

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
National School of Built and Ground Works Engineering  
Francis Jeanson

## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC  
(PONT RAIL) AU NIVEAU DE LA RN N° 46  
WILAYA DE BISKRA

Présenté par :

**KHATIM Zakaria.**  
**ZOBRI Naceredinne.**

Encadré par :

**M<sup>me</sup> ZAIDI Zineb.**

Promotion 2017 / 2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENT

*Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout ALLAH le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.*

*Nous tenons à remercier chaleureusement notre promotrice Mme Z. ZAIDI ingénieur à l'E.N.G.O.A pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire.*

*Nous remercions aussi tout l'encadrement de l'ANESRIJ-BISKRA et en particulier Mr : BERKAT Chaban et Mr KARBOU Abdelbasset pour leur accueil et leur coopération pendant toute la durée du stage.*

*Pour leurs précieux conseils et orientations, nous remercions vivement et infiniment, Mr Abdesslam, Mr Omar et Mr BABAKHOYA Youcef pour tout ce qu'ils ont fait pour nous.*

*Nous remercions aussi tous les enseignants de L'ENSTP*

*A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de mémoire de fin d'étude.*

ZOBRI NACEREDDINE  
KHATIMA ZAKARIA

# DEDICACE

*Avant tout, je remercie Allah le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail.*

*À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affectation et l'amour que je lui éprouve, à celle que je prie souvent Allah pour qu'il la guérira et la protégera*

*À toi chère Maman*

*Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, à celui que je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots*

*À toi cher papa*

*À ceux que j'aime et que j'adore tellement : Mes frères mabrouk, Hassan, houssin, et ma seule sœur Selma*

*À Ma grande mère Khadija et ma tante khadija et mon oncle Younes et tous mes tantes sans exceptions.*

*À mes amis de l'E.N.S.T.P surtout : Youcef, Adel, sahar, lamine, saïd, oussama , Ahmed ,Saleh ,saïd , saadi , mehdi,abdallah,islam,abidat,toudert.*

*À mes amis de l'E.P.S.T. de Tlemcen surtout : mohamed , abdsammed , yassine.*

*À mon binôme ZOBARO.*

*À mes chers amis : Mohammed, El hadi, Abdo, hemaïda, riad.*

*À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire de d'étude. Enfin, à tous ceux qui m'aiment.*

*À vous...*

**KHATIM ZAKARIA.**

# إهداء

إلهي لا يطيب الليل إلا بشكرك ولا يطيب النهار إلا بطاعتك.. ولا تطيب اللحظات إلا بذكرك..  
ولا تطيب الآخرة إلا بعفوك.. ولا تطيب الجنة إلا برؤيتك  
إلى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة.. ونصح الأمة.. إلى نبي الرحمة ونور العالمين  
"سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم"

إلى ملاكي في الحياة.. إلى معنى الحب وإلى معنى الحنان والتفاني.. إلى بسملة الحياة وسر  
الوجود  
إلى من كان دعائها سر نجاحي وحنانها بلسم جراحي إلى أعلى الحباب  
أمي الحبيبة: حسينة

إلى من كلله الله بالهبة والوقار.. إلى من علمني العطاء بدون انتظار.. إلى من أحمل اسمه  
بكل افتخار.. أرجو من الله أن يمد في عمرك لترى ثماراً قد حان قطافها بعد طول انتظار  
وستبقى كلماتك نجوماً أهتدي بها اليوم وفي الغد وإلى الأبد  
والدي العزيز: مبارك

إلى روح الغالي جدي إبراهيم الطاهرة.. رحمه الله وأسكنه فسيح جناته  
إلى أختي العزيزة أسماء وإخوتي سفيان، أسامة، عبد الغفار والكتكوت الصغير يجي  
عبد الإله الذين أرى الأمل بأعينهم وهم يتطلعون إلى نجاحي، حفظكم الله ورعاكم  
إلى عزيز قلب أخيه: الأستاذ طالبي عبد الحق

إلى من تحلت بالإخاء وتميزت بالوفاء والعطاء، إلى من كانت معي في طريق الخير والنجاح  
الآنسة شيما

إلى شريكي في إنجاز هذا العمل زكرياء  
إلى طلبة دفعة 2018 وكل الأصدقاء  
وإلى كل من أحببناه وأحبنا في الله.

زبيري نصر الدين

## ملخص

في إطار مشروع نهاية الدراسة، تم إتمام هذا العمل والمتمثل في تصميم ودراسة جسر سكة حديدية مزدوج المسار التابع للخط الرابط بين الغرزي-توغورت على مستوى الطريق الوطني رقم 46 بمدينة بسكرة، في نطاق مشروع الالتفافية لمرافق السكك الحديدية لمدينة بسكرة.

بعد تحديد كل ما ينتقيد به المشروع، اخترنا تصميم جسر بروافد مسبقة الإجهاد، وعليه تم تحديد خصائص مواد البناء المطلوبة والمتوافقة مع التصميم، وتم حساب القوى والتأثيرات لكل أجزاء الجسر.

استندت هذه الدراسة إلى مراجع تقنية مناسبة لكل مكونات الجسر، وقد تم تصميم نماذج هندسية رقمية باستخدام برامج حديثة للتصميم والحساب والتحقق.

**الكلمات المفتاحية:** جسر سكة حديدية، مواد البناء، روافد مسبقة الإجهاد.

## Résumé

Dans le cadre du projet de fin d'étude s'inscrit ce présent mémoire qui synthétise la conception et l'étude d'un viaduc (pont rail) à double voie de la liaison entre ElGhourzi-Tougourt au niveau de la RN n'46 wilaya de Biskra, rentrant dans le cadre du projet contournement des installations ferroviaires de la ville de Biskra.

Après avoir défini toutes les contraintes liées à ce projet, on a choisi la conception de pont à poutres précontraintes par post tension, en conséquence, on a décrit les caractéristiques des matériaux de construction requis et compatibles avec la conception, et calculé les efforts et les sollicitations pour toutes les parties du pont.

Cette étude était basée sur des références techniques appropriées pour tous les composants du pont, La modélisation géométrique a été faite à l'aide des programmes modernes de conception et de calcul.

**Mots clés :** pont rail, matériaux de construction, poutres précontraintes.

## Abstract

As part of the end-of-study project, this present dissertation synthesizes the design and study of a double-track viaduct (bridge rail) of the link between ElGhourzi-Tougourt at RN n'46 wilaya Biskra, part of the project to bypass railway facilities in the city of Biskra.

After defining all the constraints related to this project, we chose the design of the post-tension pre-stressed beam bridge, therefore, the characteristics of the building materials required and compatible with the design, and the efforts and solicitations for all parts of the bridge.

This study was based on appropriate technical references for all bridge components. Geometric modeling was done using modern design and calculation programs.

**Key words :** bridge rail, building materials, pre-stressed beam.

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : GENERALITES.

|  |   |
|--|---|
| Figure I. 1 : Wilaya de Biskra. ....   | 2 |
| Figure I. 2:Situation de l'ouvrage sur Google Earth. ....                                    | 3 |
| Figure I. 3:Situation du projet sur la carte de zonage sismique du territoire national. .... | 6 |
| Figure I. 4:Tracé en plan. ....  | 7 |
| Figure I. 5 :profile en long. ....   | 7 |
| Figure I. 6:Profil en travers. ....  | 8 |

## CHAPITRE II : CONCEPTION.

|  |    |
|--|----|
| Figure II. 1: Vue en élévation (pont mixte). ....  | 9  |
| Figure II. 2 : Détails des poutres (pont mixte). ....  | 10 |
| Figure II. 3 : Coupe transversale au niveau d'appui (pont mixte). ....                         | 10 |
| Figure II. 4 : Vue en élévation (pont a poutre).....   | 11 |
| Figure II. 5 : Détails des poutres (pont a poutre). ....                                       | 12 |
| Figure II. 6 : Coupe transversale au niveau d'appui (pont a poutre). ....                      | 12 |
| Figure II. 7 : Vue en élévation (pont caisson). ....   | 13 |
| Figure II. 8 : Les dimensions des différents composants de voussoir sur pile et à la clé. .... | 13 |
| Figure II. 9 : section transversale de voussoir sur pile et sur la clé. ....                   | 14 |

## CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

|  |    |
|--|----|
| Figure III. 1 : Diagramme contrainte déformation. .... | 18 |
| Figure III. 2 : diagramme contrainte-déformation ....  | 19 |

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES.

|  |    |
|--|----|
| Figure IV. 1 : Rail UIC 60. ....   | 21 |
| Figure IV. 2 : les traverses. ....   | 21 |
| Figure IV. 3 : Muret pour ballast. ....  | 22 |
| Figure IV. 4 : Schémas de charge UIC71. ....   | 23 |
| Figure IV. 5 : Modèles de charges SW/0 et SW/2. ....                                     | 24 |
| Figure IV. 6 : Schéma train à vide. ....   | 24 |
| Figure IV. 7 : Répartition de charge sur une bande longitudinale. ....                   | 25 |
| Figure IV. 8 : Limite des fréquences propres N0 en [Hz] en fonction de la portée L. .... | 25 |

## CHAPITRE V : CALCUL DES SOLLICITATIONS

|   |    |
|---|----|
| Figure V. 1 : Modélisation de la poutre. ....   | 33 |
| Figure V. 2 : Modélisation du tablier. ....   | 33 |
| Figure V. 3 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous combinaison al' ELS . .... | 34 |
| Figure V. 4 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous combinaison al' ELU. ....  | 34 |
| Figure V. 5 : Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison al' ELU. ....          | 35 |
| Figure V. 6 : Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison al' ELS . ....         | 35 |

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

|  |    |
|--|----|
| Figure VI. 1 : tracé des câbles (coupe longitudinale). ..... | 37 |
| Figure VI. 2 : tracé des câbles (coupe transversale). .....  | 38 |
| Figure VI. 3 : la flèche d'un câble de précontrainte. ....   | 38 |
| Figure VI. 4 : Limitation des contraintes. ....              | 41 |
| Figure VI. 5 : Diagramme des contraintes à mi travée. ....   | 43 |
| Figure VI. 6 : zone d'about. ....                            | 46 |
| Figure VI. 7 : Zone de régularisation.....                   | 47 |
| Figure VI. 8 : Zone de régularisation. ....                  | 47 |

## **CHAPITRE VII : CALCUL DES DEFORMATIONS.**

|   |    |
|---|----|
| Figure VII. 1 : Diagramme de M et M'..... | 51 |
|---|----|

## **CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'HOURLDIS ET DE L'ENTROTOISE.**

|   |    |
|---|----|
| Figure VIII. 1 : Diagramme du moment ( $M_{xx}$ ) sous G +UIC71 + SW/2. ....                      | 53 |
| Figure VIII. 2 : Diagramme du moment ( $M_{yy}$ ) sous G + UIC71 + SW/2. ....                     | 53 |
| Figure VIII. 3 : Section transversale de l'hourdi. ....   | 54 |
| Figure VIII. 4 : Ferrailage transversale.....   | 55 |
| Figure VIII. 5 : Ferrailage longitudinale.....  | 55 |
| Figure VIII. 6 : Schéma représentant l'entretoise d'appui pour un pont à poutre isostatique. .... | 56 |
| Figure VIII. 7 : Section transversale de l'entretoise. ....                                       | 57 |
| Figure VIII. 8 : Diagramme du moment fléchissant (4 vérins).....                                  | 57 |
| Figure VIII. 9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (4 vérins).....                          | 57 |
| Figure VIII. 10 : ferrailage de l'entretoise. ....  | 59 |

## **CHAPITRE IX : EQUIPEMENTS DU PONT.**

|  |    |
|--|----|
| Figure IX. 1 : Dimensions de l'appareil d'appui type élastomère fretté. .... | 60 |
| Figure IX. 2 : Dimension de l'appareille d'appui. ....                       | 61 |
| Figure IX. 3 : Dimension de l'appareille d'appui et dés d'appui. ....        | 63 |
| Figure IX. 4 : ferrailage de dés d'appui.....                                | 63 |
| Figure IX. 5 : joint de ballast. ....  | 64 |

## **CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.**

|  |    |
|--|----|
| Figure X. 1 : Coupe longitudinale et transversale de la pile. ....                         | 67 |
| Figure X. 2 : La configuration de UIC 71 qui donne la réaction max sur la pile. ....       | 67 |
| Figure X. 3 : La configuration de SW/0 qui donne la réaction max sur la pile. ....         | 67 |
| Figure X. 4 : La configuration de SW/2 qui donne la réaction max sur la pile. ....         | 68 |
| Figure X. 5 : La configuration du train à vide qui donne la réaction max sur la pile. .... | 68 |
| Figure X. 6 : Ferrailage de fut.....   | 70 |
| Figure X. 7 : méthode des bielles.....   | 72 |
| Figure X. 8 : Ferrailage transversal de la semelle.....                                    | 73 |

|  |    |
|--|----|
| Figure X. 9 : Ferrailage du pieu.....                              | 75 |
| Figure X. 10 : Poids de tablier appliqué sur le chevêtre. ....     | 76 |
| Figure X. 11 : Moment fléchissant a l'état limite ultime. ....     | 76 |
| Figure X. 12 : Moment fléchissant a l'état limite de service. .... | 76 |
| Figure X. 13 : L'effort tranchant a l'Etat limite ultime. ....     | 77 |
| Figure X. 14 : L'effort tranchant a l'Etat limite de service.....  | 77 |
| Figure X. 15 : section transversale de chevêtre. ....              | 78 |
| Figure X. 16 : Ferrailage de chevêtre.....                         | 78 |
| Figure X. 17 : Culée remblayée. ....                               | 79 |
| Figure X. 18 : Dimension de la culée.....                          | 80 |
| Figure X. 19 : méthode de bielles. ....                            | 82 |
| Figure X. 20 : Ferrailage de la semelle de la culée.....           | 84 |
| Figure X. 21 : Ferrailage de pieu culé.....                        | 86 |

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE I : GENERALITES**

|   |   |
|---|---|
| Tableau I. 1 : protection contre l'agressivité. ....    | 4 |
| Tableau I. 2 : Classification des ponts. ....           | 6 |
| Tableau I. 3 : Coefficient d'accélération de zone. .... | 6 |

### **CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

|   |    |
|---|----|
| Tableau III. 1 : Résistance à la compression.....                             | 16 |
| Tableau III. 2 : La résistance caractéristique à la compression du béton..... | 17 |
| Tableau III. 3 : Contraintes admissibles à la compression à l'ELU.....        | 17 |
| Tableau III. 4 : Déformation longitudinale du béton. ....                     | 17 |
| Tableau III. 5 : les contraintes à l'ELS .....                                | 19 |

### **CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES.**

|  |    |
|--|----|
| Tableau IV. 1 : poids des poutres.....   | 20 |
| Tableau IV. 2 : poids de la dalle. ....  | 20 |
| Tableau IV. 3 : Charges permanentes et complément permanentes. ....            | 23 |
| Tableau IV. 4 : les Valeurs caractéristiques des charges verticales.....       | 24 |
| Tableau IV. 5 : Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage. .... | 27 |
| Tableau IV. 6 : les Groupes de charges. ....                                   | 28 |
| Tableau IV. 7 : Groupes des charges (2 voies). ....                            | 29 |
| Tableau IV. 8 : les combinaisons d'action la plus défavorable. ....            | 31 |

## CHAPITRE V : CALCUL DES SOLLICITATIONS

|  |    |
|--|----|
| Tableau V. 1 : Définition du chargement de la structure.....                       | 33 |
| Tableau V. 2 : Les sollicitations d'où charges de trafic.....                      | 34 |
| Tableau V. 3 : les sollicitations d'où des combinaisons la plus défavorables. .... | 35 |

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAITE.

|  |    |
|--|----|
| Tableau VI. 1 : Caractéristiques des sections. ....                            | 36 |
| Tableau VI. 2 : Caractéristiques des câbles. ....                              | 36 |
| Tableau VI. 3 : Les moments. ....  | 37 |
| Tableau VI. 4 : Excentricité de chaque câble.....                              | 38 |
| Tableau VI. 5 : tracé des câblés. ....   | 39 |
| Tableau VI. 6 : Les caractéristiques de la section a $x = 8.35$ m.....         | 41 |
| Tableau VI. 7 : Les caractéristiques de la section a $x = 12.525$ m.....       | 41 |
| Tableau VI. 8 : Les caractéristiques de la section a $x=16.7$ m.....           | 41 |
| Tableau VI. 9 : Contraintes tangentielles.....                                 | 42 |
| Tableau VI. 10 : ferrailage de talon. ....                                     | 43 |
| Tableau VI. 11 : sollicitation et les caractéristiques de la poutre à ELU..... | 44 |
| Tableau VI. 12 : sollicitation et les caractéristiques de la poutre à ELU..... | 45 |

## CHAPITRE VII : CALCUL DES DEFORMATIONS.

|  |    |
|--|----|
| Tableau VII. 1 : Calcul de la flèche due à la précontrainte..... | 50 |
| Tableau VII. 2 : Calcul des moments de la précontrainte.....     | 51 |
| Tableau VII. 3 : Calcul des allongements.....                    | 52 |

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'HOUDIS ET DE DE L'ENTRETOISE.

|   |    |
|---|----|
| Tableau VIII. 1 : sollicitation de le sens transversale.....  | 54 |
| Tableau VIII. 2 : sollicitation de le sens longitudinale..... | 54 |
| Tableau VIII. 3 : Calcul du ferrailage.....                   | 55 |
| Tableau VIII. 4 : Sections d'acier adoptées.....              | 55 |
| Tableau VIII. 5 : Moment appliquée sur l'entretoise.....      | 58 |

## CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

|  |    |
|--|----|
| Tableau X. 1 : Sollicitations sismiques sur le fût.....                | 68 |
| Tableau X. 2 : les charges appliquées sur le fût.....                  | 69 |
| Tableau X. 3 : Les surcharges appliquées sur le fût.....               | 69 |
| Tableau X. 4 : Les résultats de combinaison d'action.....              | 70 |
| Tableau X. 5 : les charges appliquées sur la semelle.....              | 71 |
| Tableau X. 6 : les résultats des combinaisons d'action.....            | 71 |
| Tableau X. 7 : les résultats des combinaisons d'actions.....           | 77 |
| Tableau X. 8 : Dimensions de la culée.....                             | 80 |
| Tableau X. 9 : Valeurs des paramètres $k_{ad}$ , $k$ et $\theta$ ..... | 81 |
| Tableau X. 10 : Total des moments sollicitant la culée.....            | 81 |
| Tableau X. 11 : Les efforts agissant sur la semelle.....               | 82 |

# SOMMAIRE

|                             |   |
|-----------------------------|---|
| INTRODUCTION GENERALE ..... | 1 |
|-----------------------------|---|

## CHAPITRE I : GENERALITES

|   |   |
|---|---|
| I.1. INTRODUCTION.....                                  | 2 |
| I.2. DESCRIPTION DE PROJET .....                        | 2 |
| I.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....                     | 3 |
| I.4. LES DONNEES RELATIVES DE L'OUVRAGE.....            | 3 |
| I.4.1. Les données naturelles .....                     | 3 |
| I.4.1.1. Les données géotechniques .....                | 3 |
| I.4.1.2. Les données géologiques .....                  | 4 |
| I.4.1.3. Les données hydrologiques .....                | 4 |
| I.4.1.4. Les données sismiques .....                    | 5 |
| I.4.2. Les données fonctionnelles .....                 | 6 |
| I.4.2.1. Les données relatives à la voie portée .....   | 6 |
| I.4.2.1.1. Le tracé en plan.....                        | 6 |
| I.4.2.1.2. Profil en travers.....                       | 7 |
| I.4.2.2. Données relatives à l'obstacle à franchir..... | 8 |
| I.5. CONCLUSION .....                                   | 8 |

## CHAPITRE II : CONCEPTION

|   |    |
|---|----|
| II.1. INTRODUCTION .....  | 9  |
| II.2. PROPOSITIONS DES VARIANTES .....  | 9  |
| II.2.1. Première variante « Pont Mixte bipoutres Métalliques » .....            | 9  |
| II.2.1.1. Implantation des appuis .....   | 9  |
| II.2.1.2. Pré dimensionnement .....   | 9  |
| II.2.1.3. Avantages et inconvénients .....                                      | 10 |
| II.2.2. Deuxième variante «Pont à poutres précontraintes par post tension»..... | 11 |
| II.2.2.1. Implantation des appuis.....  | 11 |
| II.2.2.2. Pré dimensionnement de la poutre .....                                | 11 |
| II.2.2.3. Avantages et inconvénients .....                                      | 12 |
| II.2.3. Troisième variantes « pont caisson en béton précontrainte » .....       | 13 |

|           |                                  |    |
|-----------|----------------------------------|----|
| II.2.3.1. | L'implantation des appuis .....  | 13 |
| II.2.3.2. | Pré dimensionnement .....        | 13 |
| II.2.3.3. | Avantages et inconvénients ..... | 15 |
| II.3.     | CONCLUSION.....                  | 15 |

### **CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.**

|            |   |    |
|------------|---|----|
| III.1      | INTRODUCTION .....  | 16 |
| III.2      | LE BETON .....  | 16 |
| III.2.1.   | Résistance à la compression .....                             | 16 |
| III.2.2.   | La résistance caractéristique à la compression du béton ..... | 16 |
| III.2.3.   | Résistance à la traction .....                                | 17 |
| III.2.4.   | Contraintes admissibles à la compression .....                | 17 |
| III.2.5.   | Etat Limite de Service (ELS) .....                            | 17 |
| III.2.6.   | Déformation du béton.....                                     | 17 |
| III.2.6.1. | Déformation longitudinale du béton.....                       | 17 |
| III.2.6.2. | Déformation transversale du béton G.....                      | 18 |
| III.3      | L'ACIER.....  | 18 |
| III.3.1.   | Les aciers passifs .....                                      | 18 |
| III.3.1.1. | La limite élastique .....                                     | 18 |
| III.3.1.2. | Contrainte limite de traction.....                            | 18 |
| III.3.2.   | Les aciers actifs .....                                       | 19 |
| III.3.2.1. | Le diagramme contrainte-déformation .....                     | 19 |
| III.4      | CONCLUSION.....   | 19 |

### **CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES.**

|           |  |    |
|-----------|--|----|
| IV.1.     | INTRODUCTION .....                       | 20 |
| IV.2.     | LES ACTIONS .....                        | 20 |
| IV.2.1.   | Actions permanentes.....                 | 20 |
| IV.2.1.1. | Poids des poutres .....                  | 20 |
| IV.2.1.2. | Poids de tablier .....                   | 20 |
| IV.2.2.   | Compléments de charges permanentes ..... | 20 |
| IV.2.2.1. | Ballast.....                             | 20 |
| IV.2.2.2. | Rail .....                               | 21 |

|           |  |    |
|-----------|--|----|
| IV.2.2.3. | Les traverses .....                                      | 21 |
| IV.2.2.4. | Les trottoirs.....                                       | 21 |
| IV.2.2.5. | Les gardes-corps.....                                    | 22 |
| IV.2.2.6. | Les corniches .....                                      | 22 |
| IV.2.2.7. | Étanchéité .....   | 22 |
| IV.2.2.8. | Muret pour ballast .....                                 | 22 |
| IV.2.2.9. | Caténaires .....   | 22 |
| IV.2.3.   | SURCHARGES D'EXPLOITATION FERROVIAIRES .....             | 23 |
| IV.2.3.1. | Modèle de charges 71 .....                               | 23 |
| IV.2.3.2. | Schémas de charges SW/0 et SW/2.....                     | 23 |
| IV.2.3.3. | Modèle de charges "Train à vide" .....                   | 24 |
| IV.2.4.   | Chargements verticaux .....                              | 24 |
| IV.2.5.   | Pose de voie ballastée .....                             | 24 |
| IV.2.6.   | Effets dynamiques .....                                  | 25 |
| IV.2.6.1. | Domaine d'application .....                              | 25 |
| IV.2.6.2. | Coefficient dynamique ( $\phi_2, \phi_3$ ) .....         | 26 |
| IV.2.7.   | Forces horizontales .....                                | 26 |
| IV.2.7.1. | Effort de lacet .....                                    | 26 |
| IV.2.7.2. | Effort dus au freinage et au démarrage .....             | 26 |
| IV.3.     | AUTRES ACTIONS VARIABLES .....                           | 27 |
| IV.3.1.   | Effet de la température.....                             | 27 |
| IV.3.2.   | Effet du vent .....                                      | 27 |
| IV.3.3.   | Actions accidentelles .....                              | 27 |
| IV.3.3.1. | Actions dues au déraillement d'un train sur le pont..... | 27 |
| IV.3.3.2. | Charges sismiques .....                                  | 27 |
| IV.1.     | INTRODUCTION .....                                       | 20 |
| IV.2.     | LES ACTIONS .....  | 20 |
| IV.2.1.   | Actions permanentes.....                                 | 20 |
| IV.2.1.1. | Poids des poutres .....                                  | 20 |
| IV.2.1.2. | Poids de tablier .....                                   | 20 |
| IV.2.2.   | Compléments de charges permanentes .....                 | 20 |
| IV.2.2.1. | Ballast .....  | 20 |
| IV.2.2.2. | Rail .....   | 21 |
| IV.2.2.3. | Les traverses .....                                      | 21 |
| IV.2.2.4. | Les trottoirs.....                                       | 21 |

|           |  |    |
|-----------|--|----|
| IV.2.2.5. | Les gardes-corps.....  | 22 |
| IV.2.2.6. | Les corniches.....   | 22 |
| IV.2.2.7. | Étanchéité.....  | 22 |
| IV.2.2.8. | Muret pour ballast.....  | 22 |
| IV.2.2.9. | Caténaires.....  | 22 |
| IV.2.3.   | SURCHARGES D'EXPLOITATION FERROVIAIRES [8].....                      | 23 |
| IV.2.3.1. | Modèle de charges 71.....  | 23 |
| IV.2.3.2. | Schémas de charges SW/0 et SW/2.....                                 | 23 |
| IV.2.3.3. | Modèle de charges "Train à vide".....                                | 24 |
| IV.2.4.   | Chargements verticaux.....   | 24 |
| IV.2.5.   | Pose de voie ballastée.....  | 24 |
| IV.2.6.   | Effets dynamiques.....   | 25 |
| IV.2.6.1. | Domaine d'application.....   | 25 |
| IV.2.6.2. | Coefficient dynamique ( $\varphi_2, \varphi_3$ ).....                | 26 |
| IV.2.7.   | Forces horizontales.....   | 26 |
| IV.2.7.1. | Effort de lacet.....   | 26 |
| IV.2.7.2. | Effort dus au freinage et au démarrage.....                          | 26 |
| IV.3.     | AUTRES ACTIONS VARIABLES.....  | 27 |
| IV.3.1.   | Effet de la température.....   | 27 |
| IV.3.2.   | Effet du vent.....   | 27 |
| IV.3.3.   | Actions accidentelles.....   | 27 |
| IV.3.3.1. | Actions dues au déraillement d'un train sur le pont.....             | 27 |
| IV.3.3.2. | Charges sismiques.....   | 27 |
| IV.4.     | GROUPES DES CHARGES.....   | 27 |
| IV.5.     | LES COMBINAISONS D'ACTION.....                                       | 29 |
| IV.5.1.   | État limite ultime.....  | 29 |
| IV.5.1.1. | État limite ultime d'équilibre statique.....                         | 29 |
| IV.5.1.2. | État limite ultime fondamentale (résistance).....                    | 30 |
| IV.5.1.3. | État limite ultime accidentels (résistance, équilibre statique)..... | 30 |
| IV.5.1.4. | État limite ultime sismiques (résistance, équilibre statique).....   | 30 |
| IV.5.2.   | Etat limite de service.....  | 30 |
| IV.5.2.1. | État limite de service rare.....                                     | 30 |
| IV.5.2.2. | État limite de service fréquent.....                                 | 31 |
| IV.5.2.3. | État limite de service quasi-permanent.....                          | 31 |
| IV.6.     | CONCLUSION.....  | 31 |

## CHAPITRE V : CALCUL DES SOLLICITATIONS

|   |    |
|---|----|
| V.1. INTRODUCTION.....  | 32 |
| V.2. LE LOGICIEL ROBOT .....                                    | 32 |
| V.2.1. Les caractéristiques principales du logiciel Robot ..... | 32 |
| V.2.2. Principe de fonctionnement du logiciel Robot .....       | 32 |
| V.3. LES SOLLICITATIONS .....                                   | 33 |
| V.4. CONCLUSION .....   | 35 |

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.

|   |    |
|---|----|
| VI.1. INTRODUCTION .....  | 36 |
| VI.2. CARACTERISTIQUES DE LA SECTION .....                            | 36 |
| VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE .....                       | 36 |
| VI.3.1. Détermination du nombre total de câble.....                   | 36 |
| VI.3.2. Détermination du nombre des câbles.....                       | 37 |
| VI.3.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte ..... | 37 |
| VI.4. DISPOSITIONS DES CABLES .....                                   | 37 |
| VI.4.1. Principe .....  | 37 |
| VI.4.2. Détermination du tracé .....                                  | 38 |
| VI.5. CALCUL DES PERTES.....  | 39 |
| VI.5.1. Pertes de tension instantanées.....                           | 39 |
| VI.5.2. Pertes différées.....   | 39 |
| VI.6. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS .....                         | 40 |
| VI.6.1. Les sections de vérification .....                            | 40 |
| VI.6.2. Limitation des contraintes.....                               | 41 |
| VI.7. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES .....               | 41 |
| VI.8. ARMATURES DES ZONES TENDUES .....                               | 42 |
| VI.8.1. Armatures de peau .....                                       | 43 |
| VI.9. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU.....                        | 43 |
| VI.9.1. Le pourcentage minimum a disposé .....                        | 45 |
| VI.9.2. L'écartement maximum des cadres .....                         | 45 |
| VI.9.3. Cadre du talon.....   | 45 |
| VI.9.4. Armatures de couture de la membrure supérieure .....          | 45 |
| VI.9.5. Armateurs supérieure de la table de compression .....         | 45 |

|   |    |
|---|----|
| VI.9.6. Etude de la zone d'about.....                       | 46 |
| VI.9.7. Longueur de régularisation .....                    | 46 |
| VI.9.7.1. Etude de la première zone de régularisation ..... | 47 |
| VI.9.7.2. Zone de surface .....                             | 47 |
| VI.9.7.3. Zone intermédiaire comprimée .....                | 47 |
| VI.9.7.4. Zone d'éclatement .....                           | 48 |
| VI.9.7.5. Ferrailage de l'éclatement .....                  | 48 |
| VI.10. CONCLUSION .....                                     | 48 |

## **CHAPITRE VII : CALCUL DES DEFORMATIONS.**

|   |    |
|---|----|
| VII.1.INTRODUCTION .....                            | 49 |
| VII.2.CALCULE DES FLECHES .....                     | 49 |
| VII.2.1. Flèche due au poids propre .....           | 49 |
| VII.2.2. Flèche due aux surcharges .....            | 49 |
| VII.2.3. Contre flèche due à la précontrainte ..... | 49 |
| VII.2.4. Flèche de construction .....               | 50 |
| VII.2.5. Flèche totale.....                         | 50 |
| VII.2.6. Vérification de la flèche totale.....      | 50 |
| VII.3.CALCUL DES ROTATIONS .....                    | 50 |
| VII.3.1. Rotation due au poids propre .....         | 50 |
| VII.3.2. Rotation due à la surcharge.....           | 50 |
| VII.3.3. Rotation due à la précontrainte .....      | 50 |
| VII.3.4. Rotation totale.....                       | 51 |
| VII.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS .....                | 51 |
| VII.4.1. Déplacement due au retrait .....           | 51 |
| VII.4.2. Déplacement due au fluage.....             | 52 |
| VII.4.3. Déplacement due à la rotation .....        | 52 |
| VII.4.4. Déplacement due à la température.....      | 52 |
| VII.4.5. Déplacement totale .....                   | 52 |
| VII.5.CALCUL DES ALLONGEMENTS .....                 | 52 |
| VII.6. CONCLUSION .....                             | 52 |

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L' HOURDIS ET L'ENTRETOISE.

|   |    |
|---|----|
| VIII.1.INTRODUCTION .....                           | 53 |
| VIII.2.CALCUL DES MOMENTS .....                     | 53 |
| VIII.3.FERRAILLAGE DE L' HOURDIS .....              | 54 |
| VIII.3.1. Hypothèse.....                            | 54 |
| VIII.3.2. Section.....                              | 54 |
| VIII.3.3. Ferrailage dans le sens longitudinal..... | 54 |
| VIII.3.4. Ferrailage dans le sens transversal.....  | 54 |
| VIII.4.ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT .....          | 56 |
| VIII.4.1. Charges sur l'entretoise.....             | 56 |
| VIII.4.2. Ferrailage de l'entretoise.....           | 58 |
| VIII.4.2.1. Ferrailage longitudinale.....           | 58 |
| VIII.4.2.1.1 Hypothèses .....                       | 58 |
| VIII.4.2.1.2 Moments appliqués.....                 | 58 |
| VIII.4.2.1.3 Résultats .....                        | 58 |
| VIII.4.2.2. Ferrailage transversale.....            | 58 |
| VIII.5.CONCLUSION.....                              | 59 |

## CHAPITRE IX : EQUIPEMENTS DU PONT.

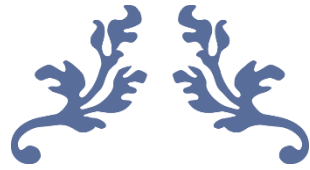
|   |    |
|---|----|
| IX.1. INTRODUCTION .....                            | 60 |
| IX.2. APPAREILS D'APPUI .....                       | 60 |
| IX.2.1. Dimensionnement des appareils d'appui ..... | 60 |
| IX.2.1.1. Hauteur T de l'élastomère .....           | 60 |
| IX.2.1.2. Dimensionnement des frettes .....         | 61 |
| IX.2.2. Vérification des appareils d'appui .....    | 61 |
| IX.2.2.1. La condition non cheminement.....         | 61 |
| IX.2.2.2. Résistance à la compression .....         | 61 |
| IX.2.2.3. Sécurité au flambement.....               | 61 |
| IX.2.2.4. Limitation de la distorsion.....          | 62 |
| IX.2.2.5. Condition de non glissement.....          | 62 |
| IX.2.2.6. Condition de non soulèvement.....         | 62 |
| IX.3. DES D'APPUI .....                             | 62 |
| IX.3.1. Dimensions des dés d'appui.....             | 62 |
| IX.3.2. Ferrailage de dés d'appui .....             | 63 |

|   |    |
|---|----|
| IX.3.2.1. Armature de chaînage.....             | 63 |
| IX.3.2.2. Armatures de profondeur.....          | 63 |
| IX.3.2.3. Armature de diffusion .....           | 63 |
| IX.4. JOINT DE BALLAST .....                    | 64 |
| IX.4.1. Calcul du souffle des joints.....       | 64 |
| IX.4.1.1. Souffle de la température .....       | 64 |
| IX.4.1.2. Souffle du retrait et du fluage.....  | 64 |
| IX.4.1.3. Souffle de l'effort de freinage ..... | 65 |
| IX.4.1.4. Souffle des rotations d'about.....    | 65 |
| IX.4.1.5. Souffle totale .....                  | 65 |
| IX.5. CONCLUSION.....                           | 65 |

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

|   |    |
|---|----|
| X.1. INTRODUCTION .....                                       | 66 |
| X.2. ETUDE DE LA PILE .....                                   | 66 |
| X.2.1. Définition.....  | 66 |
| X.2.2. Dimensions des éléments constitutifs de la pile.....   | 66 |
| X.2.2.1. Chevêtres .....                                      | 66 |
| X.2.2.2. Fûts - colonne à section circulaire.....             | 66 |
| X.2.2.3. Semelles.....  | 66 |
| X.2.3. Calcul des efforts.....                                | 67 |
| X.2.3.1. Effort du au poids propre du tablier .....           | 67 |
| X.2.3.2. Surcharge UIC 71 .....                               | 67 |
| X.2.3.3. Surcharge SW/0.....                                  | 67 |
| X.2.3.4. Surcharge SW/2.....                                  | 68 |
| X.2.3.5. Train à vide.....                                    | 68 |
| X.2.4. Effort sismique .....                                  | 68 |
| X.2.5. Combinaisons des composantes de l'action sismique..... | 68 |
| X.2.6. Etude du fût .....                                     | 69 |
| X.2.6.1. Evaluation des efforts sur le fût.....               | 69 |
| X.2.6.2. Les combinaisons des charges sismiques.....          | 69 |
| X.2.6.3. Ferrailage du fût. ....                              | 70 |
| X.2.7. Etude de La semelle .....                              | 71 |
| X.2.7.1. Evaluation des efforts.....                          | 71 |

|          |  |    |
|----------|--|----|
| X.2.7.2. | Détermination des nombre de pieux nécessaires.....   | 71 |
| X.2.7.3. | Ferraillage de la semelle (méthode des bielles)..... | 72 |
| X.2.8.   | Etude des pieux .....                                | 73 |
| X.2.8.1. | Ferraillage des pieux .....                          | 75 |
| X.2.9.   | Eude du chevêtre .....                               | 75 |
| X.2.9.1. | Ferraillage de chevêtre .....                        | 77 |
| X.3.     | ETUDE DE LA CULEE.....                               | 79 |
| X.3.1.   | Choix de type de culée .....                         | 79 |
| X.3.2.   | Les Fonctions de la culée .....                      | 79 |
| X.3.3.   | Dimensions de la culée.....                          | 79 |
| X.3.4.   | Évaluation des efforts.....                          | 81 |
| X.3.4.1. | Calcul des coefficients sismiques.....               | 81 |
| X.3.4.2. | Calcul des sollicitations.....                       | 81 |
| X.3.4.3. | Ferraillage des éléments de la culée .....           | 81 |
| X.3.5.   | Etude de La semelle .....                            | 82 |
| X.3.5.1. | Détermination des nombre de pieux nécessaires.....   | 82 |
| X.3.5.2. | Ferraillage de la semelle (méthode des bielles)..... | 82 |
| X.3.5.3. | Ferraillage de la semelle.....                       | 83 |
| X.3.6.   | Etude des pieux .....                                | 84 |
| X.3.6.1. | Ferraillage des pieux .....                          | 85 |
| X.4.     | CONCLUSION.....                                      | 86 |
|          | CONCLUSION GENERALE.....                             | 87 |
|          | BIBLIOGRAPHIE .....                                  |    |
|          | LES ANNAXES .....                                    |    |



---

# INTRODUCTION GENERALE

---



## INTRODUCTION GENERALE

C'est dans le domaine des ponts, ouvrage d'art par excellence que les ingénieurs et architectes ont appliqué leurs connaissances avec la plus grande créativité, en développant des techniques audacieuses, originales qui ont permis la réalisation d'ouvrages exceptionnels.

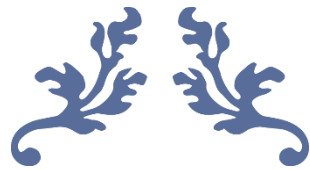
La conception et l'étude d'un pont dépend de plusieurs facteurs d'ordre naturel et fonctionnel liés au site de construction. Le développement incessant de l'outil informatique et des matériaux de construction nous offrent aujourd'hui un large éventail quant au choix et l'étude d'une esquisse convenable d'un ouvrage. De plus, l'aspect technique et économique d'un projet doit être minutieusement étudiée, tout en préservant un cachet esthétique acceptable.

Le parc algérien des ouvrages d'art a connu une grande évolution ces dernières années. Cela est dû aux nombreux projets qui ont été lancés par la tutelle dans le domaine routier et ferroviaire. A titre d'exemple, on cite l'autoroute est-ouest et les différentes rocade ferroviaires.

L'objet de ce modeste travail est la conception et l'étude d'un viaduc (pont-rail) dans la wilaya de **BISKRA** franchissant la **RN46**, ce projet rentrant dans le cadre du **PROJET CONTOURNEMENT DES INSTALLATIONS FERROVIAIRES DE LA VILLE DE BISKRA**.

Le travail réalisé sera présenté dans ce mémoire organisé en dix chapitres et une conclusion générale. Tout d'abord, le premier chapitre comportera des généralités et exposera la situation géographique, les données fonctionnelles et naturelles du projet. Ensuite, le second chapitre traitera sur les différentes variantes proposées lors de la phase de conception ainsi qu'une analyse multicritère qui déterminera la variante retenue pour l'étude de l'ouvrage. Le troisième chapitre portera sur l'étude des matériaux où seront décrits, les caractéristiques physiques et mécaniques de ces derniers. Le quatrième chapitre aura pour contenu le calcul des charges et surcharges appliquées à l'ouvrage ainsi que les différents efforts induits par ces dernières sur le pont. Le cinquième chapitre portera sur les sollicitations appliqué dans toute les poutres a pour but de détermine la poutre la plus sollicité Après cela, le chapitre six concernera l'étude de la précontrainte où sera mis en évidence le nombre et le tracé des câbles, le calcul des pertes, le ferrailage passive de la poutre ainsi que la vérification des contraintes. Apres le chapitre sept comportera toute les calculs des déformations dans le tablier de pont. Par la suite, le chapitre huit et le chapitre neuf traiteront respectivement le calcul de l'hourdis et l'entretoise et le calcul des équipements. Pour finir, en ce qui concerne l'infrastructure, le chapitre dix traitera respectivement l'étude de la pile ainsi que l'étude de la culée en décrivant le dimensionnement et le ferrailage de leur différent composant ainsi que celui de la semelle et des pieux de la culée.

Le mémoire se termine par une conclusion générale qui portera sur la finalité de ce travail et décrira les nombreux enseignements et connaissance acquis au cours de ce projet de fin d'études.



---

# CHAPITRE I

---

## GENERALITES



## CHAPITRE I GENERALITES

### I.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on va présenter les différentes informations sur le projet, ainsi que les données relatives à l’ouvrage, on se référera aux documentations liées au projet.

### I.2. DESCRIPTION DE PROJET

La ville de Biskra se situe dans le tiers Nord-est de l’Algérie, à environ 230 Km à l’Ouest de la frontière avec la Tunisie et à une distance similaire du littoral méditerranéen.

Cette ville représente un point de passage essentiel des biens et des personnes sur la ligne El-Ghourzi/Touggourt d’une longueur de 420 km reliant le Nord au Sud du pays. Cependant, cette ligne est un obstacle important pour la perméabilité transversale de la ville.



Figure I. 1 : Wilaya de Biskra.

Les motifs essentiels qui ont conduit à la nécessité de concevoir une voie de contournement de la ville de Biskra sont les suivants :

- Le contournement et le réaménagement des installations ferroviaires de la ville de Biskra s’inscrit dans le cadre du plan directeur d’aménagement et d’urbanisation de cette ville.
- La situation de la ville sur cet important axe ferroviaire Nord – Sud du pays, et sa croissance constante en tant que centre d’activité commerciale rendant nécessaire l’augmentation de la fréquence et de la vitesse commerciale de l’offre ferroviaire actuelle.
- La confluence à Biskra de plusieurs routes nationales (RN-03, RN-31, RN-46, et RN- 83), dont le trafic subit un développement significatif, favorisent cette croissance économique.

Par conséquent, il est nécessaire d’entreprendre les travaux suivants :

- Exécution d’un nouveau couloir ferroviaire dans la périphérie de la ville.
- Récupération du couloir actuel pour la ville, entre la zone industrielle de NAFTA et la gare de voyageurs.
- Remaniement de la gare de voyageurs actuelle pour la convertir en un centre intermodal de transport de voyageurs (chemin de fer, autobus urbains et autobus interurbains).
- Construction d’une nouvelle gare au sud de la ville, destinée exclusivement aux services de marchandises, à un emplacement près de la zone d’activité industrielle de Biskra.

## I.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage en question est un viaduc de longueur totale de 180 m et de largeur 13 m situé entre P.K 12+550 et 12+730 Cet ouvrage porte la ligne de chemin de fer et permet le franchissement de la route nationale R.N.46.

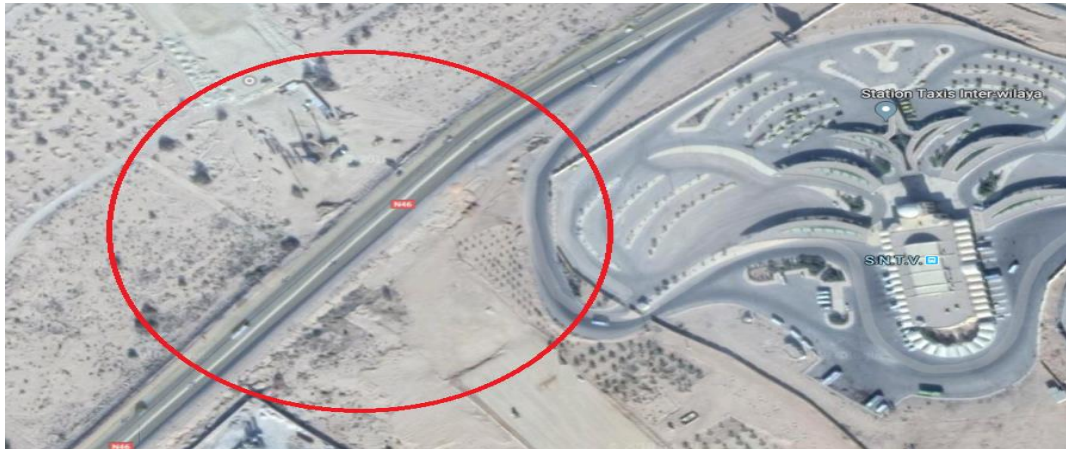


Figure I. 2: Situation de l'ouvrage sur Google Earth.

## I.4. LES DONNEES RELATIVES DE L'OUVRAGE

### I.4.1. Les données naturelles

#### I.4.1.1. Les données géotechniques

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

D'après le rapport de sol établi par le LNHC (Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction-Direction régionale Est 'unité BATNA'), les résultats obtenus à partir d'une investigation in situ et de laboratoire qui donne les informations sur le sol support devant recevoir l'ouvrage.

#### ❖ La reconnaissance in situ

Le programme de reconnaissance géotechnique a consisté en la réalisation :

- Deux (02) sondages carottés de 23 m de profondeur.
- Deux (02) sondages pressiométriques de 21m de profondeur.

#### ❖ Résultats (Annexe A)

→ D'après le DTR-BE 1.2, les différents types de sol rencontrés sont des terrains moyennement compacts.

→ Les pressions limites (PL) varient entre des valeurs moyennes et faibles et prennent des valeurs entre 2.17 bars et 23.52 bars jusqu'au 18m de profondeur.

→ Une présence d'eau est détectée entre 9.00m et 15.00m de profondeur.

#### ❖ Les essais de laboratoire

Pour pouvoir réaliser les essais de laboratoire, (14) échantillons ont été prélevés à différentes profondeurs au niveau de (04) sondages réalisés.

Sur la base de ces échantillons, on a réalisé des essais physiques, des essais à la compression simple et l'analyse chimique.

- Analyse Granulo-Sédimentométrique (NF P94-056 et NF P94-057).
- Paramètres physique selon les normes NF P94-050 et NF P94-053.
- Essais mécaniques (NF P94-071, NF P94-090-1 et 091).
- Analyses chimiques selon la NF P18-011.

### ❖ Résultats (Annexe A)

→ Les sols en place se caractérisent par une densité humide mesurée sur des échantillons qui varient entre  $1.76 \text{ t/m}^3$  et  $2.11 \text{ t/m}^3$ , la densité sèche oscille entre  $1.41 \text{ t/m}^3$  et  $1.96 \text{ t/m}^3$  avec un degré de saturation compris entre 58.26 % et 96.59 %. Ces résultats montrent un sol très humide et peu dense à très dense.

→ Les résultats obtenus indiquent des angles de frottement qui varient entre  $8.14^\circ$  et  $26.59^\circ$ , et des cohésions à un intervalle compris entre 0.18 bars et 2.09 bars.

→ Le sol est classé selon la NF P 18-011 (classification des environnements agressifs) comme sol fortement agressif qui appartient au niveau d'agressivité « A3 » et les recommandations en matière de protection contre l'agressivité sont indiquées dans le tableau suivant :

**Tableau I. 1 : protection contre l'agressivité.**

|   |  |
|---|--|
| Choix de ciment   | Ciment spécial résistant aux sulfates  |
| Protection supplémentaire   | Non nécessaire   |
| Dosage minimal de ciment (KG/m <sup>3</sup> )<br>D : dimension maximale du granulat en mm | $700/\sqrt[5]{D}$  |
| E/C   | $\leq 0.50$  |
| Granulats   | Granulométrie conforme aux règles de composition de béton  |
| Ouvrabilité du béton  | Consistance compatible avec une bonne mise en place et conduisant à la compacité maximale du béton, usage éventuel d'adjuvants |
| Enrobage des armatures  | $\geq 40\text{mm}$   |

### I.4.1.2. Les données géologiques

La région de Biskra constitue la transition entre les domaines atlasiques plissés du Nord et les étendues plates et désertiques du Sahara au sud. Le territoire de la wilaya peut être divisé en quatre grandes entités géographiques, à savoir:

- Une zone de montages, qui borde la limite septentrionale de la wilaya, le djebel Taktiout est le point culminant de la wilaya, d'une altitude de 1942 m.
- Une zone de plateaux, localisée à l'ouest de la wilaya. Cette zone s'étend du nord au sud et constitue en partie le territoire de la daïra d'Ouled Djalal et celle de Tolga.
- Une zone de plaines, qui occupe la zone centrale de la wilaya, il s'agit des trois grandes plaines d'El Outaya de Sidi Okba et de celle de Doucen.
- Une zone de dépression, située au sud-est de la wilaya, qui correspond en fait à la zone des chottes à altimétrie négative (atteignant par endroits 40m). Cette zone constitue le point de convergence et d'exécution naturelle de la majorité des grands oueds qui drainent la wilaya.

### I.4.1.3. Les données hydrologiques

La région de Biskra est drainée par une série d'Oueds dont les plus importants sont : Oued Djedi, Oued Biskra, Oued El-Arab et Oued El-Abiod. Les études géologiques (Cornet, 1964; Busson, 1971; Eress, 1972 et Fabre, 1974) et hydrogéologiques ont permis de mettre en évidence l'existence de plusieurs réservoirs aquifères d'importance bien distincte de part leur constitution lithologique, leur structure géologique et les facilités d'exploitation qu'ils présentent. Ces aquifères

appartiennent au Quaternaire, au Mio-Pliocène, à l'Eocène inférieur et le Sénonien supérieur (Maestrichtien) et à l'Albien et dans la région de Biskra, il a été dénombré 4 types de nappes phréatiques :

**a) La nappe phréatique du quaternaire**

Elle est connue au niveau des palmeraies de Tolga et se localise souvent sur des accumulations alluvionnaires. On classe dans cette catégorie, la nappe de l'oued de Biskra et celle de l'oued Djedi. Elles doivent leur alimentation normalement à partir des précipitations et des eaux d'irrigation. La plupart des eaux de cette nappe sont salées ou très salées (Khechai, 2001).

**b) La nappe profonde**

Cette nappe souvent appelée albiennaise, elle est caractérisée par une température très élevée. Elle est rarement exploitée, sauf à l'Ouled Djellal ou Sidi Khaled où les formations gréseuses de l'albien ou de barrémien sont touchées à une profondeur de 1500 à 2500 mètres (Khechai, 2001).

