

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

**cosider** كوسيدار

**Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du Diplôme  
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil**

**THEME**

**Etude de la superstructure d'un pont à dalle  
élégie à hauteur variable en béton précontraint**

**Dirigé par :**

Mme. Nadjia MIHOUBI BAOUCHE

Mr. Samir BEZZOU

**Réalisé par :**

Himri Dounia Malak et Tegguer Nihad Khawla

**Présenté et soutenu publiquement le 18/10/2023**

**Composition du Jury :**

**Président :** Mr. Abdelmajid TADJADIT

**Promoteurs :** Mme. Nadjia MIHOUBI BAOUCHE et Mr. Samir BEZZOU

**Examineur:** Mr. Brahim-Khalil BENAZZOUZ

**ENP 2023**



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



**cosider** كوسيدار

**Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du Diplôme  
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil**

**THEME**

**Etude de la superstructure d'un pont à dalle  
élégie à hauteur variable en béton précontraint**

**Dirigé par :**

Mme. Nadjia MIHOUBI BAOUCHE

Mr. Samir BEZZOU

**Réalisé par :**

Himri Dounia Malak et Tegguer Nihad Khawla

**Présenté et soutenu publiquement le 18/10/2023**

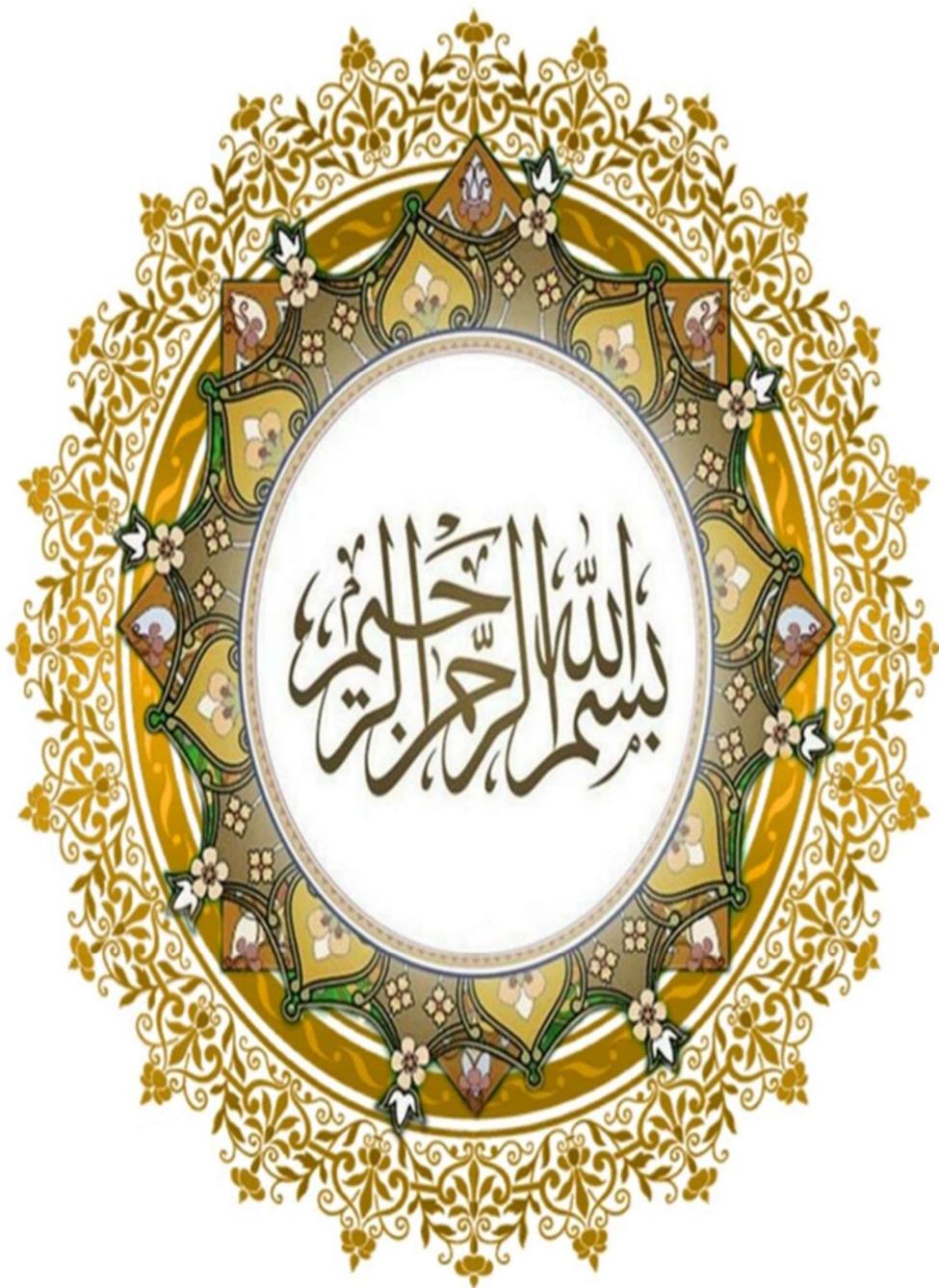
**Composition du Jury :**

**Président :** Mr. Abdelmadjid TADJADIT

**Promoteurs :** Mme. Nadjia MIHOUBI BAOUCHE et Mr. Samir BEZZOU

**Examineur:** Mr. Brahim-Khalil BENAZZOUZ

**ENP 2023**



## Remerciements

Il est particulièrement agréable d'exprimer ici notre reconnaissance envers tous ceux qui ont rendu possible ce travail.

Avant tout, nous remercions *ALLAH*, notre seigneur le Grand et le Clément qui nous a inspiré les justes réflexes, le courage, la patience, la santé et la force qui nous ont été utiles tout au long de notre parcours.

Nous remercions Madame N. BAOUCHE pour sa confiance et son acceptation de diriger cette étude.

Nous remercions Monsieur S. Bezzou et Monsieur N. OUARZEDDINE de l'entreprise Cosider Ouvrage d'Art pour avoir pris en charge le stage pratique.

Nous remercions Monsieur K. Grabah pour ses conseils et sa précieuse participation durant l'élaboration de cette étude.

Nous tenons à remercier tous les membres du Jury pour avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

De plus, nous tenons à témoigner notre respect et notre reconnaissance envers les enseignants et les étudiants de notre promotion.

## Dédicaces

*A ma mère qui n'a jamais cessé de prier pour moi*

*et qui m'a donné toute la tendresse du monde*

*A mon père pour son affection, son encouragement permanent*

*et pour son soutien inconditionné*

*A mes sœurs et mon frère : Hadjer , Soumia et Sid Ali pour leur amour et leur  
sourire qui a dessiné le mien*

*A mon binôme : Nihad Khawla Tegguer que Dieu la protège*

*A tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ma réussite*

*Je dédie ce fruit de longues années d'assiduité acharnée et je dis :*

*« C'est bien pour vous que je fais ce que je fais. »*

* Himri Dounia Malak*

## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail*

*À ma mère et mon père, Pour leur patience, leurs sacrifices et leur soutien inconditionnel, Ceux pour lesquels je dois tout et je ne rendrais jamais assez.*

*À mes frères et sœurs, Bouchra, Amina et Fatima, Pour leur amour et leur encouragement, Et à Wassila, ma sœur chérie, Pour sa présence constante et son soutien.*

*À mes grands-parents, Pour leur amour et leur sagesse, Et à tous mes oncles, tantes, cousins et cousines, Pour leur amour et leur soutien.*

*À celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments mon cher binôme Dounia*

*À toute la promotion de génie civil*

*À ma cher amie Qouds pour avoir rendu mes années universitaires inoubliables*

*A ma belle Asma, ma chère amie, qui est toujours là pour moi*

*A tous ceux que j'aime.*

*✍ Tegguer Nihed Khawla*

## ملخص

هذا العمل يتناول دراسة سطح جسر طريقي بلوح مخفف من الخرسانة المسبقة الإجهاد. تقع الأشغال في ولاية الجزائر العاصمة وهي إحدى الأشغال المتعددة التي تم إنجازها في إطار مشروع "إنجاز وصلة الطريق السريع جنوب الطريق الدائري (ملعب 5 يوليو) / الطريق الدائري الثاني وطريق درارية". يتكون هذا الجسر بالكامل من حوالي 418 مترًا، وهو مكون من 11 فتحة مرتبطة (نظام مفرط الثبات) بلوح مصب بالخرسانة المسبقة الإجهاد المصبوبة في الموقع بارتفاع متغير. تم إجراء دراسة مفصلة حول سلوك العناصر المكونة لهذا الجسر وفقًا لمختلف التحميلات: الأحمال الدائمة، والأحمال الناتجة عن حركة المرور والمعدات، والأحمال العرضية من نوع الزلازل. تم إجراء النمذجة والتحليل العددي باستخدام برنامج ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. هذه التحليلات أسفرت عن الحصول على النتائج التي تم استخدامها لتحديد التسليح المناسب للعناصر المختلفة للبنية الفوقية، ولحساب الشد اللازم. بالإضافة إلى ذلك، تمت عملية التحقق من جودة الأجهزة الداعمة. تشير النتائج المحصلة إلى أن الجسر يتوافق مع متطلبات السلامة والراحة للمستخدمين.

**كلمات مفتاحية:** جسر، لوحة مخففة، خرسانة مسبقة الإجهاد، Robot Structural Analysis، نمذجة زلزالية

### Abstract:

This thesis aims to investigate the deck of a prestressed concrete road bridge with a variable-height voided slab. The structure is situated in the province of Algiers and is part of a series of projects undertaken as part of the "Southern Ring Road Highway Link Construction (5th July Stadium) / 2nd Ring Road and Draria Bypass" initiative. This structure, spanning around 418 meters in length, consists of 11 interdependent spans (Hyperstatic system) with a variable-height voided slab made from cast-in-place prestressed concrete. A digital modeling and analysis were performed using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS software. These analyses allowed us to obtain results that were used to determine the appropriate reinforcement of the various elements of the superstructure, as well as to calculate the required prestressing force. In addition, a verification of the support devices was conducted. The results obtained show that the bridge meets the safety and comfort requirements for users.

**Keywords:** bridge, lightweight slab, prestressed concrete, modeling, robot structural analysis, seismic analysis

## Résumé

Ce travail porte sur l'étude du tablier d'un pont routier avec dalle élégie en béton précontraint. L'ouvrage se situe dans la wilaya d'Alger. Il fait partie des multiples ouvrages qui ont été réalisés dans le cadre du projet de <<Réalisation De La Liaison Autoroutière Rocade Sud (Stade 5 Juillet) /2eme Rocade Et Contournement De Draria>>.

Cet ouvrage, d'une longueur totale d'environ 418 m, est réalisé avec 11 travées dépendantes (système hyperstatique) en dalle élégie à hauteur variable en béton précontraint coulé sur place.

Une étude détaillée a été effectuée sur le comportement des éléments composant ce pont suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et l'équipement, et les actions accidentelles de type sismique.

Une modélisation et une analyse numériques ont été effectués à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. Ces analyses ont permis d'obtenir des résultats qui ont été utilisés pour déterminer le ferrailage approprié des différents éléments de la superstructure, ainsi que pour calculer la précontrainte requise. De plus, une vérification des dispositifs d'appui a été réalisée.

Les résultats obtenus montrent que le pont est conforme aux exigences de sécurité et de confort pour les usagers.

**Mots clés** : viaduc, dalle élégie, béton précontraint, modélisation, Robot Structural Analysis, parasismique

## Table des matières

Liste de figures

Liste de tableaux

Introduction générale.....18

### Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage

1.1. INTRODUCTION.....21

1.2. Présentation de l'ouvrage.....21

1.3.Situation géographique.....21

1.4. Données de l'ouvrage .....22

1.4.1. Données fonctionnelles.....22

1.4.1.1. Profil en travers.....22

1.4.1.2. Tracé en plan.....23

1.4.1.3. Profil en long.....23

1.4.1.4. Gabarit et hauteur libre.....24

1.4.2. Données naturelles.....25

1.4.2.1. Données géotechniques.....25

1.4.2.2. Données sismologiques.....26

1.4.2.3. Données climatiques.....26

1.5. CONCLUSION.....27

### Chapitre 02 : Caractéristiques des matériaux

2.1. INTRODUCTION .....29

2.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....29

2.2.1. Béton.....29

2.2.2. Acier.....31

2.3. CONCLUSION.....33

### Chapitre 03 : Charges et surcharges

3.1. INTRODUCTION.....	35
3.2. CHARGE PERMANENTE ET SES COMPLEMENTS.....	35
3.2.1. Charges permanentes.....	35
3.2.2. Complément de charges permanentes .....	35
3.2.3. Paramètres caractérisant le pont .....	37
3.3. Charges d'exploitation (surcharge routières).....	38
3.3.1. Surcharges A(L).....	38
3.3.2. Surcharge B.....	39
3.3.3. Surcharge militaire $M_{c120}$ .....	42
3.3.4. Convoie exceptionnelle $D_{240}$ .....	43
3.4. Autres Charge.....	44
3.4.1. Effet du vent.....	44
3.4.2. Effet du gradient thermique .....	44
3.4.3. Effort de freinage .....	45
3.4.4. Force centrifuge .....	45
3.4.5. Surcharges sur les trottoirs.....	45
3.5. Evaluation des actions accidentelles .....	46
3.6. Combinaisons d'actions .....	46
3.7. CONCLUSION.....	47

## **Chapitre 04 : Modélisation numérique**

4.1. INTRODUCTION .....	49
4.2. DESCRIPTION DU LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL .....	49
4.3. MODELISATION.....	49
4.3.1. Définition de la structure.....	50
4.3.2. Définition des différentes sections de l'ouvrage.....	50

4.3.3. Définition des matériaux utilisés.....	50
4.3.4. Définition des conditions d'appuis .....	51
4.3.4.1. Condition aux limites et interaction sol-structure .....	51
4.3.4.2. Condition aux limites au niveau des pieux .....	52
4.3.4.3. Appuis sur culée .....	54
4.3.4.4. Liaison tablier-pile .....	55
4.4. DEFINITION DES CAS DE CHARGES ET DES COMBINAISONS DE CALCUL.....	56
4.5. CONCLUSION.....	56

## **Chapitre 05 : Etude de précontrainte**

5.1. INTRODUCTION .....	58
5.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTTE .....	58
5.2.1. Précontrainte par pré-tension.....	58
5.2.2. Précontrainte par post-tension .....	59
5.3.METHODE DE CONSTRUCTION .....	60
5.4.HYPOTHESES DE CALCUL .....	62
5.5. CALCUL DE LA PRECONTRAINTTE .....	63
5.5.1. Caractéristiques géométriques des différentes sections de la dalle .....	63
5.5.2. Recherche du tracé du câble moyen.....	63
5.5.2.1. Principe de la méthode .....	63
5.6 .PERTES DE PRECONTRAINTTE .....	80
5.6.1. Pertes de tension instantanées .....	80
5.6.1.1. Pertes de tension par frottement .....	80
5.6.1.2. Pertes de tension par recul d'ancrage.....	81
5.6.1.3. Pertes de tension par déformation instantanée du béton.....	83
5.6.2. Pertes de tension différées.....	84

5.6.2.1. Pertes de tension dues au retrait du béton.....	84
5.6.2.3. Pertes de tension dues à la relaxation des armatures.....	86
5.6.2.2. Pertes de tension dues au fluage du béton.....	86
5.6.3. Pertes différées totales et tension finale probable .....	87
5.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	89
5.7.1. Vérification des contraintes à l'ELU.....	89
5.7.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	94
5.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	95
5.8.1. Contraintes de cisaillement du béton .....	95
5.8.2. Contrainte de cisaillement admissible.....	95
5.8.3. Contrainte de traction admissible des étriers .....	96
5.8.4. Vérification à la rupture vis-à-vis de l'effort tranchant : .....	97
5.9. CONCLUSION.....	99

### **Chapitre 06 : Ferrailage**

6.1. INTRODUCTION .....	101
6.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL.....	101
6.2.1. Détermination des moments transversaux.....	101
6.2.2. Calcul du ferrailage transversal.....	101
6.2.3. Ferrailage de la section d'encastrement (encorbellement -dalle centrale).....	106
6.2.3.1. Calcul des efforts dans les sections d'encastrement.....	106
6.3. FERRAILLAGE LONGITUDINAL.....	110
6.4. JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES.....	113
6.5. CONCLUSION.....	114

### **Chapitre 07 : Analyse sismique**

7.1. INTRODUCTION.....	116
7.2. PREAMBULE ET PROCEDE DE CALCUL.....	116

7.2.1. Analyse modale de la structure.....	116
7.2.2. Combinaisons des réponses modales .....	117
7.2.3. Actions sismiques horizontales et verticales .....	118
7.3. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L’ACTION SISMIQUE.....	119
7.4. RESULTATS DU CALCUL SISMIQUE.....	120
7.4.1. Déplacements au niveau des appareils d’appuis .....	120
7.4.2. Réactions au niveau des appareils d’appuis.....	121
7.5. RISQUE DE RESONANCE AVEC LE SOL.....	121
7.6. CONCLUSION.....	121

## **Chapitre 8 : Equipements du pont**

8.1. INTRODUCTION .....	123
8.2. APPAREILS D’APPUI .....	123
8.2.1. Appareils d’appuis en élastomère fretté.....	123
8.2.2.1. Choix des appareils d’appuis .....	124
8.2.2.2. Dimensionnement des appareils d’appuis .....	124
8.3. DÉS D’APPUIS .....	131
8.3.1. Ferrailage des dés d’appuis .....	131
8.3.1.1. Armature de chainage .....	132
8.3.1.2. Armature de profondeur .....	132
8.3.1.3. Armature d’éclatement.....	132
8.3.1.4. Armature de surface.....	133
8.3. JOINT DE CHAUSSEE.....	133
8.3.1. Définition .....	133
8.3.2. Conditions du joint de chaussée .....	133
8.3.3. Souffle.....	134
8.3.3.1. Variation de la longueur en fonction de la température .....	134

8.3.3.2. Retrait et fluage .....	134
8.4. DALLE DE TRANSITION .....	135
8.5. CONCLUSION.....	135
CONCLUSION GENERALE.....	136
Bibliographie.....	137
Annexes.....	138

## Liste des figures

Figure 1.1: Tracé en plan du viaduc PK 1323.50+1735.00.....	21
Figure 1.2: Plan de situation.....	22
Figure 1.3: Coupe transversale en travée.....	23
Figure 1.4: Gabarit et hauteur libre.....	24
Figure 1.5: Coupe lithologique au niveau du viaduc V1.....	25
Figure 1.6: Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008).....	26
Figure 2.1: Diagramme contrainte-déformation du béton.....	30
Figure 2.2: Diagramme contrainte-déformation FeE500.....	32
Figure 2.3: Diagrammes contrainte - déformation des aciers actifs.....	33
Figure. 3.1: Bordure type T1.....	36
Figure. 3.2: Détail corniche.....	36
Figure 3. 3: Système de charge $B_c$ .....	40
Figure 3. 4: Système de charge $B_t$ .....	41
Figure 3. 5: Système de charge $B_r$ .....	42
Figure 3.6: Système de charge $M_{c120}$ .....	43
Figure 3. 7: Système D240.....	44
Figure 4.1: Vue globale du modèle.....	50
Figure 4.2: Vue en plan du modèle.....	50
Figure 4.3: Diagramme d'interaction sol-structure.....	51
Figure 4.4: Loi de mobilisation de la réaction latérale du sol .....	52
Figure 4.5: Conditions aux limites au pieux.....	54
Figure 4.6: Appuis au niveau de la culée.....	54
Figure 4.7: Liaison rigide entre le tablier et les dés d'appuis.....	55
Figure 4.8: Liaison tablier-appui.....	55
Figure 5.1: Poutre soumise à une précontrainte.....	58

Figure 5.2: Précontrainte par pré-tension.....	59
Figure 5.3: Précontrainte par post-tension.....	59
Figure 5.4: Types d'ancrage.....	60
Figure 5.5: Phase 1 à 3 de réalisation.....	60
Figure 5.6: Cintre.....	61
Figure 5.7: Système d'échafaudage.....	61
Figure 5.8: Fuseaux limites.....	67
Figure 5.9: Foyers gauche et droit.....	72
Figure 5.10: Positions des foyers.....	75
Figure 5.11: Câble concordant.....	75
Figure 5.12: Moment hyperstatique $M_h$ et moment de précontrainte $M_p$ .....	77
Figure 5.13: Câble définitif $e_d$ et câble concordant $e_c$ .....	81
Figure 5.14: Simplification du diagramme des pertes de tension dues au recul d'ancrage.....	82
Figure 5.15: Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant.....	82
Figure 5.16: Diagramme contrainte-déformation des armatures passives.....	91
Figure 5.17: Diagramme contrainte-déformation des armatures actives (torons).....	92
Figure 6.1: Coupe transversale de la dalle.....	106
Figure 6.2: Encorbellement gauche.....	106
Figure 6.3: Encorbellement gauche sans glissière.....	107
Figure 7.1: Spectre élastique horizontal.....	119
Figure 7.2: Spectre élastique vertical.....	119
Figure 7.3: Déplacement aux appuis.....	120
Figure 8.1: Schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé .....	124
Figure 8.2: Dimension du dé d'appui.....	131
Figure 8.3: Dalle de transition.....	135

## Liste de tableaux

Tableau 1.1: Longueurs travées et hauteurs des piles.....	24
Tableau 1.2: Coefficients d'accélération de zone A.....	26
Tableau 2.1: Caractéristiques des torons.....	33
Tableau 3.1: Poids de chaque type de section.....	35
Tableau 3.2: Charges de la superstructure.....	36
Tableau 3.3: Classe du pont.....	37
Tableau 3.4: Valeurs de $\alpha_1$ .....	38
Tableau 3.5: Valeurs de $v_0$ .....	39
Tableau 3.6: Valeurs de $B_c$ .....	40
Tableau 3.7: Valeurs de $B_t$ .....	41
Tableau 3.8: Coefficient de majoration dynamique de système B.....	42
Tableau 3.9: Coefficient de majoration dynamique de système $M_{c120}$ .....	43
Tableau 3.10: Surcharge de trottoir.....	46
Tableau 3.11: Combinaisons d'action.....	47
Tableau 4.1: Coefficient de caractéristique géotechnique du sol.....	51
Tableau 4.2: Module de réaction au niveau des appuis .....	53
Tableau 4.3: Formules de raideur des appareils d'appui.....	56
Tableau 5.1: Longueurs de tronçons.....	62
Tableau 5.2: Caractéristiques des sections.....	63
Tableau 5.3: Extrait de calcul de fuseau limite.....	68
Tableau 5.4: Constantes mécaniques des travées.....	70
Tableau 5.5: Formule du foyer gauche.....	70
Tableau 5.6: Foyers et leur position.....	71
Tableau 5.7: Coefficients des polynômes constructifs du câble moyen.....	74
Tableau 5.8: Moments hyperstatiques aux appuis.....	75

Tableau 5.9: Inclinaison de câble définitive aux abouts.....	78
Tableau 5.10: Câble concordant.....	79
Tableau 5.11: Câble définitif moyen.....	81
Tableau 5.12 : Pertes par frottement pour le tronçon 1.....	82
Tableau 5.13: Distances de recul d'ancrage pour chaque tronçon.....	83
Tableau 5.14: Pertes de tension par déformation instantanée du béton.....	84
Tableau 5.15: Pertes de tension dues au retrait du béton .....	85
Tableau 5.16: Pertes de tension dues à la relaxation des armatures.....	86
Tableau 5.17: Pertes de tension dues au fluage.....	87
Tableau 5.18: Récapitulatif des pertes différées pour tronçon 1.....	88
Tableau 5.19: Pertes de tension totales.....	89
Tableau 5.20: Données des armatures longitudinales.....	90
Tableau 5.21: Contraintes extrêmes du premier tronçon.....	95
Tableau 5.22: Vérification des contraintes, de la section des étriers et de l'espacement.....	97
Tableau 5.23: Contrainte de cisaillement à la rupture.....	98
Tableau 5.24: Sections des étriers et espacement.....	98
Tableau 6.1: Moments transversaux.....	101
Tableau 7.1: Modes fondamentaux.....	117
Tableau 7.2: Réaction sous actions sismiques au niveau des appareils d'appuis.....	121

## INTRODUCTION GENERALE

### 1-CONTENU DE L'ÉTUDE

L'infrastructure routière, avec ses ouvrages d'art, est un pilier fondamental du développement durable. Ces structures permettent de fluidifier la circulation et de surmonter les obstacles. Ce secteur, porteur pour les prochaines décennies, a motivé le choix du sujet de ce mémoire.

L'entreprise Cosider Ouvrage d'art nous a proposé l'étude d'un viaduc à dalle élégie en béton précontraint construit par tronçons successifs situé à Alger. Ce projet consiste en une étude technique approfondie de la superstructure. Pour ce faire, nous avons établi un plan de travail comprenant 8 chapitres :

Chapitre 1 : « Présentation de l'ouvrage » s'est intéressé à la présentation de l'ouvrage ainsi qu'à toutes les données fonctionnelles et naturelles constituant ce dernier.

Chapitre 2 : « Caractéristiques des matériaux » comprend la définition des caractéristiques des matériaux utilisés dans le cadre de ce projet.

Chapitre 3 : « Calcul des charges et surcharges » s'est penché sur l'évaluation des charges et surcharges qui peuvent solliciter l'ouvrage étudié.

Chapitre 4 : « Modélisation par ROBOT » nous a permis d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le comportement de l'ouvrage sous différents chargements.

Chapitre 5 : « Etudes de la précontrainte et pertes de tension ». Dans ce chapitre, nous avons étudié la précontrainte par post-tension ainsi que les différentes pertes.

Chapitre 6 : « Ferrailage ». Dans ce chapitre, nous avons déterminé le ferrailage de certaines sections de la dalle.

Chapitre 7 : « Analyse sismique » s'est focalisée sur le comportement sismique de l'ouvrage.

Chapitre 8 : « Equipement du pont ». Ce chapitre comprend le choix des appareils d'appuis, la vérification de ces dernières en plus du dimensionnement du joint de chaussée et de la dalle de transition.

Une conclusion générale clôture cette étude.

### 2- LIMITE D'ÉTUDE

En raison de la complexité du sujet, nous nous sommes concentrées principalement sur l'étude de la superstructure. Cette limite est due aux obstacles suivants :

- Hyperstaticité du système (répercussions sur l'étude de la précontrainte).
- Manque de données spécifiques à ce type de pont (variations d'inertie dues aux variations du taux d'élégissement et de la hauteur).
- Géométrie de l'ouvrage (pont ayant une forme se rapprochant d'un S).
- Type d'appareil d'appui utilisé (appuis en élastomère avec un fort amortissement).

### 3) REGLEMENTS

Notre travail a été effectué conformément aux règlements suivants :

- BAEL 99 -Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- BPEL-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.
- Fascicule 4 titre 2 armatures HA en BP.
- Fascicule 62 titre 5 pour la partie fondation.
- Fascicule 61 titre 2: Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes
- RCPR 2008. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008. – Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d’art ;
- EN 1998-2 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges.
- EN 1337-1:2000 Structural bearings - Part 1: General design rules.
- EN 15129 :2018 Anti-seismic devices.
- EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- PSI-DE 67 passage supérieur ou inférieur en dalle élégie.

# CHAPITRE I

## Présentation de l'ouvrage



---

“There can be little doubt that in many ways the story of bridge building is the story of civilization. By it, we can readily measure an important part of a people’s progress.”

Franklin D Roosevelt, 1931

---

## 1.1. INTRODUCTION

La collecte et l'analyse de données sont des éléments clés d'une méthodologie rigoureuse et d'un plan d'analyse solide lors de la conduite d'une étude.

Le but de ce chapitre est de fournir une vue globale de l'ouvrage en question, en mettant en évidence ses données naturelles et fonctionnelles.

## 1.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Cet ouvrage d'art rentre dans le cadre du projet « Réalisation De La Liaison Autoroutière Rocade Sud (Stade 5 Juillet) /2eme Rocade Et Contournement De Draria ».

C'est un pont composé de deux tabliers séparés par un vide d'un mètre. Chaque tablier est constitué d'une dalle élégie à hauteur variable en béton précontraint (Fig. 1.1), le tablier est continu.

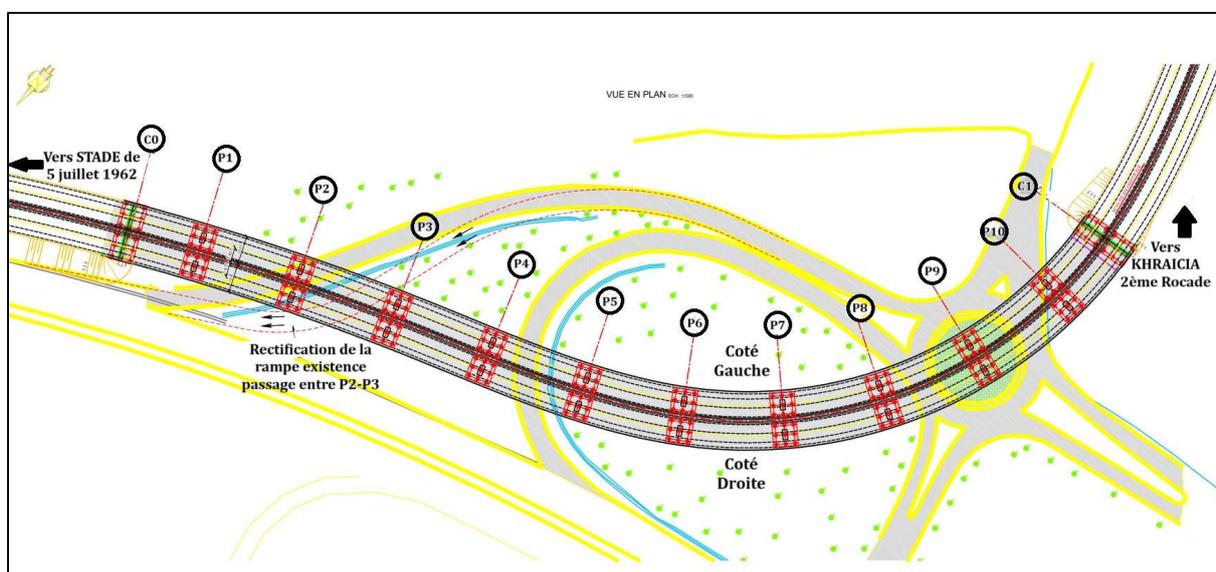


Figure 1.1: Tracé en plan du viaduc PK 1320.00+1738,66

Cette étude s'intéresse essentiellement au viaduc V1 ou viaduc Nord. Il s'étend sur une longueur d'environ 418 mètres, et est composé de 11 travées de portée variables, avec la répartition suivante :  $L \approx 28.88 + 9 \times 40,1 + 28.88 = 418,66\text{m}$  (par rapport à l'axe de la route).

La chaussée est constituée de deux voies pour une largeur totale de 10,65 mètres. Les fondations sont de type profond, avec chaque semelle reposant sur six pieux d'une profondeur de 20 mètres.

## 1.3. SITUATION GÉOGRAPHIQUE

Le viaduc relie deux routes importantes d'Alger, à savoir la rocade N°2 et la rocade sud. Il est situé à El Achour, entre les points kilométriques PK +1320,0 et PK + 1738,66 (Fig. 1.2). Il franchit la RN36 ainsi que le carrefour (El- Achour, Delly Brahim et Ouled- Fayet).



Figure 1.2: Plan de situation

## 1.4. DONNÉES DE L'OUVRAGE

Pour étudier un pont, certaines données sont nécessaires. On peut distinguer les données naturelles qui concernent l'environnement de l'ouvrage et les données fonctionnelles qui permettent à l'ouvrage d'assurer sa fonction.

### 1.4.1. Données fonctionnelles

Les données fixées par le maître de l'ouvrage, sont :

- Les données relatives à la voie portée qui sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- Les données relatives à l'obstacle franchi qui sont : les gabarits à respecter selon l'obstacle à franchir (route, voie ferrée).

#### 1.4.1.1 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.

La coupe transversale de chaque tablier est composée de :

- Deux trottoirs latéraux de sécurité et d'entretiens,

- Largeur trottoir extérieur : 0.65 m.
- Largeur trottoir intérieur : 0.50 m.

- Deux dispositifs de sécurité type barrière H4,

- Une chaussée à deux voies de 3,50m chacune et un BAU de 2.00m, une bande de guidage de 50cm côté glissière en béton.

Le profil en travers de l'ouvrage étudié est représenté sur la figure 1.3:

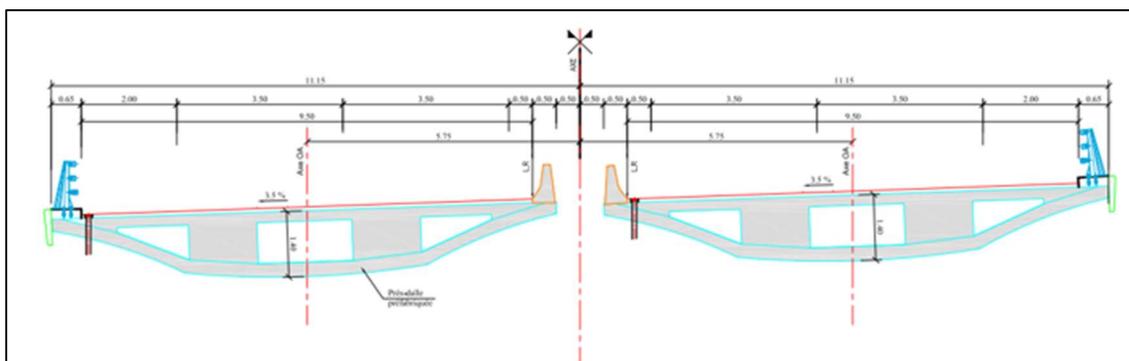


Figure 1.3: Coupe transversale en travée

#### 1.4.1.2 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques.

L'axe de la voie est constitué de trois sections : un alignement droit, un arc et une clothoïde.

- L'alignement droit mesure 143.109 mètres de long, en réalité c'est un arc de cercle d'un grand rayon de 1000 m d'où on peut le considérer droit.
- L'arc est une courbe de 173.951 mètres de long qui est raccordée à l'alignement droit. Cette courbe est définie par un rayon faible de 170 mètres, ce qui signifie qu'elle est relativement serrée.
- La clothoïde est une courbe en spirale qui relie l'arc à l'alignement droit. Cette courbe a une longueur de 101 mètres et est utilisée pour assurer une transition en douceur entre l'alignement droit et l'arc.

#### 1.4.1.3 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) 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'axe de la voie présente une pente de 0,5%, débutant à une altitude de 237,02m et atteignant 238,32 m entre les PK 1320 et 1581,52. Ensuite, la pente descend jusqu'à une altitude de 236,33m pour atteindre la fin de la culée au PK 1738,66.

Le tableau suivant résume les altitudes d'appui et longueurs de travées :

Travée	Longueur de travée	Appuis	Élévation d'appui
1	27.837	1	6.287
2	39.27	2	7.877
3	39.27	3	9.875
4	39.419	4	10.372
5	39.928	5	11.241
6	40.454	6	12.557
7	40.836	7	13.099
8	40.853	8	11934
9	40.853	9	9.397
10	40.853	10	8.014
11	40.853	11	7.184
11	28.959	12	5.35

Tableau 1.1: Longueurs des travées et hauteur des piles

#### 1.4.1.4 Gabarit et hauteur libre

Le gabarit est une grandeur associée aux véhicules routiers, elle caractérise sa hauteur maximale statique. Cette notion ne doit pas être confondue avec celle de hauteur libre (Tirant d'air) associée à l'ouvrage (Fig. 1.4), qui représente la distance minimale entre tout point de la partie roulable de la plateforme et de la sous-face de l'ouvrage.

Lorsque l'ouvrage projeté franchit une voie de communication, il s'agit de respecter certaines hauteurs libres et certaines ouvertures.

La notion d'ouverture ne concerne, en fait, que les franchissements de voies routières. Pour toutes voies routières passant sous un pont, on caractérise son profil en travers par l'ouverture utile droite comptée entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent.

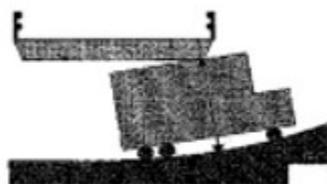


Figure 1.4: Gabarit et hauteur libre

## 1.4.2 Données naturelles

### 1.4.2.1 Données géotechniques

Le rapport géotechnique permet d'identifier les unités lithologiques ainsi que les caractéristiques mécaniques du sol support nécessaires au dimensionnement des fondations.

Selon les données des sondages carottés SC1 à SC5 et des sondages pressiométriques SP1 à SP5, réalisés le long de l'assiette du viaduc allant du PK 1+300 au PK 1+740, la succession lithologique rencontrée est constituée à partir de la surface de :

- Couche formées de terrains récents (terre végétale, remblais et asphalte). Cette couche présente une épaisseur de l'ordre de 0,6 m allant dans le cas de remblai à 3,0m.
- Couche d'argile résultant de l'altération des couches sous-jacentes d'une épaisseur variable atteignant 12,0m.
- Substratum marneux d'une épaisseur dépassant 40 m dont le toit de la couche est altéré sur une épaisseur de l'ordre de 5 m.

La figure 1.5, donnée ci-après, résume la configuration lithologique établie sur la base des données des sondages carottés et pressiométriques réalisés le long de l'assiette de l'ouvrage.

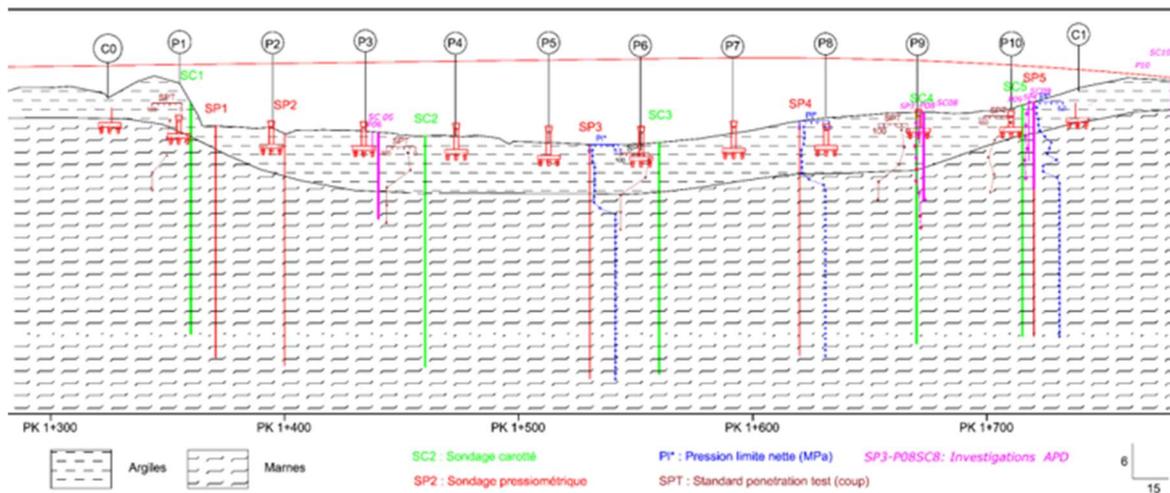


Figure. 1.5: Coupe lithologique au niveau du viaduc V1

### Justification de choix de fondation

Les fondations de l'ouvrage seront réalisées sur des unités meubles à fermes constituées d'argile dépassant 11 m d'épaisseur. Etant donné que des problèmes de tassements excessifs et de capacité portante insuffisante sous les grandes charges provenant de la superstructure d'ouvrage, il est adéquat de prévoir des fondations profondes de type pieux forés.

À noter que la profondeur d'ancrage des pieux (20m) est considérée comme significativement supérieure aux normes en vigueur, qui recommandent généralement une profondeur d'ancrage de 4 à 6 fois le diamètre du pieu.

### 1.4.2.2 Données sismologiques

La norme RPOA 2008 établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien, comme on peut le voir dans la Figure 1.6 :



Figure. 1.6 : carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008)

- |                           |                      |
|---------------------------|----------------------|
| 1. Zone 0 : négligeable   | 2. Zone I : faible   |
| 3. Zone IIa : moyenne     | 4. Zone IIb : élevée |
| 5. Zone III : très élevée |                      |

Le projet se trouve entièrement à la wilaya d'Alger, correspondant à la zone III (forte sismicité)

Concernant le classement de l'infrastructure, les liaisons autoroutières appartiennent au Groupe désigné comme point stratégique.

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

GROUPE	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

Tableau 1.2 : Coefficients d'accélération de zone A d'après le RPOA

Selon le tableau 1.2 la valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans est de 0.40g.

### 1.4.2.3 Données climatiques

- Variation de la température

Il est indispensable de tenir compte des effets de la température dans le calcul des ouvrages car elle intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

La différence de température prise en compte d'après le RCPR est égale à une variation de température uniformes maximale de  $\Delta T_1 = 35^\circ\text{C}$  et minimale de  $\Delta T_2 = -15^\circ\text{C}$  pour le climat tempéré présent dans le nord de l'Algérie.

- Coefficient de dilatation

Le coefficient de dilatation du béton est pris égal à :  $a = 1\text{E-}05^\circ\text{C}^{-1}$ .

- Gradient thermique

Il y a lieu de prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage. Il est admis une variation linéaire de température sur la hauteur de la section. Le module d'élasticité à considérer pour le béton est le module instantané.

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du béton est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Les valeurs numériques à prendre pour le gradient thermique vertical sont données par le RCPR :

En phase de construction :  $\pm 12^\circ\text{C}$  , en service :  $\pm 7^\circ\text{C}$

- Le vent

Les effets engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilé à une valeur caractéristique vaut selon le RCPR :

- ◆  $-2.00\text{ KN/m}^2$  pour les ouvrages en services
- ◆  $-1.25\text{ KN/m}^2$  pour les ouvrages en cours de construction

Les effets du vent et des charges d'exploitation ne sont pas cumulables au niveau des justifications.

