



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de L'enseignement et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université Abbes Laghrou - Khenchela

Faculté de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour L'obtention du diplôme Master L.M.D

**Conception et étude d'un pont à  
poutres sous chaussée en béton  
précontraint (PSI-BP)**

Réalisé par :

Bakroune Abdelkarim.

Chirmessel Reda.

Dirigé par :

Dr.Baazouzi.M

Devant :

**Présidente de jury :** Mme SEKKIOU.Soumia

**Examineur :** Mr MEHAMDIA.Ali

**Rapporteur :** Mr BAAZOUZI.Messaoud

**Année universitaire : 2022/2023**

اللهم صلّ  
على سيدنا  
محمد

## Remerciement

Nous exprimons tout d'abord notre gratitude à Allah, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force et la patience nécessaires pour mener à bien notre travail. Ensuite, nous souhaitons adresser nos sincères remerciements à nos professeurs de département (Génie Civil Khenchela) et à notre encadreur, Monsieur BAAZOUZI.M, pour leur engagement et spécialement Madame SEKKIOU.S pour l'aide apportée et la disponibilité exemplaires. Nous tenons également à remercier chaleureusement tous ceux qui ont apporté leur aide et leur contribution, de près ou de loin, à la

réalisation de ce modeste projet de fin  
d'études.

# Sommaire

Remerciement

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Résumé

ملخص

Introduction Générale

## **CHAPITRE I : Généralités**

|  |    |
|--|----|
| I-Historique des ponts .....                               | 01 |
| 1.1-Premiers Ponts.....                                    | 01 |
| 1.2-L'evolution des ponts.....                             | 02 |
| 1.2.1-Ponts romains .....                                  | 02 |
| 1.2.2-Moyen Age .....                                      | 04 |
| 1.2.3-De la renaissance au xviii <sup>e</sup> siècle ..... | 05 |
| 1.2.4-xix <sup>e</sup> siècle .....                        | 06 |
| 1.2.5-Ponts métallique .....                               | 07 |
| 1.2.6-Ponts en béton armé .....                            | 08 |
| 1.2.7-Ponts précontraints .....                            | 09 |
| 1.3-Ponts en béton précontraint .....                      | 10 |
| 1.3.1-Introduction .....                                   | 10 |
| 1.3.2-Principe de la précontrainte.....                    | 12 |

|  |    |
|--|----|
| 1.3.3-Modes de la précontrainte.....         | 12 |
| 1.3.3.1- Précontrainte par prétension.....   | 12 |
| 1.3.3.2- Précontrainte par post-tension..... | 14 |
| 1.3.3.3-Comparaison des deux procédés .....  | 16 |
| 1.3.4- Avantages et inconvénients.....       | 17 |

## **CHAPITRE II : *Conception Generale***

|   |    |
|---|----|
| Introduction.....                         | 18 |
| Présentation du projet .....              | 18 |
| 2.1. -Données fonctionnelles .....        | 19 |
| 2.1.1-Tracés en plan.. .....              | 19 |
| 2.1.2-Profil en long .....                | 19 |
| 2.1.3-Profil en travers.....              | 20 |
| 2.2-Les données naturelles .....          | 21 |
| 2.2.1-Les données géotechniques.....      | 21 |
| 2.2.1.1-Programme des essais in situ..... | 21 |
| 2.2.1.2-Interpretation des résultats..... | 22 |
| 2.2.2-Les données sismiques.....          | 24 |

## **CHAPITRE III: *Pré-dimensionnement***

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| 3.1-Introduction.....             | 25 |
| 3.2-La poutre .....               | 25 |
| 3.3-La dalle .....                | 28 |
| 3.3.1- Longueur de la dalle ..... | 28 |
| 3.3.2- Largeur de la dalle .....  | 28 |

|  |    |
|--|----|
| 3.3.3-Epaisseur de la dalle .....  | 28 |
| 3.3.4-Caractéristiques Géométriques des poutres.....                             | 28 |
| 3.3.5-Caractéristiques Géométriques de la poutre + l'hourdis (à mi-travée) ..... | 31 |
| 3.3.5-Caractéristiques Géométriques de la poutre (à l'about).....                | 33 |
| 3.3.7- Caractéristiques Géométriques de la poutre + l'hourdis (à l'about) .....  | 34 |
| 3.4-Les équipements d'un pont.....   | 35 |
| 3.4.1-Etanchéité.....  | 36 |
| 3.4.2- La couche de roulement.....   | 36 |
| 3.4.3-Les trottoirs.....   | 37 |
| 3.4.4-Les corniches.....   | 37 |
| 3.4.5-Assainissement.....  | 37 |
| 3.4.6- Joints de chaussée .....  | 37 |
| 3.4.7- Les dispositifs retenue.....  | 38 |

## **CHAPITRE IV: *Calculs des charges et surcharges***

|  |    |
|--|----|
| 4.1- Calcul des charges.....                                   | 40 |
| 4.1.1- Calcul des charges permanentes CP .....                 | 40 |
| 4.1.1.1- Les éléments poutres .....                            | 40 |
| 4.1.1.2- Poids de la dalle .....                               | 41 |
| 4.1.2- Calcul des compléments des charges permanentes CCP..... | 41 |
| 4.2 - Surcharges .....   | 43 |
| 4.2.1- Caractéristiques du ponts.....                          | 43 |
| 4.2.2- Surcharges de chaussée .....                            | 44 |
| 4.2.2.1- Système de charge A.....                              | 44 |

|   |    |
|---|----|
| 4.2.2.3- Système de charge B.....                   | 45 |
| 4.2.2.3.1- Système B <sub>c</sub> .....             | 46 |
| 4.2.2.3.2- Système B <sub>t</sub> .....             | 47 |
| 4.2.2.3.3- Surcharges B <sub>r</sub> .....          | 49 |
| 4.2.2.3.4- Charge Militaire MC120.....              | 49 |
| 4.2.2.3.5- Charge Exceptionnelle D240.....          | 51 |
| 4.2.2.3.6- Efforts Annexes au systèmes A et B ..... | 51 |
| 4.2.2.3.7- Les charges accidentelles.....           | 52 |

## **CHAPITRE V: Coefficient de répartitions transversale**

|   |    |
|---|----|
| 5.1- Coefficient de répartitions transversale des efforts.....          | 53 |
| 5.1.1-Choix de la méthode.....  | 53 |
| 5.1.2-Principe de la méthode (Guyon Massonet).....                      | 54 |
| 5.1.2.1-Determination des coefficients.....                             | 56 |
| 5.1.2.1.1-Paramètres de calcul.....                                     | 56 |
| 5.1.3- Détermination des coefficients de répartition transversale ..... | 58 |
| 5.1.3.1- Coefficient $K\alpha$ .....                                    | 59 |
| 5.2.1-Introduction.....   | 61 |
| 5.2.2- Presentation de logiciel utilisé .....                           | 61 |
| 5.2.3-Etapes à suivre .....   | 62 |
| 5.2.4-Importation des sections .....                                    | 63 |
| 5.2.5-Les cas de charges .....  | 68 |
| 5.2.5.1-Etat limite de service (ELS) .....                              | 70 |
| 5.2.5.2- Etat limite ultime (ELU).....                                  | 71 |
| 5.2.6- Les cas les plus défavorables.....                               | 72 |

|   |    |
|---|----|
| 5.2.7- Combinaison des charges.....                   | 73 |
| 5.2.7.1-Les coefficients de majorations utilisés..... | 73 |
| 5.2.8- Les diagrammes des efforts.....                | 74 |

## **CHAPITRE VI: *Ferraillage d'hourdis***

|   |    |
|---|----|
| 6.1-Introduction.....                     | 80 |
| 6.2- Hourdis général .....                | 80 |
| 6.3-Characteristiques des matériaux ..... | 80 |
| 6.4-Ferraillage de la dalle .....         | 84 |
| 6.4.1- Ferraillage transversale .....     | 84 |
| 6.4.2-Ferraillage longitudinale .....     | 86 |

## **CHAPITRE VII: *Etude de la Précontrainte***

|  |     |
|--|-----|
| 7.1- Notion de base sur la précontrainte.....                                  | 88  |
| 7.1.1- Le principe du béton précontraint .....                                 | 88  |
| 7.2.2- Principe de la posttension .....  | 89  |
| 7.3- Etude de la précontrainte .....   | 90  |
| 7.3.1- Donnée de calcul .....  | 90  |
| 7.3.2- Détermination de l'effort de précontrainte et le nombre de torons ..... | 92  |
| 7.3.3- Vérification des contrainte à la mise en tension.....                   | 93  |
| 7.3.4-Principe de positionnements des câbles.....                              | 94  |
| 7.4- Calcul des pertes.....  | 99  |
| 7.4.1- Pertes instantanées.....  | 99  |
| 7.4.1.1- Pertes dues au frottement du câble sur la gaine.....                  | 99  |
| 7.4.1.2- Pertes dues au recul d'ancrages .....                                 | 100 |

|   |     |
|---|-----|
| 7.4.1.3- Pertes par raccourcissement du béton.....    | 101 |
| 7.4.1.4- Pertes instantanés finales.....              | 101 |
| 7.4.2- Pertes différés.....                           | 102 |
| 7.4.2.1- Pertes par retrait du béton .....            | 102 |
| 7.4.2.2- Pertes dues au fluage.....                   | 102 |
| 7.4.2.3- Pertes dues à la relaxation des aciers ..... | 103 |
| 7.4.2.4- Pertes déferés finales .....                 | 103 |
| 7.5- Vérification des contraintes tangentielles ..... | 103 |
| 7.6- Vérification des contraintes de torsion.....     | 106 |
| 7.6.1- Vérification à l'ELS.....                      | 107 |
| 7.6.2- Vérification à l'ELU.....                      | 107 |

## **CHAPITRE VIII : *Equipement de tablier***

|  |     |
|--|-----|
| 8.1-Introduction .....                                 | 109 |
| 8.2-Dimensionnement des appareils d'appuis .....       | 109 |
| 8.2.1-L'aire de l'appareil d'appui .....               | 109 |
| 8.2.2- Epaisseur nette de l'élastomère .....           | 110 |
| 8.2.3- Epaisseur de frette .....                       | 110 |
| 8.3-Les efforts horizontaux en tête des appuis .....   | 111 |
| 8.3.1-Déplacement du au déformation lente .....        | 111 |
| 8.4-Verification des contrainte .....                  | 112 |
| 8.4.1-Limitation des contraintes de cisaillement ..... | 112 |
| 8.4.1.1-Sollicitation sous la compression.....         | 112 |

|  |     |
|--|-----|
| 8.4.1.2-Sollicitation sous la distorsion .....       | 113 |
| 8.4.1.3-Conditions de non-glissement .....           | 114 |
| 8.5-Répartition des efforts horizontaux .....        | 115 |
| 8.5.1- Les charges de freinages.....                 | 115 |
| 8.5.2-Effort du au vents .....                       | 115 |
| 8.5.3- Effet de séisme .....                         | 116 |
| 8.6- Déplacement en tête de l'appareil d'appui ..... | 116 |
| 8.7- Limitation de la distorsion .....               | 117 |
| 8.8- Les dés d'appui .....                           | 118 |
| 8.8.1-Dimensions des dés d'appui .....               | 118 |
| 8.9-Ferraillage de dé d'appui .....                  | 119 |
| 8.10-Les joints de chaussées .....                   | 120 |
| 8.10.1- Calcul des joints .....                      | 122 |
| 8.10.2- Gamme des souffles .....                     | 123 |
| 8.11- Evacuations des eaux .....                     | 125 |
| <br><b>CHAPITRE IX: <i>Etude de la culée</i></b>     |     |
| 9.1- Introduction .....                              | 126 |
| 9.2-Choix de la morphologie .....                    | 126 |
| 9.3-Implantations des culées .....                   | 127 |
| 9.4- Prédimensionnement des culées .....             | 127 |
| 9.4.1-Mur garde grève .....                          | 127 |
| 9.4.2-Mur de front .....                             | 127 |
| 9.4.3- Sommier d'appui .....                         | 128 |
| 9.4.4- Dalle de transition .....                     | 128 |

|  |     |
|--|-----|
| 9.4.5- Le Corbeau .....                                    | 128 |
| 9.4.6- La semelle .....                                    | 129 |
| 9.4.7- Mur en retour .....                                 | 129 |
| 9.5- Evaluation des efforts sollicitant la culée.....      | 130 |
| 9.6- Les poids des terres .....                            | 131 |
| 9.7- Calcul de la poussée des terres .....                 | 132 |
| 9.8- Vérification de la stabilité de la culée à vide ..... | 136 |
| 9.9- Ferrailage de la culée.....                           | 136 |
| 9.9.1- Mur garde grève.....                                | 136 |
| 9.9.1.1- Evaluation des efforts agissant sur MGG.....      | 137 |
| 9.9.1.2- Ferrailage de MGG.....                            | 139 |
| 9.9.2- La dalle de transition.....                         | 142 |
| 9.9.2.1- Evaluation des efforts.....                       | 142 |
| 9.9.2.2- Ferrailage de la dalle de transition .....        | 143 |
| 9.9.3- Le corbeau.....                                     | 144 |
| 9.9.3.1- Evaluations des efforts .....                     | 144 |
| 9.9.3.2- Ferrailage de corbeau.....                        | 145 |
| 9.9.4- Mur frontal .....                                   | 146 |
| 9.9.4.1- Ferrailage de MF.....                             | 147 |
| 9.9.5- Mur en retour.....                                  | 148 |
| 9.9.5.1- Ferrailage de mur en retour.....                  | 150 |

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

# Liste des figures

## Chapitre 1

|         |                            |    |
|---------|----------------------------|----|
| Fig1.1  | Le premier pont            | 1  |
| Fig1.2  | Pont de liane              | 2  |
| Fig1.3  | Pont de Cloaca Maxima      | 2  |
| Fig1.4  | Pont Milvius               | 3  |
| Fig1.5  | Pont d'Alcantara           | 3  |
| Fig1.6  | Pont de Lymira             | 4  |
| Fig1.7  | Pont de moyen âge          | 5  |
| Fig1.8  | Pont de la renaissance     | 6  |
| Fig1.9  | Pont métallique            | 7  |
| Fig1.10 | Pont en béton armé         | 9  |
| Fig1.11 | Pont en béton précontraint | 10 |

## Chapitre 2

|        |   |    |
|--------|---|----|
| Fig2.1 | Le site de projet                                     | 18 |
| Fig2.2 | Tracé en plan   | 19 |
| Fig2.3 | Profil en long  | 20 |
| Fig2.4 | Profil en travers                                     | 20 |
| Fig2.5 | Implantation des sondages sur l'assiette de l'ouvrage | 22 |
| Fig2.6 | Schéma de pieu proposé                                | 23 |

## Chapitre 3

|        |  |    |
|--------|--|----|
| Fig3.1 | Les dimensions de la section de poutre à mi-travée           | 30 |
| Fig3.2 | Les dimensions de la section de poutre + hourdis à mi-travée | 32 |
| Fig3.3 | Les dimensions de la section de poutre à l'about             | 33 |
| Fig3.4 | Les dimensions de la section de poutre + hourdis à l'about   | 35 |
| Fig3.5 | Détails de trottoir  | 39 |

## Chapitre 4

|        |  |    |
|--------|--|----|
| Fig4.1 | Les dimensions de la poutre              | 40 |
| Fig4.2 | Répartition des largeurs de chaussée     | 43 |
| Fig4.3 | Représentation de système B <sub>c</sub> | 46 |

|        |  |    |
|--------|--|----|
| Fig4.4 | Représentation de système Bt               | 48 |
| Fig4.5 | Représentation de surcharge B <sub>r</sub> | 49 |
| Fig4.6 | Représentation de système MC120            | 50 |
| Fig4.7 | Représentation de système D240             | 51 |

### Chapitre5.1

|          |  |    |
|----------|--|----|
| Fig5.1.1 | Application de la méthode GUYON MASSONET | 55 |
| Fig5.1.2 | La déformée du pont sous charge P(x)     | 56 |
| Fig5.1.3 | Séparation des sections de la poutre     | 57 |
| Fig5.1.4 | Poutre d'abscisse                        | 60 |

### Chapitre5.2

|           |  |    |
|-----------|--|----|
| Fig5.2.1  | L'interface de logiciel ROBOT Structural Analysis 2015 | 62 |
| Fig5.2.2  | Choix des paramètres de constructions                  | 63 |
| Fig5.2.3  | Les différentes section de la poutre                   | 63 |
| Fig5.2.4  | Les lignes de construction                             | 64 |
| Fig5.2.5  | Les poutres en vue 3D                                  | 64 |
| Fig5.2.6  | Les poutres + la dalle en vue 3D                       | 65 |
| Fig5.2.7  | Les charges et les surcharges                          | 65 |
| Fig5.2.8  | Les charges roulantes                                  | 66 |
| Fig5.2.9  | Les combinaisons des charges                           | 67 |
| Fig5.2.10 | Lancement de calcul                                    | 67 |
| Fig5.2.11 | Vérification de la structure                           | 68 |
| Fig5.2.12 | Cas de charges (Q AL)                                  | 68 |
| Fig5.2.13 | Cas de charges (B <sub>c</sub> 2VC)                    | 69 |
| Fig5.2.14 | Cas de charges MC120                                   | 69 |
| Fig5.2.15 | Cas de charges D240                                    | 69 |
| Fig5.2.16 | ELS (AL)   | 70 |
| Fig5.2.17 | ELS B <sub>c</sub>                                     | 70 |
| Fig5.2.18 | ELS MC120  | 70 |
| Fig5.2.19 | ELS D240   | 71 |
| Fig5.2.20 | ELU (AL)   | 71 |
| Fig5.2.21 | ELU (B <sub>c</sub> )                                  | 71 |
| Fig5.2.22 | ELU MC120  | 72 |

|           |  |    |
|-----------|--|----|
| Fig5.2.23 | ELU D240   | 72 |
| Fig5.2.24 | Efforts tranchants (ELS AL)                            | 74 |
| Fig5.2.25 | Efforts tranchants ELS $B_c$                           | 74 |
| Fig5.2.26 | Efforts tranchants ELS MC120                           | 75 |
| Fig5.2.27 | Efforts Tranchants D240                                | 75 |
| Fig5.2.28 | Efforts tranchants (ELU AL)                            | 76 |
| Fig5.2.29 | Efforts tranchants ELU ( $B_c$ )                       | 76 |
| Fig5.2.30 | Efforts tranchants ELU MC120                           | 77 |
| Fig5.2.31 | Efforts Tranchants ELU D240                            | 77 |
| Fig5.2.32 | Distribution longitudinale des moments fléchissant ELU | 78 |
| Fig5.2.33 | Distribution transversale des moments fléchissant ELU  | 79 |

## Chapitre 6

|        |                               |    |
|--------|-------------------------------|----|
| Fig6.1 | Coupe transversale du tablier | 80 |
|--------|-------------------------------|----|

## Chapitre 7

|        |  |     |
|--------|--|-----|
| Fig7.1 | Vue en plan de deux câbles   | 96  |
| Fig7.2 | Vue long. du câbles n°3 en extrados                                      | 97  |
| Fig7.3 | Vue transv. du câbles n°3 en extrados                                    | 98  |
| Fig7.4 | Vue long. des trois cables   | 98  |
| Fig7.5 | Vue transv. Des câbles à l'abscisse 3m                                   | 98  |
| Fig7.6 | Détermination de l'épaisseur d'une section efficace d'une poutre épaisse | 106 |
| Fig7.7 | Schéma explicatif des armatures de la poutre                             | 108 |

## Chapitre 8

|        |   |     |
|--------|---|-----|
| Fig8.1 | Détail de l'appareil d'appui choisi                       | 111 |
| Fig8.2 | La contrainte de cisaillement                             | 113 |
| Fig8.3 | La contrainte de distorsion                               | 114 |
| Fig8.4 | Schéma d'un appareil d'appui sous une poutre              | 118 |
| Fig8.5 | Dimensions de dé d'appui par rapport à l'Appareil d'appui | 118 |
| Fig8.6 | Ferraillage de dé d'appui                                 | 119 |
| Fig8.7 | Photo réelle d'un frettage de dé d'appui                  | 120 |
| Fig8.8 | Joint de chaussée de type $W_d$                           | 121 |
| Fig8.9 | Joint de chaussée CIPEC, Freyssinet                       | 123 |

|         |  |     |
|---------|--|-----|
| Fig8.10 | Capacités de souffle des joints          | 124 |
| Fig8.11 | Schéma explicatif d'un joint de chaussée | 124 |

