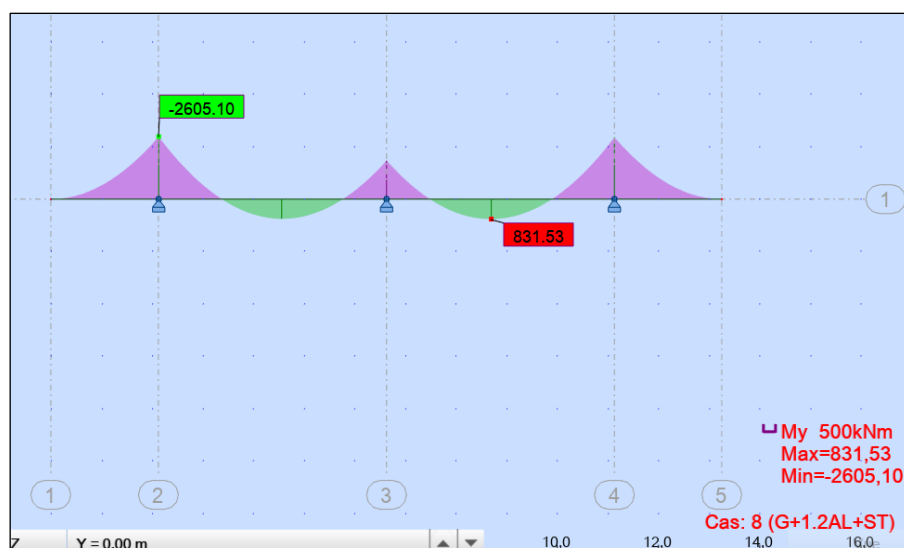


Figure VIII- 8: Moment max à ELS

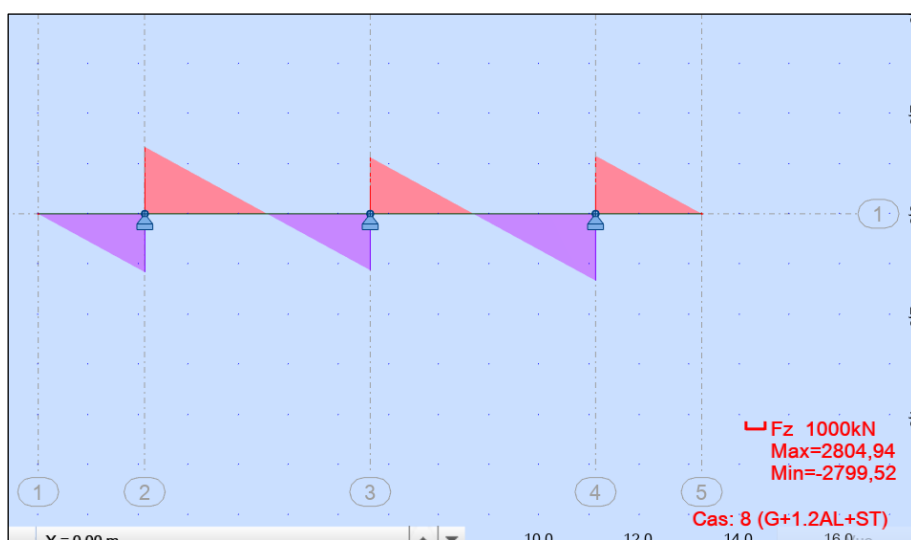


Figure VIII- 9: Effort tranchant maximal sous la combinaison  $G+1.2A(l)+St$

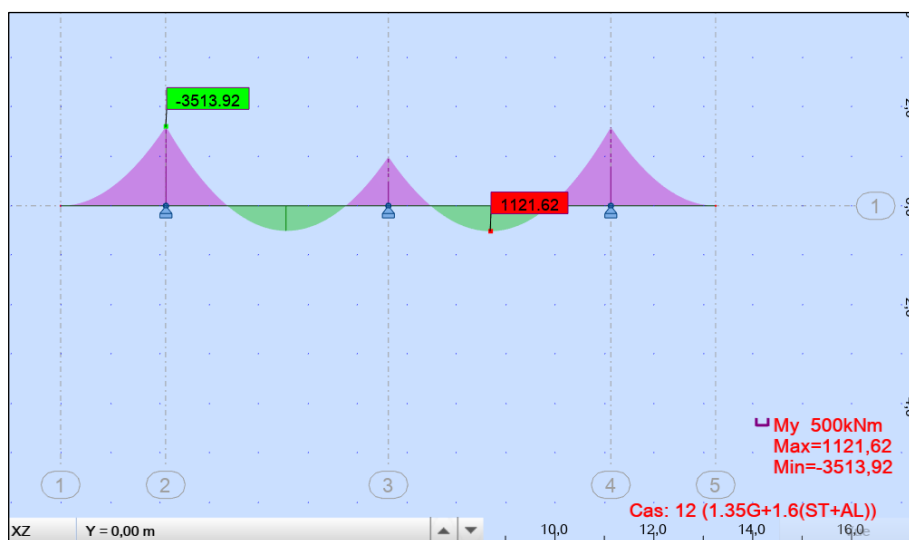


Figure VIII- 10: Moment max à ELU

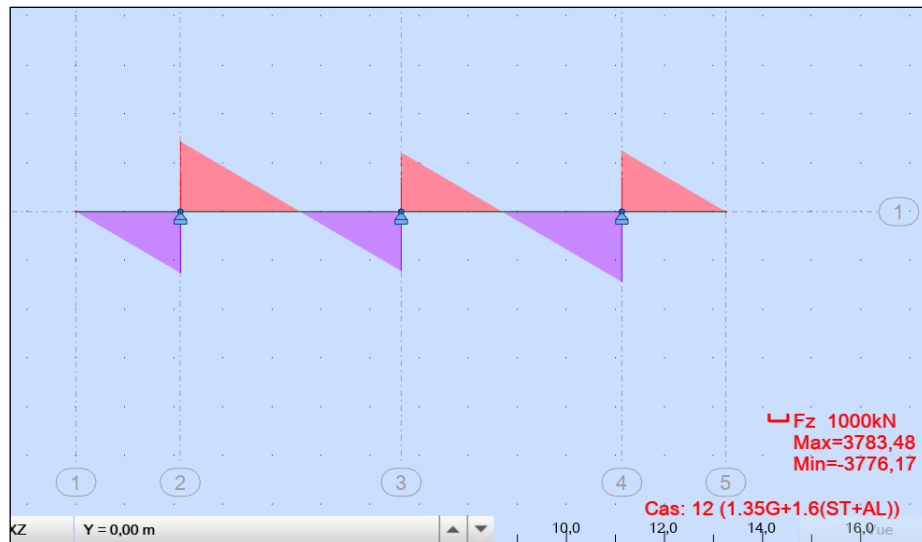


Figure VIII- 11: Effort tranchant maximal sous la combinaison  
1.35G+1.6(A(I)) +St

➤ **Ferraillage du chevetre :**

Tableau VIII - 12: Ferraillage du chevetre

| Sollicitation | M max ELU | As   | M max ELS | As   | Armatures | As'   |
|---------------|-----------|------|-----------|------|-----------|-------|
| Sup Appui     | 3513.92   | 52.7 | 2605.10   | 71.2 | 15 HA 25  | 73.65 |
| En travée     | 1121.62   | 34.5 | 831.53    | 34.5 | 15HA 20   | 47.1  |

• **Armatures transversales :**

$T_{max} \text{ ELU} = 3783.48 \text{ KN}$

$T_{max} \text{ ELS} = 2804.94 \text{ KN}$

Avec Robot expert : 1cadres de HA16 ; espacement de 15 cm dans la zone critique et 15 cm dans la courante.

➤ **Dimensionnement à la torsion :**

Pour déterminer le ferraillage nécessaire pour résister aux efforts de torsion, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevetre, et dont la largeur  $L_t$  est limitée par :

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

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

$$L_c = 2.2 \text{ m} ; H_c = 1.64 \text{ m} ; \Phi = 1.8 \text{ m} \rightarrow L_t = 2.2 \text{ m}$$

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega \times b_n}$$

- $b_n$  : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente ;  $b_n = H_c/6$
- $C$  : Moment de torsion maximal par ml ;  $C = R_x \times e$
- $\Omega$  : L'aire de la torsion ;  $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

• **Evaluation de moment de torsion :**

Phase de construction  $\rightarrow C1 = 154.81 \text{ KN.m/ml}$

Phase de service  $\rightarrow C2 = 101.52 \text{ KN.m/ml}$

$\rightarrow C = \max (C1; C2) = 154.81 \text{ KN.m/ml}$

La section de ferrailage donnée par la relation suivante :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega} = 6.29 \text{ cm}^2$$

- $P$  : Périmètre du chevêtre = 8.73m
- $\sigma_a$  : Contrainte admissible de l'acier =  $\frac{2}{3} f_e = 333.33 \text{ MPA}$

On opte pour 5HA14, avec un espacement de 28 cm.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La condition à vérifier est :

$$\tau_v^2 \leq \tau_{\text{Lim}}^2$$

$$\tau_v = V_U / b_0 d = 1.1 \text{ MPa} \quad ; (b_0 = L_c = 2.2 \text{ m}, \quad d = 0.9 H_c = 1.476 \text{ m})$$

$$\tau_{\text{Lim}} = \min \{ 0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \} = \min \{ 3.6 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.6 \text{ MPa}.$$

$$1.1 \text{ MPa} \leq 3.6 \text{ MPa}$$

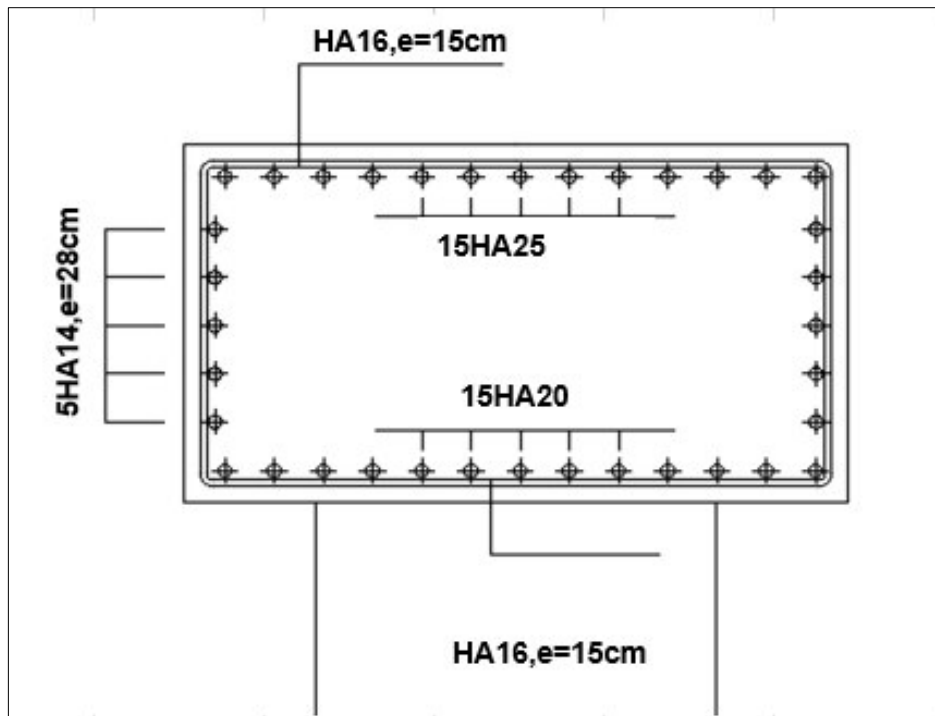


Figure VIII- 12: Ferrailage du chevêtre (2.2×1.64 m²)

## VIII.6. ETUDE DE LA CULÉE

La culée est l'un des éléments principaux d'un pont. Elle constitue l'appui extrême du tablier et assure la transition entre l'ouvrage et la route.

### VIII.6.1. Conception des culées

#### VIII.6.1.1.Choix de type de la culée

On distingue trois types de culées :

- Culées enterrées : noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- Culées remblayées : constituées d'un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- Culées creuses : se présentent sous la forme d'une boîte renversée.

Pour le présent ouvrage, le choix s'est porté sur une culée remblayée, assurant à la fois le rôle d'appui du tablier et le soutien des remblais.

## VIII.6.1.2. Prédimensionnement de la culée

Tableau VIII - 13: Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

| Elément de la culée    | Le rôle                                                                | Dimensions                                                             |
|------------------------|------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|
| Mur garde grève        | Sépare le remblai de l'ouvrage                                         | $H = 2.6 \text{ m}$ , $e = 0.325 \text{ m}$ ,<br>$L = 12.65 \text{ m}$ |
| Mur en retour          | Porte les corniches et soutien le remblai                              | $e = 0.6 \text{ m}$                                                    |
| La dalle de transition | Transition d'un milieu semi rigide vers un milieu rigide               | $L = 4 \text{ m}$ , $e = 0.3 \text{ m}$                                |
| Mur frontal            | Transmission des charges verticales et soutien des remblais            | $e = 1.45 \text{ m}$ , $L = 13.25 \text{ m}$ ,<br>$H = 5.5 \text{ m}$  |
| La semelle             | Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier | $l = 9.6 \text{ m}$ , $L = 13.25 \text{ m}$ ,<br>$e = 2 \text{ m}$     |

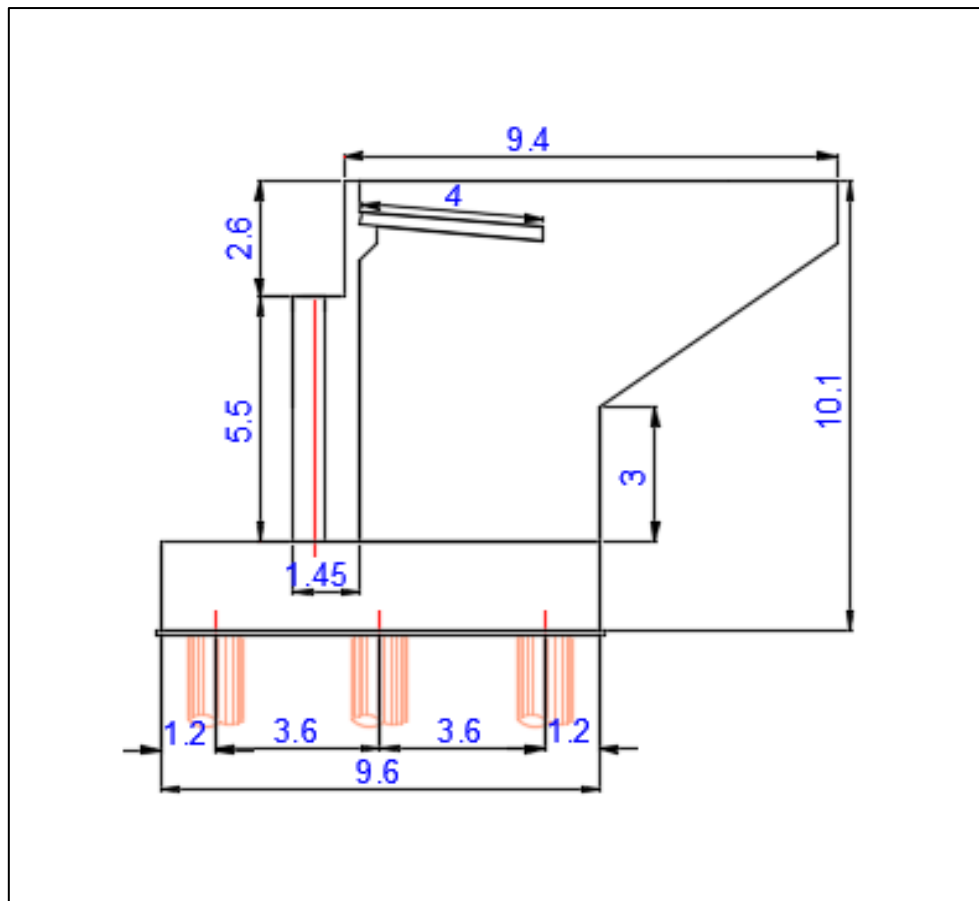


Figure VIII- 13: Dimensions de la culée

### VIII.6.2. Vérification de la Stabilité de la Culée

La stabilité de la culée sera vérifiée dans les conditions normales d'exploitation. Les efforts agissant sur la culée sont de nature horizontale et verticale, et comprennent : le poids propre de la culée, les charges descendantes du tablier, le poids des terres, les effets de freinage ainsi que la poussée des terres.