## 1.5. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à la présentation de l'ouvrage actuel, mettant en évidence ses caractéristiques naturelles et fonctionnelles.

# CHAPITRE II

## Caractéristiques des matériaux



---

“ Each material has its specific characteristics which we must understand if we want to use it. This is no less true of steel and concrete.”

-Ludwig Mies van der Rohe

---

## 2.1. INTRODUCTION

La construction d'un pont nécessite de choisir les matériaux les plus adaptés pour garantir la sécurité et la robustesse de l'infrastructure. Chaque matériau, qu'il s'agisse de l'acier ou du béton, présente ses propres avantages et inconvénients, notamment en ce qui concerne le coût, la durabilité et la résistance. Dans le cadre de ce chapitre, nous explorerons de manière approfondie les caractéristiques des matériaux qui entrent en jeu dans la réalisation de notre ouvrage, afin de prendre des décisions éclairées pour sa conception et sa construction.

## 2.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### 2.2.1. Béton

Le béton est un matériau de construction courant qui est utilisé dans la plupart des projets de construction. Il est composé de ciment, granulats, eau et d'autres matériaux qui sont mélangés ensemble pour former une substance solide et durable. La masse volumique du béton armé est  $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

Du point de vue mécanique, un béton est défini par sa résistance caractéristique en compression  $f_{c28}$  évaluée à 28 jours d'âge.

#### • Résistance caractéristique à la compression

La résistance caractéristique spécifiée du béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$ . Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge  $j \leq 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement, des valeurs minimales de la résistance caractéristique spécifiée du béton.

Pour un béton âgé de « j » jours, on a :

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j \geq 28 \text{ jours.}$$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83 \times j} \times f_{c28} & \text{si } j \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83 \times j} \times f_{c28} & \text{si } j \geq 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ jours}$$

Avec :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad \text{Pour l'infrastructure ;}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \quad \text{Pour tablier et les éléments préfabriqués.}$$

#### • Résistance caractéristique à la traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$

$f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa (ou N/mm<sup>2</sup>).

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

### • Contrainte admissible

- ◆ Contraintes admissibles à la compression (ELU)

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

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoire} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$$

Le diagramme caractéristique contrainte-déformation du béton à l'allure schématisée sur la figure 2.1 dite "parabole - rectangle"

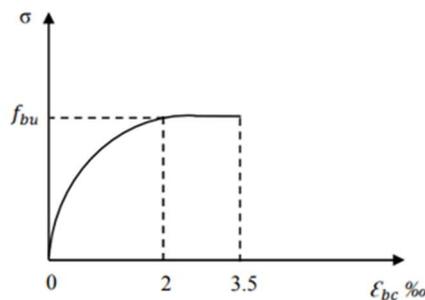


Fig.2.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton

- ◆ Contraintes admissibles à la compression (ELS)

$$\sigma_b = 0.5f_{c28} \quad \text{En service}$$

$$\sigma_b = 0.6f_{c2} \quad \text{En construction}$$

### • Coefficient de poisson

Le coefficient de Poisson  $\nu$  est défini comme le rapport entre la contraction latérale et l'allongement axial d'un matériau soumis à une contrainte uni-axiale. Autrement dit, il mesure la variation relative de la section transversale d'un matériau lorsqu'il est étiré ou comprimé dans une seule direction.

- $\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré ELS
- $\nu = 0$  pour un béton fissuré ELU.

Cette valeur est également admissible dans les phases de déformation plastique.

- **Déformation longitudinale du béton**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton " $E_{ij}$ " défini par les règles BPEL comme suit :

- ◆ Module de déformation instantanée

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

Pour une durée d'application <24h

$f_{c28} = 40$  MPa ;  $E_{i28} = 37620$  MPa → Béton pour pour tablier et les éléments préfabriqués

- ✦ Module de déformation différée

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

Pour les charges de longue durée (tel que PP, superstructure), et pour tenir compte des effets du fluage.

$f_{c28} = 40$  MPa ;  $E_{v28} = 12654$  MPa → Béton pour pour tablier et les éléments préfabriqués

- **Module de déformation transversale du béton**

Il est donné par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

### 2.2.2. ACIER

Les aciers sont soumis à des contraintes importantes, notamment lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.

Les barres d'armature en acier sont placées dans le béton pour renforcer la structure et augmenter sa capacité de charge

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, Ils sont choisis pour leur haute résistance à la traction et leur élasticité élevée qui leur permet de supporter les déformations liées à la mise en tension.
- **Les aciers passifs (haute limite élastique)** : nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, ont une résistance à la traction encore plus élevée que les aciers actifs, ce qui les rend adaptés aux applications où la précontrainte est très importante.

#### A. Acier passifs :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE500

La limite d'élasticité  $f_e = 500$  MPa

Le module d'élasticité vaut :  $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

**Contrainte limite de traction vaut :**

◆ Dans les calculs à l'E.L.U on a :  $\sigma_{su} = \frac{f_e}{1.15}$

Combinaisons fondamentales :  $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 434,782\text{MPa}$

Combinaisons accidentelles :  $\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 500\text{ MPa}$

◆ Dans les calculs à l'ELS on a :

Pour une fissuration peu préjudiciable :  $\sigma_{su} \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$

Pour une fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 241\text{ MPa}$

Pour une fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = (0.5 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) = 197.180\text{ MPa}$

Avec :

$\eta = \begin{cases} 1 & \text{Treillis soudés et les aciers ronds lisses} \\ 1,6 & \text{Aciers à haute adhérence} \end{cases}$

### ● Diagramme Contraintes –Déformations

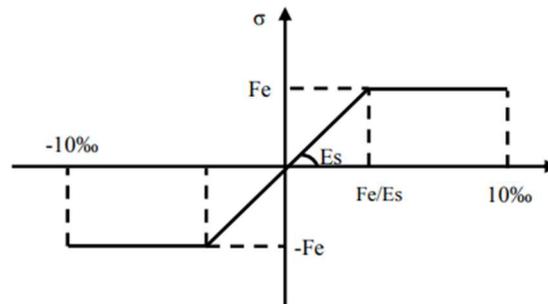


Fig.2.2 : Diagramme contrainte-déformation FeE500

### B. Acier de précontrainte (active) :

Concernant notre ouvrage, on utilisera des câbles de précontrainte composés de torons 19T15S classe 1860, des câbles à très basse relaxation TBR type Freyssinet.

#### Torons :

Un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice et répartis en une couche, éventuellement autour d'un fil central

Les caractéristiques des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

Tableau 2.1 : Caractéristiques des torons pour constituer les câbles de la précontrainte

	Notation	Valeur	Unité
Diamètre nominal	$\emptyset$	15,7	mm
Section nominale	$A_p$	150	mm <sup>2</sup>
Contrainte de rupture garantie	$f_{prg}$	1860	MPa
Contrainte limite élastique garantie	$f_{peg}$	1600	MPa
Module de la déformation élastique	$E_p$	190000	MPa
Diamètre intérieur de la gaine	$\emptyset_{int}$	90	mm
Diamètre extérieur de la gaine	$\emptyset_{ext}$	103	mm
Recul d'ancrage	$g$	6	mm
Coefficient de frottement angulaire	$f$	0,18	rd <sup>-1</sup>
Coefficient de frottement linéaire	$\varphi$	0,002	m <sup>-1</sup>
Relaxation à 1000 heures	$\rho_{1000}$	$\leq 2,5$	%
La contrainte de mise en tension (à l'origine)	$\sigma_0$	1440	MPa
Effort à l'origine	$P_0$	4.104	MN

- **Diagramme contrainte- déformations :**

Il est d'abord linéaire (phase élastique, la pente de la droite étant le module d'élasticité  $E_p$  d'armature), puis il s'incurve, pour aboutir à un quasi-palier plastique. Enfin, la rupture survient pour une contrainte  $1,06f_{peg}$  et un allongement relatif de 2%

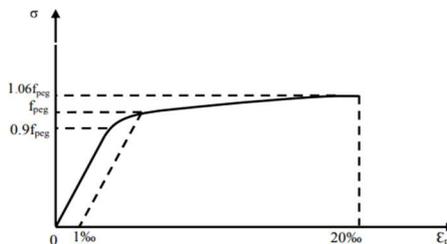


Figure 2.3: Diagrammes contrainte - déformation des aciers actifs

$$\text{Pour } \sigma_p \leq 0,9 f_{peg}, \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\text{Pour } \sigma_p > 0,9 f_{peg}, \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \times \left( \frac{\gamma_b \times \sigma_p}{f_{prg}} - 0,9 \right)^5$$

### 2.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons procédé à la définition des caractéristiques essentielles des matériaux qui entrent dans la construction de notre ouvrage. Ces matériaux incluent des câbles composés de torons (T15S) ainsi que des aciers à haute adhérence de type FeE500. En ce qui concerne le béton, nous avons spécifié une résistance  $f_{c28}$  de 40 MPa pour le tablier et la dalle préfabriquée.

# CHAPITRE III

## Charges et surcharges



---

A great bridge is a great monument that should serve to make known the splendor and genius of a nation; one should not occupy oneself with efforts to perfect it architecturally, for taste is always susceptible to change, but to conserve always in its form and decoration the character of solidity which is proper.

-Jean Peronnet

---

### 3.1. INTRODUCTION

Notre ouvrage est un pont routier, il doit tenir compte les différentes phases de comportement pendant sa durée de vie (construction, service et actions accidentelles).

Dans ce chapitre, nous allons donner une description des charges et surcharges peuvent solliciter notre pont, à savoir :

- Les charges permanentes.
- Les charges routières (calculées selon le fascicule 61).
- Autres charges (vent, séisme, température, ...)

### 3.2. CHARGES PERMANENTES ET SES COMPLÉMENTS

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (Charges des trottoirs, Revêtement, Dispositif de sécurité).

#### 3.2.1 Les charges permanentes

Pour le calcul du poids, nous avons pris en compte 6 types de sections différentes (Les caractéristiques de ces sections sont détaillées en annexe B).

Le tableau suivant résume le calcul du poids propre de la dalle :

Tableau .3.1 : Poids pour chaque type de section

	Longueur totale (m)	Aire (m <sup>2</sup> )	Poids (t)
Type1	171,65	6,696	2873,264
Type2	51,8	7,570	980,349
Type3	82,91	8,445	1750,415
Type4	33	9,720	801,882
Type 5	39,31	11,803	1159,898
Type 6	39,99	13,077	1307,419
Poids total de dalle			8873,227

Poids total de dalle :

$$P_{dalle} = 8853.23 \text{ t}$$

#### 3.2.2 Les charges complémentaires permanentes (CCP)

##### 3.2.2.1. Revêtement

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 8 cm d'épaisseur placée sur le tablier,

$\gamma_{BB} = 2.5 \text{ t/m}^3$ , et une largeur chargeable de  $L_{ch} = 8,5 \text{ m}$  (voir la page 39 pour le calcul de  $L_{ch}$ )

$$P_{\text{Revêtement}} = 8,5 \times 0,08 \times 2,5 = 1,7 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{Revêtement}} = 1.7 \text{ t/ml}$$

### 3.2.2.2. Trottoirs et bordure

$$P_{\text{bordure}} + P_{\text{trottoire}} = (S1+S2) \cdot \gamma_b$$

Avec :  $\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$  et  $(S1+S2) = 0,13 \text{ m}^2$

$$P_{\text{bordure}} + P_{\text{trottoire}} = 0,13 \times 2.5 = 0,325 \text{ t/m}$$

$$P_{\text{bordure}} + P_{\text{trottoire}} = 0,325 \text{ t/m}$$

### 3.2.2.3. Corniches

La surface de la section de corniche :  $S = 0,129 \text{ m}^2$

$$P_{\text{corniche}} = 0,3225 \text{ t/m}$$

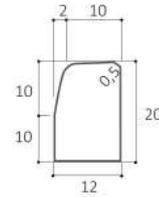


Figure. 3.1: Bordure type T1

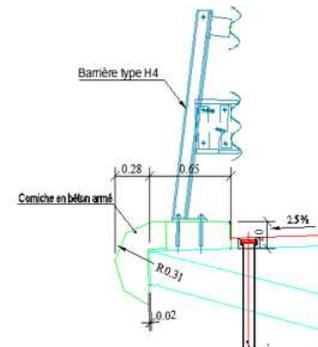


Figure. 3.2 : Détail corniche

### 3.2.2.4. Dispositifs de sécurité

On distingue trois catégories de dispositifs de sécurité : les gardes corps, les glissières de sécurité et les barrières de sécurité.

- Gardes corps :

Dispositif de retenue des piétons, généralement situé en rive du tablier. D'après le fascicule 61 titre 2, le poids propre du garde-corps est estimé à 1 KN/ml. Il existe deux garde-corps dans notre ouvrage donc :

$$P_{gc} = 0,2 \text{ t/ml}$$

- Glissières de Sécurité :

Dans notre cas, nous optons pour les barrières de sécurité normales métalliques à lisses horizontales (type BH4), de poids propre de 60 kg/ml. Donc :

$$P_{gli} = 0,12 \text{ t/ml}$$

Ainsi, les charges de superstructure se présentent comme suit :

Tableau 3.2: Valeurs des charges dues à la superstructure

SUPERSTRUCTURE	Elément	Charge moyen (t/ml)
	Revêtement	1,7
	Trottoir	0,325
	Garde-corps	0,2
	Glissières de Sécurité	0,12
	Corniche	0,3225
<b>Total</b>	<b>2,6675</b>	

Poids total du tablier :

$$P_{totale} = CCP + CP = 8853.23 + (2,547 * 418.66)$$

$$P_{totale} = 9919,76 \text{ t}$$

### 3.2.3. Paramètres caractérisant le pont

- **La largeur roulable  $L_R$**

C'est la largeur de tablier comprise entre les dispositifs de retenue, s'il y en a, ou les bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence, bandes dérasées, etc.

$$L_R = (\text{plate forme}) - (2 \times \text{largeur d'un trottoir})$$

La largeur roulable calculée est donc :

$$L_R = L_{chausée} = 9.5 \text{ m} \text{ (Comprend des trottoirs)}$$

- **Classe des ponts**

Les ponts sont rangés en trois classes suivant leur largeur roulable,  $L_R$ , et leur destination :

Tableau 3.3: Classe de pont

Classe de pont	La largeur roulable
1 <sup>ère</sup>	$L_R > 7\text{m}$
2 <sup>ème</sup>	$5,5 \text{ m} < L_R < 7 \text{ m}$
3 <sup>ème</sup>	$L_R < 5,5$

Ainsi, notre pont est de **1<sup>ère</sup> classe**

- **La largeur chargeable**

Elle est définie par la formule suivante :

$$L_{ch} = L_R - n \times 0,5$$

Avec :

$L_R$  : largeur roulable en (m) ;

$n$  : nombre de dispositifs de retenue ( $n \leq 2$ ).

$$\Rightarrow L_{ch} = 8.5 \text{ m}$$

- **Le nombre de voies**

Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées est :

$$N_V = E \left( \frac{L_{ch}}{3} \right) = E \left( \frac{8.5}{3} \right) = 2$$

Notons que les chaussées comprises entre 5 m (inclus) et 6m sont considérées comme ayant deux voies.

- **La largeur d'une voie**

Par convention, la largeur d'une voie de circulation est donnée par :

$$V = \frac{L_{ch}}{N_v} = \frac{8.5}{2} = 4,25 \text{ m}$$

### 3.3. LES CHARGES D'EXPLOITATION (SURCHARGES ROUTIÈRES)

Nous ferons l'étude pour chaque cas de surcharge et nous retiendrons les résultats donnant les cas les plus défavorables.

#### 3.3.1. Le Système A(L)

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement, ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds. A(L) est donnée par la formule suivante :

$$A_L = \left( 0,23 + \frac{36}{L + 12}; 0,4 - \frac{0,2L}{1000} \right) \text{ en } \frac{t}{m^2}$$

La valeur obtenue sera par la suite multipliée par les coefficients  $a_1$  et  $a_2$  puis par la largeur d'une voie ou des deux voies, selon qu'une seule voie est chargée ou les deux le sont, pour obtenir une force/ml.

Les coefficients  $a_1$  et  $a_2$  dépendent de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Les valeurs de  $a_1$  sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 3.4: Valeurs de  $a_1$

	Nombre de voies chargées	1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1	1	0,9	0,75	0,7
	2 <sup>ème</sup>	1	0,9	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	0,9	0,8	-	-	-

Donc :  $a_1=1$

Les valeurs de  $a_2$  sont définies par la formule suivante :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :  $V$  : largeur d'une voie.

Les valeurs de  $V_0$  sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.5 : Valeurs de  $V_0$

Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	3,5
	2 <sup>ème</sup>	3
	3 <sup>ème</sup>	2,75

D'où :  $a_2=0,823$

Le tableau qui résume le calcul des charges du système A est en Annexe C.

### 3.3.2. Le système de charges B

Les charges de type B sont composées de trois (3) sous-systèmes dont les effets pour chaque élément des ponts sont examinés indépendamment :

- Le système  $B_c$  composé de camions types ;
- Le système  $B_r$  composé d'une roue isolée ;
- Le système  $B_t$  composé de groupes de deux (2) essieux.

Les deux premiers systèmes  $B_c$  et  $B_r$  s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le système  $B_t$  ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

Les charges du système B sont affectées par un coefficient de majoration dynamique applicable aux trois (3) Système  $B_c$ ,  $B_t$  et  $B_r$  donné par l'expression :

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

Avec :

L : longueur de l'élément ;

G : Poids total de l'élément ;

S : Poids maximal des essieux du Système B ( $B_c$  ou  $B_t$ ) qui peut être disposé sur cette travée.

### 3.3.2.1. Surcharge $B_c$

Le sous-système  $B_c$  se compose de camions de poids individuel égal à 300 kN. On dispose autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulation. Il est affecté un coefficient de pondération  $b_c$  (dégressivité transversale). Les camions  $B_c$  sont illustrés sur la figure 3.3 ci-dessous :

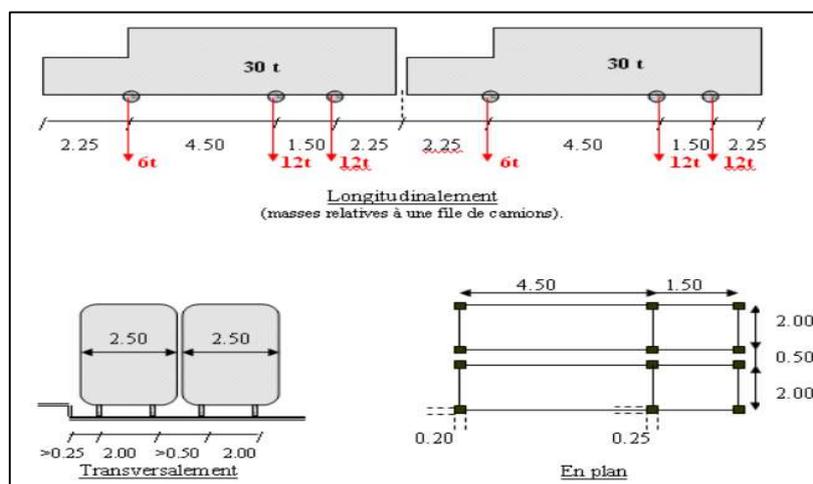


Figure. 3.3: Système de charge  $B_c$

Suivant la classe du pont et le nombre de files de camions considérées, les valeurs des charges du système  $B_c$  à prendre en compte sont multipliées par un coefficient  $b_c$  dont les valeurs sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau.3.6 : Valeurs de  $b_c$

	Nombre de voies chargées	1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2 <sup>ème</sup>	1	1	-	-	-
	3 <sup>ème</sup>	1	0,8	-	-	-

Dans le cas du présent projet, le pont est de première classe avec deux files donc le coefficient  $b_c$  est égal à 1,10.

La charge maximale du système  $B_c$  est :

$$S_1 = 300 \times 4 = 1200 \text{ KN}$$

Le poids maximal S des essieux du système  $B_c$  se calcule alors comme suit :

$$S = S_1 \times b_c \quad ; \quad S = 1200 \times 1,10 = 1320 \text{ KN} = 132 \text{ t}$$

### 3.3.2.2. Le Système $B_t$

Le sous-système  $B_t$  se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 160 kN. « Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe », Dans le sens longitudinal, un seul tandem est disposé par file.

Dans le sens transversal, un seul tandem est supposé circuler sur les ponts à une voie. Alors que pour les ponts supportant deux voies ou plus, on ne peut placer que 2 tandems au plus sur la chaussée, côte à côte ou non, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable. Il est affecté d'un coefficient de pondération  $b_t$  égal à 1 pour les ponts de première classe et 0.90 pour ceux de deuxième classe (Fig. 3.4).

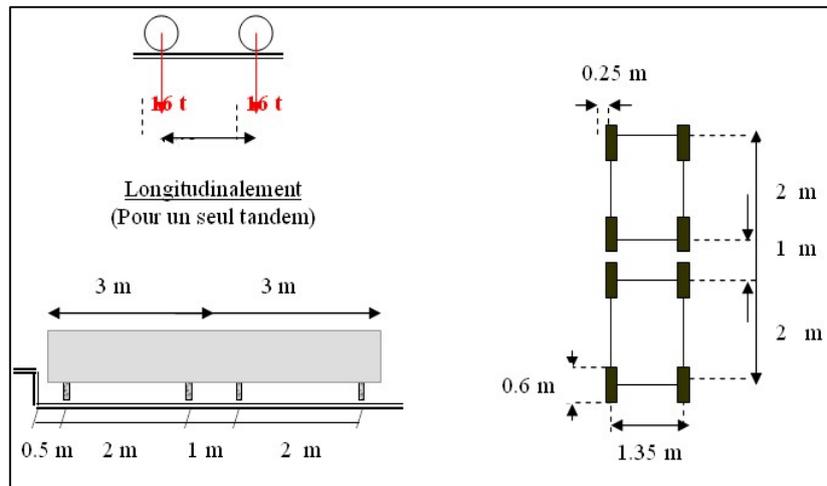


Figure. 3.4: Système  $B_t$

Suivant la classe du pont, les valeurs des charges du système  $B_t$  à prendre en compte sont multipliées par un coefficient  $b_t$  dont les valeurs sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau 3.7: Valeurs de  $b_t$

Classe du pont	1 <sup>ère</sup>	2 <sup>ème</sup>	3 <sup>ème</sup>
Coefficient $b_t$	1	0,9	-

Le pont soumis à cette étude étant de 1<sup>ère</sup> classe, le coefficient  $b_t$  est alors égal à 1. Le poids total maximal  $S$  des essieux du système  $B_t$  est alors égal à :

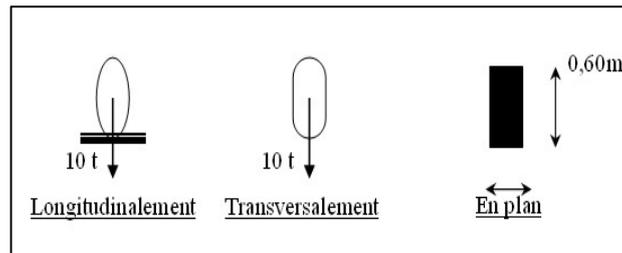
$$S = S_1 \times b_t$$

$$S = 160 \times 4 \times 1 = 640 \text{ KN}$$

$$S = 64 \text{ t}$$

### 3.3.2.3. Le Système $B_r$

C'est une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Elle transmet les efforts à travers une surface d'impact rectangulaire de  $0,60 \times 0,30$  m (la dimension 0,60 m perpendiculaire à l'axe de déplacements des véhicules, représente la surface au sol de roues jumelées) Les caractéristiques de cette roue sont présentées dans la figure 3.5 ci-dessous :

Figure 3.5: Système  $B_r$ 

Le rectangle de la roue peut être placé n'importe où sur la largeur roulable de manière à produire l'effet le plus défavorable.

La charge maximal  $S=10t$

Le calcul des coefficients de majoration dynamique pour chaque travée et système est résumé dans le tableau suivant :

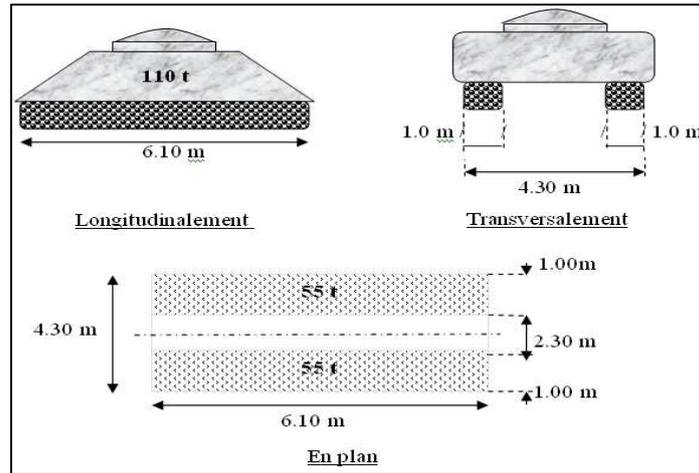
Tableau 3.8: Coefficients de majoration dynamique de système B

Travée	L (m)	G (t)	Coeff majoration dynamique de $B_c$	Coeff majoration dynamique de $B_r$	Coeff majoration dynamique de $B_t$
T1	27,837	561,98	1,094	1,078	1,064
T2	39,27	854,13	1,067	1,056	1,047
T3	39,27	836,36	1,068	1,056	1,047
T4	39,419	832,90	1,068	1,056	1,047
T5	39,928	840,23	1,067	1,056	1,046
T6	40,454	871,89	1,066	1,055	1,046
T7	40,836	895,53	1,065	1,054	1,045
T8	40,853	863,97	1,066	1,055	1,045
T9	40,853	864,85	1,066	1,055	1,045
T10	40,853	864,53	1,066	1,055	1,045
T11	28,959	590,40	1,091	1,075	1,061

### 3.3.3. La Surcharge militaire $M_{c120}$

Le système  $M_{c120}$  se compose de véhicules type à chenilles (Fig. 3.6). Il comporte deux chenilles et le rectangle d'impact de chacune d'elles est supposé uniformément chargé. La pression répartie au mètre linéaire, appliquée par le convoi est :

$$P = \frac{110}{6,1} = 18,03 \text{ t/ml}$$

Figure.3.6 : Système  $M_{c120}$ Tableau 3.9: Coefficient de majoration dynamique de système  $M_{c120}$ 

travée	L (m)	G (t)	Coeff majoration dynamique de $M_{c120}$
T1	27,837	561,98	1,089
T2	39,27	854,13	1,064
T3	39,27	836,36	1,064
T4	39,419	832,90	1,064
T5	39,928	840,23	1,064
T6	40,454	871,89	1,062
T7	40,836	895,53	1,062
T8	40,853	863,97	1,062
T9	40,853	864,85	1,062
T10	40,853	864,53	1,062
T11	28,959	590,40	1,086

### 3.3.4. Convoi exceptionnel D240

Ce convoi comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6 m de long (Fig. 3.7). Il est supposé circuler son axe à 3.50 du trottoir, avec poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

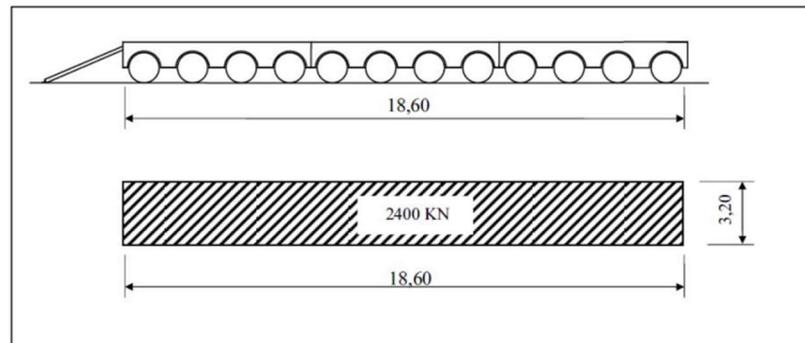


Figure. 3.7: Système D240

Pour ce type de convoi il n'y a pas de majoration pour l'effet dynamique, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge. (en raison de la lenteur de ce dernier, sa charge est considérée comme une charge statique).

$$D240 = 4.032 \text{ t/m}^2$$

### 3.4. AUTRE CHARGE

#### 3.4.1. Effet du vent

D'après le fascicule 61 titre II ; le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- $P = 2 \text{ KN/m}^2$  lorsque l'ouvrage est en service.
- $P = 1.25 \text{ KN/m}^2$  lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.
- $P = 1.0 \text{ KN/m}^2$  lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut  $1.25 \text{ KN/m}^2$  car la durée de réalisation du projet dépasse 1 mois.

#### 3.4.2. Effet du gradient thermique

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados. Le gradient thermique résulte de l'échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, En se référant au RCPR, pour la région d'Alger  $\Delta T$  varie entre  $35^\circ\text{C}$  et  $-15^\circ\text{C}$ .

#### 3.4.3. Effort de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A(l) et  $B_c$  sont susceptibles de développer des réactions de freinage,  $F_r$  effort s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

➤ **Effort de freinage dû au système A(l)**

L'effort de freinage dû à la charge A est égal à la fraction du poids de celle-ci :

$$F_r = A(l) \cdot S \cdot \frac{1}{20+0.0035 \times S} \quad ; \quad A(l) = A(l)c \text{ ; « cas le plus défavorable »}$$

S : surface charge par m<sup>2</sup>

Les valeurs sont en annexe D

➤ **Effort de freinage du a B<sub>c</sub> :**

**B<sub>c</sub>** = 30 t par tablier un seul camion est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système ne sont pas susceptibles de majorations pour effets dynamiques, mais ils sont multipliés par les coefficients.

La valeur de courte durée de la résultante des forces de freinage vaut : **F<sub>bc</sub> = b<sub>c</sub> = 30 t**

### 3.4.4. Forces centrifuges

Puisque l'ouvrage étudié présente une courbe de rayon R = 170 m, il faut prendre en considération les forces centrifuges qui sont calculées uniquement à partir du système **B<sub>c</sub>**

Notre ouvrage est de rayon de 170 m.

- Les effets de forces centrifuges ainsi évaluées sont à cumuler avec les effets résultant du poids de la surcharge « **B<sub>c</sub>** »
- Les effets de forces centrifuges ne sont pas cumulés avec ceux des efforts de freinage

Chaque tête de pile subit la force centrifuge suivante :

$$F_{centrif} = B_c \times \left( \frac{R+150}{6R+35} \right) = 30 \times \left( \frac{170+1}{6 \cdot 170+3} \right) = 7,007 \text{ t}$$

$$F_{centrif} = 7,007 \text{ t}$$

### 3.4.5. Surcharges sur les trottoirs

Le règlement prévoit deux systèmes de charges : un système local destiné à la justification des éléments de couverture du tablier (hourdis, entretoises) et un système général pour le calcul des poutres principales. Les diverses charges de trottoir ne sont pas majorées pour les effets dynamiques

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m<sup>2</sup> réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Premier trottoir chargé (côté droit) : P1 = 0,15 x 0,65m = 0,0975 t/ml.

Deuxième trottoir chargé (côté gauche) : P2 = 0,15 x 0,5 m = 0,075t/ml.

Les deux trottoirs chargés : Pt = 0,1725 t/ml

Tableau 3.10 : Surcharge de trottoir

Surcharge sur trottoir	Valeur retenue	Remarque
Système local	$q_{tr} = 450 \text{ Kg/m}^2$ -roue de 6 t disposée sur les trottoirs en bordure de chaussée dans un carré de 0,25 m de côté	Elles sont utilisées pour la justification d'éléments du tablier dans le sens transversal. D'après le fascicule 61 titre II, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de 450 kg/m <sup>2</sup> de façon à produire l'effet maximal envisagé.
Système général	$q_{tr} = 150 \text{ Kg/m}^2$	Elles sont appliquées pour les justifications dans le sens longitudinal. D'après le fascicule 61 titre II, la charge appliquée sur les trottoirs est uniformément répartie de 150 kg/m <sup>2</sup> de façon à produire l'effet maximal envisagé.

### 3.5. EVALUATION DES ACTIONS ACCIDENTELLES

Les éléments porteurs de l'ouvrage peuvent être endommagés par l'impact des véhicules routiers ou par les chocs contre les bordures et les barrières de retenue.

Les actions sismiques sont considérées comme des actions accidentelles et elles sont calculées selon les formules des règlements parasismiques des ouvrages d'art.

- Action sismique : Notre ouvrage comme c'est un pont routier il est classé dans le groupe 1 (pont stratégique); Zone sismique III

### 3.6. COMBINAISONS D'ACTIONS

Les critères de conception des ponts routiers sont définis conformément aux normes du BPEL. Ces critères sont établis en prenant en compte une action principale, accompagnée d'actions secondaires. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature principale ou secondaire. Les différentes combinaisons d'actions à prendre en considération pour notre projet d'ouvrage sont en tableau 3.11.

Tableau 3.11: Combinaisons d'action

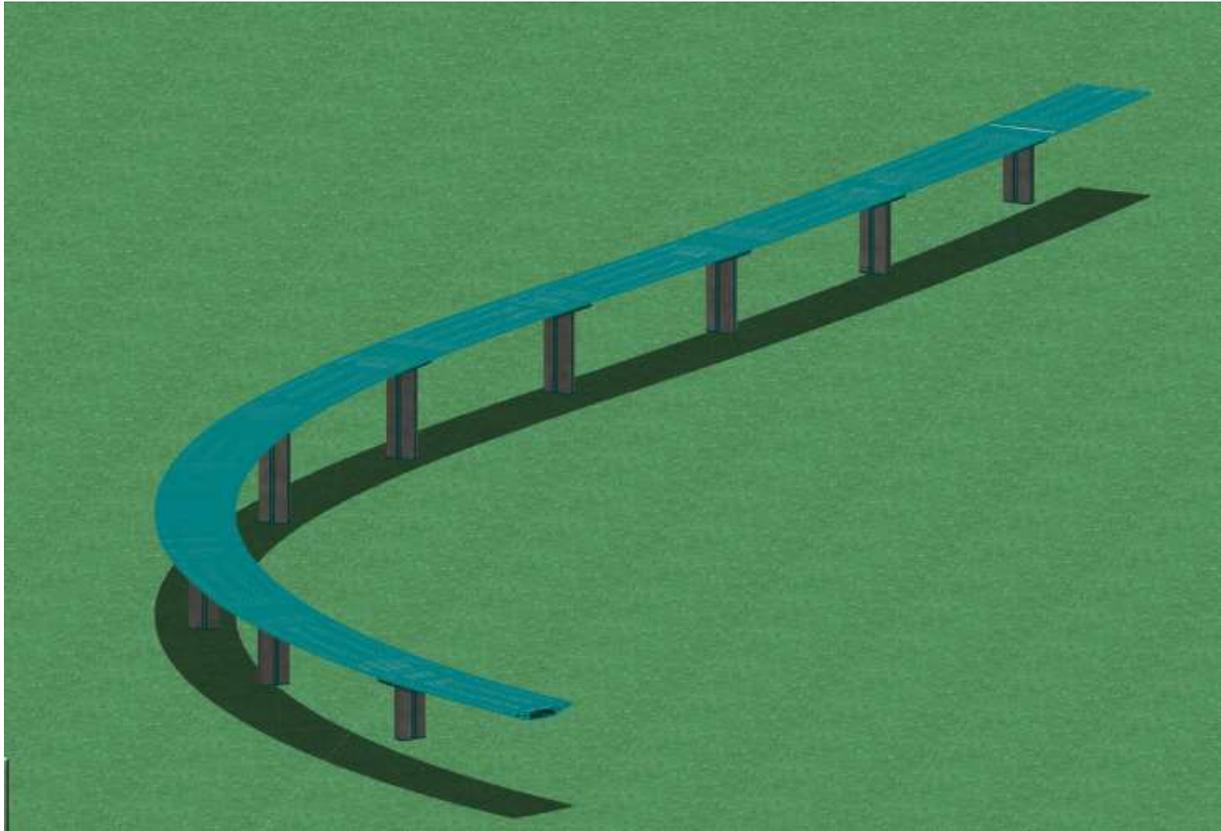
Action prépondérante	Combinaisons	N° de la combinaison
<b>A L'ELU</b>	<b>1.35G+1.6 (A(L) +ST)</b>	<b>1</b>
	<b>1.35G+1.6 (B<sub>c</sub>+ST)</b>	<b>2</b>
	<b>1.35G+1.35M<sub>c120</sub></b>	<b>3</b>
	<b>1.35G+1.35D<sub>240</sub></b>	<b>4</b>
<b>A L'ELS</b>	<b>G+1.2 (A(L) +ST)</b>	<b>1</b>
	<b>G+1.2 (B<sub>c</sub>+ST)</b>	<b>2</b>
	<b>G+M<sub>c120</sub></b>	<b>3</b>
	<b>G+D<sub>240</sub></b>	<b>4</b>
	<b>G+1.2 (A(L) +ST) +0.5(ΔT)</b>	<b>5</b>
	<b>G+1.2 (B<sub>c</sub>+ST) +0.5 (ΔT)</b>	<b>6</b>
	<b>G+M<sub>c120</sub>+0.5 (ΔT)</b>	<b>7</b>
	<b>G+T</b>	<b>8</b>
	<b>G+D<sub>240</sub>+0.5 (ΔT)</b>	<b>9</b>

### 3.7. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons eu l'opportunité de répertorier les diverses charges que le tablier doit supporter ainsi que les combinaisons de charges à prendre en compte pour le calcul des sollicitations. Dans le chapitre suivant on procède la modélisation et l'analyse de notre ouvrage

# CHAPITRE IV

## Modélisation numérique



---

“Engineering is the art of modeling materials we do not wholly understand, into shapes we cannot precisely analyze so as to withstand forces we cannot properly assess, in such a way that the public has no reason to suspect the extent of our ignorance.”

-Dr AR Dykes

---

## 4.1 INTRODUCTION

L'objectif de la modélisation est de créer un modèle capable de décrire de manière approximative le comportement de l'ouvrage dans différentes situations. Le chapitre actuel se concentrera sur le calcul des contraintes dans différentes sections du tablier en utilisant les combinaisons mentionnées dans le chapitre précédent, à la fois dans des conditions d'utilisation normale (ELU) et dans des conditions de service limites (ELS). Pour effectuer ces calculs, nous utiliserons le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

## 4.2. DESCRIPTION DU LOGICIEL AUTODESK ROBOT STRUCTURAL

Robot est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales.

Les utilisateurs de Robot Structural Analysis pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques.

Autodesk Robot permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante.

## 4.3. MODELISATION

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire, d'une manière approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend les étapes suivantes :

1. la définition de la structure.
2. la définition des différentes sections de l'ouvrage
3. la définition des matériaux utilisés.
4. la définition des conditions d'appuis.
5. la définition des cas de charges et des combinaisons de calcul.

Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La méthode des éléments finis est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud. La MEF utilise des approximations simples des

variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

#### 4.3.1. Définition de la structure

Pour l'analyse globale de la structure (calcul statique ou sismique), nous avons modélisé l'ouvrage en totalité (infrastructure et superstructure), sauf les culées qui ne sont pas traités (Fig.4.1). Le tablier est modélisé en barre, les futs des piles sont modélisés en barre aussi, la semelle en éléments surfacique, les pieux sont modélisés en éléments barre, le calcul est réalisé à l'aide du logiciel ROBOT version 19.

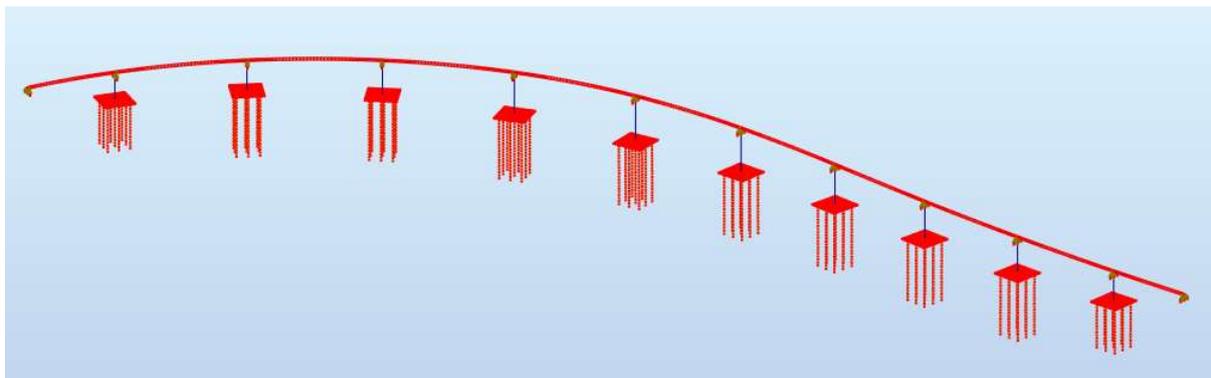


Figure .4.1 : Vue global de modèle

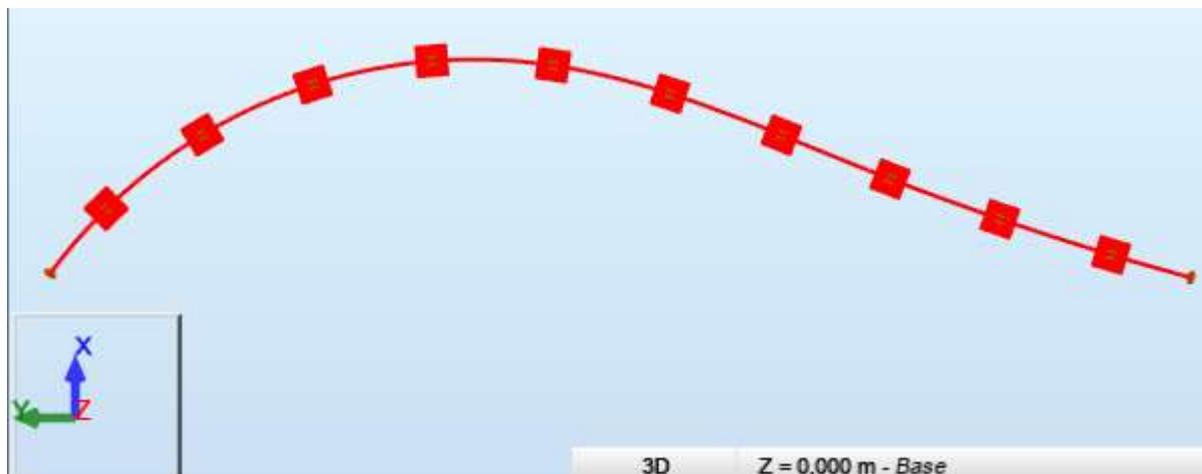


Figure 4.2: Vue en plan du modèle

#### 4.3.2. Définition des différentes sections de l'ouvrage

Pour définir les sections, nous avons utilisé le logiciel Auto CAD pour les créer. Nous avons ensuite importé ces sections dans Robot Structural Analysis, qui a calculé les différentes caractéristiques mécaniques de chaque section. Les résultats de ces calculs sont en annexe A.