### Chapitre 9

|         |   |     |
|---------|---|-----|
| Fig9.1  | Schéma représentatif de culée                         | 126 |
| Fig9.2  | Dimensions de la dalle de transition                  | 128 |
| Fig9.3  | Dimensions de corbeau                                 | 129 |
| Fig9.4  | Dimensions de mur en retour                           | 129 |
| Fig9.5  | Répartition des surfaces de mur en retour             | 130 |
| Fig9.6  | Poussée des terres                                    | 132 |
| Fig9.7  | Poussée de la charge locale située à l'arrière de mur | 139 |
| Fig9.8  | Schéma de ferrailage de mur garde grève               | 141 |
| Fig9.9  | Schéma de la dalle de transition                      | 142 |
| Fig9.10 | Ferrailage de la DT                                   | 144 |
| Fig9.11 | Ferrailage de corbeau                                 | 146 |
| Fig9.12 | Ferrailage de mur frontal                             | 148 |
| Fig9.13 | Ferrailage de mur en retour                           | 151 |

# Liste des tableaux

### Chapitre 2

|        |                                      |    |
|--------|--------------------------------------|----|
| Tab2.1 | Caractéristique du pont étudié       | 18 |
| Tab2.2 | Recap. des coordonnées des sondages  | 21 |
| Tab2.3 | Description lithologique des sondage | 22 |
| Tab2.4 | Car. géotechnique                    | 23 |

### Chapitre 3

|        |   |    |
|--------|---|----|
| Tab3.1 | Car. Géométrique de la poutre à mi-travée | 29 |
|--------|---|----|

### Chapitre 4

|        |                  |    |
|--------|------------------|----|
| Tab4.1 | Poids de tablier | 42 |
|--------|------------------|----|

|                         |  |     |
|-------------------------|--|-----|
| Tab4.2                  | Coefficient de dégressivité transv. De la charge | 44  |
| Tab4.3                  | Charge A(L) par voie                             | 44  |
| Tab4.4                  | Coefficient de système B <sub>c</sub>            | 46  |
| Tab4.5                  | Charge B <sub>c</sub> par voie                   | 47  |
| Tab4.6                  | Coefficient de système B <sub>t</sub>            | 48  |
| Tab4.7                  | Charges des essieux                              | 49  |
| Tab4.8                  | Résumé des surcharges                            | 53  |
| <br><u>Chapitre 5.1</u> |  |     |
| Tab5.1.1                | n°16 : $k\alpha$ pour $\alpha=0$ ; $\theta= 0.8$ | 59  |
| Tab5.1.2                | n°16 : $k\alpha$ pour $\alpha=1$ ; $\theta= 0.8$ | 59  |
| Tab5.1.3                | $k\alpha$ pour $\alpha=0.223$ , $\theta= 0.8$    | 60  |
| <br><u>Chapitre 5.2</u> |  |     |
| Tab5.2.1                | Les cas les plus défavorables                    | 72  |
| Tab5.2.2                | Coefficient de majoration                        | 73  |
| Tab5.2.3                | Combinaison des charges                          | 73  |
| Tab5.2.4                | Efforts tranchants de ELS                        | 78  |
| Tab5.2.5                | Efforts tranchants de ELU                        | 78  |
| Tab5.2.6                | Valeurs long. et transv. Des moments fléchissant | 79  |
| <br><u>Chapitre 7</u>   |  |     |
| Tab7.1                  | Les contraintes admissibles                      | 91  |
| Tab7.2                  | Car. Géométrique de la section à mi-travée       | 91  |
| Tab7.3                  | Les abscisses et les angles de câble n°1         | 95  |
| Tab7.4                  | Les abscisses et les angles de câble n°2         | 96  |
| Tab7.5                  | Les abscisses et les angles de câble n°3         | 97  |
| Tab7.6                  | Valeurs des pertes dues au frottement            | 100 |
| Tab7.7                  | Les pertes de tension par recul d'ancrage        | 100 |
| Tab7.8                  | Pertes dues au raccourcissement à 28j            | 101 |
| Tab7.9                  | Valeurs des pertes dues au retrait de béton      | 102 |
| Tab7.10                 | Recap. des pertes de tension                     | 103 |
| <br><u>Chapitre 8</u>   |  |     |
| Tab8.1                  | Valeur de la variation linéaire                  | 112 |
| Tab8.2                  | Fiche technique du joint de chaussé Wd80         | 124 |
| <br><u>Chapitre 9</u>   |  |     |
| Tab9.1                  | Les hauteurs des culées                          | 127 |
| Tab9.2                  | Valeurs K <sub>ad</sub> pour les quatre cas      | 134 |
| Tab9.3                  | Valeurs des efforts agissants sur la culée       | 135 |
| Tab9.4                  | Valeur des moments et efforts globaux            | 136 |
| Tab9.5                  | Efforts sur la dalle de transition               | 142 |
| Tab9.6                  | Efforts agissant sur la base de mur frontal      | 146 |



# Résumé

Ce mémoire de fin d'études présente une étude détaillée d'un pont à 7 poutres en béton précontraint. L'objectif principal de cette étude est d'analyser les performances structurales du pont et de vérifier sa conformité aux normes et réglementations en vigueur.

Le pont est constitué de sept poutres en béton précontraint, espacées de 1.5m les unes des autres. La longueur totale du tablier est de 33.4m, avec une largeur totale de 10.24m. La précontrainte est utilisée pour renforcer les poutres et augmenter leur capacité à supporter les charges de service.

Le mémoire consiste à :

1. Généralités, 2. Conception générale, 3. Prédimensionnement, 4. Charges et surcharges, 5.1. Coefficient de répartition transversale, 5.2 Modélisation numérique, 6. Etude de l'hourdis, 7. Etude de la précontrainte, 8. Equipements de tablier, 9. Etude de la culée.

Les résultats de l'analyse structurale sont présentés et discutés, mettant en évidence les performances du pont en termes de résistance et de rigidité. Les contraintes maximales et les déformations sont comparées aux valeurs limites spécifiées par les normes. Des recommandations sont formulées pour renforcer la structure si nécessaire.

Enfin, on a terminé ce travail avec une conclusion générale.

# ملخص

تقدّم هاته الأطروحة النهائية دراسة مفصلة لجسر بسبعة عوارض مشدودة من الخرسانة المسبقة الإجهاد. المدفوع

الرئيسي لهذه الدراسة هو تحليل الأداء الهيكلي للجسر والتحقق من تطابقه مع المعايير الحالية.

يتألف الجسر من سبعة عوارض من الخرسانة المسبقة الإجهاد، متباعدة بمسافة 1.5 متر بينها. الطول الإجمالي للجسر

المدرّوس هو 33.4 مترًا، والعرض الإجمالي هو 10.24 مترًا. يتم استخدام الإجهاد المسبق لتعزيز العوارض

وزيادة قدرتها على تحمل الأثقال والأحمال الزائدة المتعامل معها.

تتضمن الأطروحة الأجزاء التالية: 1. المقدمة، 2. التصميم العام، 3. القياسات المبدئية، 4. الأثقال والأحمال الزائدة،

5.1. معامل التوزيع العرضي، 5.2. النمذجة الرقمية، 6. دراسة السطح، 7. دراسة الإجهاد المسبق، 8. معادلات

الجسر الثانوية (ماص الصدمات...)، 9. دراسة المسندين.

يتم تقديم ومناقشة نتائج التحليل الهيكلي، مع التركيز على أداء الجسر من حيث المقاومة والصلابة. يتم مقارنة

الإجهادات القصوى والتشوهات مع القيم المحددة في المعايير. وفي حالة الضرورة، يتم تقديم توصيات لتعزيز

الهيكل .

وأخيرًا، يتم ختام العمل بخلاصة عامة.

## **INTRODUCTION GENERALE**

D'une manière Générale, un pont est un ouvrage en élévation permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc. On distingue plusieurs types de pont selon le mode constructif et les matériaux utilisés ( béton armé, béton précontraint , charpente métallique ...etc.) et la voie portée comme une voie routière (pont-route) qui permet la circulation des véhicules, une voie piétonne (passerelle), une voie ferroviaire (pont-rail), mais aussi des paramètres environnementaux qui sont rentrent dans la conception d'un pont tel que l'accès libre sous le pont, hauteur de la brèche et la nature géologique du sol à savoir un viaduc qui permet d'enjamber un obstacle long et une grande hauteur de brèche.

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré dimensionnement est indispensable pour entreprendre les études de définition d'un pont dans un site donné. L'exécution des données nécessaires pour l'étude d'un ouvrage nécessitent plusieurs données comme le plan de situation, les caractéristiques géométriques du pont ainsi que les données géologiques et géotechniques...etc. Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité.

Une fois les données de l'ouvrage sont recueillies, l'ingénieur recherche des solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. L'ingénieur doit répondre aux aspects : technique, économique et esthétique de l'ouvrage pour qu'il puisse aboutir au meilleur choix de conception en respectant deux facteurs importants qui sont le délai et le coût.

Dans notre travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont qui représente un passage supérieur d'un dédoublement en appliquant les connaissances requises dans le domaine des travaux publics conformément aux réglementations techniques utilisées en Algérie et en exploitant des logiciels de calcul selon le besoin.

Dans le cadre de nos études, nous essayons d'effectuer la conception et l'étude d'un pont à une seule travée isostatique à poutres multiples en béton précontraint traversant un oued situé à l'entrée de BOULEFREIS passant par CHEMORA, et BOUMIA wilaya de Batna **sur** RN88 au **PK47**.

Le mémoire sera divisé en neuf chapitres suivant un cheminement logique des étapes de travail commençant par des généralités sur les ponts suivis par une présentation de l'ouvrage et conception du pont, ainsi un prédimensionnement puis un calcul des charges et surcharges, avec l'application coefficient de répartition transversale et le ferrailage des poutres principales précontrainte et d'hourdis, après une modélisation utilisant le logiciel **AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS**, et enfin un calcul d'appareils d'appuis et des culées.

En ce qui concerne la résistance structurelle, ce niveau est garanti par le respect des règles et de normes spécifiques. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

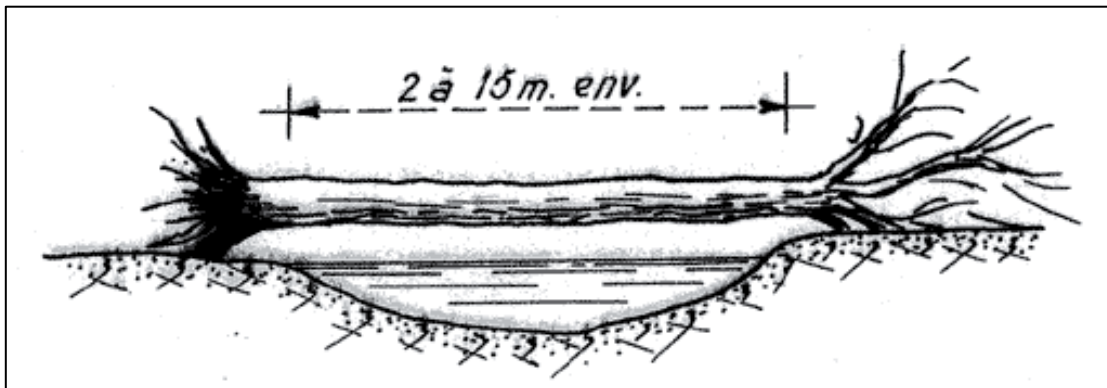
# **Chapitre I :**

# **Généralités**

## 1. Historique des ponts

### 1.1. Premiers Ponts :

L'art de construire les ponts remonte aux temps les plus reculés. Le premier pont a probablement été un arbre renversé par le vent au-dessus d'un cours d'eau ou une arche naturelle, sculptée dans la roche par l'érosion, comme il s'en trouve en Ardèche en France ou dans le parc national des Arches, en Utah, dans l'Ouest américain. Puis avec des outils et des engins de plus en plus perfectionnés, l'Homme a dû naturellement imiter ces ponts primitifs, abattre des arbres pour les placer en travers des rivières, après les avoir convenablement façonnés, établir des points d'appui intermédiaires lorsque la largeur du lit l'exigeait et progressivement aboutir à la construction de véritables ponts en charpente tels qu'ils ont été réalisés ultérieurement.



**Figure 1.1 : Le premier pont (Illustration de Marcel Prade).**

Des ponts de liane (ou corde) ont probablement aussi devancé le premier arc en maçonnerie. Les éléments porteurs des passerelles suspendues primitives étaient des câbles formés de lianes, de bambous ou d'herbes tressés, attachés à chaque extrémité à des rochers, des ancrages en pierre ou des troncs d'arbre (comme l'illustreront plus tard les ponts de corde inca).



**Figure 1.2 : pont de liane.**

## **1.2 L'évolution des ponts :**

### **1.2.1 Ponts romains :**

C'est aux Romains que l'on doit la reprise de la technique de la voûte, son perfectionnement et son utilisation partout en Europe pour la construction des ponts. Un empire aussi vaste supposait une voirie fiable, praticable en toutes saisons et dotée de constructions plus solides que les simples ponts en bois. On suppose que le plus ancien ouvrage voûté romain est un égout connu sous le nom de Cloaca Maxima exécuté sous le règne de Tarquin l'Ancien, dont la construction a été entreprise 600 ans environ.



**Figure 1.3 : Pont de Cloaca Maxima.**

Les ponts romains sont robustes, en plein cintre, c'est-à-dire avec une voûte en arc de cercle, reposant sur des piles épaisses, d'une largeur égale à environ la moitié de l'ouverture de la voûte.

L'une des plus anciennes réalisations de la voirie romaine est le pont Milvius, construit sur le Tibre par le consul Caius Claudius Nero . Situé à 3 km de Rome, là où la via Flaminia et la via Cassia se rejoignent pour franchir le fleuve, c'était le passage obligé d'accès à Rome pour tout voyageur venant du nord. Du fait de sa position stratégique, le pont Milvius fut le théâtre de nombreuses luttes, l'empereur Constantin battit son rival Maxence dans un affrontement resté célèbre sous le nom de bataille du pont Milvius.



**Figure 1.4 : Pont Milvius.**

C'est en Espagne et au Portugal que l'on peut observer des ouvrages parmi les plus spectaculaires tels que le pont romain de Mérida, dans l'Estrémadure, et surtout le pont d'Alcántara.

**Figure 1.5 : Pont d'Alcántara. →**



Au III<sup>e</sup> siècle apparaissent les ponts à arc surbaissé, ou ponts segmentaires. Le pont de Limyra, situé près de Limyra en Lycie, une région de la Turquie actuelle, en est un des premiers représentants au monde. Le pont mesure 360 mètres de longueur et possède 26 arcs segmentaires et deux semi-circulaires.



**Figure 1.6 : Pont de Lymira.**

Les corvées pour la construction et l'entretien des ponts, des routes, des enceintes et de tout édifice public de l'empire romain, font partie des *sordida munera*, « charges sordides » supportées par tous les citoyens (avec des exemptions accordées aux agents de l'administration, aux dignitaires de l'armée et de l'Église), et perdurent jusqu'au haut Moyen Âge

### 1.2.2 Moyen Âge

Le Moyen Âge voit s'édifier un nombre considérable d'ouvrages aux formes variées et hardies, en lien avec l'essor de l'agriculture et du trafic lié au développement du commerce. Ces ouvrages se composent d'arches souvent très inégales, dont les voûtes sont en arc peu surbaissé, en plein cintre ou en ogive, cette dernière forme permettant de diminuer les poussées ; ils reposent sur des piles épaisses aux extrémités très saillantes au moins en amont. Les largeurs entre murs sont faibles et le passage présente toujours des rampes et des pentes très fortes. Les ponts en pierre apparaissent vers le xi<sup>e</sup>-xii<sup>e</sup> siècle, comme le pont d'Eudes à Tours.



**Figure 1.7 : Pont de Moyen Age (Le pont Saint-Martial, France)**

### **1.2.3 De la Renaissance au xviii<sup>e</sup> siècle**

En Asie, les ponts voûtés chinois atteignent l'apogée de leur splendeur dans le Fujian avec des arcs très fins. Le pont de Xiao construit en 1470 a une hauteur libre de 7,2 m avec une épaisseur d'arc de seulement 20 cm, la moitié d'un arc normal. Il est toujours en service et supporte le trafic actuel. Un autre pont remarquable de cette époque est celui de Gao-po, situé dans le Yongding et construit en 1477. Sa portée est de 20 m et son arc n'a que 60 cm d'épaisseur, sans un quelconque mortier de liaison.

En Occident, entre le xv<sup>e</sup> siècle et le xvi<sup>e</sup> siècle, les architectes des célèbres ponts de Florence, Venise et autres villes italiennes s'inspirèrent de formes régulières empruntées au passé, mais leur propension à se poser davantage en artistes qu'en constructeurs les conduisit parfois à abuser des superstructures et autres décorations. Les deux exemples les plus significatifs sont le Ponte Vecchio à Florence et le pont du Rialto sur le Grand Canal à Venise.



Figure 1.8 : Pont de la Renaissance (Pont du Rialto, Italie)

### 1.2.4 xix<sup>e</sup> siècle

Au début du xix<sup>e</sup> siècle, les architectes et les ingénieurs avaient l'acquis d'une longue pratique de la construction des ponts en pierre et en bois. Mais la voûte de pierre et mortier relève encore d'un certain empirisme, ce qui fait dire à Paul Séjourné, dans la première phrase de ses « Grandes Voûtes » : « On fait une voûte d'après les voûtes faites : c'est affaire d'expérience ».

Les formules courantes, déduites de l'observation et de la pratique, étaient nombreuses. L'épaisseur à la clef, celle des reins, des piles ou des culées, étaient déduites simplement de l'ouverture du pont. La Hire en 1695, puis en 1712 tente une première approche du calcul des voûtes, calcul qui consiste à vérifier, *a posteriori*, que la voûte dessinée a quelque chance d'être stable, et que les matériaux qui la constituent ne s'écraseront pas sous les charges. Il ne réussit pas à obtenir des résultats suffisants pour la pratique, mais il a toutefois le mérite de mettre en évidence deux notions qui, un siècle plus tard, se révéleront extrêmement fécondes : la courbe des pressions et la rupture par blocs, la voûte étant supposée se casser en trois blocs indépendants qui se séparent par glissement, le frottement étant supposé nul. Ces hypothèses, fausses, permirent néanmoins d'approcher le calcul des culées.

En 1810, Louis-Charles Boistard montre, à la suite de nombreux essais, que la rupture des voûtes se produit par la rotation de quatre blocs. Ces résultats permettent à E. Méry de publier en 1840 une méthode de vérification des voûtes qui allait être utilisée pendant tout le xix<sup>e</sup> siècle et l'est encore parfois de nos jours. En 1867, Durand-Claye améliore cette méthode, mais sa proposition connaît moins de succès car elle nécessite des calculs laborieux.

Dans les dernières années du xix<sup>e</sup> siècle, les voûtes étaient calculées comme des solides « élastiques », c'est-à-dire comme s'il s'agissait d'arcs métalliques.

### 1.2.5 Ponts métalliques

En Europe, les premiers ponts métalliques en fonte sont construits en Angleterre dès le milieu du xviii<sup>e</sup> siècle. Le premier est le Iron Bridge, conçu par Thomas Farnolls Pritchard et construit en 1779 par Abraham Darby III, sur la Severn. Une trentaine d'ouvrages en fonte sont ainsi construits dans ce pays avant 1830, le plus important étant celui de Sunderland, en 1793, qui atteignait 72 m de portée. Tous ces ponts s'inspiraient étroitement des formes et des techniques employées pour les ponts en maçonnerie, mais la plupart d'entre eux eurent une très faible durée de vie, car la fonte est un matériau fragile. L'un des premiers ponts suspendus modernes a été le pont suspendu de Menai conçu par Thomas Telford basé sur le brevet de James Findley aux États-Unis et achevé en janvier 1826. La portée de 176 m de cet ouvrage constitue un jalon important dans la construction des ponts. Beaucoup de ces premiers ponts suspendus n'ont pas résisté à l'épreuve du temps.