#### VIII.6.2.1. Evaluation des efforts agissants sur la culée

**Tableau VIII - 14: évaluation des efforts dus au poids propre**

| Désignation                     | N (KN)   | H (KN)  | X     | Y      | M <sub>FV</sub> | M <sub>FH</sub> |
|---------------------------------|----------|---------|-------|--------|-----------------|-----------------|
| Semelle                         | 6360,00  | /       | 0,00  | 1,00   | 0,00            | /               |
| Mur frontal                     | 2641,72  | /       | -1,17 | 4,75   | 3090,81         | /               |
| DDT                             | 180,75   | /       | 1,55  | 9,10   | 280,16          | /               |
| Mur en retour                   | 759,00   | /       | 2,45  | 4,45   | 1859,55         | /               |
| Corbeau                         | 72,30    | /       | -2,60 | 8,80   | -187,98         | /               |
| MGG                             | 267,23   | /       | -0,62 | 8,79   | -165,68         | /               |
| Poids des Terres Amot           | 10671,48 | /       | 2,80  | 6,40   | 29880,14        | /               |
| Poids des T sur DDT             | 1301,40  | /       | 1,55  | 9,10   | 2017,17         | /               |
| Poussée Des terre               | /        | 3832,57 | /     | -11,07 | /               | -42413,74       |
| Poids Sur 10kN/m <sup>2</sup>   | 482,00   | /       | 3,21  | /      | 1546,26         | /               |
| Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup> | /        | 322,10  | /     | -4,05  | /               | -1304,49        |

**Tableau VIII - 15:évaluation des efforts dus au tablier**

| Désignation      | N       | H      | X     | Y     | M <sub>FV</sub> | M <sub>FH</sub> |
|------------------|---------|--------|-------|-------|-----------------|-----------------|
| R(G)             | 5592,01 | /      | -1,45 | /     | -8108,42        | /               |
| R(AI)            | 1642,14 | /      | -1,45 | /     | -2381,10        | /               |
| R(Bc)            | 1475,12 | /      | -1,45 | /     | -2138,92        | /               |
| R(Mc120)         | 1070,03 | /      | -1,45 | /     | -1551,55        | /               |
| R(D240)          | 1788,50 | /      | -1,45 | /     | -2593,33        | /               |
| R(ST)            | 56,25   | /      | -1,45 | /     | -81,56          | /               |
| H <sub>f+r</sub> | /       | 210,79 | /     | -7,50 | /               | -1580,91        |

|                  |   |        |   |       |   |          |
|------------------|---|--------|---|-------|---|----------|
| H <sub>T</sub> ° | / | 132,80 | / | -7,50 | / | -995,97  |
| Freinage (Al)    | / | 157,44 | / | -7,50 | / | -1180,83 |
| Freinage (Bc)    | / | 150,00 | / | -7,50 | / | -1125,00 |

### VIII.6.2.2. Combinaisons des efforts

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS :

**Tableau VIII - 16: Combinaisons des efforts maximales**

|     | Combinaisons                 | N(KN)    | M(KN.m)   |
|-----|------------------------------|----------|-----------|
| ELU | 1.35G + 0.9T + 1.6 (A(l)+St) | 38552.48 | -30456.86 |
| ELS | G + 0.6T + 1.2A(l) + St      | 28571.3  | -22025,71 |

### VIII.6.2.3. Actions sur les pieux

On prend neuf (9) pieux de 20m de profondeur :

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

Où :

- N : l'effort normal appliqué.
- M<sub>yi</sub> : le moment maximal.
- n : nombre total de pieux = 9
- y<sub>i</sub> est la distance entre l'axe de symétrie de la semelle et l'axe de symétrie du pieu considéré, avec y<sub>i</sub> = 3.6 m

**Tableau VIII - 17: Effort revenant à chaque pieu**

| Etat | R <sub>min</sub> (KN) | R <sub>max</sub> (KN) | Q <sub>p</sub> (KN) |
|------|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| ELU  | 2155.18               | 4270.24               | 5333                |
| ELS  | 1616.16               | 3145.72               | 4183                |

$$R_{\max-ELS} = 3145.72 \text{ KN} < 4183 \text{ KN}$$

$$R_{\max-ELU} = 4270.24 \text{ KN} < 5333 \text{ KN} \rightarrow \text{Donc pas de risque de poinçonnement.}$$

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

### VIII.6.3. Ferrailage des Eléments de la Culée

#### VIII.6.3.1. Ferrailage de mur frontal

Le mur frontal est un élément qui est encastré dans la semelle et travaille à la flexion composée.

**Tableau VIII - 18: Efforts statiques agissants sur le mur frontal**

| Désignation                     | N (KN)  | H (KN) | X    | Y     | M <sub>FV</sub> | M <sub>FH</sub> |
|---------------------------------|---------|--------|------|-------|-----------------|-----------------|
| Mur Frontal                     | 2641,72 | /      | 0    | 2,75  | 3090,81         | /               |
| DDT                             | 180,75  | /      | 3    | 7,09  | 280,16          | /               |
| Corbeau                         | 72,3    | /      | 2,69 | 7,40  | -187,98         | /               |
| MGG                             | 267,23  | /      | 0,82 | 8,79  | -165,68         | /               |
| Poids des T sur DDT             | 357,89  | /      | 3,1  | 7,60  | 280,16          | /               |
| Poussée Des terre               | /       | 2465   | /    | -2,70 | /               | -42413,74       |
| Poids Sur 10kN/m <sup>2</sup>   | 241,00  |        | 2,5  | /     | 602,5           | /               |
| Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup> | /       | 322,10 | /    | -4,05 | /               | -1304,49        |

**Tableau VIII - 19: Efforts dus au tablier agissant sur mur frontal**

| Désignation      | N       | H      | X     | Y     | M <sub>FV</sub> | M <sub>FH</sub> |
|------------------|---------|--------|-------|-------|-----------------|-----------------|
| R(G)             | 5592,01 | /      | -0,27 | /     | -1509,84        | /               |
| R(Al)            | 1642,14 | /      | -0,27 | /     | -443,38         | /               |
| R(Bc)            | 1475,12 | /      | -0,27 | /     | -398,28         | /               |
| R(Mc120)         | 1070,03 | /      | -0,27 | /     | -288,91         | /               |
| R(D240)          | 1788,50 | /      | -0,27 | /     | -482,90         | /               |
| R(ST)            | 56,25   | /      | -0,27 | /     | -15,19          | /               |
| H <sub>f+r</sub> | /       | 210,79 | /     | -5,70 | /               | -1580,91        |
| H <sub>T°</sub>  | /       | 132,80 | /     | -5,70 | /               | -995,97         |
| Freinage (Al)    | /       | 157,44 | /     | -5,70 | /               | -1180,83        |
| Freinage (Bc)    | /       | 150,00 | /     | -5,70 | /               | -1125,00        |

➤ **Les sollicitations plus défavorables :**

- ELU :  $M_{\max} = -4589.63 \text{ KN.m/ml}$        $N_{\text{cors}} = 1133.47 \text{ KN/ml}$
- ELS:  $M_{\max} = -3378.78 \text{ KN.m/ml}$        $N_{\text{cors}} = 840.66 \text{ KN/ml}$

Le ferrailage vertical est effectué par robot Expert en considérant une section rectangulaire ( $1 \times 1.45$ ) m<sup>2</sup>

➤ **Armatures principales :**

$A_s = 92 \text{ cm}^2$ , soit 9HA25/ml avec un espacement de 20cm.

➤ **Armatures de construction :**

$A_s' = A_s/3 = 30.7 \text{ cm}^2$ , soit 9H25/ml avec un espacement de 20cm.

➤ **Armatures transversales :**

$A_s'' = A_s/4 = 23.025 \text{ cm}^2$ , soit 9HA20 avec un espacement de 20cm.

**VIII.6.3.2.Ferrailage de la dalle de transition**

La dalle de transition se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée. Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids des remblais au-dessus de la dalle.

**Tableau VIII - 20: Efforts agissants sur la dalle de transition**

| Type de charge | Q(KN/ml) | M(KN.m/ml) | V(KN) |
|----------------|----------|------------|-------|
| Poids propre   | 7.5      | 15         | 15    |
| Revêtement     | 1.92     | 3.84       | 3.84  |
| Remblais       | 15.12    | 30.24      | 30.24 |
| Surcharges     | 10       | 20         | 20    |

**Tableau VIII - 21: Combinaisons des efforts agissants sur la dalle de transition**

| Cas | Combinaisons      | M(KN.m/ml) |
|-----|-------------------|------------|
| ELU | $1.35MG + 1.6 MQ$ | 96.26      |
| ELS | $MG + 1.2 MQ$     | 73.08      |

➤ **Armatures principales :**

$A_s = 14.4 \text{ cm}^2$ , soit 5HA20/ml avec un espacement de 20cm.

➤ **Armatures de construction :**

$As' = As/3 = 4.8\text{cm}^2$ , soit 5HA14/ml avec un espacement de 20cm.

➤ **Armatures transversales :**

$As'' = As/4 = 3.6\text{cm}^2$ , soit 5HA12/ml avec un espacement de 20cm.

### VIII.6.3.3.Ferraillage de mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple en tenant compte des charges horizontales suivantes :

- Poussée des terres
- Poussée d'une charge locale située en arrière de mur garde grève.
- Force de freinage due à la charge Bc.

➤ **Moment dû à la poussée des terres :**

$$M_p = P \times \frac{H}{3}$$

Où

- H: Représente la hauteur du mur garde-grève.

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 18 \times 2.6^2 \times 1$$

Les valeurs obtenues sont les suivantes :

$$P = 20.08 \text{ KN/ml},$$

$$M_p = 17.4 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ELU} = 23.49 \text{ KN.m/ml},$$

$$M_{ELS} = 17.4 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Moment dû à la force de freinage du camion Bc : « cas d'une roue » :**

Le moment fléchissant engendré par la force de freinage du camion est exprimé par la relation suivante :

$$M_F = \frac{2u \times P \times H}{0.25 + 2H}$$

Avec :

- $u$ : coefficient de pondération, égal à  $u = 1,6$  à l'ELU et  $u = 1,2$  à l'ELS ;
- $P$ : charge appliquée,  $P = 60$  kN.

Les moments obtenus sont les suivants :

- $M_{F-ELU} = 91.6$  KN.m/ml
- $M_{F-ELS} = 68.7$  KN.m/ml

➤ **Poussée d'une charge locale située en arrière de mur garde grève :**

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2H} \times \int_0^H \frac{H-x}{0.25+x} dx$$

Avec :

$H$ : hauteur du mur garde-grève.

- $K = K_a \times b_c \times \gamma \times \delta$

Où :

- $\gamma$ : coefficient de pondération, avec  $\gamma = 1.6$  à l'ELU et  $\gamma = 1.2$  à l'ELS ;
- $b_c$ : coefficient de pondération du système  $B_c$ ;
- $\delta$ : coefficient de majoration dynamique appliqué à une surcharge sur remblai.

**Tableau VIII - 22: Valeurs de  $M_p/K$**

| H(m)             | 0.5  | 0.75 | 1    | 1.5  | 2    | 2.5  | 3    |
|------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| $M_p/K$ (t.m/ml) | 2.23 | 3.4  | 4.41 | 6.11 | 7.45 | 8.56 | 9.49 |

On a :  $H = 2.6$ m, par interpolation on trouve :  $M_p/K = 8.75$ t.m/ml.

Donc :

- $K_u = 0.67$ ,
- $K_s = 0.5$
- $M_{p-ELU} = 58.55$  KN.m/ml
- $M_{p-ELS} = 43.91$  KN.m/ml

**Tableau VIII - 23: Combinaisons des actions agissants sur le mur garde grève**

| Cas | Combinaison                      | M (KN.m/ml) |
|-----|----------------------------------|-------------|
| ELU | $1.35 \times MG + 1.6 \times MQ$ | 173.64      |
| ELS | $MG + 1.2 \times MQ$             | 130.01      |

➤ **Section d'acier :**

$A_s = 23.6 \text{ cm}^2$ , soit 9HA20 /ml avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures de construction :**

$A_{s'} = A_s/3 = 7.87 \text{ cm}^2$ , soit 9HA16 /ml avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures transversales :**

$A_{s''} = A_s/4 = 5.9 \text{ cm}^2$ , soit 9HA12 avec un espacement de 20cm.

#### VIII.6.3.4. Ferrailage de mur en retour

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle par logicielle Robot. Le mur en retour est supposé encastrer sur ses deux côtés.