#### 4.3.3. Définition des matériaux utilisés

Nous avons défini deux types de béton :

\* Béton RN40 pour le tablier

\* Béton RN30 pour les piles, les futs et l'infrastructure

### 4.3.4. Définition des conditions d'appuis

#### 4.3.4.1 Conditions aux limites et interaction sol-structure

Les fondations de l'ouvrage sont des fondations profondes, l'interaction sol structure est assurée par des ressort élastique dont la raideur est calculée selon les caractéristiques géotechniques du sol in-situ, la raideur de ce ressort est évaluée selon deux méthodes

#### 1/ Méthode du fascicule 62

Les formules sont les suivantes :

$$k_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left( 2,65 \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha} \quad \text{Pour : } B \geq B_0$$

$$k_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot (2,65)^\alpha + \alpha} \quad \text{Pour : } B \leq B_0$$

Avec  $B_0 = 0,60$  m,  $\alpha$  étant un coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux suivants :

Tableau 4.1: Coefficient de caractéristiques géotechniques du sol

TYPE	Tourbe		Argile		Limons		Sable		Grave	
	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$\alpha$	$E_M/P_1$	$E_M/P_1$	$\alpha$
Sur-consolidé ou très serré	-	>16	1	<14	2/3	1/2	1/2	>10	1/3	
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-6	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	
Sous consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3			-

pour certains calculs, par exemple vis-à-vis de sollicitations accidentelles très brèves (chocs), ou, pour les sols cohérents, de sollicitations rares de courte durée, le marché pourra admettre que les justifications soient menées à partir d'un diagramme d'interaction tel que celui représenté par la figure ci-dessous.

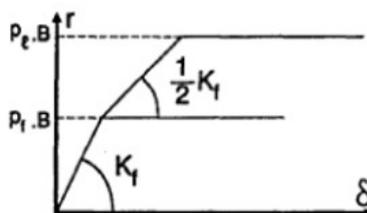


Figure 4.3 : Diagramme d'interaction sol-structure

## 2/ Méthode de Foxta dont les formules sont les suivantes

A partir des données pressiométriques (élastique) : loi de mobilisation élastique caractérisée par un coefficient de réaction  $k_s$  (kPa/m) défini à partir des paramètres pressiométriques :

$$k_{sM} = \frac{1}{B} \cdot \frac{18 \cdot E_M}{\left(4 \cdot \left(2,65 \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha \cdot \frac{B_0}{B} + 3 \cdot \alpha\right)} \quad \text{si } B \geq B_0$$

$$k_{sM} = \frac{1}{B} \cdot \frac{18 \cdot E_M}{(4 \cdot (2,65)^\alpha + 3 \cdot \alpha)} \quad \text{si } B \leq B_0$$

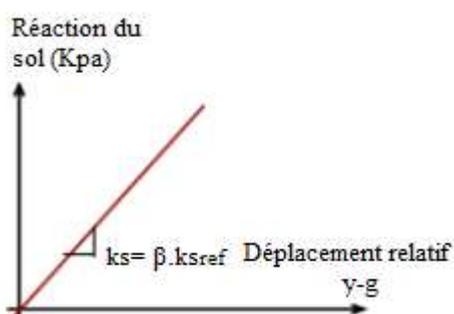


Figure 4.4: Loi de mobilisation de la réaction latérale du sol : \*a partir des données pressiométriques (élastique)\*

Où  $E_M$  désigne le module pressiométrique,  $\alpha$  le coefficient rhéologique,  $B$  le diamètre (équivalent) du pieu, et  $B_0$  diamètre de référence pris égal à 0,6 m. Le paramètre  $\beta$  dépend du type de sollicitations et est contrôlé par le 3<sup>ème</sup> niveau de choix disponible :

Sous sollicitations permanentes :  $\beta = 1$

Sous sollicitations de courte durée :  $\beta = 2$

### Réaction tangentielle

La Loi de mobilisation de la réaction tangentielle, c'est-à-dire le frottement développé sur les surfaces latérales des éléments de fondation allongés comme les barrettes, est définie par :

-un segment de droite passant par l'origine et de pente  $K_s$ .

-un palier  $r_s$  (\*).

Le module  $K_s$  est pris égal au module de réaction frontale  $K_f$

Le palier  $r_s$  est pris égale à :  $2 \cdot L_s \cdot q_s$

Où  $L_s$  est la longueur sur laquelle est calculée le frottement latéral (\*\*), et  $q_s$  le frottement latéral unitaire limite tel qu'il est défini par l'annexe C.3. Pour la justification vis-à-vis des charges axiales.

Les raideurs pris en compte sont les raideurs évaluées par la méthode du fascicule 61

### Données géotechniques, interaction sol-structure et calcul du module de réaction

Le rapport géotechnique nous a fourni les éléments suivants :

le module pressiométrique (EM) pour chaque couche de sol et au niveau de chaque sondage.

Suivant les résultats de la campagne, nous avons pratiquement les trois couches suivantes :

- Argiles
- Argiles/argiles marneuses
- Marne Pour l'ensemble des essais de carottage et les essais pressiométriques, nous avons pris pour chaque couche une moyenne du module E, le tableau suivant donne les résultats des modules de réaction au niveau des appuis :

Tableau 4.2: Modules de réaction au niveau des appuis

Profondeur (m)	EM (Mpa)	B	B <sub>0</sub> (m)	$\alpha$	K <sub>FOXTA</sub> (KN/m)	K <sub>fascicule 62</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P2 P3 P4 P5 P6 P7 P8 P9
0-6	0	1,2	0,6	2/3	0	0	
6-10	5	1,2	0,6	2/3	9283	22 278	
10-20	100	1,2	0,6	2/3	185 651	445 562	

Profondeur (m)	EM (Mpa)	B	B <sub>0</sub> (m)	$\alpha$	K <sub>FOXTA</sub> (KN/m)	K <sub>fascicule 62</sub> (KN/m)	C0 P1 P10 C2
0-6	5	1,2	0,6	2/3	9283	22 278	
6-15	150	1,2	0,6	2/3	27 8476	668 343	

On a affecté les raideurs calculées suivant la profondeur aux barres de pieux à l'aide des appuis élastiques après l'ajout des nœuds chaque 1m.

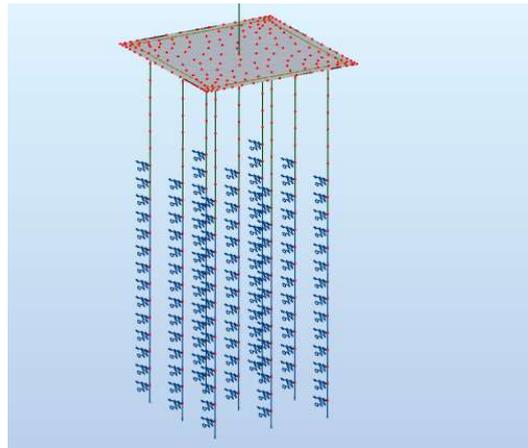


Figure 4.5: Conditions aux limites au pieux

#### 4.3.4.3. Appuis sur Culée

La liaison entre le tablier et les dés d'appuis est réalisée au moyen de liaisons rigides. L'extrémité du tablier constitue le nœud maître, qui est relié aux dés d'appui par des liaisons rigides. Ainsi, tous les efforts seront fidèlement transmis aux appuis qui sont encastrés.

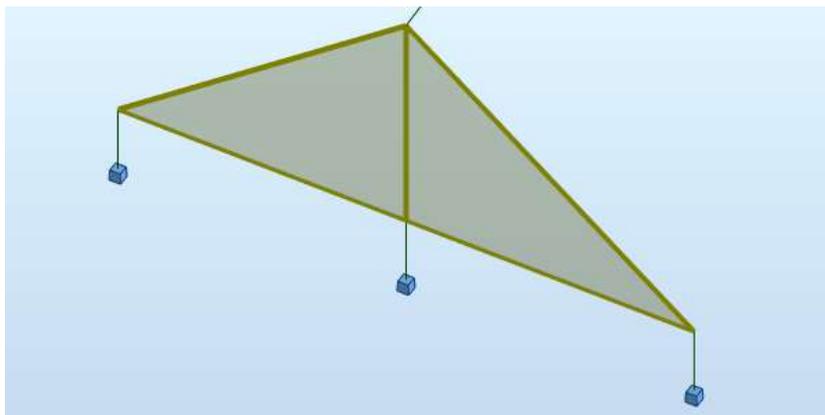


Figure 4.6 : Appuis aux culées

#### Liaisons rigides

La liaison rigide est utilisée pour modéliser les parties parfaitement rigides des structures élastiques (définition du corps rigide dans la structure). Le premier nœud est nommé le nœud maître (MASTER) et les autres sont les nœuds esclaves (SLAVE).

La définition d'une liaison rigide entre les nœuds équivaut à l'application des conditions de compatibilité rigide sur tous les déplacements dans ces nœuds. Tous les nœuds associés à un nœud maître constituent un groupe de nœuds comparable à un corps rigide (non déformable).

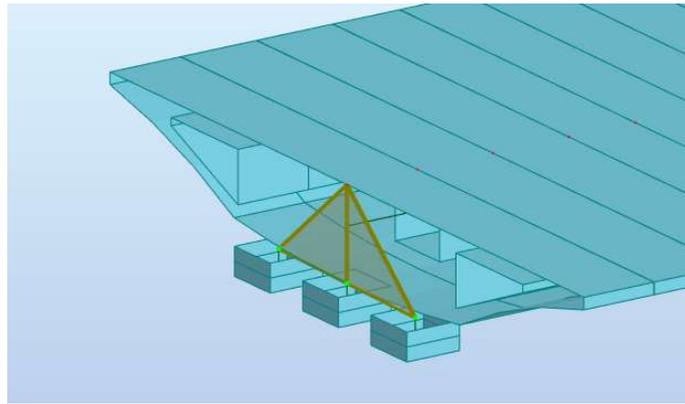


Figure 4.7 : Liaison rigide entre le tablier et les dés d'appuis

#### 4.3.4.4 Liaison Tablier-pile

Suivant le même principe que la liaison de la culée, nous avons établi la liaison entre le tablier et les dés d'appui. De plus, nous avons modélisé les fûts avec des poutres infiniment rigides afin de transmettre les efforts aux piles.

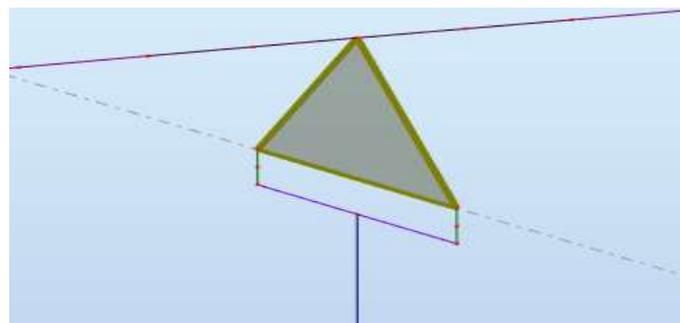


Figure 4.8 : Liaison Tablier-Appui

#### Données de modélisation des appareils d'appuis

Les appareils d'appuis constitués de Néoprène frété sont modélisés par des ressorts avec les raideurs linéaires dans les 3 directions ( $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_z$ ) ainsi que les directions des deux rotations ( $\theta_x$  et  $\theta_y$ ), les raideurs sont calculées selon le document SETRA (Guide technique Appareils d'appui en élastomère frété) dont les formules sont au tableau 4.3.

Tableau 4.3: Formules de raideur d'appareil d'appuie

Raideur	Formules complètes selon les notations de NF EN 1337-3	Formules simplifiées
$K_X$ et $K_Y$	$AG_0/T_0$	$AG_0/T_0$
$K_Z$	$\left  \sum \frac{t_1}{A} \cdot \left( \frac{1}{5 \cdot G_b \cdot S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right ^{-1}$	$\infty$
$K_{\theta}$ rectangulaire	$G_b \cdot \frac{a'^5 - b'}{n - t_i^3 \cdot K}$	0
$K_{\theta}$ circulaire	$G_b \cdot \frac{\pi \cdot D'^6}{512n \cdot t_i^3}$	0
$K_{\theta z}$	-	0

Dans notre cas de calcul, nous avons utilisé des appareils de type HDRB, nous avons directement utilisé les données du constructeur Avec la descente des charges (statique et sismique) ainsi que les déplacements résultats du calcul sismique, les appareils d'appuis sont les suivants : HDRB 1.4-16% pour les piles et les culées avec les rigidités respectivement ( $K_r=3000$  KN/m et  $K_r=1500$  KN/m).

Afin d'approcher au comportement réel nous avons utilisé l'outil de nœuds compatibles pour modéliser les appareilles d'appuis, en choisissant le type élastique et affectons les nœuds au barres liée au tablier.

### Nœuds compatibles

Pour les structures à barres dans lesquelles l'intersection des barres se produit, on peut obtenir les mêmes valeurs des déplacements pour les barres dans le point de leur intersection. Pour cela, l'option Nœuds compatibles est utilisée. On doit définir le nombre de nœuds correspondant au nombre de barres relatives. Chaque nœud appartient à une autre barre.

il est possible de définir les types de nœuds compatibles suivants : rigides, élastiques, avec amortissement, et non-linéaires.

## 4.4. LA DEFINITION DES CAS DE CHARGES ET DES COMBINAISONS DE CALCUL

Nous avons pris en compte toutes les charges considérées au chapitre précédent.

Les charges  $B_c$ ,  $M_{c120}$ ,  $D_{240}$  sont modélisées avec des charges roulables, les charges A avec charges linéaires, l'effet de retrait avec fonction de dilatation, l'effet de température avec fonction de température, l'effet de vent, freinage, forces centrifuges avec charges linéaires.

## 4.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre dédié à la modélisation du pont pour les études statique et dynamique, nous avons exploré les méthodes et les techniques essentielles pour représenter le comportement de la structure sous différentes charges et conditions.

# CHAPITRE V

## Etude de Précontrainte



---

« À aucun degré, le béton précontraint n'est du béton armé amélioré. Il n'a, avec le béton armé, aucune frontière commune »

- E. FREYSSINET, 1946

---

## 5.1. INTRODUCTION

L'étude de précontrainte d'un viaduc à dalle élégie est un sujet complexe qui nécessite une compréhension approfondie des principes de la mécanique des structures.

La précontrainte est une technique de renforcement des structures qui consiste à appliquer des forces de compression sur le béton avant qu'il ne soit soumis à des charges extérieures. Cette technique permet également d'augmenter la portée des poutres et des tabliers, de réduire l'épaisseur des éléments de structure et donc de diminuer le poids total de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, nous allons examiner les différentes étapes de l'étude de précontrainte d'un pont à dalle élégie, ainsi que les phases de construction.

## 5.2. LE PRINCIPE DE LA PRÉCONTRAINTE

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton (Fig. 5.1).

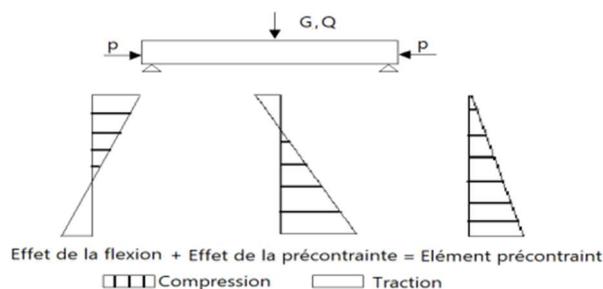


Figure. 5.1: Poutre soumise à une précontrainte

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

- Précontrainte par pré-tension.
- Précontrainte par post-tension.

### 5.2.1. Précontrainte par pré-tension

La précontrainte par pré-tension est une méthode de précontrainte qui consiste à la mise en place de « câbles » ou torons en acier qui sont tendus entre deux bancs de précontrainte qui servent d'ancrage. Cette méthode peut être appliquée avant le coulage du béton (Fig. 5.2).

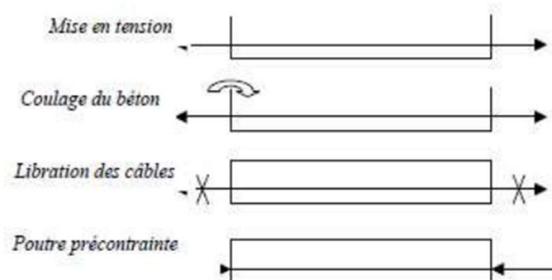


Figure 5.2 : Précontrainte par pré-tension

### 5.2.2. Précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension place la structure en béton sous compression dans les zones où les charges provoquent des contraintes de traction. Elle applique une contrainte compressive sur les matériaux, ce qui compense les contraintes de traction que le béton pourrait subir sous la mise en charge de l'élément. Cette méthode est utilisée après le coulage et la prise du mélange de béton frais.

Les phases d'exécution pour la technique post-tension sont :

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

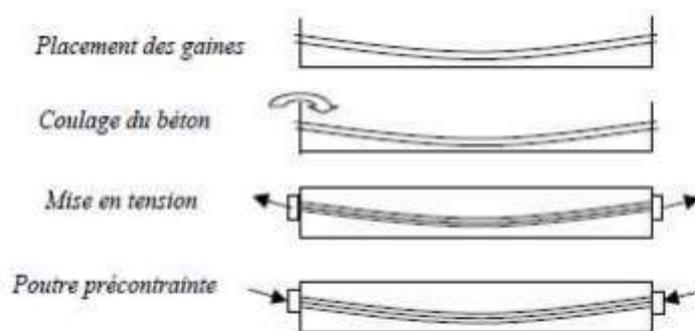


Figure 5.3 : Précontrainte par post-tension

On distingue différentes possibilités de post-tension :

- Par câbles ou fils adhérents.
- Par câbles glissant dans des conduits (gaine métallique, gaine plastique, tubes métalliques).

### Ancrage

On distingue principalement, deux types d'ancrage :

- Ancrage actif : situé à l'extrémité de la mise en tension.
- Ancrage passif : (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (actif - actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif - passif)

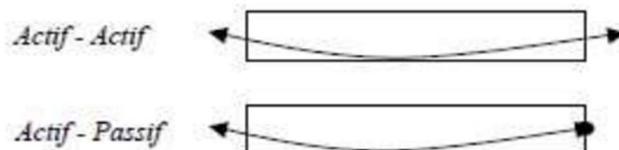


Figure 5.4 : Types d'ancrage

### 5.3. MÉTHODE DE CONSTRUCTION

Nous utilisant une méthode de construction, fréquemment employées dans l'exécution des ponts modernes de portées moyennes (30 à 45 m en général), la construction à l'avancement par tronçons successifs de longueur égale à celle de la travée courante, avec des joints situés au voisinage du cinquième de la portée, c'est-à-dire dans une section où la précontrainte définitive doit être à peu près centrée.

Le phasage de construction comporte les étapes suivantes :

- Réalisation des appuis avec des systèmes de coffrage verticaux classiques, type branche ou équivalent (ces éléments coffrant doivent être stabilisés pour reprendre les efforts de poussée dus au vent en cours de travaux et au bétonnage).
- Mise en place :
  - De l'étaie vertical qui doit soutenir de la structure du tablier en cours de réalisation et le poids des coffrages horizontaux ;
  - De l'étaie horizontal à base de profilés s'appuyant en tête de l'étaie vertical.
  - Des dalles préfabriquées participantes utilisées comme coffrage perdu.
- Mise en place des armatures du tablier, mise en place des blocs en polystyrène constituent les évidements, éventuellement, mise en place des gaines de précontrainte.
- Bétonnage du tablier.
- Mise en précontrainte éventuelle du tablier.
- Décintrement des coffrages et enlèvement de l'étaie général.

Les schémas suivants donnent un aperçu sur le phasage de réalisation :

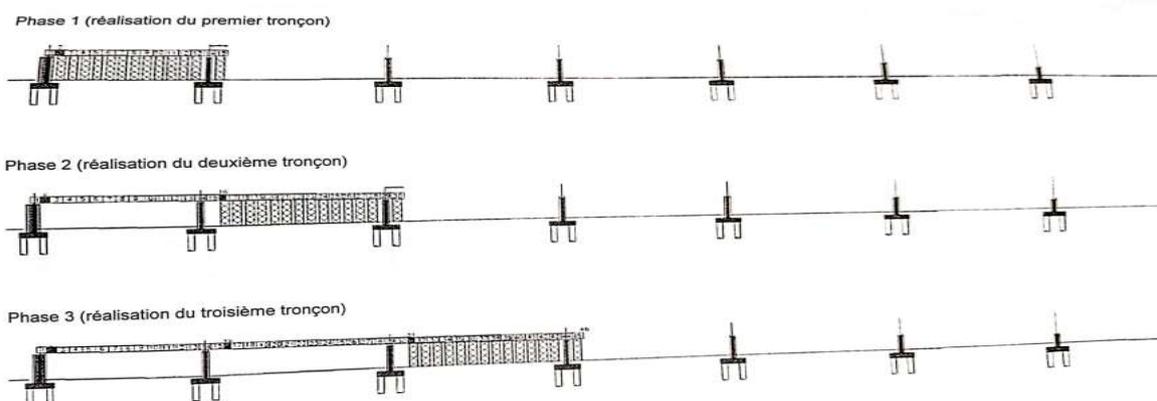


Figure 5.5 : Phase 1 à 3 de réalisation

Le cintre est un ouvrage provisoire dont il convient d'assurer la stabilité de la structure et de ses appuis et fondation pendant toutes les phases de travaux. Il faut aussi prendre en compte sa

déformabilité et compenser par des contre-flèches de construction, les déformations générées lors du bétonnage.

Le cintre sera constitué de tours posées sur le sol par l'intermédiaire de dalle préfabriquées (Fig.5.6), les prés-dalle préfabriqués seront utilisé comme coffrage et participeront à la résistance de la dalle élégie, ces prés-dalles prendront appuis sur les tours de l'étaieiment par l'intermédiaire de profilés métallique laminés.

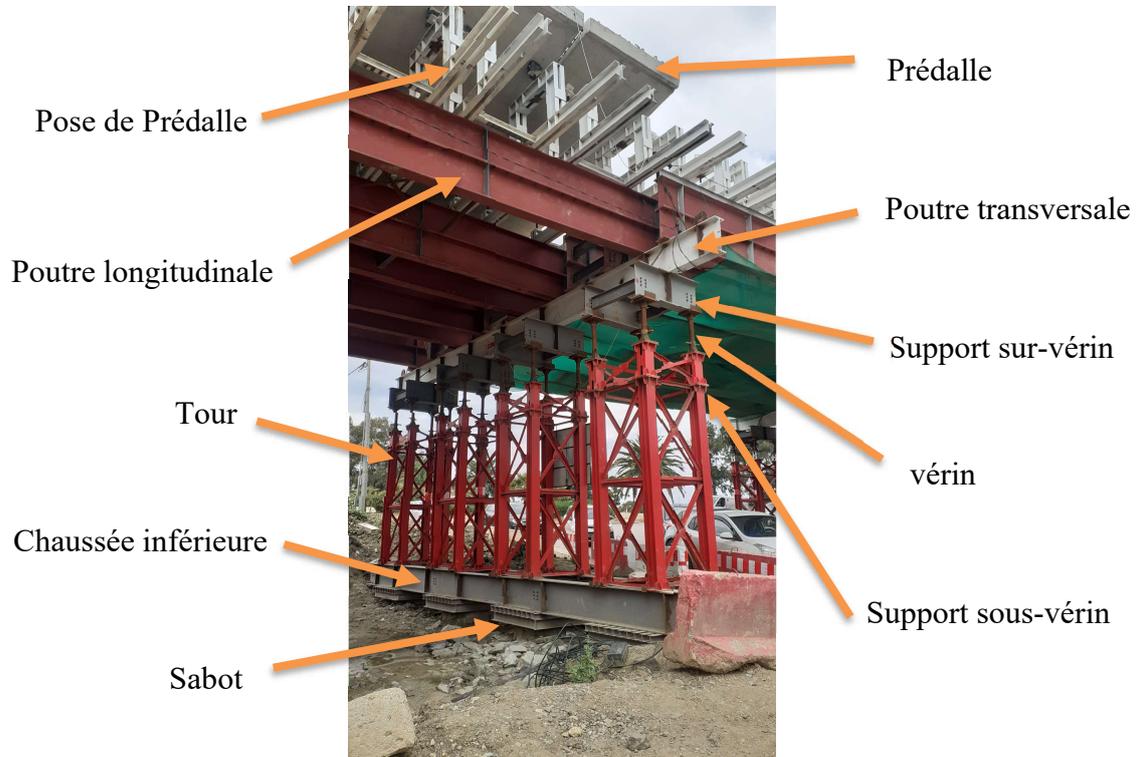


Figure 5.6 : Cintre



Figure. 5.7 : Système d'échafaudage

Le tableau suivant détaille les segments pris en compte pour le calcul et les phases d'exécution du tablier

Tableau 5.1 : Longueurs de tronçons

Tronçon	L	X
Tr1	22,208	0
		22,208
Tr2	37,688	59,896
Tr3	39,354	99,25
Tr4	39,35	138,6
Tr5	39,84	178,44
Tr6	40,326	218,766
Tr7	40,668	259,434
Tr8	40,738	300,172
Tr9	40,74	340,912
Tr10	40,732	381,644
Tr11	37,016	418,66

### Coupleurs

Ce type de dispositif est utilisé dans les ouvrages construits à l'avancement. Il permet d'accrocher un nouveau câble, dit secondaire. Mis en tension au cours d'une phrase de travaux (n+1). À l'extrémité d'un câble, dit primaire, déjà tendu au cours de la phrase de travaux n.

Le coupleur doit donc remplir une double fonction :

- assurer l'ancrage actif du câble primaire ;
- transmettre jusqu'à l'extrémité en cause du câble primaire l'effort de tension appliqué ultérieurement au câble secondaire.

Pour que cette deuxième fonction soit assurée, il convient d'éviter toute possibilité de butée directe du coupleur sur le béton secondaire, coulé au cours de la phrase n+1, donc de l'en isoler par un capot.

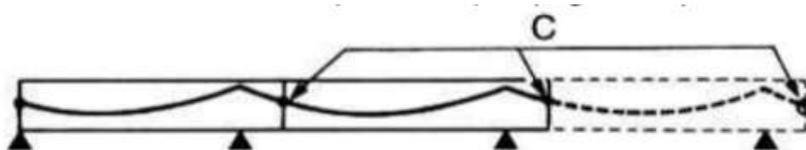


Fig.5.8 : Exemple d'utilisation de coupleurs C dans une construction à l'avancement

### 5.4. Hypothèses de calcul

- **Contraintes limites de traction**

Les calculs se feront en classe I, c'est-à-dire on n'admet pas de traction dans l'ensemble de section de béton en situation d'exploitation. D'où ;  $\sigma_{bt1} = \sigma_{bt2} = 0$

En situation d'exécution la traction est limitée à  $0,7 f_{tj}$

- **Contraintes limites de compression**

1. En construction :  $\sigma_{bc1} = 24 \text{ MPa}$  ( $0,6x f_{c28}$ )

2. En service :  $\sigma_{bc2} = 20 \text{ MPa}$  ( $0,5 x f_{c28}$ ) sous l'effet de combinaison quasi permanent

$$\sigma_{bc2} = 24 \text{ MPa } (0,6 \times f_{c28}) \text{ sous l'effet des combinaisons rares et fréquentes}$$

### Actions de calcul

- Poids de superstructure
- surcharge d'exploitation routière ( $B_c$ , A (L),  $M_{c120}$ ,  $D_{240}$ )
- la Précontrainte

## 5.5. CALCUL DE PRÉCONTRAINTÉ

### 5.5.1. Caractéristiques géométriques de sections de la dalle

Les caractéristiques de chaque type de section sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 5.2: Caractéristique des sections

Section	S (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	vs (m)	vi (m)	H (m)	ru
type 1	6,696	1,133	0,525	0,795	1,320	0,406
type 2	7,570	1,133	0,540	0,780	1,320	0,355
type 3	8,445	1,200	0,552	0,768	1,320	0,335
type 4	9,720	1,245	0,542	0,778	1,320	0,304
type 5	11,803	4,071	0,855	1,161	2,016	0,347
type 6	13,077	4,278	0,818	1,198	2,016	0,334

S : aire de section ;

I : inertie de section

vs et vi les fibres extrêmes supérieure et inférieure respectivement ; H : hauteur de section ;

ru : rendement géométrique donné par la formule :  $\rho = \frac{I}{S \cdot v_s \cdot v_i}$

### 5.5.2. Recherche du tracé du câble moyen

#### 5.5.2.1. Principe de la méthode

- a) on détermine la force de précontrainte dans les sections les plus sollicitées, et ainsi le nombre de câbles
- b) On trace le fuseau limite qui dépend dans chaque section de la force de précontrainte, donc des pertes de tension que l'on estimera à priori avec une bonne approximation sur un tracé approché.
- c) On construit dans le fuseau limite un câble concordant passant par des points de passage obligé du fuseau. Cette construction se fait à partir de considérations sur les moments hyperstatiques de précontrainte.
- d) Par des transformations linéaires adéquates, on déplace le câble sans changer sa forme intrinsèque afin de le faire entrer dans la dalle en le centrant au mieux dans la structure. On

obtient ainsi le câble moyen définitif, pour lequel les pertes de tension sont calculées avec précision.

e) On procède ensuite aux vérifications des contraintes.

## a) -Évaluation de la précontrainte

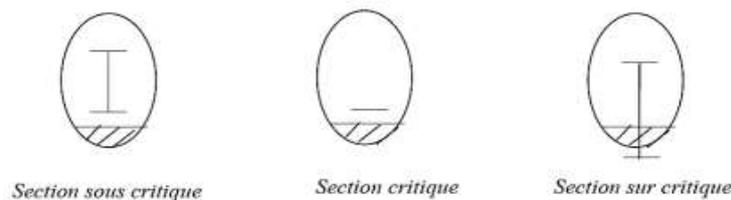
### 1)-Notion de la section critique

Section sous critique : Si tous les segments de passage est à l'intérieur de la zone qui permet un enrobage suffisant, la section est dite sous critique.

Section critique : Dans le cas où il serait possible que le segment de passage soit réduit à un point, la section est critique.

Section sur critique : Si le segment de passage à une de ses frontières découpe la zone

D'enrobage (segment ouvert), la section est dite sur critique



### 2)-Détermination la force de précontrainte minimale

Le BPEL99 définit deux situations auxquelles on peut être confronté : section sous critique, lorsque le fuseau de passage des câbles est au-dessus de la zone d'enrobage et la section sur critique, lorsque l'excentricité du câble ne satisfait pas la condition d'enrobage. À chaque situation correspondent une force de précontrainte  $P$  et une excentricité  $e_0$ .

-Calcul en section sous-critique :

La précontrainte sous critique vaut :

$$P = \frac{\Delta M}{\rho v}$$

Étant donné que l'inertie varie le long du tablier, nous ne pouvons pas simplement prendre l'écart de moment maximal. En utilisant un tableau Excel, nous avons calculé la force de précontrainte critique pour chaque section et identifié la valeur maximale. Cette force maximale a été trouvée à la onzième travée, à  $x=398,56m$ . À cet emplacement précis, nous avons déterminé que la force critique était de :

$$P = 31\,691,7 \text{ KN}$$

L'excentricité du câble vaut :

$$\text{En travée : } e_0 = \rho v - \frac{M_{max}}{P_{sous}} \quad ; \quad \text{Sur appui : } e_0 = \rho v' - \frac{M_{min}}{P_{sous}} \quad \text{Avec } v' < 0$$

Soient  $d$  et  $d'$  les enrobages, respectivement supérieur et inférieur des axes des câbles de précontrainte.

$$\text{Max}(e_0) = 1,9 > v-d = 0,51\text{m}$$

La valeur trouvée pour l'excentricité se trouve hors de la zone d'enrobage, par conséquent la section n'est pas sous-critique.

-Calcul en section surcritique :

Fibre supérieure tendue (sur appui) :

$$P_{SUR} = -\frac{M_{min}}{\rho v' + v - d} \quad P_{SUR} = -\frac{-47\,968,61}{0,33 * 1,19 + 0,81 - 0,3} = 52\,272,64 \text{ KN}$$

$$e_0 = \rho v' - \frac{M_{min}}{P_{sur}} \quad e_0 = 0,33 * 1,19 - \frac{-47\,968,61}{52\,272}$$

L'excentricité vaut alors :  $e_0 = 0,51\text{m}$

Fibre inférieure tendue (en travée) :

$$P_{SUR} = \frac{M_{max}}{\rho v - v' - d'} \quad P_{SUR} = \frac{20\,509,79}{0,405 * 0,524 - (-0,795) - 0,33} = 30\,452,42 \text{ KN}$$

Avec :  $v' < 0$

$$e_0 = \rho v - \frac{M_{max}}{P_{sur}} \quad e_0 = 0,405 * 0,524 - \frac{20\,509,79}{30\,452,42}$$

L'excentricité vaut alors :  $e_0 = -0,46 \text{ m}$

Nous choisissons finalement :  $P_{SUR} = 52\,272,6 \text{ KN}$

### 3)-Calcul de la précontrainte initiale

Pour les ponts routiers, les pertes de précontrainte sont généralement comprises entre 20% et 35% de la force initiale. Pour les armatures de classe 1860 MPa, il est généralement considéré une perte d'environ 35 %<sup>1</sup>. La précontrainte initiale vaut donc :

$$P_0 = \frac{P}{1 - \%p} = \frac{52\,272,6}{1 - 0,3} = 74\,651,21 \text{ KN}$$

<sup>1</sup> Patrick Le Delliou, Béton précontraint aux Eurocodes (Presses Universitaires Lyon, 2003), 240

#### 4)-Détermination du nombre de câbles

Force reprise par un câble de 19 torons :

$$F = \max(0,8 n_{\text{torons}} \times f_{rg} \times A_p ; 0,9 n_{\text{torons}} \times f_{eg} \times A_p)$$

$$F = \max(0,8 \times 19 \times 1860 \times 150 ; 0,9 \times 19 \times 1600 \times 150) = 4240,8 \text{ KN}$$

Le nombre minimal de câbles est :

$$N_{\text{câbles}} = \frac{P_0}{F} = \frac{74\,651,2}{4240,8} = 17,61$$

Nous choisissons  $N_{\text{câbles}} = 20$  câbles

#### 5-Calcul de la nouvelle valeur de P0

$$P_0 = 20 \times 42,40 = 84,816 \text{ MN}$$

-On déduit les deux valeurs caractéristiques  $P_1$  et  $P_2$  encadrant la valeur probable  $P_m$  par :

$$P_1 = 1,02 \times P_0 - 0,8 \times 0,25 \times P_0 = 69,549 \text{ MN}$$

$$P_2 = 0,98 \times P_0 - 1,2 \times 0,25 \times P_0 = 57,675 \text{ MN}$$

**Remarque** : dans les calculs qui vont suivre, nous prendrons la valeur  $P_m$  (précontrainte moyenne) :

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2} = 61,06752 \text{ MN}$$

#### b) -Etude de fuseaux limites

Par définition le fuseau limite est la zone où doit se trouver le centre de pression, au sens de la flexion composée, pour que l'on soit assuré que les contraintes maximale et minimale admises en compression ne sont pas dépassées sur les fibres extrêmes. Ceci s'exprime, pour une section donnée, par les quatre conditions suivantes :

$$(1) \begin{cases} \frac{F}{S} + M_1 \times \frac{V_s}{I} + M_P \times \frac{V_s}{I} \geq \bar{\sigma}_1 & (a) \\ \frac{F}{S} + M_2 \times \frac{V_s}{I} + M_P \times \frac{V_s}{I} \leq \bar{\sigma}_b & (b) \\ \frac{F}{S} + M_2 \times \frac{V_i}{I} + M_P \times \frac{V_i}{I} \geq \bar{\sigma}_1 & (c) \\ \frac{F}{S} + M_1 \times \frac{V_i}{I} + M_P \times \frac{V_i}{I} \leq \bar{\sigma}_b & (d) \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : les moments fléchissant extrêmes auxquels est soumise la section ( $M_1 < M_2$ )

$M_P$  : Moment globale de précontrainte

$V_s$  : Ordonnée de la fibre supérieure de la section rapportée à l'axe neutre.

$V_i$  : Ordonnée de la fibre inférieure de la section rapportée à l'axe neutre.

$\bar{\sigma}_1$ ,  $\bar{\sigma}_b$  sont les contraintes minimale et maximale admises du béton.

Dans la section considérée nous pouvons écrire :  $M_P = P \times e + M_H$

Si nous nous intéressons aux deux conditions dites "de non traction", (inéquations (a) et (c) du système (1)) et aux deux conditions de "non compression excessive », (inéquations (b) et (d) du système (1)), il vient :

$$(3) \begin{cases} \eta v_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{S}\right) - \frac{M_1}{F} \leq e + \frac{M_H}{F} \leq \eta v_s \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{S}\right) - \frac{M_2}{F} & (e) \\ \eta v_s \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{S}\right) - \frac{M_1}{F} \leq e + \frac{M_H}{F} \leq \eta v_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{S}\right) - \frac{M_2}{F} & (f) \end{cases}$$

La double inégalité (e) délimite ce qu'il est convenu d'appeler le fuseau limite de "non traction". De la même façon la double inégalité (f) délimite la zone où doit se trouver le câble pour que l'on ne risque pas de compression supérieure à  $\underline{\sigma}_b$

- Le fuseau de "non traction" défini par les valeurs suivantes des excentremments :

$$\begin{cases} e_{st} = \eta \times V_s \times \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{(F/S)}\right) - \frac{M_2}{F} \\ e_{it} = \eta \times V_i \times \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1}{(F/S)}\right) - \frac{M_1}{F} \end{cases}$$

- Le fuseau de compression défini par :

$$\begin{cases} e_{sc} = \eta \times V_i \times \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{(F/S)}\right) - \frac{M_2}{F} \\ e_{ic} = \eta \times V_s \times \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{(F/S)}\right) - \frac{M_1}{F} \end{cases}$$

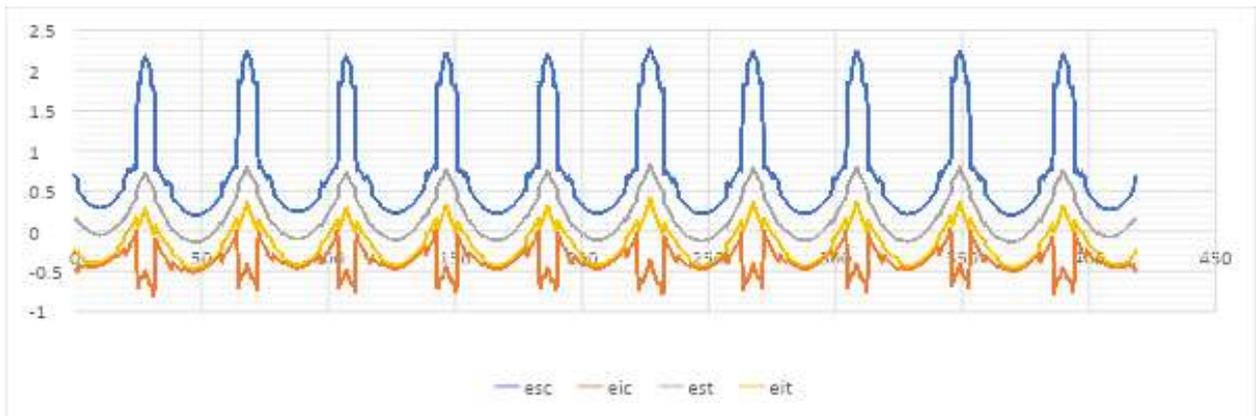


Figure 5.8 : Fuseaux limite

Le fuseau limite résultant défini par les excentremments  $e_s$  et  $e_i$  obtenus en prenant dans chaque section :

- la plus petite des deux valeurs  $e_{st}$  et  $e_{sc}$
- la plus grande des deux valeurs  $e_{it}$  et  $e_{ic}$

Tableau 5.3 : Extrait de calcul de fuseau limite

x[m]	M1 [KN.m]	M2 [KN.m]	Ft [KN]	.-M2/F	.-M1/F2	Fuseau de traction		Fuseau de compression		Fuseau limite résultant	
						est	eit	esc	eic	es	ei
0	0	0,000	68 681,31	0,000	0,000	0,165	-0,237	0,567	-0,394	0,165	-0,237
0,5	672,85	1557,660	68 772,34	-0,023	-0,010	0,142	-0,246	0,543	-0,404	0,142	-0,246
0,99	1275,04	3012,560	68 868,35	-0,044	-0,019	0,121	-0,255	0,521	-0,411	0,121	-0,255
1,49	1834,05	4336,380	67 444,29	-0,064	-0,027	0,128	-0,304	0,405	-0,352	0,128	-0,304
1,99	2339,89	5650,260	67 552,01	-0,084	-0,035	0,108	-0,312	0,385	-0,359	0,108	-0,312
2,49	2792,56	6824,520	67 661,16	-0,101	-0,041	0,091	-0,318	0,366	-0,365	0,091	-0,318
2,99	3192,07	7940,840	67 772,93	-0,117	-0,047	0,075	-0,324	0,349	-0,370	0,075	-0,324
3,28	3399,42	8555,450	67 838,46	-0,126	-0,050	0,066	-0,327	0,339	-0,372	0,066	-0,327
3,78	3717,83	9589,230	66 921,32	-0,143	-0,056	0,070	-0,378	0,309	-0,354	0,070	-0,354
4,28	3988,87	10458,040	66 900,56	-0,156	-0,060	0,056	-0,382	0,296	-0,358	0,056	-0,358
4,78	4212,53	11292,340	66 882,28	-0,169	-0,063	0,044	-0,386	0,284	-0,361	0,044	-0,361
5,28	4388,83	12048,750	66 862,95	-0,180	-0,066	0,033	-0,388	0,272	-0,364	0,033	-0,364
5,78	4517,76	12741,850	66 843,22	-0,191	-0,068	0,022	-0,390	0,262	-0,366	0,022	-0,366

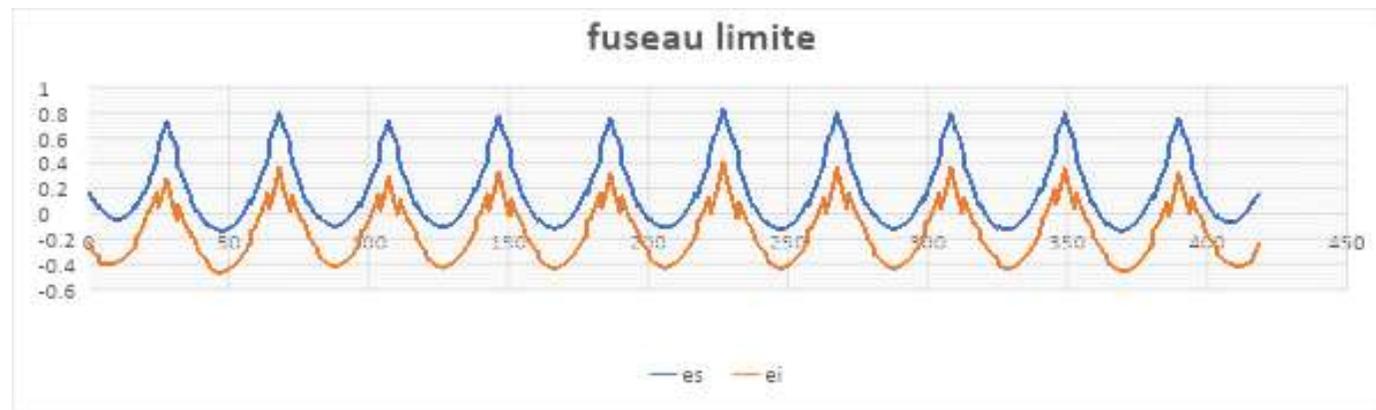


Figure .5.8 : Fuseau limite

### c)-Efforts dus à la précontrainte

Nous n'avons considéré jusqu'ici que les efforts dus aux charges permanentes et surcharges sur l'ouvrage. Or, la précontrainte est une force extérieure qui introduit des contraintes de flexion composée dues :

- à la force P supposée centrée,
- au moment isostatique  $P \times e$

-En outre, du fait de l'hyperstaticité de la structure, la précontrainte provoque des réactions complémentaires et des moments hyperstatiques qu'il est important de calculer.