**Figure 1.9 : Pont Métallique (Iron Bridge, Angleterre)**

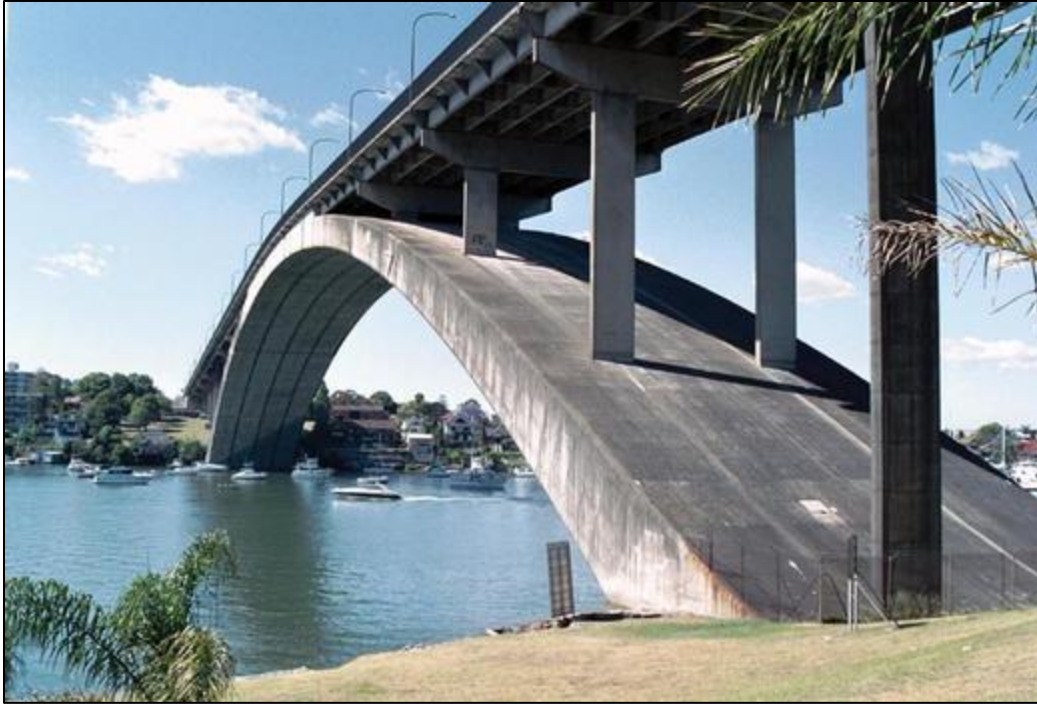
Aux États-Unis, les poutres triangulées se développent rapidement, en s'inspirant des ponts en bois. En Europe, les ouvrages pionniers sont le viaduc de Crumlin, en Angleterre, et celui de Fribourg, en Suisse (1857). Le fer, se substituant à la fonte, a aussi été employé pour construire

des arcs, mais il a surtout permis de créer des arcs triangulés, notamment pour les deux grands viaducs d'Eiffel : le pont Maria Pia à Porto (1877) et le viaduc de Garabit sur la Truyère (1884).

### 1.2.6 Ponts en béton armé

Les ciments naturels ne sont redécouverts qu'à la fin du xvii<sup>e</sup> siècle et il faut attendre le début du xix<sup>e</sup> siècle pour que les ciments artificiels voient le jour grâce au Français Louis Vicat et à l'Anglais Joseph Aspdin. Leur production industrielle ne démarre qu'en 1850. Joseph-Louis Lambot fait une première réalisation connue en ciment armé en 1848. François Coignet construit une maison en béton aggloméré en 1853. En 1875, Joseph Monier construit le premier pont en ciment armé pour franchir les douves du château de Chazelet. À partir de 1890 apparaissent les premiers ponts en béton armé, à la suite du brevet de François Hennebique déposé en 1892 qui présente la première disposition correcte des armatures d'une poutre en béton armé, sous le nom de poutre à étrier. En France, la commission du ciment armé rédige la première circulaire pour la justification des ponts en béton armé en 1906.

En 1899-1900, François Hennebique réalise le pont Camille-de-Hogues à Châtellerault avec une portée de 50 m. En 1911, Hennebique construit le pont du Risorgimento à Rome, qui atteint 100 m de portée. Après la Première Guerre mondiale, la construction de ponts en béton armé de grande portée se développe, notamment en France sous l'impulsion de deux remarquables ingénieurs : Albert Caquot et surtout Eugène Freyssinet. Les records se succèdent : pont de la Caille (Haute-Savoie), en 1928, avec un arc de 137,5 m en béton massif, et le majestueux pont de Plougastel (Finistère), en 1930, avec ses trois arcs de 186 m. Un grand nombre de petits ouvrages ou de très grands arcs en béton armé sont encore construits de nos jours, avec des portées quelquefois remarquables : le pont de Gladesville dans la région de Sydney en Australie, construit en 1964, a une portée principale de 305 m, et surtout l'extraordinaire pont de Krk en Yougoslavie, construit en 1980, présente une portée principale de 390 m. La construction des arcs, abandonnée vers le milieu du xx<sup>e</sup> siècle à cause du coût du cintre, a retrouvé un intérêt économique pour le franchissement de grandes brèches grâce à la méthode de construction en encorbellement avec haubanage provisoire.



**Figure 1.10 : Pont en béton armée (Gladesville, Australie).**

### **1.2.7 Pont précontraint**

Les recherches portant sur l'utilisation du béton armé conduisent à la découverte d'un nouveau matériau : le béton précontraint. Eugène Freyssinet définit les principes essentiels de ce nouveau matériau en 1928. Quelques ouvrages modestes sont réalisés avant la Seconde Guerre mondiale, mais le premier grand pont en béton précontraint est le pont de Luzancy (Seine-et-Marne), achevé en 1946. Il a une portée de 55 m et fut entièrement préfabriqué à l'aide de voussoirs en béton précontraint, mis en place par des moyens mécaniques sans aucun cintre. Il fut suivi par cinq autres ponts similaires, également sur la Marne, de 74 m de portée.

La découverte de la technique de construction en encorbellement permet des portées plus importantes. Le premier pont construit selon cette technique est achevé à Worms en Allemagne en 1953, avec une portée principale fort respectable de 114 m. En Europe, à la fin des années 1970, le béton précontraint règne de façon quasi-exclusive sur un vaste domaine de portées, allant jusqu'à 200 m environ, et couvrant la très grande majorité des ponts. Il s'est également répandu sur les autres continents, tout particulièrement en Amérique du Sud et en Asie. Le record de portée a longtemps été détenu par le pont de Gateway en Australie, construit en 1986, avec 260 m. Puis il

a été successivement battu par cinq ouvrages construits en Norvège et en Chine. Le plus grand est actuellement le pont de Shibampo, en Chine, avec 330 m, construit en 2005.



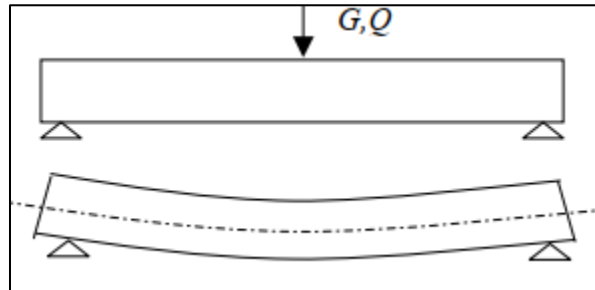
Figure 1.11 : Pont en béton précontraint (Shibanpo, Chine).

## 1.3 Ponts en Béton Précontraint

### 1.3.1 Introduction

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction.

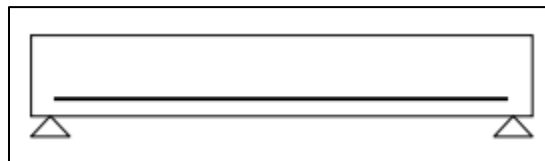
C'est ainsi qu'une poutre reposant sur deux appuis, soumise à l'effet de son poids propre (G) et d'une charge d'exploitation (Q), subit des contraintes de flexion qui se traduisent par une zone comprimée en partie supérieure et par une zone tendue en partie inférieure (Figure 1.12).



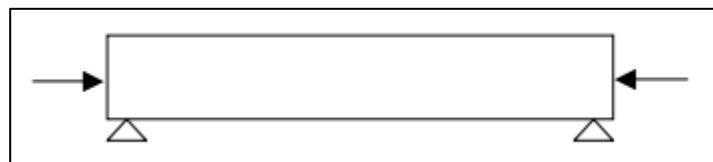
La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à 45° que le béton ne peut reprendre seul.

Dans ce cas de figure, deux solutions sont possibles :

Solution N°1 : L'ajout d'une quantité d'armatures capable de reprendre les efforts de traction dans le béton (Principe du béton armé).

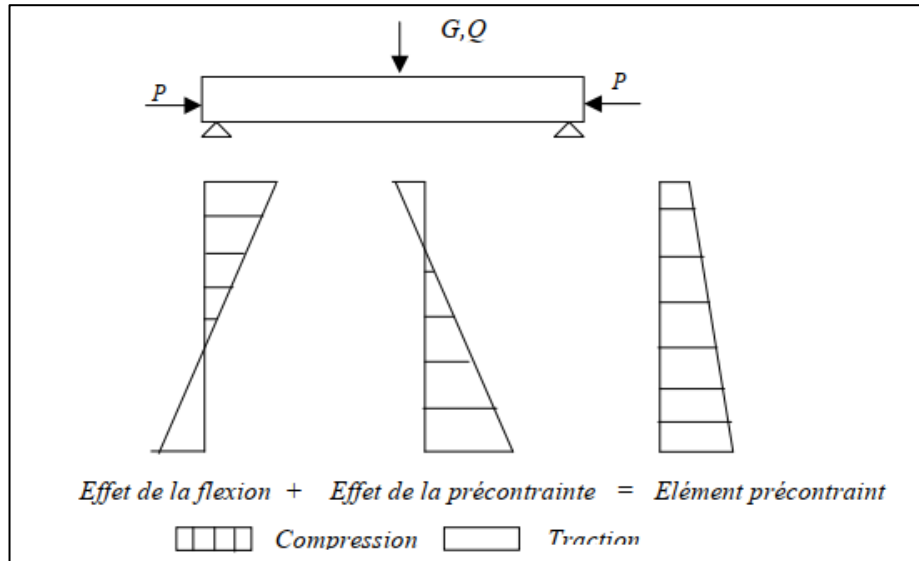


Solution N°2 : L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements (Principe du béton précontraint).



### 1.3.2 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 (Figure 1.15).



Cette précontrainte peut être :

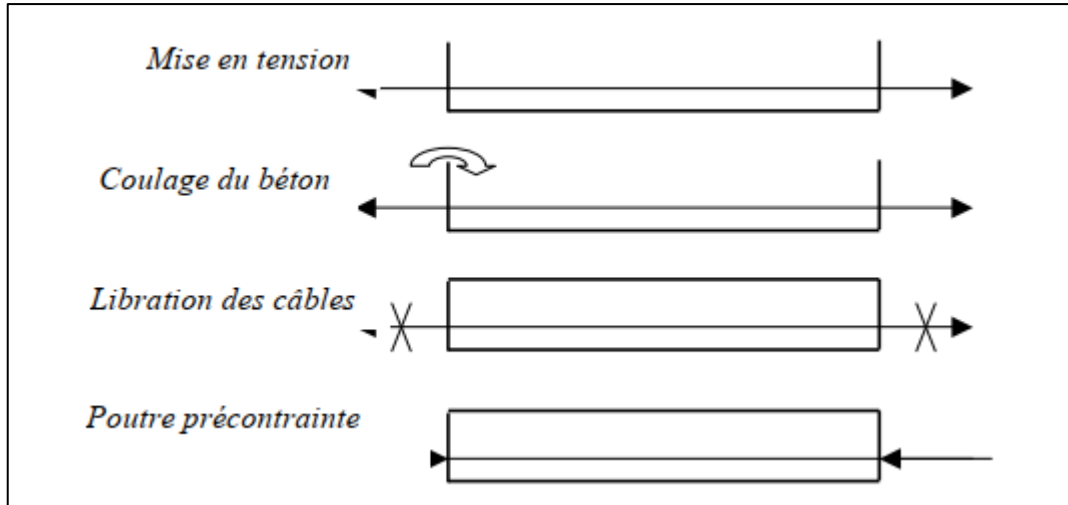
- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

### 1.3.3 Modes de Précontrainte

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités.

#### 1.3.3.1 Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton (Figure 1.16). Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.



### Etapes générales de réalisation

- Mise en tension des câbles.
- Coulage du béton.
- La libération des câbles après le durcissement du béton.
- Par adhérence, la précontrainte de compression est transmise au béton.

D'une façon plus détaillée, la méthode de précontrainte par pré-tension suit les cycles suivants :

- Nettoyage des moules ;
- Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules ;
- Déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités dans des plaques ;
- Mise en place des armatures passives ;
- Mise en place des moules dans leur position finale ;
- Mise en place des déviateurs éventuels ;
- Mise en tension des armatures par des vérins ;
- Mise en place du béton par pont-roulant ou grue ;
- Lissage de la partie supérieure ;

- Vibration du béton ;
- Étuvage ou chauffage du béton ;
- Décoffrage ;
- Dé-tension des armatures actives ;
- Découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués ;
- Manutention et stockage.

### 1.3.3.2 Précontrainte par post-tension

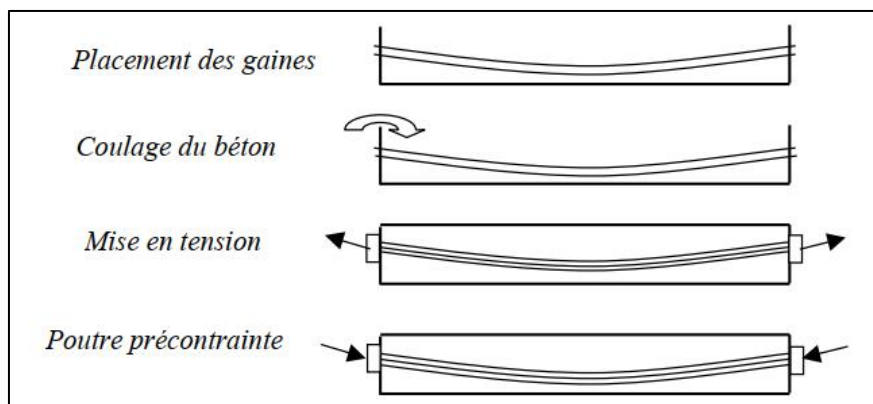
Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer (Figure 1.6). Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

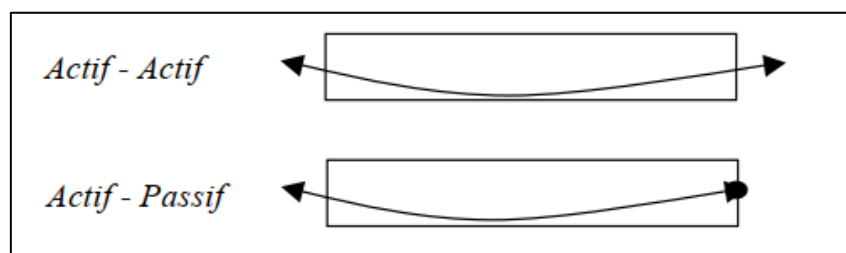
- Une précontrainte par post-tension interne
- Une précontrainte par post-tension externe

### Étapes générales de réalisation

- 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.



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 1.18).



L'injection est une opération extrêmement importante, car elle assure un double rôle :

- 1) La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.
- 2) L'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines.

L'opération de l'injection doit être réalisée dès que possible après la mise en tension des armatures. Le produit d'injection doit répondre aux impératifs suivants :

- Avoir une assez faible viscosité pour couler facilement et pénétrer dans toutes les ouvertures et entre fils des câbles de précontrainte ;
- Conserver cette faible viscosité pendant un délai suffisant pour que l'injection puisse s'effectuer dans de bonnes conditions avant le début de prise ;

- Après durcissement, avoir une résistance suffisante pour assurer efficacement l'adhérence de l'armature au béton ;
- Présenter un retrait minimal ;
- Ne pas être agressif vis-vis de l'acier de précontrainte.

Le produit d'injection était autrefois un mortier formé de ciment, de sable et de l'eau ; aujourd'hui le sable est à peu près complètement abandonné, au profit de coulis de ciment CPA, comportant un adjuvant.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

- a) - Dispositif d'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.

- b) - Les coupleurs : dispositif permettant les prolongements des armatures.

c) - Matériels de mise en tension : vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.

- d) - Les accessoires : gaines, tubes d'injection etc.

### 1.3.3.3 Comparaison des deux procédés

Une comparaison entre les deux procédés (post-tension et pré-tension) permet de constater les observations suivantes :

#### Pré-tension

- L'économie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.
- La nécessité des installations très lourdes ce qui limite, par voie de conséquence,
- Le choix des formes.
- La simplicité de la réalisation du procédé.
- Une bonne collaboration du béton et des armatures.
- La difficulté de réalisation des tracés courbes d'armatures.
- L'impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.

**Post-tension**

- Ne demande aucune installation fixe puisque ; c'est sur la pièce elle-même que s'appuie le vérin de précontrainte.
  - Elle permet le choix des différentes formes.
  - La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage.
  - La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte.
- a côté de ces procédés classiques, il existe des procédés spéciaux qui sont réservés à certains ouvrages ou qui font appel à d'autres principes pour la mise en tension :
- Précontrainte par enroulement
  - Précontrainte par compression externe
  - Mise en tension par dilatation thermique
  - Mise en tension par expansion du béton

**1.3.4 Avantages et Inconvénients****• Avantages**

1. Une compensation partielle ou complète des actions des charges.
2. Une économie appréciable des matériaux.
3. Augmentation des portés économiques.
4. Une réduction des risques de corrosion.

**• Inconvénients**

1. La nécessité de matériaux spécifiques.
2. La nécessité de main d'œuvre qualifié.
3. La nécessité d'équipements particuliers.
4. Risque de rupture à vide par excès de compression.
5. Un calcul relativement complexe.

# **Chapitre II :**

# **Conception**

# **Générale**

## Introduction

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien.

Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : Comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal ?

Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

## Présentation du projet

Notre mémoire est d'objectif d'étude d'un pont en béton précontraint, au niveau de la localité de BOULEFREIS Wilaya de Batna (l'axe routier reliant la RN88 limite de Khenchela à la RN03 ; passant par BOULEFREIS, CHEMORA, BOUMIA),

| Longueur de la travée(m) | Nombre des poutres | Entraxes des poutres | Largeur roulable (m) | Largeur chargeable (m) | Largeur de trottoir(m) | Nombre des voies | Classe du pont |
|--------------------------|--------------------|----------------------|----------------------|------------------------|------------------------|------------------|----------------|
| 33.40                    | 7                  | 1.5                  | 7.49                 | 10.24                  | 1.4D, et 1.1G          | 2                | 1              |

Tableau 2.1 : Caractéristique du pont étudié



Figure 2.1 le site du projet (maps.google.com)

## 2.1 Données fonctionnelles

### 2.1.1 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.

Cet axe a un caractère conventionnel : il n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

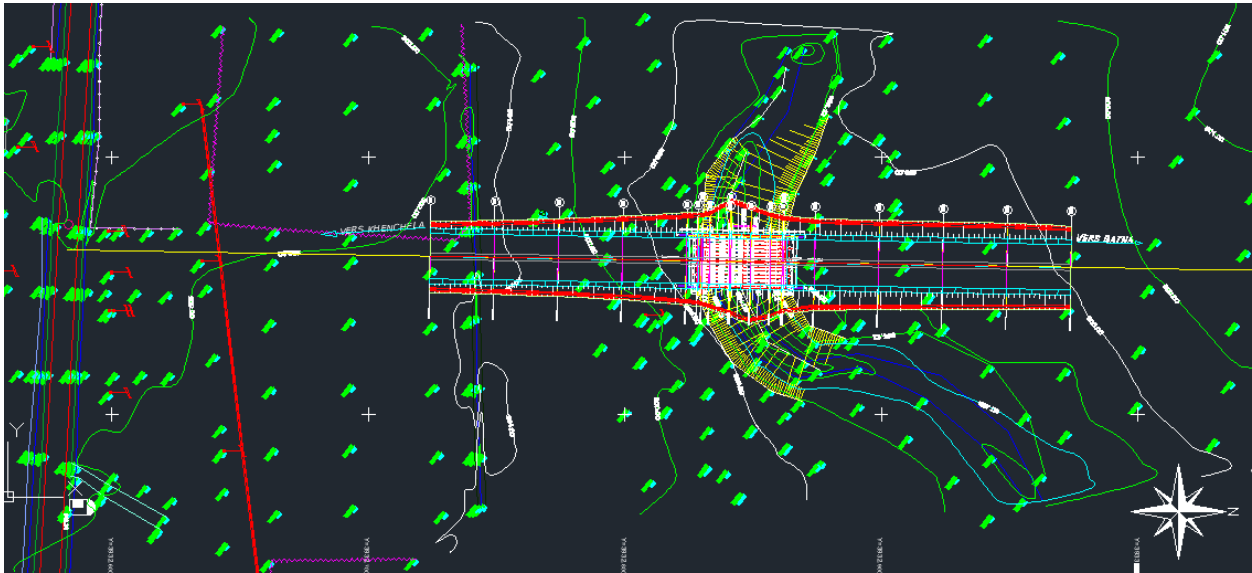


Figure 2.2 Tracé en plan.

### 2.1.2 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.

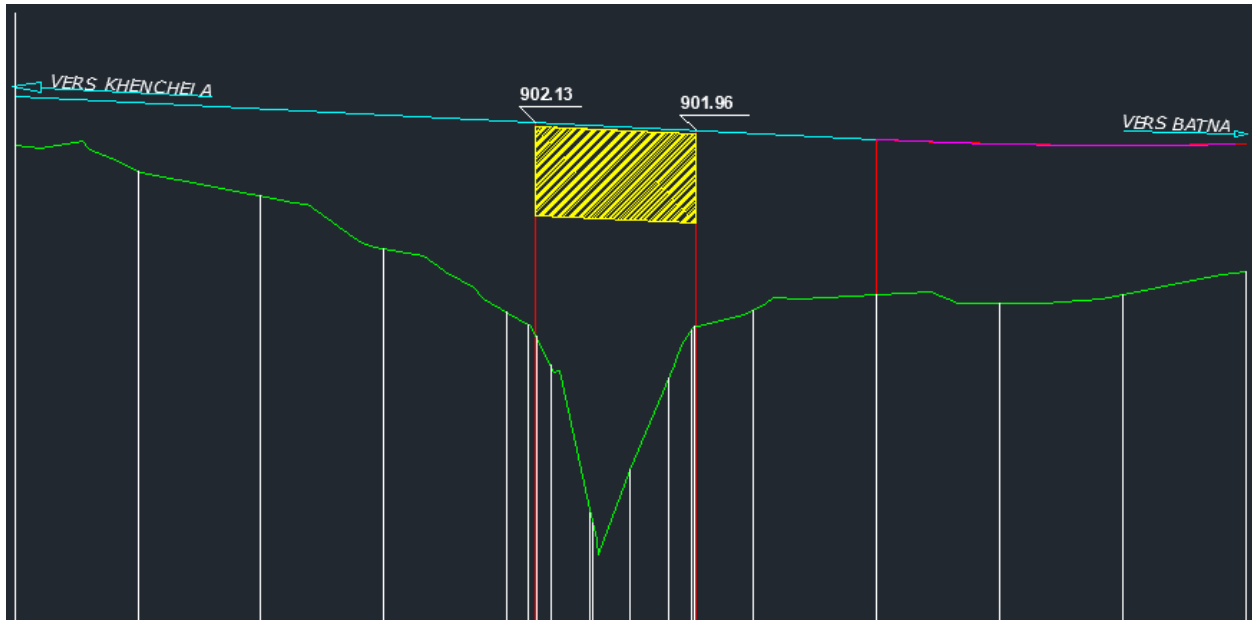


Figure 2.3 Profil en long.

### 2.1.3 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. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

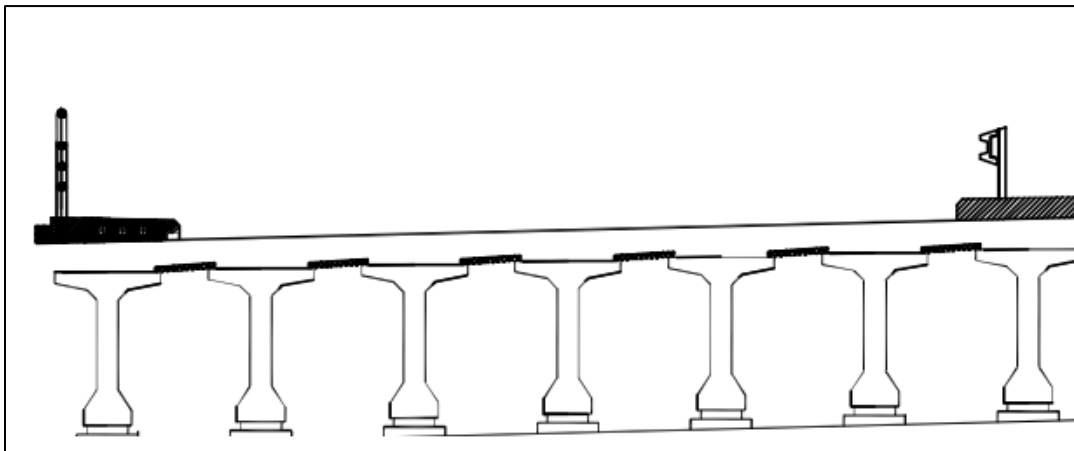


Figure 2.4 Profil en Travers.

Remarque : Cet ouvrage a deux tabliers jumelés (séparée par un joint de 2cm).

## 2.2 Les données naturelles

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

### 2.2.1 Les données géotechniques

#### 2.2.1.1 Programme des essais in situ

Dans le cadre de mission il a été réalisé deux (02) pressiométrique de 20m de profondeur l'essai était réalisé par « pas » de 1m afin de connaître :

- Les déformations du sous-sol selon les paliers de contrainte
- La nature des couches traversées par la tarière et hélicoïdale,
- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches,
- Prélever des échantillons remanier pour réaliser des essais de laboratoire

Les sondages géotechniques ont été réalisés depuis le terrain naturel (TN) au moment de notre intervention

Les têtes de sondages sont cotées à partir du plan topographique

| Investigation  | Profondeur (m) | Emplacement | Coordonnées UTM |            |
|----------------|----------------|-------------|-----------------|------------|
|                |                |             | X               | Y          |
| Sondage (SP01) | 20.00          | Culée N°01  | 297164.00       | 3932838.00 |
| Sondage (SP02) | 20.00          | Culée N°02  | 297142.00       | 3932862.00 |

**Tableau 2.2 Récapitulatif des coordonnées des sondages**

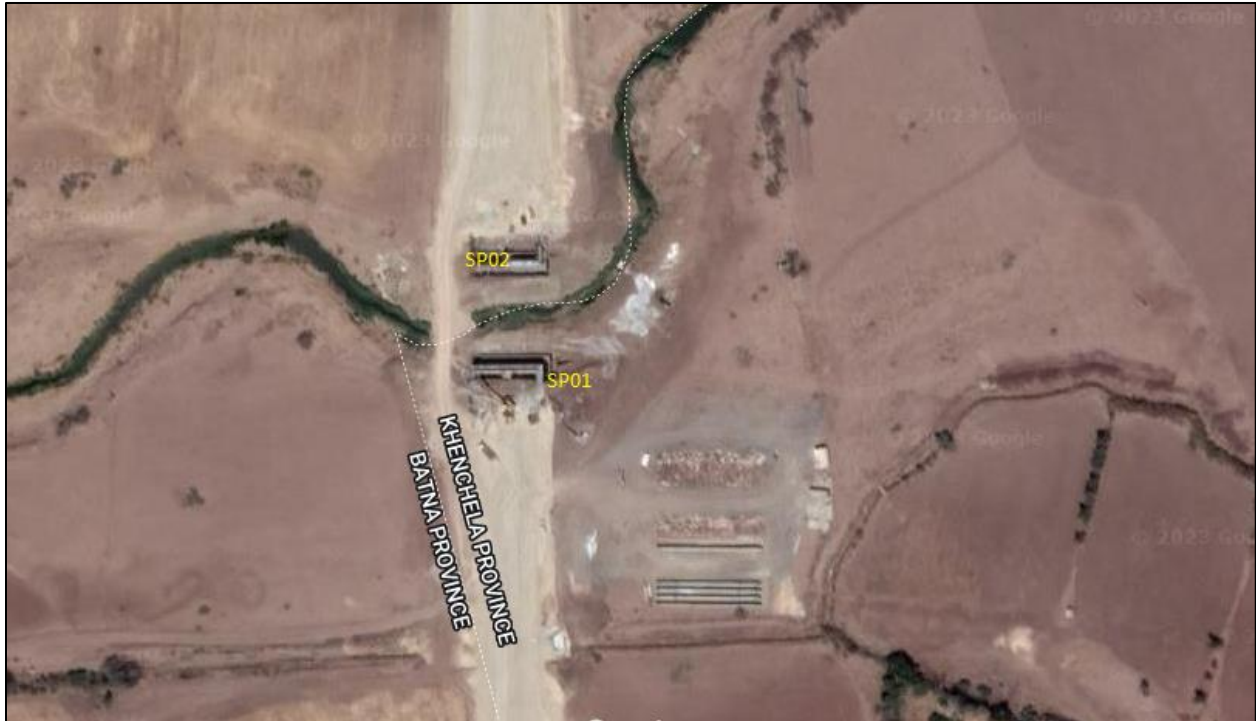


Figure 2.5 : Implantation des sondages sur l’assiette de l’ouvrage

2.2.1.2 Interprétation des résultats

| SP N° | La lithologie                                      |
|-------|--|
| SP 01 | <b>0.00 - 3.00m</b><br>Argile                      |
|       | <b>3.00 - 9.00m</b><br>Argile sableuse             |
|       | <b>9.00 - 20.00m</b><br>Argile marneuse            |
| SP 02 | <b>0.00 - 4.00m</b><br>Argile molle                |
|       | <b>4.00 - 12.00m</b><br>Argile sableuse graveleuse |
|       | <b>12.00 - 20.00m</b><br>Argile marneuse           |

Tab II. 3 Description lithologique des sondages

• **D'après le rapport géotechnique**

La reconnaissance du sol prévu pour recevoir l'ouvrage d'art qui franchisse Oued Boulefreis a montré que la lithologie des sols est dominée par des formations argileuses.

Les formations rencontrées sont humides très plastiques classé comme « At » au sens de LCPC.

Le sol de fondation est moyennement agressif vis-à-vis les sulfates d'où des recommandations particulières sont nécessaires pour le choix du ciment.

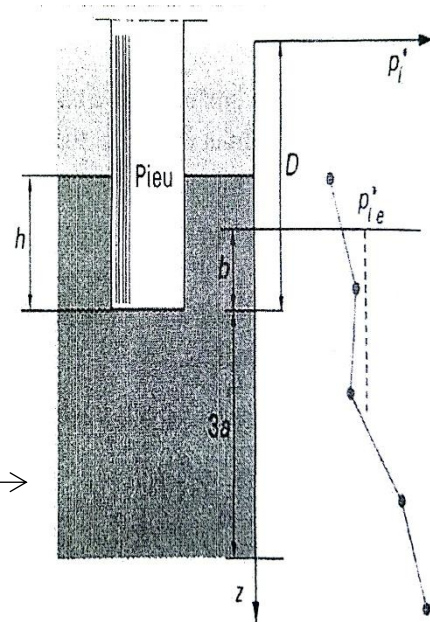
Sur la base des résultats tirés des essais in-situ (essai pressiométrique) et la nature du sol observée à travers ces sondages ainsi que les essais au laboratoire nous avons établi des calculs de fondation :

**Fondation profonde** : nous avons proposé des pieux de diamètres  $\phi = 1.20m$  et une longueur de 15.00m.

| Localisation | Longueur de pieux D(m) | Charge limite de pointe Qpu | Charge limite de frottement Qfu | Couche d'ancrage |
|--------------|------------------------|-----------------------------|---------------------------------|------------------|
| OA 01        | 15                     | 398 T                       | 158 T                           | Argile marneuse  |

**Tableau 2.3 : Caractéristiques géotechniques**

À titre illustratif nous proposons le schéma suivant pour un pieu :



**Figure 2.6 Schéma de pieu proposé** →

### **2.2.2 Les données sismiques**

Le document technique réglementaire D.T.R. concernant les règles parasismiques Algériennes (RPOA 2008), élaboré par le CTTP et le CGS (Centre National de Recherche Appliqué en Génie Parasismique), divise le territoire Algérien en cinq (05) zones sismiques :

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

La région de Batna est caractérisée par une sismicité faible (Zone I)

# **Chapitre III : Pré- Dimensionnement**

### 3.1 Introduction

Le prédimensionnement des constitutifs d'un pont permet d'obtenir des bonnes caractéristiques mécaniques et physiques pour assurer une bonne stabilité qui crée une excellente exploitation pour les usagers d'ouvrages.

Note : Cette conception était proposée d'après le maître d'ouvrage

### 3.2 La poutre

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir des bonnes caractéristiques mécaniques. Les poutres comportent une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme de faible épaisseur variable.

#### D'après SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes)

##### ➤ L'espacement entre les poutres ( $\lambda$ )

L'entraxe des poutres varie de l'ordre 0.9 m à 1,5 m.

On prend :  $\lambda = 1.5\text{m}$

**Note : on prend cette valeur pour des conditions économiques**

##### ➤ Les dimensions des poutres

##### ➤ Nombre des poutres

Le nombre des poutres est déterminé par :  $N = (L_a / \lambda) + 1$

$L_a$  : c'est la distance entre deux poutres de rive

➤  $L_a = 1.5 * 6 = 9$

➤  $N = (9/1.5) + 1 = 7$

Alors le nombre des poutres est 7 Poutres

➤ **L'élancement**

Lorsque la longueur de la poutre  $L=33.40\text{m}$  et on a  $(L/20 - 0,2 \leq H_p \leq L/20 + 0,5)$  donc la hauteur de la poutre  $H_p$  varie entre **(1.47 et 2.17m)**

On prend :  $H_p = 1.5\text{m}$

➤ **Largeur de la table de compression (Membrure supérieure)**

$0,6 H_p \leq b \leq 0,9 H_p$  donc  $0,78 \leq b \leq 1,17$

On prend  $b = 1.03\text{m}$

➤ **Epaisseur de la table de compression**

$11 \leq e \leq 15 \text{ cm}$

On prend  $e = 11.3 \text{ cm}$

➤ **Largeur de talon**

$50\text{cm} \leq L_t \leq 80\text{cm}$   $L_t$  est étaié fixé pour  $L_t = 47\text{cm}$ .

Cette valeur doit être vérifié par l'étude de la précontrainte.

➤ **Epaisseur de talon**

On prend  $e_t = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Epaisseur de l'âme**

- En travée ( $b_0$ ) :

$b_0$  est donnée par :  $18\text{cm} \leq b_0 \leq 25\text{cm}$  donc a fixé :  $b_0 = 21\text{cm}$

- A l'about ( $b'_0$ )

L'épaisseur de l'âme doit être augmentée pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

On a :  $25 \leq b'_0 \leq 35\text{cm}$  On fixe :  $b_0=35\text{cm}$

### ➤ Les goussets

Les goussets jouent un rôle :

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

$$\alpha_1 = 11^\circ \text{ donc } e_1 = 0.06\text{m}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \text{ donc } e_2 = 0.1\text{m}$$

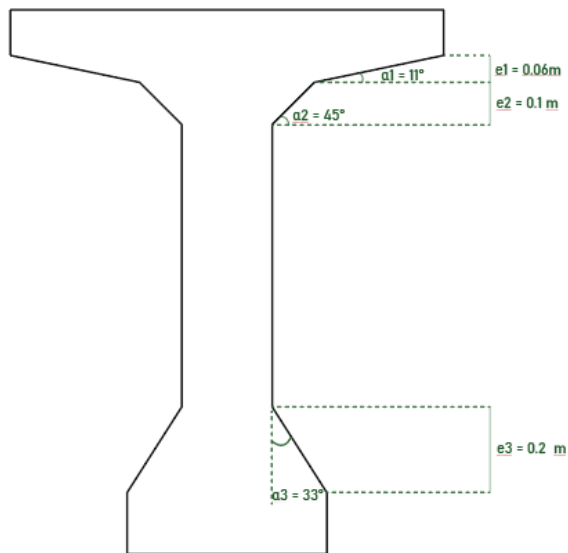
$$\alpha_3 = 33^\circ \text{ donc } e_3 = 0.2\text{m}$$

### A L'about

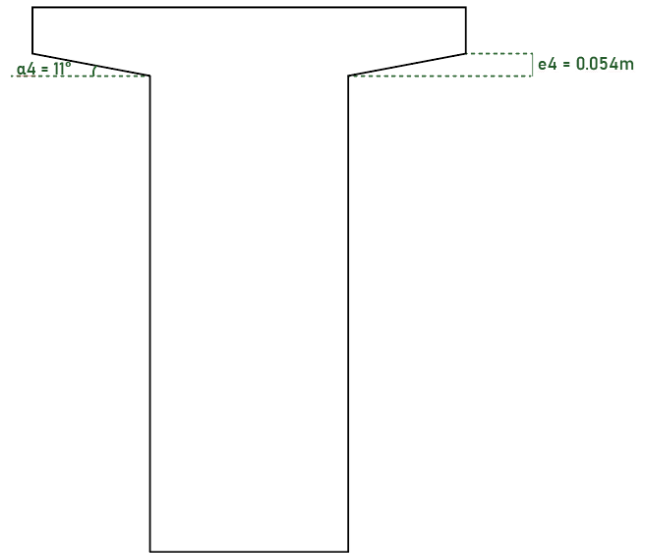
$b_0 \geq a + 10$  avec :  $a$  : largeur de la plaque d'ancrage ( $a = 24\text{cm}$ ) donc :  $b_0 = 35\text{cm}$

$$e_4 = 0.054\text{m}$$

$$\alpha_4 = 11^\circ$$



à mi travée



à l'about

### 3.3 La dalle

#### 3.3.1 Longueur de la dalle

La longueur du l'hourdis est égale à la longueur des poutres donc :  $L_d = 33.40\text{m}$

#### 3.3.2 Largeur de la dalle

La largeur de la dalle est égale à la largeur de la chaussée roulable plus le trottoir plus terre pleine centrale, pour ça est égale :  $l_d = 10.24\text{m}$

**Note :** Nous avons deux tabliers jumelés donc :  $l_d = 10.24 * 2 = 20.48$

#### 3.3.3 Epaisseur de la dalle

En effet L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre les axes des poutres (l'entraxe).

L'épaisseur de la dalle est comprise entre 20 et 30cm

On fix  $E_d = 25\text{cm}$

#### 3.3.4 Caractéristiques géométriques des poutres :

$$V' = \frac{S_{net}}{B_{nette}} \quad \text{et} \quad V = H - V'$$

$$B_{brute} = X * Y$$

$$S/\Delta_{brute} = B_{brute} * Z$$

$$I/\Delta_{brute} = \sum I_0 + B_{brute} * Z^2$$

$$B_{net} = 95\% B_{brute}$$

$$S/\Delta_{net} = 95\% S/\Delta_{brute}$$

$$I/\Delta_{net} = 90\% I/\Delta_{brute}$$

$$I_G = I/\Delta - S/\Delta * V'$$

$$P = I_G / (V * V' * B_{net})$$

**Tel que :**

$V', V$  : la position de centre de gravité de l'élément

$\Delta$  : L'axe situé au niveau de la fibre inférieure extrême.