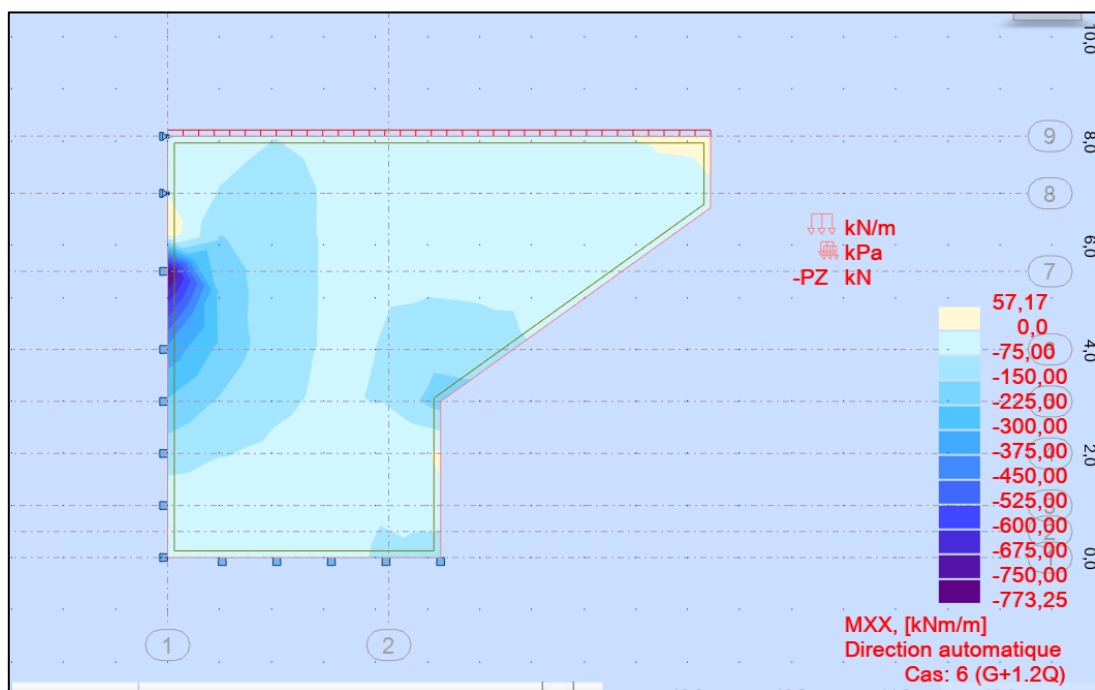


Figure VIII- 14: Les moments Mxx sur le mur en retour avec logiciel

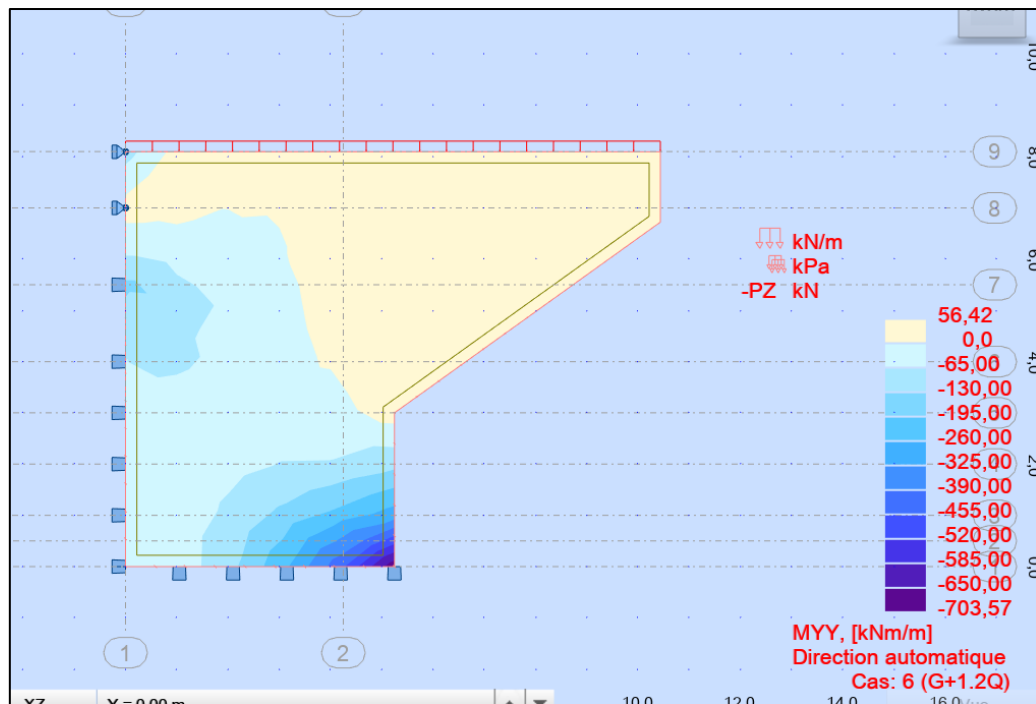


Figure VIII- 15: Les moments Myy sur le mur en retour avec logiciel

Les sollicitations agissantes sur le mur en retour

- $M_{xx} = 450 \text{ kN.m/ml}$
- $M_{yy} = 390 \text{ kN.m/ml}$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage principal se fait en flexion simple sur ROBOT Expert 2010, en considérant une section rectangulaire  $100 \times 60 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage horizontal :**

$A_s = 37.2 \text{ cm}^2$  soit 5HA32/ml avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures de construction :**

$A_s' = A_s/3 = 12.4 \text{ cm}^2$  soit 5HA20 /ml avec un espacement de 20 cm.

➤ **Armatures verticales :**

$A_s = 32 \text{ cm}^2$  donc on utilise : 5HA32 avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de construction :**

$A_{s1} = A_s/3 = 10.6 \text{ cm}^2$  donc on utilise : 5HA20 avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

**VIII.6.3.5. Corbeau d'appui de la dalle de transition****➤ Evaluation des efforts :**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière. Réaction due au poids des charges –permanentes :

$$R_{Rem} = \frac{q l}{2}$$

Avec :

- $l$  : longueur de la dalle de transition
- $q$  : charges permanentes ;  $q = r_{\text{remblais}} + r_{\text{revêtement}} + q_p \text{ dalle}$

$$R_{Rem} = \frac{q l}{2} = \frac{24.54 \times 4}{2} = 49.08 \text{ KN. m/ml}$$

**➤ Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{Rem} = \frac{q l}{2}$$

$$R_{Rem} = \frac{q l}{2} = \frac{10 \times 4}{2} = 20 \text{ KN. m/ml}$$

**➤ Combinaison d'actions sur le corbeau :**

**A l'ELU :**

$$R_{ELU} = 1.35 \times R_G + 1.6 \times R_Q$$

$$R_{ELU} = 98.26 \text{ KN.m/ml}$$

**A l'ELS :**

$$R_{ELS} = R_G + 1.2 \times R_Q$$

$$R_{ELS} = 73.08 \text{ KN.m/ml}$$

**➤ Ferrailage du corbeau :**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable. Section d'acier :  $A_s = 11.2 \text{ cm}^2$  ; on prend : 5HA20/ml ( $A_s = 13.86 \text{ cm}^2$ ) avec l'épaisseur ( $e = 20 \text{ cm}$ ).

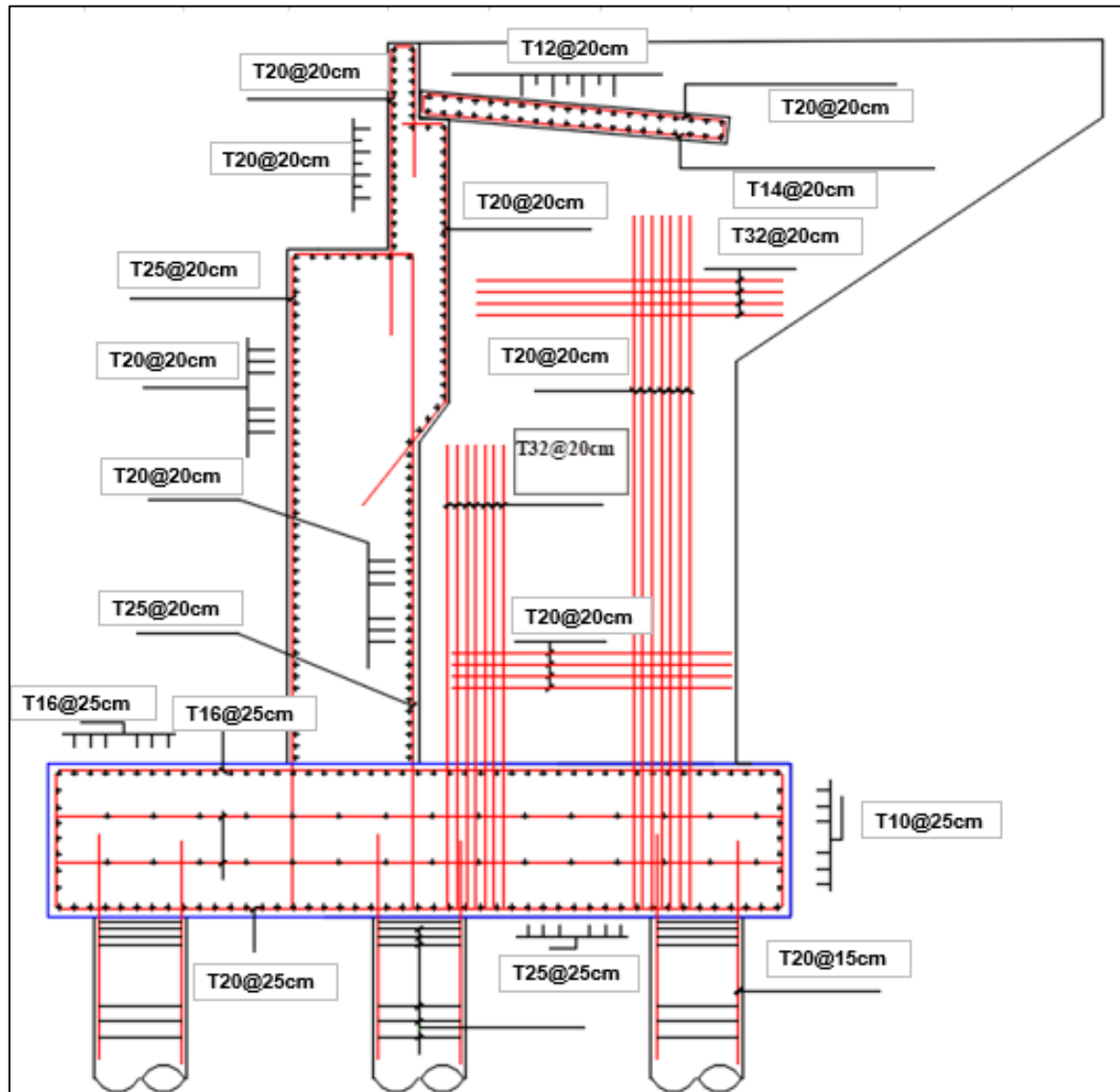


Figure VIII- 16: Ferrailage de la culée

### VIII.7. CONCLUSION

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure du pont, englobant le dimensionnement et la vérification de la stabilité de ses éléments, ainsi que le calcul de leur ferrailage. L'ensemble de ces étapes vise à assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage et à garantir une exploitation sécurisée.

**CHAPITRE IX**  
**ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS**  
**DU PONT**

## IX.1. INTRODUCTION

Ce chapitre traite des équipements du pont, notamment les appareils d'appui et les joints de chaussée, qui assurent la transmission des efforts, l'absorption des mouvements relatifs et contribuent à la durabilité de l'ouvrage. Une analyse sismique est également menée afin d'évaluer le comportement de la structure et de ses équipements sous sollicitation sismique, conformément aux normes en vigueur.

## IX.2. APPAREIL D'APPUI

Le tablier repose sur ses appuis (piles et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui, dont le rôle est d'assurer la transmission des efforts verticaux vers l'infrastructure tout en permettant les déplacements et les rotations.

Pour le présent ouvrage, le choix s'est porté sur des appareils d'appui en élastomère fretté, constitués de blocs d'élastomère vulcanisé, renforcés intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier liées chimiquement par adhérisation lors de la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire capable de retrouver approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi d'importantes déformations sous l'effet de faibles variations de contrainte.

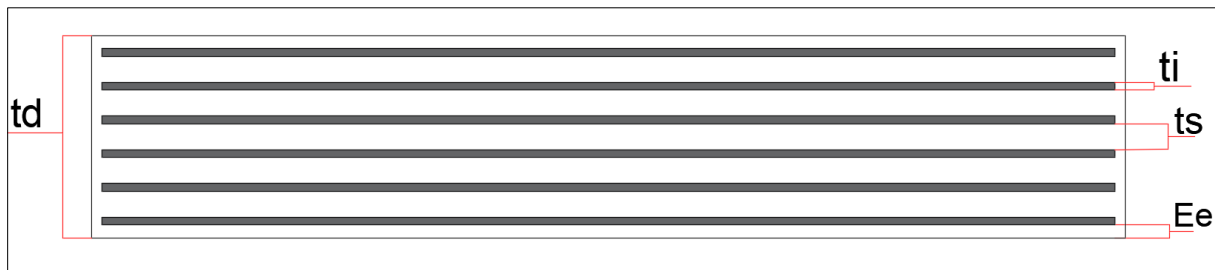


Figure IX- 1:appareil d'appuis en élastomère fretté

### IX.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui

#### IX.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui [SETRA]

La contrainte de compression de l'appareil d'appui doit vérifier la condition suivante :

- $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa}$
- $N_{max} = 1.64 \text{ MN} \rightarrow$  la réaction maximale à ELU
- $a \times b \geq 820 \text{ cm}^2$  les 2 coté de l'appareil d'appuis  $\rightarrow a = 35 \text{ cm}$  et  $b = 40 \text{ cm}$

**IX.2.1.2. Epaisseur de l'appareil d'appui****➤ Condition de non-flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

Condition de non-flambement avec « a » est le plus grand côté

Pour a = 35cm et b = 40 cm ; la condition  $40 \text{ mm} \leq T \leq 80 \text{ mm}$  est vérifiée.

**➤ Epaisseur frettes métallique :**

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

- $t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$  et  $t_s \geq 2 \text{ mm}$
- $\sigma_e = 235 \text{ kg/mm}^2$  (pour l'acier 24-1)
- $\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = 11.71 \text{ MPa}$
- $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)} = 10.37 \text{ MPa}$

Avec :

- a et b : dimensions de l'appareil d'appui ;
- $N_{\max}$  : effort normal maximal ;
- G : module de cisaillement du néoprène.

Donc on prend :

- Feuillet d'élastomère :  $t_i = 10 \text{ mm}$ .
- Frettes métalliques de :  $t_s = 2 \text{ mm}$ .
- Enrobage des chants : 4 mm.
- Enrobage extérieur : 5 mm.

Tableau IX- 1: Dimensions de l'appareil d'appui

| Elément                                       | Formule                                            | Résultat |                            |
|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------|----------|----------------------------|
| Epaisseur d'une feuille d'élastomère $t_i$    | D'après le document SETRA                          | 10 mm    | Nbr d'élément à prendre=5  |
| Epaisseur de frettes métalliques $t_s$        | $t_s \geq 1.92 \text{ mm}$                         | 2 mm     | Nbr d'élément à prendre= 6 |
| Enrobage extérieure $E_e$                     | $\frac{t_i}{2}$                                    | 5 mm     |                            |
| Enrobage de chant $E_c$                       |                                                    | 4 mm     |                            |
| Epaisseur élastomère $T_q$                    | $T_q = 2 \times E_e + 5 \times t_i$                | 60 mm    |                            |
| Epaisseur totale de l'appareil d'appuis $T_b$ | $T_b = 2 \times E_e + 5 \times t_i + 6 \times t_s$ | 72mm     |                            |

### IX.2.2. Vérification des appareils d'appuis

#### ➤ Résistance à la compression :

- $\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPA}$
- $\sigma_m = \frac{1,64}{0,4 \times 0,35} = 11,71 \text{ MPA}$

11.71MPa  $\leq$  20MPa Condition vérifié

#### ➤ Sécurité au flambement :

La condition de vérification au flambement est la suivante :

$$\gamma \gamma_s \times P_U \leq P_C$$

Avec :

- $\gamma \gamma_s$ : coefficient partiel de sécurité, tel que :  
 $\gamma \gamma_s = 3$
- $P_U$ : pression de calcul correspondant à l'effort maximal :

$$P_U = N_{max} = 1.636 \text{ MPa}$$

- $P_C$ : charge critique de flambement :

$$P_C = 4 \times G \times B \times S^2 \times \frac{d}{h} = 7.32 \text{ MN}$$

- Le facteur de forme  $S$  est défini par :

$$S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = 9.33$$

- $B$  : L'aire nominale de l'appui ;  $B = 0.14 \text{ m}^2$
- $h$  : La hauteur totale de l'appareil d'appui ;  $h = 0.072 \text{ m}$
- $d$  : La somme d'une épaisseur de fret et d'une épaisseur de caoutchouc ;  $d = 0.012 \text{ m}$

$$\gamma \gamma_s \times P_U \leq P_C \rightarrow 3 \times 1.64 = 4.92 \leq P_C = 7.32$$

→ La condition est vérifiée

➤ **Limitation de la distorsion :**

La condition à vérifier est :

$$\delta = \tan(\gamma y) \leq \delta_c$$

Avec :

- $\delta \delta_c = 0.7 + 4(\delta \delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$  si  $P \leq 0.25$
- $\delta \delta_c = 1.4(1 - 2P)$  si  $P \geq 0.25$

On a :

- $P = \frac{P_u}{P_c} = 0.224 \leq 0.25$

et :

- $\delta_0 = \frac{c}{h_c} \rightarrow 0.7 \leq \delta_0 \leq 2$

Avec :

- $c$  : diamètre pour un appui circulaire ou petit côté pour un appui rectangulaire ;
- $h_c$  : épaisseur totale de l'élastomère.

$$\delta_0 = \frac{0.35}{0.06} = 5.8 \geq 2$$

Donc :  $\delta_0 = 2$

Ainsi :

- $\delta \delta_c = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.224) = 0.84$

On obtient, à partir du logiciel Robot (sous combinaison G+E) :

$$d = 0.079 \text{ m}$$

$$\text{et : } y = 0.0912 + 0.4 \times 0.0063 + 0.01 = 0.103748$$

D'où :

$$\delta = \frac{y}{T_d} = \frac{0.103748}{0.0912} = 1.441$$

Donc :

$$\delta_c \leq \delta$$

La condition de limitation de la distorsion n'est donc pas vérifiée, il est nécessaire de prévoir des dispositifs anti-distorsion.