#### 1.Calcul du moment hyperstatique de précontrainte $M_H$

La section est précontrainte par un câble tendu à l'effort P (x) et excentré de  $e_0(x)$ . Lorsque la structure est hyperstatique, la mise en tension des câbles y engendre des réactions de la part des appuis et, en conséquence, des moments hyperstatiques de précontrainte  $M_H(x)$ .

La valeur totale du moment fléchissant exercé par la précontrainte est donc :

$$M_P(x) = P(x) \cdot e(x) + M_H(x) = P(x) \cdot e_{00}(x)$$

en appelant  $e_{00}(x)$  l'excentricité de la ligne de précontrainte, c'est-à-dire la ligne de pression par laquelle se transmet l'action totale (iso + hyper) statique de la précontrainte.

#### -Détermination des moments hyperstatiques en appuis

L'utilisation de l'équation des 3 moments permet de calculer les moments des appuis  $A_{i-1}$ ,  $A_i$  et  $A_{i+1}$  tels que :

$$b_i \times M_{i-1} + (c_i + a_{i+1})M_i + b_{i+1} \times M_{i+1} = \omega'_{i+1} - \omega''_i + \Omega_{i+1} - \Omega_i$$

Avec  $a_i, b_i, c_i$  : désignant les constants mécanique ou coefficients de souplesse de la  $i^{\text{ème}}$  travée, données par :

$$a_i = \int_{l_{i-1}}^{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right)^2 \cdot \frac{dx}{EI_i} + \left[\frac{1}{l_i^2} \int_0^{l_i} \frac{dx}{G \times S_{1,i}}\right]$$

$$b_i = \int_{l_{i-1}}^{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \cdot \frac{x}{l_i} \cdot \frac{dx}{EI_i} - \left[\frac{1}{l_i^2} \int_0^{l_i} \frac{dx}{G \times S_{1,i}}\right]$$

$$c_i = \int_{l_{i-1}}^{l_i} \left(\frac{x}{l_i}\right)^2 \cdot \frac{dx}{EI_i} + \left[\frac{1}{l_i^2} \int_0^{l_i} \frac{dx}{G \times S_{1,i}}\right]$$

L'expression  $\left[\frac{1}{l_i^2} \int_0^{l_i} \frac{dx}{G \times S_{1,i}}\right]$  représentant les déformations dues à l'effort tranchant peut être négligée (dans le cas où  $\frac{l_i}{h} > 10$ )

Les constantes mécaniques ont été calculées à l'aide d'un tableau Excel en utilisant la méthode des trapèzes pour le calcul des intégrales. Les résultats de ces calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.4: Constantes mécaniques de travées

	a	b	c
T1	6,3606E-10	3,097E-10	4,8481E-10
T2	7,3886E-10	4,4209E-10	7,4264E-10
T3	6,9843E-10	4,2962E-10	7,3759E-10
T4	7,2267E-10	4,3416E-10	7,2731E-10
T5	7,182E-10	4,4119E-10	7,5669E-10
T6	7,4117E-10	4,3983E-10	7,036E-10
T7	6,8839E-10	4,376E-10	7,2679E-10
T8	7,4673E-10	4,4802E-10	7,4942E-10
T9	7,2847E-10	4,4884E-10	7,7202E-10
T10	7,4808E-10	4,4866E-10	7,5011E-10
T11	4,6738E-10	3,1621E-10	6,6338E-10

## 2. Méthode des foyers

### A. Foyers de gauche :

Ce sont les points de moments nuls, ils sont obtenus en considérant la poutre soumise uniquement à un couple de charges verticales dans la section d'appui de rive  $A_n$ , qui provoque un moment fléchissant  $M_n$ . Leur position ne dépend que des caractéristiques de la poutre.

$$\text{En posant : } \varphi_i = -\frac{M_{i-1}}{M_i}$$

Les équations des 3 moments dont les seconds membres sont nuls du fait de la considération précédente (poutre droite), propres à chacun des appuis intermédiaires seront :

$$\text{Avec } M_0 = 0 \Rightarrow \varphi_1 = -\frac{M_0}{M_1} = 0$$

Tableau 5.5 : Formule de foyers gauches

Appui		
1	$c_1 + a_2 - \frac{b_2}{\varphi_2} = 0$	$\varphi_2 = \frac{b_2}{c_1 + a_2}$
i	$-b_i \times \varphi_i + c_i + a_{i+1} - \frac{b_{i+1}}{\varphi_{i+1}} = 0$	$\varphi_{i+1} = \frac{b_{i+1}}{c_i + a_{i+1} - b_i \times \varphi_i}$
n	$-b_{n-1} \times \varphi_{n-1} + c_{n-1} + a_n - \frac{b_n}{\varphi_n} = 0$	$\varphi_n = \frac{b_n}{c_{n-1} + a_n - b_{n-1} \times \varphi_{n-1}}$

D'où à partir de  $\varphi_2$ , on détermine par récurrence toutes les valeurs de  $\varphi$  qui ne dépendent que des caractéristiques mécaniques des diverses travées de la poutre. Les valeurs de  $\varphi$  sont telles que :  $0 \leq \varphi \leq 1$

La poutre n'autorisant aucune charge, le linge représentatif du moment est constitué dans chaque travée, par un segment de droite ( $\mu_\alpha = \mathbf{0}$ ), qui rencontre la ligne de référence au point  $F_i$  tel que :

$$\frac{\overline{A_{i-1}F_i}}{\overline{A_iF_i}} = -\frac{M_{i-1}}{M_i} = \varphi_i$$

$F_i$  : foyer de gauche de la travée  $i$

### B. Foyers de droite

Les foyers de droite notés :  $F'_i$ , sont les points de moment nul de la poutre continue. Ils sont obtenus en parcourant la poutre continue de droite à gauche et définis en appliquant un couple dans la section d'appui de gauche  $A_0$ , dans chaque travée et ne dépendent que des caractéristiques de la poutre, tels que :

$$\varphi'_i = -\frac{M_i}{M_{i-1}} = \frac{\overline{A_iF'_i}}{\overline{A_{i-1}F'_i}}$$

$$\varphi'_{n-1} = \frac{b_{n-1}}{c_{n-1} + a_n - b_n \times \varphi'_n} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \varphi'_n = 0 \\ \varphi'_{n-1} = \frac{b_{n-1}}{c_{n-1} + a_n} \end{cases}$$

$$\varphi'_i = \frac{b_i}{c_i + a_{i+1} - b_{i+1} \times \varphi'_{i+1}}$$

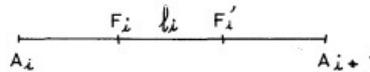


Figure 5.9: Foyer gauche et droit

En utilisant les formules précédentes, nous avons effectué les calculs des foyers gauches et droits, ainsi que déterminé les positions des FG $_i$  et FD $_i$  par rapport l'appuie  $i$ . Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.6: Foyers et leur position

	fi j	fi j'	FG	FD
T1	0,0000	0,2885		21,544
T2	0,3613	0,3399	10,661	29,980
T3	0,3353	0,3266	9,831	29,511
T4	0,3299	0,3338	9,773	29,539
T5	0,3388	0,3286	10,109	30,070
T6	0,3262	0,3527	9,942	29,882
T7	0,3505	0,3309	10,571	30,604
T8	0,3394	0,3371	10,323	30,470
T9	0,3385	0,3313	10,304	30,602
T10	0,3279	0,3685	10,058	29,762
T11	0,2954	0,0000	6,584	



Figure 5.9: Positions de foyers

### C. Evaluation des moments sur appuis à partir de $\varphi$ et $\varphi'$

Les moments correspondant aux différentes sections d'appuis, en considérant que la poutre continue est sollicitée uniquement par les charges appliquées dans la travée  $i$ , sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{i-2} = -\varphi_{i-1} \times M_{i-1} \\ M_{i-1} = \frac{1}{b_i} \cdot \frac{(\frac{1}{\varphi_i} \times \omega'_i + \omega''_i)}{(\frac{1}{\varphi_i \times \varphi_i} - 1)} \end{cases} \quad \begin{cases} M_{i+1} = -\varphi'_{i-1} \times M_i \\ M_i = \frac{1}{b_i} \cdot \frac{(\frac{1}{\varphi_i} \times \omega''_i + \omega'_i)}{(\frac{1}{\varphi_i \times \varphi_i} - 1)} \end{cases}$$

- $\omega'_i$  et  $\omega''_i$  désignent les rotations de gauche, respectivement de la droite des section extrêmes de la travée  $A_{i-1}$   $A_i$ . Elles sont définies par :

$$\omega'_i = \int_0^{l_i} \mu_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \frac{dx}{EI_i} + \left[\frac{1}{l_i} \int_0^{l_i} \tau_i \times \frac{dx}{G \times S_{1,i}}\right] = - \int_0^{l_i} \mu_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \frac{dx}{EI_i}$$

$$\omega''_i = - \int_0^{l_i} \mu_i \left(\frac{x}{l_i}\right) \frac{dx}{EI_i} + \left[\frac{1}{l_i} \int_0^{l_i} \tau_i \times \frac{dx}{G \times S_{1,i}}\right] = \int_0^{l_i} \mu_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \frac{dx}{EI_i}$$

### 3. Evaluation des moments fléchissant en travée

Le moment fléchissant dans une section d'abscisse  $x$ , dans la travée  $i$  est donné par :

$$M(x) = \mu_i(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_i \times \frac{x}{l_i}$$

#### c)-Recherche d'un câble concordant

Le moment hyperstatique de précontrainte qui agit sur une section quelconque est une combinaison linéaire des moments hyperstatiques présents au niveau des points d'appui qui encadrent cette section. Ainsi, afin d'obtenir un moment hyperstatique nul, appelé  $M_h$ , au niveau de chaque point d'appui, il est nécessaire de concevoir un câble de manière appropriée.

Pour ce faire, notre approche consistera à définir, pour chaque segment intermédiaire  $i$  entre les points d'appui  $j$  et également au niveau des goussets, un polynôme de degré deux en fonction de  $m$ . Ici,  $m$  représente l'abscisse réduite de la section par rapport au point d'appui gauche le plus proche. Cette conception conduit à une série de polynômes successifs qui sont

tracés de manière à passer par des points spécifiques, correspondant aux limites inférieures et supérieures de la zone d'encadrement.

En somme, l'approche consistera à établir une série de polynômes du deuxième degré, chacun correspondant à un segment entre deux points de passage spécifiés et aux points de passage eux-mêmes. Ces polynômes seront soigneusement ajustés pour que les moments hyperstatiques soient nuls aux points désignés. Cette démarche permettra d'obtenir un tracé composé de polynômes qui passe par les points de passage spécifiques, satisfaisant ainsi les conditions de moment hyperstatique nul.

Les points de passage désignés se situent aux emplacements suivants : à la culée, au milieu des travées, entre les goussets et les travées, ainsi qu'aux points d'appui. Ces emplacements spécifiques sont déterminés en utilisant les coefficients comme suit :

$$E_c = e_i + k_{2i} (e_s - e_i) \text{ sur appuis intermédiaires}$$

$$E_c = e_i + k_{2j} (e_s - e_i) \text{ en milieu de travée intermédiaire}$$

$$E_c = e_i + k_{1i} (e_s - e_i) \text{ au droit des goussets}$$

$$E_c = e_i + k_{1n} (e_s - e_i) \text{ sur culées}$$

Les coefficients  $k_1, k_2$  sont compris entre 0 et 1. Le coefficient est déterminé à partir de l'encombrement des appareils d'ancrage ; il est en général égal à 1/2 (le câble moyen sort très près du centre de gravité aux abouts), mais ne l'est pas nécessairement.

Remarque :

Nous avons opté pour cette approche afin de simplifier notre étude, car l'approche analytique s'avère assez complexe, et nous sommes conscients des limitations inhérentes à un projet d'étude universitaire

#### Calcul des coefficients a, b et c :

$$F = ax^2 + bx + c$$

$$\begin{cases} F(0) = K_{1i} = c \\ F(L) = K_{1i} + 1 = aL^2 + bL + c \\ F(x_m) = K_{2i} = ax_m^2 + bx_m + c \end{cases}$$

$$\text{déduit facilement : } a = \left( \left( \frac{c - k_{2i}}{x_m} \right) - \left( \frac{c - k_{1i}}{L} \right) \right) \frac{1}{(x_m - L)}$$

$$\text{Et } b = -aL - \frac{c - k_{1i}}{L} ; c = k_{1i}$$

On peut alors ajuster notre tracé librement pour avoir qui répond à nos exigences (Tab.5.7)

Tableau 5.7: Coefficient de polynôme constructif du câble moyenne

	K1	K2	a	b	c
T1	0,75	0,5	0,001962	-0,04154	0,340211
A1	0,9	0,54	-0,00727	0,048262	0,51556
T2	0,4	0,9	0,001483	-0,04878	0,499476
A2	0,8	0,15	-0,00737	0,061172	0,49072
T3	0,2	0,89	0,00145	-0,04666	0,511518
A3	0,85	0,1	-0,00276	0,021758	0,489069
T4	0,3	0,89	0,001461	-0,04715	0,506894
A4	0,85	0,3	-0,00632	0,046234	0,490653
T5	0,1	0,89	0,001388	-0,04327	0,454823
A5	0,85	0,4	-0,00775	0,050849	0,508117
T6	0,1	0,89	0,001381	-0,04433	0,477421
A6	0,85	0,3	-0,00769	0,076377	0,460753
T7	0,1	0,89	0,001403	-0,04235	0,430813
A7	0,85	0,3	-0,00712	0,064652	0,462577
T8	0,1	0,89	0,001442	-0,04781	0,511136
A8	0,85	0,3	-0,00718	0,055339	0,503421
T9	0,1	0,89	0,001477	-0,04628	0,470571
A9	0,85	0,3	-0,00591	0,036493	0,551904
T10	0,1	0,89	0,001433	-0,04849	0,507376
A10	0,85	0,3	-0,00574	0,047146	0,467659
T11	0,1	0,6	0,001948	-0,05238	0,465378
					0,340211

Remarque : Étant donné que la ligne moyenne présente des brisures (due à l'élargissement), nous avons procédé à la reconstruction du profil limite en prenant en considération les variations des hauteurs des centres de gravité. Il est important de noter que le calcul des moments hyperstatiques sera réalisé en référence au repère de chaque section, c'est-à-dire en fonction de son centre de gravité.

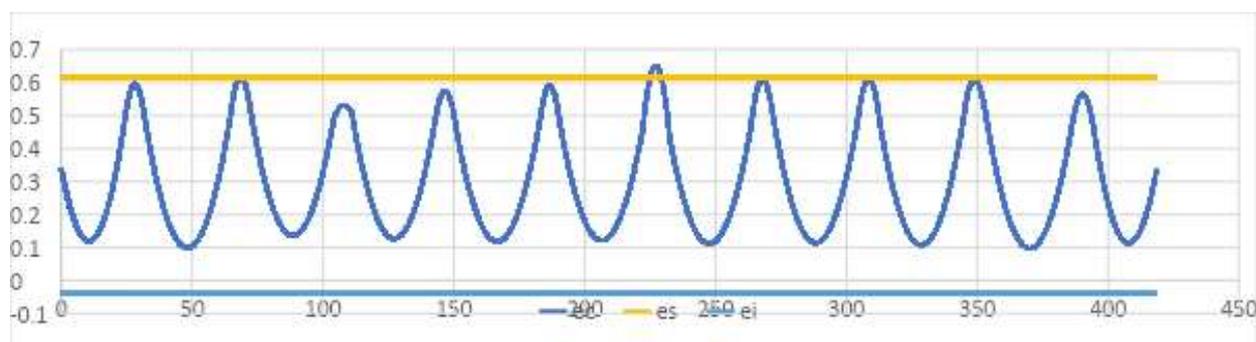


Figure 5.10: Câble concordant

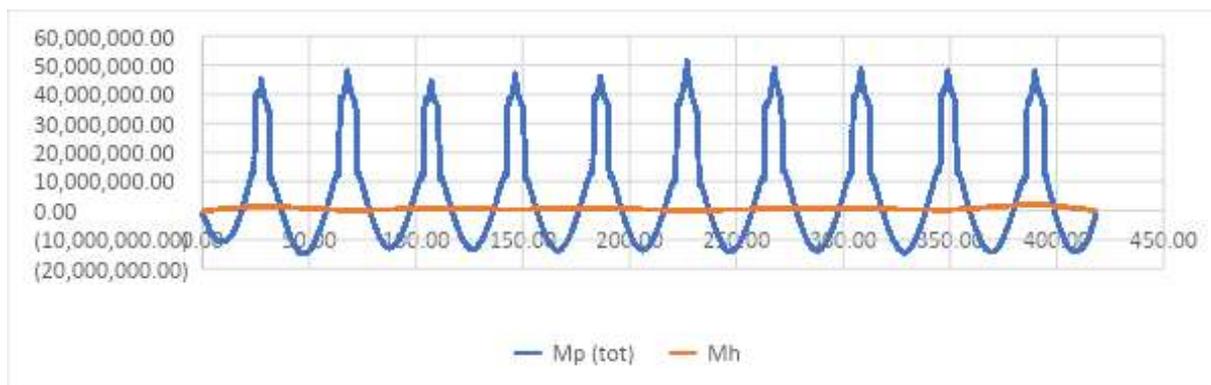
Figure 5.11: Moments Hyperstatique  $M_h$  et moment de précontrainte  $M_p$ 

Tableau 5.8 : Moments hyperstatiques aux appuis

Appuie	Moment hyperstatique (KN.m)
A1	0,000
A2	1,671
A3	0,060
A4	0,746
A5	0,365
A6	0,819
A7	0,049
A8	0,587
A9	0,637
A10	0,189
A11	2,329
A12	0,000

Les moments hyperstatiques résultant aux appuis sont négligeables.

#### d) Recherche d'un câble moyen définitif

Pour obtenir le "câble moyen" définitif il ne reste plus qu'à effectuer des transformations linéaires par travées sur  $y(x)$ , sans changer les ordonnées aux abouts, afin de centrer le câble moyen dans la structure.

Ces transformations introduisent des moments hyperstatiques de précontrainte mais ne changent rien à l'effet global de la précontrainte.

Il ne reste plus qu'à dresser le tableau des ordonnées définitives du câble.

##### 1. Transformations linéaire

Pour obtenir moyen définitif d'excentrement  $e_d$ , nous effectuons des transformations linéaires par travées sur  $y(x)$  sans toutefois changer les ordonnées aux abouts afin de centrer le câble moyen dans la structure. Ces transformations introduisent des moments hyperstatiques de précontrainte, mais ne changent rien à l'effet global de la précontrainte. Le câble sera abaissé de telle façon que la couverture sur appui intermédiaire et en travée reste la même, sans

dépasser la valeur de la couverture minimale du câble moyen concordant cette transformation qui permettra la mise en place, est linéaire et la forme :  $y = A \times \frac{x}{l} + B$

## 2. Transformation linéaire d'un câble

Supposons deux câbles détruits l'un de l'autre par Transformation linéaire :

$e_{p1} = e_{p2} + ax + b$ , et ayant mêmes extrémités sur appuis de rive.

x représente l'abscisse du point étudié, a et b deux constantes.

Si l'on considère l'action externe de ces deux câbles sur le béton :

- par les extrémités, ils entraînent les mêmes efforts avec la même excentricité et le même effort.

- par la charge radiale ; la courbure des deux câbles est identique, car les dérivés secondes

$\frac{1}{r} \approx y''$  de  $e_{p1}$  et  $e_{p2}$  sont égales, la force radiale ; la courbure des deux câbles est donc la même ;

- les réactions hyperstatiques diffèrent, car ayant les mêmes actions extérieures, les deux câbles ont même moment total de précontrainte et un moment isostatique différent.

La comparaison des deux équations suivantes :

$$M_1 = M_0 + M$$

$$e_{00} = e_0 + \frac{M}{P}$$

Montrer bien que même moment total de précontrainte  $M_1$  signifie même ligne de précontrainte.

On en déduit que le câble et sa ligne de précontrainte se déduisent l'un de l'autre par transformation linéaire : ils ont même dérivée seconde, même courbure, même action externe. Ainsi un tracé de câble  $e_0$  pourra être celui de sa ligne de précontrainte  $e_{00}$ . Si ce tracé ne respecte pas ces conditions. En tout point, le moment hyperstatique sera égal à  $P(e_0 - e_{00})$ .

## Calcul de transformations linéaires

Le tracé sera déplacé pour centrer le câble au début de chaque tronçon.

Si nous appelons :

- $e_{c1}$  et  $e_{c2}$  : les excentrements du câble concordant sur appui et en travée .
- $e_{d1}$  et  $e_{d2}$  : les excentrements du câble définitif .
- $V_{s(a)}$ ,  $V_{i(a)}$ ,  $V_{s(t)}$  et  $V_{i(t)}$  : les ordonnées des fibres supérieure et inférieure.

Respectivement sur appui et en travée, nous aurons :

$$\begin{cases} e_{d1} = e_{c1} - A - B \\ e_{d2} = e_{c2} + 0.2A + B \quad (\text{à } 0.20.l) \end{cases}$$

Les couvertures inférieure et supérieure étant prises égale à :

$$V_{s(a)} - e_{c1} + A = V_{i(t)} - e_{c2} - 0.20.A$$

$$\text{D'où : } A = \frac{V_{i(t)} - V_{s(a)} + e_{c1} - e_{c2}}{1.20}$$

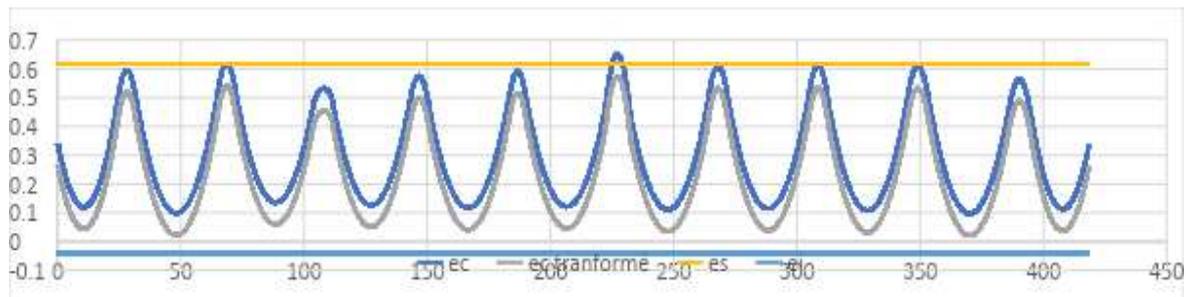


Figure 5.12: Câble définitif  $e_d$  et câble concordant  $e_c$

#### 4. Vérification de rayon minimal

Il convient de vérifier que le rayon de courbure minimum des câbles sur appuis est bien admissible.

La courbure de câble peut être calculé facilement en utilisant la formule :

$$k = \frac{|P|}{(1 + P^2)^{1,5}}$$

Le rayon  $R=1/k$ , on obtient pour tout point de tracé  $R > 19$  m, pour des torons de 15mm on admet un rayon minimal de 8 m donc c'est vérifié.

Tableau 5.9 : Cable concordant

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10	T11
x/L	ec(m)										
0	0,340	0,595	0,611	0,523	0,558	0,559	0,585	0,520	0,529	0,552	0,468
0,05	0,301	0,580	0,613	0,532	0,574	0,591	0,644	0,594	0,592	0,588	0,490
0,1	0,249	0,499	0,567	0,523	0,546	0,572	0,647	0,607	0,609	0,608	0,545
0,15	0,211	0,430	0,512	0,507	0,481	0,477	0,591	0,547	0,577	0,587	0,563
0,2	0,176	0,347	0,424	0,418	0,413	0,434	0,470	0,511	0,500	0,530	0,558
0,25	0,149	0,278	0,349	0,326	0,336	0,336	0,370	0,401	0,404	0,460	0,532
0,3	0,131	0,219	0,285	0,270	0,269	0,273	0,293	0,321	0,322	0,351	0,499
0,35	0,124	0,171	0,232	0,218	0,217	0,225	0,241	0,261	0,261	0,281	0,465
0,4	0,120	0,141	0,191	0,183	0,175	0,182	0,193	0,209	0,207	0,222	0,391
0,45	0,126	0,115	0,161	0,152	0,146	0,154	0,156	0,172	0,165	0,174	0,323
0,5	0,140	0,101	0,143	0,134	0,126	0,133	0,131	0,141	0,134	0,142	0,248
0,55	0,155	0,100	0,136	0,127	0,118	0,123	0,115	0,119	0,116	0,116	0,217
0,6	0,186	0,113	0,141	0,131	0,121	0,126	0,111	0,115	0,108	0,101	0,179
0,65	0,224	0,138	0,157	0,147	0,134	0,140	0,118	0,122	0,112	0,099	0,155
0,7	0,270	0,174	0,185	0,175	0,159	0,166	0,142	0,140	0,134	0,110	0,133
0,75	0,307	0,223	0,225	0,215	0,195	0,203	0,174	0,170	0,165	0,132	0,119
0,8	0,367	0,272	0,269	0,266	0,256	0,250	0,218	0,212	0,208	0,176	0,113
0,85	0,438	0,342	0,330	0,330	0,307	0,307	0,268	0,263	0,262	0,225	0,117
0,9	0,516	0,424	0,403	0,404	0,378	0,376	0,351	0,332	0,327	0,278	0,129
0,95	0,557	0,491	0,489	0,491	0,459	0,461	0,430	0,409	0,406	0,338	0,150
1	0,593	0,602	0,518	0,546	0,551	0,561	0,493	0,503	0,496	0,418	0,169

Tableau 5.10: Câble définitif moyen

	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	T8	T9	T10	T11
x/L	ed(m)	edm)	ed(m)								
0	0,300	0,439	0,458	0,443	0,445	0,461	0,473	0,431	0,449	0,439	0,410
0,05	0,274	0,429	0,459	0,447	0,443	0,469	0,503	0,462	0,470	0,458	0,417
0,1	0,239	0,392	0,447	0,443	0,424	0,451	0,500	0,466	0,471	0,469	0,433
0,15	0,214	0,352	0,432	0,437	0,390	0,396	0,461	0,439	0,449	0,459	0,436
0,2	0,190	0,305	0,372	0,380	0,353	0,371	0,384	0,423	0,406	0,431	0,430
0,25	0,172	0,266	0,321	0,320	0,308	0,312	0,324	0,355	0,352	0,391	0,416
0,3	0,160	0,233	0,277	0,284	0,268	0,275	0,279	0,306	0,304	0,323	0,401
0,35	0,155	0,207	0,241	0,251	0,238	0,246	0,250	0,269	0,268	0,280	0,386
0,4	0,153	0,190	0,213	0,228	0,214	0,222	0,222	0,238	0,236	0,244	0,338
0,45	0,157	0,177	0,193	0,209	0,198	0,206	0,202	0,215	0,211	0,215	0,294
0,5	0,167	0,171	0,181	0,197	0,188	0,194	0,189	0,197	0,193	0,195	0,245
0,55	0,176	0,174	0,177	0,193	0,185	0,189	0,181	0,185	0,182	0,179	0,225
0,6	0,197	0,183	0,181	0,196	0,188	0,192	0,180	0,183	0,178	0,171	0,200
0,65	0,223	0,200	0,193	0,206	0,199	0,202	0,186	0,189	0,180	0,171	0,185
0,7	0,254	0,224	0,213	0,224	0,216	0,219	0,203	0,202	0,193	0,178	0,169
0,75	0,278	0,255	0,241	0,250	0,240	0,243	0,224	0,222	0,211	0,194	0,160
0,8	0,319	0,287	0,272	0,283	0,280	0,273	0,252	0,249	0,237	0,223	0,156
0,85	0,366	0,331	0,315	0,324	0,313	0,308	0,284	0,283	0,269	0,254	0,158
0,9	0,418	0,382	0,367	0,373	0,359	0,352	0,336	0,328	0,307	0,288	0,166
0,95	0,430	0,423	0,427	0,428	0,411	0,405	0,385	0,378	0,354	0,327	0,179
1	0,439	0,456	0,440	0,443	0,459	0,460	0,419	0,439	0,406	0,378	0,191

## 5.6. PERTES DE PRÉCONTRAINTE

Perte de tension” ou “perte de précontrainte” désigne toute différence entre l’effort exercé lors de la mise en tension et l’effort qui s’exerce en un point donné d’une armature à un instant donné. En post tension, l’effort de précontrainte varie à la fois dans l’espace, avec l’abscisse le long du câble, du fait de frottements et dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers. Les pertes de tension sont de deux natures :

- **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 ou moins long après la mise en tension

### 5.6.1. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui se produisent lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.

- Les pertes de tension par frottement
- Les pertes de tension par recul de l’ancrage.
- Les pertes de tension par déformation instantanées du béton.

#### 5.6.1.1 Pertes de tension par frottement

Elles sont évaluées par la formule suivante :

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

$\sigma_{p0}$  :tension de l’origine .

f : coefficient de frottement en courbe (rd<sup>-1</sup>).

$\alpha$  :somme des déviations angulaires arithmétique du câble sur la distance x (rd).

$\varphi$  :coefficient de frottement en ligne (m<sup>-1</sup>).

X :abscisse de la section considérée (m).

Le tracé du câble peut être assimilé à un série paraboles d’équation :  $y = A .x^2 + B .x + c$

La tangente correspondante est :  $y' = 2A .x + B$

La variation angulaire entre deux positions d’abscisses  $x_1$  et  $x_2$  est égale à  $y'(x_2) - y'(x_1)$

Les équations correspondant aux différentes paraboles du tracé du câble et les déviations angulaires sont :

$$\Delta\alpha = y'(x_2) - y'(x_1) = 2A .x_2 + B - 2A .x_1 - B = 2A .\Delta x$$

$$\Delta\alpha = 2A .\Delta x$$

Avec un coefficient de frottement en ligne  $\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$  et un coefficient en courbe  $f = 0,20 \text{ rad}^{-1}$

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

Tableau 5.11: Pertes par frottement tronçon 1

x	x inv	$\Delta\alpha$ cumulé	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_p$	% pertes
0,00	21,81	0,04	1366,29	73,71	5,12
1,99	19,82	0,04	1372,86	67,14	4,66
3,28	18,53	0,04	1377,13	62,87	4,37
4,78	17,03	0,03	1382,12	57,88	4,02
6,28	15,53	0,03	1387,12	52,88	3,67
7,78	14,03	0,03	1392,14	47,86	3,32
8,28	13,53	0,03	1393,82	46,18	3,21
9,78	12,03	0,02	1398,87	41,13	2,86
11,28	10,53	0,02	1403,93	36,07	2,50
12,78	9,03	0,02	1409,01	30,99	2,15
14,28	7,53	0,02	1414,11	25,89	1,80
15,78	6,03	0,01	1419,23	20,77	1,44
17,36	4,45	0,01	1424,65	15,35	1,07
18,86	2,95	0,01	1429,80	10,20	0,71
20,33	1,48	0,00	1434,88	5,12	0,36
21,81	0,00	0,00	1440,00	0,00	0,00

**Remarque** : le sens d'exécution est opposé à celui du calcul ce qui a entraîné une inversion des ordonnées.

### 5.6.1.2. Pertes de tension par recul d'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

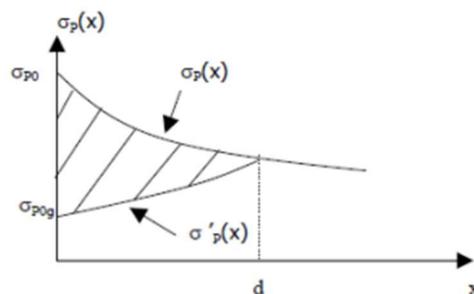


Figure 5.13: Effet du blocage de l'ancrage

En pratique, en assimilant les branches d'exponentielle à des droites, la perte par recule d'ancrage peut être évaluée à partir de l'aire d'un triangle.

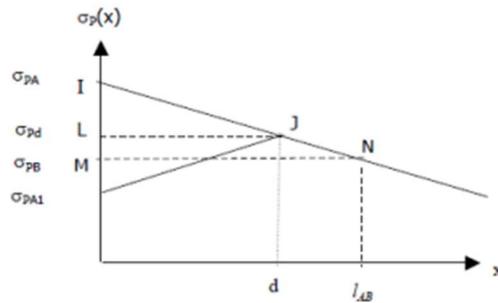


Figure 5.14: Simplification du diagramme des pertes de tension dues au recul d'ancrage

En utilisant la loi des triangles semblables IJL et INM, la distance d est donnée par :

$$d = \sqrt{\frac{g \times E \times l_{AB}}{\sigma_{pA} - \sigma_{pB}}}$$

Le glissement à l'ancrage « g », qui dépend du type d'ancrage. Il est faible pour les systèmes performants (2 mm) et important pour les systèmes non performants. Dans le cadre de la présente étude nous retenons  $g = 6 \text{ mm}$

Nous considérons, pour le calcul de d la distance entre les appuis  $A_i$  et  $A_{i+1}$ .

$$d = \sqrt{\frac{g \times E \times l_{AB}}{\sigma_{pA} - \sigma_{pB}}}$$

Tableau 5.12 : Distances de recul d'ancrage pour chaque tronçon

Tronçon	L	$\sigma_{p0}$	$\Sigma p_b$	d
Tr1	21,81	1440	1351,858	16,79532
Tr2	37,7	1440	1333,302	20,0699
Tr3	39,55	1440	1364,927	24,50668
Tr4	39,42	1440	1354,531	22,9301
Tr5	39,8	1440	1351,727	22,6715
Tr6	40,32	1440	1322,182	19,75178
Tr7	40,58	1440	1370,359	25,77374
Tr8	40,87	1440	1311,371	19,03203
Tr9	40,75	1440	1311,889	19,04248
Tr10	40,74	1440	1307,135	18,69637
Tr11	37,12	1440	1337,158	20,2848

Avant la rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x était :  $\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-K(x)}$

Après la rentrée d'ancrage, à l'abscisse  $x < d$ , elle est de  $\sigma'_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-2K(d)+K(x)}$

Nous avons :  $K(x) = f \cdot \alpha + \varphi \cdot x \Rightarrow K(d) = f \cdot \alpha + \varphi \cdot d$

$$\Rightarrow \sigma'_p(x) = \sigma_{p0} \times e^{-2(f.\alpha+\varphi.d)+f.\alpha+\varphi.x}$$

$$\Rightarrow \sigma'_p(x) = \sigma_{p0} \times \exp(-2 \varphi. d - f. \alpha + \varphi. x)$$

Tableau 5.13: Pertes de tension par recul d'ancrage de tronçon 1

x	$\sigma'_p(x)$	% perte
0,00	1385,24	0,00
1,99	1380,86	0,00
3,28	1378,03	0,00
4,78	1374,75	0,51
6,28	1371,47	1,09
7,78	1368,20	1,66
8,28	1367,11	1,85
9,78	1363,86	2,43
11,28	1360,61	3,01
12,78	1357,36	3,59
14,28	1354,13	4,17
15,78	1350,90	4,75
17,36	1347,51	5,36
18,86	1344,30	5,94
20,33	1341,16	6,51
21,81	1338,00	7,08

### 5.6.1.3. Pertes de tension par déformation instantanée du béton

Lorsque le béton est soumis à une contrainte, il se déforme instantanément. Si le béton se raccourcit sous l'effet d'une compression, les câbles sous tension qui lui sont incorporés se raccourcissent de la même valeur et perdent de leur tension.

Lors de la mise en tension d'une famille de n câbles, la mise en tension ne peut s'effectuer que câble après câble. La contrainte apportée par chacun d'eux vaut :  $\frac{\sigma_b}{n}$

$\sigma_b$ : étant la contrainte finale du béton.

Pour n câbles, la perte de tension vaut :

$$\Delta\sigma_n(x) = \frac{(n-1)}{2n} \times \frac{E_p}{E_{cm}} \times \sigma_b(x)$$

n : nombre de câbles (20 dans notre cas)

$E_p$  : module d'Young des aciers de précontrainte (190000 MPa )

$E_{cm}$  : module instantané du béton (37620 MPa dans notre cas)

$$\sigma_b(x) = \frac{p_0 - (\Delta p_\mu + \Delta p_a)}{A_c} + \frac{p_0 - (\Delta p_\mu + \Delta p_a)}{l} e(x)^2$$

$\Delta p_\mu$  : Pertes par frottement

$\Delta p_a$  : Pertes dues au recul d'ancrage

$$\sigma_b(x) = \frac{\sigma_0 - (\Delta p_\mu + \Delta p_a)}{A_c} \cdot A_p + \frac{\sigma_0 - (\Delta p_\mu + \Delta p_a)}{l} \cdot A_p \cdot e(x)^2 \quad A_p = 2850 \text{ mm}^2$$

Tableau 5.14 : Pertes de tension par déformation instantanée du béton

X	Ac	$\sigma'' \cdot A_p$	l	e(x)	$\sigma_b(x)$	$\Delta \sigma_n(x)$	%pertes
0,00	9,720	77,879	1,245	0,264	12,378	34,020	2,362
1,99	7,570	78,253	1,133	0,189	12,812	35,213	2,445
3,28	7,570	78,497	1,133	0,149	11,908	32,729	2,273
4,78	6,696	78,361	1,133	0,110	12,547	34,485	2,395
6,28	6,696	78,174	1,133	0,081	12,125	33,324	2,314
7,78	6,696	77,988	1,133	0,060	11,893	32,688	2,270
8,28	6,696	77,926	1,133	0,055	11,845	32,554	2,261
9,78	6,696	77,740	1,133	0,046	11,753	32,303	2,243
11,28	6,696	77,554	1,133	0,045	11,723	32,220	2,238
12,78	6,696	77,370	1,133	0,054	11,753	32,301	2,243
14,28	6,696	77,185	1,133	0,071	11,872	32,629	2,266
15,78	6,696	77,001	1,133	0,097	12,143	33,374	2,318
17,36	7,570	76,808	1,133	0,134	11,369	31,248	2,170
18,86	7,570	76,625	1,133	0,179	12,279	33,749	2,344
20,33	9,720	76,446	1,245	0,231	11,129	30,586	2,124
21,81	8,445	76,266	1,200	0,291	14,431	39,663	2,754

### 5.6.2. Pertes de tension 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 ;
- Perte de tension due au fluage du béton ;
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

#### 5.6.2.1. Pertes de tension dues au retrait du béton

Le retrait correspond à une contraction progressive du béton au fil du temps, provoquée par l'évaporation de l'excès d'eau présente dans le matériau ainsi que par des réactions chimiques. Cette contraction entraîne un relâchement des armatures, provoquant ainsi une chute de tension.