**c) La nappe calcaire**

Cette nappe est localisée dans la totalité de la région de Biskra. Elle est plus exploitée qu'à l'Est de Biskra à cause des faibles profondeurs relatives de captage. A l'ouest, la profondeur de 150 à plus de 200 m alors qu'à l'est, la profondeur dépasse les 400 m (Mimeche, 1999). L'alimentation de cette nappe se fait par deux zones d'affleurement de l'éocène inférieur, la première à l'ouest de Daoucen et Ouled Djellal, la seconde au nord de Tolga, entre Foughala et Bouchegroune et les versants de la plaine de l'Outaya. Cette nappe subit une baisse de niveau piézométrique suite à la surexploitation (Khechai, 2001).

**d) La nappe du Miopliocène**

Cette nappe à une extension considérable. Elle est capturée par de nombreux forages dans les plaines. Son épaisseur reste faible sur les piémonts et augmente au milieu de la plaine. Son alimentation est assurée par les pluies exceptionnelles dans les zones d'affleurements les exutoires sont constitués par les sources (telle la source de Sebaa Mgataa) et par les vastes zones d'évaporation. Finalement, l'écoulement de cette nappe se fait du nord-ouest vers le sud-est pour déboucher au chott Melrhir (Khechai, 2001).

### **I.4.1.4. Les données sismiques**

Le règlement parasismique Algérien des Ouvrages d'Art (R.P.O.A 2008) a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles divisent le territoire algérien en cinq zones sismiques :

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

Ces zones sont représentées dans la figure suivante :

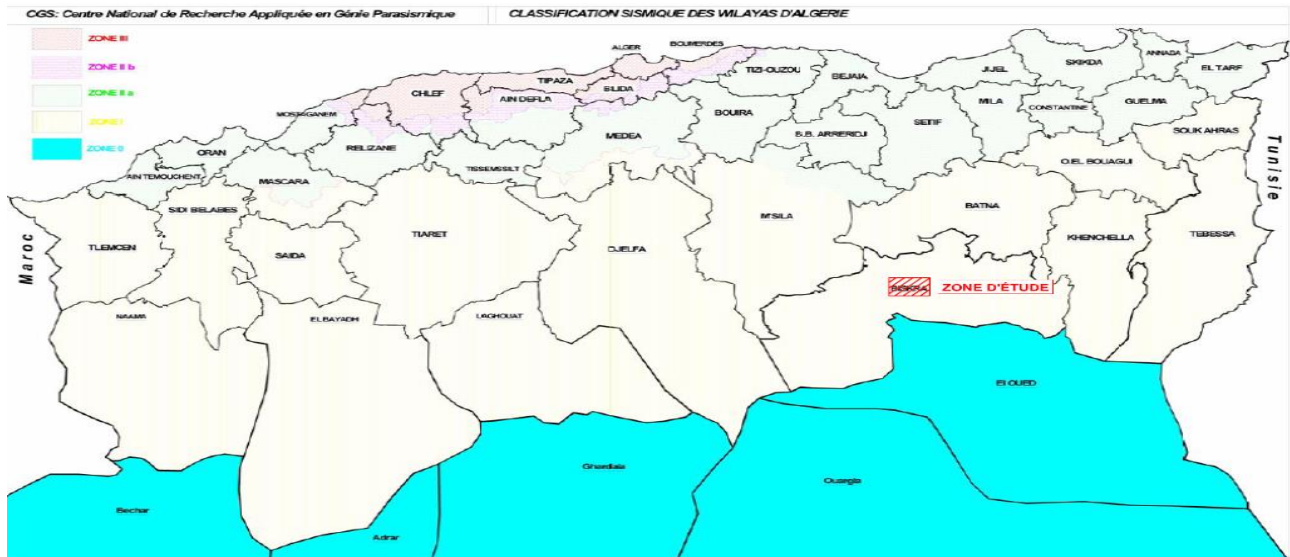


Figure I. 3: Situation du projet sur la carte de zonage sismique du territoire national.

D’après R.P.O.A [1], la wilaya de BISKRA s’inscrit entièrement dans la « Zone I », de sismicité faible. Le R.P.O.A classe les ponts en trois groupes selon leur importance :

Tableau I. 2 : Classification des ponts.

| Groupe de pont | Importance                |
|----------------|---------------------------|
| Groupe 1       | Pont stratégique          |
| Groupe 2       | Pont important            |
| Groupe 3       | Pont d’importance moyenne |

Alors la classe de pont dans notre projet de fin d’étude est un pont stratégique car il est destiné pour la liaison ferroviaire. Et aussi le R.P.O.A permet de donner le coefficient d’accélération de zone « A » qui définit en fonction de la zone sismique et de l’importance du pont d’après le tableau suivant :

Tableau I. 3 : Coefficient d’accélération de zone.

| Groupe de pont | Zone sismique |      |      |      |
|----------------|---------------|------|------|------|
|                | I             | IIA  | IIB  | III  |
| 1              | 0.15          | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 2              | 0.12          | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 3              | 0.10          | 0.15 | 0.20 | 0.25 |

Donc le coefficient d’accélération de zone « A » dans notre projet de fin d’étude est **A=0.15**.

**I.4.2. Les donnes fonctionnelles**

**I.4.2.1. Les données relatives à la voie portée**

**I.4.2.1.1. Le tracé en plan**

Le trace en plan est la ligne définissent la géométrie de l’axe de la voie de portée dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points.

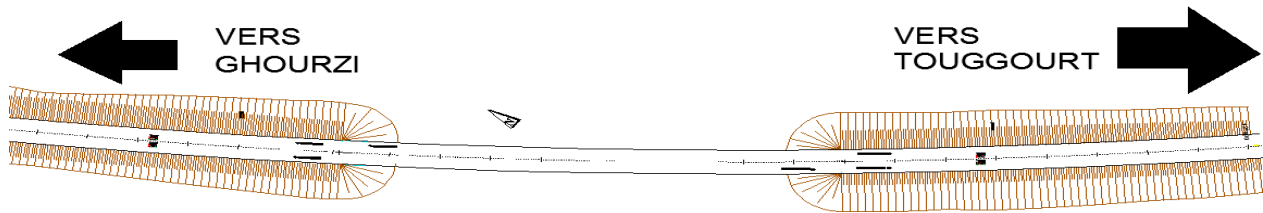


Figure I. 4:Tracé en plan.

Le profil en long est la ligne située sur l’extrados de l’ouvrage définissant, en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l’obstacle franchi ou aux contraintes naturelles, et en fonction du type prévisible de l’ouvrage de franchissement. Longitudinalement l’ouvrage présente une pente de 1.6% la cote entre le terrain naturel et la ligne rouge est de 10.80 .

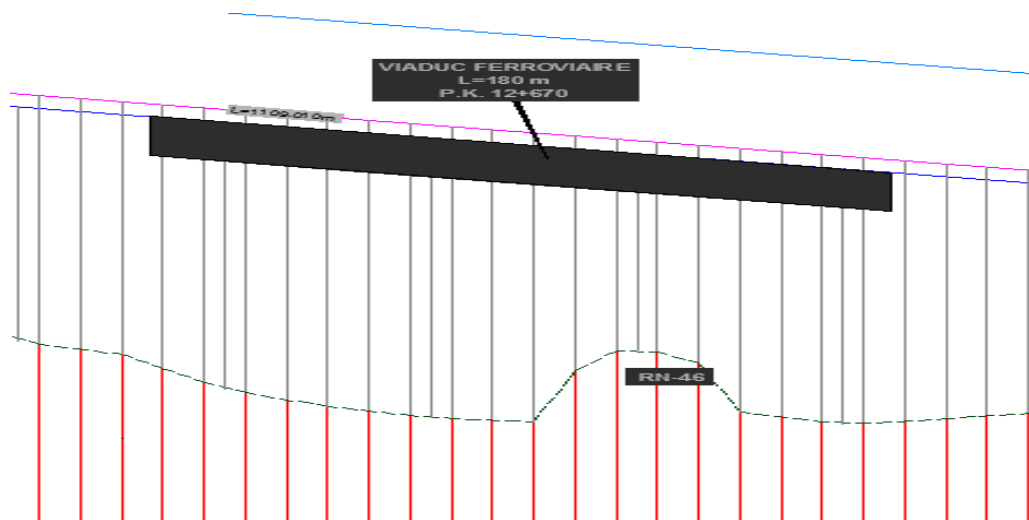


Figure I. 5profil en long.

#### I.4.2.1.2. Profil en travers

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

- Largeur de tablier est de 13m.
- Tablier à double voies existante et future.
- L’entraxe entre les deux voies est 4.2 m.
- 2 trottoirs de largeur 0.95 mètres chacun.
- Tablier en toit de  $\pm 2 \%$  de part et d’autre de l’axe du pont
- Lit de Ballast.
- Murette de garde

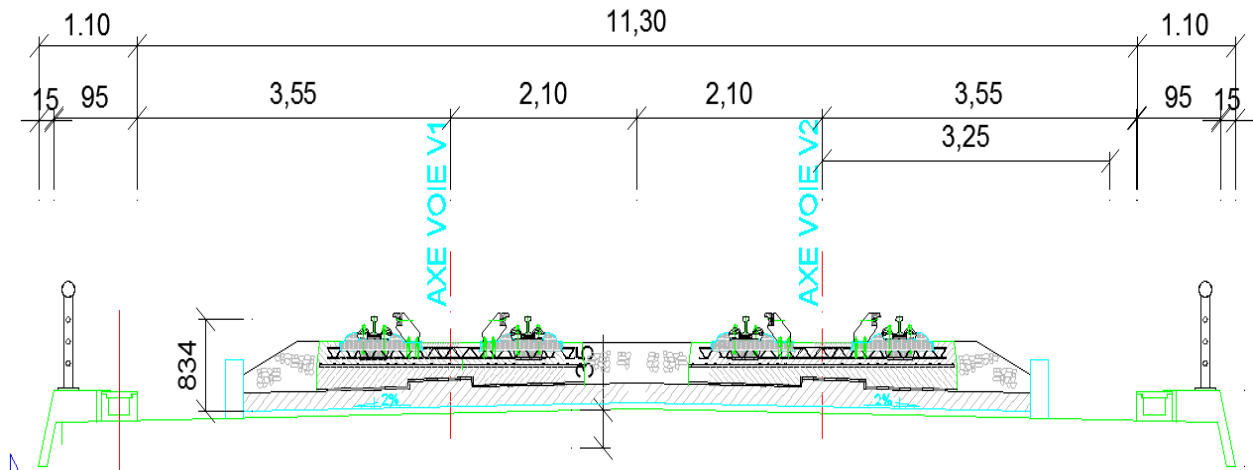


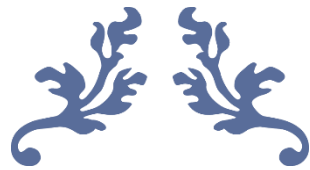
Figure I. 6: Profil en travers.

#### I.4.2.2. Données relatives à l'obstacle à franchir

L'ouvrage franchit est une route (RN 46) de largeur de 26.5 m.

### I.5. CONCLUSION

La situation géographique du projet ainsi que les données (naturelles et fonctionnelles) relatives à ce dernier sont des éléments primordiaux qui nous seront utiles pour passer à la phase de conception de l'ouvrage.



---

# CHAPITRE II

---

# CONCEPTION



## CHAPITRE II

### CONCEPTION

#### II.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont résulte d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

#### II.2. PROPOSITIONS DES VARIANTES

Pour la conception du notre projet, on se limite aux variantes suivantes :

- Variante 1 : Pont Mixte bipoutres Métalliques.
- Variante 2 : Pont à poutres précontraintes par post tension.
- Variante 3 : pont caisson en béton précontrainte.

##### II.2.1. Première variante « Pont Mixte bipoutres Métalliques »

Le développement des ponts métalliques a toujours été lié à celui du chemin de fer Les grands ponts rails construits voici plus d'un siècle, sont encore en service aujourd'hui. L'archétype du tablier métallique utilisé sur les lignes nouvelles du train à grande vitesse, pour les franchissements de moyennes portées (de 40 à 60 m) ne présentant pas de difficultés de profil en long ou de gabarit contraignant. (SETRA, 2010) [2].

##### II.2.1.1. Implantation des appuis

Cette variante comporte quatre travées (2 travées de rive de 30m et 2 travées intermédiaires de 60 m) avec une largeur de 13m pour le tablier.

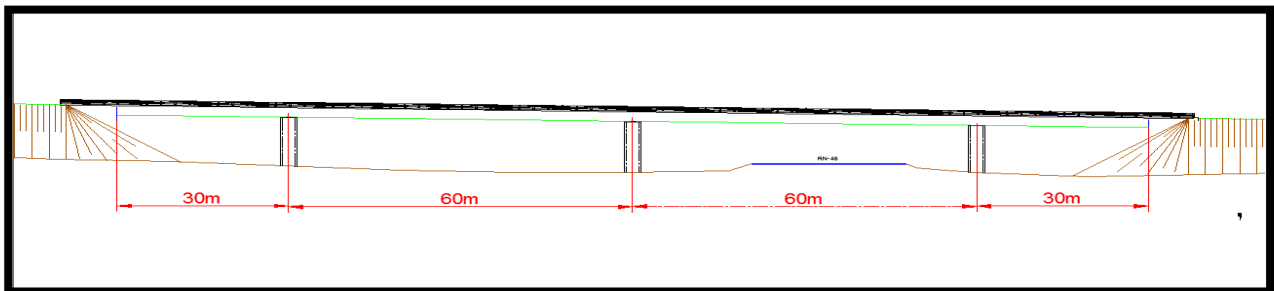


Figure II. 1: Vue en élévation (pont mixte).

##### II.2.1.2. Pré dimensionnement

- Epaisseur de la dalle est  $e=25$  cm.
- Entraxe des poutres principales est 0.55.  $l_t$  ce qui donne **7.15 m**.
- Hauteur de la poutre est donnée par le formule suivantes :  $H= L/28 \Rightarrow H= 2.2m$ . (cour pont mixte chapitre 3).
- Largeur de la semelle inferieure :  $500 \text{ mm} < b_i < 1200 \text{ mm}$  On choisit  **$b_i=800$  mm**.
- Largeur de la semelle supérieure :  $400 \text{ mm} < b_s < 800 \text{ mm}$  on prend  **$b_s=700$  mm**.
- L'épaisseur des semelles est adaptée pour contre carré la flexion, ce qui donne une surépaisseur à mi- travée :  **$E_{mi-travée} = 75$  mm,  $E_{appui} = 55$  mm**. Pour la semelle inférieure et  **$E = 55$  mm**. Pour la semelle supérieure (guide C2 500).
- L'épaisseur de l'âme des poutres est adaptée compte tenue de l'effet de l'effort tranchant et le voilement :  **$E_{âme} = 20$  mm**, à mi- travée.  **$E_{âme} = 35$  mm**, au niveau des appuis.

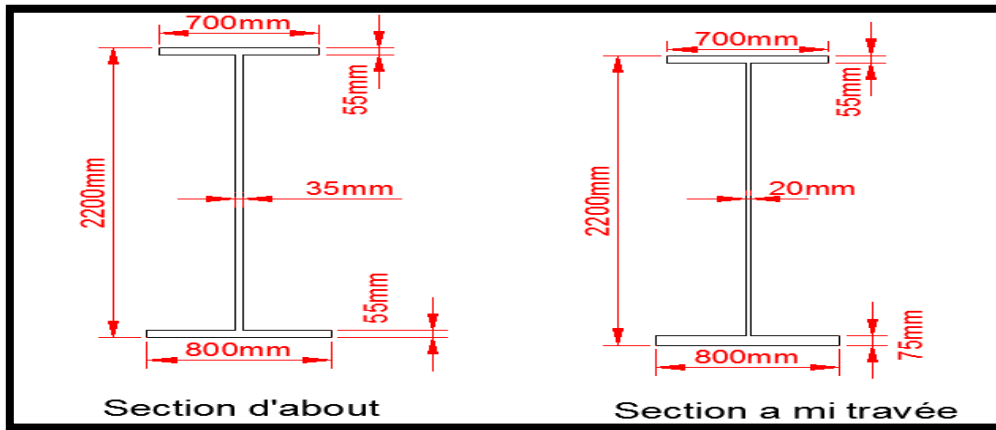


Figure II. 2 : Détails des poutres (pont mixte).

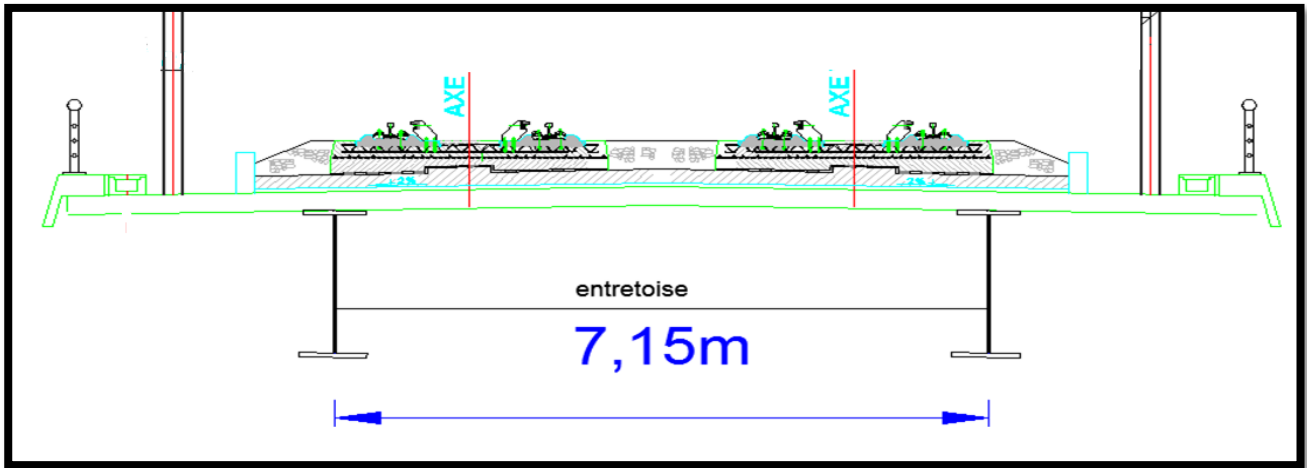


Figure II. 3 : Coupe transversale au niveau d'appui (pont mixte).

### II.2.1.3. Avantages et inconvénients

Ce mode de construction est compétitif et présente plusieurs avantages et aussi des inconvénients dont les principaux sont :

#### II.2.1.3.1. Les avantages

- La possibilité de franchir des grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La légèreté de la superstructure (le tablier mixte est léger par rapport à un tablier à poutre).
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offre des multiples possibilités de conceptions architecturales.
- Facilite l'entretien, car les éléments de la structure sont accessibles aux inspections et à la maintenance.
- L'excellent rapport poids/performance du matériau acier.

#### II.2.1.3.2. Les inconvénients

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages. L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.

- La stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants des montages, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande une main d'œuvres qualifiée (surtout pour les soudures).
- Les poutres en I sont sensibles au diversement pour les ensembles des pièces de pont, montant ou entretoises.

**II.2.2. Deuxième variante «Pont à poutres précontraintes par post tension»**

Le pont à poutres précontraintes par post tension est la variante la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie avantages et leurs intérêt économique. De ce fait on l'a proposé comme variante pour la conception (SETRA VIPP) [3].

**II.2.2.1. Implantation des appuis**

Dans cette variante on propose un pont de 5 travées avec une longueur de 33.4 m de chacune.

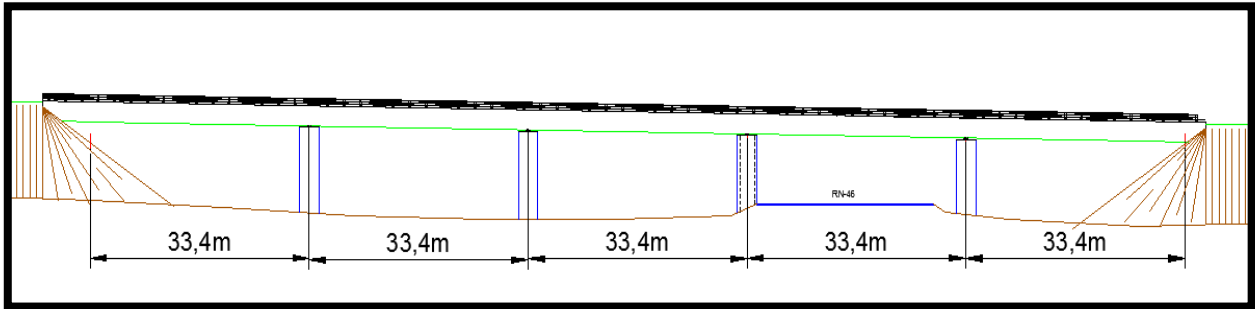


Figure II. 4 : Vue en élévation (pont a poutre).

**II.2.2.2. Pré dimensionnement de la poutre**

- Elancement de la poutre  $1/20 \leq H_p \leq 1/17 \Rightarrow$  on prend **Hp=2m**.
- L'épaisseur de la dalle : on choisit **e=25cm**.
- La largeur de la table de compression :  $0.6h < b < 0.7h \Rightarrow$  on prend **b=1.30 m**.
- L'épaisseur de la table de compression : **On prend e = 11.5cm**.
- La largeur du talon : **Lt=60 cm** mais cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte.
- Epaisseur du talon : Les dimensions du talon sont imposées par les dispositions constructives concernant l'enrobage des câbles qui y seront logés. De ce fait la partie verticale du talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20 m donc dans notre cas, et par mesure de sécurité on prendra la dimension du pied du talon : **e=20 cm**.
- **Goussets** : C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures actives et passives
  - Gousset du talon :  $1 < \tan(\alpha_1) < 1.5$  alors on choisit  **$\alpha_1 = 52^\circ$**
  - Gousset de la table de compression : On prend  $\begin{cases} \alpha_2 = 7.5^\circ \\ \alpha_3 = 52^\circ \end{cases}$
- Largeur de tablier est : **13m**.
- Position de la poutre de rive est : **0.9m**.
- Nombre des poutres est donnée par la formule suivantes :  **$N = (L_a / d) + 1$**  avec :
  - La** : entre axe des poutres d'extrémité **11.2m**.
  - **d** : entre axe des poutres : on prend **d= 1.4m**.
  - **$N = (11.2/1.4) + 1 \Rightarrow N = 9$  poutres.**

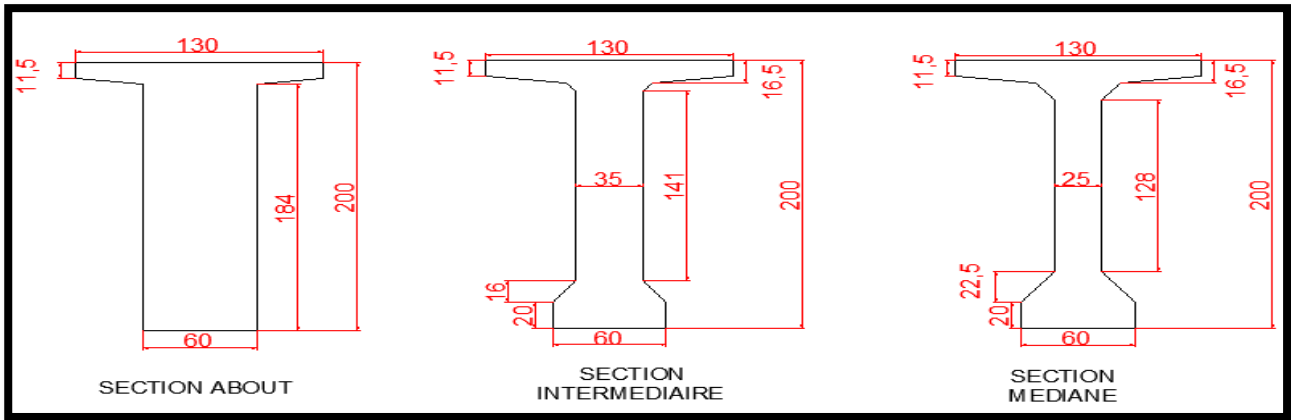


Figure II. 5 : Détails des poutres (pont a poutre).

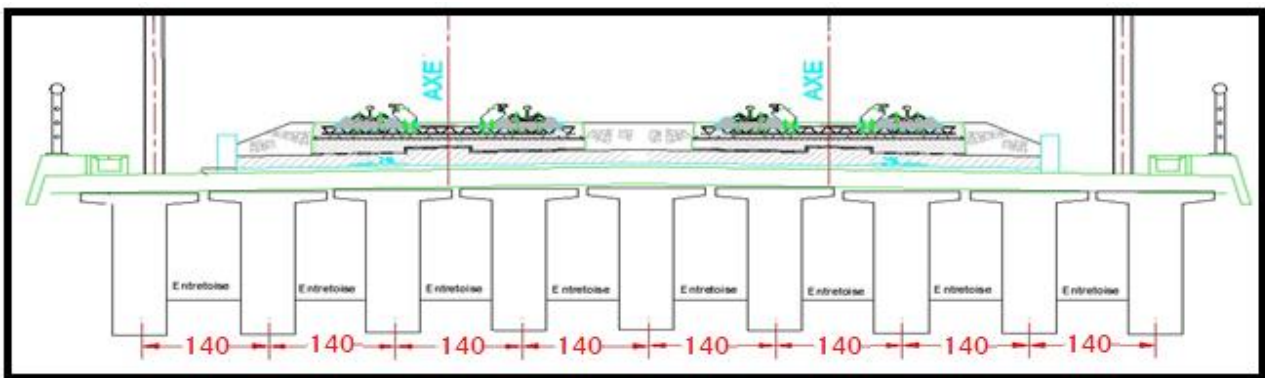


Figure II. 6 : Coupe transversale au niveau d'appui (pont a poutre).

### II.2.2.3. Avantages et inconvénients

#### II.2.2.3.1. Avantages

- Facilité d'étude et d'exécution.
- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier a poste fixé est en général de meilleure qualité.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés peuvent atteindre des longueurs comprises entre 30 et 50m)
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- Bonne protection des armatures d'acier.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un plus grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- l'absence à peu près complète de pathologie grave.

#### II.2.2.3.2. Inconvénients

- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'oeuvre pour l'exécution de la précontrainte
- Poids propre très important.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer et mettre en place.

### II.2.3. 3ème variantes « pont caisson en béton précontraint »

La méthode de construction en encorbellement consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles : après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte. Le tronçon devient alors autoporteur et sert de base de départ à une nouvelle avancée, afin d'obtenir un fléau.

#### II.2.3.1. L'implantation des appuis

Pour cette variante, on adopte pour la réalisation de 3 travées, une travée intermédiaire de 80m et deux travées de rive de même longueur de 50m.

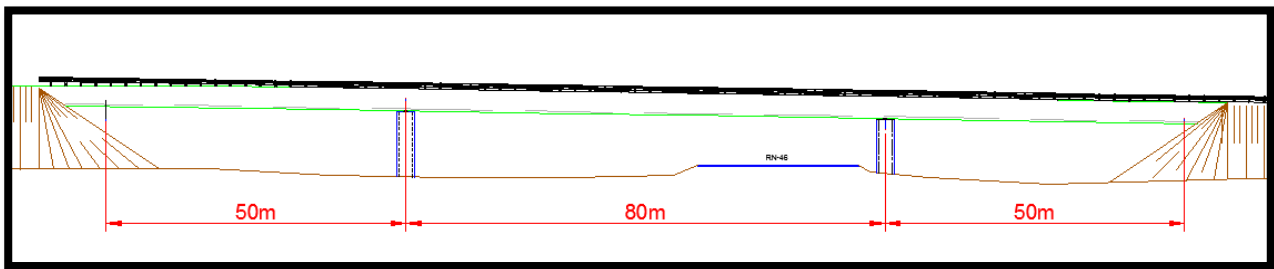


Figure II. 7 : Vue en élévation (pont caisson).

#### II.2.3.2. Pré dimensionnement

On fait pré dimensionnement selon le guide SETRA [4].

La figure ci-dessous précise les notations qu'on va utiliser pour pré-dimensionner cette Variante.

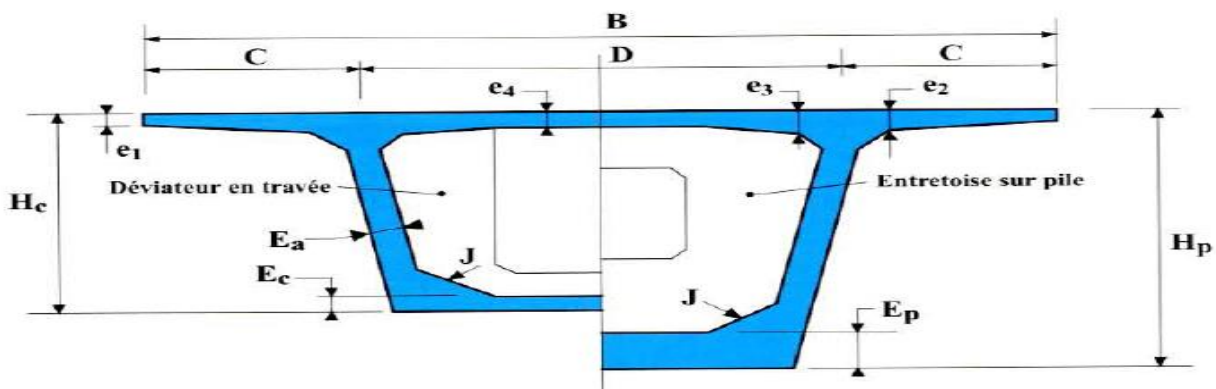


Figure II. 8 : Les dimensions des différents composants de voussoir sur pile et à la clé.

#### ➤ Hauteur du voussoir

• **Sur pile  $H_p$**  : dans le cas courant, la hauteur sur pile est comprise entre  $L/16$  et  $L/18$ , alors  $4.44 \leq H_p \leq 5$ . On prend  **$H_p=4.5m$** .

• **Sur culée  $H_c$** : la hauteur du voussoir sur culée est comprise entre  $L/30$  et  $L/35$ , donc  $2.28 \leq H_c \leq 2.67$ . On prend  **$H_c=2.5m$** .

#### ➤ Hourdis supérieur

Pour une largeur de tablier égal à  $B=13m$ , le choix sera porté sur un caisson simple à deux âmes. Ces dernières sont implantées au quart de la largeur de caisson.  $C=B/4$ , donc  **$C=3,25m$**  et  $D=B-2C \Rightarrow$   **$D=6.5m$** .

L'hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre.

• Son épaisseur en extrémité  $e_1$  dépend du dispositif de retenue choisi (voir le guide SETRA relatif aux barrières de sécurité) [5], alors On prend  **$e_1=17cm$** .

- L'épaisseur  $e_2$ , à l'enracinement de l'encorbellement dépend des équipements et du profil en travers fonctionne, On fixe  $e_2=45\text{cm}$ .
- L'épaisseur à mi- travée  $e_4$  est égale à  $D/25$  ou  $D/30$ . On prend  $e_4=25\text{cm}$  à cause de la compression qui subit l'hourdis supérieur à mi- portée.
- À l'encastrement, la valeur  $e_3$  est estimée en mètre à  $e_3=0.10+D/25$ , avec  $D=B-2C$ , donc  $e_3=36\text{cm}$ .

On doit aussi vérifier la relation  $e_3 > e_2 - 0.10\text{m}$  et  $e_3 > 1.5 * e_4$  donc on prend  $e_3 = 40\text{cm}$ .

➤ **L'épaisseur des âmes**

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de piles. Les parements des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adopter est comprise entre **10% et 30%**.

L'épaisseur totale  $Ea$  des deux âmes peut être estimé à

$$Ea = L/275 + 1.25 \times B/L - 0.125 = 0.369\text{m}, \text{ on prend } Ea = 40 \text{ cm}.$$

➤ **L'épaisseur de l'hourdis inférieur**

**L'épaisseur sur pile  $E_p$**  : dépend beaucoup plus de des portées et des largeurs des hourdis, qui varient généralement entre 35 ou 80 cm ou plus. On la fixe  **$E_p=50 \text{ cm}$** .

**L'épaisseur sur culée  $E_c$**  : elle doit être aux valeurs suivantes :  $E_c \geq \max(18 \text{ cm} ; 3\phi ; E_p/3)$ , alors  **$E_c=30 \text{ cm}$** .

➤ **Dimensionnement des goussets**

• **Gousset supérieur**

Les dimensions du gousset supérieur sont conditionnées par plusieurs facteurs qui sont en général :

- ✓ Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.
- ✓ Ils abritent les câbles de fléau qui précèdent leur ancrage.

Dans la face extérieure, on lui donne les dimensions suivantes :  **$100\text{cm} \times 50\text{cm}$**  et un angle de  **$30^\circ$** .

Dans la face intérieure, on les fixe à  **$45\text{cm} \times 45\text{cm}$**  et un angle de  **$45^\circ$** .

• **Gousset inférieur**

Son rôle principal est le raccordement mécanique entre les âmes et l'hourdis inférieur et il doit aussi loger les câbles de continuités intérieures. On le fixe à  **$35\text{cm} \times 35\text{cm}$**  avec un angle de  **$45^\circ$** .

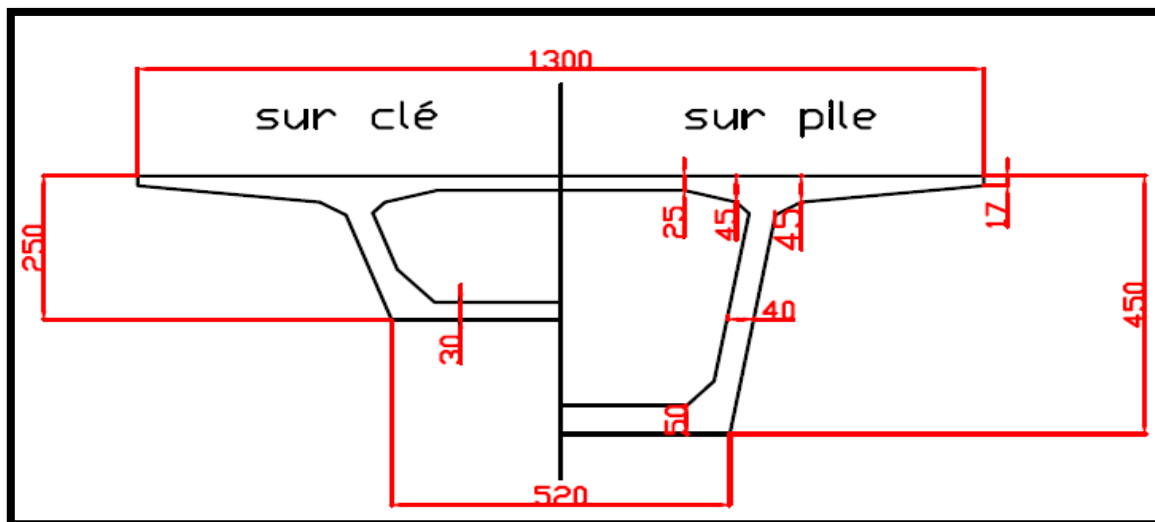


Figure II. 9 : section transversale de voussoir sur pile et sur la clé.

### II.2.3.3. Avantages et inconvénients

#### II.2.3.3.1. Les Avantages

- Une vallée accidentée et profonde ne peut être franchie facilement, que si on construit notre tablier sans contact avec le sol.
- Réduire le nombre des appuis à réaliser.
- Faciliter la construction du tablier sur le profil en long et le tracé en plan et de lui donner des différentes géométries.
- La technologie des coffrages glissants pour les piles hautes permettent à la construction de devenir économique.
- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.

#### II.2.3.3.2. Les inconvénients

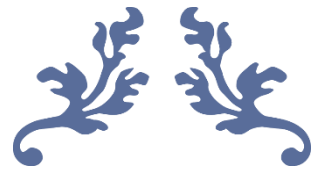
- Le poids est très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et fondations importantes.
- Le coût est très élevé du fait l'utilisation de nombreux câbles de la précontrainte et des fondations profondes importante.
- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat, important.

## II.3. CONCLUSION

Pour notre étude, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

A savoir que la variante mixte bipoutre à pièces de pont a pu être la solution convenable à ce franchissement, lorsque le délai de commande des pièces métalliques ne constitue pas un majeur inconvénient. Alors que le recours à la préfabrication des poutres précontraintes est dans ce cas-là, est plus convenable du côté de la capacité d'exécution des entreprises nationales, délais, coûts, adaptation à la nature.

Le choix définitif est porté sur la deuxième variante qui est une conception d'un pont- rail à poutres précontraintes par post-tension à cinq travées indépendantes et identiques. Le dimensionnement de cet ouvrage et ses divers équipements fait appel à plusieurs hypothèses de calcul compte tenu des prescriptions des guides nationaux et internationaux.



---

## CHAPITRE III

---

# CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX



## CHAPITRE III

### CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

#### III.1 INTRODUCTION

Il est nécessaire avant de commencer toute modélisation d'une structure, de définir les caractéristiques des matériaux, car leur définition permet de concevoir un pré dimensionnement et d'en assurer la vérification.

Dans le domaine des travaux publics le choix de matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, on donne ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés. On distingue trois matériaux de construction dans la construction de l'ouvrage :

- ✓ Le béton.
- ✓ L'acier actif ou de précontrainte.
- ✓ L'acier passif.

#### III.2 LE BETON

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " $f_{c28}$ " elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " $f_{tj}$ " est conventionnellement définie par la relation suivante [6] :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}.$$

##### III.2.1. Résistance à la compression

Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours ( $f_{c28}$ ).

La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément.

$$f_{c28} = \begin{cases} 30 \text{ MPa pour le béton de l'infrastructure.} \\ 35 \text{ MPa pour le béton de superstructure.} \end{cases}$$

La résistance  $f_{cj}$  des bétons pour  $j \leq 28$  suit approximativement les lois suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} * f_{c28} & \text{si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Dans notre nous avons :

Tableau III. 1 : Résistance à la compression.

|                | Superstructure |      |    | Infrastructure |       |    |
|----------------|----------------|------|----|----------------|-------|----|
| J              | 7              | 14   | 28 | 7              | 14    | 28 |
| $f_{cj}$ (MPa) | 23.2           | 29.9 | 35 | 19.87          | 25.64 | 30 |

##### III.2.2. La résistance caractéristique à la compression du béton

$$F_c = \begin{cases} 0,5 * f_{c28} & \text{(en service).} \\ 0,6 * f_{c28} & \text{(en construction).} \end{cases}$$

Dans notre ca nous avons :

Tableau III. 2 : La résistance caractéristique à la compression du béton.

|                             | $f_{c28}=30\text{MPa}$ | $f_{c28}=35\text{ MPa}$ |
|-----------------------------|------------------------|-------------------------|
| $F_c$ (en service) Mpa      | 15                     | 17.5                    |
| $F_c$ (en construction) Mpa | 18                     | 21                      |

### III.2.3. Résistance à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression dans laquelle  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$  sont exprimées en MPa :

$$f_{t28} = \begin{cases} 0.6+0.06* f_{c28}=2.4 \text{ MPa} & \text{(béton de l'infrastructure).} \\ 0.6+0.06* f_{c28}=2.7 \text{ MPa} & \text{(béton de superstructure).} \end{cases}$$

### III.2.4. Contraintes admissibles à la compression

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

- Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.
- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité avec :  $\gamma_b = 1.5$  combinaisons fondamentales.  
 $\gamma_b = 1,15$  Combinaisons accidentelles.

Les calculs sont montres par le tableau suivant :

Tableau III. 3 : Contraintes admissibles à la compression à l'ELU.

| $\theta$          |                   | Superstructure |       |       | Infrastructure |       |       |
|-------------------|-------------------|----------------|-------|-------|----------------|-------|-------|
|                   |                   | 1              | 0.9   | 0.85  | 1              | 0.9   | 0.85  |
| $F_{bu}$<br>(MPa) | $\gamma_b = 1.5$  | 19.83          | 22.03 | 23.33 | 17             | 18.89 | 20    |
|                   | $\gamma_b = 1.15$ | 25.87          | 28.74 | 30.43 | 22.17          | 24.64 | 26.09 |

### III.2.5. Etat Limite de Service (ELS)

$$\bar{\sigma}_s = 0.6* f_{c28}$$

Donc :

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} 18 \text{ MPa} & \text{(béton de l'infrastructure).} \\ 21 \text{ MPa} & \text{(béton de superstructure).} \end{cases}$$

### III.2.6. Déformations du béton

#### III.2.6.1. Déformation longitudinale du béton

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés par les règles **B.A.E.L 91** comme suit :

- ✓ Module de déformation instantanée  $E_{ij}$  (courte durée < 24h) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

- ✓ Module de déformation différée (retrait ; fluage)  $E_{vj}$  (longue durée > 24h) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Tableau III. 4 : Déformation longitudinale du béton.

| $f_{c28}$ (MPa) | $E_{ij}$ (MPa) | $E_{vj}$ (MPa) |
|-----------------|----------------|----------------|
| 35              | 35981.73       | 12102.95       |
| 30              | 34179.56       | 11496.76       |

**III.2.6.2. Déformation transversale du béton G**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$\nu$  : est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

$\nu=0.2$  pour un béton non fissuré. (E.L.S),  $\nu=0$  pour un béton fissuré. (E.L.U).

**III.3 L'ACIER**

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

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

**III.3.1. Les aciers passifs**

Dans le cas des poutres en précontraintes VIPP, les armatures passives sont tendues que sous sollicitations extérieures. Ils sont comparables aux armatures du béton armé.

Selon le BPEL 91 (Révisé 99) et le BAEL 91 (révisé 99), les caractères à prendre en compte dans les calculs sont :

**III.3.1.1. La limite élastique**

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE500 type 1, avec une limite d'élasticité  $f_e= 500$  MPa.

**III.3.1.2. Contrainte limite de traction**

✓ **Calcul à l'ELU**

Dans le calcul à l'E.L.U on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  tel que :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{1 combinaisons fondamentales.} \\ 1.15 & \text{1.15 Combinaisons accidentelles.} \end{cases}$

Donc :  $\sigma = \begin{cases} 500 \text{ MPa} & \text{pour combinaisons fondamentales.} \\ 434.78 \text{ MPa} & \text{pour Combinaisons accidentelles.} \end{cases}$

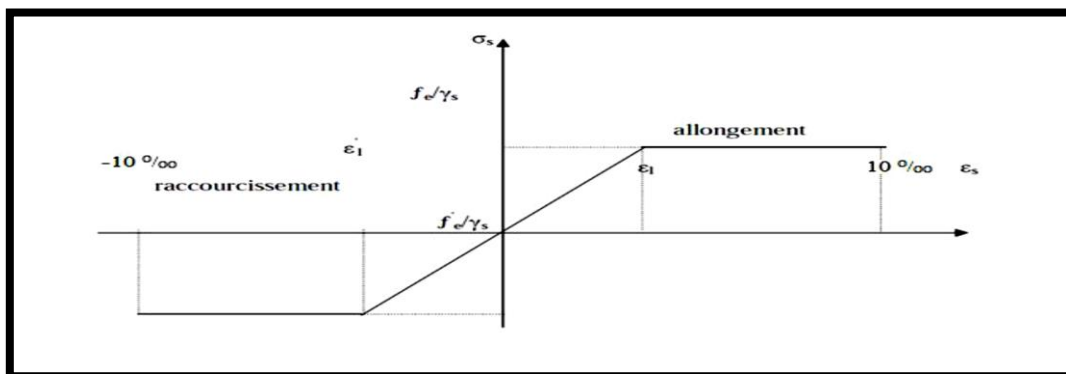


Figure III. 1 : Diagramme contrainte déformation.

✓ **Calcul à l'ELS**

Pour le calcul aux **ELS** nous adoptons le domaine élastique linéaire, et nous ne limitons pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures.

Tableau III. 5 : les contraintes à l'ELS

| Cas de fissuration             | $\sigma_{st}$ (MPa)   |
|--------------------------------|---|
| Fissuration peu nuisible       | Pas de limitation des contraintes   |
| Fissuration préjudiciable      | $\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3}f_e, \text{Max} (0.5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$ |
| Fissuration très préjudiciable | $\sigma_{st} = \text{Max} (0,4 f_e; 88\sqrt{(\eta f_{tj})})$                                |

**III.3.2. Les aciers actifs**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

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

- ✓  $f_{prg}$  : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte
- ✓  $f_{peg}$  : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte

pour notre projet de fin d'étude on choisit des câbles 12T15 classe III très basse relaxation super (TBR S) [7], avec :

- Section d'un T12 : 150 mm<sup>2</sup>.
- Section du câble :  $A = 12 \times 150 = 1800 \text{ mm}^2$ .
- $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$ ,  $f_{peg} = 1560 \text{ MPa}$ .
- Le diamètre des gaines est : 80mm.
- $E_p = 190000 \text{ MPa}$ .
- $\phi$  : Le coefficient de perte de tension par unité de longueur  $0,002 \text{ m}^{-1}$
- $g$  : recul d'ancrage = 6mm.
- $f$  : Le coefficient de frottement en courbe =  $0,18 \text{ rd}^{-1}$  si  $R \geq 6\text{m}$  Ou  $\frac{24-R}{100}$  si  $3 \leq R \leq 6$  avec

R: le rayon de courbure du câblage.

- Tension à l'origine :  $\sigma_0 = \min ( 0.8 \times f_{prg}, 0.9 \times f_{peg} ) = 1404 \text{ MPa}$ .
- Effort à l'origine :  $P_0 = \sigma_0 \times A_p = 1404 \times 1800 \times 10^{-6} = 2.53 \text{ MN}$ .

**III.3.2.1. Le diagramme contrainte-déformation**

Selon le Fascicule n° 62 - Titre I - Section II, la figure suivante donne le diagramme contrainte-déformation des armatures de précontrainte :

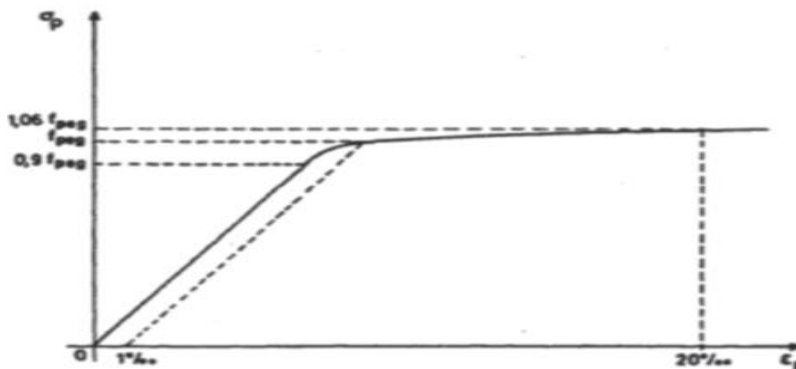
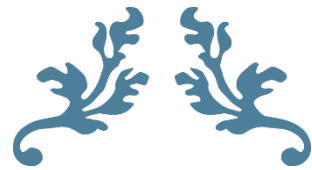


Figure III. 2 : diagramme contrainte-déformation

**III.4 CONCLUSION**

Les caractéristiques des matériaux et les caractéristiques géométriques et mécaniques des sections sont des éléments essentiels pour la phase d'étude de la précontrainte. Mais avant d'entamer cette phase il faut d'abord calculer les sollicitations dues aux charges et surcharges appliquées au pont.



---

## CHAPITRE IV

---

# CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES



## CHAPITRE IV

### CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

#### IV.1. INTRODUCTION

Dans le chapitre qui suit, nous allons définir les différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage, par la suite on va calculer les différentes sollicitations dues à ces charges.

#### IV.2. LES ACTIONS

Conformément aux exigences nationales et internationales correspondantes, les actions peuvent généralement être classées en fonction de la façon dont elles évoluent avec le temps [8] :

- les actions permanentes sont celles qui sont constantes ou qui varient très peu avec le temps ou qui se modifient de façon seulement occasionnelle imposées.
- les actions variables, par ex. les actions du trafic ferroviaire, le vent, les effets de la température, etc.,
- les actions accidentelles, par ex. l'impact de véhicules contre les appuis du pont ou contre le tablier, les charges de déraillement sur le tablier du pont, etc.

##### IV.2.1. Actions permanentes

##### IV.2.1.1. Poids des poutres

Le calcul de poids des poutres est présenté par le tableau suivantes :

Tableau IV. 1 : poids des poutres.

| Section  | Section d'about | Section intermédiaire | Section médiane |
|--|-----------------|-----------------------|-----------------|
| Ai (m <sup>2</sup> )   | 1.3             | 0.9                   | 0.77            |
| Longueur de la zone  | 2.35            | 2.15                  | 12.2            |
| Poids (t)  | 6.11            | 3.87                  | 18.788          |
| Le poids totale = $(28.768 \times 9) / 33.4 = 7.75 \text{ t/ml}$ |                 |                       |                 |

##### IV.2.1.2. Poids de tablier

Tableau IV. 2 : poids de la dalle.

| La géométrie de tablier                  |      |
|--|------|
| Largeur (m)                              | 13   |
| Epaisseur(m)                             | 0.25 |
| Poids volumique (t/m <sup>3</sup> )      | 2.5  |
| Le poids de la dalle = <b>8.125 t/ml</b> |      |

#### IV.2.2. Compléments de charges permanentes

##### IV.2.2.1. Ballast

Le ballast est le lit de roches concassées de classe granulaire variant entre **D** = 50 mm ou 63 mm et **d** = 31,5 mm, supportant une voie de chemin de fer ; son rôle est de transmettre et répartir les charges, d'amortir les vibrations, d'ancrer les traverses et de drainer rapidement les eaux zénithales. L'épaisseur de la couche est 55 cm et le poids volumique du ballast qui est donné par le livret 2.01 de la SNCF est de **20 KN/m<sup>3</sup>** :

$$G (\text{Ballast}) = 2 \times 0.55 \times 8.9 = 9.79 \text{ t/ml.}$$

#### IV.2.2.2. Rail

C'est l'élément de la superstructure qui est en contact direct avec les roues du convoi. Il est destiné à recevoir les forces dynamiques venant des roues des matériels roulants, transmettre ces forces vers les parties sous-jacentes de la superstructure de la voie et à guider les roues afin que les matériels roulants ne soient pas déraillés.

Ces rails sont caractérisés par :

- Type : UIC 60, LRS.
- Surface de la section : 76,70 cm<sup>2</sup>.
- Poids volumique est : 78.5 KN/ m<sup>3</sup>

Alors on peut calculer le poids de rail :

$$G (\text{Rail}) = 0.06 \text{ t/ml.}$$

$$G (4 \text{ Rails}) = 0.24 \text{ t/ml.}$$

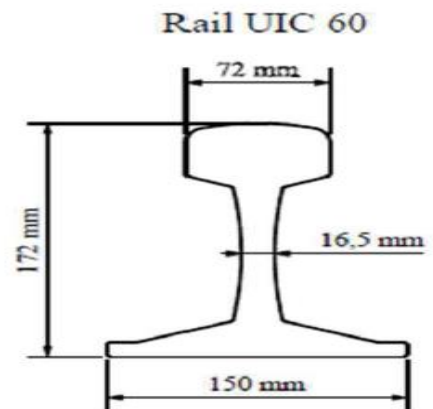


Figure IV. 1 : Rail UIC 60.

#### IV.2.2.3. Les traverses

Les traverses sont des éléments qui se situent perpendiculairement à l'axe des voies, sur lesquels sont posés les rails. Les traverses constituent, grâce à leur équilibre, la liaison entre le rail et le ballast, formant ainsi l'ossature de la voie. [9] et généralement et d'après SNCF.