➤ **Condition de non-glissement :**

La condition à vérifier :

$$H \leq f \times N$$

Avec :

- $N$  : L'effort de compression verticale.
- $f$  : Coefficient de frottement ;  $f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_m}$
- $H$  : L'effort horizontal.

**Tableau IX- 2: Condition de non-glissement**

|                                                                                                                             | Appareil d'appui pille | Appareil d'appui culée |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|------------------------|
| H (MN)                                                                                                                      | 0.37                   | 0.56                   |
| N (MN)                                                                                                                      | 1.29                   | 1.2                    |
| $\sigma_m(MPa)$                                                                                                             | 9.18                   | 8.56                   |
| $f \times N(MN)$                                                                                                            | 0.21                   | 0.20                   |
| Vérification                                                                                                                | $H > f \times N$       | $H > f \times N$       |
| La condition de non-glissement n'est pas vérifiée dans ce cas-là le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement |                        |                        |

### IX.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

#### IX.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

$$A = a + 150 = 350 + 150 = 500 \text{ mm}$$

$$B = b + 150 = 400 + 150 = 550 \text{ mm}$$

$$H \geq \frac{A \times B}{A+B} = \frac{500 \times 550}{500+550} = 262 \text{ mm}$$

On prend  $H = 300 \text{ mm}$

### IX.3.2. Ferrailage du dé d'appuis

#### ➤ Armatures de chaînage :

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s}$$

Avec :

- $N$  : Réaction maximale = 1.64 MN
- $\sigma_s$  : Contrainte limite des armatures d'acier = 435 MPa

$$A_c = \frac{0.25 \times 1.64}{435} = 9.42 \text{ cm}^2$$

→ on prend 5HA16

#### ➤ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales placée sous le chaînage devront reprendre un effort égal à 12.5 % de la même descend de charge, dans le but d'empêcher la propagation des fissures.

$$A_h = \frac{0.125 \times 1.64}{435} = 4.71 \text{ cm}^2$$

→ on prend 5 HA12

#### ➤ Frette supérieure :

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times 1.64}{435} = 1.5 \text{ cm}^2$$

→ on prend 2HA10

#### ➤ Frette inférieure :

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

$$A_i = \frac{0.1 \times 1.64}{435} = 3.77 \text{ cm}^2$$

→ on prend 4HA12

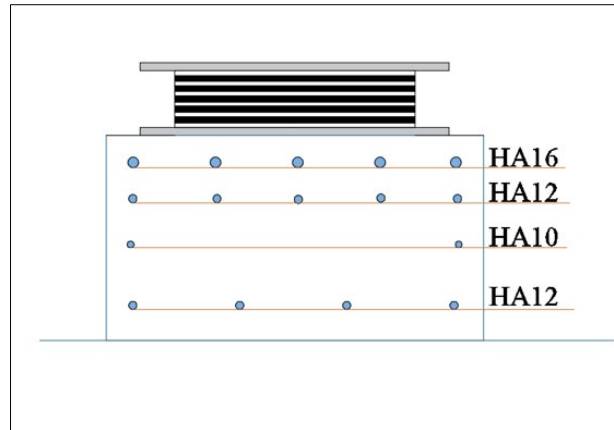


Figure IX- 2: Ferrailage du dé d'appuis

## IX.4. JOINTS DE CHAUSSEE

Les joints de chaussée sont des dispositifs conçus pour assurer la continuité de la surface de circulation entre deux éléments de l'ouvrage, tout en permettant la libre dilatation du tablier face aux déformations engendrées par les variations de température, le retrait, le fluage et les charges d'exploitation.

### IX.4.1. Les types de joint de chaussée

Le choix du type de joint de chaussée repose sur une classification basée sur la notion de dureté, en fonction du trafic de véhicules lourds. On distingue trois types :

- **Joints lourds** : pour un trafic supérieur à 3 000 véhicules lourds par jour.
- **Joints semi-lourds** : pour un trafic compris entre 1 000 et 3 000 véhicules lourds par jour.
- **Joints légers** : pour un trafic inférieur à 1 000 véhicules lourds par jour.

### IX.4.2. Dimensionnement

$$W = W_D + 0.3 W_T + \frac{W_S}{3}$$

Avec :

- $W$ : souffle total du joint ;
- $W_D$ : souffle dû aux déformations différées (fluage et retrait) ;
- $W_T$ : souffle thermique ;
- $W_S$ : souffle sismique.

Les valeurs  $W_T$  et  $W_D$  ont déjà été déterminées lors du calcul des efforts horizontaux :

$$W_T = \Delta L_T = 0.0063 \text{ m}$$

$$W_D = \Delta L_{r+f} = 0.01 \text{ m}$$

Le souffle sismique a été obtenu lors du calcul des efforts sismiques :

$$W_S = 0.0912 \text{ m}$$

Ainsi :

$$W = 0.01 + 0.3 \times 0.0063 + \frac{0.0912}{3}$$

$$W = 0.042 \text{ m}$$

#### **IX.4.3. Choix du type de joint de chaussée**

En fonction du souffle calculé, le type de joint de chaussée est sélectionné de manière à accommoder ce dernier. En se référant au catalogue de joints de chaussée Freyssinet, et pour un souffle de 42 mm, le joint retenu est de type W0Sd50. Ce type de joint autorise des déplacements longitudinaux compris entre 15 mm et 65 mm.

### **IX.5. ANALYSE SISMIQUE DU PONT**

#### **IX.5.1. Données sismiques de l'ouvrage**

Conformément au RPOA 2008, les caractéristiques sismiques relatives à notre ouvrage sont les suivantes :

- Le pont est classé dans le 2ème groupe (ponts importants).
- La zone sismique est la zone IIa.
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme).
- L'accélération de zone est  $A = 0,2g$ .

### IX.5.2. Méthode de calcul

#### IX.5.2.1. La méthode monomodale spectrale

Cette méthode nécessite la vérification de quelques conditions pour qu'on puisse l'appliquer

- Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier

On commence par calculer la masse des piles :

- La masse totale des piles :

**Tableau IX- 3: Masse des piles**

| Piles | H <sub>moy</sub><br>(m) | n Fût | k <sub>Fût</sub><br>(MN/m) | Masse de<br>fut +chevêtre<br>(MN) |
|-------|-------------------------|-------|----------------------------|-----------------------------------|
| P1    | 18,72                   | 3     | 23,32                      | 4766,0836                         |
| P2    | 20,88                   | 3     | 16,80                      | 5178,1144                         |
| P3    | 22,32                   | 3     | 13,76                      | 5452,8016                         |
| P4    | 23,83                   | 3     | 11,30                      | 5740,8417                         |
| P5    | 23,66                   | 3     | 11,55                      | 5708,4133                         |
| P6    | 25                      | 3     | 9.79                       | 5964.025                          |
| P7    | 24,04                   | 3     | 11,01                      | 5780,9002                         |
| P8    | 22,32                   | 3     | 13,76                      | 5452,8016                         |
| P9    | 19,11                   | 3     | 21,92                      | 4840,4781                         |

- $\sum M_{pile} = 48884.459 \text{ MN}$
- $0.43 \times \text{Masse du tablier} = 0.43 \times 111\,840.25 = 48091.3075 \text{ KN}$

$\sum M_{pile} < 0.43 \times \text{Masse du tablier} \rightarrow \text{condition non Vérifiée}$

→ Alors on utilise méthode du spectre de réponse

### IX.5.2.2. Méthode du spectre de réponse

L'analyse par spectre de réponse est une méthode d'analyse élastique permettant d'évaluer les réponses dynamiques maximales de l'ensemble des modes significatifs de la structure. Elle repose sur un calcul dynamique multimodal spectral et prend en compte de manière statique les déplacements différentiels. Sur la base des prescriptions du RPOA, et à l'aide du logiciel ROBOT 2021, le pont a été modélisé afin d'évaluer les efforts sismiques agissant sur la structure.

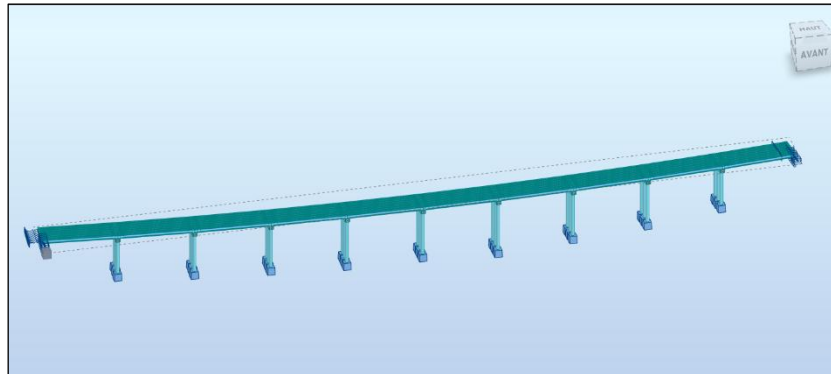


Figure IX- 3: Modélisation sur ROBOT 2021

#### ➤ Spectre de réponse Horizontale :

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré dans la

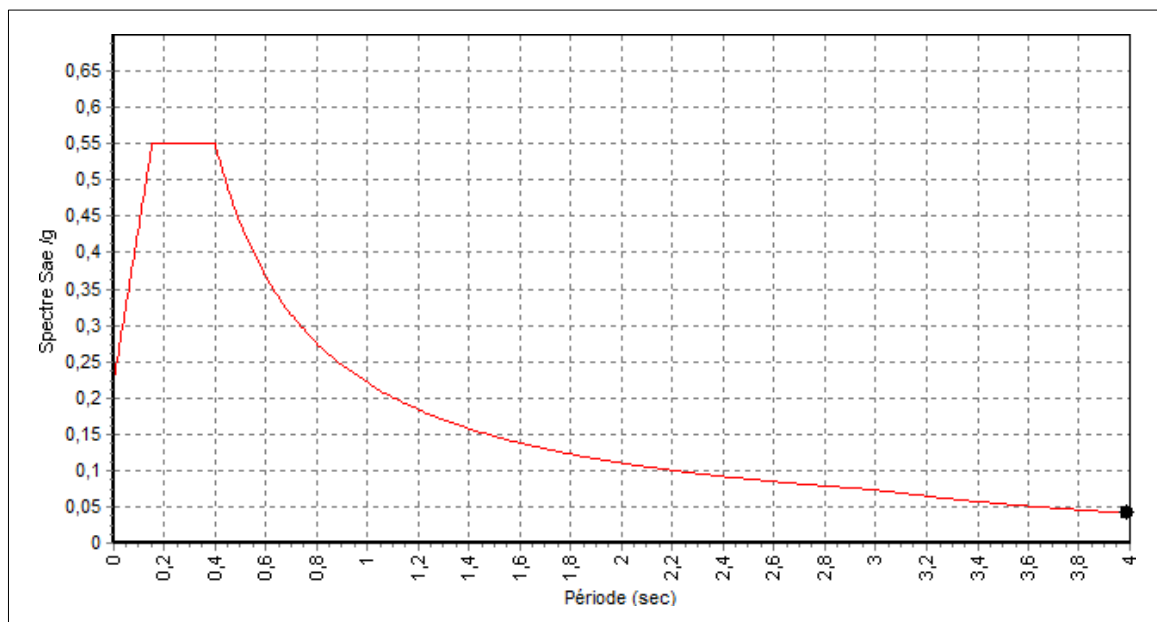


Figure IX- 4:Spectre de réponse horizontale

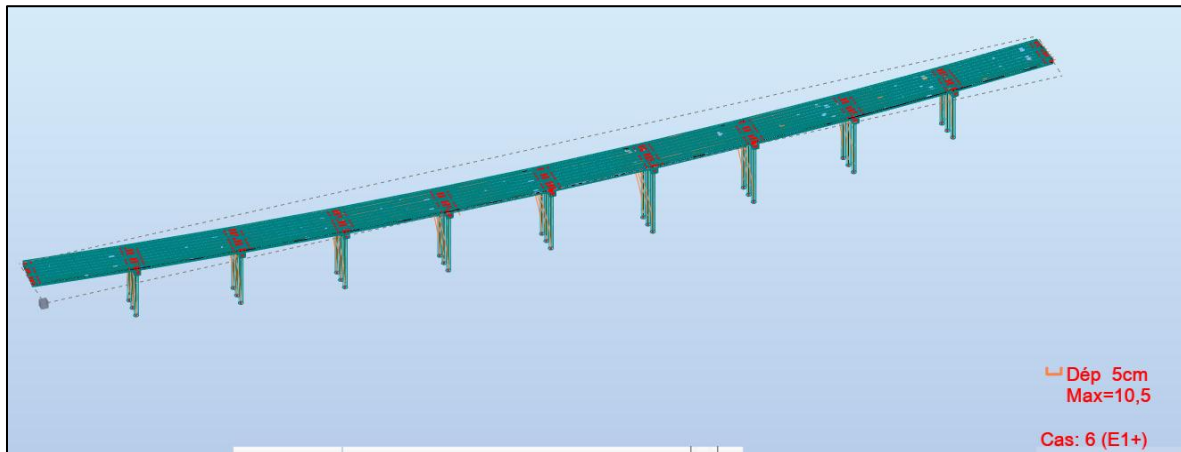


Figure IX- 5: Déplacement maximal de combinaison G+EX+ 0.3 EY +0.4T +D

➤ **Combinaison des composantes de l'action sismiques :**

Selon l'article 4.3.2.5 du RPOA, l'analyse de la réponse d'une structure au séisme est réalisée séparément pour chaque direction principale de sollicitation : X (longitudinale), Y (transversale) et Z (verticale). Toutefois, en situation réelle, un séisme engendre des sollicitations simultanées dans les trois directions.

Afin d'estimer la réponse globale de la structure (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.), il est nécessaire de combiner les effets obtenus dans chaque direction à l'aide d'une règle de combinaison définie dans le règlement :

$$E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

➤ **Période propre :**

Après le calcul des modes propres en utilisant le logiciel Robot :

- $T = 1.34$  s pour le sens longitudinal. Participation modal 70.19 %
- $T = 0.96$  s pour le sens transversal. Participation modal 26.05%

➤ **Modes propres :**

**Tableau IX- 4: Modes propres**

| Modes | Fréquence<br>(Hz) | Période<br>(Sec) | Masses<br>cumulées UX<br>(%) | Masses<br>cumulées<br>UY (%) | Masse<br>modale<br>UX (%) | Masse<br>modale<br>UY (%) |
|-------|-------------------|------------------|------------------------------|------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1     | 0.75              | 1.34             | 70.19                        | 0.00                         | 70.19                     | 0.00                      |
| 2     | 0.88              | 1.13             | 71.42                        | 0.24                         | 1.23                      | 0.24                      |
| 3     | 1.01              | 0.99             | 88.17                        | 0.28                         | 16.75                     | 0.04                      |
| 4     | 1.04              | 0.96             | 88.28                        | 26.05                        | 0.11                      | 25.76                     |
| ....  | ....              | ....             | ....                         | ....                         | ....                      | ....                      |
| 30    | 1.56              | 0.64             | 97.57                        | 94.21                        | 0.00                      | 0.01                      |

# CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études a représenté pour nous une opportunité précieuse de mettre en pratique l'ensemble des connaissances théoriques et techniques acquises au cours de trois années de formation. À travers l'étude complète du viaduc PK 38+418 – PK 38+793, inscrit dans le cadre de la 4ème Rcade d'Alger, nous avons pu aborder et approfondir plusieurs domaines fondamentaux de l'ingénierie, notamment la résistance des matériaux, le béton précontraint, la mécanique des sols, le calcul sismique ainsi que la modélisation numérique des structures.