$B_{brute}$  : la section brute de l'élément

$B_{net}$  : la section nette de l'élément.

$I_0$  : le moment d'inertie par rapport au centre de gravité de l'élément

$I/\Delta_{brute}$  : le moment d'inertie brute par rapport à l'axe  $\Delta$

$I/\Delta_{net}$  : le moment d'inertie net par rapport à l'axe  $\Delta$

$S/\Delta_{brute}$  : Le moment statique brut de l'élément par rapport à l'axe  $\Delta$

$S/\Delta_{net}$  : Le moment statique net de l'élément par rapport à l'axe  $\Delta$

$Z$  : la distance entre le centre gravité de l'élément et leur fibre inférieure extrême

$P$  : le rendement géométrique de cet élément

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} \quad \text{pour un élément rectangulaire ;}$$

$$\text{Et } I_0 = \frac{bh^3}{36} \quad \text{pour un élément triangulaire.}$$

| Désignation   | X (cm) | Y (cm) | B (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | S/ $\Delta$ =B*Z (cm <sup>3</sup> ) | $I_0$ (cm <sup>4</sup> ) | $I/\Delta=I_0+B*Z^2$ (cm <sup>4</sup> ) |
|---------------|--------|--------|----------------------|--------|-------------------------------------|--------------------------|---|
| Rectangle 1   | 21     | 150    | 3150                 | 75     | 236250                              | 5906250                  | 23625000                                |
| Rectangle 2*2 | 31     | 11.3   | 700.6                | 144.35 | 101,131.61                          | 3727.48                  | 14602075.4                              |
| Rectangle 3*2 | 10     | 11.3   | 226                  | 144.35 | 32,623.1                            | 1202.41                  | 4710346.9                               |
| Rectangle 4*2 | 10     | 6      | 120                  | 135.7  | 16,284                              | 180                      | 2209918.8                               |
| Rectangle 5*2 | 13     | 15     | 390                  | 7.5    | 2,925                               | 3656.25                  | 25593.75                                |
| Triangle 1*2  | 31     | 6      | 186                  | 136.7  | 25,426.2                            | 186                      | 3475947.54                              |
| Triangle 2*2  | 10     | 10     | 100                  | 132.36 | 13,236                              | 277.77                   | 1752194.73                              |
| Triangle 3*2  | 13     | 15     | 195                  | 21.66  | 4,223.7                             | 1218.75                  | 92704.092                               |

**Tableau 3.1 caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée**

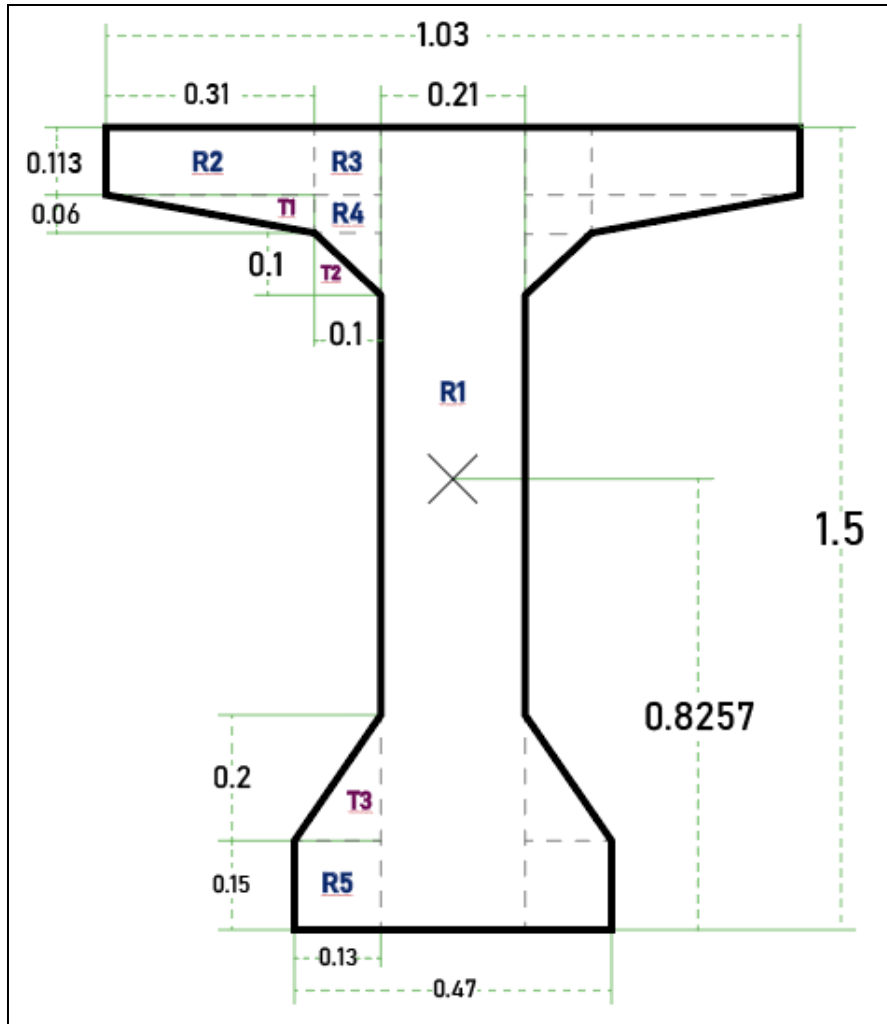


Figure 3.1 les dimensions de la section de poutre à mi-travée

Note : on se réfère à la figure ce dessus R : rectangle et T : triangle.

|                                       |              |
|---------------------------------------|--------------|
| $B_{brute}$ (cm <sup>2</sup> )        | 5067.6       |
| $B_{nette}$ (cm <sup>2</sup> )        | 4814.22      |
| $S/\Delta_{brute}$ (cm <sup>3</sup> ) | 432099.61    |
| $S/\Delta_{nette}$ (cm <sup>3</sup> ) | 397531.641   |
| $I/\Delta_{brute}$ (cm <sup>4</sup> ) | 50493781.212 |
| $I/\Delta_{nette}$ (cm <sup>4</sup> ) | 45444403.1   |

$$B_{nette} = 0,95 B_{brute}$$

$$I_{nette} = 0,90 I_{brute}$$

$$S_{nette} = 0,92 S_{brute}$$

Donc pour l'ensemble des parties :

$$V' = \frac{S_{net}}{B_{nette}}$$

$$V' = 82.57 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 67.43 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta_{brute} - S/\Delta_{brute} * V'$$

$$I_G = 14815316.4 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 * I_G$$

$$I_n = 13333784.8 \text{ cm}^4$$

**Le rendement géométrique :**

$$\rho = \frac{I_G}{V * V' * B} = 0.525 \quad \text{Donc : } \rho = 52.5\%$$

| V (cm) | V'(cm) | I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> ) | ρ (%) |
|--------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------|
| 67.43  | 82.57  | 14815316.4                        | 13333784.8                        | 52.5  |

**Conclusion :** quand ρ=52.5%

Donc la section poutre à mi travée correspondante à : **une bonne réparation de la matière.**

### 3.3.5 Caractéristiques géométriques de la poutre + l'hourdis à mi travée

| Désignation          | X (cm) | Y (cm) | B (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | S/Δ=B*Z (cm <sup>3</sup> ) | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I/Δ= I <sub>0</sub> +B*Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> ) |
|----------------------|--------|--------|----------------------|--------|----------------------------|-----------------------------------|--|
| Section poutre       | -      | -      | 5067.6               | 82.57  | 432099.61                  | 5916698.66                        | 50493781.212   |
| Section de l'hourdis | 146.2  | 25     | 3655                 | 162.5  | 593937.5                   | 190364.584                        | 96705208.3   |

|   |             |
|---|-------------|
| B <sub>brute</sub> (cm <sup>2</sup> )   | 8722.6      |
| B <sub>nette</sub> (cm <sup>2</sup> )   | 8286.47     |
| S/Δ <sub>brute</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 1026037.11  |
| S/Δ <sub>nette</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 943954.1412 |
| I/Δ <sub>brute</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 147198990   |
| I/Δ <sub>nette</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 132479091   |

$$B_{nette} = 0,95 B_{brute}$$

$$I_{nette} = 0,90 I_{brute}$$

$$S_{nette} = 0,92 S_{brute}$$

$$V' = \frac{S_{net}}{B_{nette}}$$

$$V' = 113.91 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 61.09 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta \text{ brute} - S/\Delta \text{ brute} * V'$$

$$I_G = 30323102.8 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 * I_G$$

$$I_n = 27290792.5 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique :

$$\rho = \frac{IG}{V * V' * B} = 0.527 \text{ Donc : } \rho = 52.7\%$$

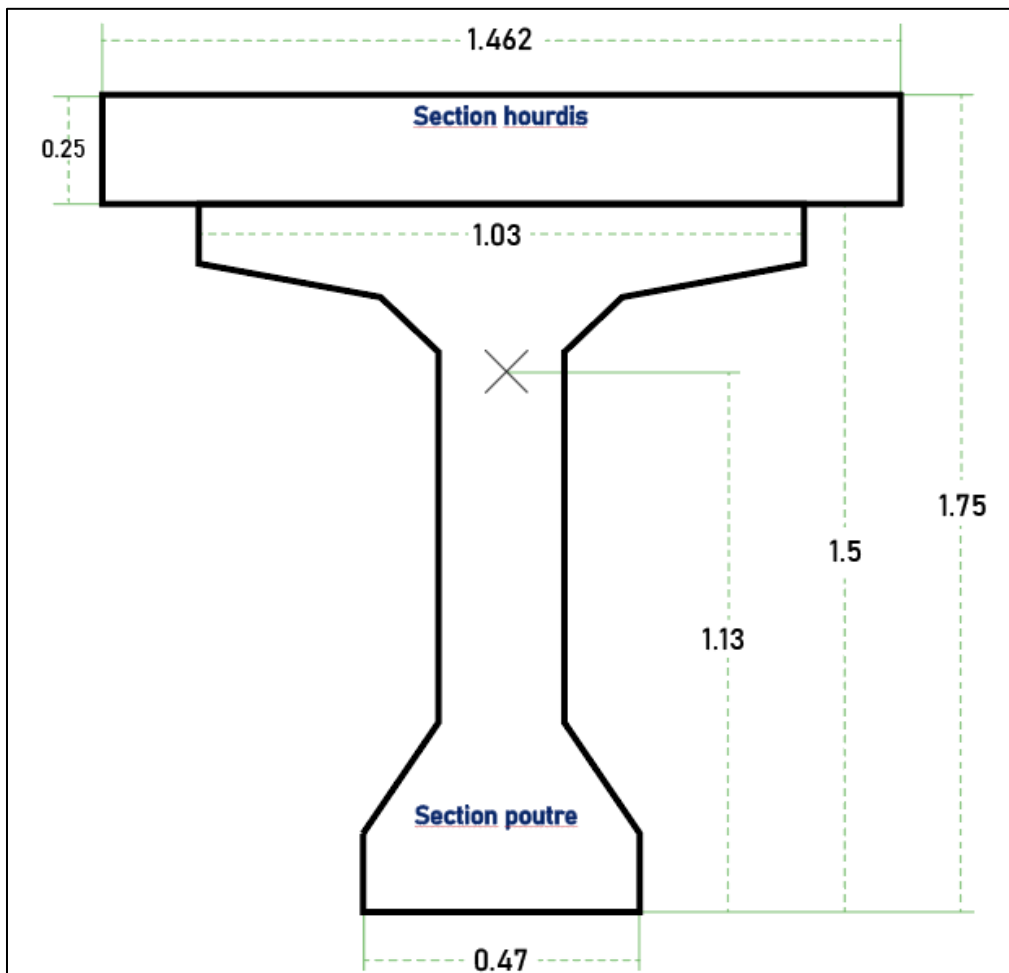


Figure 3.2 les dimensions de la section de la poutre + hourdis à mi-travée

| V (cm) | V'(cm) | I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> ) | ρ (%) |
|--------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------|
| 61.09  | 113.91 | 32036383.6119                     | 28832745.2507                     | 52.7  |

Conclusion : quand ρ=52.7%

Donc la section poutre à mi travée correspondante : **à une bonne réparation de la matière.**

### 3.3.6 Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

| Désignation   | X (cm) | Y (cm) | B (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | S/Δ=B*Z (cm <sup>3</sup> ) | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I/Δ= I <sub>0</sub> +B*Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> ) |
|---------------|--------|--------|----------------------|--------|----------------------------|-----------------------------------|--|
| Rectangle 1   | 47     | 150    | 7050                 | 75     | 528,750                    | 13218750                          | 52875000   |
| Rectangle 2*2 | 28     | 11.3   | 632.8                | 144.35 | 91,344.68                  | 6733.5                            | 13188971.3   |
| Triangle 1*2  | 28     | 5.43   | 135.75               | 136.89 | 18,582.8175                | 249.04                            | 2,543,926.41   |

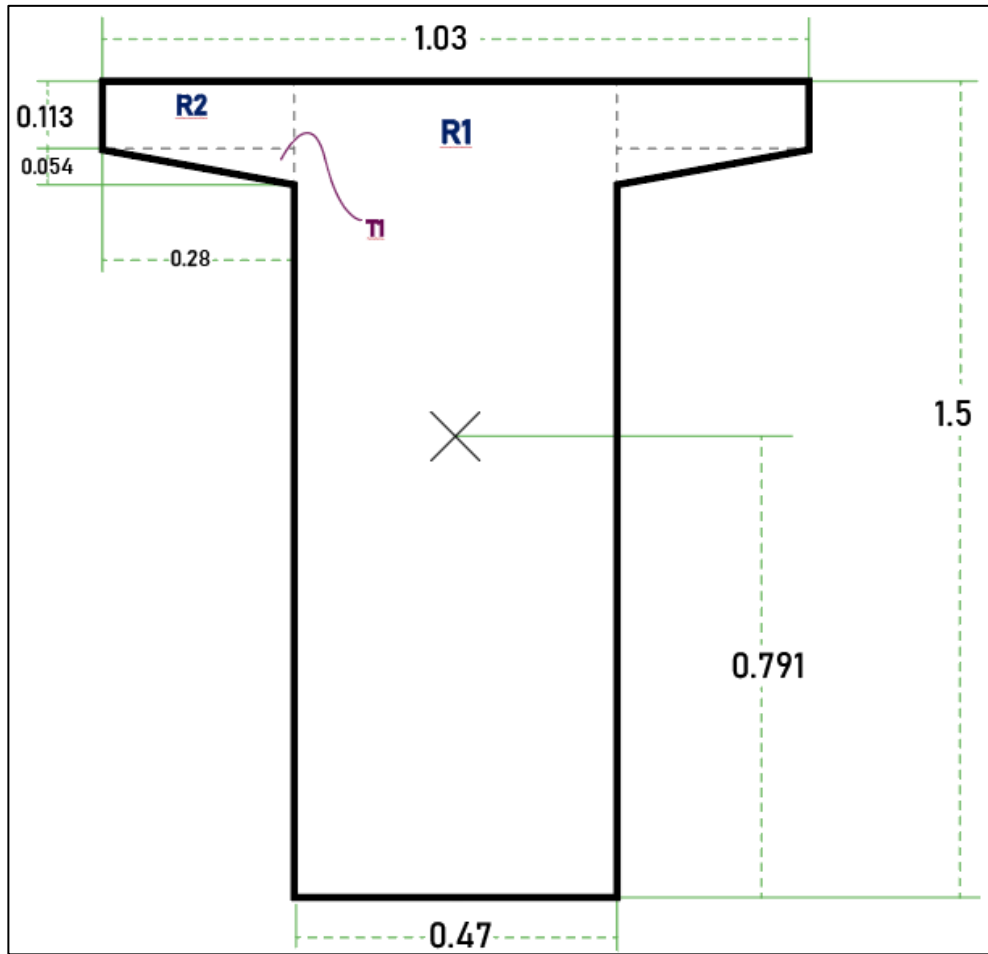


Figure 3.3 les dimensions de la section de poutre à l'about

|                                       |             |
|---------------------------------------|-------------|
| $B_{brute}$ (cm <sup>2</sup> )        | 7818.55     |
| $B_{nette}$ (cm <sup>2</sup> )        | 7427.62     |
| $S/\Delta_{brute}$ (cm <sup>3</sup> ) | 638677.49   |
| $S/\Delta_{nette}$ (cm <sup>3</sup> ) | 587583.29   |
| $I/\Delta_{brute}$ (cm <sup>4</sup> ) | 68607897.71 |
| $I/\Delta_{nette}$ (cm <sup>4</sup> ) | 61747107.93 |

$$B_{nette} = 0,95 B_{brute}$$

$$I_{nette} = 0,90 I_{brute}$$

$$S_{nette} = 0,92 S_{brute}$$

Donc :

$$V' = \frac{S_{net}}{B_{nette}}$$

$$V' = 79.10 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 70.9 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta_{brute} - S/\Delta_{brute} * V'$$

$$I_G = 18088508.25 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 * I_G$$

$$I_n = 16279657.42 \text{ cm}^4$$

**Le rendement géométrique :**

$$\rho = \frac{I_G}{V * V' * B} = 0.412 \text{ Donc : } \rho = 41.2\%$$

**Conclusion :** quand  $\rho = 41.2\%$

Donc la section poutre à l'about correspondante à une section normale.

| V (cm)                                  | V'(cm)      | I <sub>G</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I <sub>n</sub> (cm <sup>4</sup> ) | ρ (%) |
|---|-------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------|
| 70.9                                    | 79.10       | 18088508.25                       | 16279657.42                       | 41.2  |
| B <sub>brute</sub> (cm <sup>2</sup> )   | 11473.55    |                                   |                                   |       |
| B <sub>nette</sub> (cm <sup>2</sup> )   | 10899.87    |                                   |                                   |       |
| S/Δ <sub>brute</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 1232614.99  |                                   |                                   |       |
| S/Δ <sub>nette</sub> (cm <sup>3</sup> ) | 1134005.79  |                                   |                                   |       |
| I/Δ <sub>brute</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 165313106   |                                   |                                   |       |
| I/Δ <sub>nette</sub> (cm <sup>4</sup> ) | 148781795.4 |                                   |                                   |       |

$$B_{nette} = 0,95 B_{brute}$$

$$I_{nette} = 0,90 I_{brute}$$

$$S_{nette} = 0,92 S_{brute}$$

### 3.3.7 Caractéristiques géométriques de la poutre+l'hourdis à l'about

| Désignation          | X (cm) | Y (cm) | B (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | S/Δ=B*Z (cm <sup>3</sup> ) | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I/Δ=I <sub>0</sub> +B*Z <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> ) |
|----------------------|--------|--------|----------------------|--------|----------------------------|-----------------------------------|---|
| Section poutre       | -      | -      | 7818.55              | 79.10  | 638677.49                  | 13222241.27                       | 68607897.71   |
| Section de l'hourdis | 146.2  | 25     | 3655                 | 162.5  | 593937.5                   | 190364.584                        | 96705208.33   |

Donc :

$$V' = \frac{S_{net}}{B_{nette}}$$

$$V' = 104.03 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 70.96 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta_{brute} - S/\Delta_{brute} * V'$$

$$I_G = 37084168.59 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0.9 * I_G$$

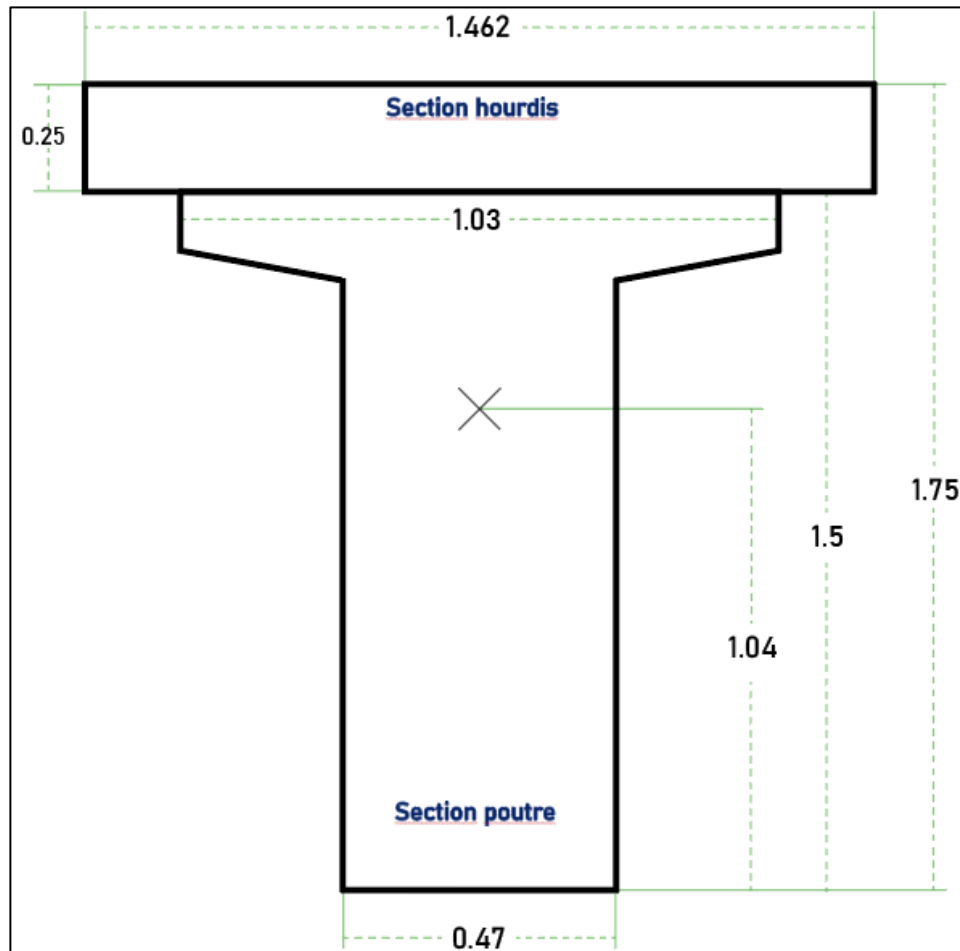
$$I_n = 33375751.73 \text{ cm}^4$$

**Le rendement géométrique :**

$$\rho = \frac{IG}{V * V' * B} = 0.437 \text{ Donc : } \rho = 43.7\%$$

**Conclusion :** quand  $\rho = 43.7\%$

Donc la section poutre à l'about correspondante à **une bonne réparation de la matière.**



**Figure 3.4** les dimensions de la section de la poutre+hourdis à l'about

### 3.4 Les équipements d'un pont :

La présence de ces éléments n'affecte pas la résistance de l'ouvrage, mais elle est en revanche cruciale pour l'apparence du tablier, surtout pour les corniches et les dispositifs de retenue. Ils jouent également un rôle essentiel en termes de sécurité des usagers et de durabilité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

Ainsi, la conception de l'ouvrage serait imparfaite si elle ne prenait pas en compte les détails relatifs aux équipements.