Nous avons 1000 m → 1666 unités et dans notre projet on a traverses de type bi-blocs et aussi une travée de 40m et des alors le nombre de travers est de 67 d'où :

$$G (\text{travers})=0.92 \text{ t/ml.}$$



Figure IV. 2 : les traverses.

#### IV.2.2.4. Les trottoirs

Le poids volumique de trottoirs est de 25 KN/m<sup>3</sup> de 0.95 m de largeur donc le poids linéaire se déduit comme suit :  $G (\text{trottoirs})=2*(0.95*0.25*2.5)=1.19 \text{ t/ml.}$

#### IV.2.2.5. Les gardes-corps

Les garde-corps des ponts rails doivent assurer la fonction de garde-ballast et la protection vis-à-vis des risques de projections de ballast. Le poids de cet équipement est **0.2 t/ml** de chaque côté.

$$G(\text{gardes-corps}) = 0.4 \text{ t/ml.}$$

#### IV.2.2.6. Les corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage.

$$G(\text{corniches}) = 2 * 0.66 = 1.32 \text{ t/ml.}$$

#### IV.2.2.7. Etanchéité

L'épaisseur de la couche d'étanchéité est de 7 cm avec un poids volumique 2.2 t/ml  
 Donc :  $G(\text{Etanchéité}) = 11.1 * 0.07 * 2.2 = 1.7 \text{ t/ml.}$

#### IV.2.2.8. Muret pour ballast

Muret pour ballast Permet de retenir le ballast au droit des traverses spéciales supportant des coffrets de commande d'aiguillage.



Figure IV. 3 : Muret pour ballast.

Les caractéristiques de muret pour ballast sont les suivantes :

- Surface : 0.1069 m<sup>2</sup>
- Poids volumique : 2,50 t/m.

Alors :  $G(\text{Muret pour ballast}) = 0.27 * 2 = 0.54 \text{ t/ml.}$

#### IV.2.2.9. Caténaires

C'est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Le poids caténaire est **0.48 t/ml**.

On peut résumer les charges permanentes et les charge complément permanentes dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3 : Charges permanentes et complément permanentes.

| CP                        | Le poids (t/ml) |                       |
|---------------------------|-----------------|-----------------------|
| Tablier                   | 8.125           | <b>CP =15.88 t/ml</b> |
| Poutres                   | 7.75            |                       |
| <b>CCP</b>                |                 | <b>CCP=16.58 t/ml</b> |
| Ballast                   | 9.79            |                       |
| Rail                      | 0.24            |                       |
| Les traverses             | 0.92            |                       |
| Les trottoirs             | 1.19            |                       |
| Les garde-corps           | 0.4             |                       |
| Les corniches             | 1.32            |                       |
| Etanchéité                | 1.7             |                       |
| Muret pour ballast        | 0.54            |                       |
| Caténaires                | 0.48            |                       |
| <b>CP+CCP= 32.46 t/ml</b> |                 |                       |

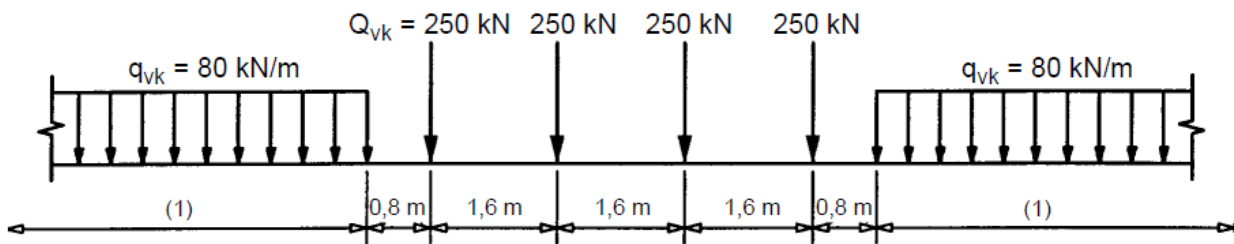
**IV.2.3. SURCHARGES D’EXPLOITATION FERROVIAIRES [8]**

Généralement il existe 4 schémas de charges UIC71, SW0, SW2 et Train à vide et trois chargements verticaux fondamentaux UIC71 + SW0, SW2 et Train à vide.

**IV.2.3.1.Modèle de charges 71**

Le modèle de charges 71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal.

La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales y sont définies comme indiqué à la Figure suivantes :



(1) Pas de restriction

Figure IV. 4 : Schémas de charge UIC71.

**IV.2.3.2.Schémas de charges SW/0 et SW/2**

Le modèle de charges SW/0 représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Le modèle de charges SW/2 représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges correspond au schéma de la Fig. IV.5, les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent au Tableau IV.4

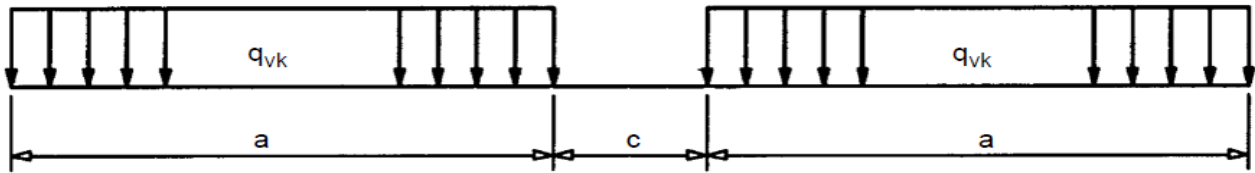


Figure IV. 5 : Modèles de charges SW/0 et SW/2.

Tableau IV. 4 : les Valeurs caractéristiques des charges verticales.

| Modèle de charges | $q_{vk}$<br>[kN/m] | a<br>[m] | C<br>[m] |
|-------------------|--------------------|----------|----------|
| SW/0              | 133                | 15,0     | 5,3      |
| SW/2              | 150                | 25,0     | 7,0      |

**IV.2.3.3. Modèle de charges "Train à vide"**

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé "Train à vide". Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 12.5 kN/m.



Figure IV. 6 : Schéma train à vide.

**IV.2.4. Chargements verticaux**

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement sont les trois suivants :

- UIC71 + SW0.
- SW2.
- Train à vide.

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

**NB** : UIC71+SW/0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets UIC71 et de SW/0.

**IV.2.5. Pose de voie ballastée**

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250KN qui se répartissent sur une bande longitudinale continue de largeur  $a_2 = 0,30 + e/2$ .

La charge sur la bande est uniforme et égale à :  $P = \frac{25}{1.6 \times 2.a_2} [t/m^2]$ .

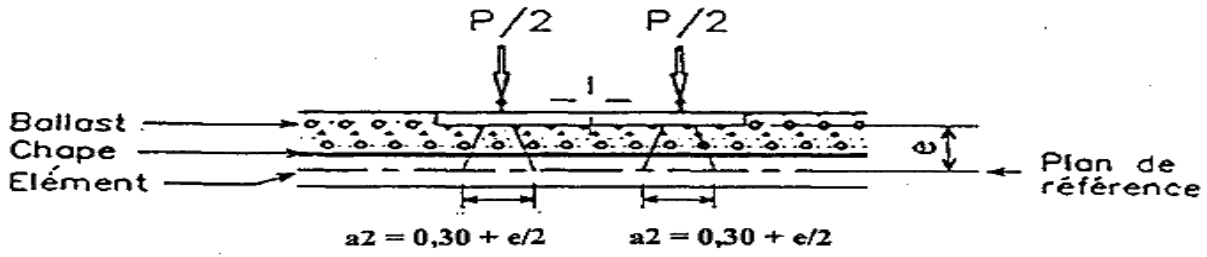


Figure IV. 7 : Répartition de charge sur une bande longitudinale.

Avec :  $e = m$ ,  $a_2 = m$  donc  $P = \frac{25}{1.6 \times 2 \cdot a_2} = 18.38 \text{ t/m}^2$ .

**IV.2.6. Effets dynamiques**

Les sollicitations et déformation statiques d’un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- La mise en charge rapide provoquée par la vitesse de la circulation franchissant la structure, et les forces d’inertie de la structure, qui ne sont pas pris en compte dans les calculs statiques.
- Les variations des charges de roue dues aux défauts aléatoire des roues et de la voie.
- Le passage d’une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière qui peut exciter la structure.

**IV.2.6.1. Domaine d’application**

Le coefficient dynamique tient compte de l’amplification dynamique des contraintes et de l’effet des vibrations de la structure mais pas des effets de résonance ni des vibrations excessives du tablier. (ENV 1991-3 article 6.4.3.1).

Le coefficient dynamique s’applique seulement pour des vitesses  $V \leq [220]$  km/h et lorsque la fréquence propre de la structure est comprise dans les limites indiquées à la figure (Source EN 1991-2). La limite supérieure de  $n_0$  est égale à :  $n_{01} = 94.76 \times L^{-0.748}$  sachant que L (la longueur de la grand portée)  $L = 33.4 \text{ m}$  alors  $n_{01} = 7.09 \text{ Hz}$ .

En sachant que la vitesse du train ne dépasse pas les 220 km/h, et que notre tablier est constitué de travées non continues, cela nous mène au calcul de la fréquence propre  $n_0$  comme suit :

- Pour un  $20 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$  on utilise la formule suivante :  $n_0 = 23.58 \times L^{-0.592} \Rightarrow$

**$N_0 = 2.95 \text{ Hz}$**

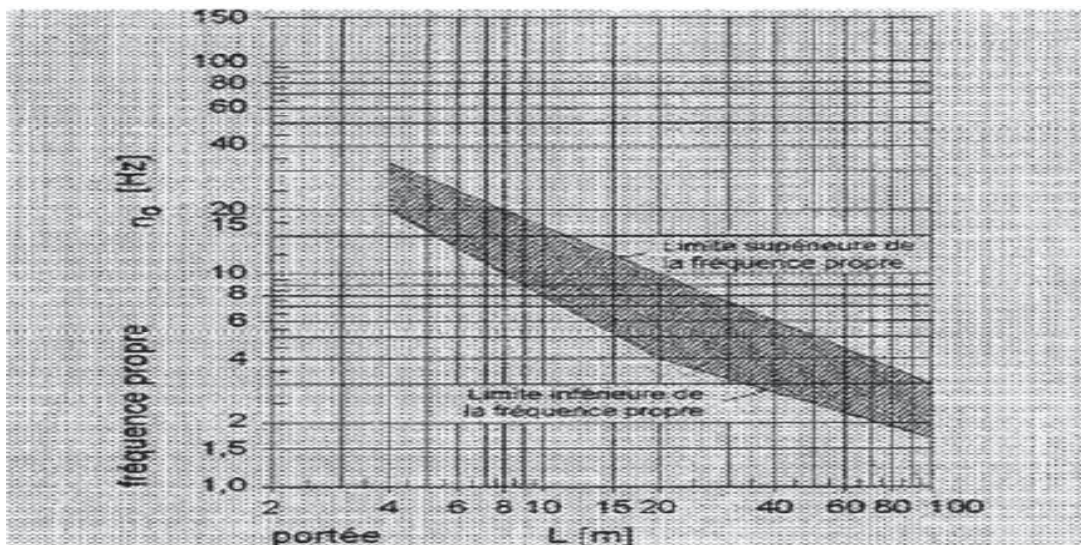


Figure IV. 8 : Limite des fréquences propres  $N_0$  en [Hz] en fonction de la portée L.

**IV.2.6.2. Coefficient dynamique ( $\varphi_2, \varphi_3$ )**

Le coefficient dynamique  $\varphi$  tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance et qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que  $\varphi_2$  et  $\varphi_3$ .

En général, le coefficient dynamique  $\varphi$  est défini  $\varphi_2$  et  $\varphi_3$  comme en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

1. pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :

$$\varphi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\varphi - 0,2}} + 0.82.$$

Avec :  $1.00 \leq \varphi_2 \leq 1.67$

2. pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\varphi - 0,2}} + 0.73.$$

Avec :  $1.00 \leq \varphi_3 \leq 2.0$ .

Où :  $L_\varphi$  est la longueur "caractéristique" (longueur associée à  $\varphi$  en [m]).

Pour notre cas nous avons des poutres sous dalle continue sur 5 travées alors  $L_\varphi = k \times L_m$  avec

$$L_m = \frac{1}{n} (L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5) = 33.4 \text{ m} \Rightarrow L_\varphi = 33.4 \text{ m}.$$

Donc les valeurs des coefficients dynamiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_2 = 1.078 \\ \varphi_3 = 1.117 \end{array} \right.$$

**NB :** Pour le **train à vide**, comme pour les charges sur remblais, le coefficient dynamique doit être pris égal 1.

**IV.2.7. Forces horizontales**

**IV.2.7.1. Effort de lacet**

L'effort de lacet est considéré comme un effort concentré agissant dans un plan horizontal, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement que dans celui des voies en courbe. [8]

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à  $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ .

**IV.2.7.2. Effort dus au freinage et au démarrage**

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie. Les valeurs caractéristiques sont les suivantes [10] :

➤ **Force de démarrage**

$$Q_{lak} = 33 \text{ (kN/m)} \times L \text{ (m)} \leq 1000 \text{ kN}$$

Pour le schéma de charges UIC71 et les schémas de charges SW.

➤ **Force de freinage**

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{lbk} = 20 \text{ (kN/m)} \times L \text{ (m)} \leq 6000 \text{ kN} \text{ pour les schémas de charges UIC 71, SW/0.} \\ Q_{lbk} = 35 \text{ (kN/m)} \times L \text{ (m)} \text{ pour le modèle de charges SW/2.} \end{array} \right.$$

Avec L : longueur de la partie d'ouvrage chargée.

Tableau IV. 5 : Récapitulatif de calcul des forces de démarrage-freinage.

|                    | Schéma de charge | UIC71 | SW/0  | SW/2  |
|--------------------|------------------|-------|-------|-------|
|                    | $L_{ab}$         | 33.4  | 28.1  | 26.4  |
| Force de démarrage | $Q_{lak}$ (KN)   | 1000  | 927.3 | 871.2 |
| Force de freinage  | $Q_{lbk}$ (KN)   | 668   | 562   | 924   |

### IV.3. AUTRES ACTIONS VARIABLES

#### IV.3.1. Effet de la température

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de  $\pm 35^{\circ}\text{C}$  autour de la température d'origine prise égale à  $10^{\circ}\text{C}$  sauf spécification contraire du CPS.

#### IV.3.2. Effet du vent

Vent compatible avec les circulations : Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de  $1.5 \text{ KN/m}^2$ . Sur une surface partiellement masquée. Lorsqu'il s'agit de vérifier l'équilibre statique de l'ensemble du tablier ainsi que celui des piles le cas échéant on envisage le cas du train à vide précédemment défini. Le tablier de pont rail est habituellement considéré comme un écran plein au moins sur la hauteur comprise entre le dessus des rails et le dessous des longerons, pièce de contreventement ou poutres principales.

- **Pression maximale du vent sans circulation sur l'ouvrage**

Précédent restent applicables, la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à  $2 \text{ kN/m}^2$ .

#### IV.3.3. Actions accidentelles

##### IV.3.3.1. Actions dues au déraillement d'un train sur le pont

Le déraillement d'un train sur un pont ferroviaire doit être considéré comme une situation de projet accidentelle. Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

**Cas 1 :** On doit éviter la ruine d'éléments principaux de la structure, mais on peut tolérer des dommages localisés. Pour la détermination de la stabilité globale, on doit considérer deux charges linéaires d'intensité  $q_{A1d} = 50 \text{ kN/m}$ , disposées sur une longueur de 6,40 m écartées de 1,40 m parallèles à la voie.

**Cas 2 :** le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité générale, il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité  $q_{A2d} = 80 \text{ kN/m}$ , disposée sur une longueur totale de 20 m et située transversalement soit à une distance maximale de 1,5 fois l'écartement des rails soit sur le bord de la structure concernée.

##### IV.3.3.2. Charges sismiques

On se référera aux règles énoncées dans règlement parasismique algérien des ouvrages d'art. (R.P.O.A).

### IV.4. GROUPES DES CHARGES

Après avoir défini les actions élémentaire dues aux circulations pour une voie, on procède à leur assemblages. Les actions composées résultantes sont appelées groupes de charges ; ils tiennent compte d'une simultanéité des diverses charges élémentaires sur une et deux voies.

Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que de circulation ferroviaire.

La simultanéité des systèmes de chargement : charges verticales, forces horizontales, effets dynamiques, actions accidentelles est prise en compte par les groupes de charge définis par le tableau suivant. Il convient de considérer séparément chacun de ces groupes de charges comme définissant une action caractéristique pour une combinaison avec des charges autres que celles du trafic.

Ces groupes sont décrits ci-dessous : **(D’après livret 2.01).**

Tableau IV. 6 : les Groupes de charges.

|                    |    | UIC 71<br>+SW/0<br>(5) | SW/2<br>(5) | Train à<br>vide<br>(6) | Freinage<br>démarrage<br>(2) | Force<br>centrifuge<br>(2) | Lacet |       |
|--------------------|----|------------------------|-------------|------------------------|------------------------------|----------------------------|-------|-------|
| 1 voie<br>(1 voie) | 1  | 1                      | 0           | 0                      | 1                            | 0,5                        | 0     |       |
|                    | 2  | 1                      | 0           | 0                      | 0,5                          | 1                          | 0     |       |
|                    | 3  | 1                      | 0           | 0                      | 1                            | 0,5                        | 1 (1) |       |
|                    | 4  | 0                      | 1           | 0                      | 1                            | 0,5                        | 0     |       |
|                    | 5  | 0                      | 0           | 1                      | 0                            | 1                          | 0     |       |
| 2V<br>(2 voies)    | 11 | V1                     | 1           | 0                      | 0                            | 1(3)                       | 0,5   | 0     |
|                    |    | V2                     | 1           | 0                      | 0                            | 1                          | 0,5   | 0     |
|                    | 12 | V1                     | 1           | 0                      | 0                            | 0,5(3)                     | 1     | 0     |
|                    |    | V2                     | 1           | 0                      | 0                            | 0,5                        | 1     | 0     |
|                    | 13 | V1                     | 1           | 0                      | 0                            | 1(3)                       | 0,5   | 1 (1) |
|                    |    | V2                     | 1           | 0                      | 0                            | 1                          | 0,5   | 1     |
|                    | 14 | V1                     | 1           | 0                      | 0                            | 0,75(3)                    | 0,5   | 0     |
|                    |    | V2                     | 0           | 1                      | 0                            | 0,75                       | 0,5   | 0     |

- 1) Les groupes 3, 13, 23 ne concernent que les pièces courtes de ponts non ballastés (longerons).
- 2) L'effort de freinage-démarrage et la force centrifuge doivent être pris égaux à 0 si ces cas sont plus défavorables.
- 3) Si l'on considère le freinage sur 1 voie, il y a lieu de prendre en compte le démarrage sur l'autre voie et vice-versa. Le sens de l'effort cumulé de freinage sur une voie et de démarrage sur l'autre voie sera choisi afin d'obtenir l'effet le plus défavorable sur l'élément calculé.
- 4) Dans le cas d'un ouvrage supportant 3 voies ou plus de 3 voies, il y a lieu de prendre en compte 1 effort de freinage et 1 effort de démarrage.
- 5) Compte tenu du coefficient dynamique  $\Phi$
- 6) Le coefficient dynamique est pris égal à 1.

Et donc notre la Procédure à suivre pour les ouvrages ou parties d'ouvrage supportant 2 voies est présenté dans le tableau suivante :

Tableau IV. 7 : Groupes des charges (2 voies).

|           |                              |                              |
|-----------|------------------------------|------------------------------|
| Groupe 1  | UIC 71 + SW/0 + F & D        |                              |
| Groupe 2  | UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)  |                              |
| Groupe 3  | UIC 71 + SW/0 + F & D +lacet |                              |
| Groupe 4  | SW/2 + F & D                 |                              |
| Groupe 5  | Train à vide                 |                              |
| Groupe 11 | V1                           | UIC 71 + SW/0 + F & D        |
|           | V2                           | UIC 71 + SW/0 + F & D        |
| Groupe 12 | V1                           | UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)  |
|           | V2                           | UIC 71 + SW/0 + 0.5 (F & D)  |
| Groupe 13 | V1                           | UIC 71 + SW/0 + F & D +lacet |
|           | V2                           | UIC 71 + SW/0 + F & D +lacet |
| Groupe 14 | V1                           | UIC 71 + SW/0 + 0.75 (F & D) |
|           | V2                           | SW/2 + 0.75 (F & D)          |

## IV.5. LES COMBINAISONS D’ACTIONS

Les combinaisons de charges sont prises conformément à l’article 1.7 du livret 2.01 de la SNCF (Société nationale des chemins de fer français) on désigne par :

- Gmax : L’ensemble des actions permanentes défavorables.
- Gmin : L’ensemble des actions permanentes favorables.
- G1 : L’ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont un effet stabilisateur.
- G2 : L’ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont un effet déstabilisateur.
- Q : actions variables.
- Q1 : actions de base.
- Qi : actions d’accompagnement
- T : actions thermiques.
- W0 : action du vent sans circulation ferroviaire.
- W1 : action du vent avec circulation ferroviaire.
- $\Psi$ : Coefficient pour les actions variables (ELU et ELS)
- $\gamma$ : Coefficient pour les actions à l’ELU.
- E : action sismique limitée au mouvement d’ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l’action sismique.
- Gr : groupe de charge.

### IV.5.1. État limite ultime

#### IV.5.1.1. État limite ultime d’équilibre statique

Forme générale :  $\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_{Q1}Q1 + \sum_{i>1} 1.5 \psi_{0i}Q_i$

Avec :  $\gamma_{G1}=0.9$  et  $\gamma_{G2}=1.1$

➤ **0 voie chargée**

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + 1.5 W_0$$

➤ **Une voie chargée**

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + 1.45 Gr_2 + 0.9 T_k + 0.9 W_1$$

$$\text{Max} [1,45 \text{ Gr}_1, 1,35 \text{ Gr}_4] + 0,9 \text{ T}_k$$

$$1.5 \text{ T}_k + 1.16 \text{ Gr}_1$$

$$1.5 \text{ W}_i + 1.00 \text{ Gr}_5$$

➤ **Deux voies chargées**

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + 1.45\text{Gr}_{12} + 0.9 \text{ T}_k + 0.9\text{W}_1$$

$$[1.45\text{Gr}_{11}, 1.35\text{Gr}_{14}] + 0.9\text{T}_k$$

$$1.5\text{T}_k + 1.16\text{Gr}_{11}$$

**IV.5.1.2. État limite ultime fondamentale (résistance)**

Forme générale :  $\gamma_p P_k + 1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum_{i>1} 1.5 \psi_{0i} Q_i$

$\gamma_p = 1.00$  dans le cas usuel.

➤ **0 voie chargée**

$$\gamma_p P_k + 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.5 \text{ W}_0$$

➤ **Une voie chargée**

$$\gamma_p P_k + 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.45 \text{ Gr}_2 + 0.9 \text{ T}_k + 0.9 \text{ W}_1$$

$$\text{Max} [1.45 \text{ Gr}_1, 1.35 \text{ Gr}_4] + 0.9 \text{ T}_k$$

$$1.5 \text{ T}_k + 1.16 \text{ Gr}_1$$

$$1.5 \text{ W}_1 + 1.00 \text{ Gr}_5$$

➤ **Deux voies chargées.**

$$\gamma_p P_k + 1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.45 \text{ Gr}_{12} + 1.2 \text{ AQS} + 0.9 \text{ T}_k + 0.9 \text{ W}_1$$

$$\text{Max} [1.45 \text{ Gr}_{11}, 1.35 \text{ Gr}_{14}] + 0.9 \text{ T}_k$$

$$1.5 \text{ T}_k + 1.16 \text{ Gr}_{11}$$

**IV.5.1.3. État limite ultime accidentels (résistance, équilibre statique)**

Forme générale :

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + A_d + \psi_{11} Q_{K1} + 0.5 \text{ T}_k$$

$P_k = 0$  pour l'équilibre statique.

➤ **0 voie chargée**

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + A_d + 0.6 \text{ T}_k$$

➤ **Une voie chargée :**

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + A_d + 0.8 \text{ Gr}_4 + 0.5 \text{ T}_k$$

➤ **Deux voies chargées**

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + A_d + 0.6 \text{ Gr}_{14} + 0.5 \text{ T}_k$$

**IV.5.1.4. État limite ultime sismiques (résistance, équilibre statique)**

Forme générale :  $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_s + \sum_{i > 1} \psi_{si} Q_{ki}$

**IV.5.2. Etat limite de service**

**IV.5.2.1. État limite de service rare**

Forme générale :  $P_k + G_{\max} + G_{\min} + Q_{K1} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{\theta i} Q_{ki}$

➤ **0 voie chargée**

$$P_k + G_{\max} + G_{\min} + W_0$$

➤ Une voie chargée

$$P_k + G_{max} + G_{min} + Gr_2 + 0.6T_k + 0.6W_1$$

$$Gr_1 \text{ ou } Gr_4 + 0.6T_k$$

$$T_k + 0.8Gr_1$$

➤ Deux voies chargées

$$P_k + G_{max} + G_{min} + Gr_{12} + 0.6T_k + 0.6W_i$$

$$Gr_{11} \text{ ou } Gr_{14} + 0.6T_k$$

$$T_k + 0.8Gr_{11}$$

**IV.5.2.2. État limite de service fréquent**

Forme générale :  $P_k + G_{max} + G_{min} + \psi_{11} Q_k + 0.5T_k$

➤ 0 voie chargée

$$P_k + G_{max} + G_{min} + 0.6T_k$$

➤ Une voie chargée

$$P_k + G_{max} + G_{min} + 0.8 (Gr_1 \text{ ou } Gr_4) + 0.5T_k$$

➤ Deux voies chargées

$$P_k + G_{max} + G_{min} + 0.6 (Gr_{11} \text{ ou } Gr_{14}) + 0.5T_k$$

**IV.5.2.3. État limite de service quasi-permanent**

Forme générale :  $P_k + G_{max} + G_{min} + 0.5T_k$

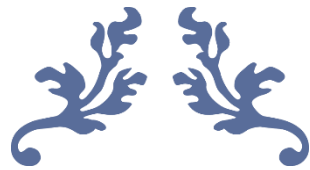
Pour l'étude de la précontrainte, on choisit les combinaisons qui paraissent les plus défavorable :

Tableau IV. 8 : les combinaisons d'action la plus défavorable.

| ELU                           | ELS              |
|-------------------------------|------------------|
| 1,35 G + 1,35 (UIC 71 ou SW0) | G + train à vide |
| 1,35 G + 1,35 SW0 + 1,35 SW2  | G + SW0 + SW2    |
| 1,35 G + train à vide         | G + train à vide |

**IV.6. CONCLUSION**

En suivant le livret 2.01 de la S.N.C.F et le code U.I.C, on a défini dans ce chapitre les charges et les surcharges appliquées à l'ouvrage et par l'utilisant de logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, ce qui amènera dans le chapitre suivant à déterminer les sollicitations repris pour chaque poutre.



---

# CHAPITRE V

---

## CALCUL DES SOLLICITATIONS



## CHAPITRE V

### CALCUL DES SOLLICITATIONS

#### V.1. INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est d'étudier les efforts et leurs répartitions, pour ce faire on dispose de méthodes manuels et de méthodes numériques qui se basent sur la méthode des éléments finis. Pour cette étude, on a opté pour la méthode numérique en utilisant Robot Structural Analysis Professional 2014.

#### V.2. LE LOGICIEL ROBOT

Dans le cadre de ce projet, on va utiliser le logiciel Autodesk ROBOT pour la modélisation de l'ouvrage, afin de déterminer les sollicitations de façon graphique, numérique ou combinée.

Le robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

##### V.2.1. Les caractéristiques principales du logiciel Robot

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique conçue à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes...etc.).
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément une autre.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter et/ou modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcul.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels)
- Possibilité d'application des modules métier qui permettent la définition des métiers et des plans d'atelier.

##### V.2.2. Principe de fonctionnement du logiciel Robot

Comme tout logiciel de calcul de structure, Robot utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N, T) et les déformées des éléments de structure.

1<sup>ère</sup> étape : définition de caractéristique de matériaux, des unités et des normes.

2<sup>ème</sup> étape : définition de la structure.

3<sup>ème</sup> étape : définition et application des chargements.

4<sup>ème</sup> étape : choix de type d'analyse de la structure.

5<sup>ème</sup> étape : définition des combinaisons des charges.

6<sup>ème</sup> étape : lancement de calcul.

7<sup>ème</sup> étape : affichage des résultats.

V.3. LES SOLLICITATIONS

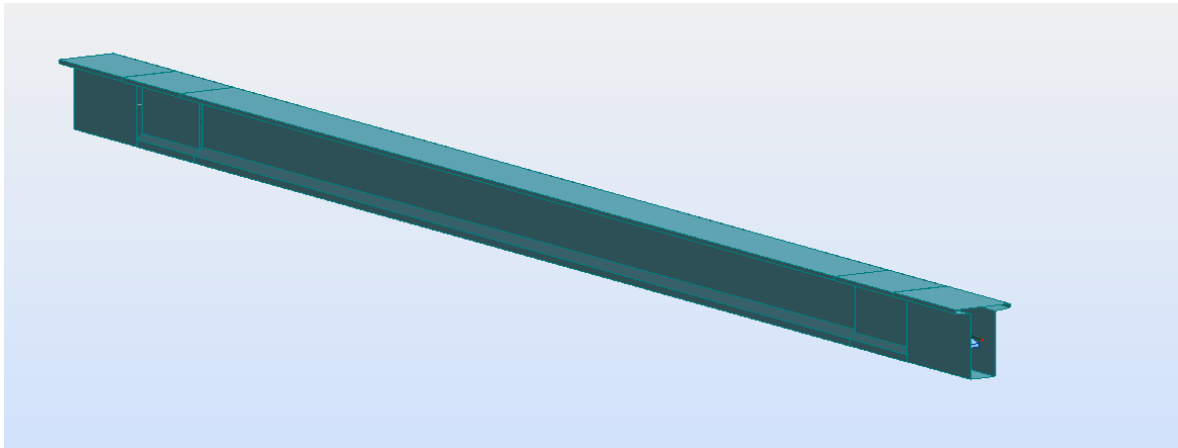


Figure V. 1 : Modélisation de la poutre.

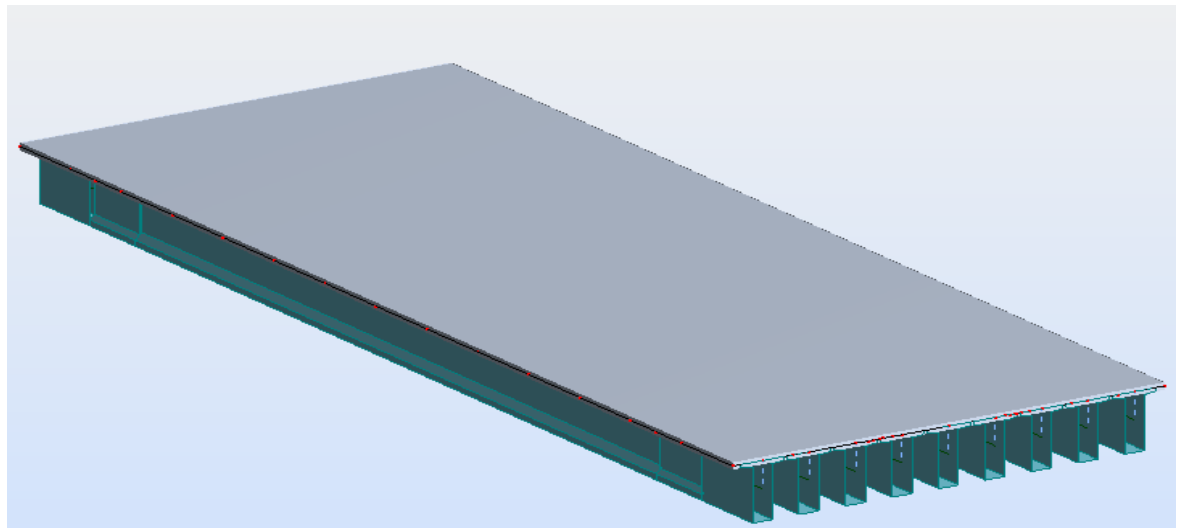


Figure V. 2 : Modélisation du tablier.

Tableau V. 1 : Définition du chargement de la structure.

| Charges (CP + CPP)   | Surcharge  |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• Poids propre</li> <li>• Trottoirs</li> <li>• Ballast</li> <li>• Rail</li> <li>• Traverse</li> <li>• Étanchéité</li> <li>• Poids des corniches</li> <li>• Poids des gardes corps</li> <li>• Caténaire</li> <li>• Muret pour ballast</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• UIC 71</li> <li>• SW/0</li> <li>• SW/2</li> <li>• Train à vide</li> </ul> |

## CHAPITRE V : CALCUL DES SOLLICITATIONS

Après avoir fait la modélisation de ce pont à l'aide du logiciel « ROBOT » (Annexe B), on peut tirer les efforts suivants :

Tableau V. 2 : Les sollicitations d'où charges de trafic.

| Efforts             | UIC71   |      | SW/0    |      | SW/2    |      | Train à vide |      |
|---------------------|---------|------|---------|------|---------|------|--------------|------|
|                     | M (t.m) | T(t) | M (t.m) | T(t) | M (t.m) | T(t) | M (t.m)      | T(t) |
| Une voie chargée    | 2.55    | 0.46 | 2.33    | 0.41 | 3.18    | 0.51 | 0.22         | 0.03 |
| Deux voies chargées | 5.1     | 0.92 | 4.66    | 0.82 | 6.36    | 1.02 | 0.44         | 0.06 |

Après la modélisation de tablier et la définition de tous les charges et les surcharges et après l'application des combinaisons la plus défavorables dans l'état limite ultime (ELU) et l'état limite de service (ELS) on obtient les résultats suivantes qui sont représentées par les figures suivantes :

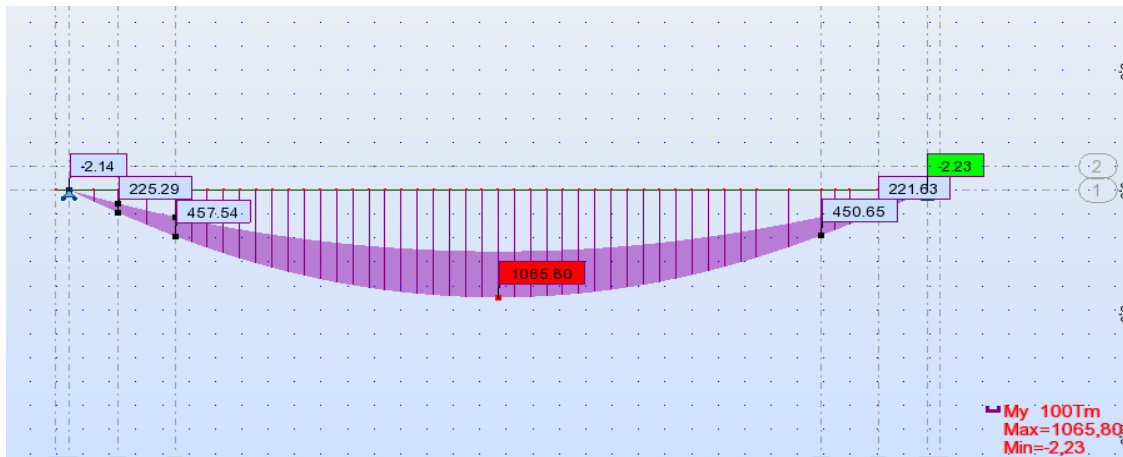


Figure V. 3 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous combinaison al' ELS .

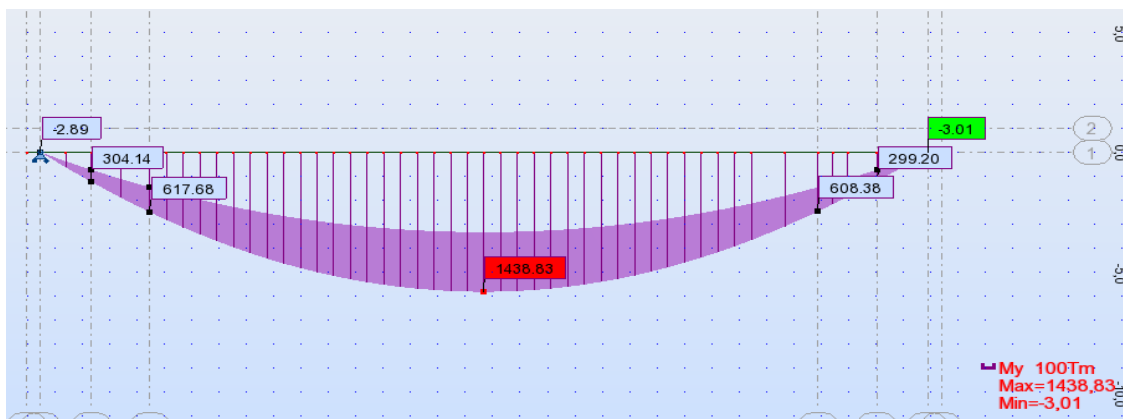


Figure V. 4 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous combinaison al' ELU.

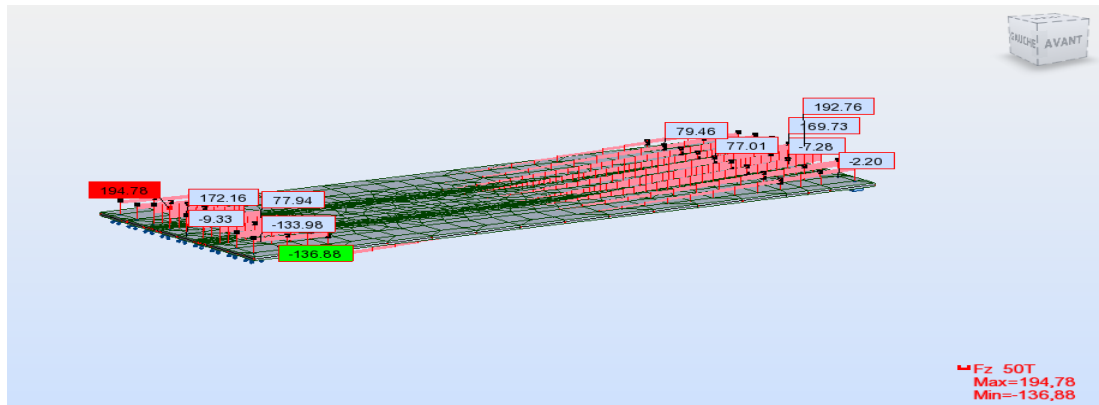


Figure V. 5 : Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison al' ELU.

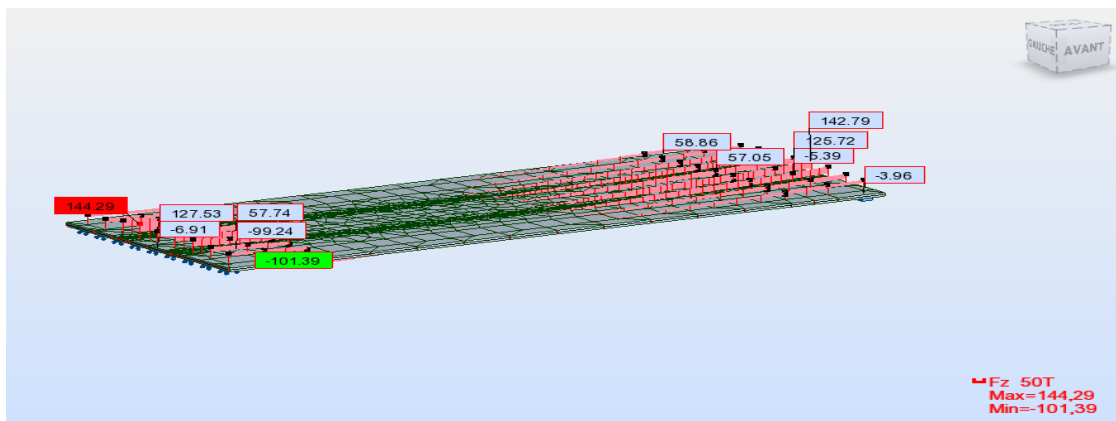


Figure V. 6 : Diagramme de l'effort tranchant sous combinaison al' ELS .

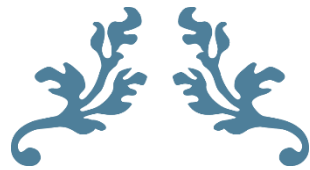
On peut résumer les sollicitations sous les combinaisons la plus défavorable dans le tableau suivantes :

Tableau V. 3 : les sollicitations d'où des combinaisons la plus défavorables.

| Combinaison<br>(Pour deux voies chargées) |                             | Efforts      |             |
|---|-----------------------------|--------------|-------------|
|   |                             | M (t.m)      | T(t)        |
| ELU                                       | 1.35G+1.35(UIC71) (2 voies) | 13.49        | 1.87        |
|   | 1.35G+1.35UIC71+1.35SW/2    | <b>14.39</b> | <b>1.95</b> |
|   | 1.35G+1.35SW/0+1.35SW/2     | 14.24        | 1.94        |
|   | 1.35G+train à vide          | 8.73         | 1.12        |
|   | 1.35G+1.35(SW/0) (2voies)   | 13.21        | 1.81        |
| ELS                                       | G+UIC71 (2 voies)           | 9.99         | 1.39        |
|   | G+UIC71+SW/2                | <b>10.65</b> | <b>1.44</b> |
|   | G+SW/0+SW/2                 | 10.55        | 1.43        |
|   | G+ train à vide             | 6.46         | 0.83        |
|   | G+SW/0 (2voies)             | 9.78         | 1.34        |

#### V.4. CONCLUSION

Après avoir défini les efforts maximaux, on va entamer le chapitre suivant qui portera sur l'étude de la précontrainte.



---

# CHAPITRE VI

---

## ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



## CHAPITRE VI

### ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

#### VI.1. INTRODUCTION

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post- tension ». Ce type de précontrainte consiste à la mise en tension dans les câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, les câbles ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câbles et le béton.

#### VI.2. CARACTERISTIQUES DE LA SECTION

Tableau VI. 1 : Caractéristiques des sections.

|                      | Section d'about<br>(x=0m) |              | Section intermédiaire<br>(x=2.35m) |              | Section médiane<br>(x=16.7m) |              |
|----------------------|---------------------------|--------------|------------------------------------|--------------|------------------------------|--------------|
|                      | poutre                    | Poutre+dalle | poutre                             | Poutre+dalle | poutre                       | Poutre+dalle |
| I (m <sup>4</sup> )  | 0.477                     | 0.786        | 0.399                              | 0.679        | 0.379                        | 0.645        |
| In (m <sup>4</sup> ) | 0.429                     | 0.707        | 0.359                              | 0.611        | 0.341                        | 0.580        |
| V'(m)                | 1.069                     | 1.290        | 1.076                              | 1.360        | 1.077                        | 1.400        |
| V(m)                 | 0.931                     | 0.960        | 0.924                              | 0.890        | 0.923                        | 0.850        |
| B (m <sup>2</sup> )  | 1.296                     | 1.646        | 0.908                              | 1.258        | 0.774                        | 1.124        |
| Bn (m <sup>2</sup> ) | 1.231                     | 1.564        | 0.862                              | 1.195        | 0.735                        | 1.067        |
| ρ                    | 0.350                     | 0.365        | 0.418                              | 0.422        | 0.466                        | 0.456        |

#### VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

##### VI.3.1. Détermination du nombre total de câble

Les câbles utilisés dans notre projet sont de type 12T15S et les caractéristiques de câble sont montrés dans le tableau suivantes d'après [7] :

Tableau VI. 2 : Caractéristiques des câbles.

|  |                      |
|--|----------------------|
| Type de câble                                  | 12T15S               |
| Aire nominal de chaque toron                   | 150                  |
| Aire nominal de l'acier Ap                     | 1800 mm <sup>2</sup> |
| Diamètre de la gaine                           | 80 mm                |
| Tension minimale de rupture f <sub>prg</sub>   | 1770 MPa             |
| Contrainte élastique garantie f <sub>peg</sub> | 1560 MPa             |
| Module d'élasticité                            | 190000 MPa           |
| Relaxation à 1000 heures                       | 2.5%                 |

Les sollicitations aussi sont données comme suit :

Tableau VI. 3 : Les moments.

|  |            |
|--|------------|
| Moment maximale a ELS                      | 10.65 MN.m |
| Moment minimale dû aux charges permanentes | 6.26 MN.m  |
| $\Delta M = M_{max} - M_{min}$             | 4.39 MN.m  |
| Moment dû au poids de la poutre            | 2.58 MN.m  |

Le calcul de la précontrainte se fait dans le classe II et L'effort du précontraint est donné par l'expression [11] :  $P = \max (P_I, P_{II})$ .

Avec :  $P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{Bn}{h}(v \cdot \bar{\sigma}_{ti} + \bar{\sigma}_{ts} \cdot v')$  ;  $P_{II} = \frac{M_{max} + \rho \cdot Bn \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{ti}}{\rho \cdot v + v' - di}$  .

$d_i = 1.5 \times \varnothing_{gain} = 0.12 \text{ m}$ .

Les contraintes limites de traction sur les fibres extrêmes :  $\bar{\sigma}_{ti} = -2.7 \text{ MPa}$ .

$\bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ MPa}$ .

On trouve que  $P = P_{II} = 5.72 \text{ MN}$ .

$\Rightarrow$  La section est sur-critique alors  $e_0 = -(v' - di) \Rightarrow e_0 = -1.28 \text{ m}$ .

### VI.3.2. Détermination du nombre des câbles

L'évaluation de la force exercée par un câble est comme suit :

$P_0 = \min [0.8 * f_{prg} * A_p ; 0.9 * f_{peg} * A_p]$ .

Donc :  $P_0 = 2.53 \text{ MPa}$  et nous estimons les pertes à 25% de  $P_{min}$  alors  $n \geq \frac{p}{0.75 \cdot P_0} = 3.014$

Alors  $n = 4$  câbles de 12T15s.

### VI.3.3. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

Nous vérifions que  $P_0$  n'est pas excessif afin d'éviter le surplus de câble.

Les pertes sont estimées à 30% de  $P_0$  donc  $P_{min} = P_0 - \Delta P = 0.7 P_0$  et  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$  en construction donc :  $\sigma_{bc} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$ .

$P_0 \times n \leq \sigma_{bc} \times Bn - \frac{\Delta M}{\rho h}$  , alors  $10.2 \text{ MPa} \leq 18.13 \text{ MPa}$ , donc la condition est vérifiée.

## VI.4. DISPOSITIONS DES CABLES

### VI.4.1. Principe

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane.

La géométrie des câbles essentiellement paraboliques puisque les charges permanentes sont généralement uniformément réparties. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage.

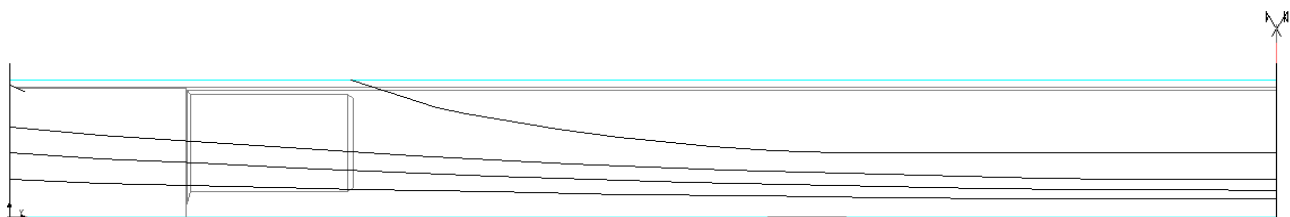


Figure VI. 1 : tracé des câbles (coupe longitudinale).

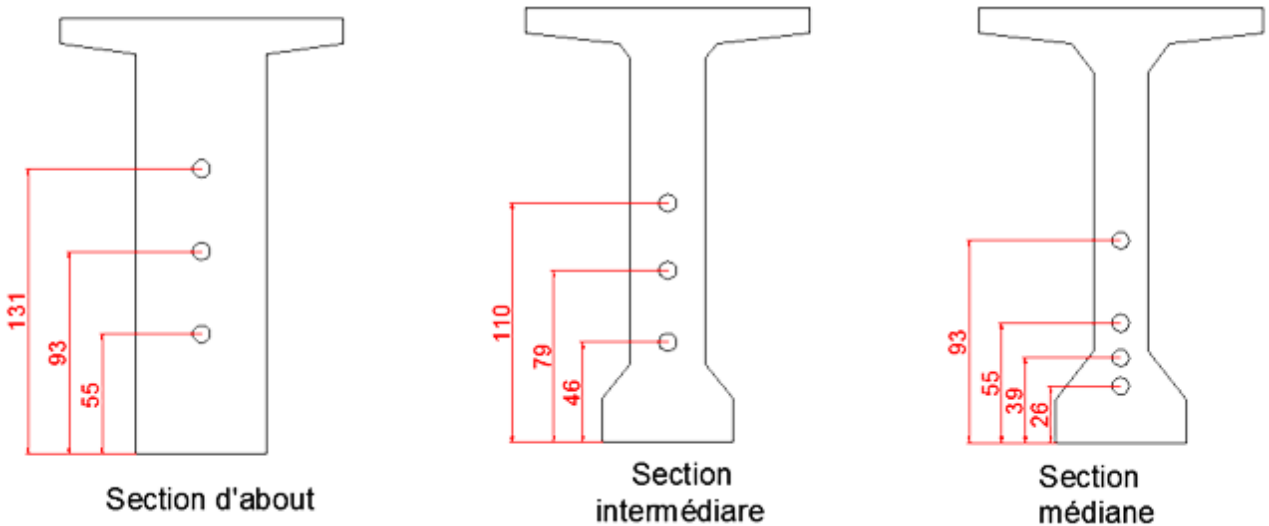


Figure VI. 2 : tracé des câbles (coupe transversale).

Tableau VI. 4 : Excentricité de chaque câble.

| Abscisse (m) | Excentricité $e_0$ (m) |      |         |      |         |      |         |      |
|--------------|------------------------|------|---------|------|---------|------|---------|------|
|              | Câble 1                |      | Câble 2 |      | Câble 3 |      | Câble 4 |      |
|              | P                      | P+D  | P       | P+D  | P       | P+D  | P       | P+D  |
| 0            | 0.52                   | 0.74 | 0.14    | 0.36 | 0.24    | 0.02 | 0       | 0    |
| 8.35         | 0.75                   | 1.08 | 0.55    | 0.88 | 0.35    | 0.68 | 0.04    | 0.29 |
| 12.525       | 0.79                   | 1.12 | 0.65    | 0.98 | 0.48    | 0.81 | 0.14    | 0.48 |
| 16.7         | 0.81                   | 1.15 | 0.68    | 1.02 | 0.53    | 0.87 | 0.14    | 0.48 |

VI.4.2. Détermination du tracé

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2<sup>ème</sup> degré :  $\frac{1}{R} = 8 \times \frac{f}{l^2}$

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



Figure VI. 3 : la flèche d'un câble de précontrainte.

Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au a x = 0, x=8.35 m, x=12.525m, et a x=16.7m, puis on va faire les vérifications correspondantes. Les câbles présentes Un alignement droit sur une distance de 1,20 à partir d'ancrage.

L'angle de déviation  $\beta$  sur une longueur peut être calculé par l'équation :  $\beta(l) = 4 \times \frac{f}{l}$ .

L'angle de relevage  $\alpha$  à  $x=0$  est donné par la formule suivante :  $\text{Arcsin}\left(\frac{Vm-\bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{Vm+\bar{V}}{P}\right)$ .