Cette étude nous a permis de maîtriser les règlements et normes en vigueur applicables aux ouvrages d'art, tels que le BPEL 91, le BAEL 91, le RCPR et le RPOA 2008, et de les appliquer concrètement à travers les différentes phases de conception, de prédimensionnement et de vérification de l'ouvrage. L'utilisation de logiciels de calcul tels que ROBOT Structural Analysis nous a également permis de confronter nos résultats analytiques à une modélisation tridimensionnelle fidèle au comportement réel de la structure.

En définitive, ce projet constitue une synthèse complète de notre formation d'ingénieur et une transition naturelle vers le monde professionnel, où nous espérons mettre à profit les compétences et l'expérience acquises au cours de cette étude.

# **BIBLIOGRAPHIE**

## BIBLIOGRAPHIE

- Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), Ponts à poutres Préfabriquées par post tension (VIPP), février 1996.
- Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAE 91 révisé 99, 1999.
- BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- Cours Pont, Dr. AMIEUR Mohammed Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours de béton précontraint. Dr. AMIEUR Mohammed. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours de Béton Armé, Dr. BENREDHOUANE Mustapha Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Cours Calcul d'ouvrage, Dr. BENREDHOUANE Mustapha. Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.
- Règles définissant les Charges à appliquer pour le Calcul et les épreuves des Ponts Routes (RCPR), Algérie, ministère des Travaux publics ,2009.
- RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, ministère des Travaux publics, 2008.
- Document SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts viaducs et structures similaires, guide technique, ministère de l'Équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.

**ANNEXE A**

**RESULTATS GEOTECHNIQUES**

## D'après le rapport et l'étude géotechnique et géologique

### 3.2.2 Trait entre pk 38+200 et 38+800

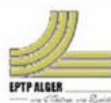
Le trait entre pk 38+200 – pk 38+800 inclus les viaduc 38,4 et un Trait en Remblais entre pk 38+200 et pk 38+375 au niveau de la voie gauche Berrouaghia – Ain Defla.

Le modelé géologique du viaduc 38,4 a été élaboré sur la base des stratigraphie des sondages S-OA-117, S-OA-118, S-OA-04, S-OA-05, S-OA06, S-OA-07, S-OA-09.

Dans le secteur couvert par les forages S-OA-117, S-OA-118, S-OA-04, S-OA-05, cet a dire entre la position de la Culée Ain Defla (Voie Droite) e la pile P8 (voie droite) / P2 (voie



**Condotte** S.p.A.  
Fondata il 7 aprile 1880



**4<sup>ème</sup> ROCADÉ D'ALGER**

REALISATION DU LOT N°1-2 DE LA 4EME ROCADÉ ENTRE L'ECHANGEUR  
HANACHA ET L'ECHANGEUR RN1 BERROUAGHIA SUR 33 KM

Titre: Rapport Géologique -Trait Pk 37+000 – 44+000

Numération: LOT12-DEX-15-GE-001-RT-005-B

Nom du fichier: LOT12\_DEX\_15\_GE\_001\_RT\_005\_B0.docx

N° 31 / 45

Gauche), incluant aussi la position de la Culée Ain Defla voie gauche, la stratigraphie est presque toujours la même, montrant la présence d'une couche mince (d'environ 1 m d'épaisseur) de dépôts colluviaux, parfois discontinue, recouvrant le substrat rocheux composé par les marnes avec niveaux de calcaires marneux de l'unité 5 du Sénonien.

A partir des piles P9 (voie droite) /P3 (voie gauche), pk 38+500 et jusqu'au niveau de la pk 38+750 environ, les deux forages S-OA-06 et S-OA-07, montrent la présence de dépôts alluviaux sableux et graveleux, actuels et récents de l'unité 11 avec possibles intercalations de dépôts colluviaux argileux de l'unité 13. Le dépôts actuels sont le remplissage du fond vallée du Oued El Malah. L'épaisseur de ce dépôts ne dépasse pas les 4,5 m observés dans le sondages susmentionnés. En dessous des dépôts alluviaux on rencontre le substrat rocheux des marnes avec niveaux de calcaires marneux de l'unité 5 du Sénonien.

Le secteur terminal du viaduc, entre les piles P12 (voie gauche) et la culée coté Médea a été investigué par les sondages S-OA-08 et S-OA-09, qui montrent la présence d'une couche superficielle de dépôts colluviaux argileux déterminés par l'érosion et accumulation au pied du versant des produits d'altération du substrat marneux sous-jacente. L'épaisseur de ce couche rejoint les 7 m dans tous les deux sondages susmentionnés. En dessous de ce couche de dépôts superficiels on rencontre le le substrat rocheux des marnes avec niveaux de calcaires marneux de l'unité 5 du Sénonien.

La pendage de la stratification des marnes avec niveaux de calcaires marneux est toujours a moyenne angle vers le SE, cet a dire que les couche ont une direction presque orthogonal a l'axe de l'ouvrage.

| Trait           |                | Typologie      | ELEMENTS DE DANGER GEOLOGIQUE POTENTIEL                |            |                                                          |                                                      |
|-----------------|----------------|----------------|--------------------------------------------------------|------------|----------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|
| de pk (approx.) | à pk (approx.) |                | LITHOLOGIQUE                                           | STRUCTUREL | GEOMORPHOLOGIQUE                                         | HYDROGEOLOGIQUE                                      |
| 37+000          | 37+490         | TR             | marnes et calcaires altérées et fracturées (10 m)      | -          | -                                                        | Nappe potentiellement interférente avec l'excavation |
| 37+490          | 37+530         | RLG/DLD        | marnes et calcaires altérées et fracturées (7-8 m)     | -          | -                                                        | -                                                    |
| 37+530          | 37+645         | RE             | -                                                      | -          | Interference avec le lit actif d'un petit oued lateral   | -                                                    |
| 37+645          | 37+830         | DLG/RLD/RE     | marnes et calcaires altérées et fracturées (7-8 m)     | -          | Interference avec le lit actif d'un petit oued lateral   | -                                                    |
| 37+830          | 38+085         | TR             | marnes et calcaires altérées et fracturées (5-6 m)     | -          | -                                                        | -                                                    |
| 38+085          | 38+200         | DLG            | marnes et calcaires altérées et fracturées (5-6 m)     | -          | -                                                        | -                                                    |
| 38+200          | 38+810         | RLG/PT 38.4/RE | Depot superficiels sablo graveleux et argileux (4-7 m) | -          | Interference avec le lit actif du Oued Malah             | -                                                    |
| 38+810          | 39+275         | TR/DLG/RLD     | Depot superficiels sablo-argileux et graveleux (4-7 m) | -          | Interference avec une petite incision latérale affluente | Nappe potentiellement interférente                   |



**Condotte** S.p.A.  
Fondata il 7 aprile 1880



Tableau 10. Résumé des éléments de danger géologique pour l'ouvrage dans le trait en objet. Légende typologie : TR = Tranchée ; DLG = Déblais Latéral en Gauche ; DLD : Déblais Latéral en Droite ; PT= pont/viaduc ; RE = Remblais toute section ; RLG = Remblais Latéral en Gauche ; RLD : Remblais Latéral en Droite. \*Les risques liés à la lithologie se traduisent en : risques de tassement pour le RE ; risques de stabilité du terrassement pour les DLG, PT et TR.



REALISATION DU LOT N°1-2 DE LA 4EME ROCADE ENTRE L'ECHANGEUR  
HANACHA ET L'ECHANGEUR RN1 BERROUAGHIA SUR 33 KM

|                                               |                                                  |                                           |
|-----------------------------------------------|--------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Titre:                                        | Viaduc PK 38+400 – Note de calcul des fondations | Numération: LOT12_DEX_06_VI_384_RT_001_B0 |
| Nom du fichier: LOT12_DEX_06_VI_384_RT_001_B0 |                                                  | N° 14 / 354                               |

| Forage      | PK     | Nr. essai | h (m) | Description du terrain                                 | PI (Mpa) | Em (Mpa) | EM/PI  | UG         |
|-------------|--------|-----------|-------|--------------------------------------------------------|----------|----------|--------|------------|
| S-OA-44     | 37+025 | 1         | 20    | Marne rocheuse de de couleur bleuatre, très fracturée  | 4,87     | 501,2    | 102,92 | Ug3-5      |
|             | 37+025 | 2         | 24    | Marne rocheuse de de couleur bleuatre, très fracturée  | 4,85     | 360,69   | 74,37  | Ug3-5      |
|             | 37+025 | 3         | 30    | Marne rocheuse de de couleur bleuatre, très fracturée  | 4,87     | 486,93   | 99,99  | Ug3-5      |
| S-DE-03     | 37+175 | 1         | 15,5  | Marne de couleur bleuatre, pas fracturée (RQD = 100)   | 4,81     | 1192,64  | 247,95 | Ug3-5      |
|             | 37+175 | 2         | 20    | Marne de couleur bleuatre                              | 4,87     | 450,09   | 92,42  | Ug3-5      |
|             | 37+175 | 3         | 30    | Marne rocheuse de de couleur bleuatre, très fracturée  | 4,67     | 728,26   | 155,94 | Ug3-5      |
| S-OH-45     | 37+600 | 1         | 7     | Marne friable/frexturée de couleur grisatre a bleuatre | 4,83     | 95,44    | 19,76  | Ug3-5_a    |
|             | 37+600 | 2         | 13    | Marne rocheuse de couleur bleuatre                     | 4,86     | 313,15   | 64,43  | Ug3-5      |
| S-DE-81     | 40+060 | 1         | 15    | Marne calcaires                                        | 4,875    | 296,032  | 60,72  | Ug3-5      |
| S-DE-82     | 41+030 | 1         | 16    |                                                        | 5,066    | 329,238  | 64,99  |            |
| SP466 (APS) | 41+400 | 1         | 2     | Argile graveleuse                                      | 0,585    | 6,132    | 10,48  | Ug11-13-14 |
|             | 41+400 | 2         | 4     | Argile graveleuse                                      | 0,798    | 7,613    | 9,54   | Ug11-13-14 |
|             | 41+400 | 3         | 6     | Argile graveleuse                                      | 1,262    | 20,45    | 16,20  | Ug11-13-14 |
|             | 41+400 | 4         | 8     | Argile graveleuse                                      | 1,636    | 14,229   | 8,70   | Ug11-13-14 |
|             | 41+400 | 5         | 10    | Marne grisatre alterée                                 | 3,471    | 30,451   | 8,77   | Ug3-5_a    |
|             | 41+400 | 6         | 12    | Marne grisatre alterée                                 | 4,61     | 30,226   | 6,56   | Ug3-5_a    |
|             | 41+400 | 7         | 14    | Marne grisatre ferme                                   | 5,722    | 40,17    | 7,02   | Ug3-5_a?   |
|             | 41+400 | 8         | 16    | Marne grisatre ferme                                   | 5,978    | 67,974   | 11,37  | Ug3-5_a?   |
|             | 41+400 | 9         | 18    | Marne grisatre ferme                                   | 6,689    | 53,696   | 8,03   | Ug3-5_a?   |
|             | 41+400 | 10        | 20    | Marne grisatre ferme                                   | 4,813    | 71,864   | 14,93  | Ug3-5_a?   |
| S-OA-14     | 41+560 | 1         | 7     | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 5,072    | 381,973  | 75,31  | Ug3-5      |
|             | 41+560 | 2         | 15    | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 5,067    | 217,649  | 42,95  | Ug3-5      |
|             | 41+560 | 3         | 25    | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 5,085    | 376,77   | 74,09  | Ug3-5      |
| S-OA-15     | 41+600 | 1         | 5,8   | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 5,138    | 280,389  | 54,57  | Ug3-5      |
|             | 41+600 | 2         | 15    | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 6,473    | 173,499  | 26,80  | Ug3-5      |
|             | 41+600 | 3         | 25    | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 6,547    | 127,418  | 19,46  | Ug3-5      |
| S-OA-16     | 41+670 | 1         | 15    | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 5,056    | 365,2    | 72,23  | Ug3-5      |
| S-DE-51     | 41+740 | 1         | 15    | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 5,138    | 295,804  | 57,57  | Ug3-5      |
| S-DE-83     | 42+700 | 1         | 9     | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 6,901    | 124,388  | 18,02  | Ug3-5      |
| S-DE-84     | 42+950 | 1         | 10    | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 4,827    | 264,733  | 54,84  | Ug3-5      |
| S-RE-85     | 43+350 | 1         | 10    | Marno Calcaire de couleur grisatre                     | 5,431    | 161,24   | 29,69  | Ug3-5      |

**ANNEXE B**

**RESULTATS DE CALCUL**

**AUTOMATIQUE**

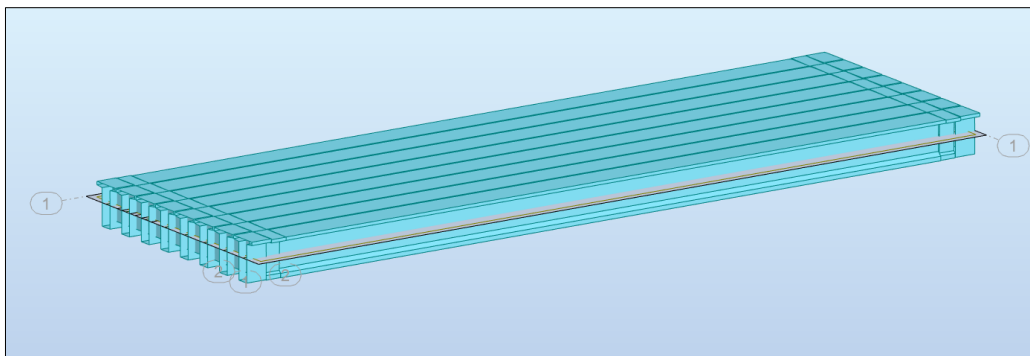


Figure 1: Modélisation Robot

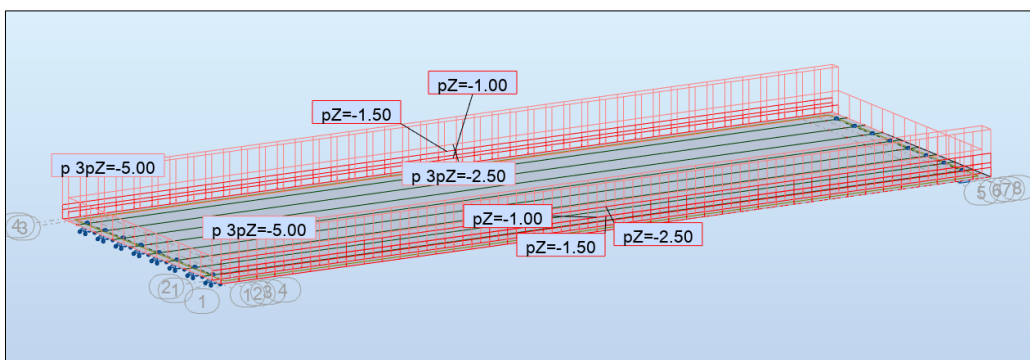


Figure 2: Charges permanentes du tablier

➤ ELS :