La diminution de tension due au retrait est exprimée par :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r [1 - r(j)]$$

$$\text{Avec : } r(t) = \frac{t}{t + (9 \times r_m)}$$

$$r_m = \frac{A_c}{U}$$

$r_m$  : Rayon moyen de la section du béton

$A_c$  : aire de la section nette

$U$  : périmètre de la section nette

$J$  : l'âge du béton au moment de sa mise en tension.

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

• Au 7<sup>ème</sup> jour

La mise en tension à 50% des câbles de la 1<sup>ère</sup> famille au 7<sup>ème</sup>.

▪ Pour la section d'about ( $x=0, L$ )

$$t_0 = 7 \text{ jours} \quad \rightarrow \quad r(7) = \frac{7}{7 + (9 \times r_m)}$$

$$t_0 = 28 \text{ jours} \quad \rightarrow \quad r(28) = \frac{28}{28 + (9 \times r_m)}$$

Tableau 5.15 : Pertes de tension de tension due au retrait du béton

X	rm (cm)	r (7 jour)	r (28 jour)	$\Delta\sigma_{pr}(x)$ Mpa	$\Delta\sigma_{pr}(x)$ MPa	% retrait
0,000	44,161	0,017	0,066	56,013	53,249	3,698
1,990	34,395	0,022	0,083	55,740	52,272	3,630
3,280	34,395	0,022	0,083	55,740	52,272	3,630
4,780	30,421	0,025	0,093	55,579	51,712	3,591
6,280	30,421	0,025	0,093	55,579	51,712	3,591
7,780	30,421	0,025	0,093	55,579	51,712	3,591
8,280	30,421	0,025	0,093	55,579	51,712	3,591
9,780	30,421	0,025	0,093	55,579	51,712	3,591
11,280	30,421	0,025	0,093	55,579	51,712	3,591
12,780	30,421	0,025	0,093	55,579	51,712	3,591
14,280	30,421	0,025	0,093	55,579	51,712	3,591
15,780	30,421	0,025	0,093	55,579	51,712	3,591
17,360	34,395	0,022	0,083	55,740	52,272	3,630
18,860	34,395	0,022	0,083	55,740	52,272	3,630
20,330	44,161	0,017	0,066	56,013	53,249	3,698
21,810	38,368	0,020	0,075	55,867	52,725	3,661

### 5.6.2.3. Pertes de tension dues à la relaxation des armatures

C'est l'expression retenue par le BPEL « B.P.E.L 91 Art.3.3.23 »

La relaxation peut être définie comme étant le relâchement de tension dans les armatures de précontrainte à longueur constante. C'est un phénomène qui dépend de la température, du temps et de la contrainte dans les aciers. La loi d'évolution de la relaxation dans le temps est assez compliquée, on prendra en considération celle stabilisée.

La formule pour calculer la perte de tension due à la relaxation en classe I est la suivante :

$$\Delta\sigma_{pr} = 0.06 \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}(x)$$

$\sigma_{pi}(x)$  : contrainte dans les armatures de précontrainte après les pertes instantanées.

$\rho_{1000}$  : coefficient de relaxation à 1000 h . En classe I  $\rho_{1000} = 2.5\%$

$\mu_0$ : coefficient pris égal à 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR)

$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$  ; ( $\sigma_{pi}$  étant la contrainte dans le béton après les pertes instantanées)

Tableau 5.16: Pertes de tension dues à la relaxation des armatures

x	$\Delta\sigma_i(x)$	$\sigma_{pi}(x)$	$\mu$	$\mu_0$	$\Delta\sigma_{rel}$	% relax
0,000	75,41	1364,59	0,73	0,43	62,15	4,32
1,990	68,90	1371,10	0,74	0,43	63,17	4,39
3,280	64,50	1375,50	0,74	0,43	63,86	4,43
4,780	66,98	1373,02	0,74	0,43	63,47	4,41
6,280	70,19	1369,81	0,74	0,43	62,97	4,37
7,780	73,43	1366,57	0,73	0,43	62,46	4,34
8,280	74,51	1365,49	0,73	0,43	62,29	4,33
9,780	77,76	1362,24	0,73	0,43	61,79	4,29
11,280	81,01	1358,99	0,73	0,43	61,29	4,26
12,780	84,25	1355,75	0,73	0,43	60,78	4,22
14,280	87,50	1352,50	0,73	0,43	60,28	4,19
15,780	90,77	1349,23	0,73	0,43	59,78	4,15
17,360	94,06	1345,94	0,72	0,43	59,28	4,12
18,860	97,39	1342,61	0,72	0,43	58,77	4,08
20,330	100,37	1339,63	0,72	0,43	58,32	4,05
21,810	103,98	1336,02	0,72	0,43	57,77	4,01

### 5.6.2.2. Pertes de tension dues au fluage du béton « B.P.E.L 91 Art.3.3.22 »

Le fluage a été défini comme étant l'augmentation de déformation du béton sous des contraintes de compression permanente. Lorsqu'une pièce est soumise à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à la somme de la perte de tension due au fluage du béton et la perte de tension due à la relaxation des aciers.

La perte finale de tension due au fluage du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl}(t) = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{cm}} \times \sigma_b^F$$

$\sigma_b^F$  : contrainte finale dans le béton après les pertes différées

$$\sigma_b^F = \frac{P}{A_c} + \frac{P}{I} e^2 - \frac{M}{I} e$$

-P : Effort de précontrainte après perte .

Avec :  $P = \sigma_p(x) \times A_p$

$$\sigma_p(x) = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{retrait} - \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

Tableau 5.17 : Pertes de tension dues au fluage

x	p	M	e(x)	( $\sigma_{pi}$ - $\Delta\sigma_{pd}$ )	$\Delta\sigma_{pd}$ (7)	$\Delta\sigma_{pd}$ (28)	m*e/I	$\sigma_m$	$\Delta\sigma_{fl}$	% flug
0,000	77,78	0,00	-0,01	1259,55	107,81	105,04	0,00	7,39	93,36	6,48
1,990	78,15	5650,26	-0,08	1266,19	108,38	104,91	-0,40	9,55	120,55	8,37
3,280	78,40	8555,45	-0,12	1270,01	108,96	105,49	-0,88	9,55	120,58	8,37
4,780	78,26	11292,34	-0,16	1268,42	108,47	104,60	-1,64	10,89	137,50	9,55
6,280	78,08	13322,56	-0,19	1265,62	108,05	104,18	-2,23	10,83	136,74	9,50
7,780	77,89	14652,87	-0,20	1262,81	107,63	103,76	-2,65	10,77	135,93	9,44
8,280	77,83	14971,97	-0,21	1261,86	107,49	103,62	-2,75	10,74	135,60	9,42
9,780	77,65	15377,24	-0,21	1259,04	107,07	103,20	-2,87	10,68	134,88	9,37
11,280	77,46	15122,45	-0,21	1256,21	106,65	102,78	-2,76	10,63	134,25	9,32
12,780	77,28	14129,16	-0,19	1253,38	106,23	102,36	-2,40	10,61	133,92	9,30
14,280	77,09	12511,97	-0,17	1250,55	105,82	101,95	-1,87	10,58	133,64	9,28
15,780	76,91	10153,87	-0,14	1247,70	105,40	101,53	-1,24	10,58	133,61	9,28
17,360	76,72	6964,05	-0,08	1244,27	105,14	101,67	-0,49	9,28	117,14	8,13
18,860	76,53	3243,72	-0,03	1241,36	104,72	101,25	-0,09	9,32	117,64	8,17
20,330	76,36	-1122,36	0,03	1237,78	104,61	101,85	-0,03	7,28	91,91	6,38
21,810	76,15	-6257,98	0,11	1235,15	104,01	100,87	-0,55	8,44	106,56	7,40

### 5.6.3. Pertes différées totales et tension finale probable

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{relax}$$

Remarque : Pour calculer la perte à un temps « t » intermédiaire, on peut utiliser la formule suivante :  $\Delta\sigma_d(x, t) = i(x) \cdot \Delta\sigma_d(x)$  .

Les pertes différées totales sont donc :

Tableau 5.18: Récapitulatif des pertes différées pour tronçon 1

x	$\Delta\sigma d$	$\sigma_{pi}(x)$	$\sigma_{p\infty}$	%de perte
0,000	198,41	1353,74	1155,33	4,01
1,990	225,46	1356,26	1130,80	3,93
3,280	226,07	1358,39	1132,32	3,93
4,780	242,11	1351,96	1109,85	3,85
6,280	240,92	1347,83	1106,91	3,84
7,780	239,69	1343,47	1103,78	3,83
8,280	239,22	1341,96	1102,74	3,83
9,780	238,09	1337,26	1099,17	3,82
11,280	237,04	1332,26	1095,23	3,80
12,780	236,29	1326,93	1090,64	3,79
14,280	235,59	1321,20	1085,61	3,77
15,780	235,14	1315,03	1079,89	3,75
17,360	218,81	1311,00	1092,19	3,79
18,860	218,89	1303,82	1084,93	3,77
20,330	193,76	1301,83	1108,07	3,85
21,810	207,43	1292,26	1084,83	3,77

Une fois les pertes différées calculées, on peut calculer les pertes totales en fonction de la position. Le tableau suivant résume les pertes de tension totales.

- **La tension finale probable**

Le pourcentage de pertes :

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

$$\% \text{ de perte} = \frac{\sigma_{p\infty}}{n \times \sigma_{p0}} \times 100$$

n: le nombre des câbles totaux de précontraint

Tableau 5.19 : Pertes de tension totales

x	$\Delta\sigma_i(x)$	$\Delta\sigma_d$	$\Delta\sigma_t$	$\Delta\sigma_p$	%pertes
0,00	75,41	198,41	273,81	1166,19	19,01
1,99	68,90	225,46	294,36	1145,64	20,44
3,28	64,50	226,07	290,57	1149,43	20,18
4,78	66,98	242,11	309,08	1130,92	21,46
6,28	70,19	240,92	311,11	1128,89	21,61
7,78	73,43	239,69	313,12	1126,88	21,74
8,28	74,51	239,22	313,73	1126,27	21,79
9,78	77,76	238,09	315,85	1124,15	21,93
11,28	81,01	237,04	318,04	1121,96	22,09
12,78	84,25	236,29	320,54	1119,46	22,26
14,28	87,50	235,59	323,10	1116,90	22,44
15,78	90,77	235,14	325,91	1114,09	22,63
17,36	94,06	218,81	312,87	1127,13	21,73
18,86	97,39	218,89	316,28	1123,72	21,96
20,33	100,37	193,76	294,13	1145,87	20,43
21,81	103,98	207,43	311,41	1128,59	21,63

$\Delta\sigma_T\% = 27\% \leq 30\%$  L'estimation des pertes est vérifiée

Remarque : Les pertes de tension sont nettement inférieures à 30% supposé lors des calculs, donc les Câbles reprennent largement les charges considérées.

Pour notre projet nous maintenons le nombre de câbles précédent (20 câbles de 19T15s).

## 5.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON

### 5.7.1. Vérifications à l'ELU

Les justifications de la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M, N) sont données par les règles B.P.E.L 91.

#### 1.1 Hypothèse de calcul

Pour justifier les contraintes normales à l'ELU, on suppose que :

- Résistance à la traction du béton est négligée.
- La règle de trois pivots est respectée.
- La section droite reste planes après la déformation.
- Aucun glissement relatif entre les matériaux (béton et acier)

#### 1.2. Principe de la méthode :

Pour bien mener la justification d'une section à ELU, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation  $\overline{\sigma}_u$  qu'équilibre ces contraintes.

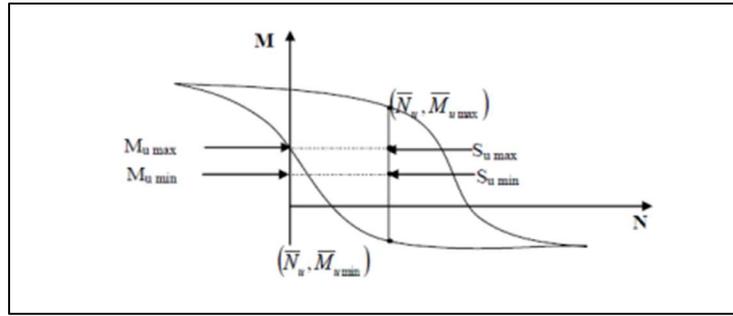


Figure 5.15 : Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant

### 1.3. Etapes de calcul :

**Etape 1 :** Choisir un diagramme de déformation passant par les trois pivots (Fig.7).

**Etape 2 :** Détermination de  $y$  pour le calcul de  $\Delta\varepsilon, \Delta\sigma_p$

**Etape 3 :** Faire une comparaison entre  $N_u$  et  $\overline{N_u}$

On distingue trois cas :

- Si  $\overline{N_u} = N_u$  : on calcul directement  $M_{u,max}$ ,
- Si  $\overline{N_u} \geq N_u$  : cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on devra pivoter le diagramme de déformation autour du pivot A c'est à dire faire une autre itération avec une nouvelle valeur de  $\varepsilon_b$ .
- Si  $\overline{N_u} \leq N_u$  : on fait une nouvelle itération mais en pivotant autour du pivot B jusqu'à avoir  $\overline{N_u} = N_u$

**Etape 4 :** Vérifier l'inéquation  $\overline{M_u} \geq M_u$ .

### 1.4. Application numérique

Les données de cet ouvrage sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.20: Données armatures longitudinales.

H (m)	$e_0$ (m)	$d_s$ (m)	$d_p$ (m)	$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{max}$ (MN,m)
1,32	0,10063	1,26	0,9885	2850	12,48	25,2959

Nous calculons  $N_u$  :

$$N_u = P_m = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) \times n \times A_p = (1440 - 348.89) \times 20 \times 2850 \times 10^{-6} = 62,19 \text{ MN}$$

Pour faire la vérification, nous suivrons la procédure suivante :

### - Première itération

Le diagramme de déformation choisi est celui passant par les pivots A et B, c'est-à-dire :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\text{‰} \text{ et } \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 3.5 \text{ ‰}$$

Equation d'équilibre :

Les efforts ultimes sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \bar{N}_u = Bc \times f_{bu} - A_s \times \sigma_{su} - n \times A_p \times \Delta\sigma_p \\ \bar{M}_u = Bc \times f_{bu} \times Z(y) - A_s \times \sigma_{su} \times (d_s - d_p) \end{cases}$$

Avec :

$A_s \times \sigma_{su}$  : Tension des armatures passives.

$A_p \times \sigma_p$  : surtension de la précontrainte.

$Bc \times f_{bu}$  : compression du béton.

$Z$  : bras de levier des moments de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

### Equations liées à l'hypothèse des sections planes :

A partir de la similitude des triangles dans le diagramme de déformation, Nous pouvons écrire :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \rightarrow y = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s} \times d_s = \frac{3.5\text{‰}}{3.5\text{‰} + 10\text{‰}} \times d_s = 0,327m$$

### 8.4.1. Equations traduisant le comportement des aciers

#### Armatures passives (FeE500)

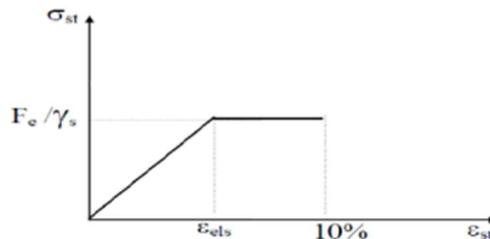


Figure.5.16: Diagramme contrainte-déformation des armatures passives

Nous avons les deux inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2.17 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2.17 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{cases}$$

Comme  $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$

### Armatures actives (torons)

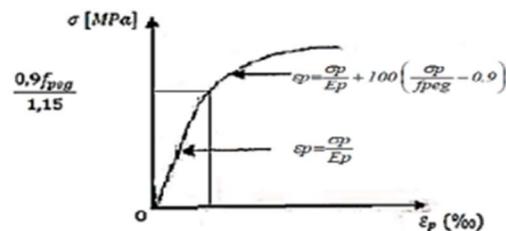


Figure 5.17: Diagramme contrainte-déformation des armatures actives (torons)

$$\begin{cases} \varepsilon_p < 0.9 \times \frac{f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6.59 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_{pm} \\ \varepsilon_s \geq 0.9 \times \frac{f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6.59 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p \text{ sera calculée par approximation successives} \end{cases}$$

On a :  $\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{A} + \frac{(P_m \times e_0 + M_{min})}{I} \times e_0 = 6,49 \text{ MPa}$

Tel que :

$\sigma_{bpm}$  : Contrainte dans le béton au niveau de l'armature moyenne de précontrainte sous l'effet de la précontrainte et des actions permanentes.

L'allongement préalable  $\varepsilon_{pm}$  est donné par :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{P_m}{n \times A_p \times E_p} = 5,74 \text{ ‰}$$

Nous obtenons la déformation due à la compression du béton au niveau du câble moyen :

$$\Delta \varepsilon'_{pm} = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 0,171 \text{ ‰}$$

D'où :  $\varepsilon_{pm} < 6.59 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_p = 1.9 \times 10^5 \times 7.018 \times 10^{-3} = 1233,1 \text{ MPa}$

La variation complémentaire accompagnant la déformation du béton est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \varepsilon''_p = \varepsilon_{bc} \times \frac{d_p - y}{y} = \frac{3.5}{1000} \times \frac{0.9885 - 0.256}{0.256} = 7,091\text{‰}$$

La déformation totale est donnée par :

$$\sum \varepsilon = \varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p = 10.01 + 0.184 + 5.53 = 13,005 \text{ ‰} \geq 5.87\text{‰} \Rightarrow \text{En}$$

utilise le diagramme simplifié on trouve :  $\sigma_b = f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$

Donc :

$$\Delta \sigma_p = \sigma_b - \sigma_p = 1600 - 1233,1 = 366,9 \text{ MPa}$$

$$F_p = n \times A_p \times \Delta \sigma_p = 20 \times 2850 \times 10^{-6} \times 366,9 = 20,913 \text{ MN}$$

Maintenant on vérifie l'équilibre de la section.

$$B_c = 0.8 * y * b = 2,78 \text{ m}^2$$

$$\bar{N}_u = B_c \times f_{bu} - A_s \times \sigma_{su} - n \times A_p \times \Delta \sigma_p$$

$$\bar{N}_u = 2,78 \times \frac{0.85 \times 40}{1.5} - 12.48 \times 10^{-4} \times 434.78 - 20,913 = 61,498 \text{ MN}$$

Nous avons donc :

$$N_u = 62,19 \geq \bar{N}_u = 61,498 \quad \text{on fait une nouvelle itération mais en pivotant } \varepsilon_{bc} \text{ autour du pivot B jusqu'à avoir } \bar{N}_u = N_u$$

Nous calculons  $\bar{N}_u$  pour s'approcher de la valeur de  $N_u$  ( $\bar{N}_u \approx N_u$ ).

### - Deuxième itération

$$\text{On a : } \bar{N}_u = B_c \times 22.67 - 12.48 \times 10^{-4} \times 434.78 - 2850 \times 10^{-6} \times 366,9$$

Donc :

$$B_c = 2,81 \text{ m}^2 \rightarrow y = 0,3302 \text{ m}$$

Nous aurons donc :

Effort normal ultime  $\bar{N}_u$  :

$$\bar{N}_u = 2,8122.67 - 12.48 \times 10^{-4} \times 434.78 - 2850 \times 10^{-6} \times 366,9$$

$$\bar{N}_u = 62,19327 \text{ MN} = N_u = 62,19 \text{ MN}$$

$$\bar{N}_u \approx N_u \quad \text{Vérfié}$$

Moment fléchissant ultime  $\bar{M}_u$

$$\bar{M}_u = Bc \times f_{bu} \times (d_p - 0.4y) - A_s \times \sigma_{su} \times (d_s - d_p)$$

$$\bar{M}_u = 2,81 \times 22.67 \times 0,856 - 0,1473 = 54,7705 \text{ MN.m}$$

$$M_{u,max} = 25.2959 \text{ MN.m} < \bar{M}_u = 54,7705 \text{ MN.m}$$

Donc : La résistance à l'ELU est assurée.

### **5.7.2. Vérifications des contraintes à l'ELS**

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y a deux cas de vérifications :

- Premier cas ou l'ouvrage ne subit aucune surcharge sauf celles qui sont permanentes comme les surcharges de la superstructure (poids du trottoir, glissière de sécurité...etc.), c'est-à-dire la vérification à vide.

- Deuxième cas ou l'ouvrage est sollicité par son poids propre et par des surcharges d'exploitations.

On doit vérifier les relations suivantes :

**A vide (sous  $M_{min}$ )**

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{(M_p + M_{min})}{I} \cdot v \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{(M_p + M_{min})}{I} \cdot v' \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

**En charge (sous  $M_{max}$ )**

Pour le calcul de la contrainte maximale en fibre supérieure comprimée :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{(M_p + M_{max})}{I} \cdot v \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{(M_p + M_{max})}{I} \cdot v' \geq \bar{\sigma}_{bt}$$

Tel que les sections seront vérifiées en combinaison caractéristique.

Contrainte limite de compression :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 24 \text{ MPa}$

Contrainte limite de traction :  $\bar{\sigma}_{bt} = 0 \text{ MPa}$  (cas de **classe I**)

Tableau 5.21 : Contraintes extrêmes du premier tronçon

x	à vide			en charge		
	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	cond	$\sigma_{sup}$	$\sigma_{inf}$	cond
-	7,78	6,04	VRAI	7,78	6,04	VRAI
1,49	9,30	8,35	VRAI	10,49	6,62	VRAI
1,99	9,19	8,54	VRAI	10,76	6,26	VRAI
3,28	8,95	8,95	VRAI	11,22	5,68	VRAI
4,78	9,03	11,46	VRAI	12,31	6,49	VRAI
6,28	8,61	12,09	VRAI	12,65	5,97	VRAI
7,78	8,17	12,74	VRAI	12,84	5,65	VRAI
9,28	7,86	13,17	VRAI	12,90	5,54	VRAI
10,78	7,39	13,84	VRAI	12,85	5,55	VRAI
12,28	6,90	14,52	VRAI	12,67	5,76	VRAI
13,78	6,38	15,20	VRAI	12,35	6,16	VRAI
15,28	5,86	15,91	VRAI	11,89	6,76	VRAI
16,86	4,45	15,05	VRAI	10,57	6,20	VRAI
18,36	3,86	15,82	VRAI	9,78	7,26	VRAI
19,83	2,00	14,06	VRAI	7,13	6,69	VRAI
21,81	2,14	15,88	VRAI	7,02	9,09	VRAI

Les conditions sont vérifiées le long du tablier

## 5.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis des contraintes de cisaillement :(BPEL 91,[Réf.13])

Répartition des étriers : Nous considérons uniquement les calculs au tems infini

### 5.8.1. Contraintes de cisaillement du béton

La vérification au cisaillement du béton se fera au niveau de son centre de gravité la contrainte de cisaillement est donné par :

$$\tau_b = \frac{T \times S}{I \times b_n}$$

**S** : le moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la partie de la section au-dessus, élévissements et trous de gaines déduits .

**I** : l'inertie de la section

**b** : la largeur de la dalle prise au niveau de son centre de gravité, élévissements déduits ainsi que les trous de gaines s'ils sont voisins de la fibre moyenne .

### 5.8.2. Contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_b$

Dans chaque section, l'inégalité suivante doit être vérifiée :  $\tau_b < \bar{\tau}_b$

Avec :

$\overline{\tau}_b$  : contrainte de cisaillement admissible (condition de CHALOS et BETEILLE).

$$\overline{\tau}_b = \sqrt{\frac{\sigma'_b}{\sigma_b} \times (\overline{\sigma}_b - \sigma_x) \times (\overline{\sigma}'_b + \sigma_x)}$$

Avec :  $\sigma_x$ : contrainte de compression du béton au niveau du centre de gravité de la section, et l'on a :  $\sigma_x = \frac{P}{S}$

$$\overline{\sigma}_b = 0.42 \times f_{c28} = 16.8 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}'_b = 0.42 \times f_{t28} = 0.42 \times 3 = 1.26 \text{ MPa} \quad (\text{dans notre cas } \sigma'_b = \sigma_{bt} = 0 \text{ MPa})$$

### 5.8.3. Contrainte de traction admissible des étriers

Conformément à la circulaire n°-44 du 12 Aout 1965, la contrainte admissible des étriers sera égale à :  $\overline{\sigma}_{st} = \rho_{st} \times f_e$

Nous ne supposons qu'aucune des sections ne présente de reprises de bétonnage. De plus, lorsque l'effort tranchant maximal en valeur absolue est généré par des charges civiles, nous tiendrons compte de la situation suivante :  $\rho_0 = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\tau_b}{\tau_b} \right)^2$

- **La contrainte de compression des bielles de béton :**

Nous admettons que des fissures éventuelles se produiront parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité. Ces fissures délimitent des « bielles de bétons ».

Soit :  $\gamma$  l'angle que font les bielles avec la fibre moyenne.

$\tau_b$  est la contrainte de cisaillement qui s'exerce au niveau du centre de gravité :

$$\tan 2\gamma = \frac{2 \times \tau_b}{\sigma_x} \quad \text{avec} \quad \sigma_x = \frac{P}{S}$$

la section d'étriers au mètre linéaire de tablier pour toute la largeur du pont .

$$W = \frac{b_n \times \tau_b \times \tan \gamma}{\overline{\sigma}_{st}}$$

L'espacement t entre deux cours successifs d'étriers sera :

$$t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} h_t \times (1.25 - 0.95 \times \frac{\tau_b}{\tau_b}) \\ b_n \times (5 - 2 \times \frac{\tau_b}{\tau_b}) \\ 4b_n \end{array} \right.$$

Pour notre cas l'espacement est :  $t = h_t \times (1.25 - 0.95 \times \frac{\tau_b}{\tau_b})$

Avec :  $h_t$ : la hauteur totale de la section

Tableau 5.22: Vérification des contraintes, de la section des étriers et de l'espacement

x	T (KN)	$\sigma_x$	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	cond	$\rho_0$	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	tan2 $\gamma$	tan $\gamma$	W (cm <sup>2</sup> )	t (m)
-	5 117,07	6,88	0,99	7,12	VRAI	0,99	496,78	0,29	0,14	13,05	1,48
24,28	7 135,81	7,95	1,38	6,74	VRAI	0,99	493,02	0,35	0,17	22,14	1,39
31,24	8 937,49	5,73	1,13	7,56	VRAI	0,99	496,27	0,39	0,20	20,19	2,23
63,96	7 742,24	7,98	1,50	6,74	VRAI	0,98	491,78	0,37	0,19	26,02	1,37
71,90	8 765,46	5,74	1,11	7,56	VRAI	0,99	496,42	0,39	0,19	19,39	2,24
103,60	7 218,65	7,95	1,40	6,74	VRAI	0,99	492,85	0,35	0,18	22,67	1,39
110,56	8 692,96	5,71	1,10	7,56	VRAI	0,99	496,47	0,39	0,19	19,17	2,24
142,48	7 014,98	7,99	1,36	6,74	VRAI	0,99	493,26	0,34	0,17	21,27	1,40
150,50	8 576,27	5,70	1,09	7,55	VRAI	0,99	496,56	0,38	0,19	18,69	2,24
182,87	7 262,15	7,97	1,40	6,74	VRAI	0,99	492,77	0,35	0,18	22,89	1,39
189,99	8 760,26	5,71	1,11	7,56	VRAI	0,99	496,41	0,39	0,19	19,45	2,24
221,70	6 845,88	8,00	1,32	6,74	VRAI	0,99	493,58	0,33	0,17	20,22	1,40

#### 5.8.4. Vérification à la rupture vis-à-vis de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par une majoration de 80% de la contrainte de cisaillement sous les surcharges. Son expression est donnée par :

$$\tau_{br} = 1.8 \times \tau_b = 1.8 \times \frac{T \times S}{I \times b_n}$$

La contrainte admissible de cisaillement est donnée par la même condition de CHALOS et BETEILLE.

$$\bar{\tau}_{br} = \sqrt{\frac{f_{t28}}{f_{c28}} \times (f_{c28} - \sigma_x) \times (f_{t28} + \sigma_x)}$$

$\sigma_x$  : contrainte de compression (précontrainte) au niveau du CDG (inchangée).

Nous admettons que les bielles sont parallèles à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du CDG.

L'inclinaison des bielles sera donnée par l'expression suivante, vue que le cisaillement du béton sous surcharge majorées à l'intérieur du domaine de résistance du béton ( $\tau_{br} < \overline{\tau_{br}}$ )

$$\tan 2\gamma = \frac{2 \times \tau_b}{\sigma_x}$$

IL est alors inutile de vérifier les bielles à la compression.

Nous vérifions ainsi, la contrainte  $\sigma_{st}$  des étriers qui est donnée par :

$$\sigma_{st} = \frac{T_r \times \tan \gamma}{Z \times W} = \frac{1.8 \times T \times \tan \gamma}{Z \times W} \quad \text{Avec} \quad : \quad Z = \frac{I}{S}$$

Tableau 5.23 : Contrainte de cisaillement à la rupture

x	$\tau_{br}$	$\overline{\tau_{br}}$	$\tan \gamma$	$\sigma_{st}$
-	1,78	4,60	0,26	1 609,58
24,28	2,48	4,69	0,31	1 597,38
31,24	2,04	4,47	0,36	1 607,93
63,96	2,69	4,69	0,34	1 593,38
71,90	2,00	4,47	0,35	1 608,39
103,60	2,51	4,69	0,32	1 596,85
110,56	1,98	4,46	0,35	1 608,56
142,48	2,44	4,69	0,31	1 598,15
150,50	1,95	4,46	0,34	1 608,85
182,87	2,53	4,69	0,32	1 596,58
189,99	2,00	4,46	0,35	1 608,38
221,70	2,38	4,69	0,30	1 599,19

On remarque que la contrainte  $\sigma_0$  des étriers dépasse la limite d'élasticité majorée de 20% tel que :  $\sigma_{st} > 1.20 \times f_e = 600 \text{ MPa}$

On opère une correction des sections d'étriers précédemment calculées en définissant une nouvelle section pour que la sécurité à la rupture vis-à-vis des efforts tranchants, soit assurée telle que :

$$W = \frac{T_r \times \tan \gamma}{Z \times 1.20 \times f_e} = \frac{1.8 \times T \times \tan \gamma}{Z \times 1.20 \times f_e}$$

On remarque que ce calcul diffère quelque peu de la pratique courante, où le calcul de  $\sigma_0$  s'opère sur les sections réelles d'étriers et non sur les sections théoriques.

Tableau 5.24: Sections des étriers et leur espacement

x	-	24,28	31,24	63,96	71,90	103,60	110,56	142,48	150,50	182,87	189,99	221,70
W(cm <sup>2</sup> )	20,89	35,17	32,80	41,23	31,52	35,99	31,16	33,80	30,39	36,33	31,61	32,15
t(m)	1,16	0,99	1,65	0,93	1,66	0,98	1,67	1,00	1,68	0,97	1,66	1,01

## 5.9. CONCLUSION

Par la méthode qui précède nous obtenons un câble approché puisque nous sommes contents d'une évaluation sommaire de  $F$  et des pertes de tension. Le tracé obtenu permet de les déterminer avec précision et il convient alors de recycler entièrement la méthode pour obtenir un câble définitif. En fait on appréciera d'après la comparaison entre les pertes réelles et celles estimées, s'il y a lieu de recycler le calcul de recherche du câble.

# CHAPITRE VI

## Ferrailage



---

"Le ferrailage est à la structure du béton ce que les os sont au corps humain : essentiel pour lui donner force et stabilité."

- Auteur inconnu

---

## 6.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons calculer les quantités d'armature nécessaires pour le ferrailage des différentes sections de la dalle selon les règlements B.A.E.L.91 révisé 99.

Dans le calcul du ferrailage du tablier, les charges sismiques ne sont pas intégrées, ce qui peut sembler contre-intuitif. Cependant, la superstructure est effectivement isolée, et cette approche est liée au concept d'isolation sismique, où  $R=1$ . En isolant la superstructure, l'effet des charges sismiques est transféré aux infrastructures (et qui n'est pas traité dans notre étude). Cela permet de mieux contrôler les mouvements sismiques et de protéger la structure en cas de séisme.

## 6.2. FERRAILAGE TRANSVERSAL DE LA DALLE

### 6.2.1. Détermination des moments transversaux

Le calcul des efforts transversaux dans la dalle se fait avec le logiciel Robot.

Les moments transversaux les plus défavorables sont obtenus par la combinaison d'actions à l'Etat Limite Ultime (E.L.U.) suivante :  $1,35 G + 1,6 (Bc+St)$ . Et à l'Etat Limite de Service (E.L.S.), les moments les plus défavorables sont obtenus par la combinaison d'action :  $G+1,2(Bc+St)$

Les valeurs obtenues sont rédigées dans le tableau suivant :

Tableau 6.1: Moments transversaux

		à ELU	à ELS
En travée	$M_{\max}$ (MN.m)	-0,508	-0,805
	$M_{\min}$ (MN.m)	-1,254	-1,357
Aux appui	$M_{\max}$ (MN.m)	1,587	3,056
	$M_{\min}$ (MN.m)	0,487	2,241

### 6.2.2. Calcul du ferrailage transversal

A mi-travée de rive les moments obtenus sont :

A l'E.L.U :  $M_u = 1,254 \text{ MN.m}$

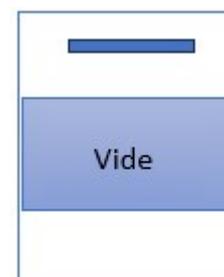
A l'E.L.S :  $M_{\text{ser}} = 1,357 \text{ MN.m}$

Le calcul de la section d'armature se fait suivant le règlement B.A.E.L.91, et on trouve :

- **Armature supérieure**

$$h_t = 1.32 \text{ m}$$

$$d = h - c' = 1.260 \text{ m}$$



$$c = 6 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m} \text{ (le ferrailage par mètre linéaire)}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{su} = \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \text{Min} \left( \frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{1.6 \times 3} \right) = 240.998 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.599 \text{ m}$$

### A l'ELU

$$M_u = 1,254 \text{ MN.m}$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.372$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,035 < 0.372 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,982$$

$A_{Su}$ : La section de l'acier qui est égale à :

$$A_{Su} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1,254}{0,982 \times 1.260 \times 240.998} \times 10^4 = 42,038 \text{ cm}^2$$

### A l'ELS

$$M_{ser,min} = 1,357 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha}{2} \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0,240$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 9,133 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 1,357 \text{ MN.m} < M_{rb} = 9,133 \text{ MN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = 0,004 \quad \mu < \mu_{rb} = 0.2397 \quad (\text{S.S.A})$$

$$Z = d \times \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 1,008 \text{ m}$$

$$A_{Ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s} \times 10^4 = 55,853 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_S = \max(A_{Su}; A_{Ser}) = 55,853 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : Soit 12HA25} \rightarrow A_S = 58.92 \text{ cm}^2$$

### Condition de non fragilité

D'après le règlement (BAEL 91) on a :

$$A_S \geq A_{Smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{Smin} = 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{3}{500} = 17.38 \text{ cm}^2$$

**N.B :** On remarque que  $A_S$  maximale est sous la combinaison ELS,  $A_S = 55,853 \text{ cm}^2$ . Le ferrailage se fera donc à l'ELS.

### Vérification :

a/-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15[A_S(y - d)] = 0$$

$$\text{On trouve } y = 39.175 \text{ cm}$$

b/- Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_S(d - y)^2] = \frac{100 \times (58.92)^3}{3} + 15[58.92(126 - 58.92)^2]$$

$$I = 0,1348 \text{ m}^4$$

c/-Vérification des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_b = \frac{M_{s,max}}{I} y = 3,945 < 24 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = 15 \times \frac{M_{s,max}}{I} (d - y) = 131,136 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}$$

#### ▪ Armature inferieure

$$M_{ser,min} = 0,805 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0,240$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 9,133 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0,805 \text{ MN.m} < M_{rb} = 9,133 \text{ MN.m}$$



$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = 0,002$$

$$\mu < \mu_{rb} = 0.240 \quad (S.S.A)$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 1.008 \text{ m}$$

$$A_{S1} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s} \times 10^4 = 33,124 \text{ cm}^2$$

On prend : Soit 7HA25  $\rightarrow A_S = 34.37 \text{ cm}^2$

$$A_{S \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{3}{500} = 17.388 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 34.37 \geq A_{S \min} = 17.388 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition de non fragilité vérifié}$$

### Vérification

a/-position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15[A(y - d)] = 0$$

On trouve  $y = 31.25 \text{ cm}$

b/- Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A(d - y)^2] = 0,05645635 \text{ m}^4$$

c/-Vérification des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_b = \frac{M_{s,max}}{I} \times y = 4,456 \text{ MPa} < 24 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = 15 \times \frac{M_{s,max}}{I} (d - y) = 202,655 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}$$

### Ferrailage des appuis intermédiaires

#### ▪ Armature supérieure

$$h_t = 2.016 \text{ m}$$

$$d = h - c = 1.956 \text{ m}$$

$$c = 6 \text{ cm}$$

$b = 1 \text{ m}$  (le ferrailage par mètre linéaire )

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 22.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 24 \text{ MPa} \quad (\text{La contrainte limite de compression du béton})$$

$$\sigma_{su} = \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \text{Min} \left( \frac{2}{3} \times 500; 110 \sqrt{1.6 \times 3} \right) = 240.998 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.599m$$

$$M_{ser,min} = 2,241 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha}{2} \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 0,240$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 22,010 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 4,229 \text{ MN.m} < M_{rb} = 22,010 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = 0,002 \quad \mu < \mu_{rb} = 0,240 \text{ (S.S.A)}$$

$$Z = d \times \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) = 1,565 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s} \times 10^4 = 59,404 \text{ cm}^2$$

On prend : Soit 8HA32  $\rightarrow A_s = 64.32 \text{ cm}^2$

$$A_{s,min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{3}{500} = 17.388 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 64.32 \text{ cm}^2 \geq A_{s,min} = 17.388 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition de non fragilité vérifiée}$$

### Vérification

a/-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15[A(y - d)] = 0$$

On trouve  $y = 52.54 \text{ cm}$

b/- Moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A(d - y)^2] = 0,246 \text{ m}^4$$

c/-Vérification des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_b = \frac{M_{s,max}}{I} \times y = 4,790 \text{ MPa} < 24 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = 15 \times \frac{M_{s,max}}{I} (d - y) = 195,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{M_{s,max}}{Z \times b \times y} = \frac{2,241}{(1,956 - (\frac{0,5254}{3})) \times 1 \times 0,5254} = 2,395 \text{ MPa}$$

### 6.2.3. Ferrailage de la section d'encastrement (encorbellement - dalle centrale)

Les encorbellements sont sollicités par les charges et les surcharges suivantes :

- Le poids propre des encorbellements ;
- Le poids propre des équipements ;
- Les surcharges sur trottoir et garde-corps.
- Les surcharges routières

#### 6.2.3.1. Calcul des efforts dans les sections d'encastrement



Figure 6.1 : Coupe transversale de la dalle.

Pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges, on suppose que les encorbellements sont encastrés à la dalle au niveau des sections  $S_d$  et  $S_g$ , les sollicitations  $M$  et  $T$  dues à une charge linéaire  $P(x)$  appliquée sur l'encorbellement au droit d'une section 'S' excentré de "e" par rapport à  $S_d$  sont données par :

$$\begin{cases} M = -P(x) \times e \\ T = -P(x) \end{cases}$$

#### 1-Encorbellements de gauche

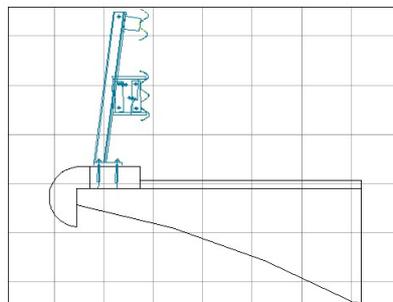


Figure 6.2: Encorbellement gauche

Le centre de gravité de l'encorbellement  $G(XG ; YG)$  est calculé à l'aide de Robot.

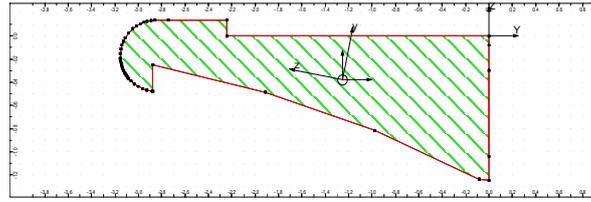


Figure 6.3 : Encorbellement gauche sans glissière

Aire de la section  $A = 2.204 \text{ m}^2$

Centre de gravité  $Y_c = -1.253 \text{ m} ; Z_c = -0.376 \text{ m}$

Le poids propre de l'encorbellement et les charges complémentaires (trottoir, corniche et revêtement) (Fig. 6.3) est égal à :

$$PP = S \times \rho b = 2.204 \times 25 = 55,1 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } M = -P \cdot XG = -1.253 \times 55.1 = -69.07 \text{ KN.m/ml} ;$$

$$T = -P = -55,1 \text{ KN}$$

#### Efforts dus au garde-corps

$$M = \sum P \times e = 1 \times 2.564 = 2.56 \text{ KN.m/ml}$$

$$T = \sum P = 5.724 \text{ KN/ml}$$

#### Effort du au roue isolée de 6 t : carré d'impact (0.25 × 0.25) m<sup>2</sup>

$$U = V = 0.25 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,23 \text{ m} ; e_0 = 0,22 \text{ m}$$

#### Diffusion verticale

$$U' = U + \frac{h_0}{2} + e_0 = 0,25 + \frac{0,23}{2} + 0,22 = 0,585 \text{ m}$$

$$V' = V + h_0 + 2e_0 = 0,25 + 0,23 + 0,22 \times 2 = 0,92 \text{ m}$$

#### Diffusion longitudinale

$$C = 2 \times b + V'$$

$$b = l - U' = 2,75 - 0,585 = 2,165 \text{ m}$$

$$C = 5,25 \text{ m}$$

$$M = -\frac{P}{c} \times \left(b + \frac{U'}{2}\right) \quad M = -28,1 \text{ KN.m/ml}$$

$$T = -\frac{P}{c} \quad T = -11,42 \text{ KN/ml}$$

### ▪ Effet de surcharges routières

#### a-Surcharge $B_c$

La distance entre la section d'encastrement de l'encorbellement et le bord inférieur du trottoir est égale à 0.5 m , donc placer par une file de deux camions sur l'encorbellement .