Les résultats du tracé de câble sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 5 : tracé des câblés.

| câble | L(m)  | $\alpha$ | $Y_i$<br>( $x=0$ ) | $Y_i(x=8.35)$ | $Y_i(x=12.525)$ | $Y_i(x=16.7)$ | f(m) | R(m)   | $\beta$<br>(rad) |
|-------|-------|----------|--------------------|---------------|-----------------|---------------|------|--------|------------------|
| C1    | 31.00 | 2.7      | 0.55               | 0.33          | 0.28            | 0.26          | 0.23 | 522.28 | 0.030            |
| C2    | 31.00 | 3.6      | 0.93               | 0.53          | 0.42            | 0.39          | 0.46 | 261.14 | 0.059            |
| C3    | 31.00 | 5.4      | 1.31               | 0.73          | 0.59            | 0.55          | 0.65 | 184.80 | 0.084            |
| C4    | 12.10 | 20       | /                  | 1.12          | 0.93            | 0.93          | 0.66 | 27.72  | 0.218            |

## VI.5. CALCUL DES PERTES

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension.

### VI.5.1. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont [12] :

- Les pertes de tension par frottement :  $\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f x \beta + \phi x X)}$
- Les pertes de tension par recul de l'ancrage :  $\sigma'_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{[-2k(d)+k(x)]}$
- Les pertes de tension par déformations instantanées du béton :  $\sigma_e = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$

### VI.5.2. Pertes différées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton :  $\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r$
- Perte de tension due au fluage du béton :  $\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times [\sigma_{max} + \sigma_b]$
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier :  $\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left( \frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$

**NB** : Les résultats du calcul des pertes sont indiqués au tableau en **Annexe C**.

**Conclusion** : On constate que le pourcentage des pertes à mi- travée (**20.02%**) ne dépasse pas celui des pertes estimé (**25%**).

## VI.6. JUSTIFICATION DES POUTRES A L'ELS

Dans ce paragraphe, on va vérifier si la structure respecte les prescriptions réglementaires en vérifiant, dans chaque phase de construction et de service, si les contraintes normales et tangentielles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaires dicté par les règles en vigueur.

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

$$\begin{aligned} P1 &= 1,02 P0 - 0,8 \Delta P \\ P2 &= 0,98 P0 - 1,2 \Delta P \end{aligned}$$

On va vérifier la condition suivante :  $\overline{\sigma_{bt}} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma(y) = \frac{P}{B_n} + \frac{P \cdot e + M}{I_n} \cdot y$$

Avec :

- **P** : effort de précontrainte ;
- **B<sub>n</sub>** : surface nette de la section considérée ;
- **I<sub>n</sub>** : inertie nette de la section considérée ;
- **e** : excentricité du câble de précontrainte moyen ;
- **M** : moment extérieur ;
- **Y** : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

La vérification des contraintes s'effectue en 5 étapes :

- **Phase 1** : Au 7<sup>ème</sup> jour, la poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles (1 ère famille) sont tirés à **50%** de **P0** et consomment environ de **50%** des pertes instantanées.
- **Phase 2** : Au 28<sup>ème</sup> jour, les câbles sont tirés à **100%** de **P0**, ils consomment **100%** des pertes instantanées.
- **Phase 3** : On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place (le nombre de jours est en fonction de l'avancement des travaux des appuis). On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et **75%** des pertes différées.
- **Phase 4** : le câble (2ème famille) est tiré à **100%** ; tous les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et **75%** des pertes différées.
- **Phase 5** : La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

### VI.6.1. Les sections de vérification

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x=0,5 m) pour la vérification des contraintes tangentielles.

C'est la section totale du béton avec déduction des conduits ou les gaines. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II et Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

Les Caractéristiques nette des sections sont montres dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 6 : Les caractéristiques de la section a x = 8.35 m.

|                                  | Poutre seul | Poutre avec la dalle |
|----------------------------------|-------------|----------------------|
| H(m)                             | 2           | 2.25                 |
| B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> ) | 0.754       | 1.104                |
| V(m)                             | 0.912       | 0.834                |
| V'(m)                            | 1.088       | 1.416                |
| I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> ) | 0.374       | 0.633                |

Tableau VI. 7 : Les caractéristiques de la section a x = 12.525m.

|                                  | Poutre seul | Poutre avec la dalle |
|----------------------------------|-------------|----------------------|
| H(m)                             | 2           | 2.25                 |
| B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> ) | 0.754       | 1.104                |
| V(m)                             | 0.909       | 0.831                |
| V'(m)                            | 1.091       | 1.419                |
| I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> ) | 0.372       | 0.629                |

2

Tableau VI. 8 : Les caractéristiques de la section a x=16.7m.

|                                  | Poutre seul | Poutre avec la dalle |
|----------------------------------|-------------|----------------------|
| H(m)                             | 2           | 2.25                 |
| B <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> ) | 0.754       | 1.104                |
| V(m)                             | 0.909       | 0.831                |
| V'(m)                            | 1.091       | 1.419                |
| I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> ) | 0.371       | 0.629                |

### VI.6.2. Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées sur la figure suivante :

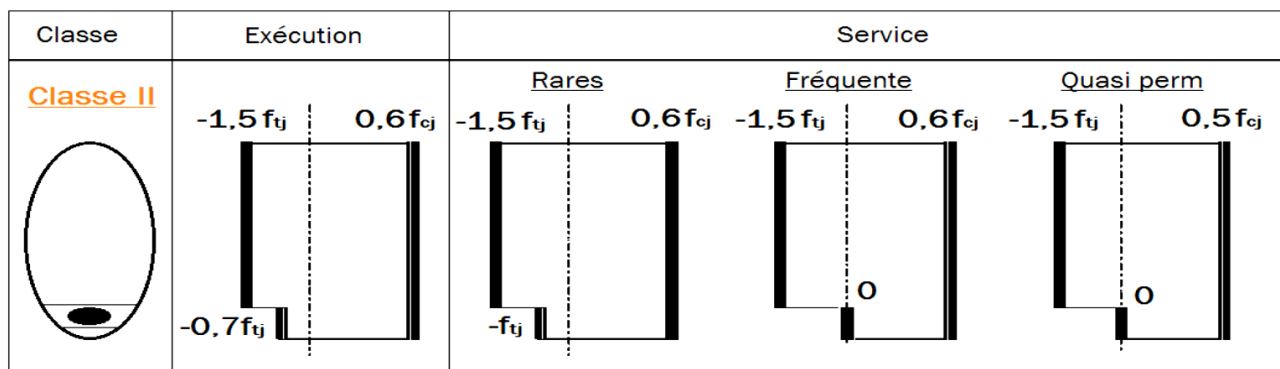


Figure VI. 4 : Limitation des contraintes.

Les calculs de vérification des sections dans chaque phase sont disponibles dans l'annexe C.

## VI.7. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Le but de cette justification est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, on doit vérifier pour cela les inégalités suivantes [11] :

- Rupture par fissuration :  $\overline{\tau 1}^2 \leq 0.4.f_{tj}. [f_{tj} + \sigma_x]$
- Rupture par compression-cisaillement :  $\overline{\tau 2}^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0.6 \cdot f_{cj} - \sigma_x) \cdot (f_{tj} + \sigma_x)$

La contrainte admissible de calcul est donnée par :  $\overline{\tau} = \text{Min} (\overline{\tau 1} ; \overline{\tau 2} )$

Avec :

$\tau$ : Contrainte tangentielle ;

$\sigma_x$ : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n} \quad V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha$$

- $V_{red}$  : effort tranchant réduit ;
- $S_n(y)$  : moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis).
- $b_n$  : largeur nette de la section.
- $I_n$  : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats de vérification sont montres dans le tableau suivant :

Tableau VI. 9 : Contraintes tangentielles.

|                     | Phase 1  | Phase 2  | Phase 3  | Phase 4  | Phase 5  |
|---------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Abscisse (m)        | 0.5      | 0.5      | 0.5      | 0.5      | 0.5      |
| $\overline{\tau 1}$ | 2.32     | 2.77     | 2.71     | 2.96     | 2.94     |
| $\overline{\tau 2}$ | 3.75     | 4.20     | 4.11     | 4.33     | 4.29     |
| $\overline{\tau}$   | 2.32     | 2.77     | 2.71     | 2.96     | 2.94     |
| $V_{red}$           | 1.195    | 0.98     | 1.015    | 0.87     | 0.89     |
| $\tau$              | 1.46     | 1.20     | 1.24     | 1.06     | 1.08     |
| Observation         | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée | Vérifiée |

## VI.8. ARMATURES DES ZONES TENDUES

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale  $A_s$  (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

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

- $B_t$  : aire de la section du béton en traction.
- $\sigma_{Bt}$  : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- $N_{Bt}$  : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

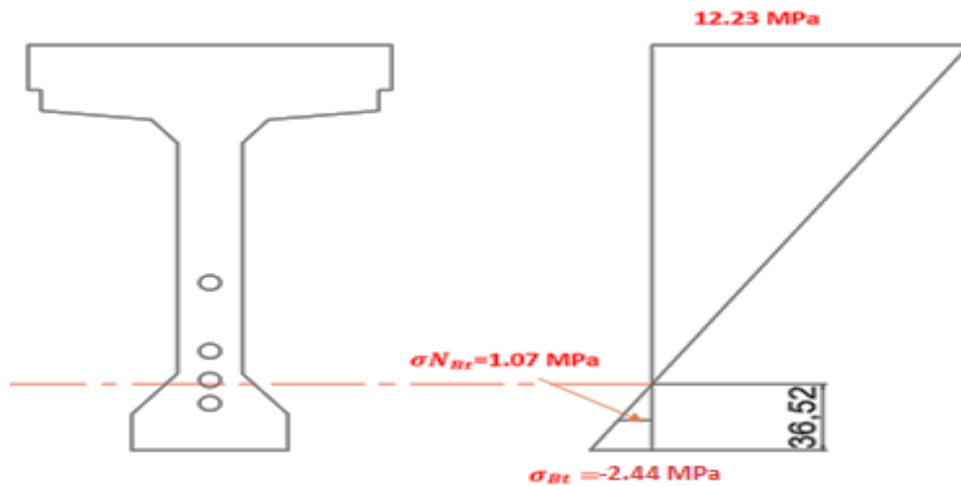


Figure VI. 5 : Diagramme des contraintes à mi travée.

Nous avons :  $B_t = 0,192 \text{ m}^2$  ;  $\sigma_{Bt} = 2,37 \text{ MPa}$  ;  $N_{Bt} = 0,2 \text{ MN}$ .

$$A_s = \frac{0,192}{1000} + \left( \frac{0,2}{500} * \frac{2,7}{2,44} \right) = 6,35 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA16=8.04 cm<sup>2</sup>**

### VI.8.1. Armatures de peau

Dans le cas où  $h > 80$  à  $100 \text{ cm}$  (poutre de grande hauteur), il faut prévoir des « armatures de peau » réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne.

Le ferrailage de peau est nécessaire afin de répartir les efforts de retrait et des variations température. Un ferrailage de peau doit être disposé sur toute la périphérie de la poutre préfabriquée à l'enrobage minimum. On dispose des armatures de faible diamètre de façon à bien les répartir [13].

$A_{min} \geq \max \{ 3 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre} ; 0,1\% B \text{ de la section de poutre} \}$ .

$A_{min} \geq \{ 20,51 ; 7,54 \} \rightarrow A_{min} \geq 20,51 \text{ cm}^2$ .

On opte pour les armatures suivantes :

Tableau VI. 10 : ferrailage de talon.

|                              |  |
|------------------------------|--|
| Pour le talon                | <b>8HA16</b>                                       |
| Pour la dalle de compression | <b>8HA12</b>                                       |
| Pour l'âme                   | <b>12HA12</b>                                      |
| $A_t$                        | <b>38.71 cm<sup>2</sup> ≥ 20.51 cm<sup>2</sup></b> |

## VI.9. JUSTIFICATIONS DE LA POUTRE A L'ELU

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

La première étape consiste à déterminer l'angle  $\beta_u$  que froment les billes de béton avec la

fibre moyenne de la poutre, cet angle est donnée par [11] :

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

Dans laquelle :

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

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ultime,  $\tau_u = \frac{V_u \cdot \operatorname{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

On a :

Tableau VI. 11 : sollicitation et les caractéristiques de la poutre à ELU.

|                             |  |
|-----------------------------|--|
| Abscisse de vérification    | X = 0,50 m                                 |
| $V_{\max \text{ comb-Elu}}$ | 1.95 MN                                    |
| P                           | $2.53 * 3 * (1 - 0.195) = 6.11 \text{ MN}$ |
| $I_n$                       | 0.783 m <sup>4</sup>                       |
| $b_n$                       | 0,52 m                                     |
| $B_n$                       | 1.631 m <sup>2</sup>                       |
| $S_n$                       | 0,498 m <sup>3</sup>                       |
| $\sigma_x$                  | 3.75 MPa                                   |

$$V_{u \text{ red}} = V_u - \sum p \sin \alpha = 1.95 - 0.42 = \mathbf{1.52 \text{ MN.}}$$

$$\tau_u = \frac{1.52 * 0.498}{0.783 * 0.52} = \mathbf{1.86 \text{ MPa.}}$$

$$\tan 2\beta_u = \frac{2 * 1.86}{3.75} = 0.992 \rightarrow \beta_u = \mathbf{22.4^\circ.}$$

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

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

Avec :

- $A_t$  : 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.
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma_s = 1,15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
- $b_n$  : largeur nette de la section d'appui.

Tableau VI. 12 : sollicitation et les caractéristiques de la poutre à ELU.

|                             |            |
|-----------------------------|------------|
| Abscisse de vérification    | X = 0,50 m |
| $V_{\max \text{ comb-Elu}}$ | 1.95 MN    |
| $f_{t28}$                   | 2,7 MPa    |
| $f_e$                       | 500 MPa    |
| $\gamma_s$                  | 1.15       |
| $\tau_u$                    | 1.86 MPa   |
| $\beta_u$                   | 22.4°      |
| $b_n$                       | 0.52       |

On trouve que :  $\frac{A_t}{S_t} \geq 4.12 \text{ cm}^2$ .

### VI.9.1. Le pourcentage minimum a disposé

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} = 7.18 \text{ cm}^2$  ; alors nous retiendrons donc un cadre **HA 12** avec un espacement de **15 cm** à l'appui et **25 cm** à mi- travée.

### VI.9.2. L'écartement maximum des cadres

Espacement  $S_t$  est limitée par  $S_t \leq \text{Min} (0.8 h ; 3b_0 ; 1 \text{ m}) = \text{Min} (1.6 ; 1,8 ; 1) = 100 \text{ cm}$ .

$S_t = 25 \text{ cm} < 100 \text{ cm}$  ce qui **vérifié**.

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ MPa} \text{ Ce qui est } \mathbf{vérifié}.$$

### VI.9.3. Cadre du talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et à reprendre les poussées au vide dues aux déviations dans le plan horizontal des câbles. Ces armatures doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon, ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. Un scellement efficace dans le talon est assuré par un ancrage en crosse le long du pied de talon. Pour notre cas on prend un cadre de HA10 avec le même espacement des armatures verticales [3].

### VI.9.4. Armatures de couture de la membrure supérieure

Ces armatures sont destinées à équilibrer le glissement à la naissance de la membrure supérieure sur l'âme. Elles assurent également la résistance à la flexion transversale de la table de compression [3]. On prend un cadre de HA10 et deux demi- épingles de gousset.

### VI.9.5. Armateurs supérieure de la table de compression

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

**Le poids propre :**  $q_1=0.374$  t/ml.

**Le béton frais hourdis :**  $q_2=0.7$ t/ml

Une surcharge de  $450\text{kg/m}^2$  provoqué par la présence des ouvriers et des matériels lors de la construction (fascicule 61 titre 1) :  $q_3=0.63$  t/ml  $\Rightarrow q=1.704$  t/ml

Le moment est :  $M=\frac{q.l^2}{2}=\frac{1.704*0.65^2}{2}\Rightarrow M=0.36$  t.m/ml d'où  $As=\frac{M}{z.\sigma_s}$  avec  $z=0.9.d=0.9*0.115=0.1035$ m

$\sigma_s=434\text{MPa}$

$As=0.8\text{cm}^2 \Rightarrow$  on adopte HA12 tous les 1m.

### VI.9.6. Etude de la zone d'about

La zone d'about est une pièce très sollicitée où sont concentrées un grand nombre d'armatures passives. À l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

- Une zone de surface : tendue.
- Une zone intermédiaire : comprimée.
- Une zone d'éclatement : tendue.

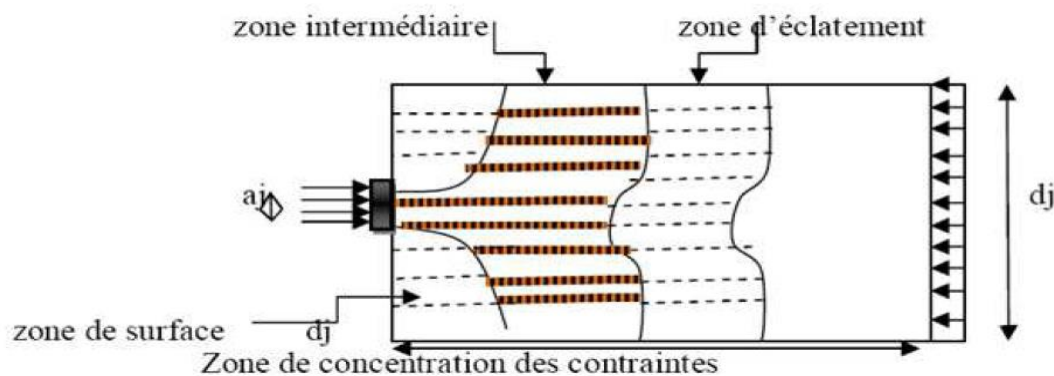


Figure VI. 6 : zone d'about.

### VI.9.7. Longueur de régularisation

La longueur de régularisation est la distance, comptée partir de la section SA, où l'on trouve une section SR dans laquelle les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte sont réparties sur toute la section selon le principe de NAVIER. Cette longueur dépend de la forme de la section de la poutre et de la position des différents ancrages de précontrainte dans la section d'about. La diffusion des contraintes à partir de SA présente un caractère tridimensionnel. Toutefois par commodité, on peut se contenter de procéder à deux justifications bidimensionnelles, en étudiant successivement l'étalement des forces de précontrainte dans le plan contenant axe principale d'inertie de la section [14].

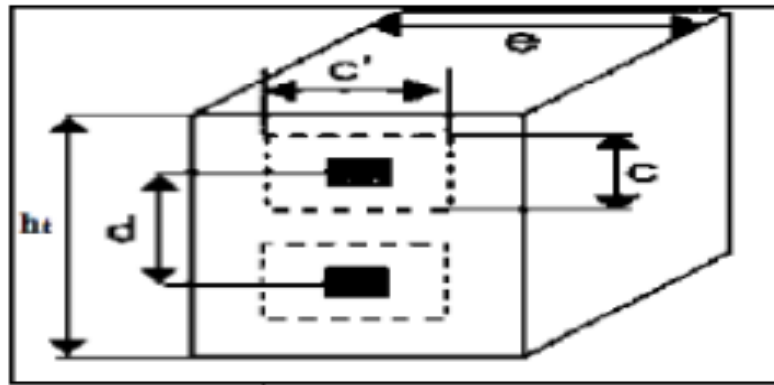


Figure VI. 7 : Zone de régularisation

### VI.9.7.1. Etude de la première zone de régularisation

$$d_1 = \min(2A_2, B) = 76 \text{ cm} \Rightarrow d_{\min} = 76 \text{ cm}$$

$$d_1 = \min(B, 2A_1) = 76 \text{ cm}$$

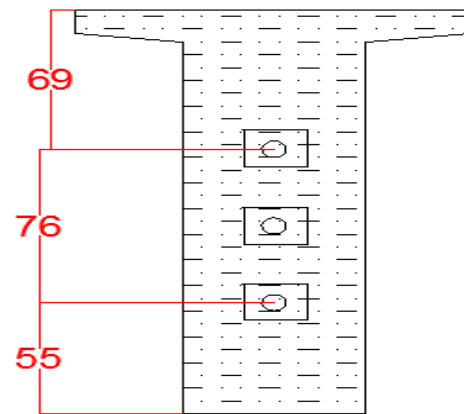


Figure VI. 8 : Zone de régularisation.

### VI.9.7.2. Zone de surface

Dans cette zone il faut disposer un ferrailage de surface  $A_s$

$$A_s = 0.04 * \frac{P}{\bar{\sigma}_s} \text{ avec } \bar{\sigma}_s = 2/3 * f_e = 333.34 \text{ Mpa et } p = \sigma_{p0} * A_p = 2.53 \text{ MN. Donc } A_s = 3.04 \text{ cm}^2$$

On choisit **2 cadres de HA12**.

### VI.9.7.3. Zone intermédiaire comprimée

On doit s'assurer que la contrainte moyenne ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{cj} = \frac{P}{b.d} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

**Au 7ème jour** :  $f_{c7} = 23.179 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{c7} = \frac{0.5 * 2.53}{0.52 * 0.76} = 3.2 \text{ MPa} \leq 15.45 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

**Au 28ème jour** :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{c7} = \frac{2.53}{0.52 * 0.76} = 6.4 \text{ MPa} \leq 23.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

#### VI.9.7.4. Zone d'éclatement

La contrainte de traction du béton  $\sigma_{ij}$  doit vérifier :

$$\sigma_{ij} = 0.5 \times \left(1 - \frac{a_j}{d}\right) \frac{p}{b \cdot d} \leq 1.25 \cdot f_{ij}$$

Au 7ème jour :  $f_{t7} = 1.99$

$$\sigma_{ij} = 0.5 \times \left(1 - \frac{0.26}{0.76}\right) \frac{0.5 \times 2.53}{0.52 \times 0.76} = 1.05 \text{ MPa} \leq 2.49 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Au 28ème jour :  $f_{t28} = 2.7$

$$\sigma_{ij} = 0.5 \times \left(1 - \frac{0.26}{0.76}\right) \frac{2.53}{0.52 \times 0.76} = 2.10 \text{ MPa} \leq 3.38 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

#### VI.9.7.5. Ferrailage de l'éclatement

La section d'acier à disposer dans la zone d'éclatement et  $A_e = \max (A_{se} ; A_{s0})$

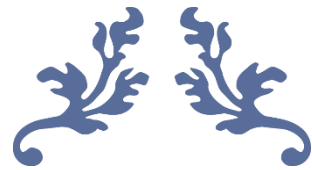
$$\text{Telle que : } A_{se} = \frac{0,25 \times (1 - \frac{a_j}{d_j}) \times P}{k_j \times \frac{2}{3} f_e}, \text{ et } A_{s0} = \frac{0,15 \times P}{\frac{2}{3} \times f_e} \Rightarrow A_{se} = 12.48 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{s0} = 11.39 \text{ cm}^2$$

Alors On dispose **4 cadres HA16** (16,08 cm<sup>2</sup>) autour de chaque plaque d'ancrage.

NB : le ferrailage final de notre poutre est disponible dans l'**annexe C**.

### VI.10. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a calculé le nombre de câbles de précontrainte nécessaire à la reprise de l'effort appliqué à la poutre la plus sollicitée, à la détermination de leurs tracé, à la force appliquée par chaque câble ainsi qu'au ferrailage passive de cette poutre . Dans le chapitre suivant on amènera pour l'étude des déformations.



---

# CHAPITRE VII

---

## CALCUL DES DEFORMATIONS



## CHAPITRE VII CALCUL DES DEFORMATIONS

### VII.1.INTRODUCTION

Il est nécessaire d'évaluer les valeurs de ces déformations pour le dimensionnement du joint de chaussée et d'appareils d'appui

Les différentes déformations que peut subir une construction en béton sont :

- ❖ Les flèches et les rotations qui sont due essentiellement aux charges permanentes et surcharges.
- ❖ Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température).

### VII.2.CALCULE DES FLECHES [18]

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche). Elles sont calculées au niveau de la section à mi travée (position de la flèche max).

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

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de « q/ml » .

La flèche est donnée par la formule suivante :  $f_G = \frac{5.G.L^4}{384. I_{eq}.E_v}$ .

Avec :

- **G** : Poids propre du tablier porté par une poutre **G = 1.76 /ml.**
- **L** : Longueur d'une travée 32.4 m.
- **E<sub>v</sub>** : Module de déformation différée, égal à  $E_v = 12102.95$  MPa
- **I<sub>eq</sub>** : Moment d'inertie équivalent (poutre + hourdis).

$$I_{eq} = \frac{\sum I_i.L_i}{\sum L_i} = \frac{0.477 \times 2.35 + 0.399 \times 2.15 + 0.379 \times 12.2}{16.7} \Rightarrow I_{eq} = 0.4 \text{ m}^4$$

Alors : **f<sub>G</sub> = 5.22 cm.**

#### VII.2.2. Flèche due aux surcharges

Le cas le plus défavorable est obtenu par le convoi SW2+UIC 71. Le moment dû au SW2+UIC 71 à L/2 est M = 4.39 MN.m.

$$f_s = \frac{5.M.L^2}{48.E_i.I_{eq}} \text{ avec } E_i = 35981.7 \text{ MPa.}$$

Alors : **f<sub>s</sub> = 3.34 cm.**

#### VII.2.3. Contre flèche due à la précontrainte

$$f_s = \frac{5.\mu.L^4}{384.E_v.I_{eq}}$$

Avec :

- $\mu = \frac{8.e.\pi_i}{L^2}$
- Pi : effort de précontrainte.
- e : excentricité.

On calcul la flèche a mis-travée :

Tableau VII. 1 : Calcul de la flèche due à la précontrainte.

|                  | e(m)  | P <sub>0</sub> (MN) | Perte totale (%) | p    | u       | f <sub>p</sub> |
|------------------|-------|---------------------|------------------|------|---------|----------------|
| Premier famille  | -1.03 | 2.53                | 19.5             | 2.03 | -0.0159 | -0.0472        |
| Deuxième famille | -0.49 | 2.53                | 18.3             | 2.07 | -0.0148 | -0.0438        |

Mais :  $f_p = 2(f_{p1} + f_{p2}) \Rightarrow f_p = -18.2 \text{ cm}$ .

### VII.2.4. Flèche de construction

Elle est dirigée vers le bas, dont la valeur est :  $f_c = \frac{3}{4}(f_G - f_p) = 9.74 \text{ cm}$ .

### VII.2.5. Flèche totale

→ Flèche (à vide) :  $f_G + f_p + f_c = -3.24 \text{ cm}$ .

→ Flèche (en charge) :  $f_G + f_p + f_c + f_s = 0.1 \text{ cm}$ .

### VII.2.6. Vérification de la flèche totale

La flèche calculée due au poids propre, précontrainte et aux surcharges ( $f = 0.1 \text{ cm}$ ) doit être inférieure à la flèche admissible ( $\frac{L}{600} = 5.4 \text{ cm}$ ) ce qui est le cas, donc la condition est **vérifiée**.

## VII.3. CALCUL DES ROTATIONS

### VII.3.1. Rotation due au poids propre

La rotation due au poids propre est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_g = \frac{G.L^3}{24.I_{eq}.Ev}$$

$$\text{Alors : } \theta_g = \frac{1.76 \times 32.4^3}{100 \times 24 \times 0.4 \times 12102.95} \Rightarrow \theta_g = 0.0052 \text{ rad.}$$

### VII.3.2. Rotation due à la surcharge

La rotation ( $\theta_s$ ) à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_s = \frac{L.M_s}{3.I_{eq}.Ei} \Rightarrow \theta_s = \frac{4.39 \times 32.4}{3 \times 0.4 \times 35981.7} \text{ alors } \theta_s = 0.003 \text{ rad}$$

### VII.3.3. Rotation due à la précontrainte

$$\theta_p = \frac{2}{Ev \times I_{eq}} \int Mp(x)M'dx$$

Avec :  $p = (p_0 - \Delta p)$ . et  $M = p.e$

Tableau VII. 2 : Calcul des moments de la précontrainte.

| Section                        | About |       |                                   | Mi- travée |       |       |       |  |
|--------------------------------|-------|-------|-----------------------------------|------------|-------|-------|-------|--|
|                                | 1     | 2     | 3                                 | 1          | 2     | 3     | 4     |  |
| Câble                          |       |       |                                   |            |       |       |       |  |
| Pertes (%)                     | 17.7  | 16.5  | 17.5                              | 19.4       | 19.6  | 19.6  | 18.3  |  |
| P (MN)                         | 2.08  | 2.11  | 2.09                              | 2.04       | 2.03  | 2.03  | 2.07  |  |
| e (cm)                         | -0.74 | -0.36 | 0                                 | -1.15      | -1.03 | -0.88 | -0.48 |  |
| M (MN.m)                       | -1.54 | -0.76 | 0                                 | -2.35      | -2.09 | -1.79 | -0.99 |  |
| M <sub>about</sub> = -2.3 MN.M |       |       | M <sub>médiane</sub> = -7.22 MN.m |            |       |       |       |  |

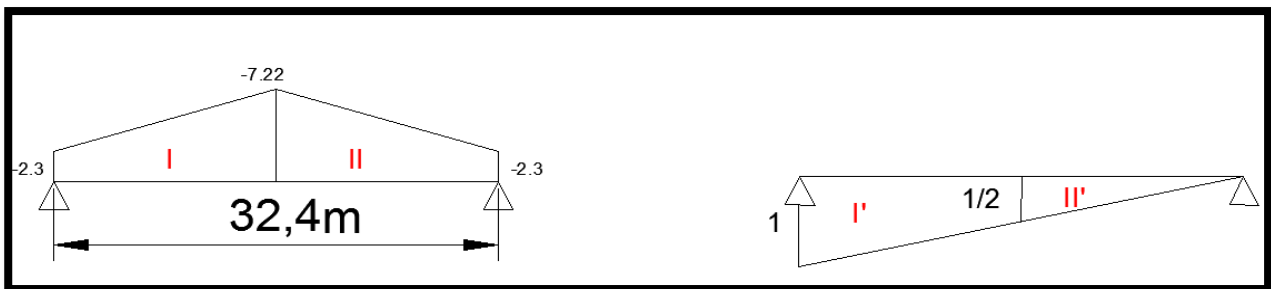


Figure VII. 1 : Diagramme de M et M'.

$$2. \int Mp(x)M'dx = I \times I' + II \times II'$$

Avec :

$$I \times I' = \frac{-2.3 \times 16.2 \times 3}{4} - \frac{(7.22 - 2.3) \times 16.2 \times 2}{2 \times 3} \Rightarrow I \times I' = -54.513$$

$$II \times II' = \frac{-2.3 \times 16.2}{4} - \frac{(7.22 - 2.3) \times 16.2 \times 2}{2 \times 3 \times 2} \Rightarrow II \times II' = -22.599$$

$$\theta_p = \frac{-54.513 - 22.599}{12102.95 \times 0.4} = -0.0159 \text{ rad.}$$

### VII.3.4. Rotation totale

- A vide :  $\theta_g + \theta_p = -0.0107 \text{ rad.}$
- En service :  $\theta_g + \theta_p + \theta_s = -0.0077 \text{ rad.}$

Selon le livret 2.01 de la SNCF on vérifie les rotations admissibles pour les ponts à double voie :

$$\rightarrow \theta = [3,5 \cdot 10^{-3}] \text{ radians à la transition entre le tablier et le remblai.}$$

$$\rightarrow \theta_1 + \theta_2 = [5 \cdot 10^{-3}] \text{ radians entre deux tabliers consécutifs.}$$

**Donc les rotations sont vérifiées.**

## VII.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS

### VII.4.1. Déplacement due au retrait

$$\Delta_{\text{ret}} = \frac{L \times \xi_r}{2}$$

Avec :

## CHAPITRE VII : CALCUL DES DEFORMATIONS

$\xi_r$  : étant le retrait total du béton,  $\xi_r = 0.0003$  (selon le BPEL).

$$\Delta_{\text{ret}} = \frac{0.0003 \times 32.4}{2} \Rightarrow \Delta_{\text{ret}} = 0.5 \text{ cm.}$$

### VII.4.2. Déplacement due au fluage

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{L \times (\sigma_b + \sigma_m)}{2 \times E \nu}$$

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{32.4 \times (2.69 \times 2.36)}{2 \times 12102.95} \Rightarrow \Delta_{\text{flu}} = 0.68 \text{ mm.}$$

### VII.4.3. Déplacement due à la rotation

$$\Delta_{\theta} = \frac{\theta \times h}{2}$$

Avec :  $h_{p+d} = 2.25 \text{ m.}$

$$\Delta_{\theta} = \frac{0.0077 \times 2.25}{2} \Rightarrow \Delta_{\theta} = 0.87 \text{ cm.}$$

### VII.4.4. Déplacement due à la température

$$\Delta_T = \frac{\xi_t \times L}{2} \text{ avec } \xi_t = 0.0003 \text{ alors } \Delta_T = \frac{0.0033 \times 32.4}{2} \Rightarrow \Delta_T = 0.5 \text{ cm.}$$

### VII.4.5. Déplacement totale

$$\Delta_{\text{tmax}} = \frac{2}{3} \times (\Delta_{\text{ret}} + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_{\theta}) + \Delta_T \Rightarrow \Delta_{\text{tmax}} = 1.87 \text{ cm.}$$

## VII.5. CALCUL DES ALLONGEMENTS

L'allongement du câble est donné par :  $\Delta_L = \frac{0.95 \times L \times \sigma}{E}$

Avec :

- $\sigma$ : la tension de l'ancrage.
- $L$  : longueur du câble.

Le calcul des allongements est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII. 3 : Calcul des allongements.

| Câble           | 1      |       | 2      |       | 3      |       | 4      |
|-----------------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| Tension (%)     | 50     | 100   | 50     | 100   | 50     | 100   | 100    |
| $\sigma_{p0}$   | 702    | 1404  | 702    | 1404  | 702    | 1404  | 1404   |
| L(m)            | 33.407 |       | 33.423 |       | 33.447 |       | 24.642 |
| $\Delta_L$ (cm) | 11.73  | 23.45 | 11.73  | 23.46 | 11.74  | 23.48 | 17.3   |

## VII.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a calculé tous les déformations. On remarque qu'après cette étape que le calcul des déformations et des déplacements montre que ces derniers ne dépassent pas les limites fixées pour la bonne mise en service de l'ouvrage. Ce qui amènera à l'étude du ferrailage de l'autre élément porteur du tablier qui est la dalle et l'entretoise.



---

## CHAPITRE VIII

---

# ETUDE DE L'HOURLDIS ET DE L'ENTRETOISE



## CHAPITRE VIII

### ETUDE DE L'HOURLDIS ET DE L'ENTRETOISE

#### VIII.1. INTRODUCTION

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

#### VIII.2. CALCUL DES MOMENTS

On va étudier la dalle en flexion simple dans les deux sens transversal et longitudinal. Le logiciel robot nous permet de représenter la distribution des efforts dans la dalle à l'aide de l'option « cartographie panneaux » ainsi on peut déduire les moments suivant les deux directions (xx ; yy).

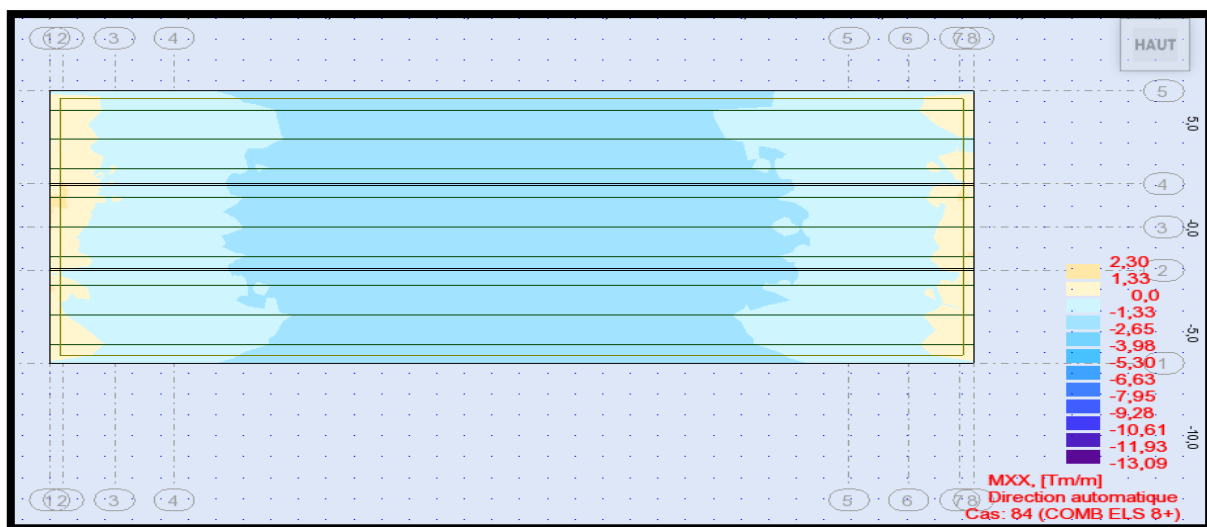


Figure VIII. 1 : Diagramme du moment (Mxx) sous G + UIC71 + SW/2.

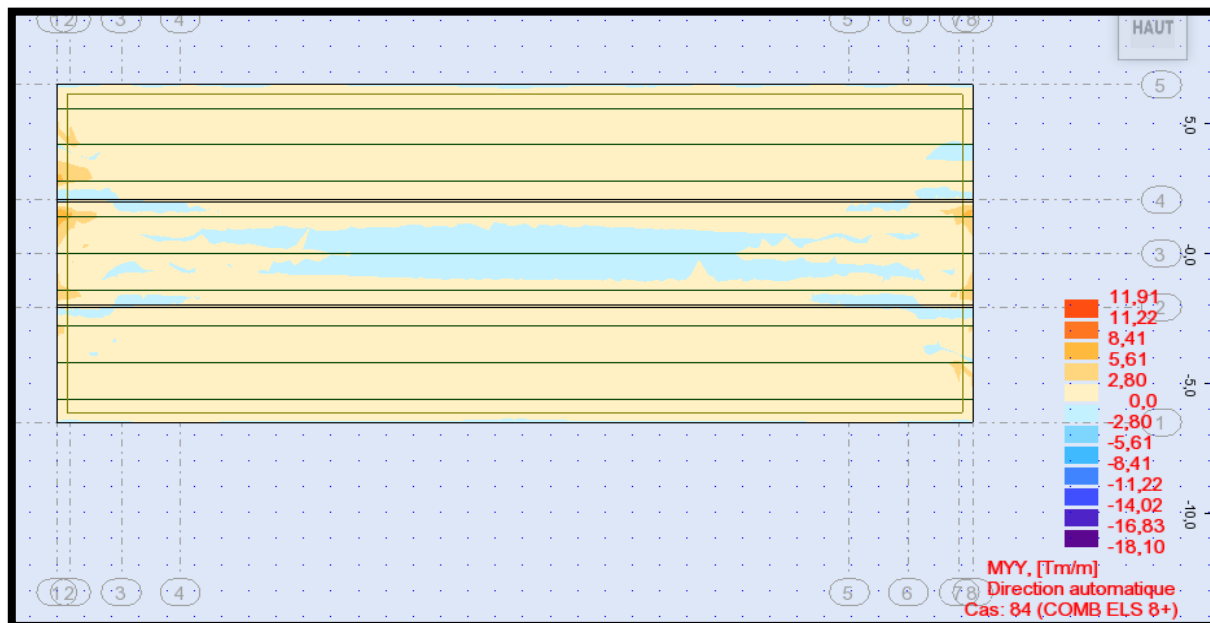


Figure VIII. 2 : Diagramme du moment (Myy) sous G + UIC71 + SW/2.

Tableau VIII.1 : Sollicitation de la dalle à l'ELS.

| Combinaison a ELS |           | Mxx (t.m/m) | Myy (t.m/m) |
|-------------------|-----------|-------------|-------------|
| G+UIC 71+SW/2     | En travée | 13.09       | 18.10       |
|                   | En appui  | 2.3         | 11.91       |

### VIII.3. FERRAILLAGE DE L' HOURDIS

Le calcul de section se fait en flexion simple dans le sens X ainsi dans le sens Y pour pouvoir déterminer le grillage de ferrailles à utiliser.

Pour cela on utilise le logiciel « Robot expert 2010 ».

#### VIII.3.1. Hypothèse

**Béton:**  $f_{c28} = 35.0$  MPa.      **Acier:**  $f_e = 500.0$  MPa.

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### VIII.3.2. Section

Les caractéristiques de la section sont :

- $b = 100.0$  (cm).
- $h = 25.0$  (cm).
- $d_1 = 5.0$  (cm).
- $d_2 = 5.0$  (cm).

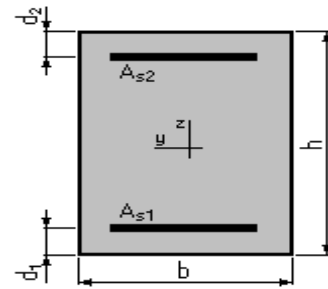


Figure VIII. 3 : Section transversale de l'hourdi.

#### VIII.3.3. Ferrailage dans le sens longitudinal

Tableau VIII. 1 : sollicitation de le sens transversale.

|                                  | M <sub>max</sub> (T*m) | M <sub>min</sub> (T*m) |
|----------------------------------|------------------------|------------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0.00                   | 0.00                   |
| Etat Limite de Service           | 18.10                  | 11.91                  |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00                   | 0.00                   |

#### VIII.3.4. Ferrailage dans le sens transversal

Tableau VIII. 2 : sollicitation de le sens longitudinale.

|                                  | M <sub>max</sub> (T*m) | M <sub>min</sub> (T*m) |
|----------------------------------|------------------------|------------------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0.00                   | 0.00                   |
| Etat Limite de Service           | 13.09                  | 2.3                    |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00                   | 0.00                   |

Tableau VIII. 3 : Calcul du ferrailage.

| Sens         | Nappe | As (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-------|-----------------------|
| Longitudinal | Inf   | 43.4                  |
|              | Sup   | 13.3                  |
| Transversal  | Inf   | 14.7                  |
|              | Sup   | 5.6                   |

Tableau VIII. 4 : Sections d'acier adoptées.

| Sens         | Nappe | Nombre des barres | Espacement (cm) |
|--------------|-------|-------------------|-----------------|
| Longitudinal | Inf   | 12HA25            | 10              |
|              | Sup   | 12HA12            |                 |
| Transversal  | Inf   | 5HA20             | 20              |
|              | Sup   | 5HA12             |                 |

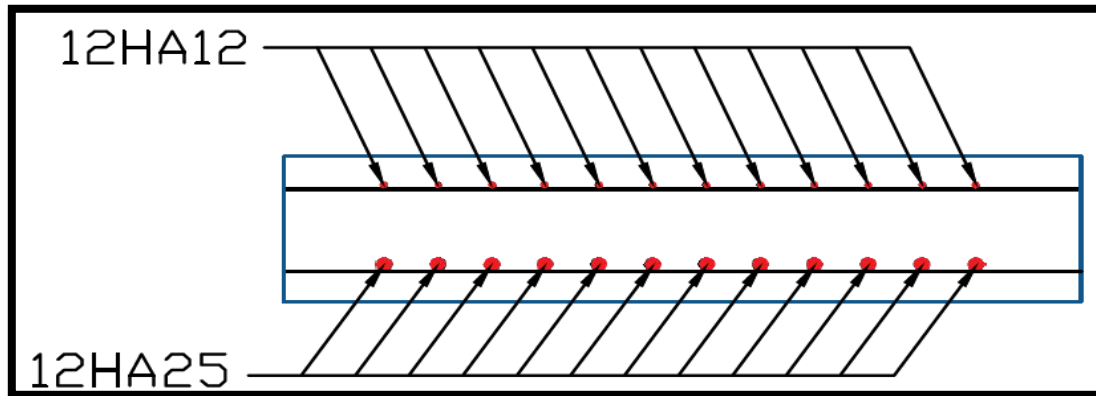


Figure VIII. 4 : Ferrailage transversale.

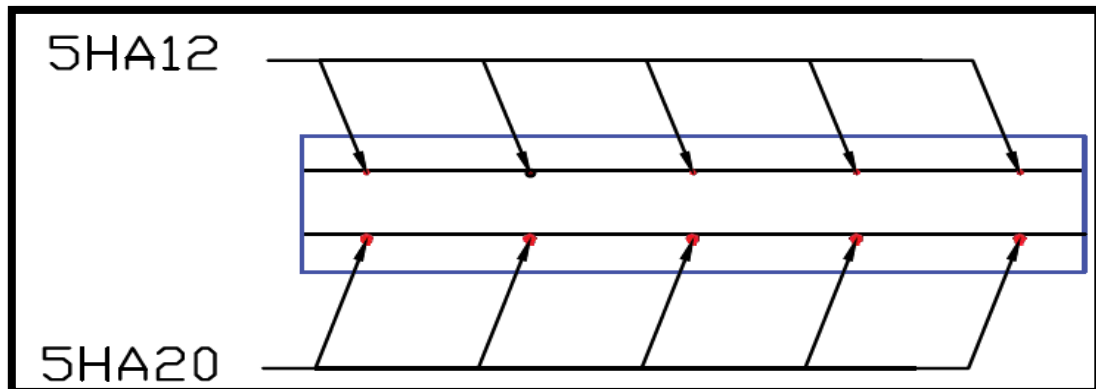


Figure VIII. 5 : Ferrailage longitudinale.

### VIII.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

De nos jours, les poutres dans le tablier des ponts à poutres sont préfabriquées. L'emploi des entretoises complique l'exécution, puisque la technique de la préfabrication a pour but d'éviter de mettre un échafaudage au sol (étaie). Lorsque les poutres sont mise en place, le coulage des entretoises sans étaie n'est aisé que pour les entretoises sur appui. Ainsi, dans ce type de pont, on ne conçoit que des entretoises d'appui.

Une entretoise est une pièce rigide qui en relie deux poutres et les maintient dans un écartement fixe [S1].

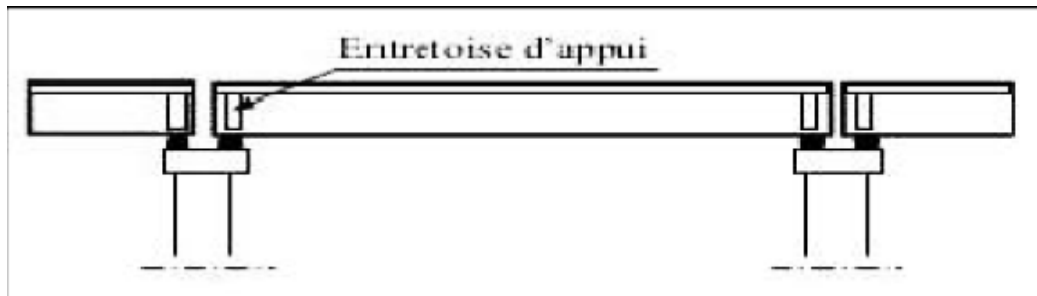


Figure VIII. 6 : Schéma représentant l'entretoise d'appui pour un pont à poutre isostatique.

L'opération du vérinage est souvent effectuée pour un changement des appareils d'appui. En effet les appareils d'appui les plus employés de nos jours sont en élastomère fretté. Leur durée de vie est assez limitée et ils nécessitent souvent un changement. Cette opération demande un soulèvement du tablier à l'aide des vérins. C'est pourquoi on appelle opération de vérinage. Des vérins sont placés sur la tête des appuis (tel que chevêtre), et sous les entretoises d'appui. A ce moment, ces éléments vont supporter le poids propre du tablier.

Le nombre et la répartition des vérins dépendent de leur puissance et du poids du tablier à soulever. Les bossages frettés sont conçus pour indiquer l'emplacement des vérins et éviter le poinçonnement des appuis [17].

Pour notre cas on choisit 4 vérins qui jouent le rôle des appuis ce qui permet de déterminer la quantité de ferrailage de l'entretoise.

#### VIII.4.1. Charges sur l'entretoise

Les entretoises d'about sont dimensionnées pour le cas le plus défavorable à savoir. Les charges appliquées sont :

- Le poids de l'entretoise (charge uniformément répartie).
- La réaction due au poids des poutres (charge concentrée au niveau des poutres).
- La réaction due au poids de la dalle et superstructures (charge uniformément répartie sur l'entretoise).

Le calcul des sollicitations est réalisé par le logiciel Robot.

→ Section de l'entretoise

- $b_f = 100,0$  (cm).
- $b_w = 40,0$  (cm).
- $h = 150,0$  (cm).
- $h_f = 30,0$  (cm).
- $d_1 = 5,0$  (cm).
- $d_2 = 5,0$  (cm).

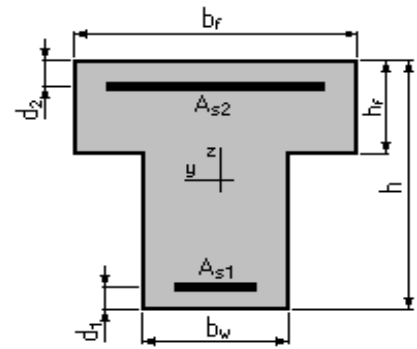


Figure VIII. 7 : Section transversale de l'entretoise.

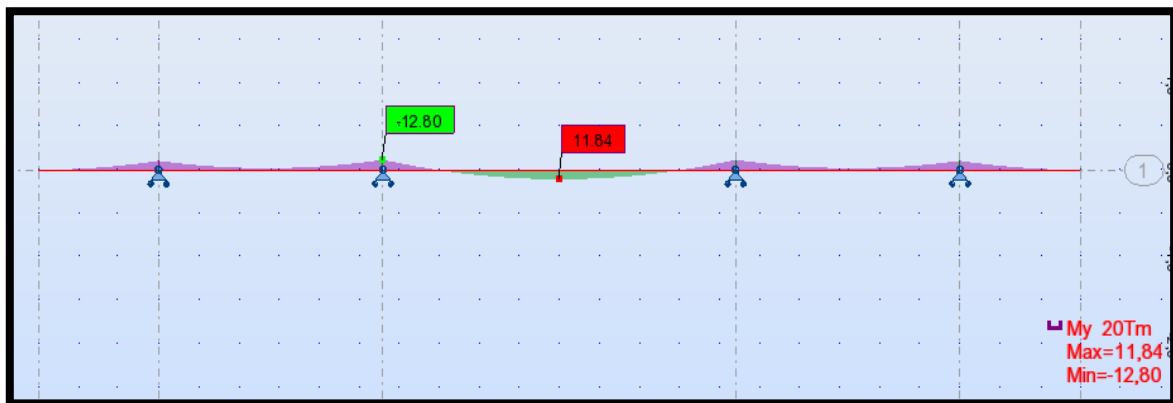


Figure VII. 8 : Diagramme du moment fléchissant (4 vérins).