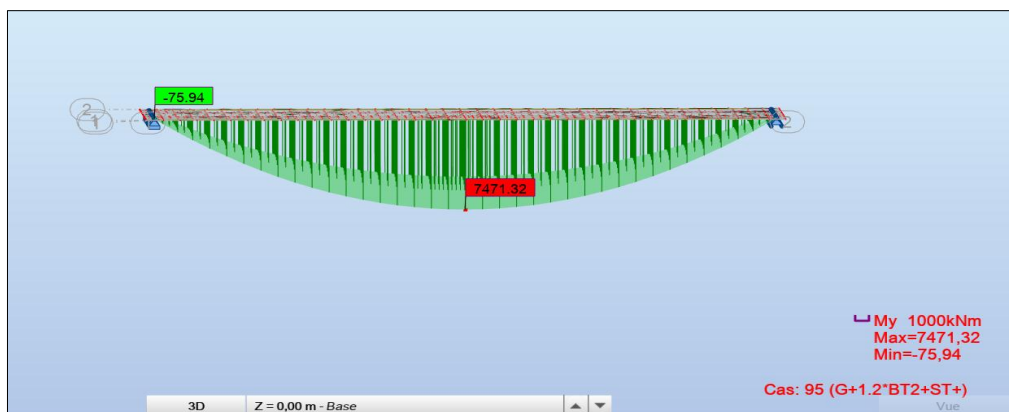


Figure 3: moment fléchissant pour G+1.2BT2+ST

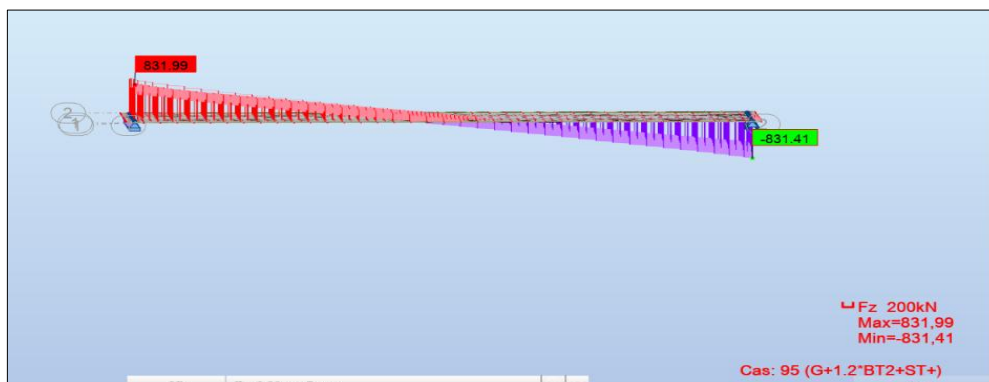


Figure 4: effort tranchant pour G+1.2BT2+ST

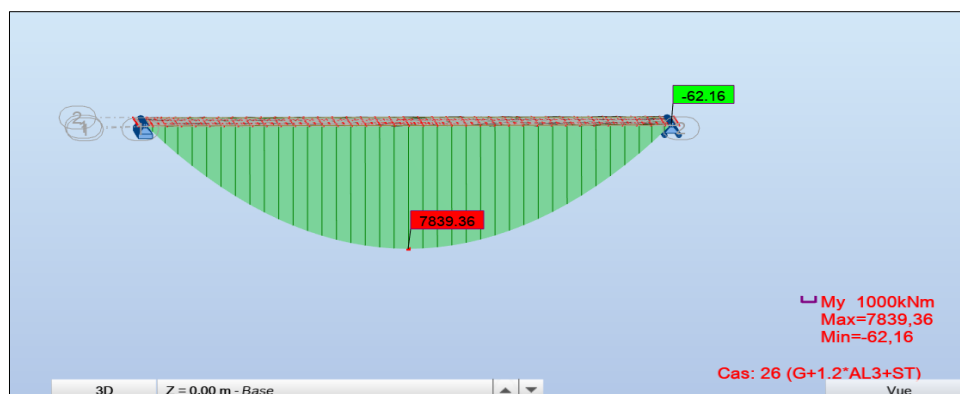


Figure 5: moment fléchissant pour G+1.2 AL3+ST

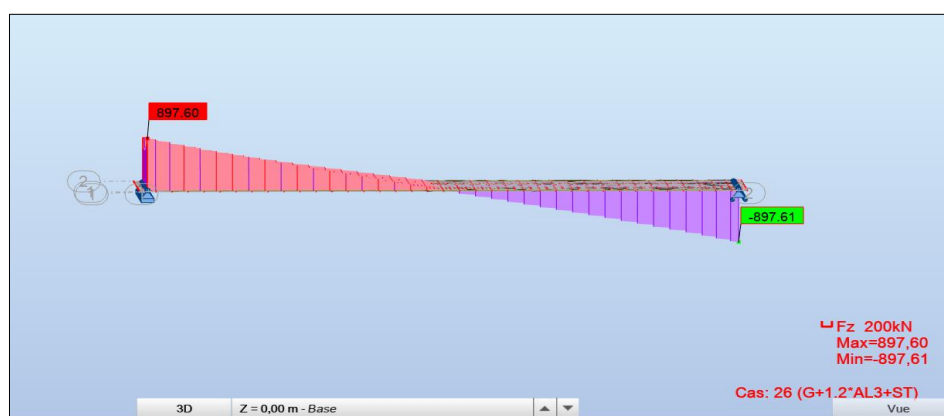


Figure 6: effort tranchant pour G+1.2AL3+ST

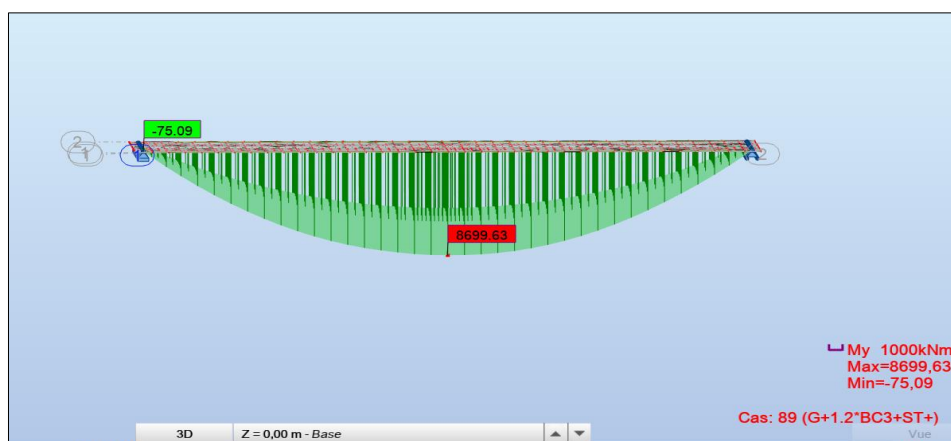


Figure 7: moment fléchissant pour G+1.2 BC3+ST

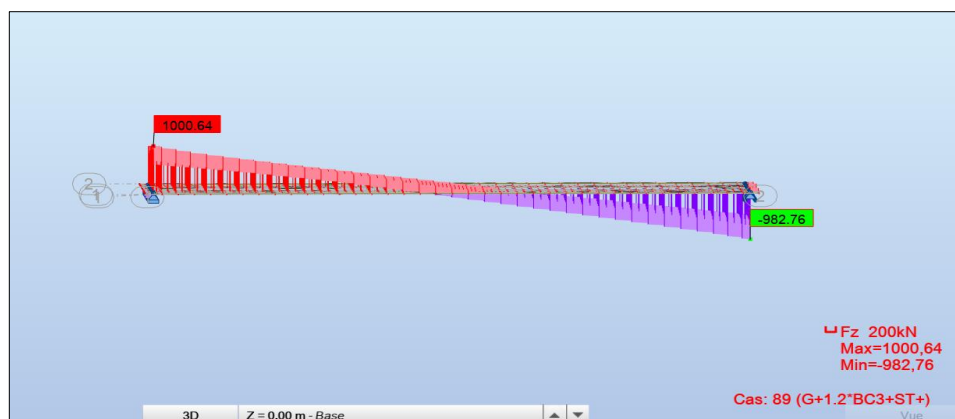


Figure 8:effort tranchant pour G+1.2BC3+ST



Figure 9:moment fléchissant pour G+MC120

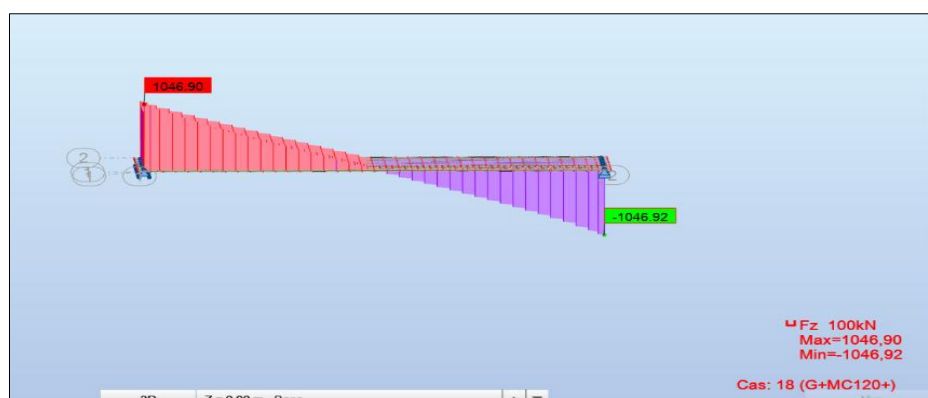


Figure 10: effort tranchant pour G+MC120

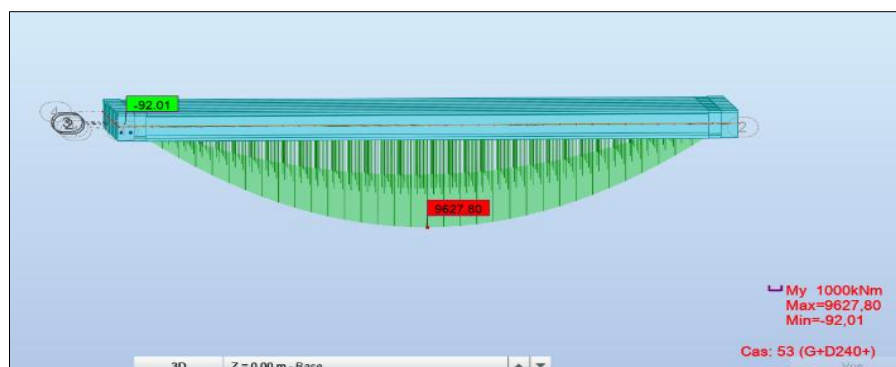


Figure 11: moment fléchissant pour G+D240

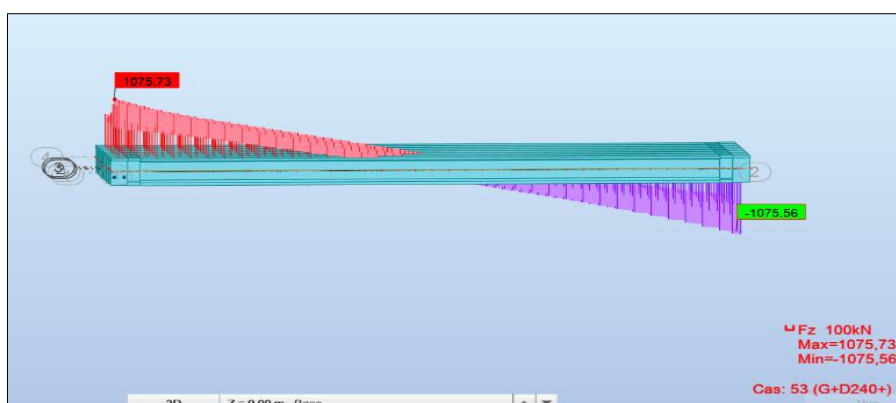


Figure 12: effort tranchant pour G+D240

➤ ELU :

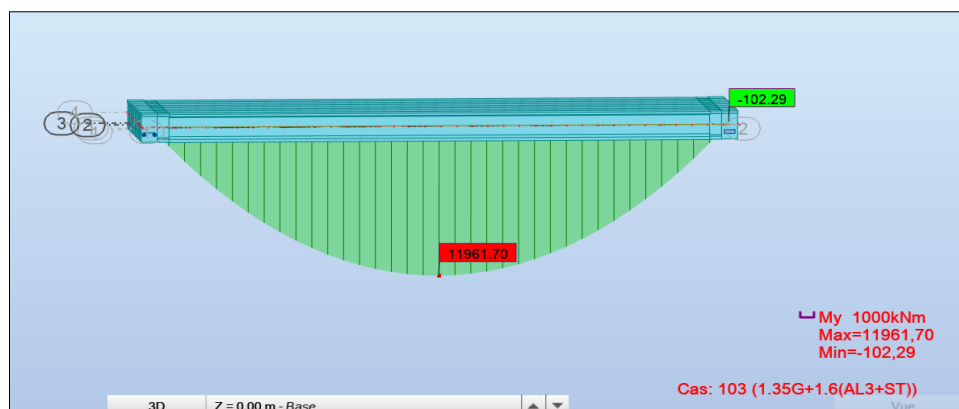


Figure 13 : moment fléchissant pour 1.35G + 1.6(AL3 + ST)

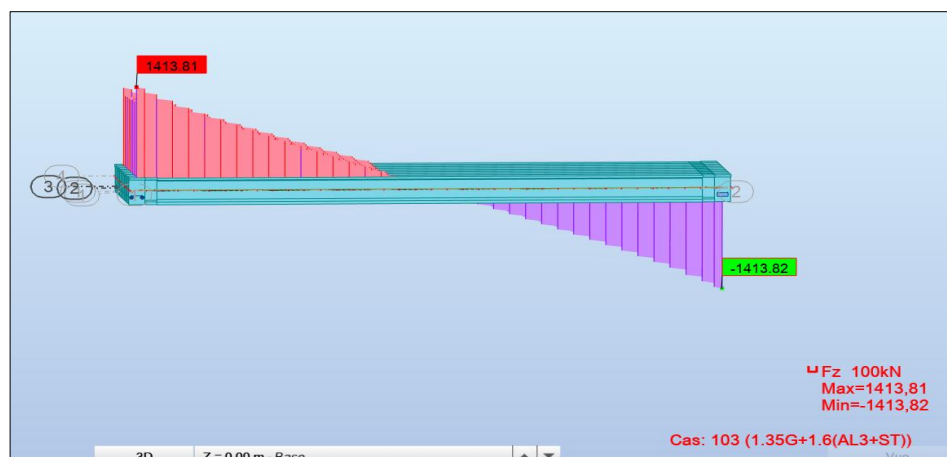


Figure 14: effort tranchant pour 1.35G + 1.6(AL3+ST)

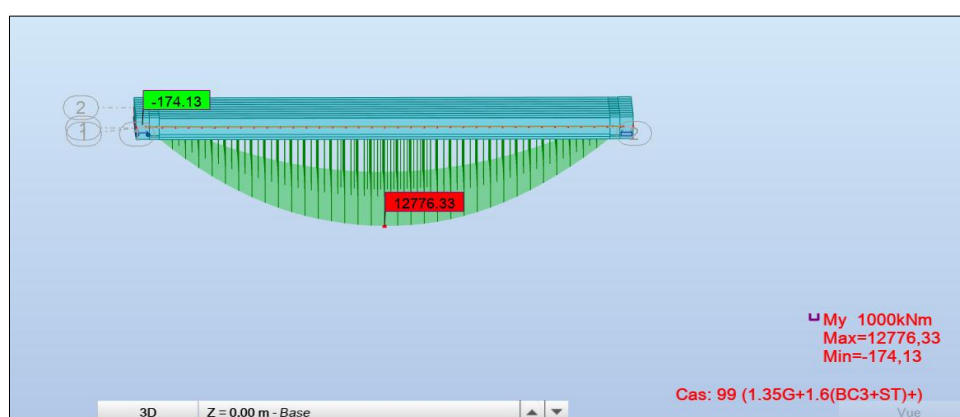


Figure 15: moment fléchissant pour 1.35G + 1.6(BC3 + ST)

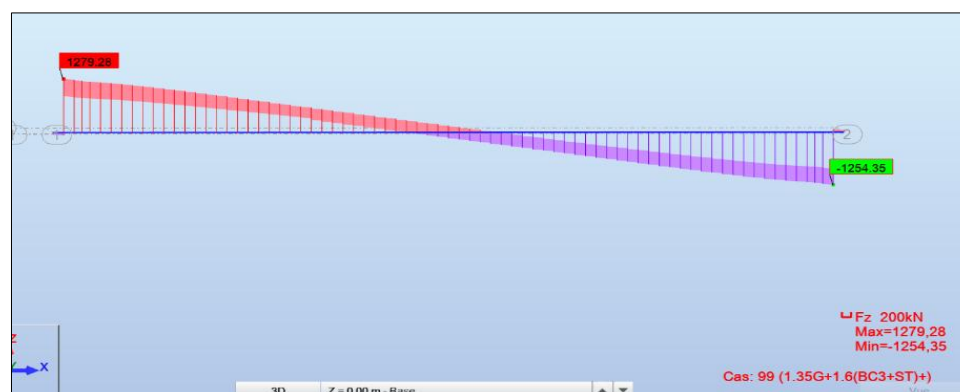


Figure 16: effort tranchant pour 1.35G + 1.6(BC3+ST)