1. Etanchéité
2. La couche de roulement
3. Les trottoirs
4. Les corniches
5. Les dispositions retenues
6. Les appareils d'appui
7. Les joints de chaussée
8. Les plots parasismiques

### **3.4.1 Etanchéité**

Le choix sera donc orienté vers des systèmes qui respectent les normes et les spécifications en vigueur. Une procédure d'avis techniques est en cours pour les chapes d'étanchéité, et à terme, on sélectionnera parmi les systèmes ayant été validés. Les systèmes courants sont généralement composés d'asphalte coulé, de films minces adhérent au support ou de feuilles préfabriquées ou non.

Le choix du type d'étanchéité est déterminé par les conditions thermo-hygrométriques du site de l'ouvrage. Les exigences d'une bonne étanchéité sont évidentes :

- L'adhérence au tablier ;
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage) ;
- La résistance au choc thermique lors de la mise en œuvre de la couche de roulement ;
- La durabilité

Notre projet consomme environ de 684.032m<sup>2</sup> d'étanchéité.

### **3.4.2 La couche de roulement**

Que ce soit sur un ouvrage d'art ou sur une section courante, la couche de roulement doit offrir un bon confort et de bonnes caractéristiques antidérapantes (une bonne adhérence entre les pneus et la chaussée) pour garantir la sécurité des usagers. Cette couche est généralement constituée d'un tapis d'enrobé dont l'épaisseur varie entre 5 et 10 cm.

### 3.4.3 les trottoirs

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en isolant leur circulation de celle des véhicules, habituellement en les surélevant de 10 à 20 cm par rapport à la chaussée. En outre, leur largeur doit être suffisante pour permettre une circulation aisée des piétons. Il existe plusieurs formes de trottoirs :

- Des trottoirs sur caniveau

### 3.4.4 Les corniches

Les corniches jouent un rôle essentiel en protégeant les extrémités latérales du tablier contre les intempéries. En effet, elles doivent recouvrir l'extrémité de la dalle pour empêcher les infiltrations d'eau par la tranche du hourdis. Les corniches font également office de larmier, en empêchant l'écoulement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse, ce qui contribue à la pérennité et à l'esthétique de l'ouvrage.

Il y a plusieurs catégories de corniches :

- 1- Les corniches en béton coulé en place
- 2- Les corniches en béton préfabriqué
- 3- Les corniches métalliques

### 3.4.5 Assainissement

Sur le plan esthétique, il est préférable que les descentes d'eau soient discrètes, particulièrement pour les ouvrages urbains. Lorsque leur présence doit être évitée, il est possible d'utiliser des corniches caniveaux ou de collecter les eaux dans un collecteur sur ouvrage.

### 3.4.6 Joints de chaussée

Le choix du type de joint est principalement déterminé par la distance maximale entre les deux éléments adjacents, appelée "souffle", le niveau de trafic de la route, et le type d'étanchéité utilisé, que ce soit une chape mince ou épaisse. Le souffle, qui est influencé par des facteurs tels que le retrait, le fluage, la température et les charges d'exploitation, peut avoir une composante longitudinale parallèle à la direction de l'ouvrage.

### 3.4.7 Les dispositifs retenues

#### Les garde-corps

Les garde-corps sont installés pour protéger les piétons et contribuer à l'esthétique des zones urbaines. Toutefois, leur renforcement peut être difficile à concevoir et ils semblent n'être capables de retenir que des véhicules légers dans des conditions relativement favorables, Ils sont classés en trois catégories suivantes :

- Les garde-corps de type **S**
- Les garde-corps de type **I**
- Les garde-corps de type **U**

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultantes de la formule suivante :  $0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05$  m avec un maximum de 1,20 m.

H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage

Dans notre projet  $H = 6,75$ m

Donc la hauteur du garde-corps égale à 1,03 m

On prend la hauteur de garde-corps 1,10 m

#### Les glissières de sécurités

Les glissières ont pour fonction de réduire les conséquences des accidents de la route en agissant principalement au niveau des roues des véhicules. Elles présentent une résistance et un aspect esthétique satisfaisants, elles sont classées en trois catégories les suivantes :

- Les glissières rigides
- Les glissières souples
- Les glissières élastiques.

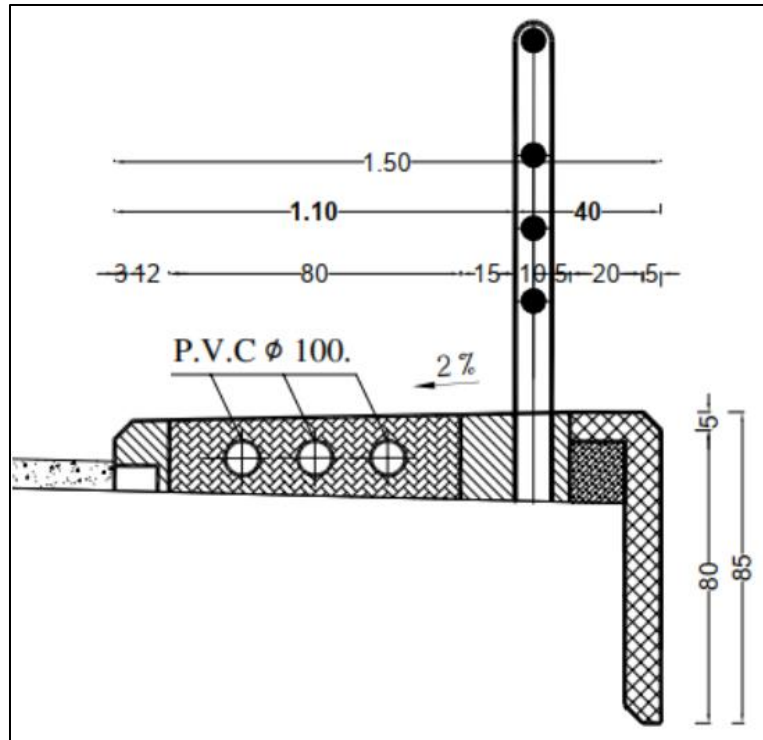


Figure 3.5 Details de trottoir

# **Chapitre IV :**

## **Calculs des charges et surcharges.**

## 4.1 Calculs des charges :

Il est possible de répartir la charge totale d'un ouvrage sur deux secteurs principaux en fonction de leur rôle dans la contribution structurelle. Ainsi, nous prenons en compte :

- Charge permanente (CP)
- Complément des charges permanente (CCP)

### 4.1.1 Calculs des charges permanentes (CP)

#### 4.1.1.1 Les éléments poutres

Les poutres VIPP sont des poutres dont la section varie. D'une part, elles comportent souvent des renforcements dans la partie centrale proche des appuis afin de supporter l'effort tranchant. D'autre part, il est nécessaire de renforcer la zone d'about pour une meilleure répartition de l'effort de précontrainte.

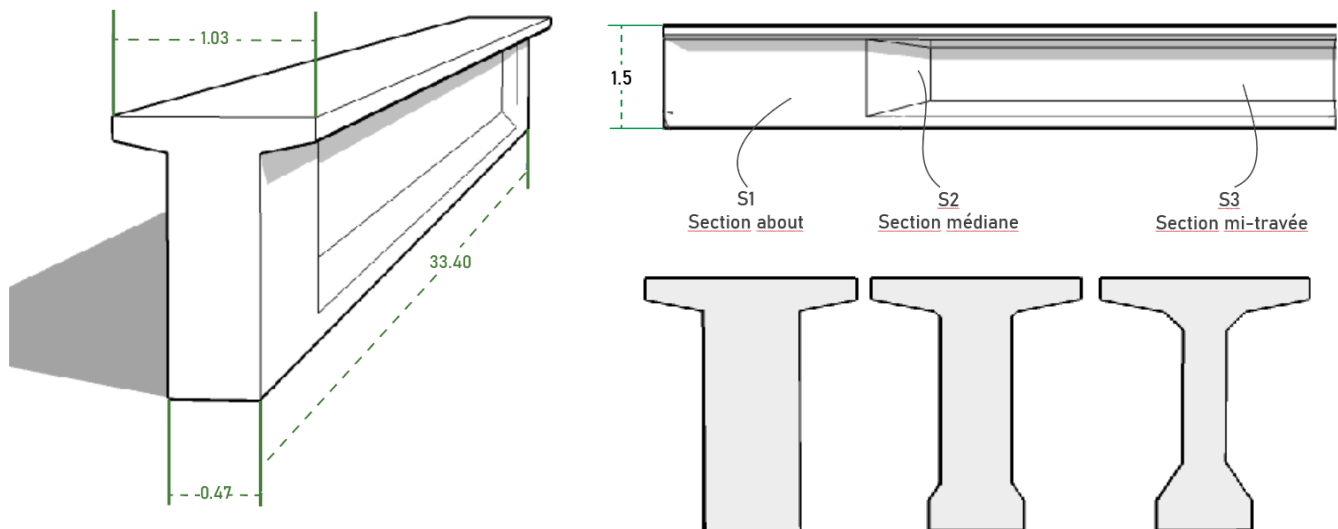


Figure 4.1 les dimensions de la poutre

On a pour la moitié de la poutre

$$P = PS1 + PS2 + PS3 + PS4 \text{ et}$$

$$PSi = Li \cdot \text{poids volumique BP} \cdot \text{la surface de } Si$$

Tel que  $Li$  : longueur de la section (**Type SERO-EST**)

Donc :

$$P_{S1} = 0.25 * 0.7818 * 2.5 = 0.4886t$$

$$P_{S2} = 6.87 * 0.6455 * 2.5 = 11.0864t$$

$$P_{S3} = 9.18 * 0.5067 * 2.5 = 11.6287t$$

$$P_{S4} = 0.325 * 0.705 * 2.5 = 0.5728t$$

- $P_{S4}$  : Le poids propre de la plaque d'ancrage.

Pour la totalité de la poutre :

$$P_p = 2 * \sum P_{Si} = 47.553t$$

En mètre linéaire

$$P_p = \frac{47.553}{33.40}$$

$$P_p = 1.42t/ml$$

$$P_p * 7 \text{ (nombre des poutres)} = 9.9662 \text{ t/ml}$$

#### 4.1.1.2-Poids de la dalle :

- Le poids de la section qui revient à la poutre intermédiaire est :

$$P_{PI} = 0,25 * 1.5 * 2,5 = 0.9375 \text{ t/ml}$$

- Le poids de la section qui revient à la poutre de rive est :

$$P_{PR} = 0,25 * 2.74 * 2,5 = 1.7125 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } P_D = 2 * 1.7125 + 5 * 0.9375 = 8.1125t/ml$$

$P_D$  : Poids propre de la dalle

- Donc pour la charge permanente (CP)

$$CP = P_p + P_D = 9.9662 + 8.1125 = 18.0787t/ml.$$

$$CP = 18.0787t/ml$$

#### 4.1.2 Calculs du complément des charges permanente (CCP) :

- Poids des revêtements + chapes d'étanchéité = 0.08m

$$\text{En a } \rho_{bit} = 2.2 \text{ t/m}^3$$

$$P_r = 0.08 * 2,2 * 7.6$$

$$P_r = 1.3376 \text{ t/ml}$$

- Le trottoir et la corniche :

$$S_c = 0.1950\text{m}^2$$

$$S_{t1} = 0.28\text{m}^2$$

$$S_{t2} = 0.25\text{m}^2$$

$$S_t = 0.28 + 0.25 = 0.53\text{m}^2$$

Tel que :

Sc : section de la corniche

St : section du trottoir

$$P = (0.53 + 0.1950) * 2.5 \Rightarrow P = 1.8125\text{t/ml}$$

➤ **Glissière de sécurité :**

$$P_{gs} = 0,06 \text{ t/ml}$$

➤ **Garde-corps :**

$$P_{gc} = 0,10 \text{ t/ml}$$

**Alors :**

$$CCP = 1.3376 + 1.8125 + 0.06 + 0.10$$

$$CCP = 3.3101 \text{ t/ml}$$

|                         | Élément                 | Poids (t/ml) | Poids(t) |
|-------------------------|-------------------------|--------------|----------|
| CP                      | Poutre                  | 9.9662       | 233.02   |
|                         | Dalle                   | 15.08        | 503.672  |
| CCP                     | Trottoir                | 1.325        | 44.25    |
|                         | Revêtement + étanchéité | 1.3376       | 44.67    |
|                         | Garde-corps             | 0,10         | 3.34     |
|                         | Glissière               | 0,06         | 2.004    |
|                         | Corniche                | 0.4875       | 16.28    |
| Poids totaux de tablier |                         | 28.3563      | 947.0864 |

**Tableau 4.1 Les poids de tablier**

## 4.2 Surcharges

### 4.2.1 Caractéristiques du pont

- Largeur total —————>  $L_t = 10.24\text{m}$
- Largeur roulable —————>  $L_r = 7.6\text{m}$
- Largeur chargeable —————>  $L_{ch} = 7.6\text{m}$  [Art 2-1 CPC]

- Nombre de voies (N)

$$N = E \left[ \frac{L_c}{3} \right] = E \left[ \frac{7.6}{3} \right] = 2,53$$

Donc nombre des voies est de 2.

- Largeur réelle d'une voie (v) :

$$V = \frac{L_c}{N} = \frac{7.6}{2} = 3.8\text{m}$$

- Classes des ponts [Art 3 CPC]

$$L_r \geq 7.00\text{m}$$

Pont de 1<sup>ère</sup> classe

$$5.00\text{m} < L_r < 7.00\text{m}$$

Pont de 2<sup>ème</sup> classe

$$L_r \leq 5.5\text{m}$$

Pont de 3<sup>ème</sup> classe

Nous avons  $L_r = 7.6\text{m}$ ; Alors on déduit que notre pont est de 1<sup>ère</sup> classe

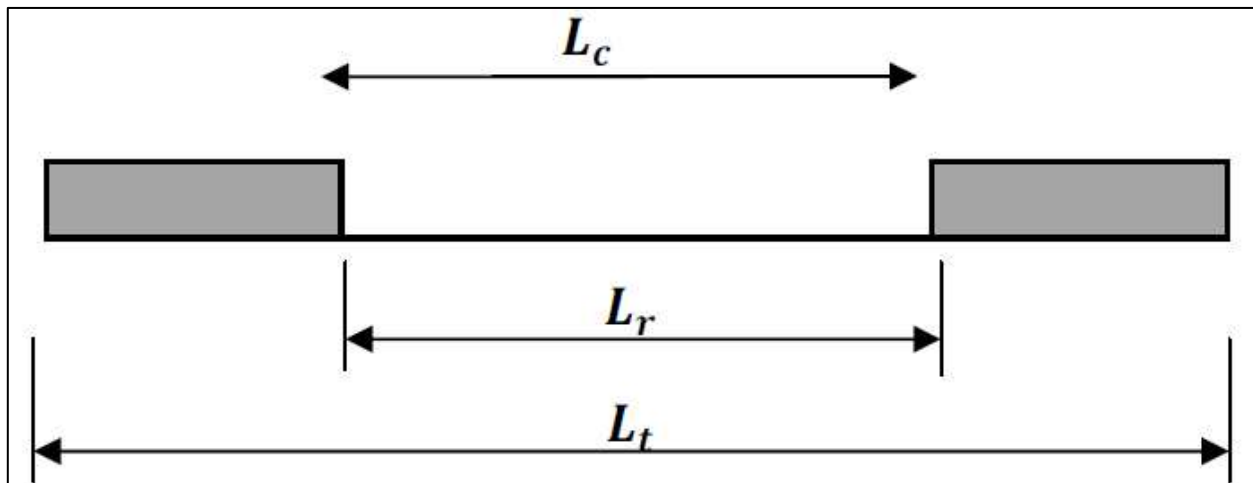


Figure 4.2 Représentation des largeurs de chaussée

## 4.2.2 Surcharges de chaussée :

### 4.2.2.1 Système de charge (A) :

$$A = a_1 * a_2 * A(L)$$

$$\text{Avec : } A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 230 + \frac{36000}{33.40+12} = 1022.95 \text{ kg/m}^2 = 1.023 \text{ t/ m}^2$$

$a_1$ : coefficient de la classe du pont et du nombre de voies chargées

| Nombre des voies        | 1   | 2   | 3   | 4    | ≥5  |
|-------------------------|-----|-----|-----|------|-----|
| 1 <sup>ère</sup> classe | 1   | 1   | 0.9 | 0.75 | 0.7 |
| 2 <sup>ème</sup> classe | 1   | 0.9 | /   | /    | /   |
| 3 <sup>ème</sup> classe | 0.9 | 0.8 | /   | /    | /   |

**Tableau 4.2 Coefficient De dégressivité transversale de la charge**

soit :  $a_1=1$  (1er Classe- 2voies)

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

$V_0$  : dépend de la classe

- 3.5 m pour les ponts de première classe ;
- 3.0 m pour les ponts de deuxième classe ;
- 2.75 m pour les ponts de troisième classe.