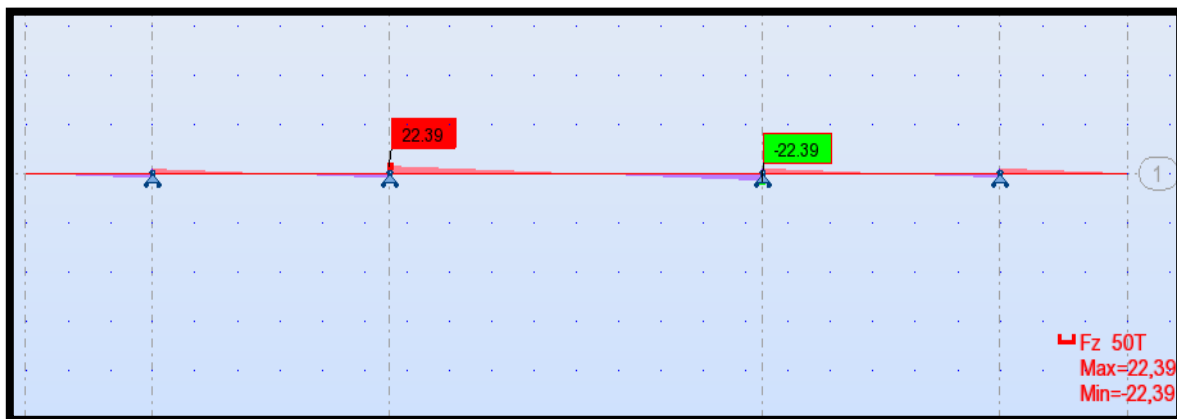


Figure VIII. 9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (4 vérins).

Alors Les sollicitations sont :

- Moment fléchissant en travée :  $M_{max} = 11.84$  t.m.
- Moment fléchissant sur appui :  $M_{max} = -12.80$  t.m.
- Efforts tranchant maximale :  $T_{max} = 22.39$  t.

**VIII.4.2. Ferrailage de l'entretoise**

Le calcul du ferrailage est réalisé par le logiciel Robot Expert 2010 sous les prescriptions sur les hypothèses du BAEL91(99).

**VIII.4.2.1. Ferrailage longitudinale**

**VIII.4.2.1.1 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.

**VIII.4.2.1.2 Moments appliqués**

Tableau VIII. 5 : Moment appliquée sur l'entretoise.

|                                  | $M_{max}$ (T*m) | $M_{min}$ (T*m) |
|----------------------------------|-----------------|-----------------|
| Etat Limite Ultime (fondamental) | 0.00            | 0.00            |
| Etat Limite de Service           | 11.84           | 12.80           |
| Etat Limite Ultime (Accidentel)  | 0.00            | 0.00            |

**VIII.4.2.1.3 Résultats**

→ **Sections d'Acier**

|                   |   |                   |  |
|-------------------|---|-------------------|--|
| Section théorique | $A_{s1} = 16,2$ (cm <sup>2</sup> )      | Section théorique | $A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )        |
| Section minimum   | $A_{s_{min}} = 16,2$ (cm <sup>2</sup> ) | Section maximum   | $A_{s_{max}} = 145,0$ (cm <sup>2</sup> ) |
| Théorique         | $\rho = 0,28$ (%)                       |                   |  |
| Minimum           | $\rho_{min} = 0,28$ (%)                 | maximum           | $\rho_{max} = 1,86$ (%)                  |

**VIII.4.2.2. Ferrailage transversale**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

Avec :  $\gamma_b = 1.5$

- $\tau_u$  : Contrainte tangentielle dans le béton.
- $V_u$  : Effort tranchant max à l'ELU.
- $\bar{\tau}$  : Contrainte tangentielle limite.

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{0.22}{0.4 \times 0.9 \times 1.5} = 0.40 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Donc :  $\varphi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_1 \right\} \Rightarrow \varphi_t = 16\text{mm}$  alors on prend 8HA16 (2 cadres).

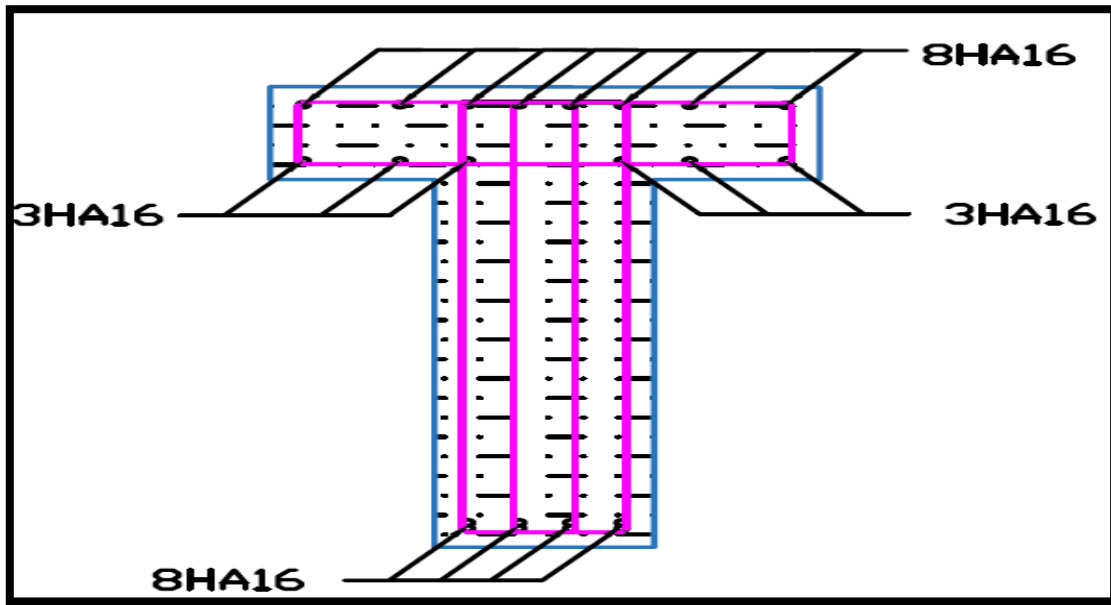
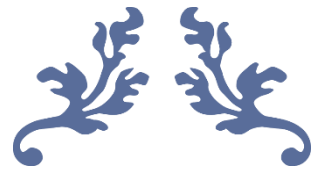


Figure VIII. 10 : ferrailage de l'entretoise.

### VIII.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, la dalle et l'entretoise ont été étudiées et ferrailées en prenant en compte les sollicitations appliquées à ces derniers déterminés grâce au logiciel robot structural analysis.

En ayant terminé avec l'étude des éléments porteurs du tablier on s'intéressera dans le chapitre suivant à l'étude des équipements de l'ouvrage.



---

# CHAPITRE IX

---

# EQUIPEMENTS DU PONT



## CHAPITRE IX

### EQUIPEMENTS DU PONT

#### IX.1. INTRODUCTION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

Dans le chapitre qui suit, nous allons faire l'étude de trois équipements essentiels que l'on retrouve dans les ouvrages d'art, à savoir : l'appareil d'appui, le dé d'appuis, le joint garde ballast.

#### IX.2. APPAREILS D'APPUIS

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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

Dans notre cas les appareils d'appuis utilisés sont des appareils en **élastomère fretté**.

##### IX.2.1. Dimensionnement des appareils d'appuis

###### Aire de l'appareil d'appui

On désigne par  $a \times b$  : l'aire de l'appareil d'appui où :

**a** : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

**b** : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

$\sigma_{ap}$  : La contrainte de compression de l'appareil

$\sigma_{ap}$  est limitée à 150 kg/cm<sup>2</sup>.

La section de l'appareil d'appui doit satisfaire l'inégalité suivante [15] :

$$2 \text{ MPa} \leq \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 11 \text{ MPa}.$$

Avec :

- $\sigma_{adm} = 11 \text{ MPa}$  : effort normal agissant sur l'appareil d'appui. (Cas des ponts rails).
- $R_{max}$  : Effort normal maximal agissant sur l'appareil d'appui à ELU :  $R_{max} = 2.18 \text{ MN}$
- $a$  et  $b$  : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

Donc :  $0.19 \leq a \times b \leq 1.09 \Rightarrow$  on choisit  $a = b = 0.6 \text{ m}$ .

##### IX.2.1.1. Hauteur T de l'élastomère

Il faut respecter la condition de non flambement suivante :  $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$  donc

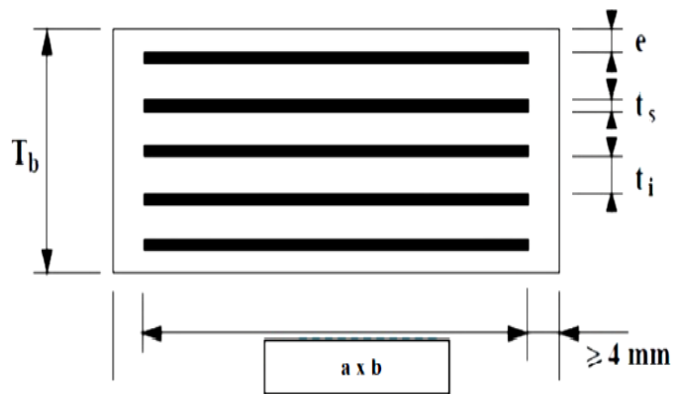


Figure IX. 1 : Dimensions de l'appareil d'appui type élastomère fretté.

$$60 \text{ mm} \leq T \leq 120 \text{ mm}$$

On choisit  $T = 100 \text{ mm}$ ,  $t_i = 10 \text{ mm}$  et  $e = \frac{t_i}{2} = 5 \text{ mm}$ .

### IX.2.1.2. Dimensionnement des frettes

On doit vérifier les conditions suivantes selon l'RPOA :

$$\left\{ \begin{array}{l} ts \geq \frac{a \times \sigma_m}{s \times \sigma_e} \text{ avec } s = \frac{a \times b}{2 \times (a+b)t_i} = 15 \rightarrow ts \geq \frac{60 \times 6.05}{15 \times 350} = 0.69 \text{ mm.} \\ ts \geq 2 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$\sigma_m$  : Résistance à la compression moyenne :  $\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}$

$\sigma_e$  : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes :  $\sigma_e = 350 \text{ MPa}$ .

On prendra :  $t_s = 2.5 \text{ mm}$ .  $\Rightarrow$  8 frettes intermédiaires d'épaisseur  $t_s = 2.5 \text{ mm}$ .

Donc l'appareil d'appui sous la poutre est :  $600 \times 600 \times 8 \cdot (10 + 2.5)$ .

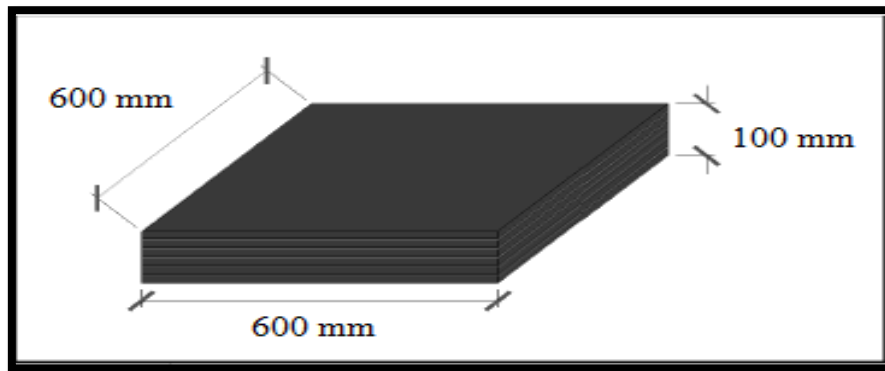


Figure IX. 2 : Dimension de l'appareille d'appui.

## IX.2.2. Vérification des appareils d'appui [1]

### IX.2.2.1. La condition non cheminement

$$\sigma_{min} = \frac{R_{min}}{a \times b} \Rightarrow \sigma_{min} = \frac{0.99}{0.36} = 2.75 \text{ MPa} \geq 2 \text{ MPa} \text{ alors la condition est vérifiée.}$$

### IX.2.2.2. Résistance à la compression

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} = \frac{2.18}{0.36} = 6.05 \text{ MPa} < 11 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

### IX.2.2.3. Sécurité au flambement

On doit vérifier :  $\gamma_s \cdot P_u < P_c$

Avec :

$\gamma_s$  : coefficient partiel de sécurité.

$P_u$  : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime.

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$P_c = \frac{4 \times G \times B \times d \times s^2}{h}$$

Avec :

- B : aire nominale en plan de l'appui ( $B = a \times b$ ),
- d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère.

- $h$  : hauteur totale de l'appareil d'appui.
  - $G$  : module de cisaillement.
- $S$  : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

$$P_c = \frac{4 \times 1.2 \times 0.36 \times 0.0125 \times 15^2}{0.1} \Rightarrow P_c = 48.6 \text{ MN.}$$

$$\gamma_s \cdot P_u < P_c \Rightarrow 3 \times 1.94 < 48.6 \Rightarrow 5.82 \text{ MN} < 48.6 \text{ MN} \text{ alors la condition est vérifiée.}$$

### IX.2.2.4. Limitation de la distorsion

La distorsion  $\delta = \tan(\gamma)$ , rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\text{Pour } p = \frac{p_u}{p_c} \leq 0.25 : \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) \cdot (0.25 - p), \text{ tel que : } \delta_0 = \frac{c}{h_c}$$

Avec :

- $c$  : diamètre pour un appui circulaire, petit cote pour un appui rectangulaire.
- $h_c$  : épaisseur totale d'élastomère.

$$\text{Pour } p \geq 0.25 : \delta \leq 1.4 (1 - 2p)$$

Dans notre cas

$$P = \frac{1.95}{48.6} \Rightarrow p = 0.04 \leq 0.25 \text{ et } h_c = 100 \text{ mm, } c = 600 \text{ mm.}$$

$$\text{Alors } \delta_0 = 6 \Rightarrow \text{on prend } \delta_0 = 2 \text{ car } (0.7 < \delta_0 < 2) \Rightarrow \delta_c = 1.792 \text{ (déplacement max)}$$

$$\delta = \frac{3.55 - 1.77}{18} = 0.09 \text{ alors la condition est vérifiée.}$$

### IX.2.2.5. Condition de non glissement

$$\text{On vérifiera : } H < f \cdot N \Rightarrow H = \frac{F_s^H}{n_{aa}} < f \times N_{max} \text{ Avec } f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$$

Avec :

- $H$  est l'effort horizontal.
- $N$  est l'effort de compression vertical.
- $f$  est le coefficient de frottement.

$$H = \frac{F_s^H}{n_{aa}} = \frac{2.93}{18} = 0.16 \text{ MN et } f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{2.72}\right) = 1.22 \text{ alors } 0.16 \text{ MN} < 2.66 \text{ MN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### IX.2.2.6. Condition de non soulèvement

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha_t = \alpha_0 + \alpha_T = 1 \times 10^{-2} - 0.0077 \Rightarrow \alpha_t = 2.3 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_t \geq \frac{3 \times \sigma_{min} \times t^2_i}{s \times G \times a^2} \Rightarrow 1 \times 10^{-2} \geq \frac{3 \times 2.75 \times 1^2}{15 \times 1.2 \times 60^2} = 1.27 \times 10^{-4} \text{ alors la condition est vérifiée.}$$

## IX.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures.

### IX.3.1. Dimensions des dés d'appuis

Les dimensions seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$a_1 = a + h/2 \text{ et } b_1 = b + h/2$$

$$\text{Avec : } h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0.3 \Rightarrow h = 0.4 \text{ m.}$$

$$\text{Alors : } a_1 \geq 0.75 \text{ m} \Rightarrow a_1 = b_1 = 0.75 \text{ m.}$$

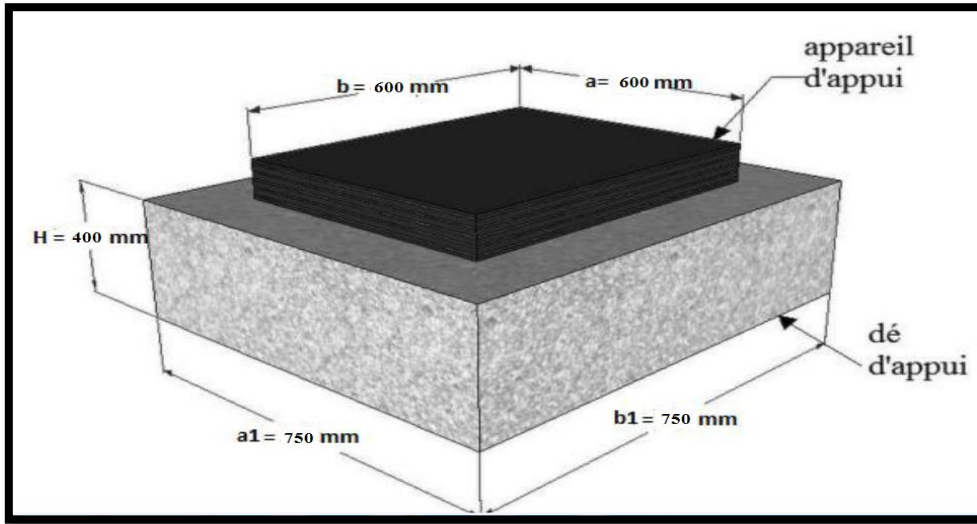


Figure IX. 3 : Dimension de l'appareille d'appui et dés d'appui.

### IX.3.2. Ferrailage de dés d'appuis

#### IX.3.2.1. Armature de chaînage

La section calculée doit reprendre un effort de  $0.25N_{max}$

$$A_c = \frac{0.25.R_{max}}{\sigma_s} \Rightarrow A_c = \frac{0.25 \times 2.18}{434.78} = 12.53 \text{ cm}^2 \text{ alors on choisit } \mathbf{9HA14}.$$

#### IX.3.2.2. Armatures de profondeur

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, on dispose des armatures. La section calculée doit reprendre un effort de :  $0.125 R_{max}$ .

$$A_p = \frac{0.125 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 2.18}{434.78} \Rightarrow A_p = 6.27 \text{ cm}^2 \text{ alors on choisit } \mathbf{5HA14}.$$

#### IX.3.2.3. Armature de diffusion

##### IX.3.2.3.1. Ferrailage de surface (frettes sup)

Ce sont des armatures capables de reprendre :  $4\% R_{max}$ .

$$A_s = \frac{0.04 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 2.18}{434.78} \Rightarrow A_s = 2 \text{ cm}^2 \text{ alors on choisit } \mathbf{4HA8}.$$

##### IX.3.2.3.2. Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf. »

$$A_s = \frac{0.1 \times R_{max}}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 2.18}{434.78} \Rightarrow A_s = 5.01 \text{ cm}^2 \text{ alors on choisit } \mathbf{10HA8}.$$

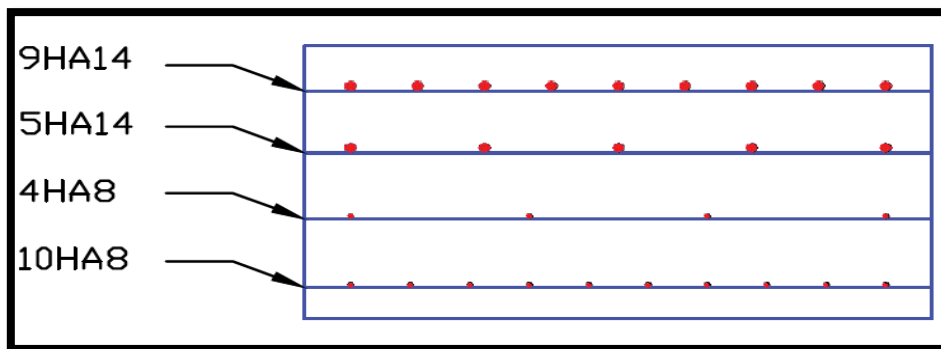


Figure IX. 4 : ferrailage de dés d'appui.

## IX.4. JOINT DE BALLAST

Le joint de ballast est un équipement placé à la coupure entre un ouvrage d'art et sa voie d'accès ou entre deux parties indépendantes d'un même ouvrage, donc il assure la continuité de l'ouvrage et il permet la dilatation du tablier. Cette dernière limite les effets des déformations sous les charges d'exploitation, le retrait, le fluage et l'effet de la température.

Le joint de ballast doit satisfaire certaines exigences comme l'esthétique, la résistance, il doit aussi assurer la continuité de l'étanchéité.



Figure IX. 5 : joint de ballast.

### IX.4.1. Calcul du souffle des joints

Selon « Joint de chaussée des ponts routes » de Sétra, le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

Les actions à prendre en compte sont :

- La température.
- Les déformations différées du béton (retrait et fluage).
- Les charges d'exploitation horizontale et verticale (freinage et rotation d'about).

#### IX.4.1.1. Souffle de la température

La variation de longueur du tablier en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta l_t = L \times \alpha_t \times \Delta T$$

Avec :

- L : longueur dilatable :  $L = 33.4 / 2 = 16.7$  m.
  - $\alpha_t$  : Coefficient de dilatation pris  $10 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  pour le béton (NF EN 1991-1-5)
  - $\Delta T$  : Différence de température :  $\Delta T = + 35^\circ\text{C}$ .
- $$\Delta l_t = 16.7 \times 10 \cdot 10^{-6} \times 35 \Rightarrow \Delta l_t = 5.845 \text{ mm.}$$

#### IX.4.1.2. Souffle du retrait et du fluage

Pour la même longueur dilatable « L », on prend les variations de longueur déjà calculée (voir Chapitre VII).

$$\Delta_{\text{ret}} = 5.01 \text{ mm.}$$

$$\Delta_{\text{flu}} = 6.76 \text{ mm.}$$

### IX.4.1.3. Souffle de l'effort de freinage

Le déplacement dû au freinage est calculé selon la formule suivante :

$$\Delta l_f = \frac{T_{elostometre} \times F_{freinage \text{ de } SW/2}}{24 \times G \times S_{elostometre}} = \frac{0.1 \times 0.581}{24 \times 1.2 \times 0.36} = 5.6 \text{ mm.}$$

### IX.4.1.4. Souffle des rotations d'about

La variation de longueur du tablier en fonction de la rotation est donnée par :

$$\Delta l_\theta = h \times \theta$$

Avec :

- $h = h_{poutre} + h_{dalle} + h_{appareil \text{ d'appuis}} = 2.35 \text{ m.}$
- $\theta = 0.0077$

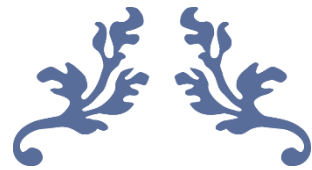
$$\Delta l_\theta = 2.35 \times 0.0077 \Rightarrow \Delta l_\theta = 18.09 \text{ mm.}$$

### IX.4.1.5. Souffle totale

$$\Delta l = \sum \Delta l_i = \Delta_{ret} + \Delta_{flu} + \Delta l_\theta + \Delta l_f \Rightarrow \Delta l = 35.46 \text{ mm.}$$

## IX.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu constater que chaque élément constitutif d'un pont a son importance que ce soit des éléments porteurs ou des équipements. Ces derniers assurent le bon fonctionnement de l'ouvrage en service. Leur dimensionnement étant réalisé dans ce chapitre on peut passer maintenant dans le chapitre suivant à l'étude de l'infrastructure.



---

# CHAPITRE X

---

## ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



## CHAPITRE X

### ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

#### X.1. INTRODUCTION

On ne peut gère omettre de présenter une étude d'un ouvrage sans bien détailler l'étude de la partie inférieure de l'ouvrage, qui rassemble le groupe d'éléments enterrés supportant les charges et les surcharge du tablier et les transmettant vers le bon sol à travers les fondations.

Ce chapitre évoquera l'étude détaillée des éléments supportant le tablier, l'appui intermédiaire, pile, et culées comme appuis d'extrémités.

#### X.2. ETUDE DE LA PILE

##### X.2.1. Définition

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

##### X.2.2. Dimensions des éléments constitutifs de la pile

La pile que l'on va étudier est de type colonnes ou poteaux elle est constituée d'un chevêtre, et 3 fûts en section circulaire et d'une semelle.

###### X.2.2.1. Chevêtres

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur :  $L = 13.50$  m.
- Largeur :  $e = 3.00$  m.
- Hauteur :  $H = 1.50$  m.

###### X.2.2.2. Fûts - colonne à section circulaire

Nous allons prendre trois colonnes à un diamètre fixe de 2,2 m et un entraxe de 4.4 m.

###### X.2.2.3. Semelles

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 2 m.
- Largeur : 6m.
- Longueur : 15m.

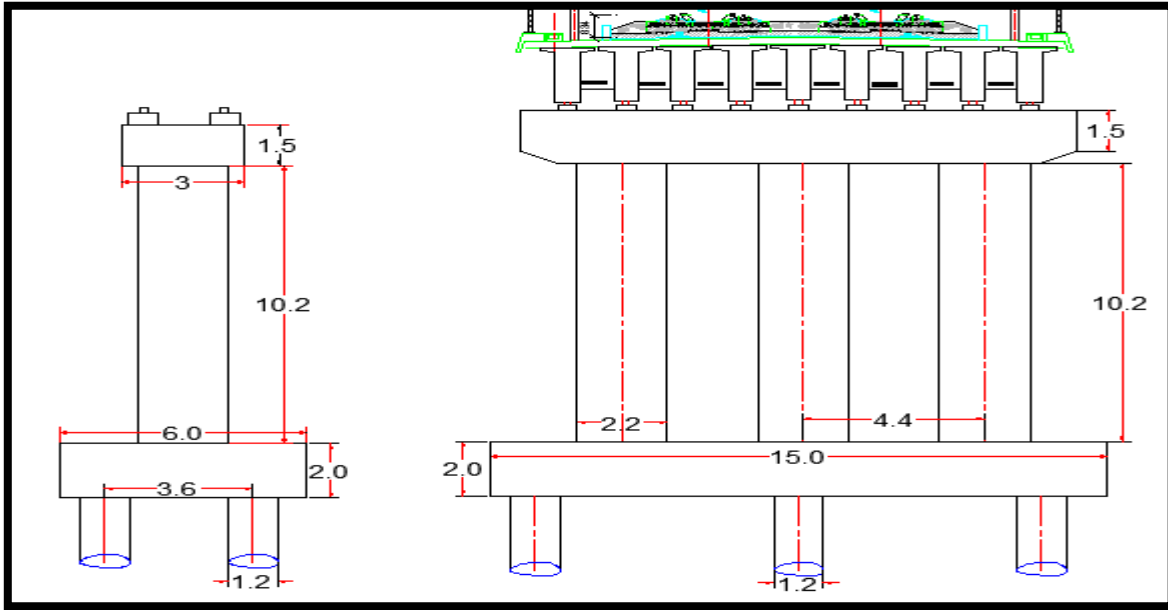


Figure X. 1 : Coupe longitudinale et transversale de la pile.

### X.2.3. Calcul des efforts

#### X.2.3.1. Effort du au poids propre du tablier

Les travées sont identiques donc la pile reprendra le poids d'une demi longueur de tablier de chaque côté, et donc l'effort normal appliqué sur la pile dans ce cas est le poids total du tablier (CP+CCP). **RG = 1084.164 T.**

#### X.2.3.2. Surcharge UIC 71

La réaction sur la pile due à cette surcharge est donnée par la configuration suivante :

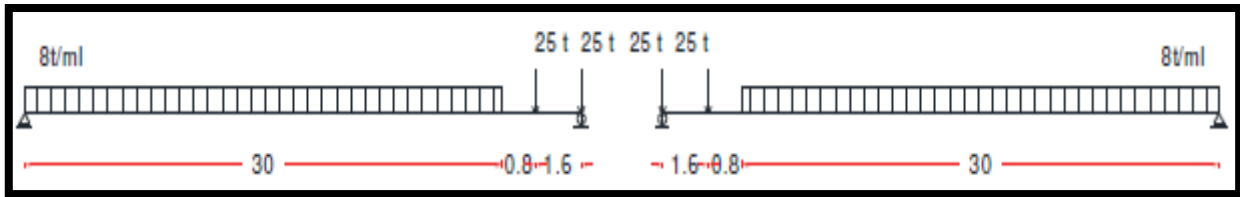


Figure X. 2 : La configuration de UIC 71 qui donne la réaction max sur la pile.

$$R_{uic71} = 739.52 \text{ t.}$$

#### X.2.3.3. Surcharge SW/0

La réaction sur la pile due à cette surcharge est donnée par la configuration suivante :

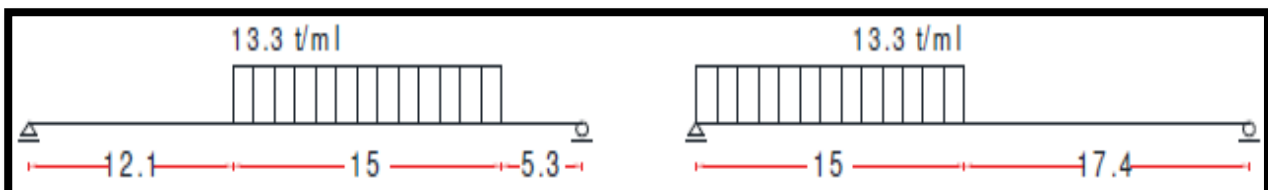


Figure X. 3 : La configuration de SW/0 qui donne la réaction max sur la pile.

$$R_{SW/0} = 548.02 \text{ t.}$$

### X.2.3.4. Surcharge SW/2

La réaction sur la pile due à cette surcharge est donnée par la configuration suivante :

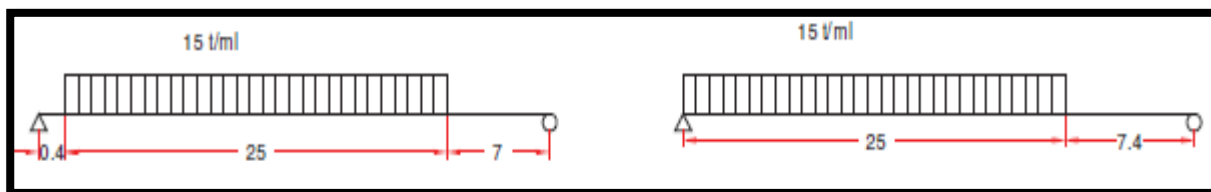


Figure X. 4 : La configuration de SW/2 qui donne la réaction max sur la pile.

$$R_{SW/2} = 379.63 \text{ t.}$$

### X.2.3.5. Train à vide

La réaction sur la pile due à cette surcharge est donnée par la configuration suivante :

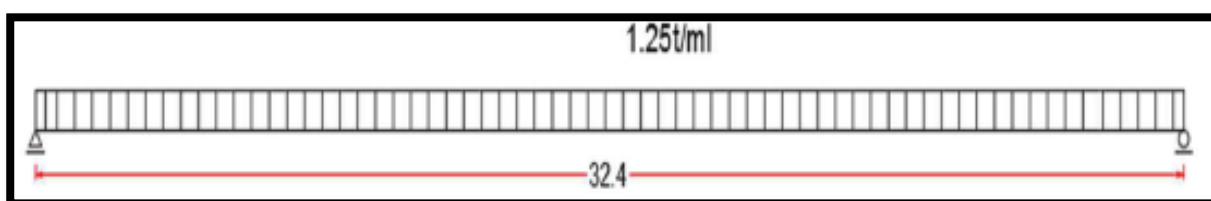


Figure X. 5 : La configuration du train à vide qui donne la réaction max sur la pile.

$$R_{\text{train à vide}} = 20.25 \text{ t.}$$

### X.2.4. Effort sismique

Pour l'analyse sismique, comme la conception de l'ouvrage fut isostatique c'est-à-dire qu'on a 5 travées identiques séparées par des joints garde ballast, on décide de prendre comme modèle de calcul la pile la plus courte.

L'étude sismique est disponible dans l'annexe D.

### X.2.5. Combinaisons des composantes de l'action sismique

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

- $E = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z.$
- $E = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z.$
- $E = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y.$

Tableau X. 1 : Sollicitations sismiques sur le fût

|           | Efforts selon chaque direction |        |        | Efforts sous combinaison |         |         |
|-----------|--------------------------------|--------|--------|--------------------------|---------|---------|
|           | Ex                             | Ey     | Ez     | E1                       | E2      | E3      |
| Vlong (t) | 97,65                          | 0      | 0      | 97,65                    | 29,295  | 29,295  |
| Vtrans(t) | 0                              | 104,84 | 0      | 31,452                   | 104,84  | 31,452  |
| Mlong     | 842,72                         | 0      | 0      | 842,72                   | 252,816 | 252,816 |
| Mtrans    | 0                              | 904,77 | 0      | 271,431                  | 904,77  | 271,431 |
| N         | 0                              | 0      | 470,53 | 141,159                  | 141,159 | 470,53  |

### X.2.6. Etude du fût

Le rôle de fût est transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations. Ils sont sollicités par un effort normal provenant des charges permanentes (poids propre du tablier, poids propre du chevêtre, poids propre des fûts) et les surcharges ferroviaires, et par un moment de flexion à leurs bases provenant des forces de freinage ou par l'action sismique.

#### X.2.6.1. Evaluation des efforts sur le fût

Les charges appliquées sur le fût sont :

Tableau X. 2 : les charges appliquées sur le fût.

| Les charges permanentes | Le poids (t) | Variation linéaire (t) | $G = P_{\text{Tablier}} + P_{\text{Chevêtre}} + P_{\text{fût}} + P_{\text{dés d'appui}}$<br>$\Rightarrow G = 1526.84 \text{ t.}$ |
|-------------------------|--------------|------------------------|--|
| Tablier                 | 1084,164     | 4,63                   |  |
| Chevêtre                | 151,875      | /                      |  |
| Le fût                  | 290,8        | /                      |  |

Tableau X. 3 : Les surcharges appliquées sur le fût.

| Les surcharges | Poids (t) | Force de freinage (t) |
|----------------|-----------|-----------------------|
| UIC 71         | 739.52    | 20                    |
| SW/0           | 548.02    | 18,546                |
| SW/2           | 379.63    | 18,48                 |
| Lacet          | 2         | /                     |

#### X.2.6.2. Les combinaisons des charges sismiques

- ELU : (Etat Limites Ultime)
  - a) 1.35. G + 1.45.MAX (UIC71, SW/0)
  - b) 1.35. G+P + 1.35.SW/2

- ELS : (Etat Limites Services)
  - a) G+0.6.MAX (UIC71, SW/0)
  - b) G+0.6 .SW/2

- ELA (Combinaisons accidentelles)
  - a) G+E1+0.2.MAX (UIC71, SW/0, SW/2)
  - b) G+E2+0.2.MAX (UIC71, SW/0, SW/2)
  - c) G+E3+0.2.MAX (UIC71, SW/0, SW/2)

Tableau X. 4 : Les résultats de combinaison d'action

|     | EFFORTS            | N(t)     | Mxx (t.m) | Myy (t.m) |
|-----|--------------------|----------|-----------|-----------|
| ELU | 1,35.G+1,45.UIC71  | 1044,59  |           | 1049,653  |
|     | 1,35.G+1,45.SW/0   | 1481,955 |           | 978,0225  |
|     | 1,35.G+1,45.SW/2   | 1237,789 |           | 974,6875  |
| ELS | G+0,6.UIC71        | 657,036  |           | 87,95     |
|     | G+0,6.SW/0         | 837,942  |           | 84,986    |
|     | G+0,6.SW/2         | 736,908  |           | 84,848    |
| ELA | G+E1(l)+0,2.UIC71  | 656,082  |           | 1025,87   |
|     | G+E1(tr)+0,2.UIC71 | 589,884  | 271,431   | 183,15    |
|     | G+E2(l)+0,2.UIC71  | 587,727  |           | 435,966   |
|     | G+E2(tr)+0,2.UIC71 | 663,272  | 904,77    | 183,15    |
|     | G+E3(l)+0,2.UIC71  | 587,727  |           | 435,966   |
|     | G+E3(tr)+0,2.UIC71 | 589,884  | 271,431   | 183,15    |

X.2.6.3. Ferrailage du fût.

Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée .La section d'armature est déterminée selon les abaques de Walther (**annexe F**).

Nous avons :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{2.2} = 0.022$$

$$\frac{N_r}{\pi \times R^2 \times f_{c28}} = \frac{10.45}{\pi \times 1.1^2 \times 30} = 0.09$$

$$\frac{M_r}{\pi \times R^2 \times D \times f_{c28}} = \frac{10.49}{\pi \times 1.1^2 \times 2.2 \times 30} = 0.04$$

D'après l'abaque (Voir annexe «F») : w = 0.35 alors  $A_s = \frac{w \times \pi \times R^2 \times f_{c28}}{\sigma_s} = 657.73 \text{ cm}^2$ .

Condition de non fragilité :  $A_s \geq 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \times \pi \times D^2 = 167.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  vérifiée.

Soit : longitudinalement **53HA40**

Transversalement : Pour la section transversale on prend la valeur normalisée la plus proche de  $\frac{\phi_L}{3}$  ; soit : **HA14**, on prend  $St = 666.02 \text{ cm}^2$ .

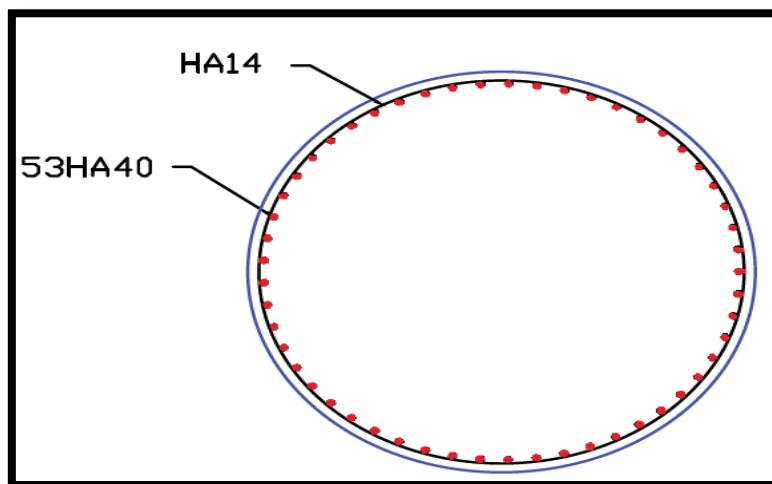


Figure X. 6 : Ferrailage de fut.

X.2.7. Etude de La semelle

X.2.7.1. Evaluation des efforts

Tableau X. 5 : les charges appliquées sur la semelle.

| Les charges                 | N(t)     | H(t)   | bras | Moment |
|-----------------------------|----------|--------|------|--------|
| poids propre de tablier     | 1084,164 |        |      |        |
| poids propre du du chevêtre | 151,875  |        |      |        |
| Poids propre du fut         | 290,8    |        |      |        |
| Poids de la semelle         | 450      |        |      |        |
| Poids terre                 | 162      |        |      |        |
| UIC 71                      | 739.52   | 200    | 13,6 | 813,33 |
| SW/2                        | 379.63   | 185.46 | 13,6 | 751,5  |
| Lacet                       |          |        |      | 204    |
| SW/0                        | 548.02   | 184.8  | 12,2 | 754,24 |
| sismique                    | 470.53   | 292.94 |      |        |

Après l'application des combinaisons on obtient les résultats suivants :

Tableau X. 6 : les résultats des combinaisons d'action.

|     | EFFORTS           | V(t)     | Mxx (t.m) | Myy (t.m) |
|-----|-------------------|----------|-----------|-----------|
| ELU | 1,35.G+1,45.UIC71 | 1319,917 |           | 1399,532  |
|     | 1,35.G+1,45.SW/0  | 1245,619 |           | 1304,02   |
|     | 1,35.G+1,45.SW/2  | 1172,916 |           | 1299,598  |
| ELS | G+0,6.UIC71       | 860,8523 |           | 117,2696  |
|     | G+0,6.SW/0        | 830,1083 |           | 113,3174  |
|     | G+0,6.SW/2        | 800,0243 |           | 113,1344  |
| ELA | G+E1+0,2.UIC71    | 859,8983 |           | 1086,922  |
|     | G+E1+0,2.UIC71    | 793,7003 | 271,431   | 244,202   |
|     | G+E2+0,2.UIC71    | 791,5433 |           | 497,018   |
|     | G+E2+0,2.UIC71    | 867,0883 | 904,77    | 244,202   |
|     | G+E3+0,2.UIC71    | 791,5433 |           | 497,018   |
|     | G+E3+0,2.UIC71    | 793,7003 | 271,431   | 244,202   |

X.2.7.2. Détermination des nombre de pieux nécessaires

La portance d'un pieu de 22 m de diamètre de 1.20 m est égale à 539.38 t (**Annexe A**)

Le nombre de pieux est déterminé par :  $n = \frac{\text{effort max}}{\text{capacité prtance par un pieu}} = \frac{1319.917}{539.38} = 2.44$

Donc on prend 6 pieux de 22m de profondeur.

→ Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

- **n** : nombres des pieux.
- **N** : effort normal.
- **M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>** : moments dans les sens x,y .
- **X,y** : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

→ **Condition normale (ELU)**

$$N_{\max} = \frac{1319,917}{6} + \frac{1399,532}{6 \times 2,4} \Rightarrow N_{\max} = 317,18 \text{ t}$$

$$N_{\min} = \frac{1319,917}{6} - \frac{1399,532}{6 \times 2,4} \Rightarrow N_{\min} = 122,76 \text{ t.}$$

→ **Condition sismique (ELA)**

$$N_{\max} = \frac{859,8983}{6} + \frac{1086,922}{6 \times 2,4} \Rightarrow N_{\max} = 218,80 \text{ t}$$

$$N_{\min} = \frac{859,8983}{6} - \frac{1086,922}{6 \times 2,4} \Rightarrow N_{\min} = 67,84 \text{ t.}$$

### X.2.7.3. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)

Les Conditions de la méthode est:

- $\alpha \geq 45^\circ$
- $h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$  avec

Nous avons :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{2,2}{4} = 1,25 \text{ m} \Rightarrow h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \Rightarrow \alpha = 51,34^\circ$$

Donc la méthode des bielles est applicable. D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$$

→ **Condition normale (ELU)**

$$\bar{\sigma}_a = 333,33 \text{ MPa} \Rightarrow A_s = \frac{3,17}{333,33} \times \frac{1,25}{2} = 114,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 59,47 \text{ cm}^2.$$

→ **Condition sismique (ELA)**

$$\bar{\sigma}_a = 500 \text{ Mpa} \Rightarrow A_s = \frac{2,19}{500} \times \frac{1,25}{2} = 27,35 \text{ cm}^2.$$

On constate que  $A_s$  dans la condition normale est plus défavorable.

On prend 14HA25 ( $A_s = 68,72 \text{ cm}^2$ ).

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 3 + 1,2 = 4,2 \text{ m}$ .

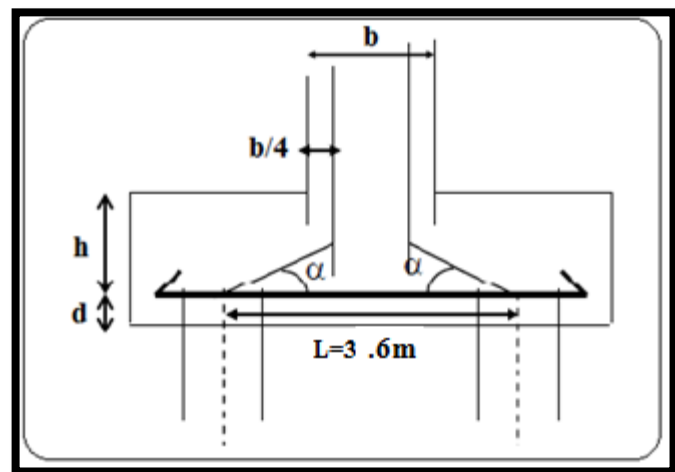


Figure X. 7 : méthode des bielles

Avec :  $St = \frac{H+\varphi}{n-1} = 32.3 \text{ cm}$  on opte pour un espacement de 30 cm.

→ Armatures longitudinales inférieure

❖  $As_1 = As/3$  ; Soit : HA20, avec un espacement de 30 cm.

→ Armatures transversales supérieure

❖  $As_2 = As/4$  ; Soit : HA16, avec un espacement de 30 cm.

→ Armatures longitudinales supérieure

❖  $As_3 = As/10$  ; Soit : HA14, avec un espacement de 30 cm.

→ Armatures latérales

❖  $As_4 = As/10$  ; Soit : HA14, avec un espacement de 30 cm.

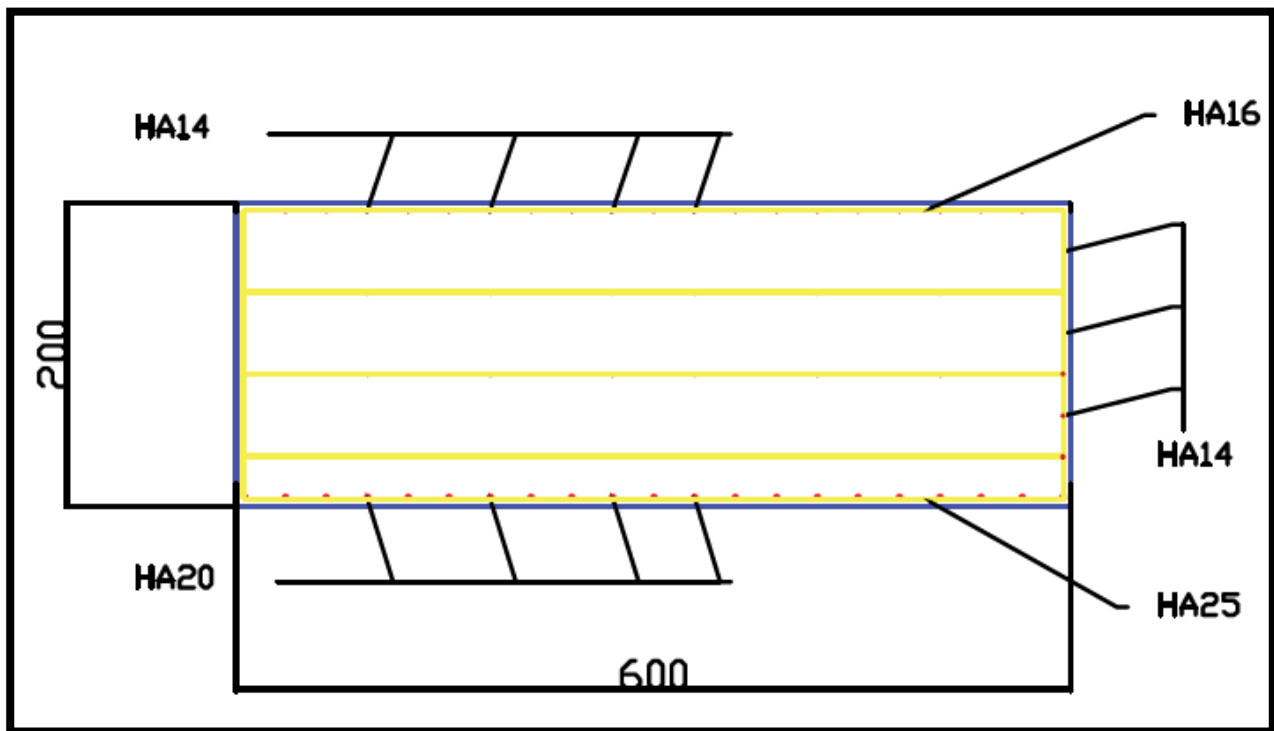


Figure X. 8 : Ferrailage transversal de la semelle.

### X.2.8. Etude des pieux

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

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + C_u b y = 0$$

- $b$  : diamètre du pieu.
- $C_U$  : module de réaction du sol.
- $y$  : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{\phi \times C_u}{4 \times EI}}$$

$\lambda$  : coefficient d'amortissement.

Les pieux sont supposés encastés dans la semelle et à la base avec possibilité de déplacement en tête, la méthode de WERNER nous permet d'obtenir les moments sollicitant les pieux en différentes section à l'aide de la formule suivante :

$$M(z) = X_{\phi}^M M^* + \frac{1}{\lambda} X_{\phi}^H \cdot H^*$$

Avec :

- $M^* = \frac{X_{\phi}^H H^*}{X_{\phi}^M \lambda}$  : Moment fléchissant en tête des pieux
- $H^* = \frac{H}{n}$  : Effort horizontal en tête du pieux tel que
- $H$  : effort horizontal maximum agissant en tête du pieu.
- $n$  : nombre de pieux.

$(X_{\phi}^H, X_{\phi}^M)$  : Sont tirés à partir des abaques de « WERNER » (**voir annexe**) en fonction de «  $L$  » et «  $\lambda$  ».

→ **Détermination du coefficient d'amortissement ( $\lambda$ )**

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{\phi \times C_u}{4 \times EI}} : \text{Coefficient d'amortissement}$$

- $\phi$  : Diamètre des pieux égale 1.2 m.
- $C_u$  : Coefficient de réaction du sol ( $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$ )
- $E$  : module d'élasticité ( $E = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.56 \text{ MPa}$ )
- $I$  : moment d'inertie du pieux :  $I = \frac{\pi \times \phi^4}{64} = 0,102 \text{ m}^4$

D'où :  $\lambda = 0,225$  avec  $L = 22 \text{ m} \iff \lambda L = 4.95 \text{ m}$ .

Donc en tire les valeurs de  $(X_{\phi}^H, X_{\phi}^M)$  pour  $\lambda \times L = 4.95$  à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 4.95 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1.35 \\ X_{\phi}^M = 1.59 \end{cases}$$

→ **Effort tranchant en tête du pieu**

Condition normal (ELU):  $H_{\text{Max}} = 200 \text{ t} \implies \bar{p} = 33.33 \text{ t}$ .

Condition sismique (ELA):  $H_{\text{Max}} = 292.94 \text{ t} \implies \bar{p} = 48.82 \text{ t}$ .

→ Moments fléchissant

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_{\phi}^H}{X_{\phi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Dans la condition normale(ELU):  $\bar{p} = 33.33 t \Rightarrow \bar{M} = 125.404 t.m$

Dans la condition sismique (ELA) :  $\bar{p} = 48.82 t \Rightarrow \bar{M} = 183.68 t.m$

**X.2.8.1. Ferrailage des pieux**

Le pieu est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée .La section d'armature est déterminée selon les abaques de Walther (**Annexe F**).

Nous avons :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$$

$$\frac{N_r}{\pi \times R^2 \times f_{c28}} = \frac{2.18}{\pi \times 0.6^2 \times 30} = 0.06$$

$$\frac{M_r}{\pi \times R^2 \times D \times f_{c28}} = \frac{1.84}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30} = 0.04$$

D'après l'abaque (Voir annexe «») :  $w = 0.15$  alors  $A_s = \frac{w \times \pi \times R^2 \times f_{c28}}{\sigma_s} = 117 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :  $A_s \geq 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \times \pi \times D^2 = 50 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  vérifie.

Soit : longitudinalement 15HA32

Transversalement : Pour la section transversale; on prend HA16, on prend  $St = 20 \text{ cm}$

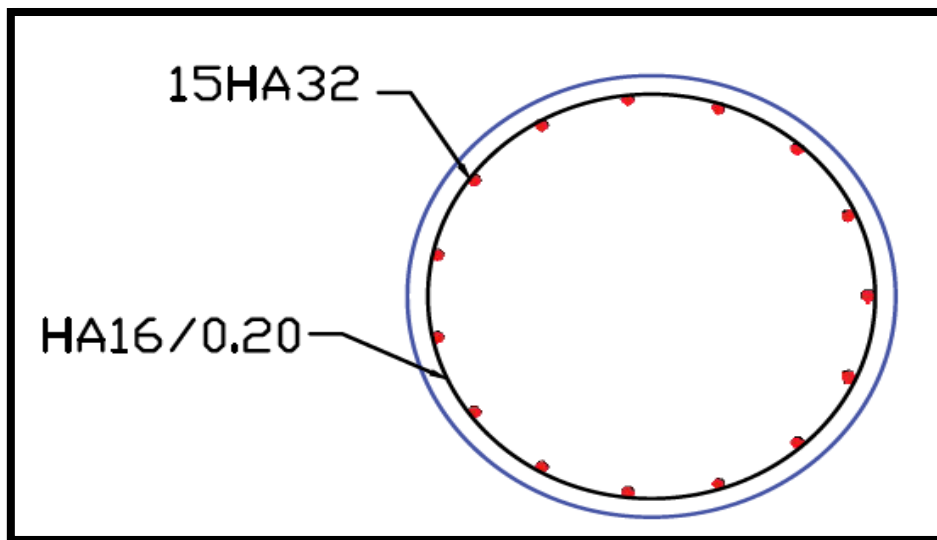


Figure X. 9 : Ferrailage du pieu.