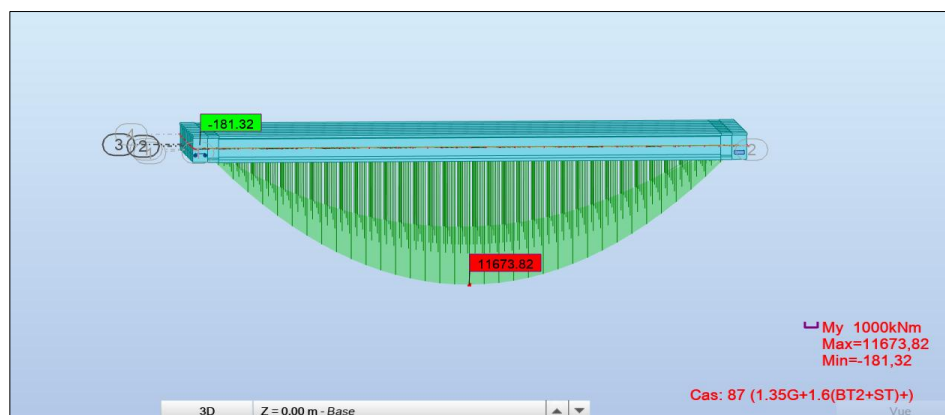


Figure 17: moment fléchissant pour 1.35G + 1.6(BT2 + ST)

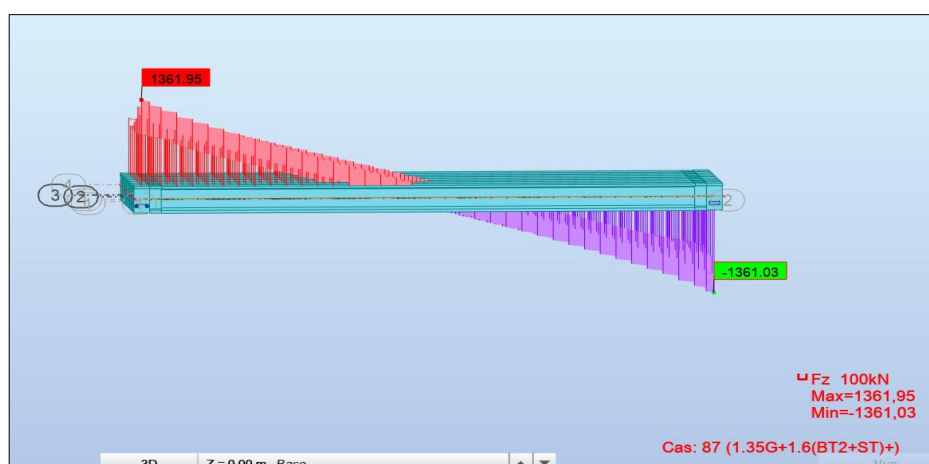


Figure 18: effort tranchant pour 1.35G + 1.6(BT2+ST)

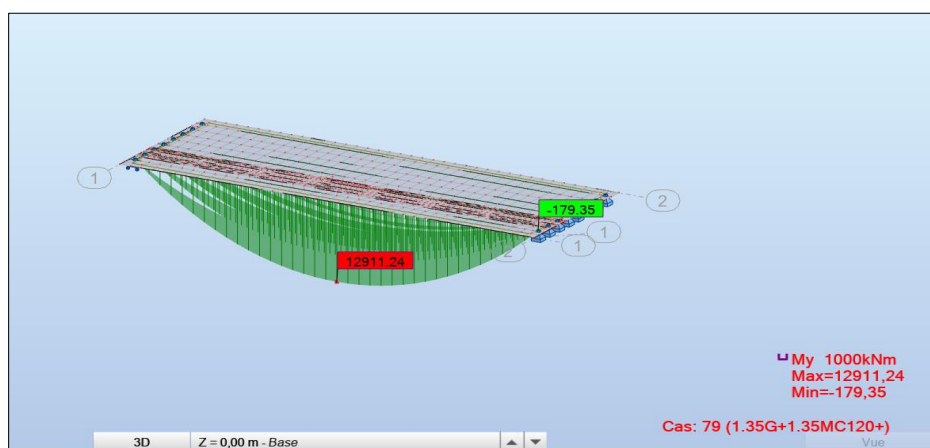
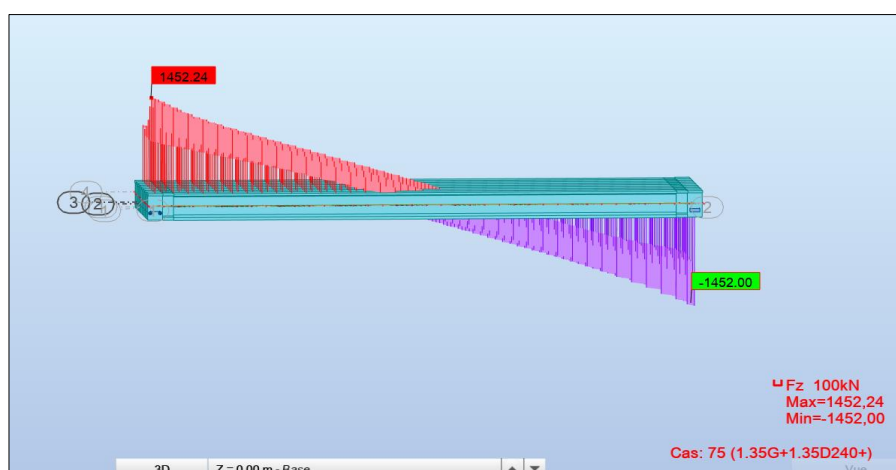
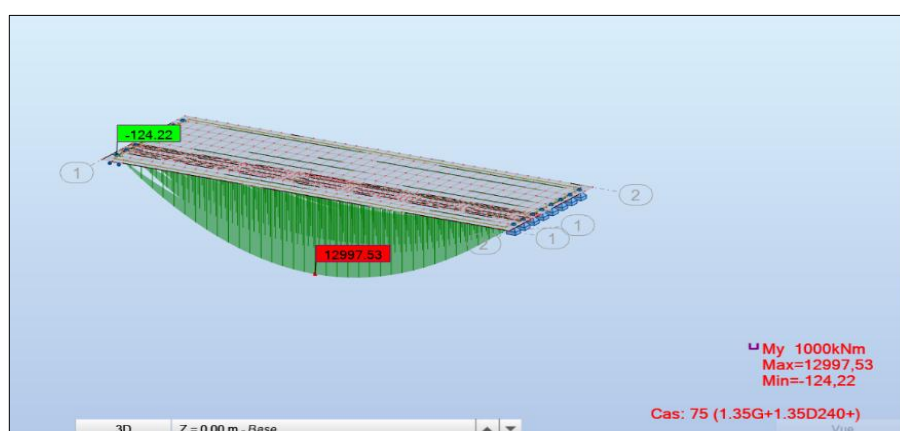
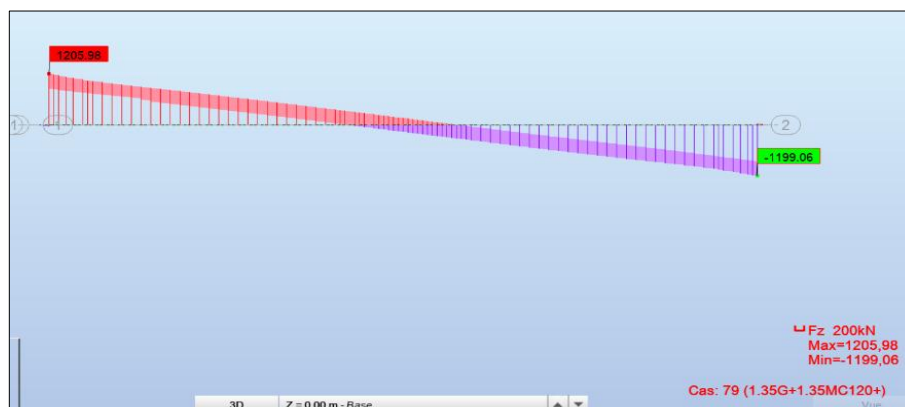


Figure 19: moment fléchissant pour 1.35G + 1.35MC120



# **ANNEXE C**

## **FERRAILLAGE**

## I. DALLE

### Calcul de Section en Flexion Simple

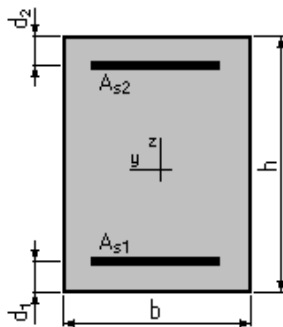
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués :

|                                  | Mmax (kN.m) | Mmin (kN.m) |
|----------------------------------|-------------|-------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 33.00       | -44.00      |
| Etat Limite de Service           | 23.00       | -38.00      |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00        | 0.00        |

**4. Résultats :****Sections d'Acier :**

Section théorique  $As1 = 5,6 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $As2 = 8,5 \text{ (cm}^2\text{)}$   
Section minimum  $As \text{ min} = 5,6 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section maximum  $As \text{ max} = 50,0 \text{ (cm}^2\text{)}$   
Théorique  $\rho = 0,70 \text{ (\%)}\br/>Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)} \qquad \qquad \text{maximum } \rho_{\text{max}} = 2,00 \text{ (\%)}$$

**Analyse par Cas :**

Cas ELU       $M_{\text{max}} = 33,00 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = -44,00 \text{ (kN*m)}$   
Coefficient de sécurité :      1,64      Pivot : A  
Position de l'axe neutre :       $y = 3,1 \text{ (cm)}$   
Bras de levier :       $Z = 18,8 \text{ (cm)}$   
Déformation du béton :       $\epsilon_b = 1,84 \text{ (\%)}\br/>Déformation de l'acier :       $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\br/>Contrainte de l'acier :  
Tendue :       $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$$

Cas ELS       $M_{\text{max}} = 23,00 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = -38,00 \text{ (kN*m)}$   
Coefficient de sécurité :      1,00  
Position de l'axe neutre :       $y = 5,9 \text{ (cm)}$   
Bras de levier :       $Z = 18,0 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton :       $\sigma_b = 6,9 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite :       $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier :  
Tendue :       $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$   
Comprimée :       $\sigma'_s = 15,5 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier :  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## II. DALLE DE TRANSITION

### Calcul de Section en Flexion Simple

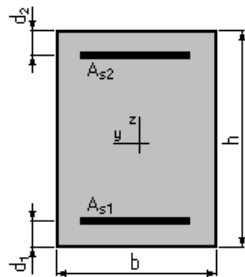
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 27.0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 7.0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 7.0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués :

|                                  | Mmax (kN.m) | Mmin (kN.m) |
|----------------------------------|-------------|-------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 96.26       | 0.00        |
| Etat Limite de Service           | 73.08       | 0.00        |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00        | 0.00        |

**4. Résultats :****Sections d'Acier :**

Section théorique  $A_{s1} = 14.4 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 3.2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique  $\rho = 0.63 \text{ (\%)}$

Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0.14 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas :**

Cas ELU       $M_{\text{max}} = 96.26 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :      1.36      Pivot : A

Position de l'axe neutre :       $y = 5.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier :       $Z = 21.0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton :       $\epsilon_b = 2.86 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier :       $\epsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier :

    Tendue :       $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS       $M_{\text{max}} = 73.08 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :      1.00

Position de l'axe neutre :       $y = 8.0 \text{ (cm)}$

Bras de levier :       $Z = 20.3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton :       $\sigma_b = 8.9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite :       $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

    Tendue :       $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

### III. ENTRETOISE

#### Calcul de Section en Flexion Simple

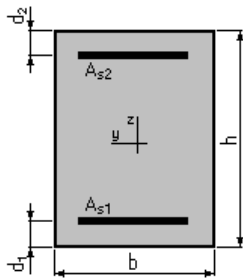
##### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 35,0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

##### 2. Section :



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

##### 3. Moments appliqués :

|                                  | Mmax (kN.m) | Mmin (kN.m) |
|----------------------------------|-------------|-------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0.00        | 0.00        |
| Etat Limite de Service           | 294.58      | -982.87     |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00        | 0.00        |

**4. Résultats :****Sections d'Acier :**

Section théorique  $A_{s1} = 8.6 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $A_{s2} = 30.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 4,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique  $\rho = 0,89 \text{ (\%)}$

Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas :**

Cas ELS       $M_{\text{max}} = 294.58 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = -982.87 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :      1,00

Position de l'axe neutre :       $y = 49.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier :       $Z = 128,4 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton :       $\sigma_b = 8.7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite :       $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

    Tendue :       $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

    Comprimée :       $\sigma_s' = 118.1 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## IV. CHEVETRE

### Calcul de Section en Flexion Simple

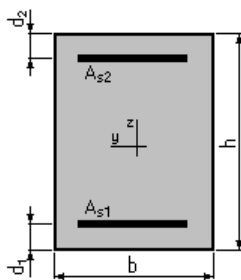
#### 1. Hypothèses :

**Béton :  $f_{c28} = 27.0$  (MPa)**

**Acier :  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$b = 220.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 164.0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 7.0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 7.0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués :

|                                  | Mmax (kN.m) | Mmin (kN.m) |
|----------------------------------|-------------|-------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0.00        | 0.00        |
| Etat Limite de Service           | 831.53      | -2605.10    |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00        | 0.00        |

#### **4. Résultats :**

##### **Sections d'Acier :**

Section théorique  $A_{s1} = 34.5 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $A_{s2} = 71.2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 34.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique  $\rho = 0.31 \text{ (\%)}$

Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}$

##### **Analyse par Cas :**

Cas ELS       $M_{\text{max}} = 831.53 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = -2605.10 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :      1.00

Position de l'axe neutre :       $y = 32.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier :       $Z = 146.0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton :       $\sigma_b = 4.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite :       $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

    Tendue :       $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

    Comprimée :  $\sigma_s' = 52.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

## V. PILE

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

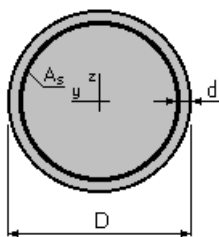
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$D = 180,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués :

| Cas N° | Type | N (KN)  | My (kN*m) | Mz (kN*m) |
|--------|------|---------|-----------|-----------|
| 1      | ELS  | 6394.46 | 4652.08   | 0.00      |
| 2      | ELU  | 8631.23 | 6316.89   | 0.00      |

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_s = 254,5$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 254,5$  (cm<sup>2</sup>)      Section maximum  $A_{s \max} = 1272,3$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 1,00$  (%)

Minimum  $\rho_{\min} = 0,50$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

**Analyse par Cas :**

Cas NO 1: Type ELS  $N = 6394,46$  (kN)  $M_y = 4652,08$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,50

Position de l'axe neutre :  $y = 94,8$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 133,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 10,8$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 132,9$  (MPa)

Comprimée :  $\sigma'_s = 149,2$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

Cas NO 2: Type ELU  $N = 8631,23$  (kN)  $M_y = 6316,89$  (kN\*m)  $M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,90 Pivot : B

Position de l'axe neutre :  $y = 99,3$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 126,5$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 2,59$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

Comprimée :  $\sigma'_s = 434,8$  (MPa)