Cette file de roues est assimilée à un impact de 1.75 m (sens longitudinal) et de 0.25 m (sens transversal) .

$$P=120 \text{ KN}$$

$$U= 0.25 \text{ m} \quad ; \quad V= 1.75 \text{ m} ;$$

$$e_r = 0.08m \quad ; \quad h_0 = 0.356 \text{ m}$$

$$U' = U + h_0 + 1,5 e_r = 0,25 + 0,356 + 0,08 \times 1,5 = 0,293 \text{ m}$$

$$V' = V + h_0 + 1,5 e_r = 1,75 + 0,356 + 0,08 \times 1,5 = 1,79 \text{ m}$$

$$b = 2,11 - \frac{0,293}{2} = 1,96m$$

$$c=2 \times b + V' = 5,17m$$

au niveau de l'encastrement , les effets dus aux surcharge  $B_c$  , sont multipliés par le coefficient  $b_c$  relatif à une file de camions dont la valeur est de 1.2

$$M = -\delta_{Bc} \times 1,2 \times \frac{120}{c} \times \left(\frac{U'}{2} + b\right) = 1,094 \times 1,2 \times \frac{120}{5,17} \times \left(\frac{0,293}{2} + 1,96\right)$$

$$M = -64,1 \text{ KN.m/ml}$$

$$T = -\delta_{Bc} \times 1,2 \times \frac{120}{c} = -30,47 \text{ KN/ml}$$

#### b-Surcharge $B_r$

La roue isolée de 100 KN ayant un rectangle d'impact de 0.3 m (sens longitudinal) et de 0.6m (sens transversal).

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

$$U= 0.3 \text{ m} \quad ; \quad V= 0.6 \text{ m} ;$$

$$e_r = 0.08m \quad ; \quad h_0 = 0.4 \text{ m}$$

$$U' = U + h_0 + 1,5 e_r = 0,3 + 0,4 + 0,08 \times 1,5 = 0.82 \text{ m}$$

$$V' = V + h_0 + 1,5 e_r = 0,6 + 0,4 + 0,08 * 1,5 = 1.12 m$$

$$c=V' = 1.12 m$$

$$M = \frac{100}{c} \times \left( \frac{U'}{2} \right) = -36,61 \text{ KN.M /ml}$$

$$T = \frac{100}{c} = -89.285 \text{ KN /ml}$$

### c-Surcharge A

Elle s'applique entre le bord du trottoir et la section d'encastrement. Sa densité est fonction de la travée considérée (travée chargée) A(L)

$$M = 9,33 \times 2,23 \times 1 \times \frac{2,23}{2} = 23,198 \text{ KN.M /ml}$$

$$T = 9,33 \times 2,23 \times 1 = -20,81 \text{ KN /ml}$$

### d-Charges militaire Mc120

La position la plus défavorable est obtenue quand elle est encadrée au maximum, c'est -à dire quand la chenille touche le bord libre du trottoir. la largeur de la chenille étant 1m , la section d'encastrement à savoir une surface de 1m × 6.1 m

$$h_0 = 0,46m$$

$$U' = U + \frac{(h_0 + 1,5 e_r)}{2} = 1 + 0,5 * (0,46 + 1,5 \times 0,08) = 1,293 m$$

$$V' = V + h_0 + 1,5 e_r = 6,1 + 0,46 + 1,5 \times 0,08 = 6,68 m$$

$$c=V' = 6,68m$$

$$M = \delta_{Mc} \times \frac{550}{c} \times \frac{U'}{2} = 1,089 \times \frac{550}{6,68} \times \frac{1,29}{2} = -57,96 \text{ KN.M /ml}$$

$$T = \delta_{Mc} \times \frac{550}{c} = -1,089 \times \frac{550}{6,68} = -89,66 \text{ KN /ml}$$

### e-Charges militaire D240

$$h_0 = 0,97m$$

$$U' = U + \frac{(h_0 + 1,5 e_r)}{2} = 2,23 + 0,5 \times (0,97 + 1,5 \times 0,08) = 2,77 m$$

$$V' = V + h_0 + 1,5 e_r = 18,6 + 0,97 + 1,5 \times 0,08 = 19,69 m$$

$$c=V' = 19,69m$$

$$m = 2400 \times \frac{2,23}{3,2} = 1672,5 \text{ KN}$$

$$M = \frac{1672}{c} \times \frac{U'}{2} = \frac{1672}{19,69} \times \frac{2,77}{2} = -117,85 \text{ KN.M /ml}$$

$$T = \frac{1672}{c} = \frac{1672}{19,69} = -84,94 \text{ KN /ml}$$

A partir de l'étude précédente des encorbellements, Les effets les plus défavorable sont obtenus sous la surcharge militaire D240

$$M_{max} = M_g + 1.2 M_{D240} = -210.49 \text{ KN.m/ml}$$

$$T_{max} = T_g + 1.2 T_{D240} = -157.028 \text{ KN/ml}$$

▪ **Armature de flexion (fibre sup)**

$$h_t = 1.32 \text{ m}$$

$$d = h - c = 1.260 \text{ m}$$

$$c = 6 \text{ cm}$$

$b = 1\text{m}$  (Le ferrailage par mètre linéaire)

$$M = 0.211 \text{ MN.m/ml}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 0,240$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \sigma_{bc} = 9,133 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = \text{MN.m} < M_{rb} = 9,133 \text{ MN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = 0,001 \quad \mu < \mu_{rb} = 0.2397 \quad (\text{S.S.A})$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 1,008 \text{ m}$$

$$A_{Ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s} \times 10^4 = 8.682 \text{ cm}^2$$

On prend : Soit 3 HA20  $\rightarrow A_s = 9.42 \text{ cm}^2$

#### 6.3.4. FERRAILAGE LONGITUDINAL

Le ferrailage longitudinal sera constitué par des armatures de constructions passives Dans le sens longitudinal, les efforts de traction sont repris principalement par la précontrainte, son premier rôle est de combler la faiblesse du béton à supporter ces efforts. Et de ce point la dalle ne nécessite pas de ferrailage passif longitudinal, cependant la condition de non-fragilité du béton exige une quantité minimum d'armature pour palier le problème de fissuration du béton.

**Condition de non-fragilité**

Selon le règlement B.A.E.L.91, la condition de non-fragilité s'écrit :

$$A_S \geq A_{S \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 3\text{Mpa}$  ;  $b=1\text{m}$  ;  $d=h-c=1.260\text{m}$

$$A_{S \min} = 0.23 \times 100 \times 126 \times \frac{3}{500} = 17.388 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{S \min} \geq 17.388 \text{ cm}^2$

Alors, on a :

Ferrailage supérieur : 6 HA 20 par mètre ;

Ferrailage inférieur : 6 HA 20 par mètre

On dispose un ferrailage de peau au niveau des élargissements. Ces aciers seront de HA14, espacés de 33 cm dans la partie supérieure et la partie inférieure de la dalle. Sur l'appui intermédiaire, ces aciers seront renforcés HA14 pour reprendre les excès de contraintes dans le béton, dues aux tassements d'appuis. On doit prévoir des aciers pour la reprise des efforts supplémentaires dus à l'écèlement des moments longitudinaux sur l'appui intermédiaire.

**Calcul des contraintes dues à l'écèlement**

$a$ =largeur de l'appareil d'appui

$d$ = longueur de répartition sur la fibre moyenne .

$$d = a + 2V_i$$

$R$  et  $\Delta M$  pour toute la largeur de l'ouvrage

$\Delta M$  : valeur de l'écèlement du moment fléchissant représentée par la différence des ordonnées de la courbe enveloppe et du point de tangente horizontale sur appui.

$R$  : étant la réaction d'appui produite par les charges dont la position a défini la courbe enveloppe considérée.

$d$  : étalement longitudinal de l'appareil au niveau de la fibre moyenne de la dalle.

La courbe enveloppe des moments fléchissant est alors écartée de  $\Delta M = \frac{R.d}{8}$

Cet écartement des moments fléchissant au voisinage de l'appui intermédiaire permettra lors du dimensionnement de la précontrainte, de donner au câble moyen, un tracé plus régulier.

**1- Pour les culées**

$$\begin{cases} a = 0.550 \text{ m} \\ V_i = 0.778387 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow d = 0.550 + 2 \times 0.778387 = 2,107 \text{ m}$$

**A l'ELS :**

$$R_{Max} = 1335.56 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \Delta M = \frac{133.56 \times 2,107}{8} = 351.72 \text{ KN.m}$$

$$R_{Min} = 579.47 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \Delta M = \frac{57.947 \times 2,107}{8} = 152.60 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU :**

$$R_{Max} = 1803.01 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \Delta M = \frac{180.301 \times 2,107}{8} = 474.82 \text{ KN.m}$$

$$R_{Min} = 782.28 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \Delta M = \frac{78.228 \times 2,107}{8} = 206.01 \text{ KN.m}$$

**2- Pour les piles**

$$\begin{cases} a = 0.70 \text{ m} \\ V_i = 1.1611 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow d = 0.80 + 2 \times 1,1611 = 3.022 \text{ m}$$

**A l'ELS :**

$$R_{Max} = 6936.23 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \Delta M = \frac{693.623 \times 3.022}{8} = 2620.39 \text{ KN.m}$$

$$R_{Min} = 4768.36 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \Delta M = \frac{476.836 \times 3.022}{8} = 1801.41 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU :**

$$R_{Max} = 9363.91 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \Delta M = \frac{936.391 \times 3.022}{8} = 3537.53 \text{ KN.m}$$

$$R_{MIN} = 6437.29 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \Delta M = \frac{643.729 \times 3.022}{8} = 2431.90 \text{ KN.m}$$

La contrainte de traction due à l'écartement  $\Delta M = 3537.53 \text{ KN.m}$ 

$$\sigma_s = \Delta M \times \frac{V_s}{I} = 0.743 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression est donc

$$\sigma_i = \Delta M \times \frac{V_i}{I} = 1,0091 \text{ Mpa}$$

Ces contraintes seront superposées à celles dues aux tassements d'appuis

## 8.4 JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales sont destinées pour reprendre les efforts de traction dus à l'effort tranchant, afin d'éviter la fissure qui peut se propager dans les zones comprimées, ce qui donne une rupture brutale.

Pour le calcul des armatures transversales, on détermine la  $\tau_{max}$  qui dépend de l'angle  $\alpha$ .

Pour les armature droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) :  $\tau_{max} = \text{Min} \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 4\text{MPa}$

La contrainte de Cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant à l'ELU = 8.937MN

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement ultime.

$\tau_{max}$ : Contrainte de cisaillement admissible.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile

L'application numérique nous donne :

$$\tau_u = 1,131\text{MPa}$$

On a :  $\tau_u = 1,131\text{MPa} \leq \tau_{max} = 4\text{MPa} \rightarrow$  condition vérifiée

### ➤ Calcul de l'espacement

L'espacement  $S_{t0}$  est donné par la formule :  $S_{t0} = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

L'espacement  $S_{t1}$  est donné par la formule suivant :

$$S_{t1} = \frac{A_t \times (\cos \alpha + \sin \alpha) \times 0.9 \times f_e / \gamma_s}{b \times (\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) - \tau_0)}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times f_{tj}^* \times k$$

$$f_{tj}^* = \min(f_{tj}; 3\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

$$k = \frac{1 - \left(\frac{Nu}{B}\right)}{f_{c28}} = 0.97 \quad \text{En flexion composée ou } Nu < 0 \text{ (traction)}$$

$$\tau_0 = 0.87$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = 2.36$$

Diamètre maximal des armatures transversale :

$$\frac{\phi_L}{3} \leq \phi \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L \right)$$

Donc pour  $\phi_L = 20 \text{ mm}$  on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisit deux cadres et une épingle

Ce qui donne :  $A_t = 3.02 \text{ cm}^2$

Donc  $S_{t1} = 16 \text{ cm}$

L'espacement  $S_{t2}$  est donné par la formule suivant :

$$S_{t2} \leq (0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = 40 \text{ cm}$$

L'espacement  $S_{t3}$  est donné par la formule suivant :

$$S_{t3} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b}$$

$$S_{t3} = 72 \text{ cm}$$

D'où :  $S_{t0} = \min(16; 40; 72) = 20 \text{ cm}$

On a  $S_{t0} = S_{t1}$  donc on utilise la méthode de caquot pour la répartition des armatures transversale

On place le premier cadre à une distance  $\frac{S_t}{2}$  du nu d'appui, pour les espacements suivants : 11, 13, 16, 20, 25, 35, 40.

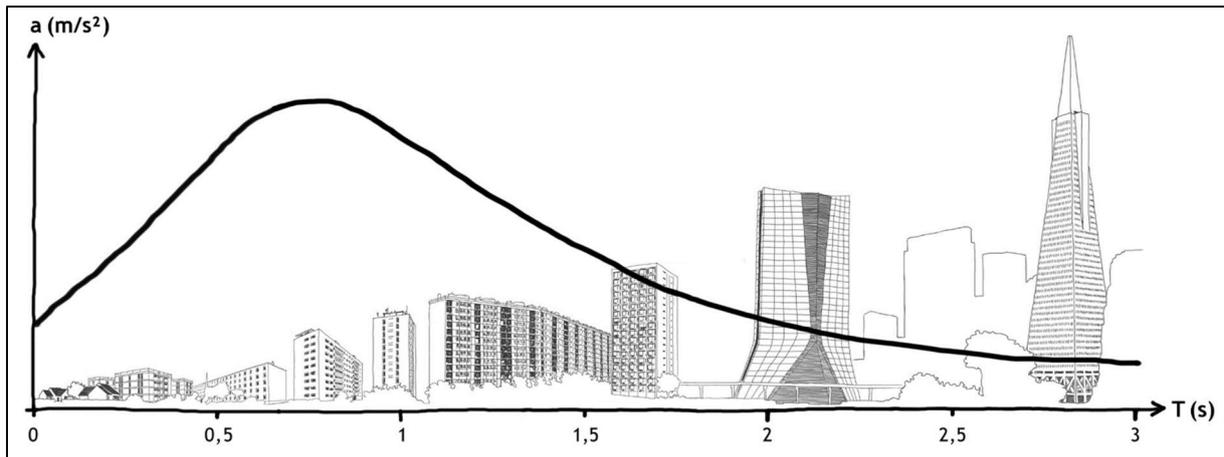
Chaque valeur étant répétée deux fois ( $\frac{L}{2}$ ) qu'il y a de mètres dans la demi-portée de la barre

## 6.5. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de déterminer les armatures passives transversales et longitudinales d'une partie de l'ouvrage suivant le règlement BAEL99.

# CHAPITRE VII

## Analyse sismique



“We can do little to reduce the hazard embodied in an active fault or a major earthquake, but we can do a lot about the risk to the structures that we design and build. It is important to remember the frequently quoted observation that earthquakes do not kill, but collapsed buildings and facilities do.”

-Professor Thomas O'Rourke, Cornell University

## 7.1. INTRODUCTION

L'ampleur des investissements effectués ou envisagés dans les ouvrages d'art, ainsi que les séismes dévastateurs qui ont eu lieu au cours de la dernière décennie, ont souligné la nécessité de construire des ouvrages parasismiques. Il est important de tenir compte des effets sismiques dès la phase de conception du projet du pont, même pour les zones à faible sismicité.

## 7.2. PREAMBULE ET PROCEDE DE CALCUL

Le comportement réel dissipatif non linéaire des retenues antisismiques longitudinales et transversales peut être convenablement compris par l'analyse dynamique multi modale avec un spectre de réponse. Le procédé de calcul prévoit les phases suivantes :

- détermination des propriétés dynamiques de la structure à savoir fréquences et modes de vibration (Frequency Analysis).
- définition du spectre de réponse horizontal : il est déterminé avec un amortissement  $\xi = 5\%$  pour les périodes  $T < 0.8 TIS$  (où  $TIS$  est la période fondamentale de la structure isolée) et un amortissement  $\xi = 15\%$  pour les périodes  $T > 0.8 TIS$ . Le spectre de réponse élastique vertical est déterminé avec un amortissement  $\xi = 15\%$ .
- la détermination de la réponse sismique de la structure par un modèle FEM, à travers l'analyse de réponse spectrale.

### 7.2.1. Analyse modale de structure

L'effet du séisme sera évalué par une analyse dynamique modale de la structure, en restant dans le domaine élastique linéaire, à l'aide de la méthode de la superposition des modes suivant un spectre de réponse du projet et le calcul des modes sera arrêté dès que leur masse participante atteindra 90% de la masse totale vibrante (Tab.7.1).

Pour les masses de la structure, on considérera le poids propre, plus les charges permanentes, plus un quota de la charge A de 20% (distribué sur tous les travées).

Tableau 7.1 : Modes fondamentaux

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	0,4	2,48	49,2	49,2	0
2	0,48	2,1	49,27	49,32	0
3	0,51	1,95	58,9	74,24	0
4	0,53	1,9	78,96	84,48	0
5	0,71	1,42	84,36	84,81	0
...		...	...	...	...
195	55,96	0,02	93,32	93,47	89,59
196	56,13	0,02	93,32	93,47	89,6
197	56,96	0,02	93,43	93,47	89,72
198	57,56	0,02	93,43	93,48	89,77
199	58,27	0,02	93,44	93,5	89,78
200	58,93	0,02	93,52	93,51	91,18

### 7.2.2 Combinaisons des réponses modales

La valeur maximale probable  $E$ , de l'effet d'une action (force, déplacement etc.) doit être considérée en général comme égale à la racine carrée de la somme des carrés des réponses modales  $E_i$  (règle SRSS).

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

L'effet de cette action doit être supposé agir dans les deux sens.

Lorsque deux modes ont des périodes naturelles peu espacées  $T_i \leq T_j$ ,

Avec le rapport  $\rho = \frac{T_i}{T_j}$  dépassant la valeur de  $\frac{10}{10+\xi}$

D'où :  $\xi$  : est le taux d'amortissement visqueux, la règle SRSS n'est pas sécuritaire.

la méthode de la combinaison quadratique complète (**méthode CQC**) peut alors être appliquée :

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

Avec :  $\begin{cases} \mathbf{i} = 1 \dots n \\ \mathbf{j} = \dots n \end{cases}$   $n$  : étant le nombre de modes significatifs considérés avec le facteur de corrélation

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

### 7.2.3. Actions sismiques horizontales et verticales

La construction des spectres a eu lieu à travers les formules indiquées dans les règles parasismiques algériennes « RPA 99/2003 » et la guide AFPS 92.

Le spectre de réponse élastique ( $S_{ae}$ ) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique ( $T$ ) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T \cdot \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0_s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0_s \end{cases}$$

Avec :

- $g$  : Accélération de la pesanteur = 10.00 m/s<sup>2</sup>
- $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- $S$  : Coefficient de site
- $A$  : Coefficient d'accélération de zone ( $A = 0.40g$ )
- $\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement ( $\eta = (7 / (2 + \xi))^{1/2} = 1.00$ )
- $\xi$  : Taux d'amortissement ( $\xi = 5.00\%$  (structure en béton armé))

Pour notre ouvrage les périodes choisies suivant le site :

$T_1$ (s)	<b>0.15</b>
$T_2$ (s)	<b>0.40</b>
<b>S (coefficient de site)</b>	<b>1.10</b>

Le spectre vertical a les mêmes formules mais multiplié par  $\alpha$  : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité ( $\alpha = 0,9$  zone III)

Les spectres de dimensionnement concernant les composantes horizontales et verticales sont indiqués dans les figures ci-dessous.

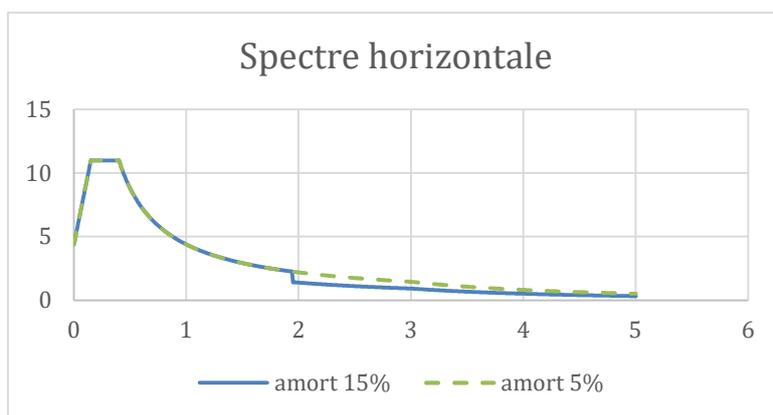


Figure 7.1: Spectre élastique horizontal

Le spectre de réponse verticale est donné dans la Fig.(7.2) :

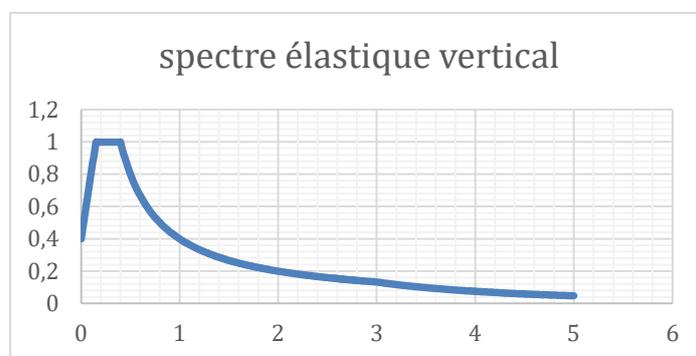


Figure 7.2 : Spectre élastique Vertical

### 7.3. COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

L'incertitude sur la direction du séisme est prise en compte par la combinaison des forces sismiques perpendiculaires.

L'effet probable de l'action maximale  $E$ , qui résulte de la coïncidence des actions sismiques le long des axes horizontaux  $X$  et  $Y$  et de l'axe vertical  $Z$ , peut être estimé à partir des effets d'actions maximales  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  qui proviennent de l'action sismique indépendante le long de chaque axe. Les effets des différentes composantes du mouvement global sont combinés de la manière suivante :

- $E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3 E_z$
- $E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3 E_z$
- $E = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3 E_y$

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  étant les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives  $X$ ,  $Y$  et  $Z$ .

## 7.4. RESULTATS DU CALCUL SISMIQUE

### 7.4.1. Déplacements au niveau des appareils d'appuis

les résultats récapitulatifs des déplacements sous les actions sismiques sont donnés dans les tableaux suivants, les déplacements sismiques sont combinés avec les déplacements sous l'effet de la température (avec un coefficient de 0.5) :

L'enveloppe des déplacements dans les trois directions sont schématisé dans le graphique suivant :

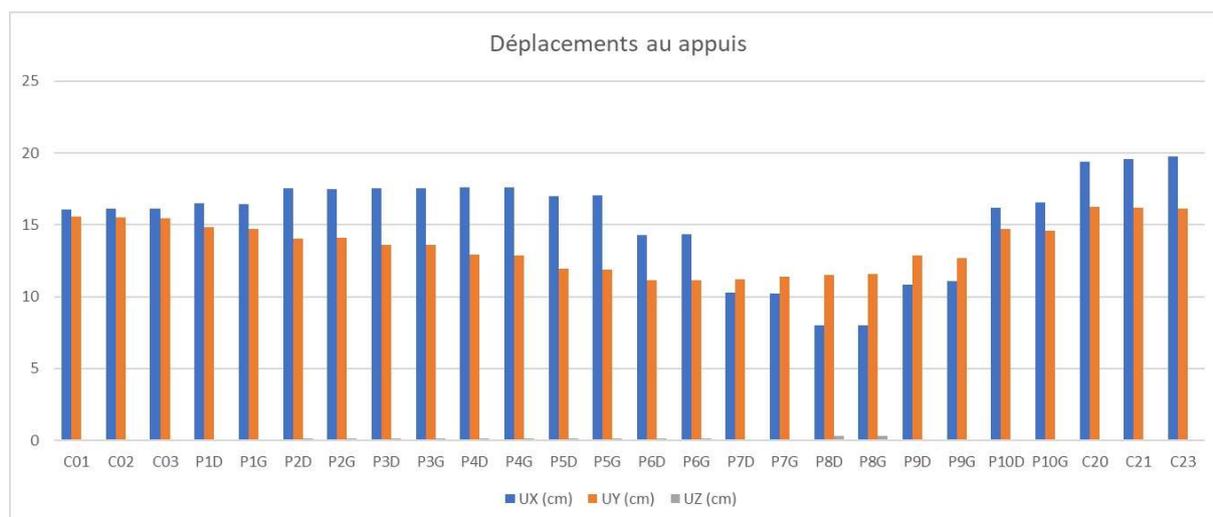


Figure 7.3: Déplacement aux appuis

Nous constatons que les déplacements verticaux sont pratiquement négligeables.

Selon les indications de l'euro code 8, le déplacement du projet (dép.) est obtenu en majorant le déplacement résultant de l'analyse dynamique ( $d_e$ ) par le coefficient  $\gamma_s$  :  $d_{ep} = \gamma_s \times d_e$ . Avec  $\gamma_s = 1.5$  Dans le graphe suivant nous représentent le déplacement du projet au niveau de chaque appareil d'appui :

Appuis	dE	D (cm)	Appuis	dE	D (cm)
C0G	16,15	24,23	P6D	14,34	21,51
C0M	16,19	24,28	P6G	14,39	21,59
C0D	16,21	24,32	P7D	11,37	17,05
P1D	16,61	24,91	P7G	11,52	17,28
P1G	16,57	24,85	P8D	11,58	17,37
P2D	17,72	26,58	P8G	11,63	17,45
P2G	17,69	26,53	P9D	12,86	19,29
P3D	17,82	26,74	P9G	12,71	19,07
P3G	17,83	26,75	P10D	16,32	24,49
P4D	17,88	26,82	P10G	16,67	25,01
P4G	17,88	26,81	C2G	19,49	29,24
P5D	17,15	25,72	C2M	19,68	29,53
P5G	17,21	25,81	C2D	19,87	29,81

### 7.4.2. Réactions au niveau des appareils d'appuis

Les résultats du calcul de la réaction pour le calcul statique sont donnés en détail en annexe E, les résultats récapitulatifs sous action sismique sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 7.2: Réaction sous actions sismiques aux niveaux des appareils d'appuis

	Rmax (KN)
C0	1769,294
P1	6729,086
P2	7272,028
P3	7114,998
P4	7118,916
P5	7193,57
P6	7743,76
P7	7598,026
P8	8333,412
P9	7534,156
P10	6788,492
C1	1760,884

Rmax Culée	1769,294 KN
Rmax Pile	8333,412 KN

### 7.5. RISQUE DE RESONANCE AVEC LE SOL

La formule  $T_{sol}=4H/V_s$  est pertinente pour évaluer le risque de résonance avec le sol. Dans ce cas, avec une hauteur (H) de 12 mètres et une vitesse de cisaillement du sol ( $V_s$ ) de 400 m/s, il est essentiel de vérifier si la fréquence naturelle de la structure est proche d'une fréquence sismique critique. La résonance peut entraîner une amplification significative des mouvements sismiques. Dans notre cas,  $T_{sol}=0,12s$  et  $T_i=2,48s$ , ce qui indique que la période de la structure est très éloignée de celle du sol. Cela signifie qu'il y a peu de risque de résonance, ce qui est un élément positif en termes de stabilité sismique de la structure.

### 7.6. CONCLUSION

Ce chapitre a permis de déterminer les efforts et les déplacements maximaux que la structure devra supporter en cas de séisme. Ces résultats sont essentiels pour le dimensionnement et la vérification des appareils d'appuis, qui doivent être capables de supporter ces efforts et déplacements sans subir de dommages.

# CHAPITRE VIII

## Equipements de pont



---

"Seismic isolation transforms the way we think about building design, shifting the focus from surviving earthquakes to thriving in their aftermath."

- Dr. James M. Kelly

---

## 8.1. INTRODUCTION

Les équipements de ponts désignent un ensemble de dispositifs très divers qui complètent la structure et qui permettent d'assurer le fonctionnement et la pérennité de la structure, la sécurité et le confort des usagers.

Ils comprennent les dispositifs de retenue, les joints de chaussée, les appuis, les amortisseurs, les systèmes d'éclairage et de signalisation, etc. Ces équipements doivent être adaptés aux caractéristiques du pont, tels que sa géométrie, sa structure, son matériau et son environnement. Ils doivent également être conçus et dimensionnés pour résister aux sollicitations mécaniques, thermiques, climatiques et sismiques qui affectent le pont tout au long de sa durée de vie.

## 8.2. APPAREILS D'APPUI

L'appareil d'appui est un dispositif qui permet de lier le tablier du pont à ses appuis ; piles ou culées, cette liaison doit assurer les 2 fonctions :

- Transmettre les charges verticales et horizontales vers les piles ou les culées.
- Permettre le libre mouvement du tablier dans les directions choisies que ce soient des translations ou des rotations.

On distingue deux types de mouvement des appareils d'appuis :

- **Appareil d'appuis fixe** : il ne permet que la rotation du tablier en ce point.
- **Appareil d'appuis mobile** : il permet la rotation et la translation en même temps. Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :
  - Les articulations en béton.
  - Les appareils d'appuis spéciaux (à pot).
  - Les appareils d'appuis sphériques (en acier).
  - Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Notre choix a été porté sur les appareils d'appui les plus répandus en élastomère fretté, on vérifie que le déplacement est inférieur à 5mm.

### 8.2.1. Appareils d'appuis en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe), ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent (7) :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

- Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.
- Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis à des efforts qui les sollicitent, ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations

### 8.2.2.1. Choix du appareil d'appuis

#### Isolateurs en élastomère fretté à amortissement élevé (HDRB)

Les appareils d'appuis disposés dans notre viaduc sont de type HDRB « High Damping Rubber Bearing », ils sont en même temps des isolateurs sismiques conçue à partir d'un bloc en élastomère renforcé par des frettes métallique adhésives par vulcanisation, ils sont dimensionnés selon la norme EN15129.

Les appuis en caoutchouc HDRB à haut coefficient d'amortissement fonctionnent sur le principe de l'isolation de base et limitent la quantité d'énergie transférée du sol à la structure en cas de tremblement de terre . L'appui en caoutchouc et acier laminé est conçu pour supporter le poids de la structure et pour lui fournir une certaine élasticité lorsque la limite d'élasticité a été atteinte. Le caoutchouc permet l'isolation de la structure mais aussi son recentrage après un événement sismique, en atteignant un coefficient d'amortissement jusqu'à 16%, contrairement à 5% fournis par les appuis élastomériques conventionnels.

Les avantages incluent l'absence de dommages à la structure même lors de tremblements de terre intenses, une utilisation répandue dans les bâtiments et ponts, une maintenance simple et une simplification de la conception sismique.

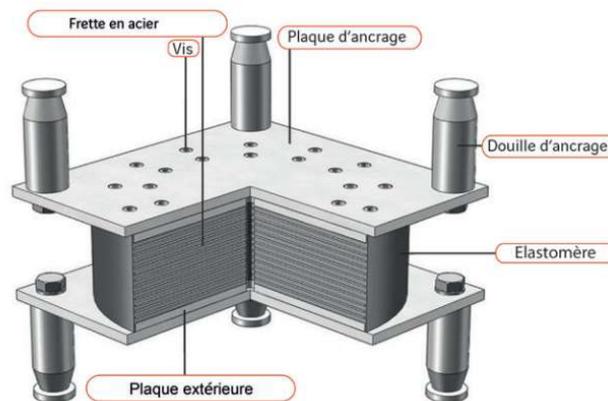


Figure 8.1: schéma d'un isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDRB)

### 8.2.2.2. Dimensionnement du appareille d'appuis

Suite aux différents résultats en termes de déplacements et réaction sous les action dynamiques et statique , les appareils d'appuis doivent répondre aux caractéristiques suivantes :

Appareil d'appui type HDRB (isolateur sismique)						
Appui	Raideur (KN/m)	Nombre (U)	Action sismique		Action statique	
			Déplacements Max (mm)	Réaction Max sismique (KN)	Réaction Max à l'ELS (KN)	Réaction Max à l'ELU (KN)
Culées	1550	12	290	1842	1336	1803
Piles	3000	40	270	8951	6936	9364

A titre indicatif , pour les appareils de type ISOSISM HDRB ,les appareils à adapter sont

Pour les Piles : Appareil type HDRB 1.4-16 ; Module=G=1.4 – Amortissement =16%						
$\emptyset$ (mm)	$T_e$ (mm)	H (mm)	$\Delta_{SISM}$ (mm)	$R_{Max}$ (KN)	$R_{SISM}$ (KN)	$K_f$ (KN/m)
700	170	390	295	34430	9970	3000
Pour les Culées : Appareil type HDRB 0.8-10 ; Module=G=0.8 – Amortissement =16%						
$\emptyset$ (mm)	$T_e$ (mm)	H (mm)	$\Delta_{SISM}$ (mm)	$R_{Max}$ (KN)	$R_{SISM}$ (KN)	$K_f$ (KN/m)
550	144	295	310	7720	2090	1550

Avec :  $\emptyset$  :Diamètre

$T_e$  :Epaisseur totale de l'élastomère .

**H** :Hauteur totale de l'isolateur

$\Delta_{SISM}$  : déplacement maximal horizontal

$R_{Max}$  :Effort vertical maximal sous déplacement nul

$R_{SISM}$  : Effort vertical maximal sous déplacement sismique

$K_f$  : Raideur horizontale

nous avons directement utilisé les données du constructeur .

- Pour les piles

### 1. Indice de propriété mécanique

Module de cisaillement	$G=1.2$	MPa
Taux d'amortissement équivalente	$\xi_{dhd} = 16.0$	%
Raideur horizontal équivalente	$K_{eff} = 3$	KN/mm
Charge verticale maximale	$N_{ed,max} = 9364$	KN
Déplacement horizontale sous action sismique	$d_{bd} = 176$	mm
Déplacement horizontale maximale	$V_{xy} = 143$	mm
Déplacement horizontale maximale sous action sismique	$d_{max} = 270$	mm
Angle de rotation	$\alpha = 0.007$	rad
Limite d'élasticité de la plaque raidie	$F_y = 355$	MPa

### 2. Paramètre structurels internes :

Spécification	HDR(1)-700*287-G.12	
Épaisseur totale de la plaque d'étanchéité	$t_3 = 54$	Mm
Hauteur totale du corps en élastomère	$H_1 = 237$	Mm
Diamètre de la plaque en acier renforcé	$d = 680$	Mm
Épaisseur de la couche élastomère intermédiaire	$t_1 = 13$	Mm
Nombre de couches élastomère intermédiaire	$n = 11$	Couches
Épaisseur de la plaque d'acier renforcée	$t_s = 4$	Mm
Nombre de la plaque d'acier renforcée	$n_1 = 13$	couches
Épaisseur totale de L'élastomère	$T_q = 143$	Mm
Épaisseur du bord en caoutchouc	$t_0 = 10$	Mm

- Pour les culées

1. Indice de propriété mécanique :

Module de cisaillement	$G=1.2$	MPa
Taux d'amortissement équivalente	$\xi_{dhd} = 16.0$	%
Raideur horizontal équivalente	$K_{eff} = 1.55$	KN/mm
Charge verticale maximale	$N_{ed,max} = 1803$	KN
Déplacement horizontale sous action sismique	$d_{bd} = 190$	Mm
Déplacement horizontale maximale	$V_{xy} = 140$	Mm
Déplacement horizontale maximale sous action sismique	$d_{max} = 290$	Mm
Angle de rotation	$\alpha = 0.005$	Rad
Limite d'élasticité de la plaque raidie	$F_y = 355$	MPa

2. Paramètre structurels internes

Spécification	HDBR(1)-500*272-G.12	
Epaisseur totale de la plaque d'étanchéité	$t_3=40$	mm
Hauteur totale du corps en élastomère	$H_1=232$	mm
Diamètre de la plaque en acier renforcé	$d=480$	mm
Epaisseur de la couche élastomère intermédiaire	$t_1 = 10$	mm
Nombre de couches élastomère intermédiaire	$n=14$	couches
Epaisseur de la plaque d'acier renforcée	$t_s = 4$	mm
Nombre de la plaque d'acier renforcée	$n_1 = 13$	couches
Epaisseur totale de l'élastomère	$T_q = 140$	mm
Epaisseur du bord en caoutchouc	$t_0 = 10$	mm

### Conception et vérifications

- Calcul de la raideur équivalente horizontale

Pour Pile :  $K_{eff} = G \cdot \frac{A_e}{T_q} = 3050 \text{ KN/m}$

Pour Culée :  $K_{eff} = G \cdot \frac{A_e}{T_q} = 1550 \text{ KN/m}$

$K_{eff}$  : est la rigidité horizontale équivalente

Avec :

$G$  : Module de cisaillement

$A_e$  : est la surface effective de l'appui

$T_q$  : l'épaisseur total de la couche de l'élastomère

- **Rigidité en flexion**

**Pour Pile**

$$M = \frac{G \times 3.14 \times d^6 / 512}{n / t_1^3} = 30107.2901 \text{ KN.m}$$

**Pour Culée**

$$M = \frac{G \times 3.14 \times d^6 / 512}{n / t_1^3} = 6429.250121 \text{ KN.m}$$

$M$  : est la valeur du couple de récupération lorsque l'appui autour de l'axe central

- **Facteur de forme**

Pour les appuis laminés, le coefficient de forme de chaque couche d'élastomère est :

**Pour Pile :**

$$\text{Appuis circulaires : } S = \frac{d}{4t_1} = 13.1$$

Où :  $d$  : est la dimension de la plaque d'acier renforcé.

$t_1$  : est l'épaisseur de la couche intermédiaire d'élastomère.

$$\text{Pour Culée : Appuis circulaires : } S = \frac{d}{4t_1} = 12.0$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement de conception**

La déformation de cisaillement horizontale  $\varepsilon_{qd}$ , de l'appui ne doit pas dépasser 2.5, qui peut être calculée comme suit :

$$\text{Pour Pile : } \varepsilon_{qd} = \frac{d_{bd}}{T_q} = 1.231$$

$$\text{Pour Culée : } \varepsilon_{qd} = \frac{d_{bd}}{T_q} = 1.357$$

D'où  $d_{bd}$  : est le déplacement horizontal maximal

$T_q$  =: épaisseur totale de la couche d'élastomère.

- **Déformation totale de l'appuie sous charge de conception**

la déformation verticale totale  $\epsilon_\tau$  de l'appuie est la somme de la déformation de chaque couche qui n'est pas supérieure à 7, qui peut être calculée par la formule suivante :

**Pour Pile :**

$$\epsilon_\tau = k(\epsilon_{c,E} + \epsilon_{q,max} + \epsilon_{\alpha,d}) = 4.33 < 7 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\epsilon_{\alpha,d} = 0,87$$

$$\epsilon_{qd} = 1.231$$

$$Ec' = 1234,84 ; Ar = 266\,649,66 ; S = 13,1 \Rightarrow \epsilon_{c,E} = 2,23$$

**Pour Culée**

$$\epsilon_t = k(\epsilon_{c,E} + \epsilon_{q,max} + \epsilon_{\alpha,d}) = 2.86 < 7 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\epsilon_{\alpha,d} = 0,41$$

$$\epsilon_{qd} = 1.357$$

$$Ec' = 1040,4 ; Ar = 114721,06 ; S = 12 \Rightarrow \epsilon_{c,E} = 1,09$$

Tel que :

$$\epsilon_{c,E} = 6 * S * \frac{Ned,max}{Ec' * Ar} * 1000, \quad Ec' = 3G(1+S^2)$$

$$Ar = d^2 * \text{atan}\left(\frac{d - V_{xy}}{(d^2 - V_{xy}^2)^{0,5}}\right) - V_{xy} * (d^2 - V_{xy}^2)^{0,5} / 2$$

$$\epsilon_{\alpha,d} = d^2 \alpha t_1 / 2 \Sigma t_i^3$$

Où :

k le facteur d'influence 1

le facteur de surcharge 1,5

$\epsilon_{c,E}$  : déformation en compression correspondant à la charge maximale

$\epsilon_{q,max}$  : déformation en compression correspondant à la charge sismique maximal

$\epsilon_{\alpha,d}$  : déformation due à la rotation de l'appareille d'appuie

Ar : la surface d'appuie effective sous déplacement

$\alpha$  : l'angle de rotation 0,05rd

Ec' : le module de compression circulaire

- **Distorsion limite**

La norme limite la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux à :  $\varepsilon_{qd} < 2,5$ .