**X.2.9. Etude du chevêtre**

L'étude du chevêtre est faite à la flexion par logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

Les sollicitations considères sont :

- Poids de chevêtre
- Poids de tablier.

Les futs de pile jouent le rôle des appuis simple pour le chevêtre.

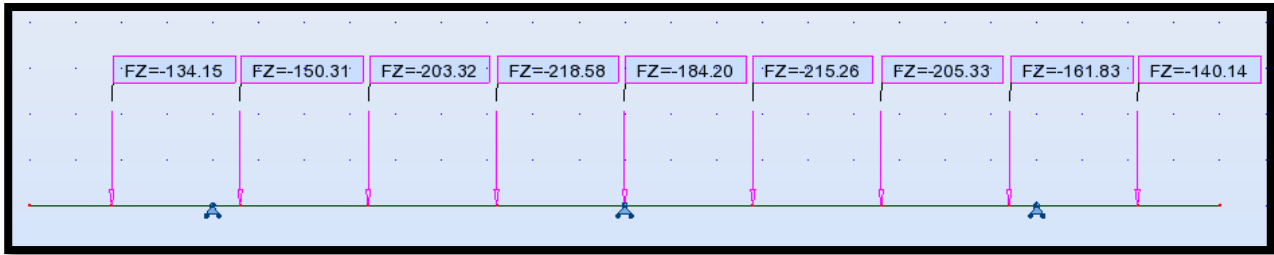


Figure X. 10 : Poids de tablier appliqué sur le chevêtre.

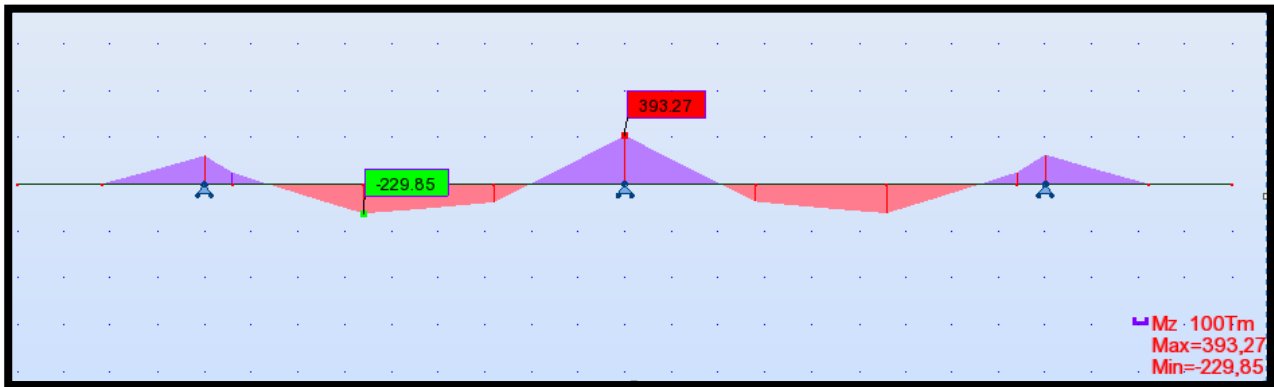


Figure X. 11 : Moment fléchissant a l'état limite ultime.

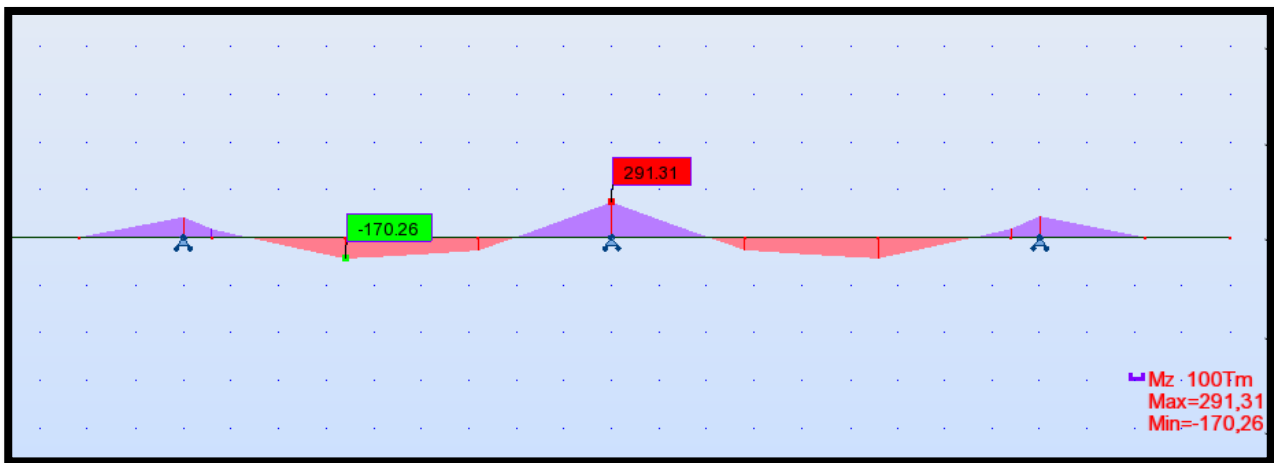


Figure X. 12 : Moment fléchissant a l'état limite de service.

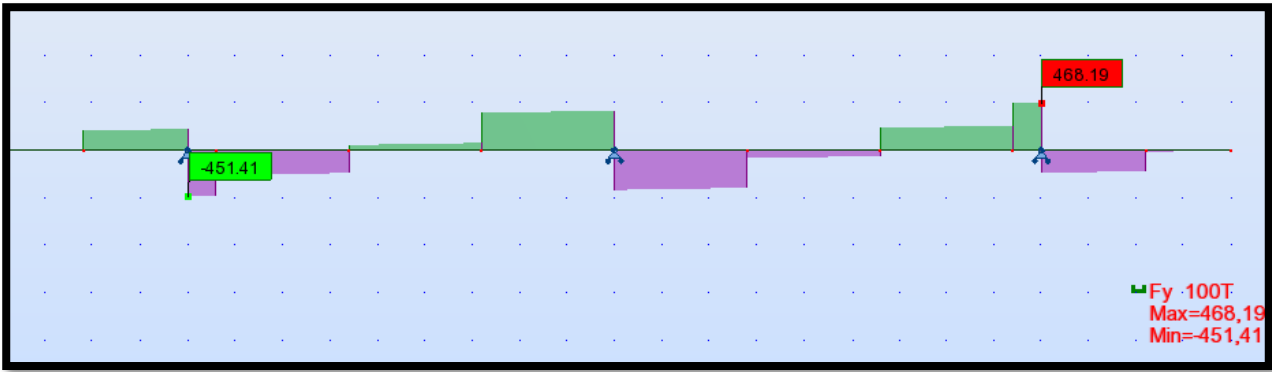


Figure X. 13 : L'effort tranchant a l'Etat limite ultime.

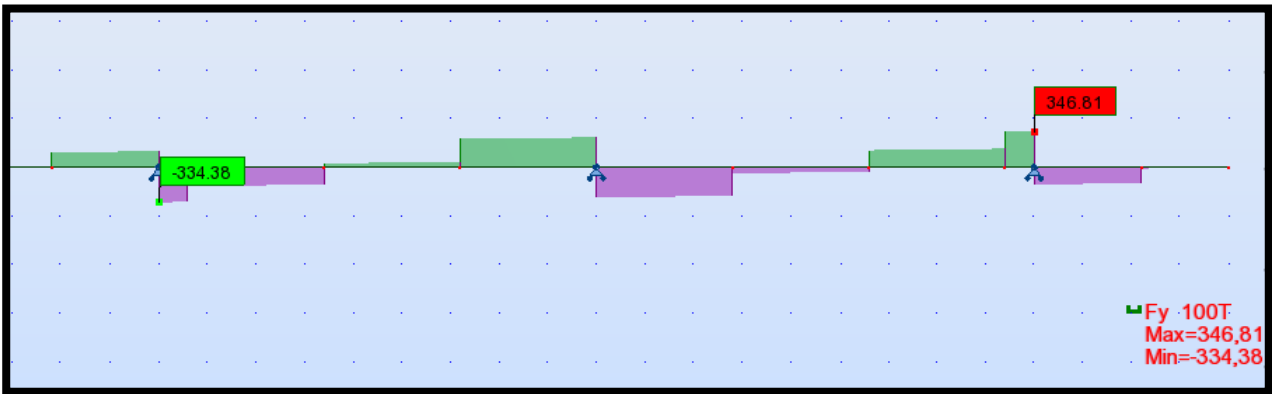


Figure X. 14 : L'effort tranchant a l'Etat limite de service.

Les résultats des sollicitations appliqués sur le chevêtre sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau X. 7 : les résultats des combinaisons d'actions.

| Combinaison |  | Moment fléchissant maximale | Effort tranchant maximale |
|-------------|--|-----------------------------|---------------------------|
| ELU         | $1.35G_{\text{tablier}} + 1.35G_{\text{chevetre}}$ | $M_u = 3.93 \text{ MN.m}$   | $T_u = 4.68 \text{ MN.}$  |
| ELS         | $G_{\text{tablier}} + G_{\text{chevetre}}$         | $M_s = 2.91 \text{ MN.m}$   | $T_s = 3.47 \text{ MN.}$  |

X.2.9.1. Ferrailage de chevêtre

→ Hypothèses

Béton:  $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier:  $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

→ Section

- $b = 300,0$  (cm)
- $h = 150,0$  (cm)
- $d_1 = 5,0$  (cm)
- $d_2 = 5,0$  (cm)

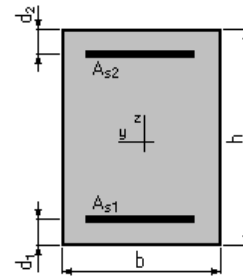


Figure X. 15 : section transversale de chevêtre.

→ Ferrailage longitudinale

A partir de robot expert 2010 on trouve :

$A_s = 121.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  on opte 26HA25 pour la nappe supérieure et 14HA25 la nappe inférieure

→ Ferrailage transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.5 \text{ MPa} \text{ alors } \tau_u = \frac{4.68}{3 \times 0.9 \times 1.5} = 1.15 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}{0.9 \times f_e} \cdot \gamma_s \cdot b_0 \Rightarrow A_t \geq \frac{(1.04 - 0.3 \times 2.4 \times 1) \times 1.15 \times 3 \times 0.15}{0.9 \times 500} \Rightarrow A_t \geq 3.68 \text{ cm}^2.$$

Alors on prend une cadre de HA16.

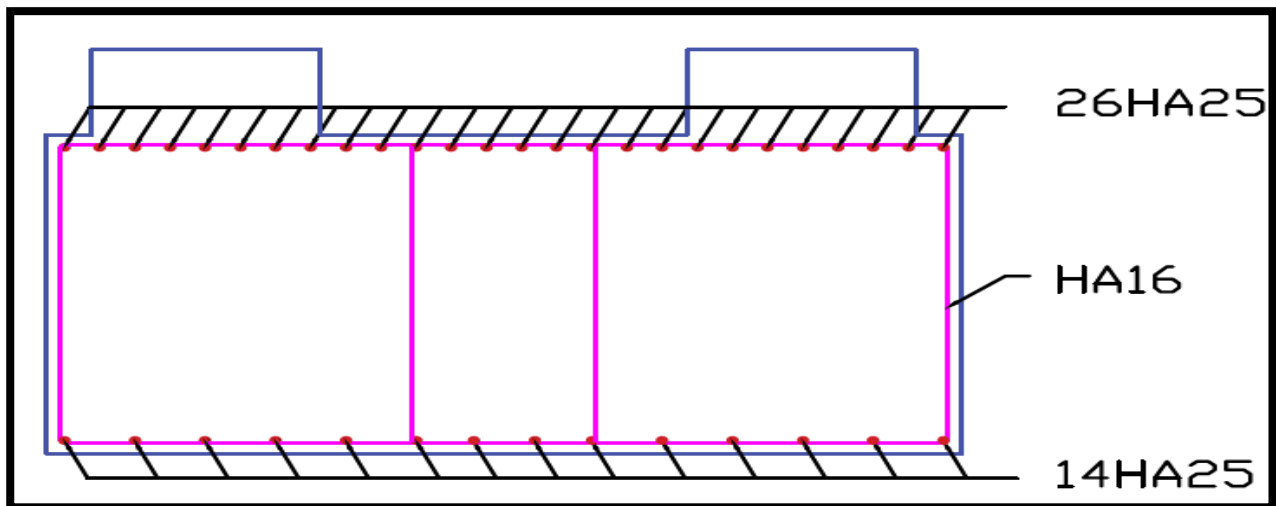


Figure X. 16 : Ferrailage de chevêtre.

### X.3. ETUDE DE LA CULEE

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, donc elle assure la jonction entre les chaussées situées sur le remblai d'accès et le tablier. La « culée remblayée » est constituée d'un ensemble de voiles en béton armé, qui assurent la stabilité de la culée.

#### X.3.1. Choix de type de culée

On distingue deux types de culées :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.

#### X.3.2. Les Fonctions de la culée

La culée a deux fonctions principales :

##### → Fonctions mécaniques

- Bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limitation des déplacements verticaux (tassement) et horizontaux.

##### → Fonctions techniques

- Elle assure l'accès à l'ouvrage.
- Elle assure le passage des conduites ou des canalisations.

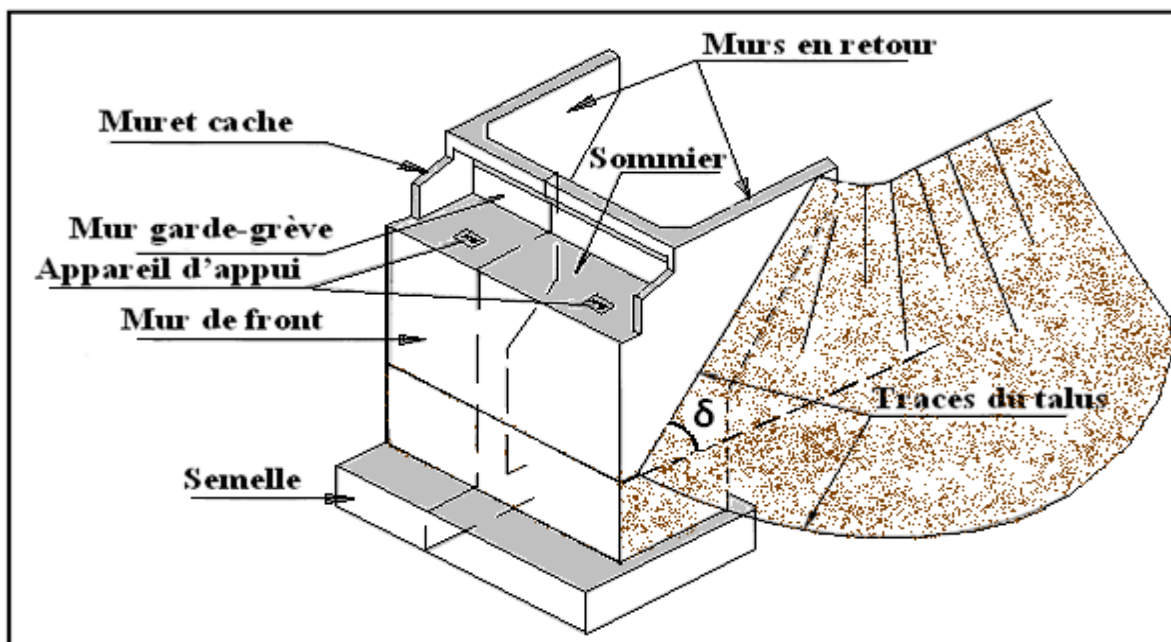


Figure X. 17 : Culée remblayée.

#### X.3.3. Dimensions de la culée

Le pré dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.CALGARO [16]

La figure et le tableau suivant donnent les dimensions de la culée :

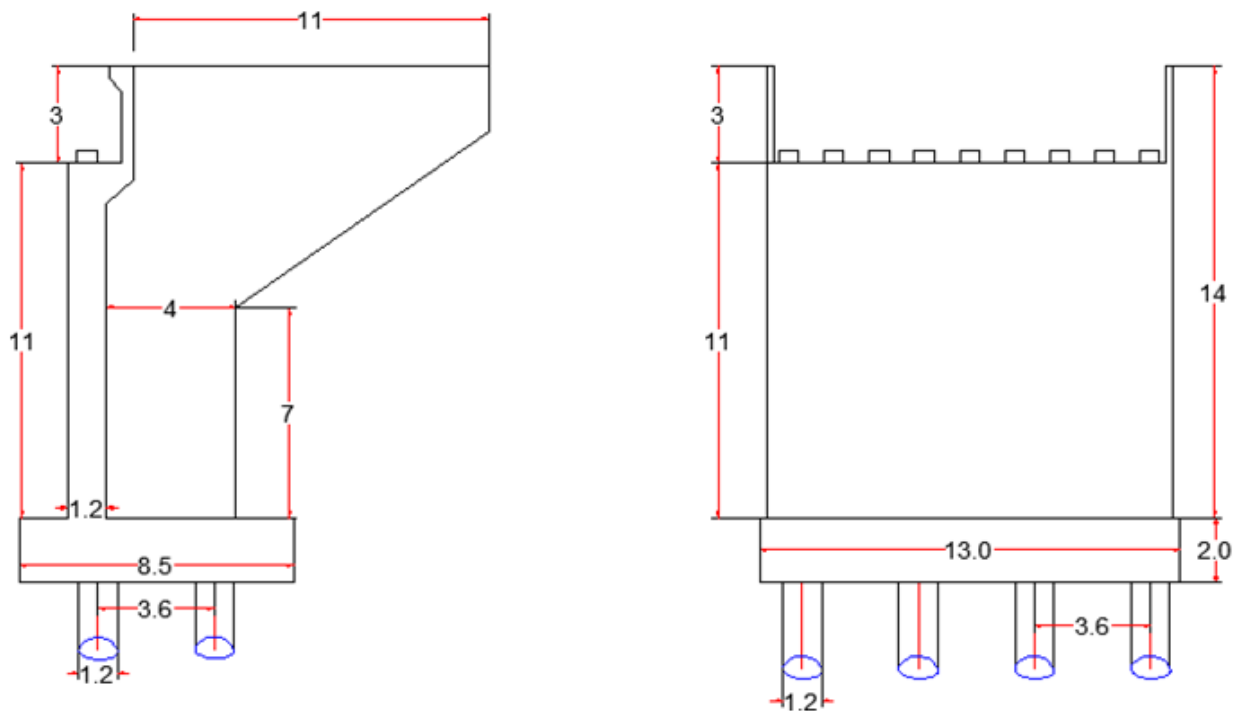


Figure X. 18 : Dimension de la culée.

Tableau X. 8 : Dimensions de la culée.

| Elément       | Dimension (m)   |         |
|---------------|-----------------|---------|
|               | Mur garde grève | Hauteur |
| Epaisseur     |                 | 0.35    |
| Mur frontal   | Hauteur         | 11      |
|               | Longueur        | 13      |
|               | Epaisseur       | 1.2     |
| Mur en retour | Hauteur         | 14      |
|               | Longueur        | 11      |
|               | Epaisseur       | 0.45    |
| Semelle       | Largeur         | 8.5     |
|               | Longueur        | 13      |
|               | Epaisseur       | 2       |

**Remarque a :** Dans le cas d'un pont ferroviaire, on utilise le remblai technique et non pas une dalle de transition.

**Remarque b :** Les vérifications de stabilité (conditions de renversement et de glissement) ne sont pas prises en compte, les fondations profondes qui sont les pieux dans notre cas, empêchent tout type d'instabilité.

### X.3.4. Évaluation des efforts

#### X.3.4.1. Calcul des coefficients sismiques

Selon le RPOA 2008 , les coefficients sismiques sont donnés par les expressions suivantes :

- $K_h$  : « Coefficient sismique horizontal » =  $A = 0.15$ .
- $K_v$  : « Coefficient sismique vertical » =  $0.3.K_h = 0.045$ .

La poussée des terres agissant sur une hauteur  $H$  et sur une largeur  $L$  est donnée par :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 \pm K_v) \times H^2 \times K_{ad}$$

Avec :

- $\gamma$  : Densité volumique du sol =  $1.8 \text{ t/m}^3$ .
- Le coefficient de poussée sera déterminé par :  $K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos\theta}} \right]^2}$
- Angle de frottement interne du remblai sans cohésion :  $\phi = 30^\circ$ .
- $\tan\theta = \frac{K_h}{1 \pm K_v}$ .

Tableau X. 9 : Valeurs des paramètres  $k_{ad}$ ,  $k$  et  $\theta$ .

| cas                   | $K_h$ | $K_v$  | $\theta(^{\circ})$ | $K_{ad}$ |
|-----------------------|-------|--------|--------------------|----------|
| Sans séisme           | 0     | 0      | 0                  | 0,33     |
| Vertical + horizontal | 0,15  | 0,045  | 8,168479           | 0,428    |
| Horizontal            | 0,15  | 0      | 8,530766           | 0,432938 |
| Vertical - horizontal | 0,15  | -0,045 | 8,5307             | 0,438383 |

#### X.3.4.2. Calcul des sollicitations

Les sollicitations sont résumées dans les tableaux ci-dessous, en sachant que le poids volumique du béton est pris à  $25 \text{ kN/m}^3$ , et celui des terres à  $18 \text{ kN/m}^3$ .

Le total des moments renversants et stabilisants pour chaque cas de figure est présenté dans le tableau ci-dessous (pour tous les détails de calcul voir **Annexe E**)

Tableau X. 10 : Total des moments sollicitant la culée

| Cas | $M_R$ (t.m) | $M_s$ (t.m) |
|-----|-------------|-------------|
| 1   | 10009.38    | 9314.17     |
| 2   | 12070.47    | 18248.13    |
| 3   | 12458.55    | 17462.33    |
| 4   | 12458.55    | 16676.52    |

#### Nota

Le calcul des efforts sur la culée a été faite par rapport au point A située :

- Bas de la semelle.
- Extrémité de la semelle.

#### X.3.4.3. Ferrailage des éléments de la culée

Le ferrailage de chaque élément est donné par l'**Annexe E**.

**X.3.5. Etude de La semelle**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

**Tableau X. 11 : Les efforts agissant sur la semelle.**

| conditions normales |         | conditions sismiques |         |
|---------------------|---------|----------------------|---------|
| N (t)               | M (t.m) | N(t)                 | M (t.m) |
| 4003.71             | 107.58  | 4183.89              | 442.07  |

**X.3.5.1. Détermination des nombre de pieux nécessaires**

La portance d'un pieu de 22 m de diamètre de 1.20 m est égale à 539.38 t .

Le nombre de pieux est déterminé par :  $n = \frac{\text{effort max}}{\text{capacité prtance par un pieu}} = \frac{4183.89}{539.38} = 7.75$  .

Donc on prend 8 pieux de 22m de profondeur.

→ Effort revenant à chaque pieu

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

Avec :

- **n** : nombres des pieux.
- **N** : effort normal.
- **M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub>** : moments dans les sens x,y .
- **X,y** : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

→ Condition normale

$$N_{\max} = \frac{4003.71}{8} + \frac{107.58}{8 \times 1.8} \Rightarrow N_{\max} = 507.93 \text{ t.}$$

$$N_{\min} = \frac{4003.71}{8} - \frac{107.58}{8 \times 1.8} \Rightarrow N_{\min} = 493 \text{ t.}$$

→ Condition sismique

$$N_{\max} = \frac{4183.89}{8} + \frac{442.07}{8 \times 1.8} \Rightarrow N_{\max} = 553.68 \text{ t.}$$

$$N_{\min} = \frac{4183.89}{8} - \frac{442.07}{8 \times 1.8} \Rightarrow N_{\min} = 492.28 \text{ t.}$$

**X.3.5.2. Ferrailage de la semelle (méthode des bielles)**

Les Conditions de la méthode est:

- $\alpha \geq 45^\circ$
- $h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$  avec  $h = 2\text{m}$ .

Nous avons :

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{1.2}{4} = 1.5 \text{ m} \Rightarrow h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \Rightarrow \alpha = 56^\circ$$

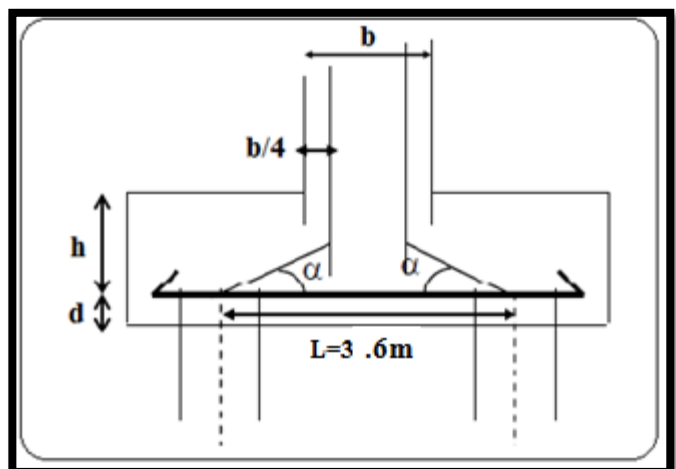


Figure X. 19 : méthode de bielles.

Donc la méthode des bielles est applicable.

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la

méthode des bielles est égale à : 
$$A_s = \frac{N_{Max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Avec : 
$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} f_e$$

→ **Condition normale**

$$\bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ MPa} \Rightarrow A_s = \frac{5.08}{333.33} \times \frac{1.5}{2} = 114.30 \text{ cm}^2.$$

→ **Condition sismique**

$$\bar{\sigma}_a = 500 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{5.54}{500} \times \frac{1.5}{2} = 83.1 \text{ cm}^2$$

Alors la quantité d'acier dans le cas normale est la plus défavorable.

### X.3.5.3. Ferrailage de la semelle

$$A_s = 114.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte } 24\text{HA}25 \text{ (117.81 cm}^2\text{)}$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 3 + 1,2 = 4,2 \text{ m}$ .

Avec :  $St = \frac{H+\varphi}{n-1} = 18.26 \text{ cm}$  on opte pour un espacement de 30 cm.

→ **Armatures longitudinales inférieure**

❖  $A_{s1} = A_s/3$  ; Soit : HA20, avec un espacement de 20 cm.

→ **Armatures transversales supérieure**

❖  $A_{s2} = A_s/4$  ; Soit : HA16, avec un espacement de 20 cm.

→ **Armatures longitudinales supérieure**

❖  $A_{s3} = A_s/10$  ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

→ **Armatures latérales**

❖  $A_{s4} = A_s/10$  ; Soit : HA14, avec un espacement de 20 cm.

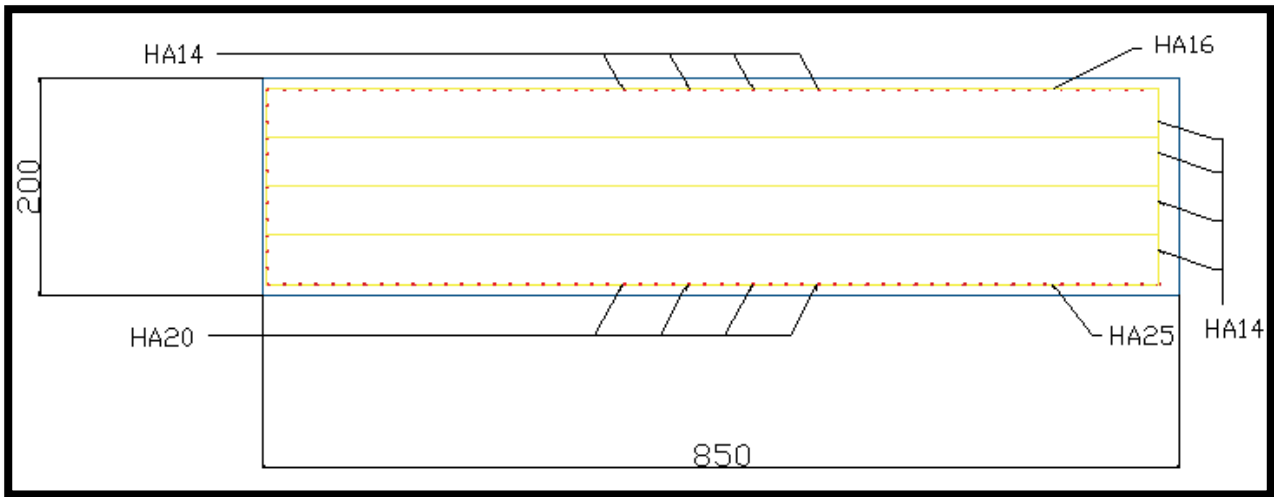


Figure X. 20 : Ferrailage de la semelle de la culée.

### X.3.6. Etude des pieux

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

$$EI = \frac{d^4 y}{d^4 x} + C_u b y = 0$$

- **b** : diamètre du pieu .
- **C<sub>U</sub>** : module de réaction du sol.
- **y** : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\phi \times C_u}{4 \times EI}}$$

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement.

Les pieux sont supposés encastrés dans la semelle et à la base avec possibilité de déplacement en tête, la méthode de WERNER nous permet d'obtenir les moments sollicitant les pieux en différentes section à l'aide de la formule suivante :

$$M(z) = X_{\phi}^M M^* + \frac{1}{\lambda} X_{\phi}^H \cdot H^*$$

Avec :

- $M^* = \frac{X_{\phi}^H H^*}{X_{\phi}^M \lambda}$  : Moment fléchissant en tête des pieux
- $H^* = \frac{H}{n}$  : Effort horizontal en tête du pieux tel que
- **H** : effort horizontal maximum agissant en tête du pieu.
- **n** : nombre de pieux.

$(X_{\phi}^H, X_{\phi}^M)$  : Sont tirés à partir des abaques de « WERNER » (**voir Annexe F**) en fonction de « l » et «  $\lambda$  »

→ **Détermination du coefficient d'amortissement ( $\lambda$ )**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\varphi \times C_u}{4 \times EI}} : \text{Coefficient d'amortissement}$$

- $\varphi$ : Diamètre des pieux égale 1.2 m.
- $C_u$ : Coefficient de réaction du sol ( $C_u = 30 \text{ MN/m}^3$ )
- $E$ : module d'élasticité ( $E = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.56 \text{ MPA}$ )
- $I$ : moment d'inertie du pieux :  $I = \frac{\pi \times \varphi^4}{64} = 0,102 \text{ m}^4$

D'où :  $\lambda = 0,225$  avec  $L = 22 \text{ m} \implies \lambda L = 4.95 \text{ m}$ .

Donc en tire les valeurs de ( $X_\varphi^H, X_\varphi^M$ ) pour  $\lambda \times L = 4.95$  à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 4.95 \rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1.35 \\ X_\varphi^M = 1,59 \end{cases}$$

→ **Effort tranchant en tête du pieu**

Condition normal:  $H_{\text{Max}} = 200 \text{ t} \implies \bar{p} = 33.33 \text{ t}$ .

Condition sismique:  $H_{\text{Max}} = 172,34 \text{ t} \implies \bar{p} = 28,72333 \text{ t}$ .

→ **Moments fléchissant**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Dans la condition normale(ELU):  $\bar{p} = 33.33 \text{ t} \implies \bar{M} = 125,4044 \text{ t.m}$

Dans la condition sismique (ELA) :  $\bar{p} = 28.72 \text{ t} \implies \bar{M} = 108,061 \text{ t.m}$

**X.3.6.1. Ferrailage des pieux**

Le pieu est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée .La section d'armature est déterminée selon les abaques de Walther (**Annexe F**).

Nous avons :

$$\frac{h\nu}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04.$$

$$\frac{N_r}{\pi \times R^2 \times f_{c28}} = \frac{5.07}{\pi \times 0.6^2 \times 30} = 0.15.$$

$$\frac{M_r}{\pi \times R^2 \times D \times f_{c28}} = \frac{1.25}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30} = 0.03.$$

D'après l'abaque (**Annexe F**) :  $w = 0.21$  alors  $A_s = \frac{w \times \pi \times R^2 \times f_{c28}}{\sigma_s} = 163.8 \text{ cm}^2$ .

Condition de non fragilité :  $A_s \geq 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \times \pi \times D^2 = 50 \text{ cm}^2 \implies \text{vérifiée.}$

Soit : longitudinalement 21HA32.

Transversalement : Pour la section transversale; on prend HA16, on prend St = 20 cm.

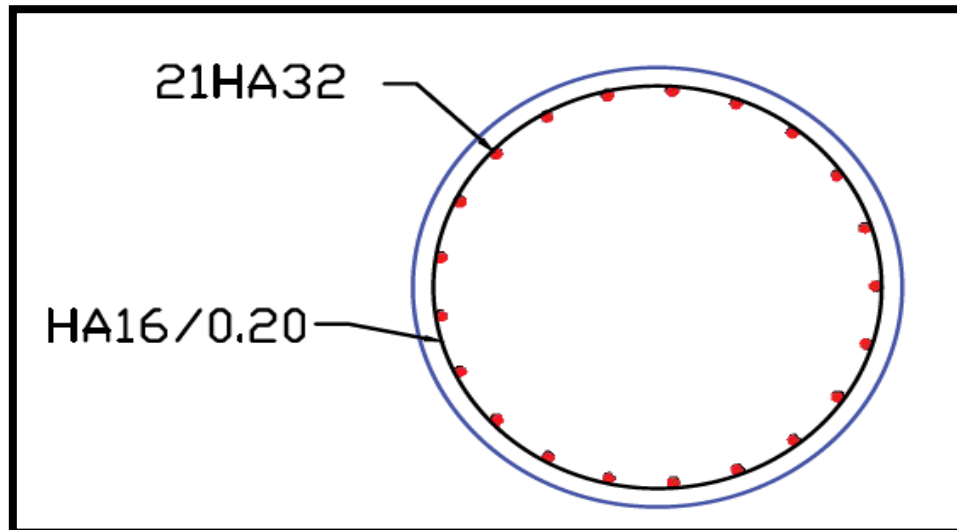
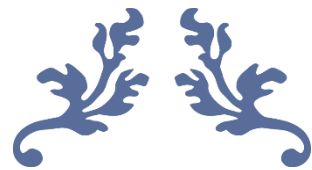


Figure X. 21 : Ferraillage de pieu culé.

#### X.4. CONCLUSION

Les éléments de l'infrastructure assurent la liaison avec le sol les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations Il faut bien comprendre les mécanismes de travail de chaque élément, De ce fait on doit évaluer tous les sollicitations d'une manière précise afin d'assurer leur bon fonctionnement, en appliquant les prescriptions et les recommandations des règlements technique de calcul.

On achève cette étude par une conclusion générale.



---

# CONCLUSION GENERALE

---



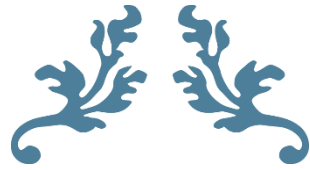
## CONCLUSION GENERALE

L'élaboration de notre projet, intitulé « conception et étude d'un viaduc (pont-rail) dans la wilaya de Biskra franchissant la RN46, ce projet rentrant dans le cadre du projet contournement des installations ferroviaires de la ville de Biskra. », nous a permis de compléter les fruits de connaissances théoriques acquises au sein de l'ENSTP, et de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement de cette structure.

Le choix s'est fait sur un pont à poutre en béton précontraint. Ce type d'ouvrage présente de nombreux avantages. En effet, l'utilisation du béton précontraint nous permet d'atteindre des portées importantes.

A la lumière de cette étude on a pu mieux voir les détails des étapes à suivre afin d'étudier un pont, ainsi que l'acquisition de quelques informations pratiques concernant la réalisation de ce genre d'ouvrages.

En espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.

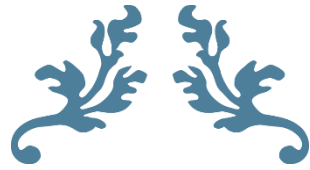


# BIBLIOGRAPHIE



## BIBLIOGRAPHIE

- [1] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008
- [2] Document SETRA, Ponts mixtes acier – béton, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.
- [3] Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996.
- [4] Document SETRA, Guide de conception, ponts en béton précontrainte construits par encorbellements successifs, SETRA 2003
- [5] Document SETRA, Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds, Barrières de niveau H2, H3, SETRA ,1999.
- [7] La précontrainte FREYSSINET, le système de l'inventeur du béton précontrainte.
- [8] CODE UIC, Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails / 5e Edition Août 2006.
- [9] Les matériaux de voie ferrée sur ligne grande vitesse (LGV), ROBERTO TEIXEIRA BOTELHO .
- [10] Document SNCF, *Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes*, France, Livret 2.01. Février 1995.
- [11] Cours Béton précontraint, ENSTP, Mr BOUTEMEUR.
- [12] Béton précontraint, par **Robert CHAUSSIN** Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
- [13] 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.
- [14] HENRY THONIER, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC France, 1985
- [15] Code UIC, directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts rails
- [16] Jean-Armand CALGARO, *projet et construction des ponts*, ENPC France, 2000.
- [17] Etude détaillée d'un tronçon de 11 km de la nouvelle ligne ferroviaire Djelfa-Laghouat avec conception et étude d'un pont-rail Présenté par : M. BENAMARA Abdeslam et M. BENAIMECHE Mohamed Amine / promotion 2017 DMS.
- [18] Conception et étude d'un pont rail sur la ligne ferroviaire DJELFA-LAGHOUAT (Oued M'zi) Présenté par : Mr. BADIS Yanis Arezki et Mr. BOUKANDOURA Mohamed / promotion 2017 DMS.



# ANNEXES



## ANNEXE « A »

## RAPPORT GEOTECHNIQUE

## RESULTATS DES ESSAIS IN SITU

## Par sondage carottés + sondage pressiometrique

Tableau A. 1: Sondage carottés 1.

| Profondeur (m) | Nature de sol                                       |
|----------------|---|
| 0.00 → 0.50    | Terre végétale                                      |
| 0.50 → 5.50    | Sable fin   |
| 5.50 → 6.00    | Sable argileux grisâtre compacte                    |
| 6.00 → 12.00   | Marne versicolore tuffogène                         |
| 12.00 → 12.80  | Sable fin   |
| 12.80 → 13.70  | Marne versicolore tuffogène                         |
| 13.70 → 15.00  | Argile tuffogène                                    |
| 15.00 → 15.80  | Sable limoneux graveleux                            |
| 15.80 → 17.60  | Argile limoneux tuffogène                           |
| 17.60 → 23.00  | Marne compacte brunâtre avec des traces carbonatées |

Tableau A. 2: Sondage carottés 2.

| Profondeur (m) | Nature de sol                                 |
|----------------|---|
| 0.00 → 0.50    | Terre végétale                                |
| 0.50 → 3.00    | Argile sableuse brunâtre                      |
| 3.00 → 8.00    | Marne sableuse versicolore graveleuse         |
| 8.00 → 9.00    | Sable argileux graveleuse                     |
| 9.00 → 11.20   | Sable limoneux graveleux parfois caillouteux  |
| 11.20 → 12.00  | Marne tuffogène caillouteuse parfois compacte |
| 12.00 → 15.00  | Marne calcareuse ocre a blanchâtre            |
| 15.00 → 17.00  | Marne verdâtre très fortement carbonatée      |
| 17.00 → 21.00  | Marne versicolore compacte                    |

Tableau A. 3: Sondage pressiométrique 1.

| Profondeur (m) | Nature de sol                                      |
|----------------|--|
| 0.00 → 1.50    | Sable limoneux jaunâtre tuffogène                  |
| 1.50 → 7.50    | N'y a pas de récupération sol prélèvement raté     |
| 7.50 → 9.00    | Argile versicolore                                 |
| 9.00 → 19.00   | Argile jaunâtre tuffogène mouillée dans la tranche |

Tableau A. 4 : Sondage pressiométrique 2.

| Profondeur (m) | Nature de sol                              |
|----------------|--|
| 0.00 → 4.50    | Sable fin limoneux jaunâtre                |
| 4.50 → 7.50    | Marne jaunâtre avec des traces carbonatées |
| 7.50 → 9.00    | Marne sableuse brunâtre a jaunâtre         |
| 9.00 → 16.50   | Marne jaunâtre mouillée                    |
| 16.50 → 21.00  | Marne verdâtre a jaunâtre                  |

### Résultats de chargement statique de pressiomètre

Sur la base des diagrammes de chargement statiques obtenus a chaque intervalle de 1.50 m, on a pu déterminée le module pressiometrique mesuré dans la phase pseudo-élastique et la pression limite de rupture du sol (PL).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessus :

Tableau A. 5 : chargement statique de pressiomètre.

| Profondeur (m) | SP 01    |           |       | SP 02    |           |       |
|----------------|----------|-----------|-------|----------|-----------|-------|
|                | E (bars) | PL (bars) | E/PL  | E (bars) | PL (bars) | E/PL  |
| 1.50           | 61.05    | 2.17      | 28.14 | 1411.71  | 20.47     | 68.96 |
| 3.00           | 330.85   | 13.77     | 24.02 | 144.32   | 9.40      | 15.35 |
| 4.50           | 88.30    | 4.41      | 20.01 | 160.12   | 12.76     | 12.55 |
| 6.00           | 687.28   | 21.00     | 32.72 | 318.22   | 23.52     | 13.53 |
| 7.50           | 201.30   | 11.65     | 17.28 | 191.79   | 10.63     | 18.03 |
| 9.00           | 147.33   | 8.12      | 18.14 | 265.21   | 11.78     | 22.52 |
| 10.5           | 215.46   | 22.71     | 9.49  | 115.24   | 6.73      | 17.13 |
| 12.00          | 131.65   | 12.06     | 10.92 | 231.51   | 15.79     | 14.66 |
| 13.50          | 193.16   | 16.17     | 11.94 | 192.36   | 7.68      | 25.06 |
| 15.00          | 208.61   | 17.44     | 11.96 | 33.99    | 7.30      | 4.66  |
| 16.50          | 271.17   | 8.51      | 31.86 | 63.92    | 2.60      | 24.55 |
| 18.00          | 199.14   | 13.05     | 15.26 | 119.11   | 7.86      | 15.15 |

### RESULTATS D'ESSAI AU LABORATOIRE

D'abord l'essai Analyse granulo-sedimentometrique (NF P 94-056 et NF P 94-057) et les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau A. 6 : Analyse granulo-sedimentometrique.

| Sondage | Profondeur (m) | Argile (d<2) | Limon (2μ<d<0.02mm) | Sable fin (0.02mm<d<0.22mm) | Gros sable (0.2mm<d<2mm) | Gravier (2mm≤d≤20mm) | Cailloux (d>20mm) | Nature de l'échantillon  |
|---------|----------------|--------------|---------------------|-----------------------------|--------------------------|----------------------|-------------------|--------------------------|
| SC03    | 7.5-7.9m       | 50 %         | 34                  | 14%                         | 2%                       | /                    | /                 | Argile                   |
|         | 9-9.5m         | 50%          | 14                  | 26%                         | 8%                       | 2%                   | /                 |                          |
|         | 13-13.7m       | 54%          | 24                  | 20%                         | 2%                       | /                    | /                 |                          |
|         | 15-15.5m       | 2%           | 28                  | 20%                         | 38%                      | 12%                  | /                 |                          |
|         | 16.8-17m       | 38%          | 28                  | 14%                         | 6%                       | 14%                  | /                 |                          |
|         | 4.3-4.5m       | 34%          | 26                  | 30%                         | 10%                      | /                    | /                 |                          |
| SC04    | 8.1-8.5m       | 24%          | 16                  | 20%                         | 16%                      | 14%                  | /                 | Sable limoneux graveleux |
|         | 11.6-11.8m     | 50%          | 16                  | 22%                         | 4%                       | 8%                   | /                 | Argile limoneuse         |
|         | 15.5-16m       | 52%          | 20                  | 18%                         | 6%                       | 4%                   | /                 | Argile sableux           |
|         | 7.5-8m         | 54%          | 24                  | 14%                         | 6%                       | 2%                   | /                 | Sable argileux           |
| SP01    | 12-12.5m       | 52%          | 14                  | 20%                         | 14%                      | 2%                   | /                 | Argile                   |
|         | 16.5-17m       | 50%          | 22%                 | 20%                         | 6%                       | 2%                   | /                 |                          |
| SP02    | 4.5-5m         | 50%          | 20                  | 24%                         | 4%                       | 2%                   | /                 |                          |
|         | 12-12.5m       | 50%          | 16%                 | 18%                         | 12%                      | 4%                   | /                 |                          |

### Les résultats des paramètres mécaniques

Avec :  $\gamma_h$  : densité humide,  $\gamma_d$  : densité sèche,  $W_n$  : teneur en eau naturelle,  $S_r$  : degré de saturation

Tableau A. 7 : Les paramètres mécaniques du sol.

| Sondage | Profondeur (m) | Cohésion $C_u$ (bars) | Angle de frottement $\phi_u$ (°) |
|---------|----------------|-----------------------|----------------------------------|
| SC03    | 7.5-7.9        | 0.18                  | 14.06                            |
|         | 9.00-9.50      | 0.95                  | 16.22                            |
|         | 13.00-13.7     | 1.12                  | 14.03                            |
|         | 16.8-17.00     | 1.46                  | 8.14                             |
| SC04    | 4.30-4.50      | 1.67                  | 23.81                            |
|         | 8.10-8.50      | 1.09                  | 26.59                            |
|         | 11.60-11.80    | 1.81                  | 18.20                            |
|         | 15.50-16.00    | 20.9                  | 17.49                            |

### Les résultats des paramètres phtisiques

Tableau A. 8 : Les paramètres phtisiques du sol.

| Sondage | Profondeur (m) | $\gamma_h$ | $\gamma_d$ | $W_n$ (%) | $W_s$ | $S_r$ (%) |
|---------|----------------|------------|------------|-----------|-------|-----------|
| SC03    | 7.5-7.9m       | 1.92       | 1.49       | 28.97     | 30.25 | 95.77     |
|         | 9-9.5m         | 2.10       | 1.80       | 16.59     | 18.43 | 89.97     |
|         | 13-13.7m       | 2.11       | 1.79       | 18.30     | 18.94 | 96.59     |
|         | 15-15.5m       | 1.77       | 1.35       | 30.92     | 36.98 | 83.60     |
|         | 16.8-17m       | 2.01       | 1.67       | 20.35     | 22.78 | 89.33     |
|         | 4.3-4.5m       | 1.92       | 1.67       | 16.06     | 22.90 | 70.12     |
| SC04    | 8.1-8.5m       | 1.99       | 1.75       | 13.81     | 20.05 | 68.89     |
|         | 11.6-11.8m     | 2.02       | 1.67       | 21.08     | 22.99 | 91.71     |
|         | 15.5-16m       | 1.76       | 1.63       | 7.62      | 24.33 | 31.32     |
|         | 7.5-8m         | 2.04       | 1.85       | 9.88      | 16.95 | 58.26     |
| SP01    | 12-12.5m       | 1.99       | 1.76       | 12.94     | 19.73 | 65.59     |
|         | 16.5-17m       | /          | /          | 34.00     | /     | /         |
| SP02    | 4.5-5m         | 2.19       | 1.96       | 12.85     | 14.14 | 90.92     |
|         | 12-12.5m       | 1.76       | 1.41       | 26.19     | 34.01 | 77.02     |

## FONDATEIONS

### Calcule de la charge nominale d'un pieux isolé

Ce calcule est présente par la méthode des essais pressiometrique.La charge nominale du pieu est

donnée comme suit :  $Q_n = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$

### Résistance de pointe $Q_p$

Elle est donnée par la formule suivante :  $Q_p = 1.3.Cu_{max} + 50.Nq_{max}$

Avec :  $Nq_{max} = 10^{3.04.tg\phi}$  et  $Nc_{max} = (Nq_{max}-1)/tg\phi$

$Nq_{max}$  et  $Nc_{max}$  sont des facteurs de portance

$Cu$  (KN/m<sup>2</sup>) : cohésion non drainé.

$\phi$ (°) : l'angle de frottement interne.

### Calcul de l'effort latéral $Q_f$

Le frottement latéral unitaire a la profondeur  $z$  est donnée par la formule :  $F_u = K.tg\delta.\gamma.z$

Le frottement global sera donné alors par la formule :  $Q_f = P.\int_0^H K.tg\delta.\gamma^*.z.dz$

Avec :

$\gamma^* = \gamma$  : au-dessus de la nappe (densité apparente)

$\gamma^* = \gamma'$  : au-dessus de la nappe (densité déjaugé)

$P$  : périmètre de pieu

Les valeurs de  $k$  et  $\delta$  sont montres par le tableau suivantes :

**Tableau A. 9 : paramètres du pieu isolé.**

| Nature du pieu | $\delta$                 | K            |              |
|----------------|--------------------------|--------------|--------------|
|                |                          | Milieu lâche | Milieu dense |
| Pieu foré      | $\frac{3}{4} \cdot \phi$ | 0.5          | 1            |

### Hypothèse de calcul

Pieu foré avec excavation du sol (sans refoulement du sol) ; ancré dans la formation de la marne.la fiche du pieu est de 22.00 mètres sous la poutre de couronnement (radier de répartition des charges transmises par la structure au sol)

**Tableau A. 10 : portance du pieu isolé.**

| Type des pieux | L(m)  | $\phi$ (m) | Niveau d'eau | $Q_p$ (t) | $Q_f$ (t) | Charge nominale $Q_n$ (t) |
|----------------|-------|------------|--------------|-----------|-----------|---------------------------|
| Foré           | 22.00 | 1.00       | 9.00         | 147.66    | 780.84    | 439.63                    |
|                | 22.00 | 1.20       |              | 202.63    | 937.01    | 539.38                    |

## ANNEXE « B »

### CALCUL DE SOLLICITATIONS

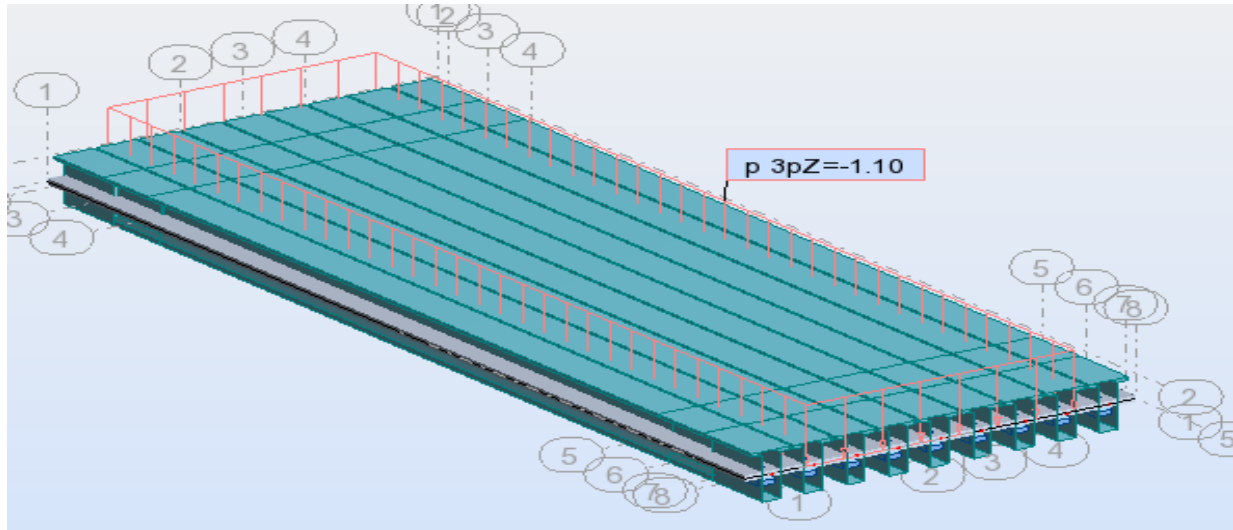


Figure B. 1 : poids de ballast.