## VI. PIEUX

### Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

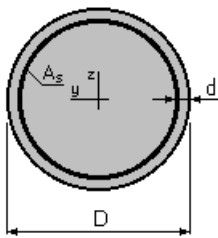
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$D = 120,0$  (cm)

$d = 7,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués :

| Cas N° | Type | N (KN) | My (kN*m) | Mz (kN*m) |
|--------|------|--------|-----------|-----------|
| 1      | ELS  | 53.67  | 196.84    | 0.00      |
| 2      | ELU  | 39.21  | 143.78    | 0.00      |
| 3      | ELA  | 141.67 | 539.24    | 0.00      |

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique  $A_s = 113,1$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 113,1$  (cm<sup>2</sup>) Section maximum  $A_{s \max} = 565,5$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 1,00$  (%)

Minimum  $\rho_{\min} = 0,50$  (%)

maximum  $\rho_{\max} = 5,00$  (%)

### Analyse par Cas :

Cas NO 1: Type ELU  $N = 53,67$  (kN)

$M_y = 196,84$  (kN\*m)

$M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 12,47      Pivot : B

Position de l'axe neutre :  $y = 31,9$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 97,6$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 8,89$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

Comprimée :  $\sigma'_s = 434,8$  (MPa)

Cas NO 2: Type ELS  $N = 39,21$  (kN)

$M_y = 143,78$  (kN\*m)

$M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 7,06

Position de l'axe neutre :  $y = 38,4$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 96,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 0,7$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 8,6$  (MPa)

Comprimée :  $\sigma'_s = 9,5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

Cas NO 3: Type ELA  $N = 141,67$  (kN)

$M_y = 539,24$  (kN\*m)

$M_z = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 5,28      Pivot : B

Position de l'axe neutre :  $y = 30,3$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 98,3$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 3,50$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 9,54$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 500,0$  (MPa)

Comprimée :  $\sigma_s' = 500,0$  (MPa)

## VII. MUR DE FRONT

### Calcul de Section en Flexion Composée

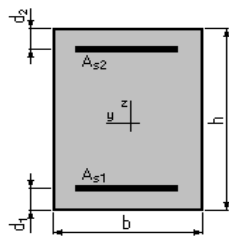
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$b = 100,0$  (cm)

$h = 145,0$  (cm)

$d1 = 7,0$  (cm)

$d2 = 7,0$  (cm)

#### 3. Efforts appliqués :

| Cas No | Type | N (KN)  | M (kN*m) |
|--------|------|---------|----------|
| 1      | ELS  | 1133.47 | 4589.63  |
| 2      | ELU  | 840.66  | 3378.78  |

#### 4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique  $As_1 = 92,1 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $As_2 = 92,1 \text{ (cm}^2\text{)}$   
Section minimum  $As_{\min} = 145,0 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section maximum  $As_{\max} = 725,0 \text{ (cm}^2\text{)}$   
Théorique  $\rho = 1,27 \text{ (\%)}$   
Minimum  $\rho_{\min} = 1,00 \text{ (\%)}$       maximum  $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas :**

Cas NO 1 : Type ELU       $N = 1133,47 \text{ (kN)}$      $M = 4589,63 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :      1,35      Pivot : A  
Position de l'axe neutre :       $y = 23,5 \text{ (cm)}$   
Bras de levier :       $Z = 128,6 \text{ (cm)}$   
Déformation de l'acier :       $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$   
Déformation du béton :       $\epsilon_b = 2,05 \text{ (\%)}_0$   
Contrainte de l'acier :  
Tendue :       $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$   
Comprimée :       $\sigma'_s = 288,2 \text{ (MPa)}$

Cas NO 2: Type ELS       $N = 840,66 \text{ (kN)}$      $M = 3378,78 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité :      1,00  
Position de l'axe neutre :       $y = 47,7 \text{ (cm)}$   
Bras de levier :       $Z = 122,1 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton :       $\sigma_b = 8,8 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite :       $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :  
Tendue :       $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$   
Comprimée :       $\sigma'_s = 112,8 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier :       $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## VIII. MUR EN RETOUR

### Calcul de Section en Flexion Simple

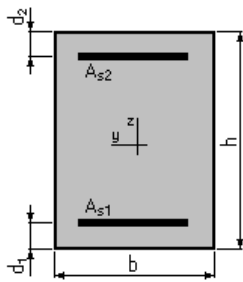
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués :

|                                  | Mmax (kN.m) | Mmin (kN.m) |
|----------------------------------|-------------|-------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0.00        | 0.00        |
| Etat Limite de Service           | 450.00      | 450.00      |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00        | 0.00        |

**4. Résultats :****Sections d'Acier :**

Section théorique  $A_{s1} = 37,2 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$   
Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section maximum  $A_{s \text{ max}} = 137,5 \text{ (cm}^2\text{)}$   
Théorique  $\rho = 0,68 \text{ (\%)}$   
Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$                       maximum  $\rho_{\text{max}} = 2,29 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas :**

Cas ELS       $M_{\text{max}} = 450,00 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = 450,00 \text{ (kN*m)}$   
Coefficient de sécurité :      1,00  
Position de l'axe neutre :       $y = 19,8 \text{ (cm)}$   
Bras de levier :       $Z = 48,4 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton :       $\sigma_b = 9,4 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite :       $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier :  
                    Tendue :       $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier :  
                                     $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## IX. MUR GARDE GREVE

### Calcul de Section en Flexion Simple

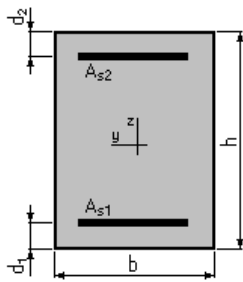
#### 1. Hypothèses:

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 32,5 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués :

|                                  | Mmax (kN.m) | Mmin (kN.m) |
|----------------------------------|-------------|-------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 173.64      | 0.00        |
| Etat Limite de Service           | 130.01      | 0.00        |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00        | 0.00        |

**4. Résultats :****Sections d'Acier :**

Section théorique  $As_1 = 23,6 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section théorique  $As_2 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$   
Section minimum  $As_{\min} = 7,1 \text{ (cm}^2\text{)}$       Section maximum  $As_{\max} = 63,8 \text{ (cm}^2\text{)}$   
Théorique  $\rho = 0,92 \text{ (\%)}\br/>Minimum  $\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}\hspace{10em} \text{maximum } \rho_{\max} = 1,96 \text{ (\%)}$$

**Analyse par Cas :**

Cas ELU       $M_{\max} = 173,64 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$        $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   
Coefficient de sécurité :      1,31      Pivot : B  
Position de l'axe neutre :       $y = 8,4 \text{ (cm)}$   
Bras de levier :       $Z = 22,1 \text{ (cm)}$   
Déformation du béton :       $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}\br/>Déformation de l'acier :       $\epsilon_s = 7,15 \text{ (\%)}\br/>Contrainte de l'acier :  
Tendue :       $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$$$

Cas ELS       $M_{\max} = 130,01 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$        $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$   
Coefficient de sécurité :      1,00  
Position de l'axe neutre :       $y = 10,4 \text{ (cm)}$   
Bras de levier :       $Z = 22,0 \text{ (cm)}$   
Contrainte maxi du béton :       $\sigma_b = 11,4 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite :       $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$   
Contrainte de l'acier :  
Tendue :       $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$   
Contrainte limite de l'acier :  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

## X. CORBEAU

### Calcul d'une Section Comprimée

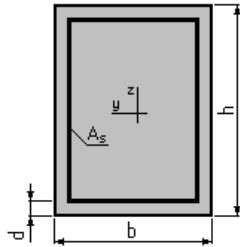
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 27.0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élanement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40.0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5.0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Forces:

|                                  | N (kN) |
|----------------------------------|--------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 98.26  |
| Etat Limite de Service           | 73.08  |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00   |

**4.     Résultats :****Résistance des Matériaux :**

|                   |                                       |                   |                                       |
|-------------------|---------------------------------------|-------------------|---------------------------------------|
| Section brute     | $B = 4000.0 \quad (\text{cm}^2)$      | Section réduite   | $Br = 3724.0 \quad (\text{cm}^2)$     |
| Long flambement   | $l_{fy} = 0.6 \quad (\text{m})$       | Long flambement   | $l_{fz} = 0.6 \quad (\text{m})$       |
| Inertie           | $I_y = 5333333.3 \quad (\text{cm}^4)$ | Inertie           | $I_z = 3333333.3 \quad (\text{cm}^4)$ |
| Rayon de giration | $i_y = 11.5 \quad (\text{cm})$        | Rayon de giration | $i_z = 28.9 \quad (\text{cm})$        |
| Elancement        | $\lambda_y = 5.2$                     | Elancement        | $\lambda_z = 2.1$                     |
|                   | $\alpha = 0.85$                       | Nu (béton seul)   | $= 6303.02 \quad (\text{kN})$         |

**Béton :**

$$\sigma \text{ (ELS)} = 0.2 \text{ (MPa)}$$

$$0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$$

**Acier :**

|                   |                                                 |
|-------------------|-------------------------------------------------|
| Section théorique | $A_s = 11.2 \quad (\text{cm}^2)$                |
| Section minimum   | $A_{s \text{ min}} = 11.2 \quad (\text{cm}^2)$  |
| Section maximum   | $A_{s \text{ max}} = 200.0 \quad (\text{cm}^2)$ |
| Théorique         | $\rho = 0.42 \quad (\%)$                        |
| Minimum           | $\rho_{\text{min}} = 0.28 \quad (\%)$           |
| Maximum           | $\rho_{\text{max}} = 5.00 \quad (\%)$           |

# **ANNEXE D**

## **ETUDE SISMIQUE**

## ➤ Modes significatifs :

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|
| 3/ 1     | 0,75           | 1,34          | 70,19                  | 0,00                   | 70,19               | 0,00                |
| 3/ 2     | 0,88           | 1,13          | 71,42                  | 0,24                   | 1,23                | 0,24                |
| 3/ 3     | 1,01           | 0,99          | 88,17                  | 0,28                   | 16,75               | 0,04                |
| 3/ 4     | 1,04           | 0,96          | 88,28                  | 26,05                  | 0,11                | 25,76               |
| 3/ 5     | 1,12           | 0,90          | 88,37                  | 37,11                  | 0,09                | 11,06               |
| 3/ 6     | 1,14           | 0,88          | 88,37                  | 54,06                  | 0,00                | 16,95               |
| 3/ 7     | 1,14           | 0,88          | 88,37                  | 58,64                  | 0,00                | 4,58                |
| 3/ 8     | 1,18           | 0,85          | 88,41                  | 59,39                  | 0,03                | 0,76                |
| 3/ 9     | 1,21           | 0,83          | 88,41                  | 76,33                  | 0,00                | 16,94               |
| 3/ 10    | 1,22           | 0,82          | 88,43                  | 76,53                  | 0,02                | 0,20                |
| 3/ 11    | 1,27           | 0,79          | 93,39                  | 77,35                  | 4,96                | 0,81                |
| 3/ 12    | 1,27           | 0,79          | 94,53                  | 82,32                  | 1,15                | 4,97                |
| 3/ 13    | 1,33           | 0,75          | 94,56                  | 89,20                  | 0,03                | 6,89                |
| 3/ 14    | 1,35           | 0,74          | 94,59                  | 94,03                  | 0,03                | 4,83                |
| 3/ 15    | 1,37           | 0,73          | 94,59                  | 94,09                  | 0,00                | 0,06                |
| 3/ 16    | 1,41           | 0,71          | 94,59                  | 94,09                  | 0,00                | 0,00                |
| 3/ 17    | 1,44           | 0,69          | 94,59                  | 94,09                  | 0,00                | 0,00                |
| 3/ 18    | 1,46           | 0,68          | 97,55                  | 94,09                  | 2,96                | 0,00                |
| 3/ 19    | 1,47           | 0,68          | 97,55                  | 94,09                  | 0,00                | 0,00                |
| 3/ 20    | 1,49           | 0,67          | 97,55                  | 94,09                  | 0,00                | 0,00                |
| 3/ 21    | 1,52           | 0,66          | 97,55                  | 94,09                  | 0,00                | 0,00                |
| 3/ 22    | 1,53           | 0,65          | 97,55                  | 94,10                  | 0,00                | 0,01                |
| 3/ 23    | 1,54           | 0,65          | 97,55                  | 94,12                  | 0,00                | 0,02                |
| 3/ 24    | 1,56           | 0,64          | 97,56                  | 94,13                  | 0,01                | 0,01                |
| 3/ 25    | 1,56           | 0,64          | 97,56                  | 94,14                  | 0,00                | 0,01                |
| 3/ 26    | 1,56           | 0,64          | 97,57                  | 94,14                  | 0,01                | 0,00                |
| 3/ 27    | 1,56           | 0,64          | 97,57                  | 94,14                  | 0,00                | 0,00                |
| 3/ 28    | 1,56           | 0,64          | 97,57                  | 94,19                  | 0,00                | 0,04                |
| 3/ 29    | 1,56           | 0,64          | 97,57                  | 94,19                  | 0,00                | 0,01                |
| 3/ 30    | 1,56           | 0,64          | 97,57                  | 94,21                  | 0,00                | 0,01                |

➤ **Récapitulatif des efforts max a la base de chaque pile :**

|    | Efforts  | P01     | P02     | P03     | P04    | P05     | P06     | P07    | P08     | P09     |
|----|----------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|---------|---------|
| E1 | RL(KN)   | 145.02  | 140.34  | 129.1   | 139.37 | 102.7   | 127.78  | 112.51 | 126.66  | 134     |
|    | RT(KN)   | 166.3   | 194.26  | 211.17  | 231.18 | 284.6   | 222.18  | 233.33 | 202.31  | 174.7   |
|    | RV(KN)   | 445.92  | 455.7   | 459.4   | 509.08 | 373.5   | 554.5   | 446.5  | 469     | 433     |
|    | MT(KN.m) | 1412.88 | 1576.5  | 1548.1  | 1635.5 | 1239.7  | 1760.8  | 1454.1 | 1606.7  | 1435.17 |
|    | ML(KN.m) | 3008.48 | 3989.6  | 4672.7  | 5478.2 | 6730.06 | 5830.76 | 5579.7 | 4459.44 | 3248.4  |
| E2 | RL(KN)   | 385.7   | 385.8   | 384.1   | 377.4  | 296.5   | 390.5   | 353.1  | 396.29  | 421.36  |
|    | RT(KN)   | 77.99   | 84.5    | 84.8    | 86.1   | 90.71   | 73.88   | 85.3   | 79.1    | 77.4    |
|    | RV(KN)   | 1199.87 | 1321.79 | 1310.9  | 1487.3 | 1159.8  | 1697.3  | 1304   | 1353    | 1196    |
|    | MT(KN.m) | 3797.71 | 4194.5  | 4372.06 | 4926.7 | 3659.75 | 5589.3  | 4323   | 4512    | 3789.8  |
|    | ML(KN.m) | 1180.45 | 1553.59 | 1765.5  | 1962.9 | 2116.6  | 1897.5  | 1969.9 | 1633    | 1256.8  |
| E3 | RL(KN)   | 232.3   | 171.8   | 139.2   | 101.5  | 88.5    | 143.5   | 209.2  | 193.8   | 188     |
|    | RT(KN)   | 163.9   | 147.8   | 177.9   | 188.8  | 196.1   | 194.4   | 161.1  | 181.7   | 166.9   |
|    | RV(KN)   | 957.3   | 962.9   | 1011.3  | 1164.6 | 1195.8  | 1122.2  | 929.3  | 1090.4  | 1088    |
|    | MT(KN.m) | 668.7   | 837.9   | 1167.1  | 1469.8 | 1568.4  | 1409.1  | 1054.0 | 1341.4  | 1289    |
|    | ML(KN.m) | 1257.6  | 1667.1  | 1596.7  | 1829.7 | 2068.4  | 1689.2  | 1713.8 | 1853.8  | 1723    |