Pour piles :  $\varepsilon_{qd} = 1.231 < 2,5$  **Condition vérifiée**

Pour culée :  $\varepsilon_{qd} = 1.357 < 2,5$  **Condition vérifiée**

- **Charge vertical maximale**

**Pour Pile :**  $N_{ed,max} < \frac{5GA_e S}{1.5}$

$N_{ed,max} = 9364 \text{ KN} < 18986.85 \text{ KN}$  **Condition vérifiée**

**Pour Culée**

$N_{ed,max} < \frac{5GA_e S}{1.5}$

$N_{ed,max} = 1803 \text{ KN} < 8681.47 \text{ KN}$  **Condition vérifiée**

- **Vérification de flambement**

Le facteur de forme  $S > 5$  donc une vérification est exigée.

$$P_{cr} = \lambda G A_r D' \frac{S}{Tq}$$

$\lambda = 1,3$  pour les appuis circulaires

SI  $\frac{P_{cr}}{4} > N_{ed,max} > \frac{P_{cr}}{2}$  ; la condition suivante doit être satisfaite :

$$1 - \frac{2N_{ED,max}}{P_{cr}} \geq 0,7\delta$$

$$\delta = \frac{d_{bd}}{D'}$$

- **Pour piles**

$$P_{cr} = 25\,912 \text{ KN}$$

$$\frac{P_{cr}}{4} = 6478 > N_{ed,max} = 9346 > \frac{P_{cr}}{2} = 12\,956$$

$$\delta = \frac{d_{bd}}{D'} = 0,258$$

$$1 - \frac{2N_{ED,max}}{P_{cr}} = 0,28 \geq 0,7\delta = 0,18 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Pour culée

$$P_{cr} = 7363 \text{ KN}$$

$$\frac{P_{cr}}{4} = 6478 \text{ KN} > N_{ed,max} = 9346 > \frac{P_{cr}}{2} = 12\,956 \text{ KN}$$

$$\delta = \frac{d_{bd}}{D'} = 0,395$$

$$1 - \frac{2N_{ED,max}}{P_{cr}} = 0,51 \geq 0,7\delta = 0,27 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 8.3.LES DES D'APPUIS

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures. Ainsi il permet de réaliser facilement une surface plane et bien rigide.

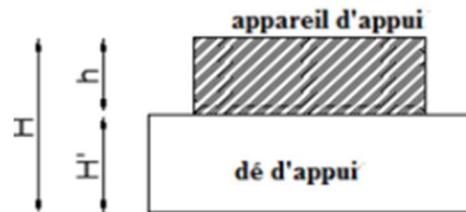


Figure 8 .2: Dimension du dé d'appui

$$H \geq D/2$$

$$H \geq \frac{700}{2} = 350 \text{ mm pour piles ; } H \geq \frac{550}{2} = 275 \text{ mm pour culées}$$

On prend : **H = 350mm**

Avec :  $d' = d + 2 \cdot d_d$

$d_d$  : Déplacement composé.

Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm on a :

$$d' = 700 + 200 = 900 \text{ mm}$$

$$d' = 550 + 200 = 750 \text{ mm}$$

### 8.3.1. Ferrailage des dés d'appuis

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

#### 8.3.1.1. Armature de chaînage

La section calculée doit reprendre un effort maximum du 25% de  $R_{max}$ . Alors :  $R = 0.25R_{max}$

Pour culée :  $R = 0.25R_{max} = 0.25 \times 1852.93 = 463.23 \text{ KN}$

Pour pile :  $R = 0.25R_{max} = 0.25 \times 9832.61 = 2458.15 \text{ KN}$

$$A_u = \frac{R}{\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$

D'où :

Pour culée :  $A_u = \frac{463.23}{434.78} = 10.65 \text{ cm}^2$

Pour pile :  $A_u = \frac{2458.15}{434.78} = 56.65 \text{ cm}^2$

Soit un ferrailage de : 6HA16 pour culée ; 12HA25 pour pile

#### 8.3.1.2. Armature de profondeur

Elles sont mises pour stopper d'éventuelle propagation de fissures Les armatures doivent reprendre l'effort maximum du tablier à 12.5% de  $R_{max}$

Pour culée :  $R = 0.125R_{max} = 0.125 \times 1852.93 = 231.61 \text{ KN}$

Pour pile :  $R = 0.125R_{max} = 0.125 \times 9832.61 = 1229.07 \text{ KN}$

D'où :

Pour culée :  $A_h = \frac{231.61}{434.78} = 5.33 \text{ cm}^2$

Pour pile :  $A_h = \frac{1229.07}{434.78} = 25.96 \text{ cm}^2$

Soit un ferrailage de : 4HA14 pour culée ; 6HA25 pour pile

#### 8.3.1.3. Armature d'éclatement

Ce sont des armatures capables de reprendre 10% de  $R_{max}$

Pour culée :  $R = 0.1R_{max} = 0.1 \times 1852.93 = 185.29 \text{ KN}$

Pour pile :  $R = 0.1R_{max} = 0.1 \times 9832.61 = 983.26 \text{ KN}$

D'où :

$$\text{Pour culée : } A_e = \frac{185.29}{434.78} = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour pile : } A_e = \frac{983.26}{434.78} = 22.61 \text{ cm}^2$$

Soit un ferrailage de : 3HA14 pour culée ;5HA25 pour pile

#### 8.3.1.4. Armature de surface

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

$$\text{Pour culée : } R = 0.04 R_{\max} = 0.04 * 1852.93 = 74.17 \text{ KN}$$

$$\text{Pour pile : } R = 0.04 R_{\max} = 0.04 * 9832.61 = 393.3 \text{ KN}$$

D'où :

$$\text{Pour culée : } A_e = \frac{74.17}{434.78} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Soit un ferrailage de :

$$\text{Pour pile : } A_e = \frac{393.30}{434.78} = 9.04 \text{ cm}^2$$

Soit un ferrailage de : 2HA12 pour culée ;8HA12 pour pile

### 8.3. JOINT DE CHAUSSEE

#### 8.3.1. Définition

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de roulement entre deux parties d'une structure soumises à des mouvements dus à la déformation et aux sollicitations externes

#### 8.3.2. Les conditions du joint de chaussée

Assurer la liberté de mouvement du pont.

- Donner une continuité de la surface de roulement.
- Ne pas être une source de bruit et de vibration.
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

Le joint de dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, vent, freinage)

Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèbres supports (entrechoquement). en particulier pour les ponts du groupe 1.

On dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0,4W_T + W_S/3$$

W : souffle totale du joint.

W<sub>D</sub> : souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W<sub>T</sub> : souffle thermique.

W<sub>S</sub> : souffle sismique.

### 8.3.4. Le Souffle

Le souffle est le déplacement maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes. Le modèle de joint devra satisfaire aux trois degrés de liberté correspondant aux trois directions du déplacement relatif des deux éléments par rapport à l'axe de la voie.

#### 8.3.4.1. Variation de longueur en fonction de température

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif, selon les résultats de modélisation :

$$\Delta_T = 6,3 \text{ cm}$$

#### 8.3.4.2. Retrait et fluage

##### a. Retrait

Le raccourcissement due au retrait est évalué par :

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2}$$

$$\Delta l_r = \frac{418 \times 3,5 \times 10^{-4}}{2} = 0,072 \text{ m} = \mathbf{7,2 \text{ cm}}$$

##### b. Fluage

Le raccourcissement due au fluage est évalué par :

$$\frac{\Delta l}{L/2} = 3 \times 10^{-4}$$

$$\Rightarrow \Delta l = \frac{418 \times 3 \times 10^{-4}}{2} = 0,062 \text{ m} = \mathbf{6,2 \text{ cm}}$$

##### c. Sismique

$$\frac{\Delta_s}{3} = \frac{18,45}{3} = 6,1 \text{ cm}$$

Le souffle  $\Delta l = \mathbf{22,12 \text{ cm}}$

Suivant  $\Delta l$ , on choisit le joint WD230 (Freyssinet).

## 8.4. DALLE DE TRANSITION

L'intérêt de la dalle de transition est d'atténuer les effets de tassement du remblai à proximité de l'ouvrage. La dalle de transition permet de traiter le problème en permettant de remplacer le rechargement par un léger reprofilage, elle permet aussi de protéger le remblai d'accès contre l'infiltration des eaux.

Sa longueur, comprise entre 3 m et 6 m, peut être donnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [ 6 \text{ m} ; \text{Max} ( 3 \text{ m} ; 0,60 \times h_g ) ]$$

Avec  $h_g$ : hauteur du mur garde-grève.

Nous trouvons donc une longueur de 5 m.

Pour la largeur, elle est égale à 10.65 m (Sa largeur elle est égale à la largeur du tablier diminuée du double de l'épaisseur du mur en retour cités ci-après.  $d=Lr+2(0.5 \text{ à } 1 \text{ m})$ ) et son épaisseur est convenue généralement égale à 30 cm.

La dalle a une pente de 10 %.

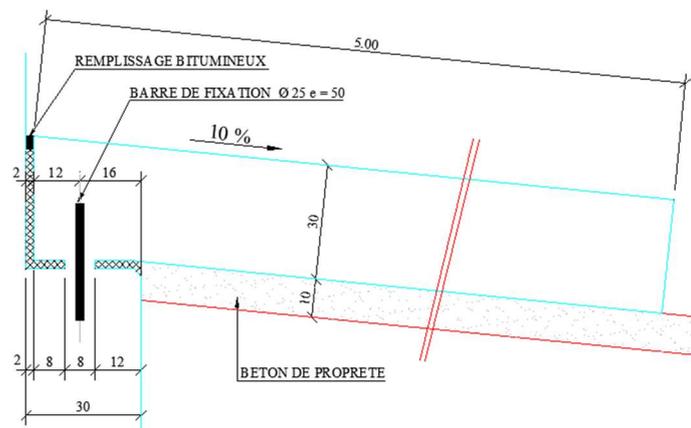


Figure 8.3 : dalle de transition

La dalle de transition doit contribuer à supporter la chaussée sous les zones circulées. Elle règne donc au droit de la chaussée au sens géométrique sa largeur sera proche de celle de la chaussée  $d=Lr+2(0.5 \text{ à } 1 \text{ m})$

La dalle de transition est superficielle pour les chaussées rigides (béton de ciment) ou les plus courants profonds pour les chaussées souples (béton bitumineuse).

## 8.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons choisi le type d'appuis en tenant compte de la nature de l'ouvrage et la sismicité de la zone où il sera implanté. En plus nous avons dimensionner les joints de chaussées et la dalle de transition.

## CONCLUSION GENERALE

La réalisation de cette étude de projet s'est révélée être une opportunité précieuse d'enrichir notre bagage de connaissances, en complément des enseignements reçus à l'École Nationale Polytechnique (ENP). Elle nous a permis de visualiser les étapes cruciales liées à la conception d'une structure d'art, tout en garantissant le strict respect des normes et réglementations en vigueur. De plus, cette expérience nous a initiées aux techniques de modélisation et à l'utilisation d'outils logiciels tels que ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et AUTOCAD.

Le processus de réalisation de ce travail a débuté par une évaluation des charges longitudinales sous diverses combinaisons, suivie de la distribution de ces charges sur la structure. Nous avons ensuite procédé à la détermination du tracé du câble de précontrainte moyen, évalué manuellement les contraintes exercées sur celui-ci, et planifié l'armature de certaines sections clés. Par la suite, nous nous sommes penchées sur l'analyse du comportement sismique du pont, ce qui nous a permis de définir les caractéristiques adéquates des dispositifs d'appui.

Il convient de noter que notre mémoire s'est focalisé exclusivement sur l'étude de la superstructure du viaduc, en raison de sa complexité et de son ampleur. Cette tâche s'est avérée plus ardue que prévue, notamment lors du calcul de la précontrainte, principalement en raison de la détermination des moments hyperstatiques au niveau des appuis intermédiaires. Ces moments doivent être pris en compte lors de l'évaluation de la précontrainte, du calcul des pertes, ainsi que lors de la vérification des contraintes exercées sur le béton.

Par ailleurs, La modélisation avec le logiciel Robot s'est avérée ardue. Par conséquent, il serait recommandé, pour de futurs projets portant sur des ouvrages similaires, d'explorer des logiciels spécifiquement dédiés aux ponts, tels que Sofistic ou Midas.

En ce qui concerne l'analyse sismique, bien que nous ayons opté pour une approche multimodale, il est à noter qu'une analyse temporelle non linéaire aurait pu fournir des résultats plus réalistes et instructifs.

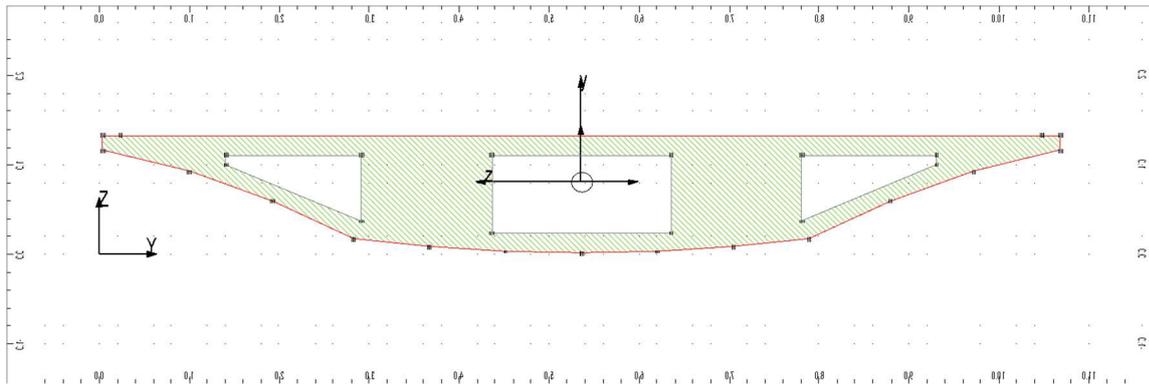
En guise de conclusion, nous espérons que les efforts déployés pour mener à bien cette étude nous armeront de confiance pour aborder sereinement de futurs projets dans le domaine du génie civil.

## Bibliographie

- BAEL 99 -Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- BPEL-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.
- CALGARO (J.-A.) et VIRLOGEUX (M.). – Projet et construction des ponts. Analyse structurale des tabliers de ponts. Presses de l'ENPC (1989).
- CAPRA (A.) et GODREAU (A.). « Ouvrages d'art en zones sismiques » 2eme édition, 2015.
- EN 1337-1:2000 Structural bearings - Part 1: General design rules.
- EN 15129 :2018 Anti-seismic devices.
- EN 1998-1 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- EN 1998-2 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges.
- Fascicule 4 titre 2 armatures HA en BP.
- Fascicule 61 titre 2: Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes.
- Fascicule 62 titre 5 pour la partie fondation.
- FAUCHART (J.). « Détermination de la précontrainte de poutres continues construites par tronçons. Annales de l'ITBTP, JUIN 1975.
- FREESSINET. « Joint de chaussée CIPEC ».
- Le DELLIOU, Patrick. « Béton précontraint aux Eurocodes ». Presses Universitaires Lyon, 2003.
- PSI-DE 67 passage supérieur ou inférieur en dalle élégie.
- RCPR 2008. Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- RPOA 2008. – Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
- SETRA. « La conception parasismique des ponts », Journée technique, Denis DAVI - CETE Méditerranée, SEPT 2013.
- SETRA « Guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté ».
- THONIER (H.). « Le béton précontraint aux états limites ». Presses de l'ENPC (1985).

## ANNEXE A : Analyse des sections

TYPE 1 :



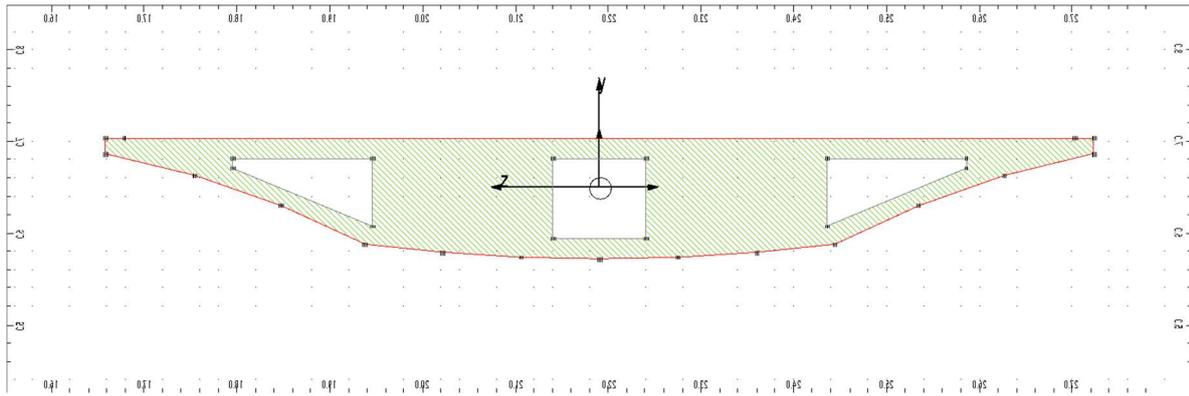
### Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	0.034311711 m	1.162505508 m
2	0.034311711 m	1.330974508 m
3	0.234311711 m	1.330974508 m
4	10.484311711 m	1.330974508 m
5	10.684311711 m	1.330974508 m
6	10.684311711 m	1.162505508 m
7	9.722841711 m	0.924729508 m
8	8.789347711 m	0.593744508 m
9	7.892842711 m	0.172745508 m
10	7.050879711 m	0.082926508 m
11	6.205860711 m	0.028970508 m
12	5.359311711 m	0.010974508 m
13	4.512762711 m	0.028970508 m
14	3.667743711 m	0.082926508 m
15	2.825780711 m	0.172745508 m
16	1.929275711 m	0.593744508 m
17	0.995781711 m	0.924729508 m
18	0.034311711 m	1.162505508 m
19	1.409311711 m	1.002329508 m
20	1.409311711 m	1.110974508 m
21	2.909311711 m	1.110974508 m
22	2.909311711 m	0.369695508 m
23	1.409311711 m	1.002329508 m
24	4.359311711 m	0.236345508 m
25	4.359311711 m	1.110974508 m
26	6.359311711 m	1.110974508 m
27	6.359311711 m	0.236345508 m
28	4.359311711 m	0.236345508 m
29	7.809311711 m	0.369695508 m
30	7.809311711 m	1.110974508 m
31	9.309311711 m	1.110974508 m
32	9.309311711 m	1.002329508 m
33	7.809311711 m	0.369695508 m

Résultats généraux

Aire de la section	A	=	6.695635249 m <sup>2</sup>	
Centre de gravité	Y <sub>c</sub>	=	5.359311711 m	
	Z <sub>c</sub>	=	0.806281214 m	
Périmètre	S	=	22.009989834 m	
Matériau de base	BETON 40			
	E	=	38000.00 MPa	
	dens.	=	2550.31 kg/m <sup>3</sup>	
	p.un.	=	17075.95 kG/m	
<u>Repère des axes principaux</u>				
Angle	alpha	=	90.0 Deg	
Moments d'inertie	I <sub>x</sub>	=	3.218265855 m <sup>4</sup>	
	I <sub>y</sub>	=	44.321036831 m <sup>4</sup>	
	I <sub>z</sub>	=	1.063802861 m <sup>4</sup>	
Rayons d'inertie	i <sub>y</sub>	=	2.572817981 m	
	i <sub>z</sub>	=	0.398597604 m	
Coefficients de rigidité en cisaillement	A <sub>y</sub>	=	4.625732093 m <sup>2</sup>	
	A <sub>z</sub>	=	4.713842513 m <sup>2</sup>	
Facteurs de résistance en flexion	W <sub>ely</sub>	=	8.323199405 m <sup>3</sup>	
	W <sub>elz</sub>	=	1.337600768 m <sup>3</sup>	
Facteurs de résistance au cisaillement	W <sub>y</sub>	=	3.569581412 m <sup>2</sup>	
	W <sub>z</sub>	=	2.582673388 m <sup>2</sup>	
Facteurs de résistance plastique	W <sub>ply</sub>	=	14.981101239 m <sup>3</sup>	
	W <sub>pl Z</sub>	=	2.335621466 m <sup>3</sup>	
Distances extrêmes	V <sub>y</sub>	=	0.524693294 m	
	V <sub>py</sub>	=	0.795306706 m	
	V <sub>z</sub>	=	5.325000000 m	
	V <sub>pz</sub>	=	5.325000000 m	

## TYPE 2 :

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	16.586050478 m	6.863934200 m
2	16.586050478 m	7.032403200 m
3	16.786050478 m	7.032403200 m
4	27.036050478 m	7.032403200 m
5	27.236050478 m	7.032403200 m
6	27.236050478 m	6.863934200 m
7	26.274580478 m	6.626158200 m
8	25.341086478 m	6.295173200 m
9	24.444581478 m	5.874174200 m
10	23.602618478 m	5.784355200 m
11	22.757599478 m	5.730399200 m
12	21.911050478 m	5.712403200 m
13	21.064501478 m	5.730399200 m
14	20.219482478 m	5.784355200 m
15	19.377519478 m	5.874174200 m
16	18.481014478 m	6.295173200 m
17	17.547520478 m	6.626158200 m
18	16.586050478 m	6.863934200 m
19	17.961050478 m	6.703758200 m
20	17.961050478 m	6.812403200 m
21	19.461050478 m	6.812403200 m
22	19.461050478 m	6.071124200 m
23	17.961050478 m	6.703758200 m
24	21.411050478 m	5.937774200 m
25	21.411050478 m	6.812403200 m
26	22.411050478 m	6.812403200 m
27	22.411050478 m	5.937774200 m
28	21.411050478 m	5.937774200 m
29	24.361050478 m	6.071124200 m
30	24.361050478 m	6.812403200 m
31	25.861050478 m	6.812403200 m
32	25.861050478 m	6.703758200 m
33	24.361050478 m	6.071124200 m

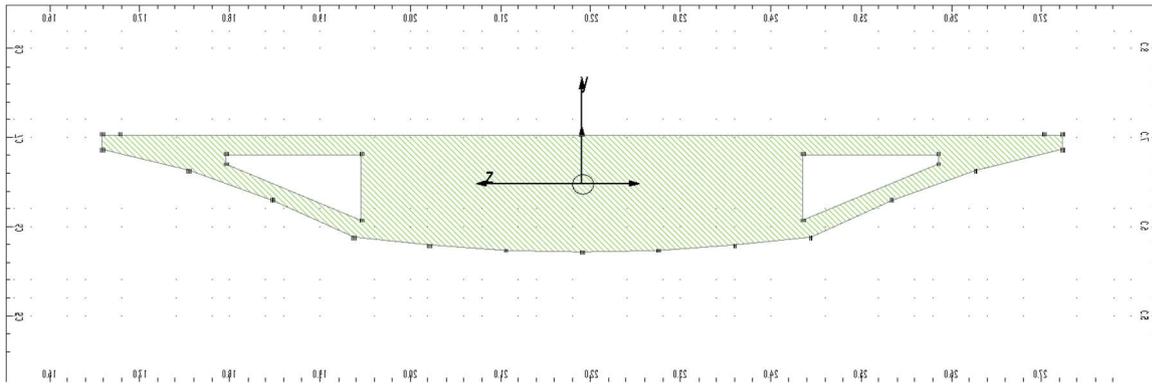
Résultats généraux

Aire de la section	A	=	7.570264249 m <sup>2</sup>
Centre de gravité	Y <sub>c</sub>	=	21.911050478 m
	Z <sub>c</sub>	=	6.492387541 m
	Périmètre	S	=
Matériau de base	BETON 40		
	E	=	38000.00 MPa
	dens.	=	2550.31 kg/m <sup>3</sup>
	p.un.	=	19306.52 kG/m

Repère des axes principaux

Angle	alpha	=	90.0 Deg
Moments d'inertie	I <sub>x</sub>	=	3.455357927 m <sup>4</sup>
	I <sub>y</sub>	=	44.831237081 m <sup>4</sup>
	I <sub>z</sub>	=	1.133164705 m <sup>4</sup>
	Rayons d'inertie	i <sub>y</sub>	=
i <sub>z</sub>		=	0.386893114 m
Coefficients de rigidité en cisaillement	A <sub>y</sub>	=	5.618227001 m <sup>2</sup>
	A <sub>z</sub>	=	5.760707858 m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance en flexion	W <sub>ely</sub>	=	8.419011658 m <sup>3</sup>
	W <sub>elz</sub>	=	1.452804430 m <sup>3</sup>
Facteurs de résistance au cisaillement	W <sub>y</sub>	=	4.360707932 m <sup>2</sup>
	W <sub>z</sub>	=	2.526509992 m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance plastique	W <sub>ply</sub>	=	15.632985274 m <sup>3</sup>
	W <sub>pl Z</sub>	=	2.562026240 m <sup>3</sup>
Distances extrêmes	V <sub>y</sub>	=	0.540015659 m
	V <sub>py</sub>	=	0.779984341 m
	V <sub>z</sub>	=	5.325000000 m
	V <sub>pz</sub>	=	5.325000000 m

## TYPE 3 :

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	16.586050478 m	6.863934200 m
2	16.586050478 m	7.032403200 m
3	16.786050478 m	7.032403200 m
4	27.036050478 m	7.032403200 m
5	27.236050478 m	7.032403200 m
6	27.236050478 m	6.863934200 m
7	26.274580478 m	6.626158200 m
8	25.341086478 m	6.295173200 m
9	24.444581478 m	5.874174200 m
10	23.602618478 m	5.784355200 m
11	22.757599478 m	5.730399200 m
12	21.911050478 m	5.712403200 m
13	21.064501478 m	5.730399200 m
14	20.219482478 m	5.784355200 m
15	19.377519478 m	5.874174200 m
16	18.481014478 m	6.295173200 m
17	17.547520478 m	6.626158200 m
18	16.586050478 m	6.863934200 m
19	17.961050478 m	6.703758200 m
20	17.961050478 m	6.812403200 m
21	19.461050478 m	6.812403200 m
22	19.461050478 m	6.071124200 m
23	17.961050478 m	6.703758200 m
24	24.361050478 m	6.071124200 m
25	24.361050478 m	6.812403200 m
26	25.861050478 m	6.812403200 m
27	25.861050478 m	6.703758200 m
28	24.361050478 m	6.071124200 m

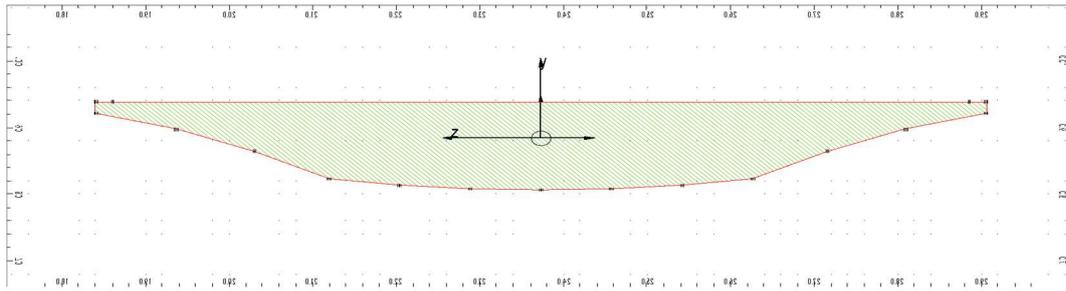
Résultats généraux

Aire de la section	A	=	8.444893249 m <sup>2</sup>
Centre de gravité	Y <sub>c</sub>	=	21.911050478 m
	Z <sub>c</sub>	=	6.480239019 m
Périmètre	S	=	22.009989834 m
Matériau de base	BETON 40		
	E	=	38000.00 MPa
	dens.	=	2550.31 kg/m <sup>3</sup>
	p.un.	=	21537.10 kG/m

Repère des axes principaux

Angle	alpha	=	90.0 Deg
Moments d'inertie	I <sub>x</sub>	=	3.754549272 m <sup>4</sup>
	I <sub>y</sub>	=	44.904122831 m <sup>4</sup>
	I <sub>z</sub>	=	1.199708230 m <sup>4</sup>
Rayons d'inertie	i <sub>y</sub>	=	2.305929507 m
	i <sub>z</sub>	=	0.376912670 m
Coefficients de rigidité en cisaillement	A <sub>y</sub>	=	6.574039909 m <sup>2</sup>
	A <sub>z</sub>	=	7.855032995 m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance en flexion	W <sub>ely</sub>	=	8.432699123 m <sup>3</sup>
	W <sub>elz</sub>	=	1.562454108 m <sup>3</sup>
Facteurs de résistance au cisaillement	W <sub>y</sub>	=	5.126915184 m <sup>2</sup>
	W <sub>z</sub>	=	5.057479570 m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance plastique	W <sub>ply</sub>	=	15.855163723 m <sup>3</sup>
	W <sub>pl Z</sub>	=	2.776887951 m <sup>3</sup>
Distances extrêmes	V <sub>y</sub>	=	0.552164181 m
	V <sub>py</sub>	=	0.767835819 m
	V <sub>z</sub>	=	5.325000000 m
	V <sub>pz</sub>	=	5.325000000 m

## TYPE 4:

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	18.406477666 m	9.214074965 m
2	18.406477666 m	9.382543965 m
3	18.606477666 m	9.382543965 m
4	28.856477666 m	9.382543965 m
5	29.056477666 m	9.382543965 m
6	29.056477666 m	9.214074965 m
7	28.095007666 m	8.976298965 m
8	27.161513666 m	8.645313965 m
9	26.265008666 m	8.224314965 m
10	25.423045666 m	8.134495965 m
11	24.578026666 m	8.080539965 m
12	23.731477666 m	8.062543965 m
13	22.884928666 m	8.080539965 m
14	22.039909666 m	8.134495965 m
15	21.197946666 m	8.224314965 m
16	20.301441666 m	8.645313965 m
17	19.367947666 m	8.976298965 m
18	18.406477666 m	9.214074965 m

Résultats généraux

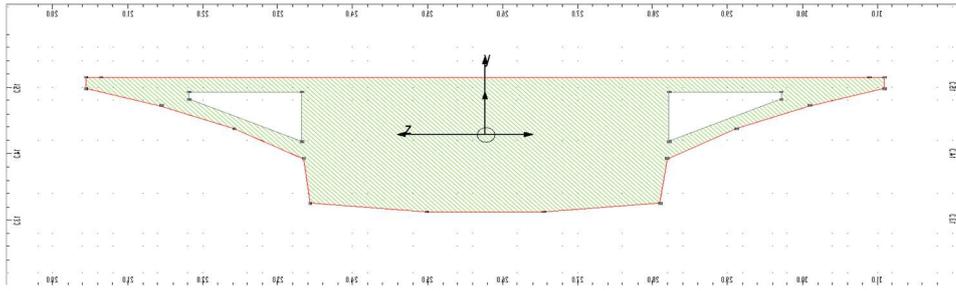
Aire de la section	A = 9.719779249 m <sup>2</sup>
Centre de gravité	Y <sub>c</sub> = 23.731477666 m Z <sub>c</sub> = 8.840930866 m
Périmètre	S = 22.009989834 m
Matériau de base	BETON 40 E = 38000.00 MPa dens. = 2550.31 kg/m <sup>3</sup> p.un. = 24788.45 kG/m

Repère des axes principaux

Angle	alpha = 90.0 Deg
Moments d'inertie	I <sub>x</sub> = 4.030143739 m <sup>4</sup>

	$I_y$	=	56.679674996	m <sup>4</sup>
	$I_z$	=	1.245359000	m <sup>4</sup>
Rayons d'inertie	$i_y$	=	2.414823952	m
	$i_z$	=	0.357947292	m
Coefficients de rigidité en cisaillement	$A_y$	=	8.009758052	m <sup>2</sup>
	$A_z$	=	9.115876863	m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance en flexion	$W_{ely}$	=	10.644070422	m <sup>3</sup>
	$W_{elz}$	=	1.599922863	m <sup>3</sup>
Facteurs de résistance au cisaillement	$W_y$	=	6.286921054	m <sup>2</sup>
	$W_z$	=	7.596763175	m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance plastique	$W_{ply}$	=	19.697118847	m <sup>3</sup>
	$W_{pl Z}$	=	2.969293268	m <sup>3</sup>
Distances extrêmes	$V_y$	=	0.541613099	m
	$V_{py}$	=	0.778386901	m
	$V_z$	=	5.325000000	m
	$V_{pz}$	=	5.325000000	m

## TYPE 5 :

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	20.445444986 m	14.972845840 m
2	20.445444986 m	15.141314840 m
3	20.645444986 m	15.141314840 m
4	30.895444986 m	15.141314840 m
5	31.095444986 m	15.141314840 m
6	31.095444986 m	14.972845840 m
7	30.093711986 m	14.722893840 m
8	29.122800986 m	14.371784840 m
9	28.192897986 m	13.923202840 m
10	28.103889986 m	13.252094840 m
11	26.549974986 m	13.125334840 m
12	24.990897986 m	13.125366840 m
13	23.436986986 m	13.252189840 m
14	23.347991986 m	13.923202840 m
15	22.418088986 m	14.371784840 m
16	21.447177986 m	14.722893840 m
17	20.445444986 m	14.972845840 m
18	21.820444986 m	14.812669840 m
19	21.820444986 m	14.921314840 m
20	23.320444986 m	14.921314840 m
21	23.320444986 m	14.180036840 m
22	21.820444986 m	14.812669840 m
23	28.220444986 m	14.180036840 m
24	28.220444986 m	14.921314840 m
25	29.720444986 m	14.921314840 m
26	29.720444986 m	14.812669840 m
27	28.220444986 m	14.180036840 m

Résultats généraux

Aire de la section

$$A = 11.802569994 \text{ m}^2$$

Centre de gravité

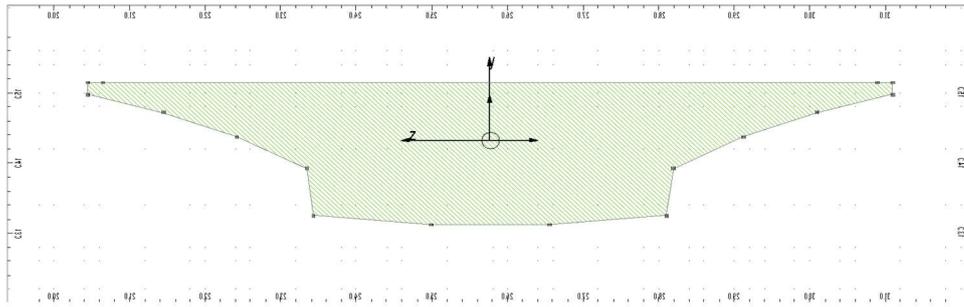
$$Y_c = 25.770459350 \text{ m}$$

$$Z_c = 14.286470898 \text{ m}$$

Périmètre

	S	=	23.212720851 m
Matériau de base			
	BETON 40		
	E	=	38000.00 MPa
	dens.	=	2550.31 kg/m <sup>3</sup>
	p.un.	=	30100.22 kG/m
<u>Repère des axes principaux</u>			
Angle			
	alpha	=	90.0 Deg
Moments d'inertie			
	I <sub>x</sub>	=	10.646538917 m <sup>4</sup>
	I <sub>y</sub>	=	51.337010449 m <sup>4</sup>
	I <sub>z</sub>	=	4.070623396 m <sup>4</sup>
Rayons d'inertie			
	i <sub>y</sub>	=	2.085580679 m
	i <sub>z</sub>	=	0.587275888 m
Coefficients de rigidité en cisaillement			
	A <sub>y</sub>	=	9.364321096 m <sup>2</sup>
	A <sub>z</sub>	=	10.680943836 m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance en flexion			
	W <sub>ely</sub>	=	9.640721126 m <sup>3</sup>
	W <sub>elz</sub>	=	3.505733865 m <sup>3</sup>
Facteurs de résistance au cisaillement			
	W <sub>y</sub>	=	7.447237998 m <sup>2</sup>
	W <sub>z</sub>	=	5.830216055 m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance plastique			
	W <sub>ply</sub>	=	19.872635556 m <sup>3</sup>
	W <sub>pl Z</sub>	=	5.992656615 m <sup>3</sup>
Distances extrêmes			
	V <sub>y</sub>	=	0.854864603 m
	V <sub>py</sub>	=	1.161133033 m
	V <sub>z</sub>	=	5.325017681 m

## TYPE 6 :

Description de la géométrie

Point n°	Y	Z
1	20.445444986 m	14.972845840 m
2	20.445444986 m	15.141314840 m
3	20.645444986 m	15.141314840 m
4	30.895444986 m	15.141314840 m
5	31.095444986 m	15.141314840 m
6	31.095444986 m	14.972845840 m
7	30.093711986 m	14.722893840 m
8	29.122800986 m	14.371784840 m
9	28.192897986 m	13.923202840 m
10	28.103889986 m	13.252094840 m
11	26.549974986 m	13.125334840 m
12	24.990897986 m	13.125366840 m
13	23.436986986 m	13.252189840 m
14	23.347991986 m	13.923202840 m
15	22.418088986 m	14.371784840 m
16	21.447177986 m	14.722893840 m
17	20.445444986 m	14.972845840 m

Résultats généraux

Aire de la section

$$A = 13.077454494 \text{ m}^2$$

Centre de gravité

$$Y_c = 25.770457950 \text{ m}$$

$$Z_c = 14.323820385 \text{ m}$$

Périmètre

$$S = 23.212720851 \text{ m}$$

Matériau de base

BETON 40

$$E = 38000.00 \text{ MPa}$$

$$\text{dens.} = 2550.31 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{p.un.} = 33351.57 \text{ kG/m}$$

Repère des axes principaux

Angle

$$\alpha = 90.0 \text{ Deg}$$

Moments d'inertie

$$I_x = 11.170254880 \text{ m}^4$$

	$I_y$	=	63.112549373	m <sup>4</sup>
	$I_z$	=	4.277994215	m <sup>4</sup>
Rayons d'inertie	$i_y$	=	2.196829000	m
	$i_z$	=	0.571950558	m
Coefficients de rigidité en cisaillement	$A_y$	=	10.202630113	m <sup>2</sup>
	$A_z$	=	12.622445648	m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance en flexion	$W_{ely}$	=	11.852087227	m <sup>3</sup>
	$W_{elz}$	=	3.569507538	m <sup>3</sup>
Facteurs de résistance au cisaillement	$W_y$	=	7.448300156	m <sup>2</sup>
	$W_z$	=	10.730665698	m <sup>2</sup>
Facteurs de résistance plastique	$W_{ply}$	=	23.713837864	m <sup>3</sup>
	$W_{pl Z}$	=	6.370477617	m <sup>3</sup>
Distances extrêmes	$V_y$	=	0.817511626	m
	$V_{py}$	=	1.198483031	m
	$V_z$	=	5.325015600	m
	$V_{pz}$	=	5.324984943	m



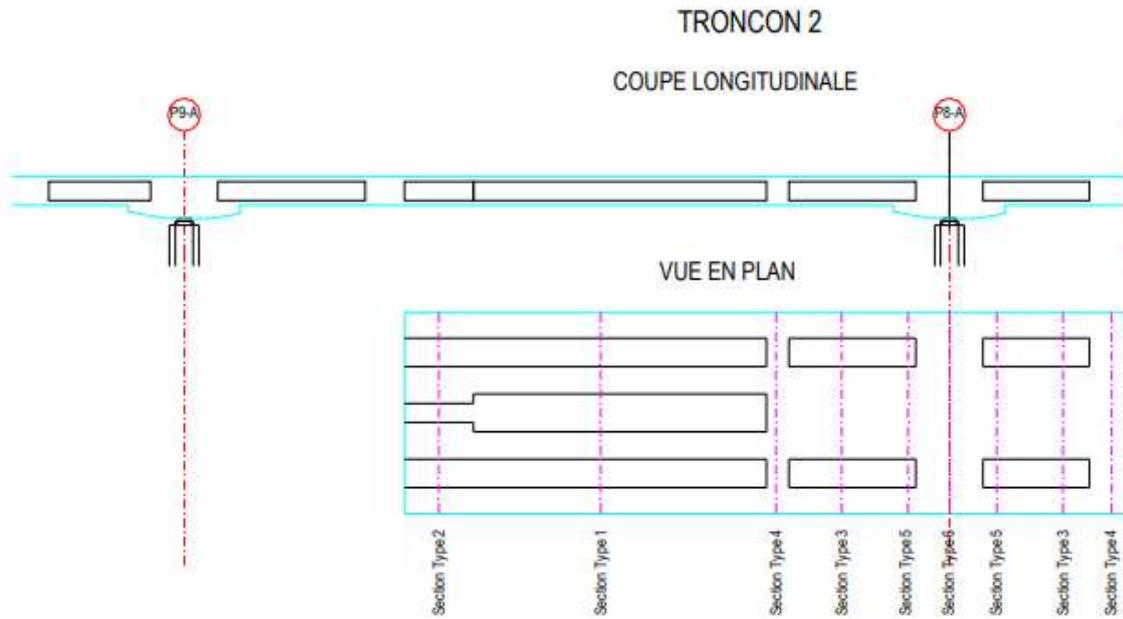


Fig.1: Coupe transversale de mi-travée centrale

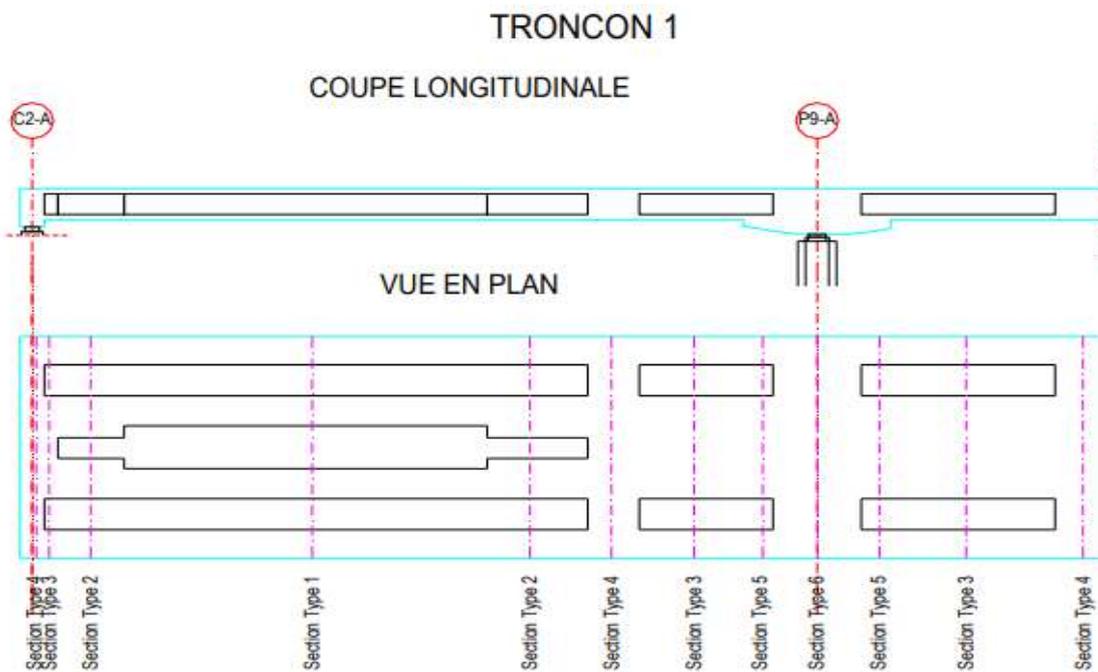


Fig.2 : Coupe Longitudinale de travée de rive

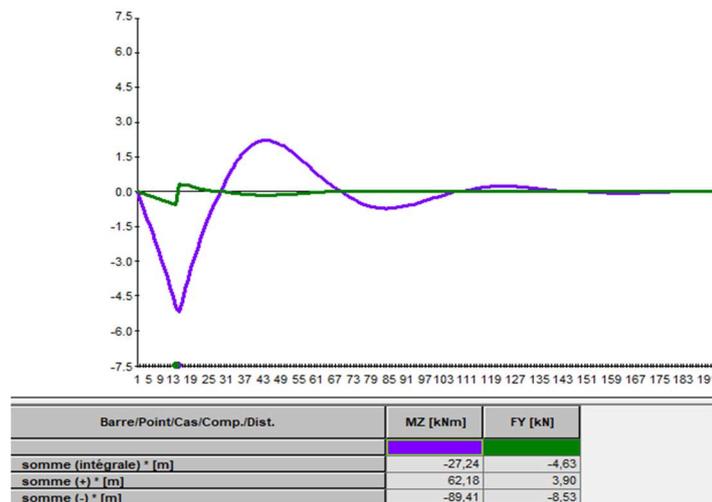
## ANNEXE C: Lignes d'influences

### 1.INTRODUCTION

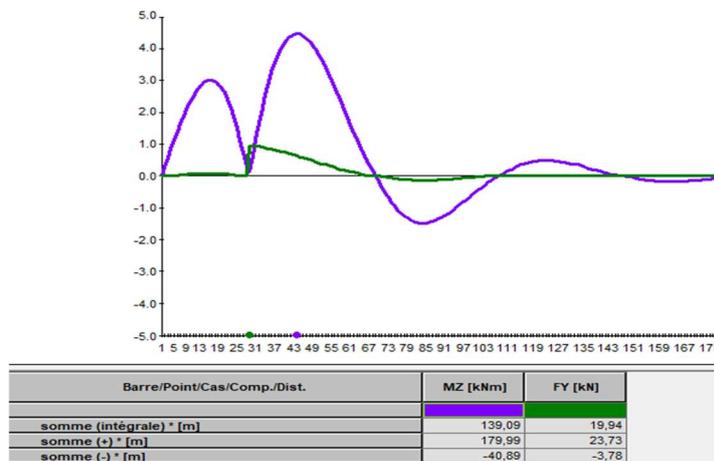
Dans les ouvrages en génie civil, les charges d'exploitation sont connues en valeurs, mais peuvent changer de position. Cela entraînera dans une section choisie de l'ouvrage, des efforts et des déformations variables qui dépendent directement de la position de la charge d'exploitation. La représentation graphique de cette fonction est appelée ligne d'influence. Son grand intérêt est de fournir les effets extrêmes (maximaux et minimaux) dans une section donnée de la structure, sous des charges d'exploitation d'étendue variable comme c'est le cas des portiques de bâtiments et des tabliers ou appuis de ponts.