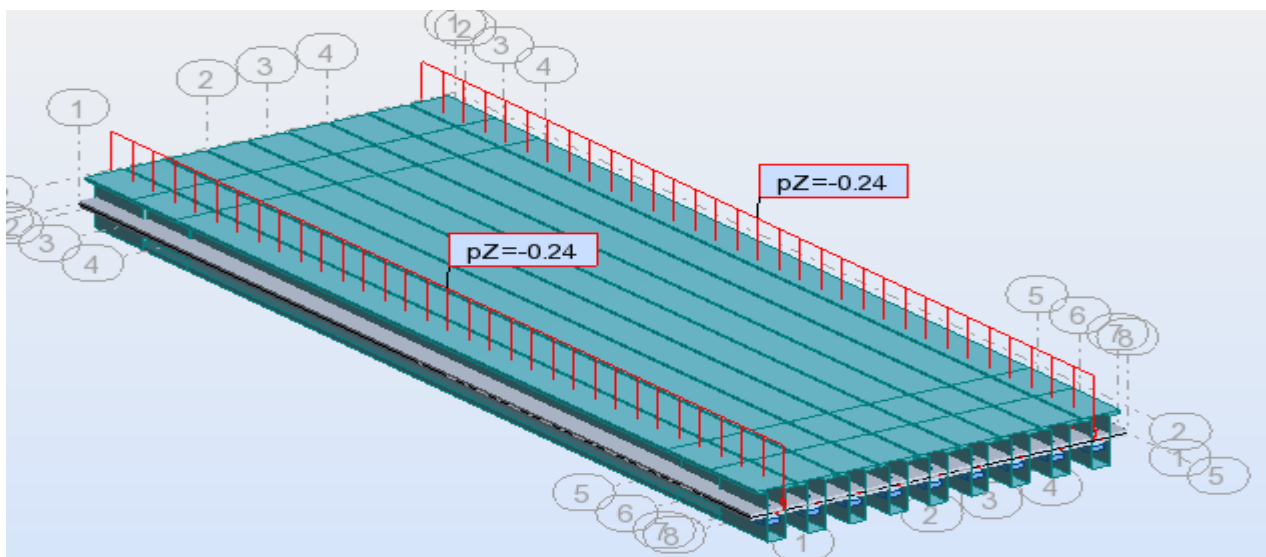


Figure B. 2 : poids de caténaies.

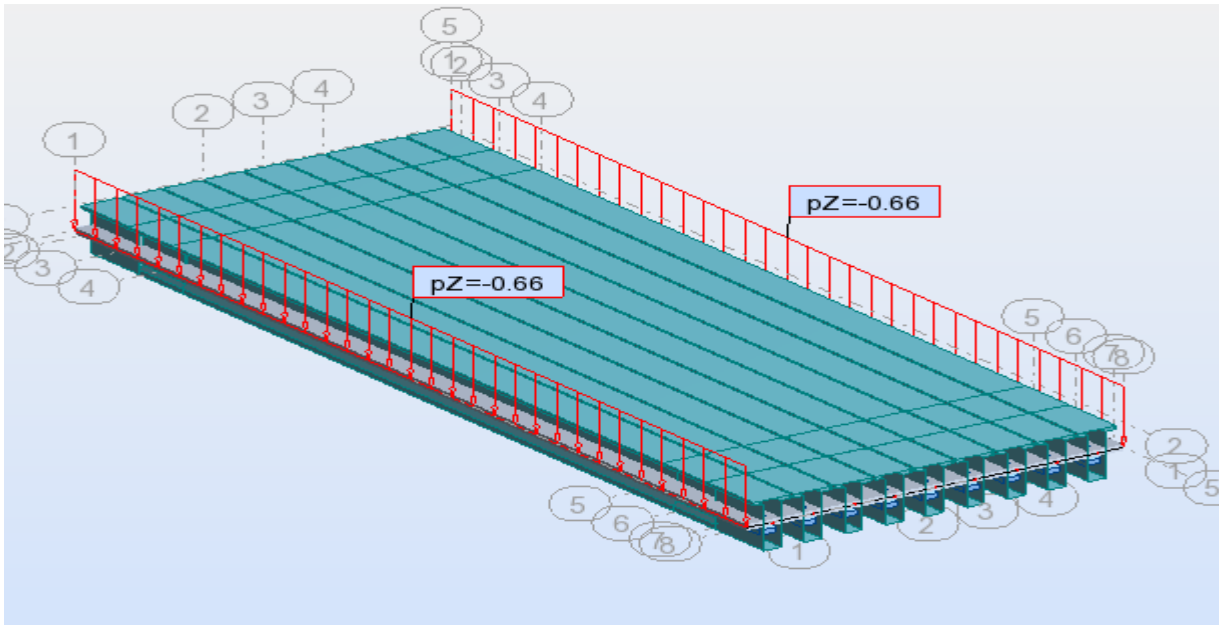


Figure B. 3 : poids de corniche.

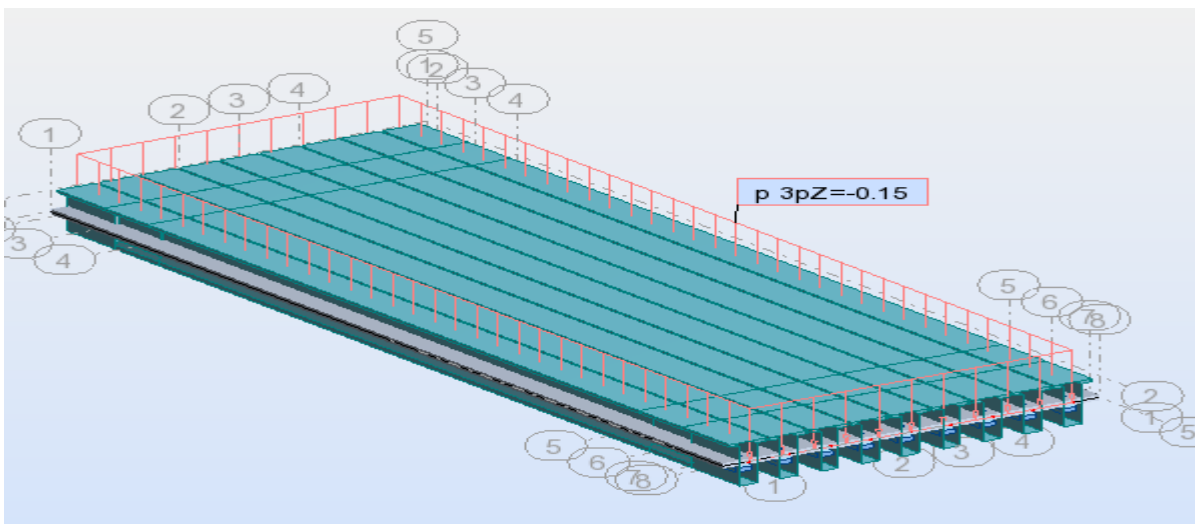


Figure B. 4 : poids de l'étanchéité.

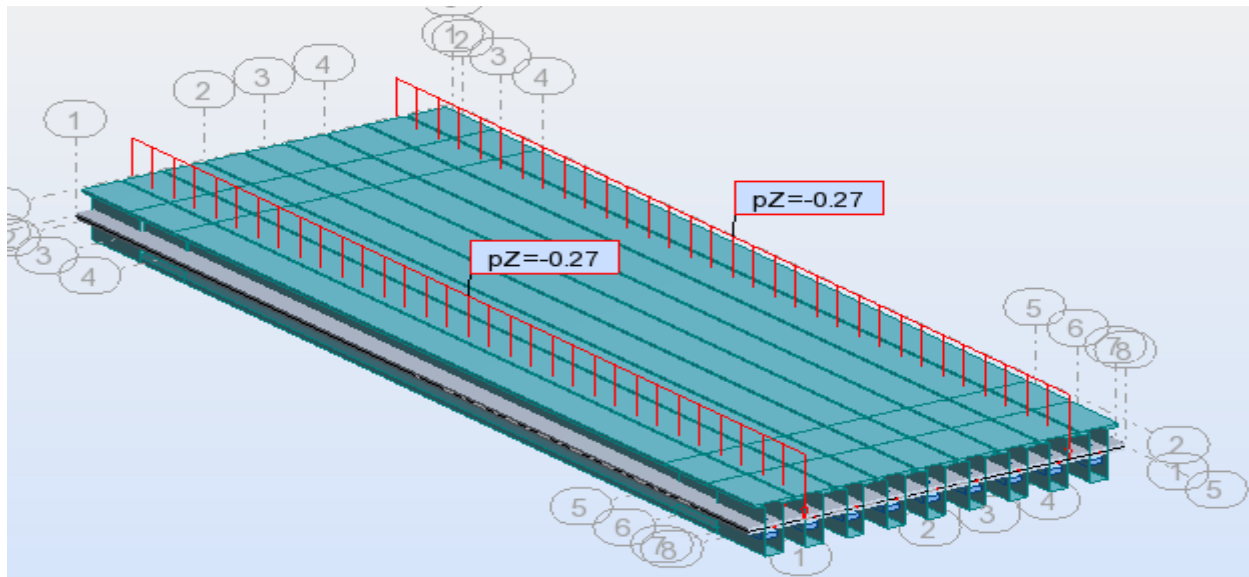


Figure B. 5 : poids de muet pour ballast.

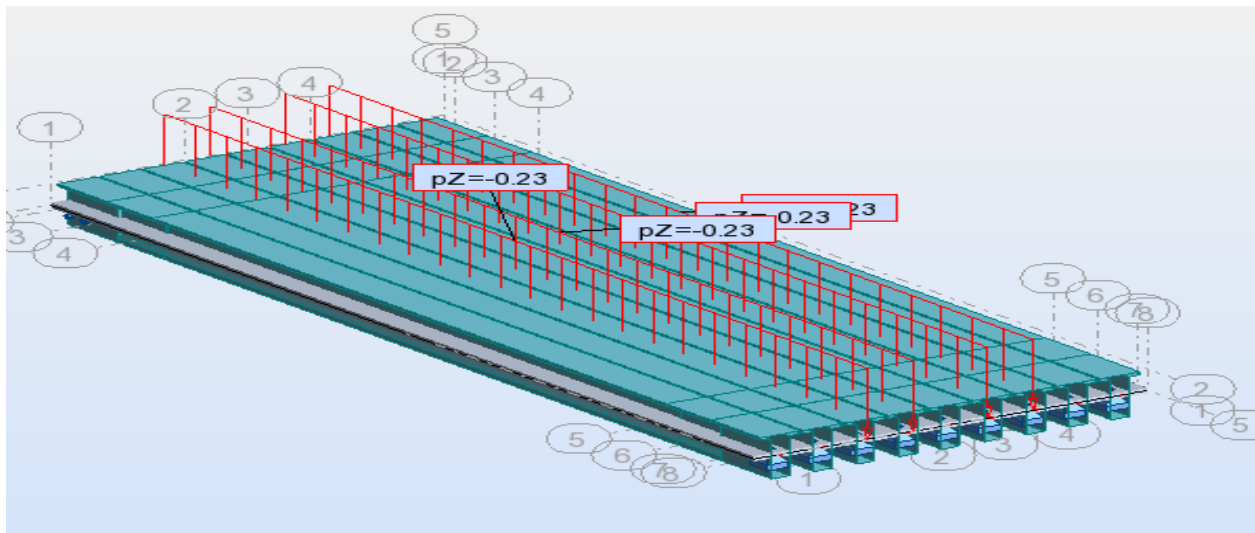


Figure B. 6 : poids des rails.

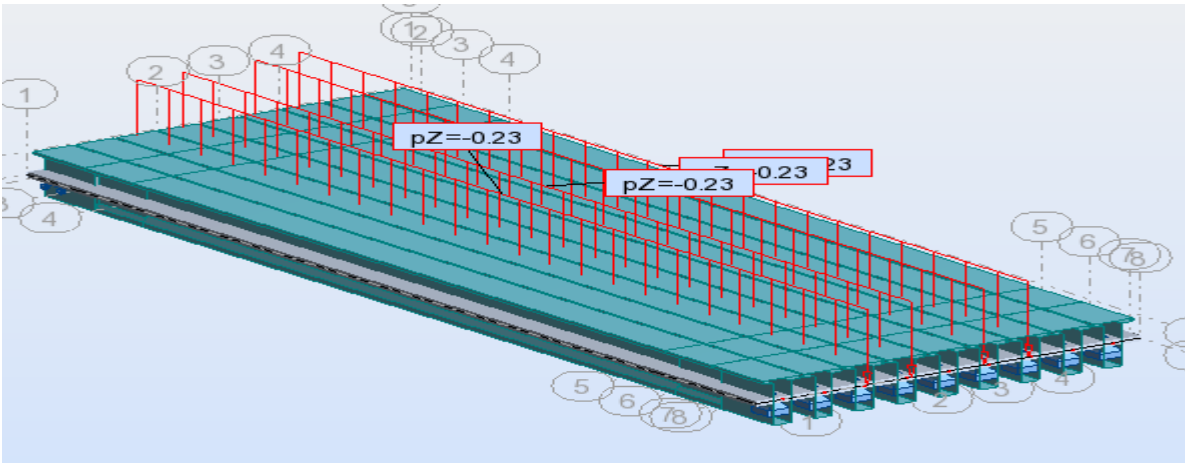


Figure B. 7 : poids des travers.

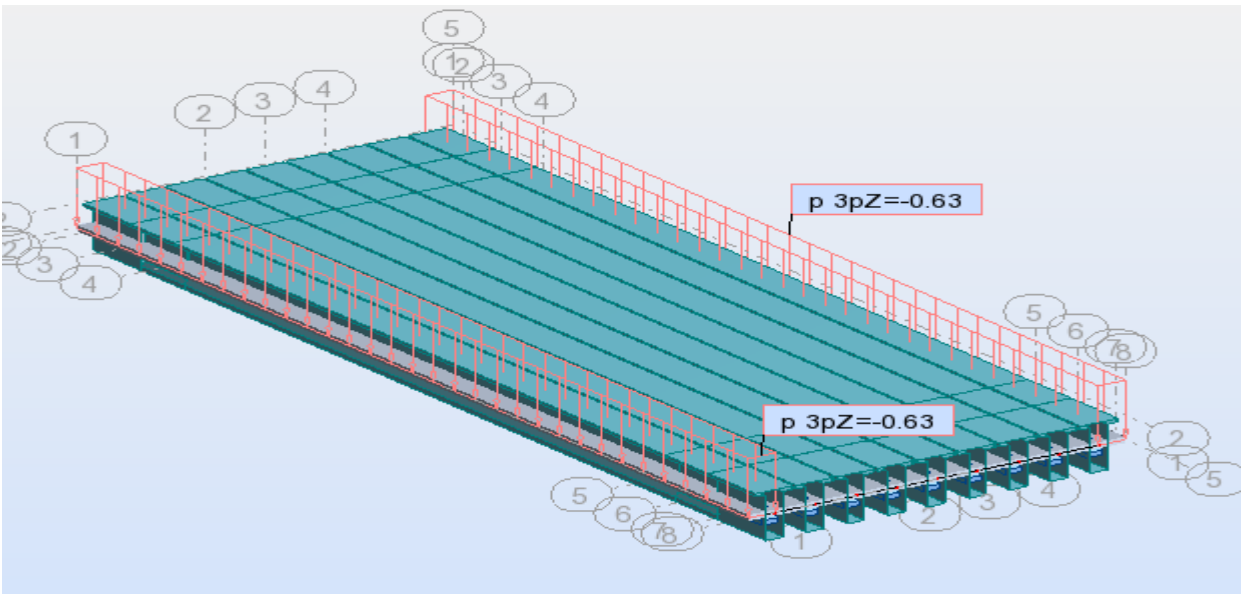


Figure B. 8 : poids des trottoirs.

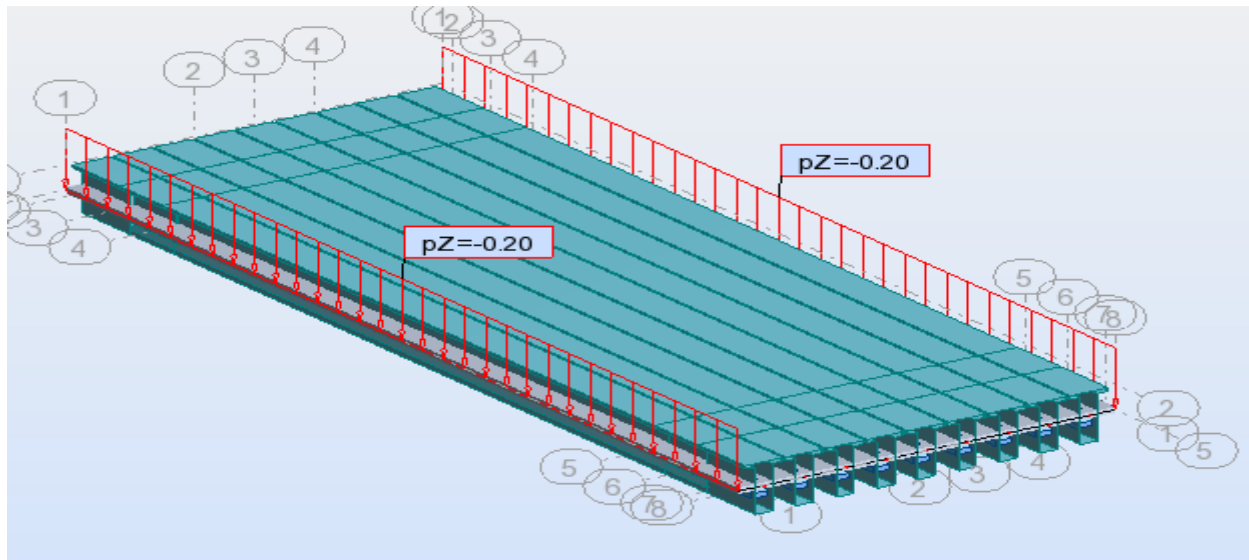


Figure B. 9 : poids des garde-corps.

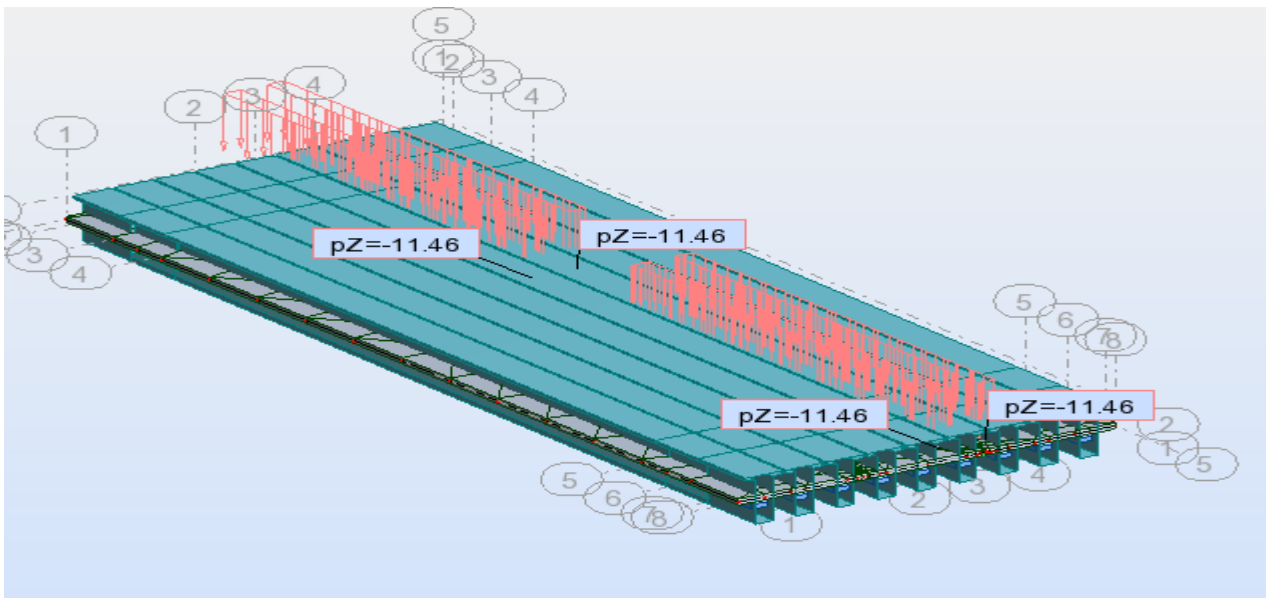


Figure B. 10 : Exemple d'une surcharge roulante (SW/0)

LES EFFORTS MAXIMAUX

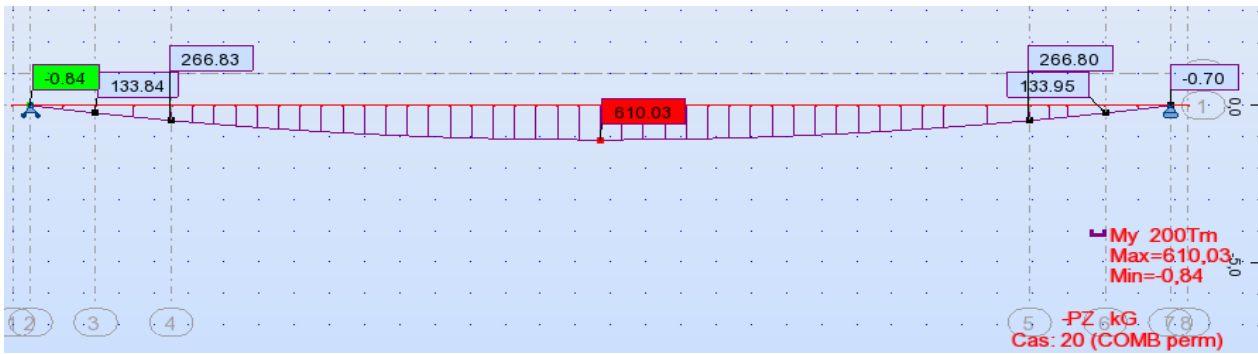


Figure B. 11 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous CP+CPP

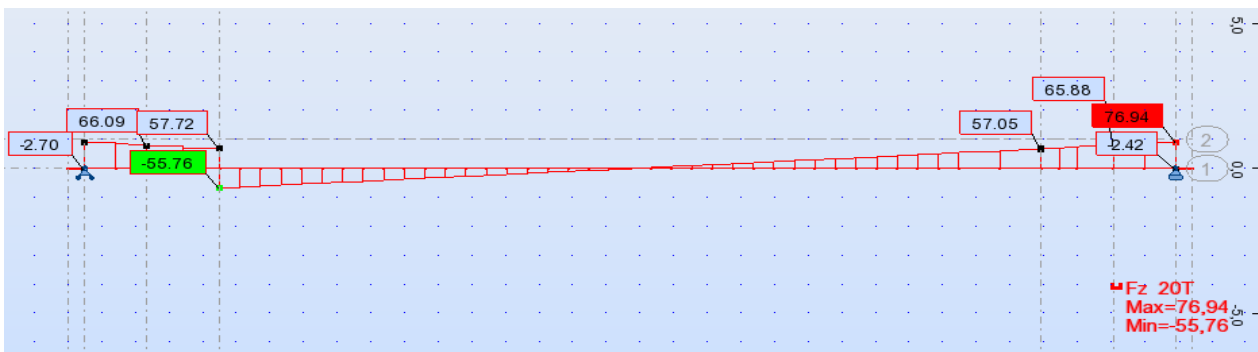


Figure B. 12 : Diagramme de l'effort tranchant maximum sous le CP+CPP

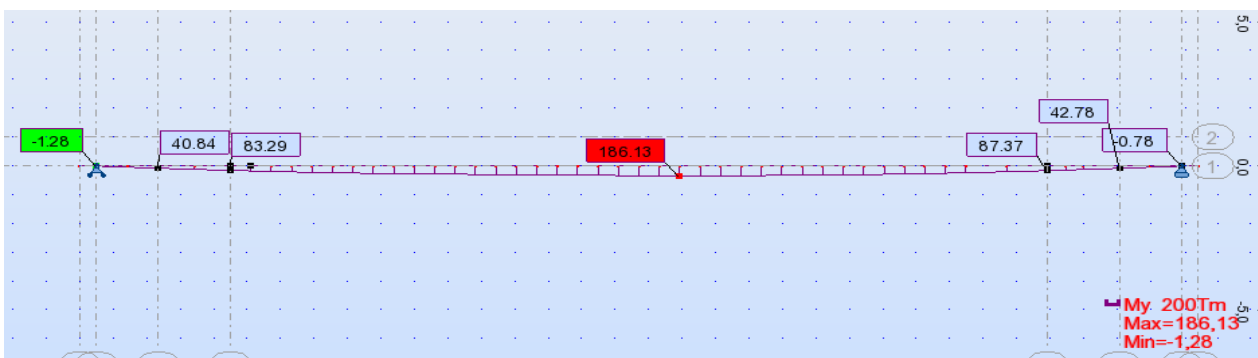


Figure B. 13 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous le chargement SW0.

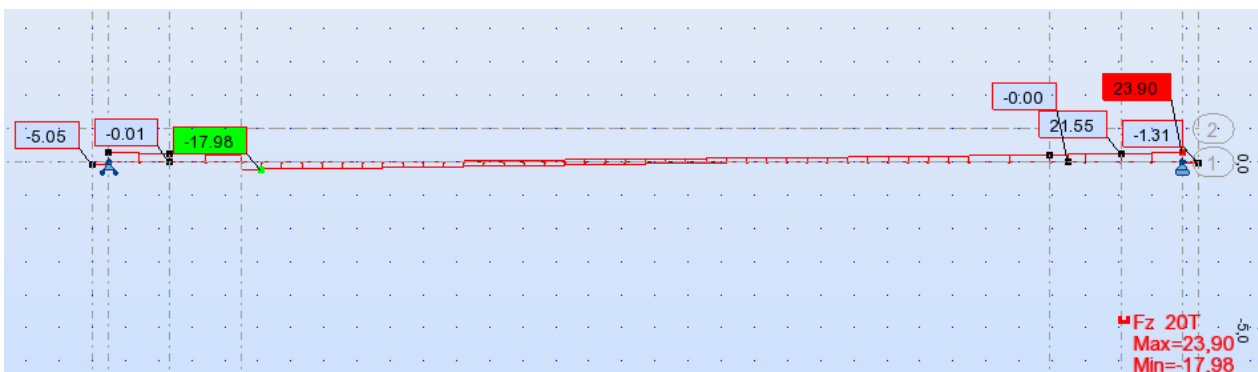


Figure B. 14 : Diagramme de l'effort tranchant maximum sous le chargement SW0.

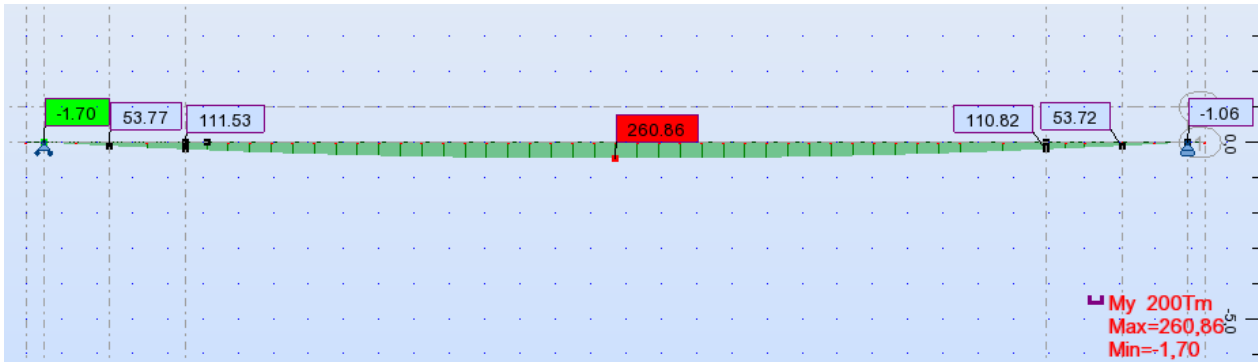


Figure B. 15 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous le chargement SW2.

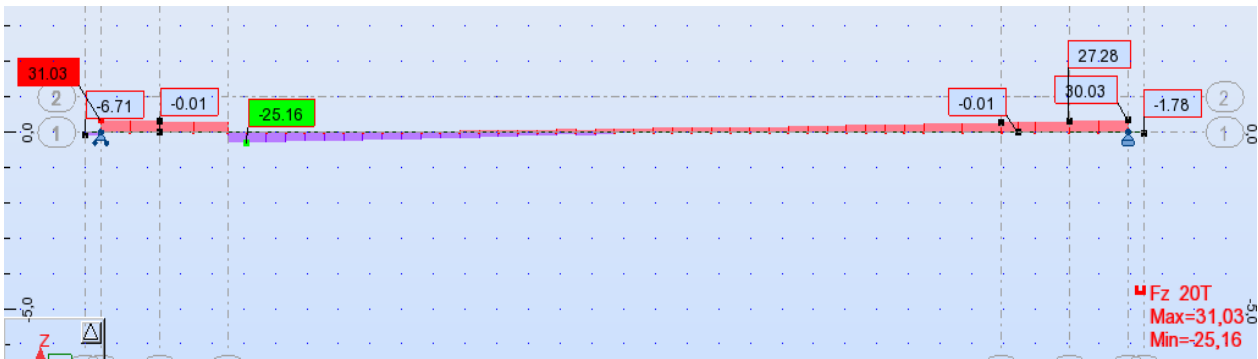


Figure B. 16 : Diagramme de l'effort tranchant maximum sous le chargement SW2.

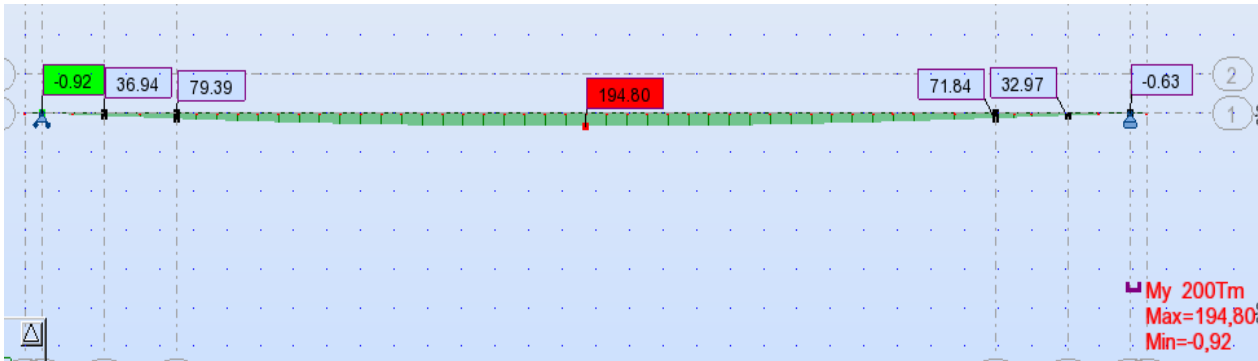


Figure B. 17 : Diagramme du moment fléchissant maximum sous le chargement UIC71.

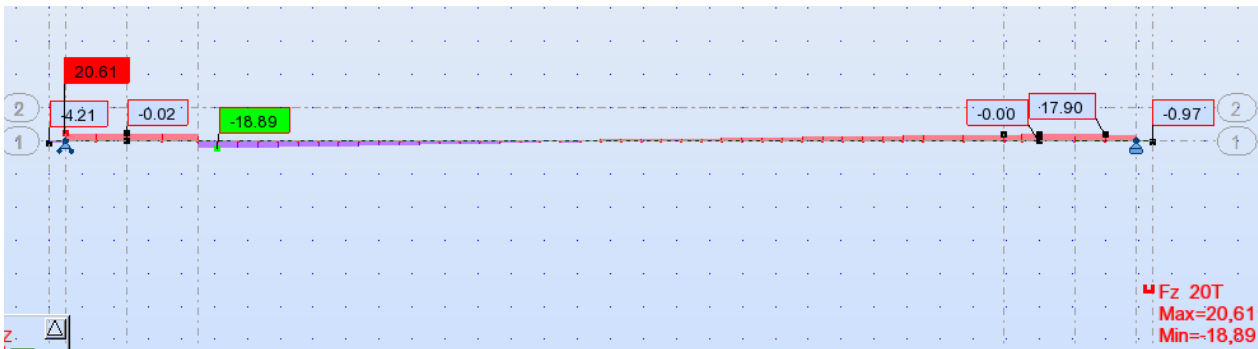


Figure B. 18 : Diagramme de l'effort tranchant maximum sous le chargement UIC71.

## ANNEXE « C »

## CALCULE DES PERTES DE PRECONTRAINTE ET LA VERIFICATION DE TOUTES LES PHASES.

Tableau C. 1 : calculs des pertes des précontrainte.

| abscisse | Câbles | frottement | ancrage | déformation | totale | retrait | fluage | relaxation | totale | Pertes totale | Moyenne |        |
|----------|--------|------------|---------|-------------|--------|---------|--------|------------|--------|---------------|---------|--------|
| x= 0,00  | c1     | 7,56       | 111,44  | 3,38        | 122,38 | 38      | 35,93  | 56,53      | 130,46 | 252,84        | 18,01%  | 17,85% |
|          | c2     | 14,83      | 114,53  | 2,84        | 132,2  | 38      | 21,09  | 55,04      | 114,13 | 246,33        | 17,54%  |        |
|          | c3     | 21,07      | 117,48  | 2,88        | 141,43 | 38      | 19,67  | 53,66      | 111,33 | 252,76        | 18,00%  |        |
|          | c4     | 0          | 0       | 0           | 0      | 0       | 0      | 0          | 0      | 0             | 0,00%   | 0,00%  |
| x= 8,35  | c1     | 30,69      | 89,67   | 2,83        | 123,19 | 38      | 46,04  | 56,41      | 140,45 | 263,64        | 18,78%  | 18,74% |
|          | c2     | 37,84      | 92,8    | 4,04        | 134,68 | 38      | 35,06  | 54,67      | 127,73 | 262,41        | 18,69%  |        |
|          | c3     | 43,97      | 95,92   | 3,18        | 143,07 | 38      | 28,89  | 53,41      | 120,3  | 263,37        | 18,76%  |        |
|          | c4     | 52,76      | 100,55  | 4,33        | 157,64 | 38      | 27,9   | 51,25      | 117,15 | 274,79        | 19,57%  | 19,57% |
| x=12,525 | c1     | 42,1       | 78,65   | 1,75        | 122,5  | 38      | 40,46  | 56,52      | 134,98 | 257,48        | 18,34%  | 18,44% |
|          | c2     | 49,19      | 81,81   | 1,72        | 132,72 | 38      | 32,84  | 54,96      | 125,8  | 258,52        | 18,41%  |        |
|          | c3     | 55,28      | 84,84   | 2,19        | 142,31 | 38      | 26,92  | 53,52      | 118,44 | 260,75        | 18,57%  |        |
|          | c4     | 63,99      | 89,61   | 3,68        | 157,28 | 38      | 25,45  | 51,31      | 114,76 | 272,04        | 19,38%  | 19,38% |
| x=16,70  | c1     | 53,43      | 67,54   | 1,35        | 122,32 | 38      | 61,25  | 56,54      | 155,79 | 278,11        | 19,81%  | 20,02% |
|          | c2     | 60,46      | 70,73   | 1,34        | 132,53 | 38      | 56,86  | 54,99      | 149,85 | 282,38        | 20,11%  |        |
|          | c3     | 66,5       | 73,78   | 1,67        | 141,95 | 38      | 49,3   | 53,58      | 140,88 | 282,83        | 20,14%  |        |
|          | c4     | 75,13      | 78,6    | 3,61        | 157,34 | 38      | 17,1   | 51,3       | 106,4  | 263,74        | 18,78%  | 18,78% |

## PHASE 1

Tableau C. 2 : vérifications des contraintes dans  $x=0.25.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.25.L       |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| Mpoutre (MN)                         |  | 1,91             | 1,91             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 3,72             | 3,72             |       |
|                                      | P2                                       | 3,50             | 3,50             |       |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 4,66             | -5,56            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | 1,22             | 9,38             |       |
|                                      | P2                                       | 1,14             | 8,81             |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 5,87             | 3,82  |
|                                      |  | min              | 5,80             | 3,26  |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 13,91            | 13,91 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -2,99            | -1,39 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

Tableau C. 3 : vérifications des contraintes dans  $x=0.375.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.375.L      |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| Mpoutre (MN)                         |  | 2,41             | 2,41             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 3,72             | 3,72             |       |
|                                      | P2                                       | 3,50             | 3,50             |       |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 5,89             | -7,07            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | 0,07             | 10,78            |       |
|                                      | P2                                       | 0,07             | 10,14            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 5,96             | 3,71  |
|                                      |  | min              | 5,96             | 3,07  |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 13,91            | 13,91 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -2,99            | -1,39 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

Tableau C. 4 : vérifications des contraintes dans  $x=0.5l$ .

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.50.L       |                  |              |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|--------------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |              |
| Mpoutre (MN)                         |  | 2,58             | 2,58             |              |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 3,72             | 3,72             |              |
|                                      | P2                                       | 3,50             | 3,50             |              |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 6,32             | -7,59            |              |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -0,17            | 11,07            |              |
|                                      | P2                                       | -0,16            | 10,41            |              |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |              |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | <b>6,15</b>      | <b>3,48</b>  |
|                                      |  | min              | <b>6,16</b>      | <b>2,82</b>  |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | <b>13,91</b>     | <b>13,91</b> |
|                                      | Observation                              |                  | <b>C.V</b>       | <b>C.V</b>   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | <b>-2,99</b>     | <b>-1,39</b> |
|                                      | Observation                              |                  | <b>C.V</b>       | <b>C.V</b>   |

## PHASE 2

Tableau C. 5 : vérifications des contraintes dans  $x=0.25.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.25.L       |                  |              |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|--------------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |              |
| Mpoutre (MN)                         |  | 1,91             | 1,91             |              |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 7,16             | 7,16             |              |
|                                      | P2                                       | 6,56             | 6,56             |              |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 4,66             | -5,56            |              |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | 2,34             | 18,03            |              |
|                                      | P2                                       | 2,14             | 16,54            |              |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |              |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | <b>6,99</b>      | <b>12,47</b> |
|                                      |  | min              | <b>6,80</b>      | <b>10,98</b> |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | <b>21,00</b>     | <b>21,00</b> |
|                                      | Observation                              |                  | <b>C.V</b>       | <b>C.V</b>   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | <b>-4,05</b>     | <b>-1,89</b> |
| Observation                          |  | <b>C.V</b>       | <b>C.V</b>       |              |

Tableau C. 6 : vérifications des contraintes dans  $x=0.375.L$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.375.L      |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| Mpoutre (MN)                         |  | 2,41             | 2,41             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 7,16             | 7,16             |       |
|                                      | P2                                       | 6,57             | 6,57             |       |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 5,89             | -7,07            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | 0,14             | 20,73            |       |
|                                      | P2                                       | 0,12             | 19,03            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 6,02             | 13,67 |
|                                      |  | min              | 6,01             | 11,96 |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -1,89 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

Tableau C. 7 : vérifications des contraintes dans  $x=0.5.L$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.50.L       |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| Mpoutre (MN)                         |  | 2,58             | 2,58             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 7,17             | 7,17             |       |
|                                      | P2                                       | 6,58             | 6,58             |       |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 6,32             | -7,59            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -0,33            | 21,32            |       |
|                                      | P2                                       | -0,30            | 19,56            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 5,99             | 13,73 |
|                                      |  | min              | 6,02             | 11,98 |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -1,89 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

### PHASE 3

Tableau C. 8 : vérifications des contraintes dans  $x=0.25.l$

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.25.L       |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| MComb-Els (MN)                       |  | 2,75             | 2,75             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 8,92             | 8,92             |       |
|                                      | P2                                       | 7,83             | 7,83             |       |
| $\sigma$ Comb-Els (MPa)              |  | 3,62             | -6,15            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -0,59            | 22,82            |       |
|                                      | P2                                       | -0,52            | 20,01            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 3,03             | 16,66 |
|                                      |  | min              | 3,10             | 13,86 |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -2,70 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

Tableau C. 9 : vérifications des contraintes dans  $x=0.375.l$

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.375.L      |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| M Comb-Els (MN)                      |  | 3,48             | 3,48             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 8,94             | 8,94             |       |
|                                      | P2                                       | 7,85             | 7,85             |       |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 4,60             | -7,85            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -2,12            | 25,54            |       |
|                                      | P2                                       | -1,86            | 22,43            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 2,48             | 17,69 |
|                                      |  | min              | 2,74             | 14,58 |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -2,70 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

Tableau C. 10 : vérifications des contraintes dans  $x=0.5.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.50.L       |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| MComb-Els (MN)                       |  | 3,73             | 3,73             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 8,95             | 8,95             |       |
|                                      | P2                                       | 7,86             | 7,86             |       |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 4,93             | -8,41            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -2,18            | 25,68            |       |
|                                      | P2                                       | -1,92            | 22,56            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 2,75             | 17,27 |
|                                      |  | min              | 3,01             | 14,14 |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -2,70 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |

## PHASE 4

Tableau C. 11 : vérifications des contraintes dans  $x=0.25.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.25.L       |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| MComb-Els (MN)                       |  | 2,75             | 2,75             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 8,96             | 8,96             |       |
|                                      | P2                                       | 7,88             | 7,88             |       |
| $\sigma$ Comb-Els (MPa)              |  | 3,62             | -6,15            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -0,60            | 22,91            |       |
|                                      | P2                                       | -0,52            | 20,15            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 3,03             | 16,76 |
|                                      |  | min              | 3,10             | 14,00 |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -2,70 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |

Tableau C. 12 : vérifications des contraintes dans  $x=0.375.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.375.L      |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| M Comb-Els (MN)                      |  | 3,48             | 3,48             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 8,94             | 8,94             |       |
|                                      | P2                                       | 7,84             | 7,84             |       |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 4,60             | -7,85            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -2,12            | 25,53            |       |
|                                      | P2                                       | -1,86            | 22,41            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 2,48             | 17,68 |
|                                      |  | min              | 2,74             | 14,56 |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -2,70 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

Tableau C. 13 : vérifications des contraintes dans  $x=0.5.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.50xL       |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| MComb-Els (MN)                       |  | 3,73             | 3,73             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 8,93             | 8,93             |       |
|                                      | P2                                       | 7,82             | 7,82             |       |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 4,93             | -8,41            |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -2,17            | 25,60            |       |
|                                      | P2                                       | -1,91            | 22,44            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 2,75             | 17,19 |
|                                      |  | min              | 3,02             | 14,02 |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -2,70 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

## PHASE 5

Tableau C. 14 : vérifications des contraintes dans  $x=0.25.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.25.L       |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| MComb-Els (MN)                       |  | 7,76             | 7,76             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 8,78             | 8,78             |       |
|                                      | P2                                       | 7,61             | 7,61             |       |
| $\sigma$ Comb-Els (MPa)              |  | 10,22            | -17,36           |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -0,58            | 22,44            |       |
|                                      | P2                                       | -0,51            | 19,45            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 9,64             | 5,08  |
|                                      |  | min              | 9,72             | 2,09  |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -2,70 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

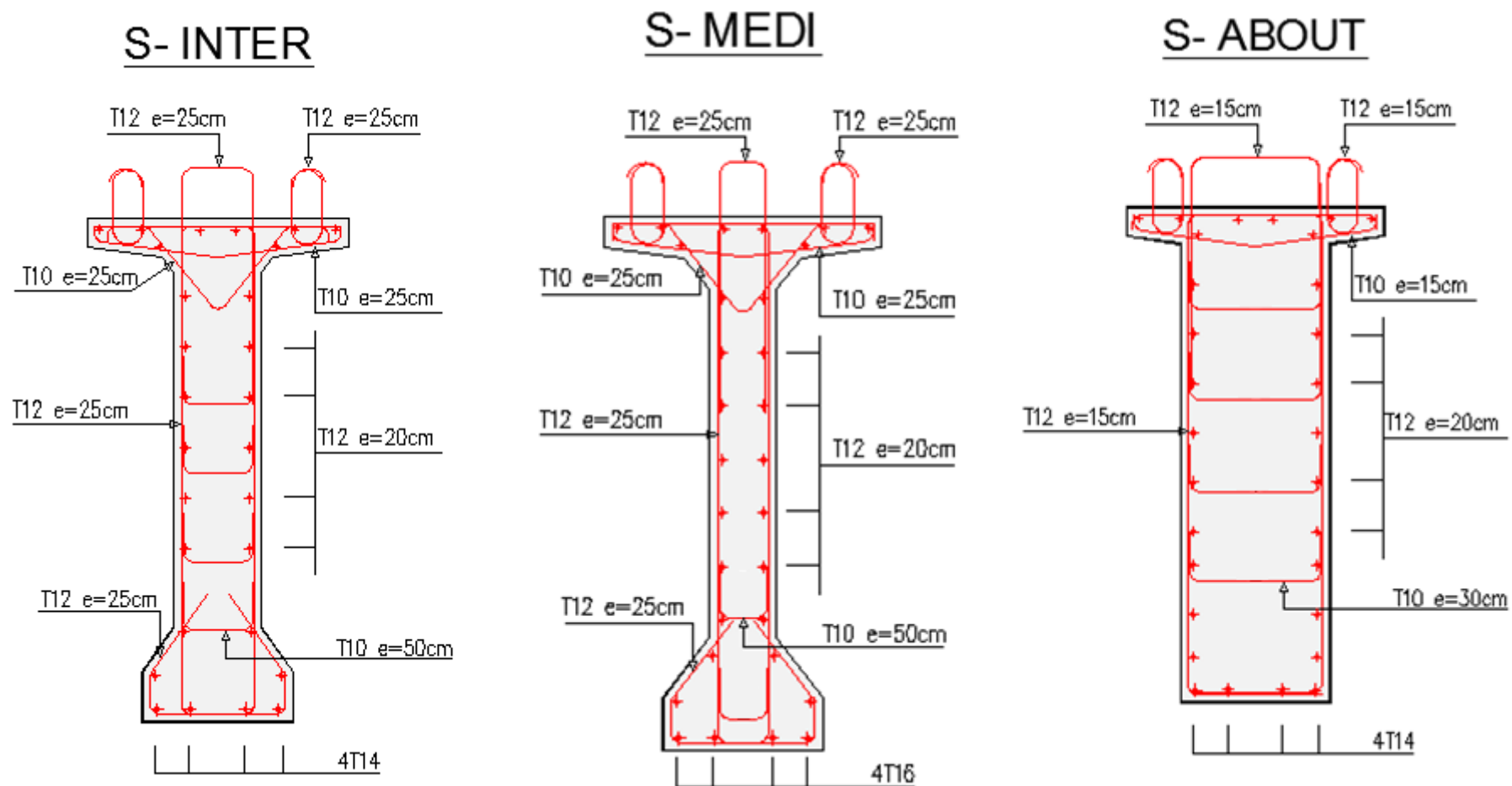
Tableau C. 15 : vérifications des contraintes dans  $x=0.375.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.375.L      |                  |       |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|-------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |       |
| M Comb-Els (MN)                      |  | 9,93             | 9,93             |       |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 8,80             | 8,80             |       |
|                                      | P2                                       | 7,64             | 7,64             |       |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 13,12            | -22,40           |       |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -2,09            | 25,15            |       |
|                                      | P2                                       | -1,81            | 21,83            |       |
| ELS                                  | Formule de combinaison                   |                  | G + P            |       |
|                                      | $\sigma$ de combinaison (MPa)            | max              | 11,03            | 2,74  |
|                                      |  | min              | 11,31            | -0,57 |
|                                      | $\sigma$ de compression admissible (MPa) |                  | 21,00            | 21,00 |
|                                      | Observation                              |                  | C.V              | C.V   |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          |                  | -4,05            | -2,70 |
| Observation                          |  | C.V              | C.V              |       |

Tableau C. 16 : vérifications des contraintes dans  $x=0.5.l$ 

| Type de charge/ contraintes normales |  | X = 0.50.L       |                  |
|--------------------------------------|--|------------------|------------------|
|                                      |  | Fibre supérieure | Fibre inférieure |
| MComb-Els (MN)                       |  | 10,65            | 10,65            |
| Charge précontrainte (MN)            | P1                                       | 8,73             | 8,73             |
|                                      | P2                                       | 7,52             | 7,52             |
| $\sigma$ poutre (MPa)                |  | 14,07            | -24,03           |
| $\sigma$ Préc                        | P1                                       | -2,13            | 25,03            |
|                                      | P2                                       | -1,83            | 21,58            |
| Formule de combinaison               |  | G + P            |                  |
| $\sigma$ de combinaison (MPa)        | max                                      | <b>11,94</b>     | <b>1,01</b>      |
|                                      | min                                      | <b>12,24</b>     | <b>-2,44</b>     |
| ELS                                  | $\sigma$ de compression admissible (MPa) | <b>21,00</b>     | <b>21,00</b>     |
|                                      | Observation                              | <b>C.V</b>       | <b>C.V</b>       |
|                                      | $\sigma$ de traction admissible          | <b>-4,05</b>     | <b>-2,70</b>     |
|                                      | Observation                              | <b>C.V</b>       | <b>C.V</b>       |

Figure C. 1 : Le ferrailage final des poutres de précontrainte.



## Annexe « D »

### Etude sismique

#### Séisme longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

L'analyse du système dans cette direction se fait par la méthode d'analyse simplifiée dite monomodale, en effet selon le RPOA il faut vérifier les critères suivants :

- La masse mise en mouvement doit être supérieure à 70 % de la masse totale. Cette condition est vérifiée si la masse des piles est inférieure à 0,43 fois la masse du tablier.
- La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5 % de la distance entre extrémités du tablier.

$$M_{\text{pile}} = [0.75 \times 0.75 \times 0.4 + 3 \times 1.5 \times 13.5 + \frac{3.14 \times 2.2^2}{4} \times 10.2] \times 2.5 \times 4 \Rightarrow M_{\text{pile}} = 997.48 \text{ t}$$

$$M_{\text{tablier}} = 32.46 \times 33.4 \times 5 \Rightarrow M_{\text{tablier}} = 5420.82 \text{ t alors } M_{\text{pile}} < 0.43 \cdot M_{\text{tablier}} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

L'ouvrage étant symétrique aussi bien géométriquement que mécaniquement. L'excentricité est donc nulle d'où la condition est bien **vérifiée** et l'ouvrage étudié étant un pont droit et non biais.

Alors on peut appliquer la méthode monomodale.

#### Détermination des sollicitations sismiques.

La détermination des sollicitations que subit l'ouvrage sous l'action sismique longitudinale se fait de la manière suivante :

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente  $F$  donnée par l'expression :

$$F = M \cdot S_a(T)$$

$M$  : est la masse effective totale de la structure..