$V$  : la largeur réelle d'une voie = 3.8m

$$a_2 = \frac{3.5}{3.8} = 0.92$$

Alors :  $A = 1 * 0.92 * 1.023 = 0.94 \text{ t/m}^2$

**A = 0.94 t/m<sup>2</sup>**

| Voie de charge | $a_1$ | $a_2$ | A(L)<br>(t/m <sup>2</sup> ) | A<br>(t/m <sup>2</sup> ) | Largeur de voie<br>(m) | A2 (L)<br>(t/m) |
|----------------|-------|-------|-----------------------------|--------------------------|------------------------|-----------------|
| 1 voie         | 1     | 0.92  | 1.023                       | 0.94                     | 3.8                    | 3.572           |
| 2 voies        | 1     | 0.92  | 1.023                       | 0.94                     | 7.6                    | 7.144           |

**Tableau 4.3 Charge A(L) par voie**

### 4.2.2.3 Système (B)

Le système de charges B implique trois scénarios différents qui nécessitent une évaluation individuelle de leurs effets sur chaque élément des ponts.

-Le système Bc se compose de camions types.

-Le système Br se compose d'une roue isolée.

-Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

Les deux premiers systèmes Bc, Br s'applique aux ponts de quelle que soit leur classe ; le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe (fascicule 61 titres II).

#### **Calcul des coefficients de majoration dynamique :**

Lorsque les réactions sont calculées, les charges sont traitées comme étant statiques. Cependant, en réalité, les charges statiques ont un effet moins important que les charges dynamiques. C'est pourquoi les surcharges du système B et MC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique afin de prendre en compte les effets dynamiques. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Tel que :

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

G : sa charge permanente

S : sa charge maximale de B

### 4.2.2.3.1 Système Bc

Un camion type de système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

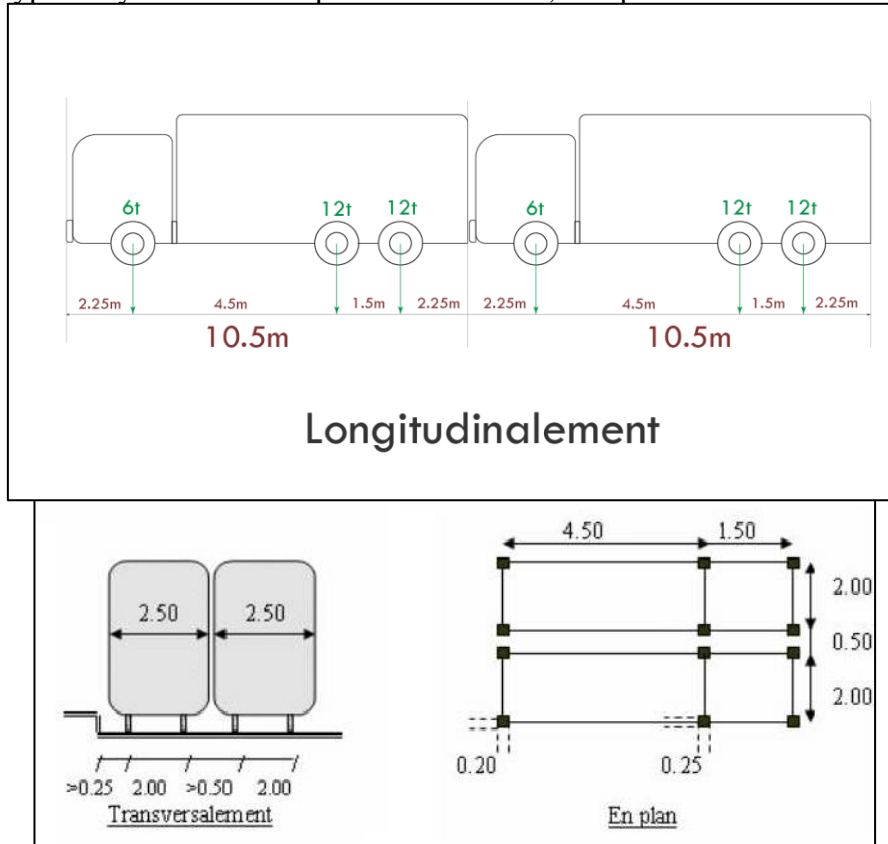


Figure 4.3 Représentation de système Bc

Calcul des coefficients de majoration dynamique et coefficients bc :

| Nombre Files Considérée | 1    | 2   | 3    |
|-------------------------|------|-----|------|
| Classe du pont          | 1ere | 1.2 | 1.10 |
|                         | 2eme | 1   | /    |
|                         | 3eme | 1   | 0.8  |

Tableau 4.4 Coefficient de système Bc

$$S1 = 2 * 30 * 2;$$

$$S1 = 120 \text{ t};$$

$$S = S1 * bc;$$

$$S = 60 * 2 * 1.1 = 132 \text{ t};$$

$$L = 33.40 \text{ m};$$

$$G = 906.024 \text{ t}$$

Donc :

$$\delta_{bc} = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 33.40} + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{906.024}{132}}$$

$$\delta_{Bc} = 1.073$$

$$Bc = S * \delta_{Bc} = 1416.36 \text{ KN}$$

| Voies chargées | Coefficient Bc | Charge par essieu (t) |                     |       |
|----------------|----------------|-----------------------|---------------------|-------|
| 1 Voie         | 1.2            | Essieu Av             | 1 x 6 x 1.2 x 1.078 | 7.76  |
|                |                | Essieu Ar             | 2 x 6 x 1.2 x 1.078 | 15.52 |
| 2 Voies        | 1.1            | Essieu Av             | 2 x 6 x 1.1 x 1.078 | 14.22 |
|                |                | Essieu Ar             | 4 x 6 x 1.1 x 1.078 | 28.45 |

Tableau 4.5 Charge Bc par voie

#### 4.2.2.3.2 Système Bt

Un tandem du système Bt se compose de deux essieux, chacun équipé de roues simples répondant à la caractéristique suivante :

- Masse portée par chaque essieu 16 t ;
- Distance des deux essieux 1.35 m ;
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m.

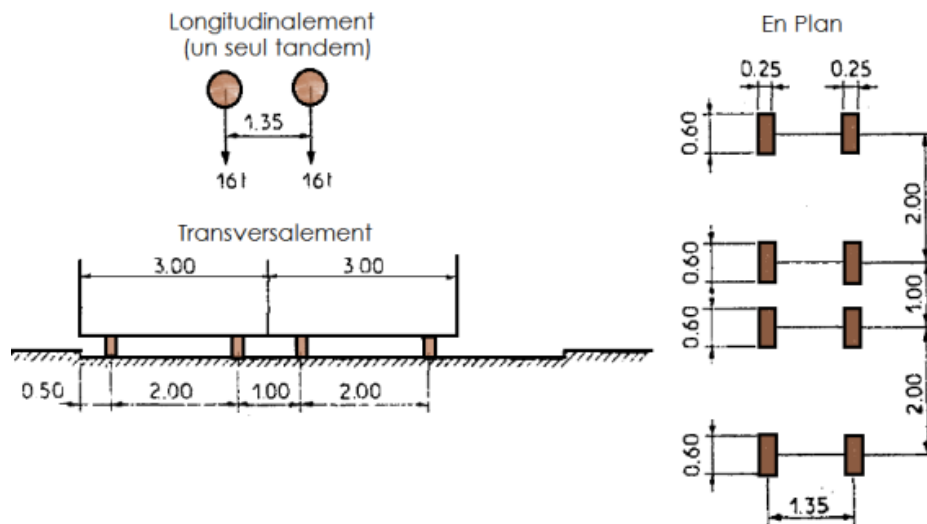


Figure 4.4 Représentation de système Bt

Les surcharges du système  $B_t$  sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Masse total 32 t.

$$S = S_1 * B_t;$$

| Classe de pont  | Bt  |
|-----------------|-----|
| Première classe | 1.2 |
| Deuxième classe | 1   |

Tableau 4.6 Coefficient de système Bt

Pont 1ère classe Bt = 1.2

$$S = 32 * 2 * 1.2 = 76.8 \text{ t}$$

$$G = 906.024 \text{ t}$$

$$L = 33.40 \text{ m}$$

$$\delta_{bt} = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 33.40} + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{906.024}{76.8}}$$

$$\delta_{Bt} = 1.064$$

$$B_t = \delta_{Bt} * S = 817.15 \text{ KN}$$

| Nombre de tandem | Bt  | $\delta_{bt}$ | Charge par essieu (t)                 |       |
|------------------|-----|---------------|---------------------------------------|-------|
| 1                | 1.2 | 1.064         | $1 \times 16 \times 1.2 \times 1.064$ | 20.42 |
| 2                | 1.2 | 1.064         | $2 \times 16 \times 1.2 \times 1.064$ | 40.84 |

Tableau 4.7 Charge des essieux

#### 4.2.2.3.3 Surcharge Br

Ce système de chargement est constitué d'une roue isolée pesant 10 tonnes. Cette roue peut être positionnée n'importe où dans la zone de charge pour prendre en compte la situation la plus défavorable en termes de répartition du poids de la charge.

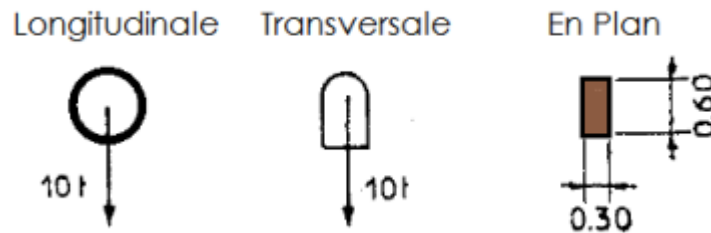


Figure 4.5 Représentation de surcharge Br

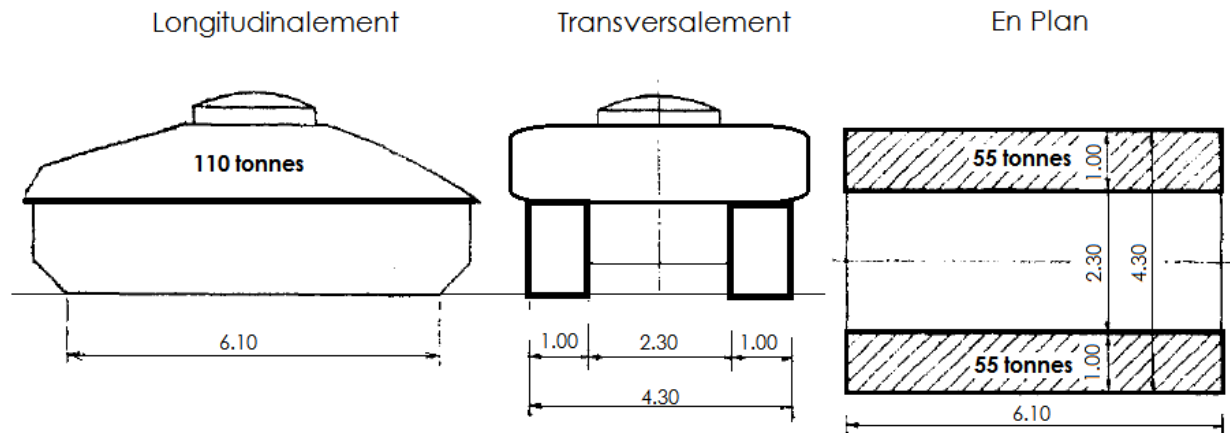
**Br=100KN**

#### 4.2.2.3.4 Charge militaire Mc120

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

|  |           |
|--|-----------|
| Charge totale                            | 1100 KN ; |
| Longueur d'une chenille                  | 6.10 m ;  |
| Largeur d'une chenille                   | 1.0 m ;   |
| Distance d'axe en axe des deux chenilles | 3.30 m.   |

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.



**Figure 4.6 Représentation de système Mc120**

Les surcharges militaires sont multipliées d'un coefficient de majoration dynamique. Masse totale de chenille 110 t/ml

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

$$L = 33.40\text{m}$$

$$G = 906.024 \text{ t}$$

$$S = 110 \text{ t/m}^2$$

$$\delta_{\text{Mc120}} = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 33.40} + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{906.024}{110}}$$

$$\delta_{\text{Mc120}} = 1.069$$

$$\text{MC120} = \frac{\delta_{\text{Mc120}} * S}{6.1 * 1} = 192.77 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 110 * 1.069 = 117.59 \text{ t}$$

Soit par ml de chenille

$$G_{\text{Mc}} = \frac{P}{6.1}$$

$$G_{\text{Mc}} = \frac{117.59}{6.1}$$

$$G_{\text{Mc}} = 19.27 \text{ t/ml.}$$

#### 4.2.2.3.5 Charge exceptionnelle (D240)

Le véhicule est équipé d'une remorque à trois éléments comprenant quatre lignes et deux essieux, d'un poids total de 240 tonnes. Ce poids est supposé être réparti uniformément sur un rectangle de 3.2 mètres de largeur et 18.60 mètres de longueur au niveau de la chaussée. Ainsi, le poids par mètre linéaire est égal à 12.90 t/m.

$$D_{240} = \frac{2400}{18.6 \times 3.2} = 40.32 \text{ KN/m}^2$$

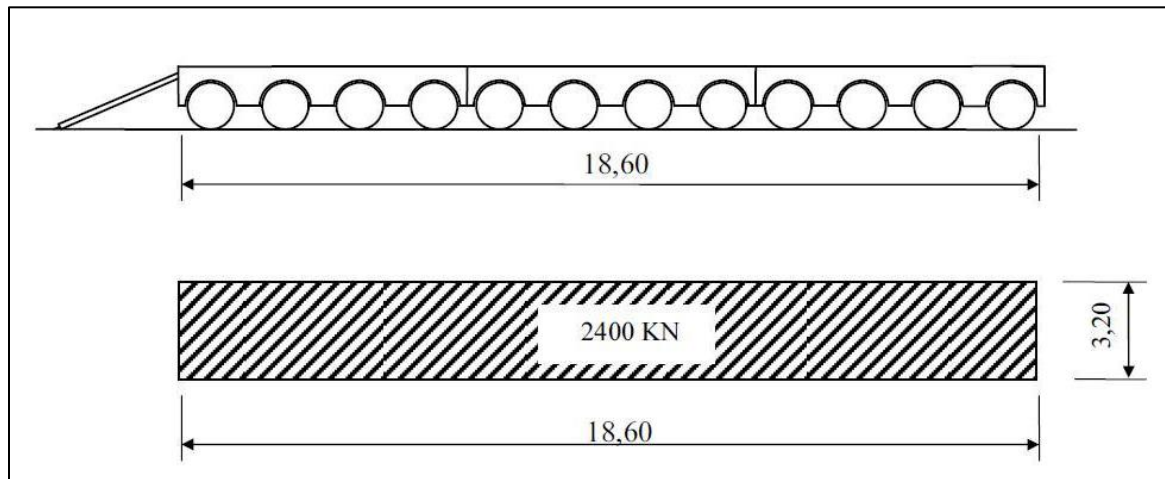


Figure 4.7 Représentation de système D240

#### 4.2.2.3.6 Efforts annexes aux systèmes A et B

##### ➤ Surcharge de trottoir

Trottoir de 1.40m et charge de 0.150t pour m<sup>2</sup> donc :

$$Tr = 1.40 \times 0.150$$

$$Tr = 0.21 \text{ t/ml}$$

**Note :** Nous avons un seul trottoir chargé

##### ➤ Forces de freinage

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

Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- Correspondant à la charge A(L)

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière :

$$Q_f(A) = \frac{S \cdot A(L)}{20 + 0.0035 \cdot S}$$

Tel que S : la surface chargée

$$S = 33.40 \cdot 10.74$$

$$S = 358.716 \text{ m}^2$$

$$Q_f(A) = \frac{358.716 \cdot 1.024}{20 + 0.0035 \cdot 358.716}$$

$$Q_f(A) = 17.28 \text{ t}$$

- **Correspondant à la charge Bc**

L'attention est attirée sur ce que l'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité par le texte des instructions au poids d'un véhicule de 30 tonnes.

$$Q_f(Bc) = 30 \text{ t}$$

#### 4.2.2.3.7 Les charges accidentelles

##### ➤ Charge de vent 0+3

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée.

Il développe sur toute surface frappée normalement une pression de 2.000 newtons par mètre carré (N/m<sup>2</sup>)

Lorsque le vent souffle, le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir et les effets du vent et des charges ne sont pas susceptibles de se cumuler.

$$Q_v = 2000 \text{ N/m}^2 = 2 \text{ KN/m}^2$$

##### ➤ Charge de séisme

Les charges sismiques sont à classer parmi les actions accidentelles. Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes. [RPOA.2008].

#### Récapitulative des surcharges

| Types de charges    |      | Valeurs                 |
|---------------------|------|-------------------------|
| Système de charge A | A(L) | 10.032KN/m <sup>2</sup> |
| Systeme de charge B | Bc   | 1416.3KN                |
|                     | Bt   | 817.15KN                |
|                     | Br   | 100KN                   |

|   |                     |                 |                         |
|---|---------------------|-----------------|-------------------------|
| Efforts annexes<br>aux systèmes<br>A et B | Efforts de freinage | Dû à A          | 172.8KN                 |
|   |                     | Dû à B          | 300KN                   |
| Charges militaire                         |                     | MC120           | 192.77KN/m <sup>2</sup> |
| Charges Exceptionnelles                   |                     | D240            | 40.32KN/m <sup>2</sup>  |
| Charge accidentelles                      |                     | Charges de vent | 2KN/m <sup>2</sup>      |

Tableau 4.8 Résumé des surcharges

# **Chapitre V**

# **Coefficient de répartition transversale**

**5.1 COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSAL DES EFFORTS :****5.1.1 LE CHOIX DE LA METHODE :**

La rigidité de l'entretoisement est définie par :

$$r = \frac{n}{2} \cdot \frac{a}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$$

Avec:

n : nombre des poutres

a : Distance entre axe des poutres

L : La longueur des poutres

$I_P$  : Moment d'inertie d'une poutre

$I_E$ : Moment d'inertie d'une entretoise

- Si  $r < 0,3$  l'entretoise est précise comme infiniment rigide, dans ce cas l'effet de la résistance du pont à la torsion n'est pas pris en compte, on utilise donc l'hypothèse de (J-COURBON).
- Si  $r \geq 0,3$  la rigidité de l'entretoise est finie, la répartition transversale n'est pas linéaire, mais à une allure parabolique, dans ce cas on utilisera la méthode de (G- MASSONET ).

**Calcul de  $I_P$ :** les poutres de notre projet sont à inertie variable.

$$I_P = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

$I_0$  = Moment d'inertie de la poutre à l'about avec hourdis.

$I_m$  = Moment d'inertie de la poutre en section courante avec hourdis.

$$I_0 = 6107063.24 \text{ (cm)}^4$$

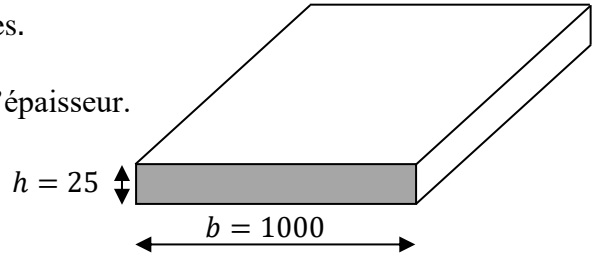
$$I_m = 13412605.9 \text{ (cm)}^4$$

$$I_P = 6107063.24 + (13412605.9 - 6107063.24) \frac{8}{3\pi} = 12311345.75 \text{ cm}^4$$

Calcul de  $I_E$ : notre projet n'existe pas des entretoises.

Donc la dalle (hourdis) jouera le rôle des entretoises.

On prend une bande de 1m de largeur et 0,25m d'épaisseur.



$$I_D = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 25^3}{12} = 130208,33 \text{ cm}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 7 \\ a = 1.5\text{m} \\ L = 33.4\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow r = 0,49$$

$r = 0,49 > 0,30$  Donc, on utilise la méthode de GUYON – MASSONET.