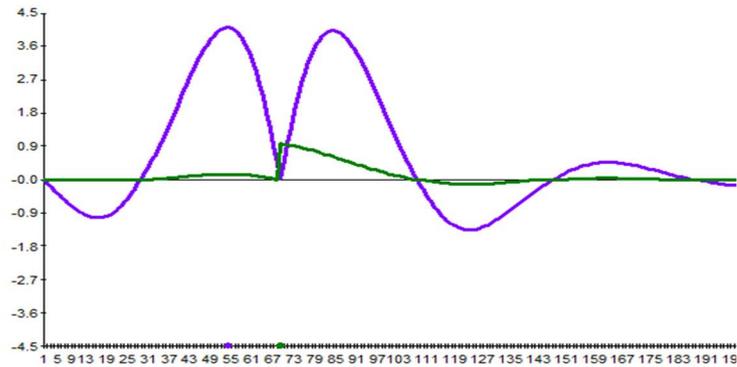
Nous allons déterminer les lignes d'influence de notre ouvrage à l'aide de logicielle robot en utilisant une charge roulante unitaire, ainsi on obtient les diagrammes suivant pour les sections les plus critiques :

à mi-travée de la rive :

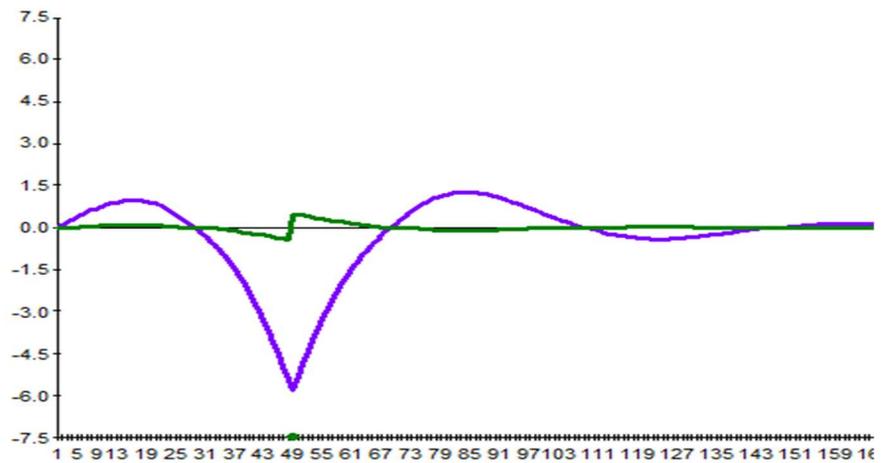


à l'appui de rive :



**Aux appuis intermédiaires :**

Barre/Point/Cas/Comp./Dist.	MZ [kNm]	FY [kN]
somme (intégrale) * [m]	155,26	20,39
somme (+) * [m]	212,19	24,84
somme (-) * [m]	-56,93	-4,45

**Au mi-travée intermédiaire :**

Barre/Point/Cas/Comp./Dist.	MZ [kNm]	FY [kN]
somme (intégrale) * [m]	-54,52	-0,06
somme (+) * [m]	52,98	7,72
somme (-) * [m]	-107,50	-7,78

**Conclusion**

D'après l'analyse des lignes d'influence, nous avons identifié les travées à charger pour obtenir l'effet le plus défavorable.

**ANNEXE D : SURCHARGE A**Tableau 3.6 : les valeurs de  $A(L)$ 

Cas de charge	L	A(KN/m <sup>2</sup> )	A*a1*a2	A(KN/m) 1 voie chargé	A(KN/m) 2 voies chargé
T1	27,837	11,337	9,336	39,679	79,358
T2	39,27	9,322	7,677	32,626	65,252
T3	39,27	9,322	7,677	32,626	65,252
T4	39,419	9,301	7,660	32,555	65,109
T5	39,928	9,233	7,603	32,314	64,629
T6	40,454	9,163	7,546	32,071	64,142
T7	40,836	9,114	7,505	31,897	63,795
T8	40,853	9,111	7,503	31,890	63,779
T9	40,853	9,111	7,503	31,890	63,779
T10	40,853	9,111	7,503	31,890	63,779
T11	28,959	11,089	9,132	38,812	77,625
T1+T2	67,107	6,851	5,642	23,978	47,956
T2+T3	78,54	6,276	5,169	21,967	43,933
T3+T4	78,689	6,270	5,163	21,944	43,887
T4+T5	79,347	6,241	5,140	21,844	43,687
T5+T6	80,382	6,197	5,103	21,689	43,378
T6+T7	81,29	6,159	5,072	21,556	43,113
T7+T8	81,689	6,143	5,059	21,499	42,998
T8+T9	81,706	6,142	5,058	21,496	42,993
T9+T10	81,706	6,142	5,058	21,496	42,993
T10+T11	69,812	6,700	5,518	23,451	46,902
T1 à T11	418,532	3,136	2,583	10,977	21,953

Tableau 3.10: les valeurs de l'effort de Freinage du a A(L)

Cas de charge	L	S	Freinage (KN)	Freinage (KN)ml
T1	27,837	264,452	117,988	4,239
T2	39,27	373,065	134,419	3,423
T3	39,27	373,065	134,419	3,423
T4	39,419	374,481	134,603	3,415
T5	39,928	379,316	135,228	3,387
T6	40,454	384,313	135,866	3,359
T7	40,836	387,942	136,325	3,338
T8	40,853	388,104	136,346	3,337
T9	40,853	388,104	136,346	3,337
T10	40,853	388,104	136,346	3,337
T11	28,959	275,111	119,850	4,139
T1+T2	67,107	637,517	161,788	2,411
T2+T3	78,54	746,130	170,552	2,172
T3+T4	78,689	747,546	170,661	2,169
T4+T5	79,347	753,797	171,137	2,157
T5+T6	80,382	763,629	171,882	2,138
T6+T7	81,29	772,255	172,530	2,122
T7+T8	81,689	776,046	172,813	2,115
T8+T9	81,706	776,207	172,825	2,115
T9+T10	81,706	776,207	172,825	2,115
T10+T11	69,812	663,214	163,950	2,348
T1 à T11	418,532	3976,054	302,778	0,723

## ANNEXE E : Evaluation de moments de réduction

### 5.1. INTRODUCTION.

L'objectif de ce chapitre est de calculer les éléments de réduction de l'ouvrage d'art, à savoir les moments fléchissant et les efforts tranchants, en utilisant un modèle numérique qui prend en compte les différentes sollicitations possibles.

Les sollicitations à considérer incluent les charges permanentes, les surcharges A (L),  $B_c$ ,  $B_t$ ,  $B_r$ ,  $M_{c120}$  et  $D_{240}$  et l'effet de la température.

### 5.2. Évaluation des actions dues aux charges :

Dans cette section, nous aborderons la détermination des diagrammes enveloppe des moments longitudinaux induits par les différentes charges. C'est-à-dire les moments extrêmes pour chaque section.

#### 5.2.1. Surcharges A(l) :

Afin de déterminer le diagramme enveloppe des charges A(l), nous devons charger les travées du tablier suivant les différents cas envisageables. Nous devons ensuite à chaque point relever les moments maximal et minimal afin de déterminer le diagramme enveloppe associé.

Nous obtenons le diagramme enveloppe suivant :

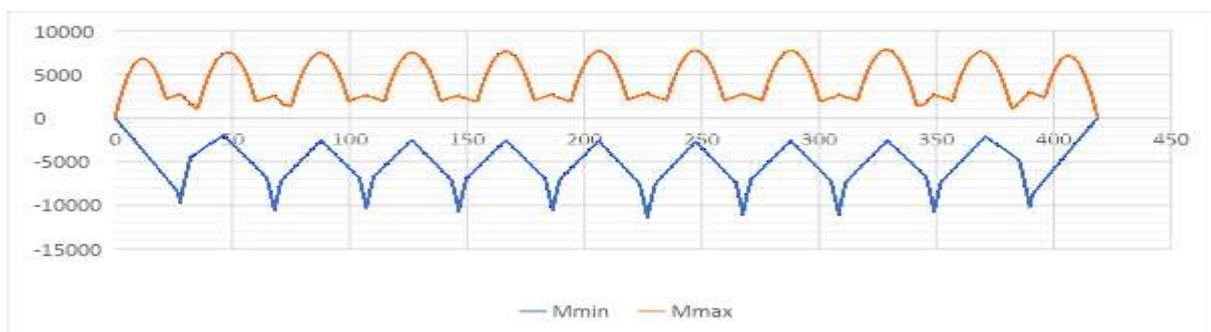


Figure.5.1 : Enveloppe de surcharge A

#### 5.2.2. Surcharges Bc :

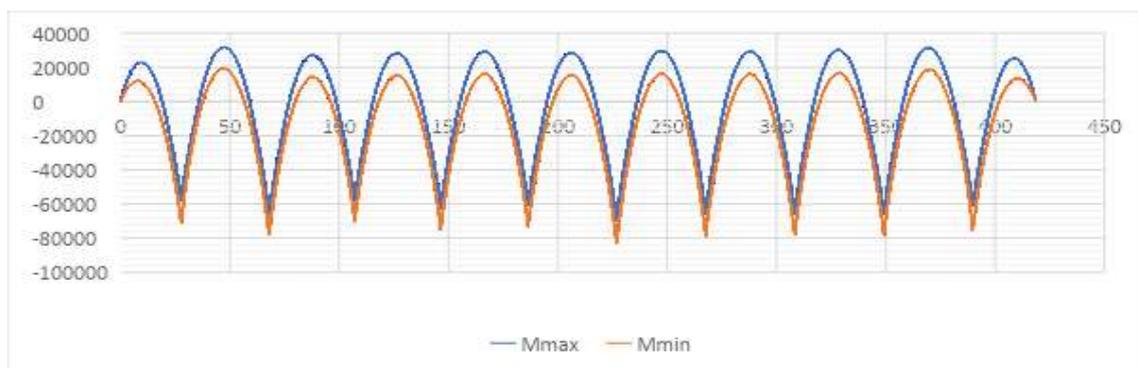


Figure.5.2 : Enveloppe de surcharge Bc

## 5.2.3.Surcharge Mc 120 :

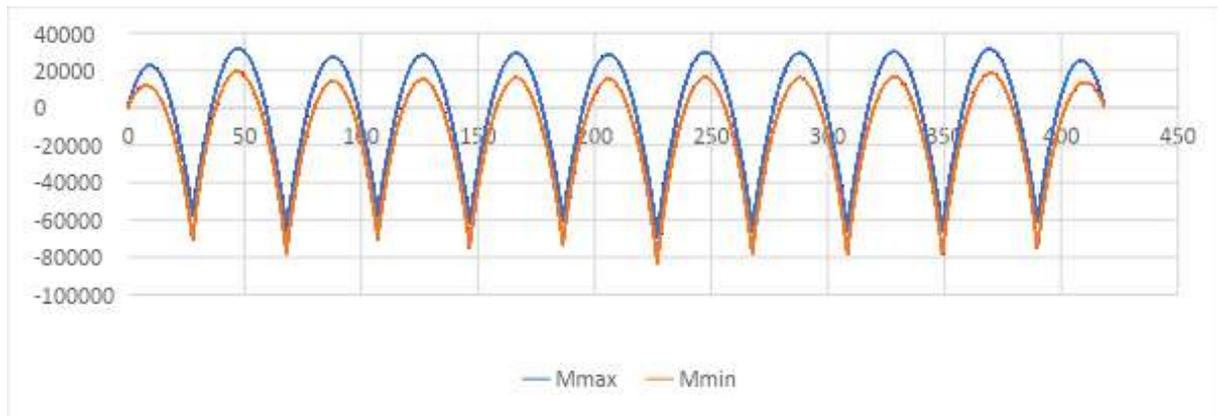


Figure.5.3 : Enveloppe de Mc120

## 5.2.4.Surcharge D :

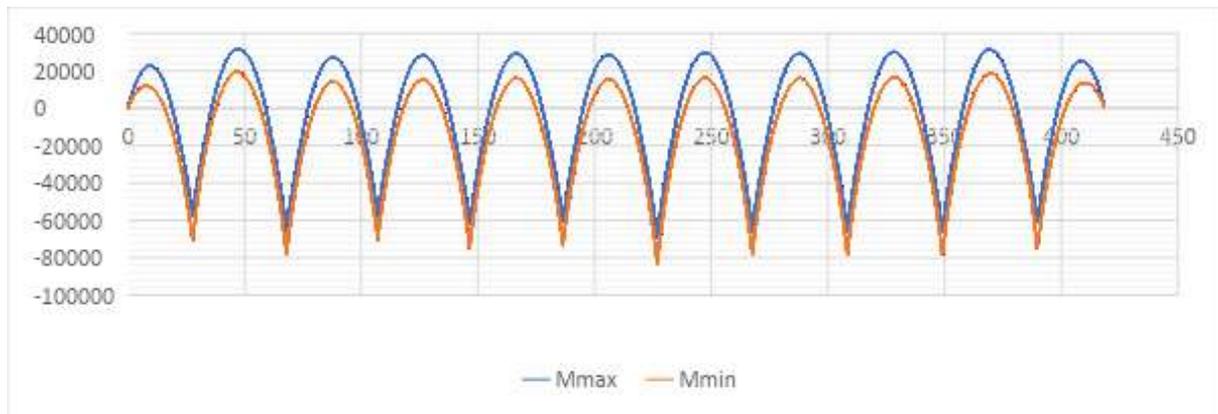


Figure.5.4 : Enveloppe de D240

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul les plus défavorable seront étudiés

**Combinaison à l'ELS :**

surcharge	$M_{min}(KN. m)$	x	$M_{min}(KN. m)$	x	$T_{max}(KN)$	x	$T_{min}(KN)$	x
<b>1,2(A+ST)+G</b>	9 078,42	46,35	-33 719,99	226,85	4 892,60	67,93	-4 772,42	227,35
<b>1,2(Bc+ST)+G</b>	11 581,38	46,35	-41 475,74	226,85	5 946,66	226,85	-5 821,61	227,35
<b>D240+G</b>	17 197,62	47,35	-41 412,69	226,85	6 076,50	227,35	-6 202,38	226,85
<b>Mc120+G</b>	20 604,24	47,35	-45 927,07	226,85	6 918,66	227,35	-7 065,92	226,85

Après le calcul de différentes combinaisons à l'ELS on obtient l'enveloppe suivant :

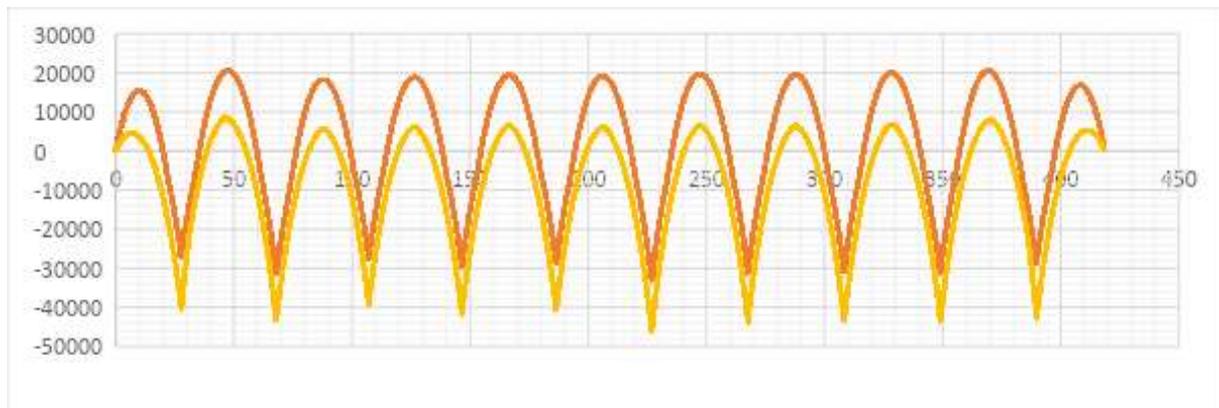


Figure.5.5 : Enveloppe de moments à ELS

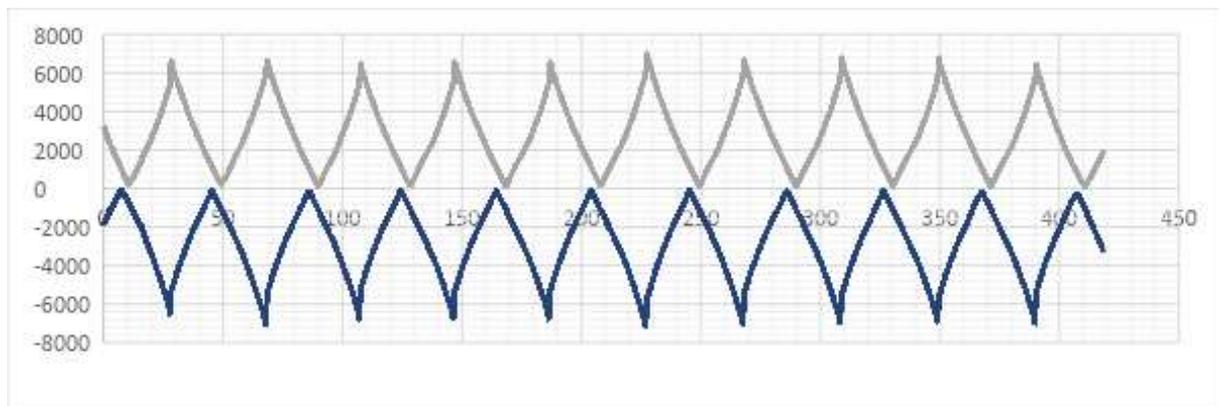


Figure.5.6: Enveloppe d'effort tranchant à l'ELS

**Combinaison à l'ELU :**

surcharge	$M_{min}(KN. m)$	x	$M_{min}(KN. m)$	x	$T_{max}(KN)$	x	$T_{min}(KN)$	x
<b>1,6(A+ST)+1,35G</b>	12 265,89	46,35	-45 498,72	226,85	6 598,90	67,93	-6 438,50	227,35
<b>1,6(Bc+ST)+1,35G</b>	20 923,04	46,35	-74 757,86	226,85	10 712,74	226,85	-10 488,08	227,35
<b>1,35(D240+G)</b>	31 168,03	47,35	-75 332,87	226,85	11 044,86	227,35	-11 273,42	226,85
<b>1,35(Mc 120+G)</b>	33 033,83	47,35	-79 122,89	226,85	11 700,84	227,35	-11 944,73	226,85

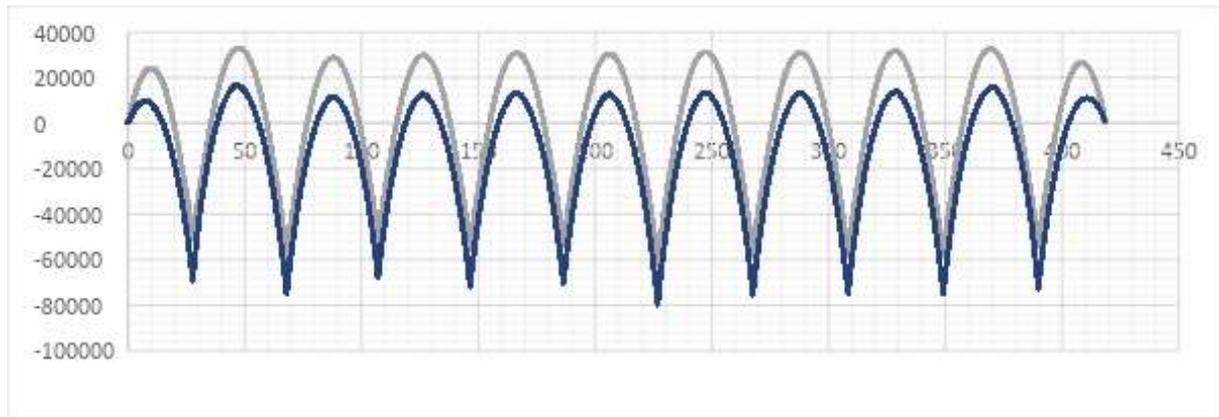


Figure.5.7: Enveloppe de moment à ELU

### Réactions aux appuis :

On aura besoin de ces résultats pour le dimensionnement des appareillages d'appuis.

Réactions aux appuis à l'ELS :

		Rmax à l'ELS [KN]				
appuis		ELS1	ELS2	ELS3	ELS4	Max
12	A1	979,8958	1240,356	1372,58	1161,77	1372,58
	A2	902,6482	1134,38	1236,6	1078,87	1236,6
	A3	827,3549	1028,415	1108,03	998,31	1108,03
11	A1	5162,691	5386,611	5712,14	5106,17	5712,14
	A2	4990,707	5198,355	5535,02	4900,31	5535,02
10	A1	5469,575	5697,323	5981,41	5375,51	5981,41
	A2	6027,576	6148,632	6487,54	5846,13	6487,54
9	A1	4687,536	5082,456	5221,69	4614,57	5221,69
	A2	6849,711	7073,967	7283,42	6643,56	7283,42
8	A1	5431,765	5658,841	5946,55	5335,37	5946,55
	A2	6093,518	6218,702	6543,21	5906,78	6543,21
7	A1	5618,317	5869,669	6133,28	5518,76	6133,28
	A2	6234,838	6381,022	6684,2	6053,51	6684,2
6	A1	5423,532	5641,38	5940,2	5318,68	5940,2
	A2	5652,831	5823,723	6129,81	5503,84	6129,81
5	A1	5543,091	5742,051	6056,18	5431,23	6056,18
	A2	5557,047	5751,555	6050,74	5431,03	6050,74
4	A1	5554,445	5722,469	6059,15	5429,94	6059,15
	A2	5429,538	5624,658	5934,6	5318,68	5934,6
3	A1	5706,691	5890,375	6213,02	5586,86	6213,02
	A2	5610,625	5809,009	6114,73	5499,01	6114,73
2	A1	5073,998	5301,938	5632,67	5009,03	5632,67
	A2	5109,177	5327,001	5664,55	5046,44	5664,55
1	A1	839,2122	1106,02	1172,38	1024,33	1172,38
	A2	886,6449	1103,857	1229,46	1071,83	1229,46
	A3	934,0999	1101,704	1286,55	1119,35	1286,55
Rmax culée			1372,58	Rmax pile		7283,42

**Réaction aux appuis à l'ELU :**

		Rmax à l'ELU [KN]					
		appuis	ELS1	ELS2	ELS3	ELS4	Max
12	A1	1320,285	1667,565	1852,983	1568,39	1852,983	
	A2	1216,347	1525,323	1669,41	1456,475	1669,41	
	A3	1115,014	1383,094	1495,841	1347,719	1495,8405	
11	A1	6959,548	7258,108	7711,389	6893,33	7711,389	
	A2	6726,575	7003,439	7472,277	6615,419	7472,277	
10	A1	7373,231	7676,895	8074,904	7256,939	8074,9035	
	A2	8125,032	8286,44	8758,179	7892,276	8758,179	
9	A1	6317,808	6844,368	7049,282	6229,67	7049,2815	
	A2	9234,547	9533,555	9832,617	8968,806	9832,617	
8	A1	7322,08	7624,848	8027,843	7202,75	8027,8425	
	A2	8214,053	8380,965	8833,334	7974,153	8833,3335	
7	A1	7573,836	7908,972	8279,928	7450,326	8279,928	
	A2	8404,928	8599,84	9023,67	8172,239	9023,67	
6	A1	7310,777	7601,241	8019,27	7180,218	8019,27	
	A2	7619,767	7847,623	8275,244	7430,184	8275,2435	
5	A1	7472,068	7737,348	8175,843	7332,161	8175,843	
	A2	7490,828	7750,172	8168,499	7331,891	8168,499	
4	A1	7487,242	7711,274	8179,853	7330,419	8179,8525	
	A2	7318,95	7579,11	8011,71	7180,218	8011,71	
3	A1	7692,868	7937,78	8387,577	7542,261	8387,577	
	A2	7563,389	7827,901	8254,886	7423,664	8254,8855	
2	A1	6839,589	7143,509	7604,105	6762,191	7604,1045	
	A2	6887,156	7177,588	7647,143	6812,694	7647,1425	
1	A1	1130,859	1486,603	1582,713	1382,846	1582,713	
	A2	1194,804	1484,42	1659,771	1446,971	1659,771	
	A3	1258,779	1482,251	1736,843	1511,123	1736,8425	
Rmax culée			1852,983	Rmax pile		9832,617	

**5.4. CONCLUSION**

On pourra, par la suite, procéder au calcul de la précontrainte ainsi qu'au ferrailage des éléments constructifs du tablier, et les vérifier à l'E.L.U et à l'E.L.S.

Ce chapitre constitue la base du projet, car il nous permet d'analyser notre ouvrage soumis à diverses charges et surcharges dans les états limites ultime et de service.

## ANNEXE E : Disposition d'ancrage

### 1. PLAN D'ENCRAGE DANS LA ZONE D'ABOUT

En utilisant le document « FRESSINET INTERNATIONAL »

Pour 19T15 on choisit le modèle d'ancrage C (Fig. 1) ayant les caractéristiques suivantes :

A=300mm; B=250mm; C=256mm; D=185mm; H=80mm; Kxn=M12x4

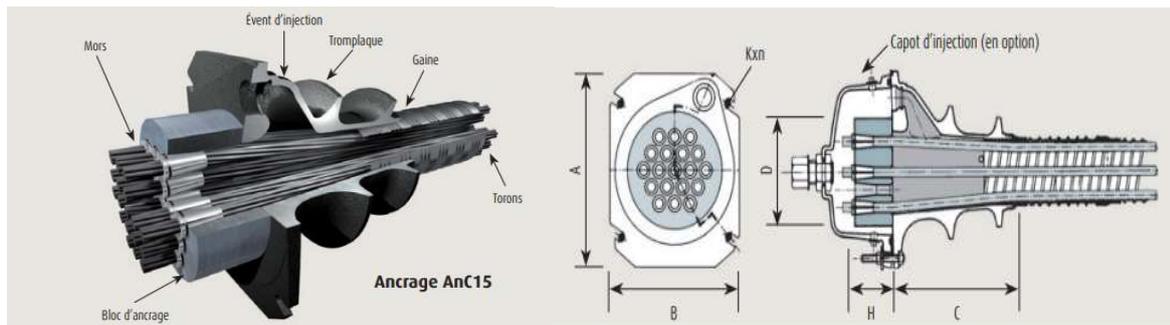


Figure.1 : Ancrage type AnC15

Figure.2 : Tromplaque

#### 1.1. La disposition transversale des câbles

La disposition transversale des câbles doit être choisie en tenant compte d'un certain nombre de facteurs. En effet elle doit permettre de placer les tromplagues, les blocs d'ancrages et permettre des mouvements faciles du vérin. De plus, au niveau de la zone d'ancrage à l'about, les gaines ne doivent pas être rapprochées afin d'éviter les concentrations de ferrailage importantes, notamment à cause des frettes.

Nous disposerons donc les câbles en deux lits : un supérieur et un inférieur divisé en deux groupes (Fig.4). Nous optons pour une disposition en quinconce afin de mieux répartir les câbles sur toute la nervure.

Espacement des câbles  $d = \frac{1,95}{6} = 0,32 \text{ m}$ , on choisit  $d = 35 \text{ cm}$

#### 1.2. La disposition Longitudinale des câbles

Afin de faciliter la mise en place des vérins et les opérations inhérentes à la tension des câbles, nous la hauteur de l'entraxe vertical des gains à :  $h=70\text{cm}$

Le système C de Freyssinet définit des espacements minimaux entre les axes des gaines

Disposition des plaques d'ancrage

Les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum.

Ces distances sont obtenues à partir des dimensions a et b des montages d'essais réalisés dans le cadre de la procédure de l'Agrément Technique Européen. On considère dans ce qui suit

que les ancrages sont disposés selon deux directions normales :  $x$  et  $y$ , avec le petit côté de la tromplaque orienté selon l'axe  $y$ .

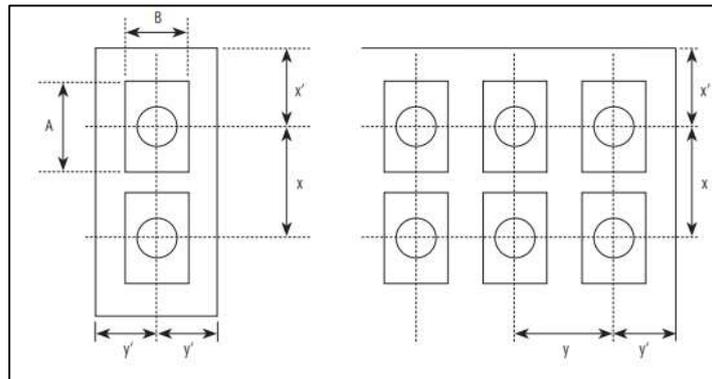


Figure.3 : Dispositions ancrage selon Fressinet

Notation

- $A, B$  : dimensions en plan de la tromplaque ( $A \geq B$ ).
- $a, b$  : dimensions du prisme d'essai ( $a \geq b$ ).
- $x, y$  : l'entraxe des ancrages dans les directions  $x$  et  $y$ .
- $x', y'$  : la distance de l'ancrage au parement le plus proche dans les directions  $x$  et  $y$ .

On a :  $A=300\text{mm}$   $B=250\text{mm}$   $x=500\text{mm}$   $y=400\text{mm}$   $x'=450$   $y'=175\text{mm}$

a) Calcul de  $a$  et  $b$  :

Tableau.1. : Distances  $a$  et  $b$

Unités	$a = b$ (mm)		
	$f_{m,e}$ (MPa)		
	24	44	60
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380

on fait une interpolation pour  $f_{c28}=40$  Mpa on trouve :  $a=b=426$  mm

b) Vérification de  $x$  et  $y$  :

Les dimensions  $x$  et  $y$  doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$x \geq A + 30 \text{ (mm)}$$

$$500 \geq 330$$

$$y \geq B + 30 \text{ (mm)}$$

$$400 \geq 280$$

$$x \cdot y \geq a \cdot b$$

$$500 \cdot 400 > 426^2 ;$$

$$x \geq 0,85 a \text{ et } y \geq 0,85 b$$

$$500 > 362 \text{ et } 400 > 362$$

$$x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)} \quad 450 > 250 + 220 \text{ (épaisseur prédalle)}$$

$$y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)} \quad 175 > 200 + 30$$

toutes les conditions sont vérifiées.

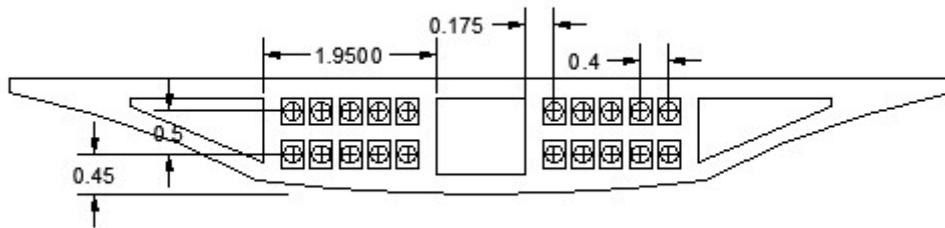


Figure.4 : Disposition des câbles aux abouts

## ANNEXE F : Ferrailage passif

Le ferrailage passif est destiné à limiter les fissurations prématurées, susceptibles qui se produisent avant la mise en tension des câbles de précontraintes. Le ferrailage nécessite deux sortes d'armatures dans les ouvrages précontraints :

Les armatures de peau.

Les armatures de la zone tendue

### 1. Les armatures de peau

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentiel et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte

$$A_{L,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}, \text{ de longueur mesurée perpendiculairement à leur direction} \\ 0.1\% \text{ de la section de la poutre} \end{array} \right.$$

On va prendre la section type 4 pour déterminer le ferrailage pour le périmètre extérieur ;

On trouve  $A_{L,\min} = \max(3 * 22,01 ; 9,72 * 0,1\%) = 97,2 \text{ cm}^2$  Soit 3HA14 par mètre.

Pour le périmètre intérieur (autour les vides) en prend  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; ce qui donne :

Tableau.1 : Armature passive longitudinale autour de vides

	Périmètre (m)	As (cm <sup>2</sup> )	Armature
Vide encorbellement	3,97	11,91	8HA14
Vide centrale 1	3,74	11,22	8HA14
Vide centrale 2	5,74	17,22	12H14

### 2. Les armatures de la zone tendue

Ils sont déterminés dans le chapitre de ferrailage.

### 3. Frettes

La section d'ancrage, notamment au niveau des tromplaques est le lieu de fortes pressions localisées qui peuvent fortement comprimer l'about. Il faut donc prévoir des frettes pour les renforcer. Elles sont données par l'article 1.2.1 de l'annexe 4 du B.P.E.L. Ainsi la section des armatures de frettage est :

$$AS_{frettes} = 0,04 \cdot \frac{F_0}{\sigma_s}$$

$F_0$  : tension maximale pouvant se développer dans la zone en MN

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{84,82}{333,33} = 13,44 \text{ cm}^2 \text{ par cable de précontrainte}$$

### 3.1 Ferrailage d'éclatement

Il est défini par l'article 1.2.2 de l'annexe 4 du B.P.E.L. Il est déterminé par plan (vertical et horizontal)

$$\text{Suivant } \Delta: A_e = \max\left\{A_e = 0,25 \times \left(1 - \frac{L_{\text{tromplaque}}}{dj}\right) \times \frac{F_0}{f_{su}}; 0,15 \cdot \frac{F_0}{\sigma_s}\right\}$$

$$\text{Suivant } \Delta': A_e = \max\left\{A_e = 0,25 \times \left(1 - \frac{l_{\text{tromplaque}}}{dj}\right) \times \frac{F_0}{f_{su}}; 0,15 \cdot \frac{F_0}{\sigma_s}\right\}$$

$$dj = 2 \min(C_j; C_j^*) = 40 \text{ cm}$$

$C_j; C_j^* =$  demi-entraxe des gaines (minimum entraxe des gaines = 40cm)

Pour les gaines de 15 torons, le système C définit des tromplaques de dimensions :

$$L_{\text{tromplaque}} = 256 \text{ mm et } l_{\text{tromplaque}} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Suivant } x: A_e \begin{cases} 0,25 \left(1 - \frac{0,25}{0,5}\right) \times \frac{84,82}{333,33 \times 7,73} = 20,56 \text{ cm}^2 \\ 0,15 \cdot \frac{84,82}{333,33 \times 7,73} = 24,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Il faut donc mettre en place une section de  $13,44 \text{ cm}^2 + 24 \text{ cm}^2 = 37,44 \text{ cm}^2$

$$\text{Suivant } y: A_e \begin{cases} 0,25 \times \left(1 - \frac{0,256}{0,5}\right) \times \frac{84,82}{333,33 \times 7,73} = 40,1 \text{ cm}^2; \\ 0,15 \cdot \frac{84,82}{333,33 \times 7,73} = 52 \text{ cm} \end{cases}$$

Il faut donc mettre en place une section de  $13,44 \text{ cm}^2 + 52 \text{ cm}^2 = 65,5 \text{ cm}^2$

Pour les unités 19C15, le système C préconise des armatures de diamètre  $\Phi = 16 \text{ mm}$

Nous optons pour des frettes croisées de 4 HA 16 soit  $8,14 \text{ cm}^2$  par frette.

Nous disposerons donc  $n = \frac{65,5}{8,14} = 8,04$  soit **8 frettes (4 frettes croisées)**

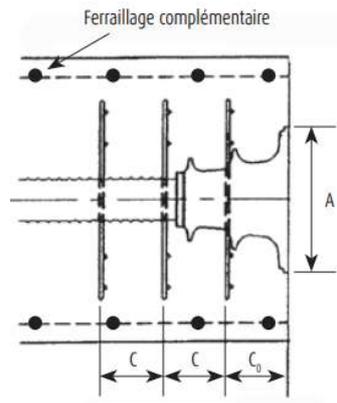


Figure. 1 : Espacement des frettes selon Fressinet

$C=125\text{mm}$  ;  $C0=160\text{mm}$

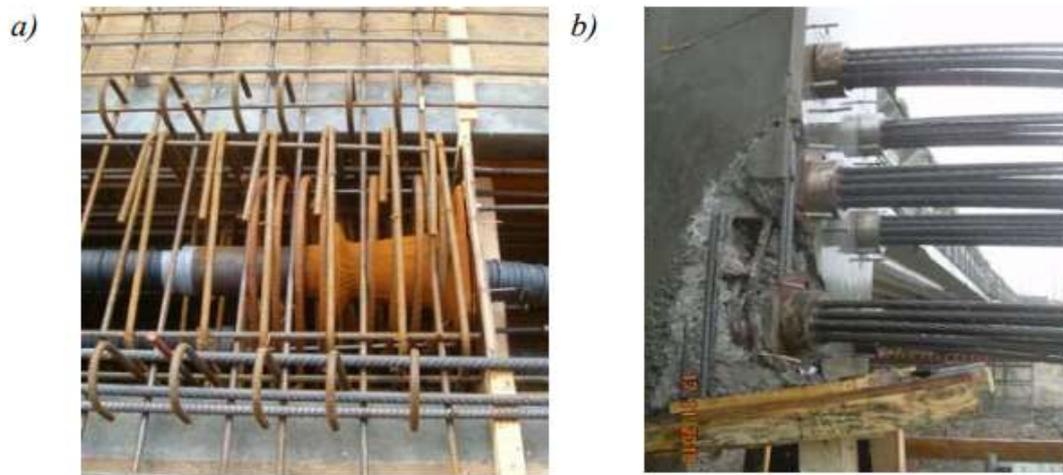


Figure.2 : (a) Armature de frettage et (b) rupture par écrasement du béton due à un compactage insuffisant