$S_a(T)$  est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale  $T$  :

$S_a(T) = S_{ae}(T)$  pour un calcul élastique ( $q=1$ ) ;

La période fondamentale  $T$  a pour expression :  $T = 2 \pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}}$

$K = \sum K_i$  est la raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens du séisme.

Le déplacement a pour expression :  $d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :  $F_i = \frac{K_i}{K} \cdot F$

#### Calcul de la raideur de la structure.

La raideur du système comprend la raideur du fût et la raideur des appareils d'appuis (pour les ouvrages courants, on néglige la souplesse des fondations).

Pour les 4 piles :  $K_{\text{fut}} = n \cdot \frac{3EI}{h^3}$

Avec :

**n** : le nombre de futs de pile ;

**E** : le module de déformation instantanée du béton ;

**I** : l'inertie longitudinale d'un fut ;

**h** : la hauteur du fut de pile.

$$K_{fut1} = \frac{3 \times 3 \times 34179557 \times 1.15}{10^3} = 353758.415 \text{ KN/m}$$

$$K_{fut2} = \frac{3 \times 3 \times 34179557 \times 1.15}{10.2^3} = 333354.45 \text{ KN/m}$$

$$K_{fut3} = \frac{3 \times 3 \times 34179557 \times 1.15}{8.9^3} = 501807.051 \text{ KN/m}$$

$$K_{fut4} = \frac{3 \times 3 \times 34179557 \times 1.15}{8.63^3} = 550394.88 \text{ KN/m}$$

**Pour les appareils d'appuis**

$$K_{\text{appareil}} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$$

Avec :

**n** : le nombre des appareils d'appuis élément porteur.

**G** ; le module de cisaillement de l'appareil.

**a,b** ; les dimensions en plan de l'appareil .

**e** : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil.

$$K_{\text{appareil pile}} = 18 \times \frac{1200 \times 0,6 \times 0,6}{8 \times 0.01} = 97200 \text{ KN/m}$$

$$K_{\text{appareil culé}} = 9 \times \frac{1200 \times 0,6 \times 0,6}{8 \times 0.01} = 48600 \text{ KN/m.}$$

**Donc la raideur des piles.**

$$K_{pile1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut1}} + \frac{1}{K_{\text{appareil pile}}}} = \frac{1}{\frac{1}{353758.415} + \frac{1}{97200}} = 76249.42 \text{ KN/m}$$

$$K_{pile2} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut2}} + \frac{1}{K_{\text{appareil pile}}}} = \frac{1}{\frac{1}{333354.45} + \frac{1}{97200}} = 75256.57 \text{ KN/m}$$

$$K_{pile3} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut3}} + \frac{1}{K_{\text{appareil pile}}}} = \frac{1}{\frac{1}{501807.051} + \frac{1}{97200}} = 81427.50 \text{ KN/m}$$

$$K_{pile4} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut4}} + \frac{1}{K_{\text{appareil pile}}}} = \frac{1}{\frac{1}{550394.88} + \frac{1}{97200}} = 82610.88 \text{ KN/m}$$

**La raideur du système**

$$K_{\text{ystème}} = K_{\text{pile1}} + K_{\text{pile2}} + K_{\text{pile3}} + K_{\text{pile4}} + 2 K_{\text{appareil culé}} = 412744.37 \text{ KN/m}$$

### Calcul de la période propre du système

$$T = 2 \pi \cdot \sqrt{\frac{5420.82}{412744.37}} = 0.72 \text{ sec}$$

### Calcul des forces sismiques

#### Réponse sismique

La période du système se situe entre T2 et 3,0 sec, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$S_{ae}(T, \xi) = 2,5 \times \eta \times A \times g \times s \times \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2,5 \times 0.88 \times 0.15 \times 9,81 \times 1,2 \times \left(\frac{0.5}{0.72}\right) = 2,70 \text{ m/s}^2.$$

#### Effort total longitudinal.

$$F_{\text{longitudinal}} = M \cdot S_{ae}(T) = 5420.82 \times 2,70 = 14636.214 \text{ KN.}$$

#### Effort par élément porteur

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{pile}} = \frac{K^{\text{pile}}}{K_{\text{ystème}}} \times F_{\text{longitudinale}}^T \quad F_{\text{longitudinale}}^{\text{culé}} = \frac{K_{\text{appareil culé}}}{K_{\text{ystème}}} \times F_{\text{longitudinale}}^T$$

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{pile 1}} = \frac{76249.42}{412744.37} \times 14636.214 = 2703.86 \text{ KN}$$

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{pile 2}} = \frac{75256.57}{412744.37} \times 14636.214 = 2668.65 \text{ KN}$$

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{pile 3}} = \frac{81427.50}{412744.37} \times 14636.214 = 2887.48 \text{ KN}$$

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{pile 4}} = \frac{82610.88}{412744.37} \times 14636.214 = 2929.44 \text{ KN}$$

$$F_{\text{longitudinale}}^{\text{culé}} = \frac{48600}{412744.37} \times 14636.214 = 1723.39 \text{ KN}$$

#### Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol.

$$d_{\text{longitudinale}}^{\text{tablier}} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot S_a \Rightarrow d_{\text{longitudinale}}^{\text{tablier}} = \left(\frac{0.72}{2\pi}\right)^2 \cdot 2.7 \Rightarrow d_{\text{longitudinale}}^{\text{tablier}} = 3.55 \text{ cm.}$$

#### Calcul du déplacement de la tête de pile par rapport au sol.

$$d_{\text{longitudinale}}^{\text{pile}} = \frac{F_{\text{longitudinale}}^{\text{pile}}}{K_{\text{pile}}}$$

$$d_{\text{longitudinale}}^{\text{pile 1}} = \frac{2703.86}{76249.42} = 3.55 \text{ cm}$$

$$d_{\text{longitudinale}}^{\text{pile 2}} = \frac{2668.65}{75256.57} = 3.55 \text{ cm}$$

$$d_{\text{longitudinale}}^{\text{pile3}} = \frac{2887.48}{81427.50} = 3.55 \text{ cm}$$

$$d_{\text{longitudinale}}^{\text{pile4}} = \frac{2929.44}{82610.88} = 3.55 \text{ cm}$$

### Séisme transversale

Selon les caractéristiques particulières du pont, cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible

Le tablier peut être considéré rigide si :  $\frac{L}{B} \leq 5$

Dans notre cas on a :

$$\frac{L}{B} = \frac{33.4 \times 5}{13} = 12.84 > 5 \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc les mêmes étapes utilisées dans le sens longitudinal.

### Calcul de la raideur de la structure

Pour les fûts dans le sens transversale ils travaillent comme un mur on calcule l'inertie équivalente par le théorème de «Huygens» :

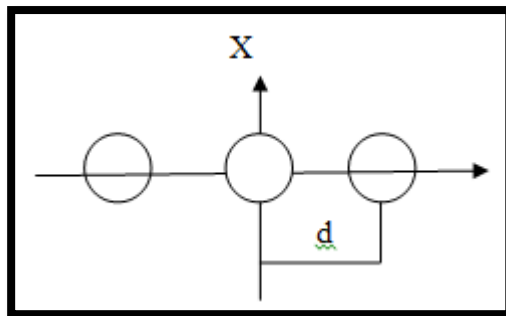


Figure D. 1 : Théorème de Huygens.

$$I_{\text{eq}} = 2(I + A(d^2)) + I = 2(1.15 + 3.8(4.4^2)) + 1.15 = 150.59 \text{ m}^4.$$

$$K_{\text{fut1}} = \frac{3xExI_{\text{eq}}}{h^3} = \frac{3x34179557x113.194}{10^3} = 15441298 \text{ KN/m}^3$$

$$K_{\text{fut2}} = \frac{3x34179557x113.194}{10.2^3} = 14550680 \text{ KN/m}^3$$

$$K_{\text{fut3}} = \frac{3xExI_{\text{eq}}}{L^3} = \frac{3x34179557x113.194}{8.9^3} = 21903514 \text{ KN/m}^3$$

$$K_{\text{fut4}} = \frac{3x34179557x113.194}{8.63^3} = 24024338 \text{ KN/m}^3.$$

### Pour les appareils d'appuis

$$K_{\text{appareil pile}} = 18 \times \frac{1200 \times 0,6 \times 0,6}{8 \times 0,01} = 97200 \text{ KN/m}$$

$$K_{\text{appareil culé}} = 9 \times \frac{1200 \times 0,6 \times 0,6}{8 \times 0,01} = 48600 \text{ KN/m}.$$

### La raideur des piles

$$K_{pile1} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut1}} + \frac{1}{K_{appareil\ pile}}} = \frac{1}{\frac{1}{11606762.33} + \frac{1}{97200}} = 96591,97 \text{ KN/m}$$

$$K_{pile2} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut2}} + \frac{1}{K_{appareil\ pile}}} = \frac{1}{\frac{1}{10937311.37} + \frac{1}{97200}} = 96555 \text{ KN/m}$$

$$K_{pile3} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut1}} + \frac{1}{K_{appareil\ pile}}} = \frac{1}{\frac{1}{16464216.62} + \frac{1}{97200}} = 96770,57 \text{ KN/m}$$

$$K_{pile4} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fut2}} + \frac{1}{K_{appareil\ pile}}} = \frac{1}{\frac{1}{18058376.53} + \frac{1}{97200}} = 96808,32 \text{ KN/m}$$

### La raideur du système

$$K_{système} = K_{pile1} + K_{pile2} + K_{pile3} + K_{pile4} + 2 K_{appareil\ culé} = 483925,9 \text{ KN/m}$$

### Calcul de la période propre du système

$$T = 2 \pi \cdot \sqrt{\frac{5420.82}{483925,9}} = 0.66 \text{ sec}$$

### Calcul des forces sismique

#### Réponse sismique

La période du système se situe entre  $T_2$  et 3,0 sec, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$S_{ae}(T, \xi) = 2,5 \times \eta \times A \times g \times s \times \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2,5 \times 0.88 \times 0.15 \times 9,81 \times 1,2 \times \left(\frac{0.5}{0.66}\right) = 2,94 \text{ m/s}^2$$

#### Effort total transversale

$$F_{transversale} = M \cdot S_a(T) = 5420.82 \times 2,94 = 15937.21 \text{ KN}$$

#### Effort par élément porteur

$$F_{transversale}^{pile} = \frac{K^{pile}}{K_{système}} \times F_{transversale}^T \quad F_{transversale}^{culé} = \frac{K_{appareil\ culé}}{K_{système}} \times F_{longitudinale}^T$$

$$F_{transversale}^{pile\ 1} = \frac{96591,97}{483925,9} \times 15720.38 = 3181,079 \text{ KN}$$

$$F_{transversale}^{pile\ 2} = \frac{96555}{483925,9} \times 15720.38 = 3179,862 \text{ KN}$$

$$F_{transversale}^{pile\ 3} = \frac{96770,57}{483925,9} \times 15720.38 = 3186,961 \text{ KN}$$

$$F_{transversale}^{pile\ 4} = \frac{96808,32}{483925,9} \times 15720.38 = 3188,204 \text{ KN}$$

$$F_{transversale}^{culé} = \frac{48600}{483925,9} \times 15720.38 = 1581 \text{ KN}$$

#### Calcul du déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{transversale}^{tablier} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \Rightarrow d_{transversale}^{tablier} = \left(\frac{0.67}{2\pi}\right)^2 \times 2.9 = 3.24 \text{ cm}$$

### Calcul du déplacement de la tête de pile par rapport au sol

$$d_{\text{transversale}}^{\text{pile}} = \frac{F_{\text{transversale}}^{\text{pile}}}{K_{\text{pile}}}$$

$$d_{\text{transversale}}^{\text{pile1}} = \frac{3135.74}{96392.77} = 3.29 \text{ cm}$$

$$d_{\text{transversale}}^{\text{pile2}} = \frac{3134.14}{96343.79} = 3.29 \text{ cm}$$

$$d_{\text{transversale}}^{\text{pile3}} = \frac{3143.44}{96629.53} = 3.29 \text{ cm}$$

$$d_{\text{transversale}}^{\text{pile4}} = \frac{3145.07}{96679.62} = 3.29 \text{ cm}$$

### Composante verticale du séisme

Pour les mouvements verticaux, la méthode monomodale n'est pas en générale applicable, il Ya une autre méthode approche permettant d'évaluer les réactions d'appui.

Les méthodes verticales du tablier sont complexes, lorsque le tablier repose simplement sur ses appuis, les réactions d'appui  $R_i$  peuvent être calculé simplement à l'aide de la relation suivante :  $R_i = a.b.\mu.L$  avec :

$L$  : longueur de la travée principale.

$\mu$  : La masse linéique du tablier comprennent les équipements.

$a$  : caractérise l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage de la zone sismique et de géologie du site du projet avec :  $a = \alpha.A.Sa(T)$ .

- $\alpha = 0.7$  pour les zones sismiques I, IIa, IIb.
- $\alpha = 1$  pour les zones sismiques III.

### Détermination de b

Nous avons 5 travées de 33.4 de chacune :

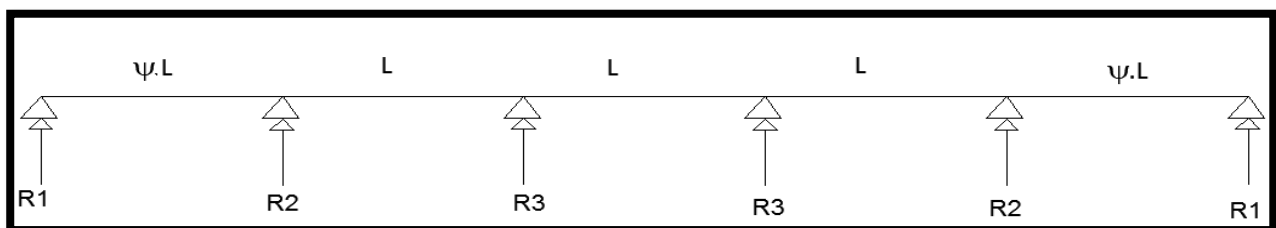


Figure D. 2 : Les réactions du système.

$$\psi.L = 33.4 \Rightarrow \psi = 1.$$

D'après le tableau suivant :

**Tableau D. 1: Valeurs du paramètre b pour chaque réactions verticale en fonction de  $\psi$**

| $\psi$ | R1   | R2   | R3   |
|--------|------|------|------|
| 0.5    | 0.22 | 0.57 | 0.33 |
| 0.6    | 0.24 | 0.49 | 0.31 |
| 0.7    | 0.29 | 0.52 | 0.28 |
| 0.8    | 0.33 | 0.63 | 0.25 |
| 0.9    | 0.34 | 0.78 | 0.25 |
| 1      | 0.31 | 0.89 | 0.31 |

### Spectre de réponse pour la composante verticale

$$S_{ae}(T, \xi) = 2,5 \times \eta \times A \times g \times \alpha \Rightarrow S_{ae}(T, \xi) = 2.5 \times 0.88 \times 0.15 \times 9.81 \times 0.7 = 2.26 \text{ m/s}^2$$

$$\mu = \frac{M}{L} = \frac{5420.82}{33.4} \Rightarrow \mu = 162.3 \text{ t/ml}$$

$$a = \alpha.A.S_a(T) \Rightarrow a = 0.7 \times 0.15 \times 2.26 = 0.28 \text{ m/s}^2$$

D'où les réactions d'appui :

$$R_1 = 0.28 \times 0.31 \times 162.3 \times 33.4 \Rightarrow R_1 = 470.53 \text{ t.}$$

$$R_2 = 0.28 \times 0.89 \times 162.3 \times 33.4 \Rightarrow R_2 = 1350.87 \text{ t.}$$

$$R_3 = 0.28 \times 0.31 \times 162.3 \times 33.4 \Rightarrow R_3 = 470.53 \text{ t.}$$

$$F_v = R_{\max} + 0.3 \times F_1 + 0.3 \times F_{\text{tra}} \Rightarrow F_v = 1350.87 + 0.3 \times 14636.214 + 0.3 \times 15720.38 = 10457.85 \text{ t.}$$

## ANNEXE « E »

## ETUDE DE CULEE

## Evaluation des efforts sollicitant la culée

Tableau E. 1 : les efforts sollicitant la culée 1ère cas.

| éléments                  | N(t)      | H(t)       | z(m)  | MS(t.m)    | MR (t,m)    |
|---------------------------|-----------|------------|-------|------------|-------------|
| poids propre tablier      | 542       |            | 2,9   |            | 1571,8      |
| Mur frontale              | 560,625   |            | 2,75  |            | 1541,71875  |
| mur garde-grève           | 28,4375   |            | 2,175 |            | 61,8515625  |
| dés d'appui               | 5,0625    |            | 2,9   |            | 14,68125    |
| semelle                   | 840       |            | 0     | 0          | 0           |
| M.en retour 1             | 72        |            | 5,5   | 396        |             |
| M.en retour 2             | 292,5     |            | 4,43  | 1295,775   |             |
| M.en retour 3             | 189       |            | 1,75  | 330,75     |             |
| La dalle de transition    | 51,3      |            | 1     | 51,3       |             |
| Corbeau                   | 0,3375    |            | 1,73  |            | 0,583875    |
| poids des trottoirs sur C | 16,875    |            | 5,5   | 92,8125    |             |
| <b>Terres</b>             |           |            |       |            |             |
| poussée des terres (1)    |           | 447,77205  | 3,83  |            | 1714,966952 |
| poussée des terres (2)    |           | 16,387272  | 12,53 |            | 205,3325182 |
| poids des terres (1)      | 2359,8    |            | 3     | 7079,4     |             |
| poids des terres (2)      | 270,864   |            | 1     | 270,864    |             |
| <b>surcharges</b>         |           |            |       |            |             |
| surcharge sur remblais    |           |            |       |            |             |
| poussée(1)                |           | 196,65     | 5,75  |            | 1130,7375   |
| poussée(2)                |           | 37,62      | 12,9  |            | 485,298     |
| poids (1)                 | 136,8     |            | 3     | 410,4      |             |
| poids (2)                 | 82,08     |            | 1     | 82,08      |             |
| Freinage (SW/2)           |           | 184,8      | 14    |            | 2587,2      |
| <b>Totale</b>             | 5447,6815 | 883,229322 |       | 10009,3815 | 9314,170407 |

Tableau E. 2 : les efforts sollicitant la culée 2ème cas.

| éléments                  | N (t)     | H(t)      | Forces horizontales kh.P | Forces verticales (1+kv).P | ZH (m) | ZV(m) | MS(t.m)     | MR (t,m)    |
|---------------------------|-----------|-----------|--------------------------|----------------------------|--------|-------|-------------|-------------|
| poids propre tablier      | 542       |           | 81,3                     | 566,39                     | 2,1    | 15    | 1189,419    | 1219,5      |
| Mur frontale              | 448,5     |           | 67,275                   | 468,6825                   | 2,1    | 7,75  | 984,23325   | 521,38125   |
| mur garde-grève           | 45,825    |           | 6,87375                  | 47,887125                  | 3,4    | 14,5  | 162,816225  | 99,669375   |
| dés d'appui               | 5,0625    |           | 0,759375                 | 5,2903125                  | 2,1    | 13,7  | 11,10965625 | 10,4034375  |
| semelle                   | 595       |           | 89,25                    | 621,775                    | 4,25   | 1     | 2642,54375  | 89,25       |
| M.en retour 1             | 49,5      |           | 7,425                    | 51,7275                    | 9,05   | 15    | 468,133875  | 111,375     |
| M.en retour 2             | 85,32     |           | 12,798                   | 89,1594                    | 6,9    | 11,5  | 615,19986   | 147,177     |
| M.en retour 3             | 63        |           | 9,45                     | 65,835                     | 4,7    | 5,5   | 309,4245    | 51,975      |
| poids des trottoirs sur C | 12,375    |           | 1,85625                  | 12,931875                  | 9,05   | 16    | 117,0334688 | 29,7        |
| <b>Terres</b>             |           |           |                          |                            |        |       | 0           | 0           |
| poussée des terres        |           | 725,7096  |                          |                            | 4,7    | 6,67  | 0           | 4840,483032 |
| poids des terres          | 1768,536  |           | 265,2804                 | 1848,12012                 | 5,7    | 9     | 10534,28468 | 2387,5236   |
| <b>surcharges</b>         |           |           |                          |                            |        |       | 0           | 0           |
| surcharge sur remblais    |           |           |                          |                            |        |       | 0           | 0           |
| <b>poussée</b>            |           | 254,1     |                          |                            | 5,7    | 9     | 0           | 2286,9      |
| <b>poids</b>              | 203,8     |           | 30,57                    | 212,971                    | 5,7    | 9     | 1213,9347   | 275,13      |
| Freinage (SW/2)           |           | 184,8     |                          | 193,116                    | 0      | 14    | 0           | 0           |
| <b>Totale</b>             | 3818,9185 | 1164,6096 |                          |                            |        |       | 18248,13297 | 12070,46769 |

Tableau E. 3 : les efforts sollicitant la culée 3ème cas.

| éléments                  | N (t)     | H(t)     | Forces horizontales kh.P | Forces verticales (1+kv).P | ZH (m) | ZV(m) | MS(t.m)    | MR (t,m)    |
|---------------------------|-----------|----------|--------------------------|----------------------------|--------|-------|------------|-------------|
| poids propre tablier      | 542       |          | 81,3                     | 542                        | 2,1    | 15    | 1138,2     | 1219,5      |
| Mur frontale              | 448,5     |          | 67,275                   | 448,5                      | 2,1    | 7,75  | 941,85     | 521,38125   |
| mur garde-grève           | 45,825    |          | 6,87375                  | 45,825                     | 3,4    | 14,5  | 155,805    | 99,669375   |
| dés d'appui               | 5,0625    |          | 0,759375                 | 5,0625                     | 2,1    | 13,7  | 10,63125   | 10,4034375  |
| semelle                   | 595       |          | 89,25                    | 595                        | 4,25   | 1     | 2528,75    | 89,25       |
| M.en retour 1             | 49,5      |          | 7,425                    | 49,5                       | 9,05   | 15    | 447,975    | 111,375     |
| M.en retour 2             | 85,32     |          | 12,798                   | 85,32                      | 6,9    | 11,5  | 588,708    | 147,177     |
| M.en retour 3             | 63        |          | 9,45                     | 63                         | 4,7    | 5,5   | 296,1      | 51,975      |
| poids des trottoirs sur C | 12,375    |          | 1,85625                  | 12,375                     | 9,05   | 16    | 111,99375  | 29,7        |
| <b>Terres</b>             |           |          |                          |                            |        |       | 0          | 0           |
| poussée des terres        |           | 725,7096 |                          |                            | 4,7    | 6,67  | 0          | 4840,483032 |
| poids des terres          | 1768,536  |          | 265,2804                 | 1768,536                   | 5,7    | 9     | 10080,6552 | 2387,5236   |
| <b>surcharges</b>         |           |          |                          |                            |        |       | 0          | 0           |
| surcharge sur remblais    |           |          |                          |                            |        |       | 0          | 0           |
| <b>poussée</b>            |           | 254,1    |                          |                            | 5,7    | 9     | 0          | 2286,9      |
| <b>poids</b>              | 203,8     |          | 30,57                    | 203,8                      | 5,7    | 9     | 1161,66    | 275,13      |
| Freinage (SW/2)           |           | 184,8    | 27,72                    |                            | 0      | 14    | 0          | 388,08      |
| <b>Totale</b>             | 3818,9185 | 1164,61  |                          |                            |        |       | 17462,3282 | 12458,54769 |

Tableau E. 4 : les efforts sollicitant la culée 4ème cas.

| éléments                  | N (t)     | H(t)      | Forces horizontales kh.P | Forces verticales (1+kv).P | ZH (m) | ZV(m) | MS(t.m)     | MR (t,m)    |
|---------------------------|-----------|-----------|--------------------------|----------------------------|--------|-------|-------------|-------------|
| poids propre tablier      | 542       |           | 81,3                     | 517,61                     | 2,1    | 15    | 1086,981    | 1219,5      |
| Mur frontale              | 448,5     |           | 67,275                   | 428,3175                   | 2,1    | 7,75  | 899,46675   | 521,38125   |
| mur garde-grève           | 45,825    |           | 6,87375                  | 43,762875                  | 3,4    | 14,5  | 148,793775  | 99,669375   |
| dés d'appui               | 5,0625    |           | 0,759375                 | 4,8346875                  | 2,1    | 13,7  | 10,15284375 | 10,4034375  |
| semelle                   | 595       |           | 89,25                    | 568,225                    | 4,25   | 1     | 2414,95625  | 89,25       |
| M.en retour 1             | 49,5      |           | 7,425                    | 47,2725                    | 9,05   | 15    | 427,816125  | 111,375     |
| M.en retour 2             | 85,32     |           | 12,798                   | 81,4806                    | 6,9    | 11,5  | 562,21614   | 147,177     |
| M.en retour 3             | 63        |           | 9,45                     | 60,165                     | 4,7    | 5,5   | 282,7755    | 51,975      |
| poids des trottoirs sur C | 12,375    |           | 1,85625                  | 11,818125                  | 9,05   | 16    | 106,9540313 | 29,7        |
| <b>Terres</b>             |           |           |                          |                            |        |       | 0           | 0           |
| poussée des terres        |           | 725,7096  |                          |                            | 4,7    | 6,67  | 0           | 4840,483032 |
| poids des terres          | 1768,536  |           | 265,2804                 | 1688,95188                 | 5,7    | 9     | 9627,025716 | 2387,5236   |
| <b>surcharges</b>         |           |           |                          |                            |        |       | 0           | 0           |
| surcharge sur remblais    |           |           |                          |                            |        |       | 0           | 0           |
| <b>poussée</b>            |           | 254,1     |                          |                            | 5,7    | 9     | 0           | 2286,9      |
| <b>poids</b>              | 203,8     |           | 30,57                    | 194,629                    | 5,7    | 9     | 1109,3853   | 275,13      |
| Freinage (SW/2)           |           | 184,8     | 27,72                    | 176,484                    | 0      | 14    | 0           | 388,08      |
| <b>Totale</b>             | 3818,9185 | 1164,6096 |                          |                            |        |       | 16676,52343 | 12458,54769 |

## Ferrailage des éléments de la culée

### Mur garde grave

#### Les sollicitations

#### Forces verticales

- Le poids propres
- Réaction d'une charge directement appliquée sur le mur

#### Forces horizontales

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage.

Le mur de garde grave supposé encastrer à la base dans les calculs de béton armé

#### → Moments due à la poussée de terres

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :  $M_T = P \times (h / 3)$

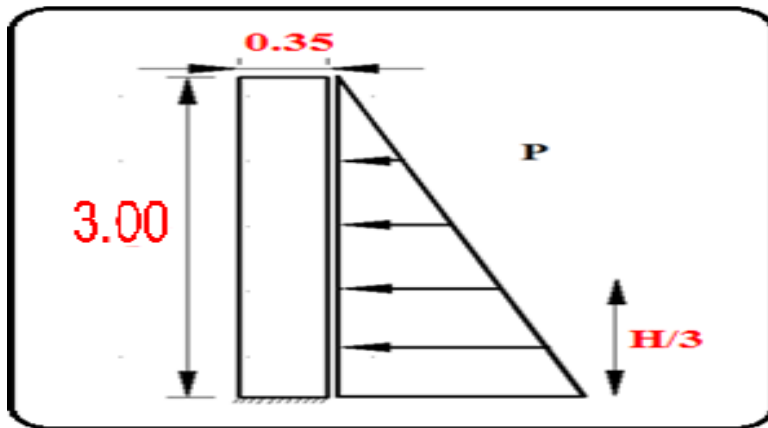


Figure E. 1 : Diagramme de poussée des terres sur le mur.

P : la poussée de terre est donnée par la formule suivante :  $p = \frac{1}{2} \gamma_r \times h^2 \times K_a \Rightarrow M_T = 1/6 \times \gamma_r \times h^3 \times K_a$

Avec  $K_a$ : Coefficient de poussée des terres :  $k_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$  mais  $\varphi = 30^\circ$  angle de frottement interne se sol  $\Rightarrow K_a = 0.34$

H = 3 m : hauteur de mur de garde grave.

$\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique de terres. Donc :  $M_T = 1/6 \times 18 \times 3^3 \times 0.34 = 27.54 \text{ KN.m/ml}$ .

#### Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève

Les normes relatives aux ouvrages d'art prescrivent une surcharge à l'arrière du culée d'un pont rail de  $36 \text{ KN/m}^2$  pour un essieu de  $250 \text{ KN}$  elle est répartie sur une largeur de  $2.8 \text{ m}$  avec une diffusion de  $45^\circ$  sur une épaisseur de  $60 \text{ cm}$  de ballast.

Le moment d'une charge locale située en arrière de mur il donne par la formule suivante :  $M_p = \frac{Q \times h}{2}$

$Q = K_a \times Q \times h = 0.34 \times 36 \times 3 = 36.72 \text{ KN/ml}$  alors  $M_p = \frac{36.72 \times 3}{2} \Rightarrow M_p = 55.08 \text{ KN.m/ml}$ .

#### Moments due à la force de freinage

Nous considérons un essieu du blochet de  $0.25 \times 0.4$  au contact du mur garde grève. Le moment dû à la force de freinage est :  $M_f = \frac{125 \times h \times \gamma}{0.25 + 2.h}$

$M_f = \frac{125 \times 3 \times 1.2}{0.25 + 2.3} \Rightarrow M_f = 72 \text{ KN.m/ml}$ .

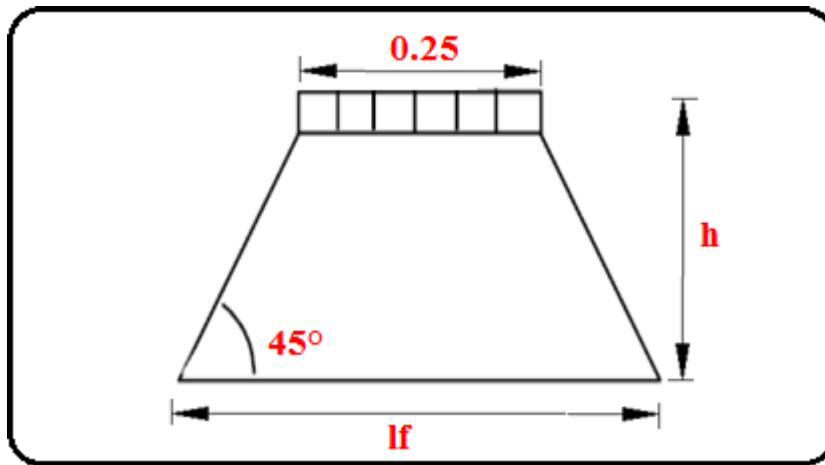


Figure E. 2 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

### Les combinaisons

#### ➤ ELU

$$M_u = 1.35 M_G + 1.45 M_Q \Rightarrow M_u = 1.35 (27.54) + 1.45 (55.08 + 72) \Rightarrow M_u = 221.445 \text{ KN.m/ml.}$$

#### ➤ ELS

$$M_s = M_G + 0.8 M_Q \Rightarrow M_s = 13.43 + 0.8 (55.08 + 72) \Rightarrow M_s = 129.196 \text{ KN.m/ml.}$$

### Le ferrailage

Le ferrailage se fera à la flexion simple à l'ELU, on utilise le logiciel robot expert.

#### Verticalement

$A_s = 18 \text{ cm}^2$  on prend alors 9HA16 tous les 11cm.

Pour les armatures de construction on prendra  $A_s' = A_s/3 = 6.00 \text{ cm}^2$ . On aura alors : 6HA12 avec tous les 16cm.

#### Horizontalement

D'après les documents SETRA on disposera de barres HA10 tous les 15cm.

#### Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq 0.23 \times \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{smin} \geq 0.23 \times \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 3.48 \text{ cm}^2 \text{ alors la condition est vérifiée.}$$

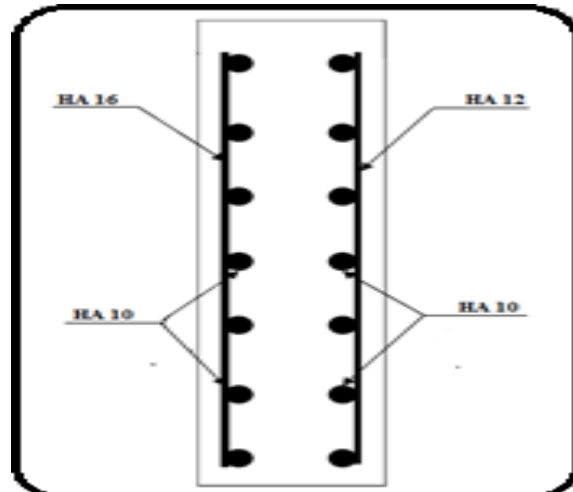


Figure E. 3 : Ferrailage de mur de garde grève.

## Mur frontale

Le mur frontal est encadré sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

### Forces verticales

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge.
- Poids propre de mur garde grève.
- Leur poids propre.

### Forces horizontales

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage de SW2.

Tableau E. 5: les efforts agissant sur le mur frontal.

| éléments                  | N (t)    | H(t)      | Forces horizontales kh.P | Forces verticales (1+kv).P | ZH (m) | ZV(m) | MS(t.m)     | MR (t,m)    |
|---------------------------|----------|-----------|--------------------------|----------------------------|--------|-------|-------------|-------------|
| poids propre tablier      | 542      |           | 81,3                     | 566,39                     | 0      | 13    | 0           | 1056,9      |
| Mur frontale              | 448,5    |           | 67,275                   | 468,6825                   | 0      | 5,75  | 0           | 386,83125   |
| mur garde-grève           | 45,825   |           | 6,87375                  | 47,887125                  | 2,3    | 12,5  | 110,1403875 | 85,921875   |
| dés d'appui               | 5,0625   |           | 0,759375                 | 5,2903125                  | 0      | 11,7  | 0           | 8,8846875   |
| semelle                   | 0        |           | 0                        | 0                          | 0      | 0     | 0           | 0           |
| M.en retour 1             | 49,5     |           | 7,425                    | 51,7275                    | 6,95   | 13    | 359,506125  | 96,525      |
| M.en retour 2             | 85,32    |           | 12,798                   | 89,1594                    | 3,9    | 9,5   | 347,72166   | 121,581     |
| M.en retour 3             | 63       |           | 9,45                     | 65,835                     | 2,6    | 3,5   | 171,171     | 33,075      |
| poids des trottoirs sur C | 12,375   |           | 1,85625                  | 12,931875                  | 6,95   | 14    | 89,87653125 | 25,9875     |
| <b>Terres</b>             |          |           |                          |                            |        |       | 0           | 0           |
| poussée des terres        |          | 725,7096  |                          | 725,7096                   | 0      | 4,67  | 0           | 3389,063832 |
| poids des terres          | 1768,536 |           | 265,2804                 | 1848,12012                 | 3,6    | 7     | 6653,232432 | 1856,9628   |
| <b>surcharges</b>         |          |           |                          |                            |        |       | 0           | 0           |
| surcharge sur remblais    |          |           |                          |                            |        |       | 0           | 0           |
| <b>poussée</b>            |          | 254,1     |                          | 254,1                      | 0      | 7     | 0           | 1778,7      |
| <b>poids</b>              | 203,8    |           | 30,57                    | 212,971                    | 3,6    | 7     | 766,6956    | 213,99      |
| Freinage (SW/2)           |          | 184,8     |                          | 184,8                      | 0      | 12    | 0           | 2217,6      |
| <b>Totale</b>             | 3223,919 | 1164,6096 |                          |                            |        |       | 8498,343736 | 11272,02294 |

Tableau E. 6 : Effort à la base du mur.

| Condition sismique la plus défavorable |                      |
|--|----------------------|
| Moment fléchissant (MN.m)              | Efforts Normale (MN) |
| 27.74                                  | 10.41                |

**Le ferrailage**

Le calcul se fait en flexion composée à l'ELU à l'aide de logiciel robot expert :  $f_{c28}=30$  MPa,  $b = 1$  m et  $h=1.2$  m.

**Verticalement**

$A_s = 60$  cm<sup>2</sup> On prend alors 8HA32.

Pour les armatures de construction on prendra  $A_{s'} = A_s/3 = 20$  cm<sup>2</sup>. On aura alors : 8HA20.

**Horizontalement**

On prendra  $A_{s''} = A_s/4 = 15$  cm<sup>2</sup>. On aura alors : 8HA16.

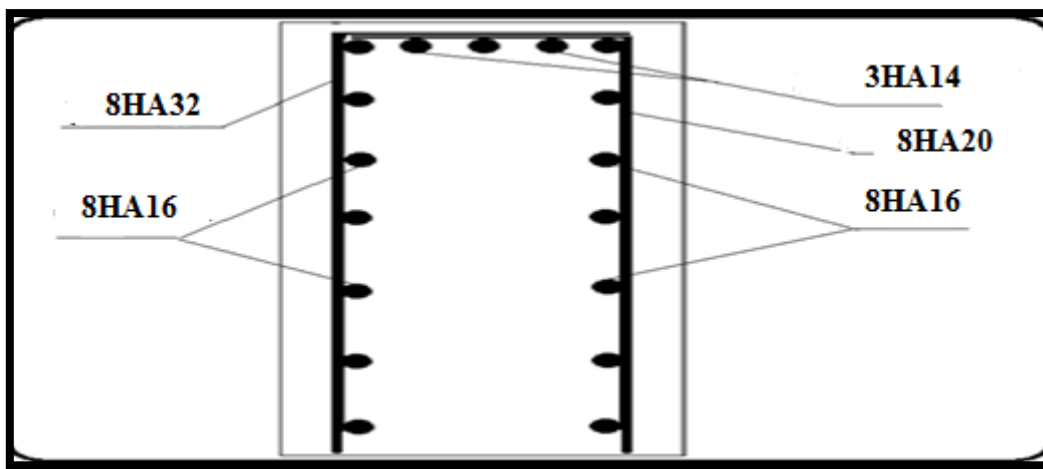


Figure E. 4: Ferrailage de mur frontal.

**Mur en retour****Les sollicitations**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, selon SETRA PP73 (1.3.2) il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.

**Efforts verticaux****Les réactions**

- Poids propre du mur :  $P_G = 0.45 \times 14 \times 2.5 = 15.75$  t/ml.
- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{sc} = 4$  t.
- Poids propre de la superstructure:  $P_{su} = 0.56$ t/ml.

**Les moments**

- Poids propre du mur :  $M_G = 15.75 \times 4/2 = 31.5$  t.m
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 4 \times 4 = 16$  t.m
- Poids propre de la superstructure :  $M_{su} = 0.56 \times 2 = 1.12$  t.m

**Les combinaisons**

- ELU

$$M_u = 1.35 M_G + 1.45 (M_{sc} + M_{su}) \Rightarrow M_u = 67.35 \text{ t.m/ml}$$

➤ **ELS**

$$M_s = M_G + 0.8 (M_{sc} + M_{su}) \Rightarrow M_s = 45.20 \text{ t.m/ml.}$$

**Efforts horizontaux**

**Les réactions**

- Poussée des terres :  $P_G = 1/2 [K_a \times \gamma \times h^2 \times 1] = 59.98 \text{ t/ml.}$
- Poussée des surcharges sur remblai :  $P_{su} = 36 \times 14 \times 0.34 \times 1 = 17.13 \text{ t/ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) :  $P_{sc} = 2 \text{ t.}$

**Les moments**

- Poussée des terres :  $M_G = 59.98 \times 1/3(14) = 280 \text{ t.m /ml.}$
- Poussée des surcharges sur remblai :  $M_{su} = 17.13 \times 14/2 = 119.9 \text{ t.m /ml.}$
- Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{sc} = 2 \times 14 = 28 \text{ t.m.}$

**Les combinaisons**

➤ **ELU**

$$M_u = 1.35 M_G + 1.45 (M_{su} + M_{sc}) \Rightarrow M_u = 556.82 \text{ t.m}$$

➤ **ELS**

$$M_s = M_G + 0.8 (M_{su} + M_{sc}) \Rightarrow M_s = 378.64 \text{ t.m}$$

**Le ferrailage**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel robot expert :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  
 $b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $d = 0.45 \text{ m.}$

**Verticalement**

Zone tendu :  $A_s = 100.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ nappes (chaque nappe 11HA 25)}$

Zone comprimée :  $A_s = \frac{100.6}{3} = 35.53 \text{ cm}^2$

**Horizontalement**

On prendra  $A_{s''} = A_s/4 = 25.15 \text{ cm}^2$ . On aura alors : 9HA20.

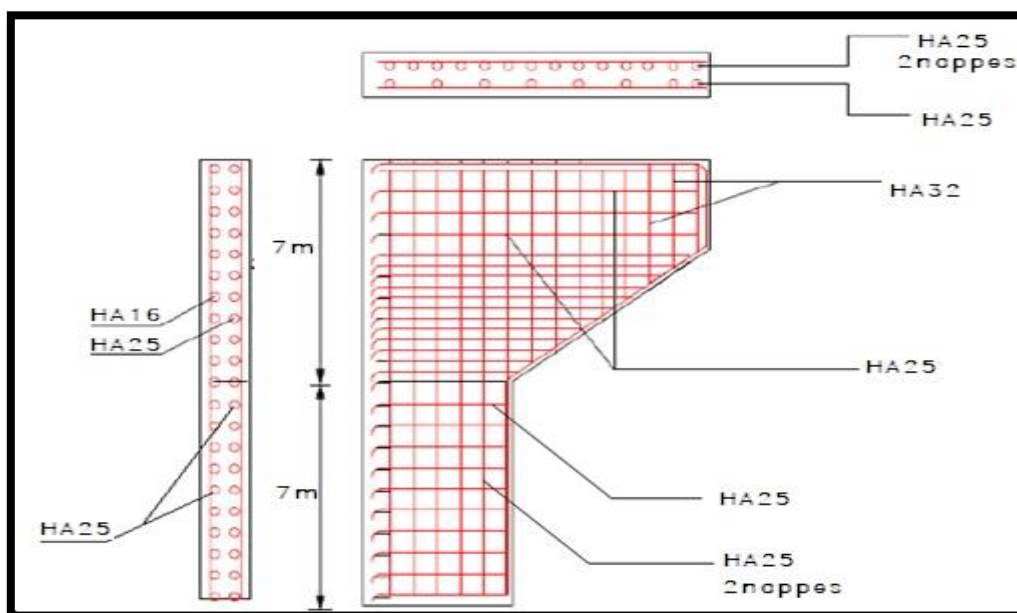


Figure E. 5 : Ferrailage de mur en retour.

ANNEXE « F »

LES ABAQUES DE WALTHER ET LES ABAQUES DE WARNER

Figure F. 1 : Abaque de Walther.

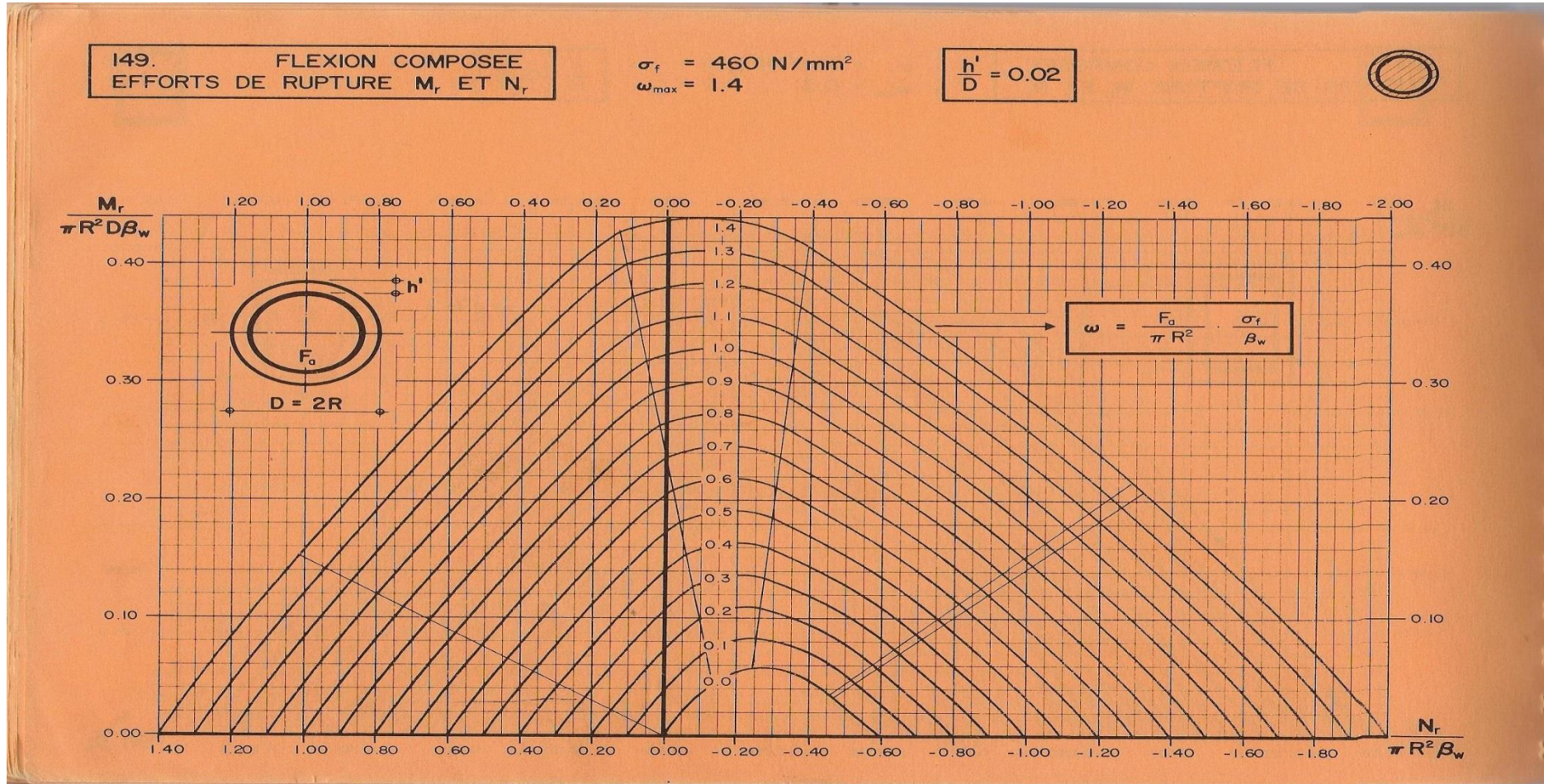


Figure F. 2 : Abaque de Walther.

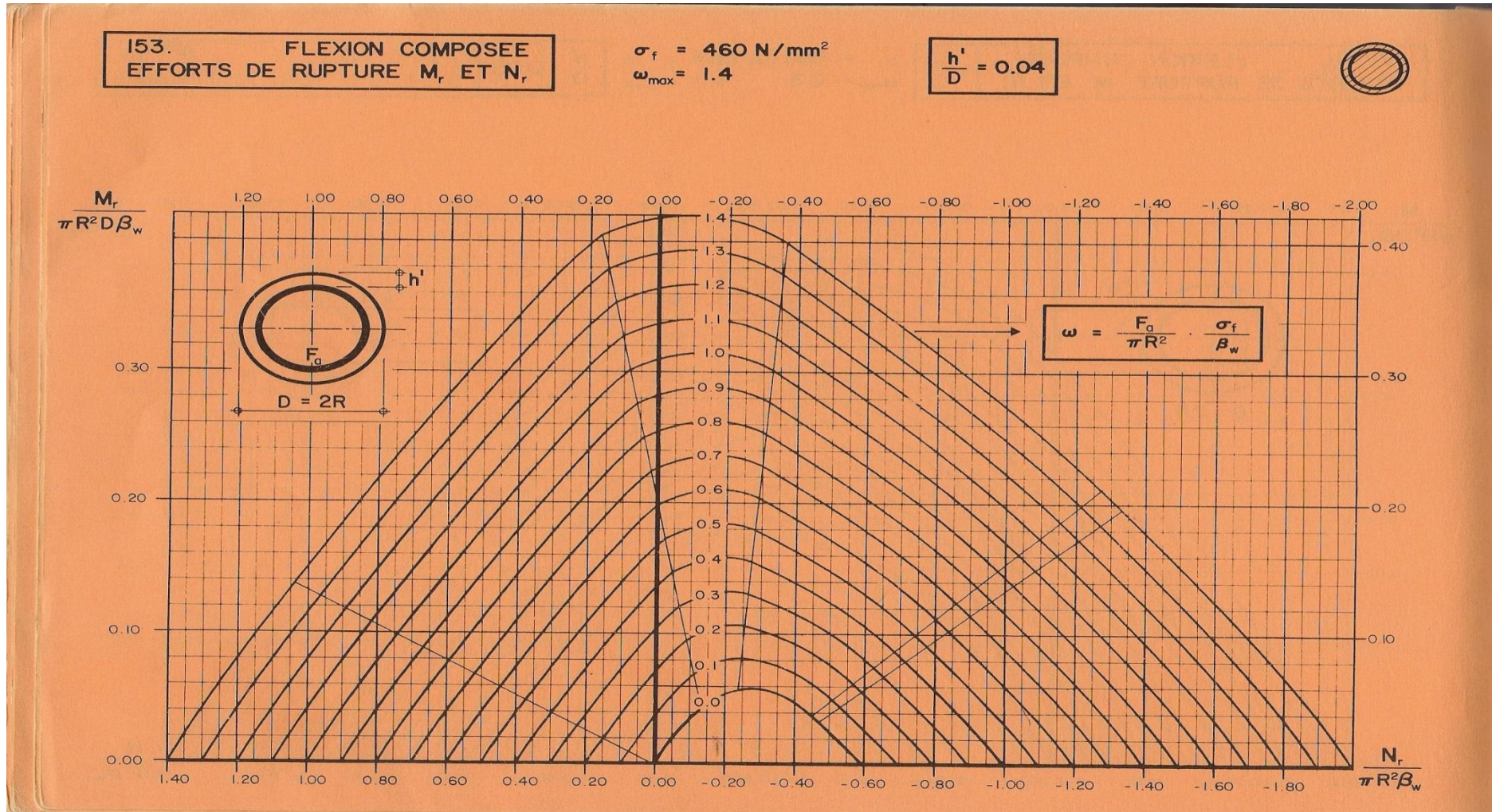


Tableau F. 1 : abaque de Warner.

|                |   | $\lambda L$ |      |      |      |      |      |
|----------------|---|-------------|------|------|------|------|------|
|                |   | 1           | 1.5  | 2    | 3    | 4    | 6    |
| $X_{\theta p}$ | 1 | 6.09        | 2.89 | 1.91 | 1.5  | 1.5  | 1.86 |
|                | 2 | 4.03        | 1.96 | 1.35 | 1.16 | 1.26 | 1.45 |
|                | 3 | 2.75        | 1.37 | 0.98 | 0.9  | 0.98 | 1.11 |
|                | 4 | 2.11        | 1.06 | 0.78 | 0.72 | 0.78 | 0.87 |
|                | 5 | 1.55        | 0.78 | 0.57 | 0.5  | 0.5  | 0.5  |
| $X_{\theta M}$ | 1 | 9.46        | 3.39 | 2.08 | 1.68 | 1.74 | 1.88 |
|                | 2 | 6.76        | 2.55 | 1.62 | 1.48 | 1.54 | 1.65 |
|                | 3 | 5.08        | 2.02 | 1.43 | 1.42 | 1.37 | 1.4  |
|                | 4 | 4.2         | 1.73 | 1.27 | 1.19 | 1.23 | 1.4  |
|                | 5 | 3.37        | 1.44 | 1.08 | 1    | 1    | 1.4  |