### 5.1.2 PRINCIPE DE LA METHODE (GUYON MASSONET)

La méthode de GUYON-MASSONET implique le calcul de la table d'un pont qui est formé par un réseau de poutres. Cette méthode implique la transformation de la structure réelle, qui se compose d'une dalle et d'un réseau de poutres, en une dalle orthotrope d'épaisseur. La nouvelle dalle possède une rigidité identique à celle du système initial. En outre, cette méthode implique également la création de lignes d'influence pour chaque effort, ainsi que le calcul des coefficients de répartition transversale pour différentes excentricités des charges.

$$e = \left\{ \mp b, \mp \frac{3b}{2}, \mp \frac{b}{2}, \mp \frac{b}{4}, 0 \right\}$$

Pour les 9 sections de la largeur de la dalle :

$$y = \left\{ \mp b, \mp \frac{3b}{2}, \mp \frac{b}{2}, \mp \frac{b}{4}, 0 \right\}$$

Pour le calcul des efforts, les surcharges sont déplacées latéralement de manière à obtenir les plus grandes ordonnées possibles. L'excentricité qui produit les valeurs les plus élevées pour les coefficients est alors choisie.

➤ Cas de la plaque orthotrope à des grillages de poutres :

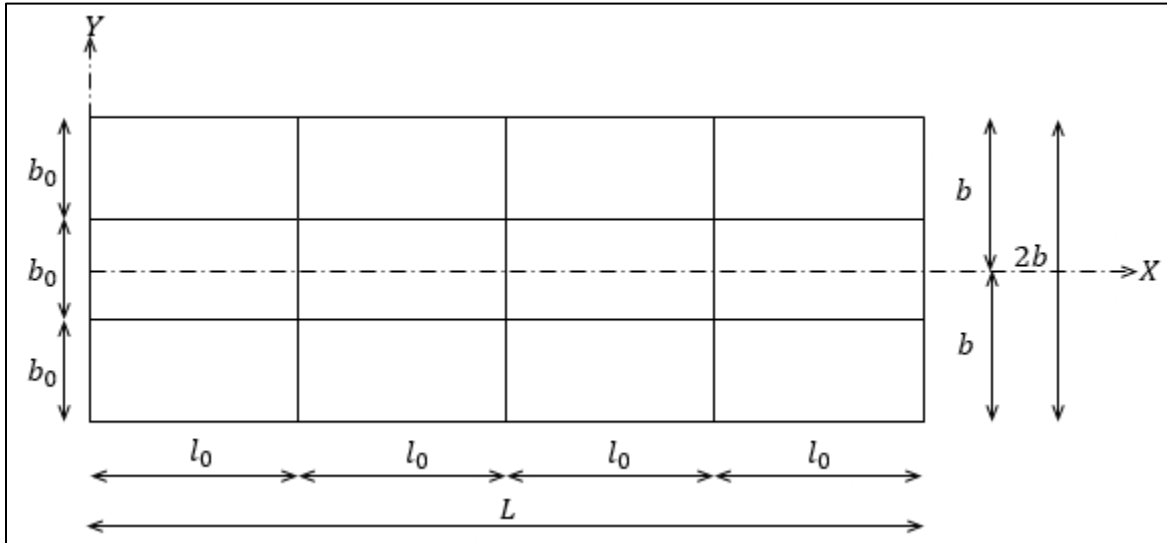


Figure 5.1.1 application de la méthode GUYON MASSONET

La structure est constituée en utilisant une structure équivalente dans laquelle les rigidités sont réparties de manière continue sur la longueur et la largeur. Les rigidités de flexion par unité de longueur sont alors les suivantes :

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_0} ; \rho_E = \frac{B_E}{l_0}$$

Les rigidités torsionnelle par unité de longueur seront :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} ; \gamma_E = \frac{C_E}{l_0}$$

L'équation différentielle d'un grillage dont les rigidités sont réparties de manière continue s'écrira :

$$\rho_p \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \rho_E \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}$$

Le grillage général est une structure intermédiaire entre la plaque et le grillage simple, dont les répartitions sont continuées. Il doit satisfaire à la fois l'équation de la dalle orthotrope et celle du grillage simple.

Cette méthode suppose que la charge appliquée P(x) est sinusoïdale, comme suit :

$$P(x) = P_1 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Telle que  $P_1$  est la valeur constante du chargement.

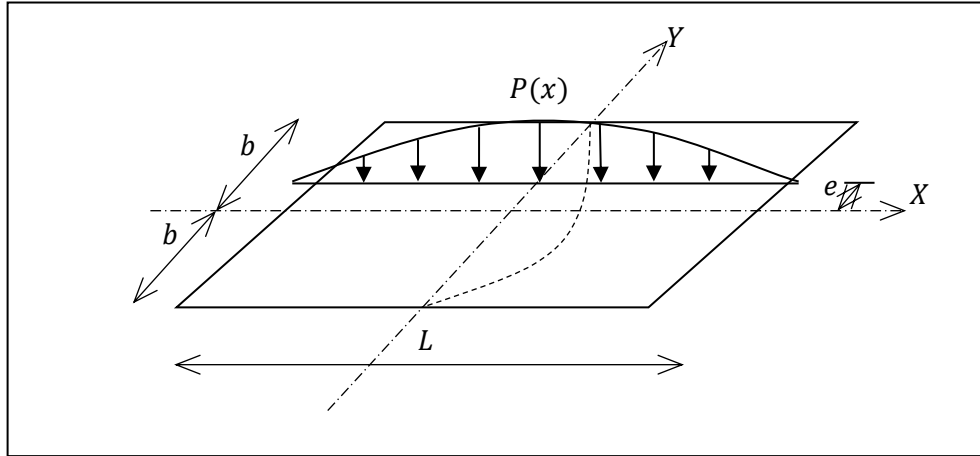


Figure 5.1.2 le déformée du pont sous la charge  $P(x)$

Lorsque cette charge est répartie sur une parallèle à l'axe du pont avec une excentricité ( $e$ ), la structure subit une déformation, comme suit :

$$w(x, y) = w(y) \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Si la charge était uniformément répartie sur la largeur  $2b$ , cette dernière devient cylindrique de forme :

$$w_0(x) = w_0 \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Le rapport des déplacements dans les deux sens désigne le coefficient de répartition transversale  $w(y)$  telle que :

$$K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{w_y}{w_0}$$

### 5.1.2.1 Détermination des coefficients :

#### 5.1.2.1.1 Paramètres de calcul

➤ La largeur active :  $2b = n \cdot b_0$

Telle que

$n$  : Nombre des poutres.

$b_0$  : Entre axes des poutres.

$2b = 7 \cdot 1.5 \Rightarrow 2b = 10.5m$

Note : quand on a deux tabliers jumelés et les trottoirs situés entre les deux tabliers ils sont inaccessibles on prend la largeur active est 10.24m.

- La rigidité flexionnelle des poutres :

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{b_0} = \frac{134936611.2E}{150} = 899577.4E$$

- La rigidité flexionnelle des entretoises :

$$\rho_D = \frac{E \cdot I_D}{d} = \frac{130208,33E}{100} = 1302,08E$$

- La rigidité torsionnelle des poutres :

$$C_p = \frac{G}{3} \left( \sum b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{2} \right)$$

h : la hauteur de la dalle.

b<sub>i</sub> : la plus grande portée.

h<sub>i</sub> : la plus petite portée.

G : module de rigidité transversale du béton.

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

γ = 0.2 coefficient de poisson.

E : Module de Young

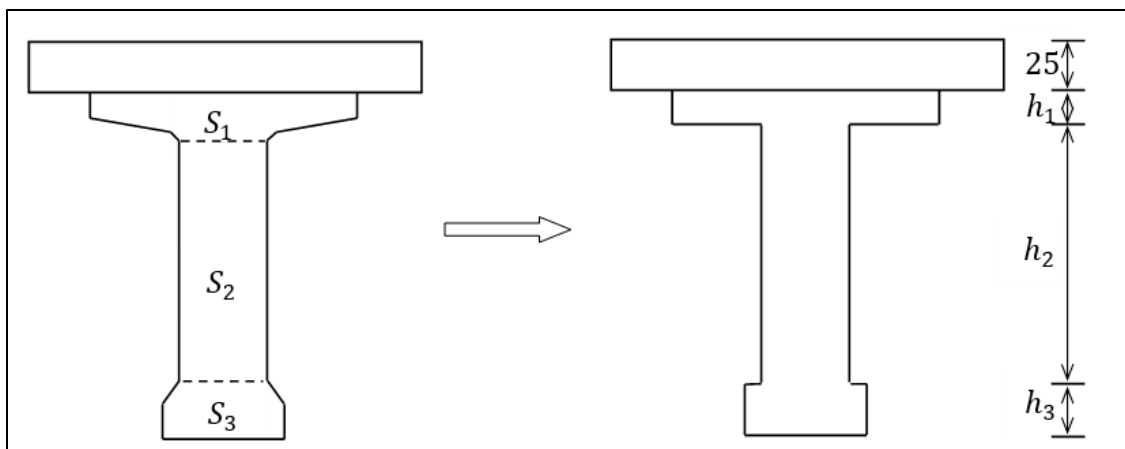


Figure 5.1.3 Séparation des sections de la poutre

$$S_1 = 1875 = h_1 \times 103 \Rightarrow h_1 = 18,20 \text{ cm.}$$

$$h_2 = 150 - (27.3 + 35) \Rightarrow h_2 = 88\text{cm.}$$

$$S_2 = h_2 * 21 = 1841.7 \text{ m}^2$$

$$s_3 = 1385 = h_3 \times 47 \Rightarrow h_3 = 29,46\text{cm.}$$

Donc

$$C_p = \left( 18.20^3 * 103 + 88 * 21^3 + 29.46^3 * 47 + \frac{25^3 * 150}{2} \right) \left( \frac{E}{2.4 * 3} \right)$$

$$C_p = 529095.21E$$

➤ La rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} = \frac{529095.21E}{150} = 3527.3E$$

➤ La rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur :

$$\gamma_E = \frac{C_E}{100} = \frac{108506.94E}{100} = 1085.07E.$$

$$\text{avec: } C_E = \frac{G * b * h^3}{2 * 3} = \frac{E * 100 * 25^3}{6 * 2.4} = 108506.94E.$$

➤ Le paramètre de torsion  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_D}}$$

$$\alpha = \frac{3527.3E + 1085.07E}{2\sqrt{82075.63E * 1302.08E}}$$

$$\alpha = 0.223$$

➤ Le paramètre d'entretoisement  $\theta$ :

$$\theta = \left( \frac{b}{L} \right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$\theta = \left( \frac{5.25}{33.4} \right)^4 \sqrt{\frac{899577.4E}{1302.08E}}$$

$$\theta = 0.80$$

### 5.1.3 Détermination des coefficients de répartition transversale :

### 5.1.3.1 Le coefficient $K_\alpha$ :

$$K=f(\theta ; \alpha; Y)$$

Ils dépendent :

- Du paramètre de l'entretoisement  $\theta$  ;
- Du paramètre de torsion  $\alpha$  ;
- De l'excentricité relative (e/b) ;
- De l'ordonnée relative (y/b) de la section où on veut étudiée le moment ;
- La section où on veut étudier le moment (la section la plus sollicitée)

Les valeurs de K pour ( $\alpha=0$  et  $\alpha=1$ ) dans le cas de  $\theta$  entre (0 et 2), sont consignées dans les tableaux de Massonnet, donc pour un calcul rigoureux de K dans le cas ( $0 < \alpha < 1$ ) on utilisera les formules d'interpolation de **Sattler** :

$$0 < \theta < 0.10 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,05}$$

$$0.10 < \theta < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta \quad \text{Avec : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065 \cdot \theta}{0,65}\right)}$$

$$\theta > 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,5}$$

➤ Puisque  $\theta = 0.10 < 0.80 < 1$  notre cas est la deuxième.

On a trouvé pour  $\theta = 0.80$ , donc on n'utilise pas l'interpolation. D'après les tableaux de Massonnet les tableaux suivants :

| Thêta=0.80 |         | $\alpha=0 \Rightarrow K_0$ |         |         |         |         |         |         |         |
|------------|---------|----------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| y \ e      | -b      | -3b/4                      | -b/2    | -b/4    | 0       | b/4     | b/2     | 3b/4    | b       |
| 0          | -0.2595 | 0.401                      | 1.0595  | 1.6478  | 1.9348  | 1.6478  | 1.0595  | 0.401   | -0.2595 |
| b/4        | -0.4898 | 0.0123                     | 0.5394  | 1.1076  | 1.6478  | 1.1076  | 0.5394  | 0.0123  | -0.4898 |
| b/2        | -0.4719 | 0.1844                     | 0.1348  | 0.5394  | 1.0595  | 0.5394  | 0.1348  | 0.1844  | -0.4719 |
| 3b/4       | -0.353  | -0.2834                    | -0.1844 | 0.0123  | 0.401   | 0.0123  | -0.1844 | -0.2834 | -0.353  |
| b          | -0.2094 | -0.353                     | -0.4719 | -0.4898 | -0.2595 | -0.4898 | -0.4719 | -0.353  | -0.2094 |

Tableau 5.1.1 n°16 : Tableau de  $k\alpha$  pour  $\alpha=0$  et  $\theta=0.8$

| Thêta=0.80 |        | $\alpha=1 \Rightarrow K_1$ |        |        |        |        |        |        |        |
|------------|--------|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| y \ e      | -b     | -3b/4                      | -b/2   | -b/4   | 0      | b/4    | b/2    | 3b/4   | b      |
| 0          | 0.6259 | 0.7738                     | 0.9802 | 1.2308 | 1.3841 | 1.2308 | 0.9802 | 0.7738 | 0.6259 |
| b/4        | 0.3923 | 0.5089                     | 0.6812 | 0.9313 | 1.2308 | 0.9313 | 0.6812 | 0.5089 | 0.3923 |
| b/2        | 0.2516 | 0.3389                     | 0.472  | 0.6812 | 0.9802 | 0.6812 | 0.472  | 0.3389 | 0.2516 |
| 3b/4       | 0.1695 | 0.2358                     | 0.3389 | 0.5089 | 0.7738 | 0.5089 | 0.3389 | 0.2358 | 0.1695 |
| b          | 0.1177 | 0.1695                     | 0.2516 | 0.3923 | 0.6259 | 0.3923 | 0.2516 | 0.1695 | 0.1177 |

Tableau 5.1.2 n°16 : Tableau de  $k\alpha$  pour  $\alpha=1$  et  $\theta=0.8$

| Thêta = 0.80 |           | $\alpha=0.223 \Rightarrow K\alpha$ |           |           |           |          |          |          |          |
|--------------|-----------|------------------------------------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|
| y \ e        | -b        | -3b/4                              | -b/2      | -b/4      | 0         | b/4      | b/2      | 3b/4     | b        |
| 0            | 0.743304  | 0.82323328                         | 0.9696848 | 1.1755058 | 1.3110772 | 1.175506 | 0.969685 | 0.823233 | 0.743304 |
| b/4          | 0.5092665 | 0.57474916                         | 0.7000027 | 0.9079226 | 1.1755058 | 0.907923 | 0.700003 | 0.574749 | 0.509266 |
| b/2          | 0.3475361 | 0.3593867                          | 0.5167127 | 0.7000027 | 0.9696848 | 0.700003 | 0.516713 | 0.359387 | 0.347536 |
| 3b/4         | 0.2387835 | 0.30464592                         | 0.4082896 | 0.5747492 | 0.8232333 | 0.574749 | 0.40829  | 0.304646 | 0.238784 |
| b            | 0.1610735 | 0.2387835                          | 0.3475361 | 0.5092665 | 0.743304  | 0.509266 | 0.347536 | 0.238784 | 0.161073 |

Tableau 5.1.3 : Tableau de  $k\alpha$  pour  $\alpha=0.223$  et  $\theta =0.80$

- $k\alpha$   
y=0

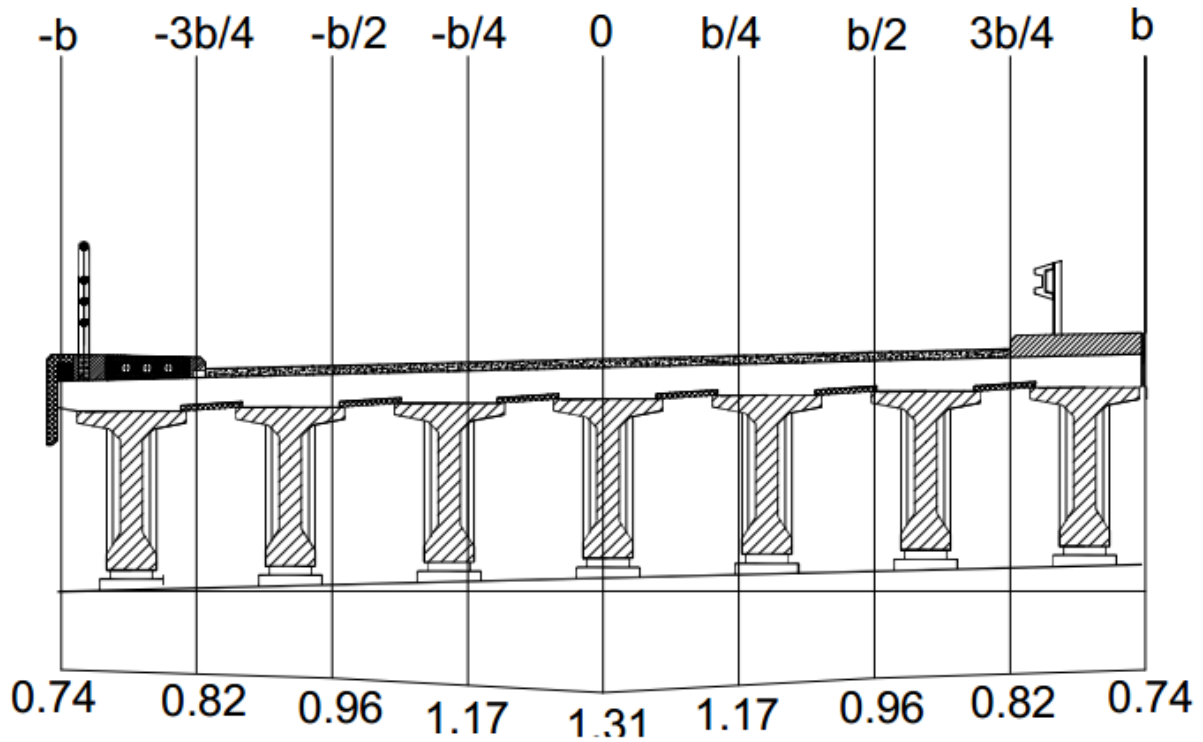


Figure 5.1.4 Poutre d'abscisse y=0

# **Modélisation Numérique**

### **5.2.1 Introduction**

L'objectif de la modélisation des tabliers de ponts est de recréer les phénomènes physiques de manière numérique avec une précision suffisante pour permettre la conception ou l'évaluation de leur capacité portante. Toutefois, il est important de noter que la complexité excessive des modèles peut présenter des pièges et des erreurs difficiles à détecter, surtout pour les ingénieurs moins expérimentés.

Dans ce chapitre, nous allons utiliser le logiciel ROBOT 2015 qui, comme d'autres logiciels, est basé sur la méthode des éléments finis qui a connu un grand succès dans ce domaine. Les résultats de ce logiciel, tels que les moments et les efforts tranchants, sont utilisés pour déterminer le ferrailage des éléments porteurs de la dalle, tandis que le ferrailage de la poutre sera présenté dans le chapitre suivant.

### **5.2.2 Présentation de logiciel utilisé**

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 est un logiciel de simulation et d'analyse structurelle avancé, utilisé dans l'industrie de la construction et de l'ingénierie pour la conception et l'analyse des structures. Il permet aux utilisateurs de modéliser des structures complexes telles que des bâtiments, des ponts, des tours et des tunnels, en utilisant une variété de matériaux, y compris le béton, l'acier, le bois et les composites.

Le logiciel offre une gamme complète d'outils de modélisation et de calculs pour les ingénieurs. Les utilisateurs peuvent créer des modèles 2D et 3D, définir les charges et les contraintes, et simuler les comportements de la structure sous différents scénarios de charges. Le logiciel propose également des outils d'optimisation pour améliorer les performances des structures et réduire les coûts.

Une des principales caractéristiques de Robot Structural Analysis Professional est son intégration avec d'autres logiciels Autodesk tels que Revit et AutoCAD. Les utilisateurs peuvent importer des modèles de ces logiciels et effectuer des analyses avancées sur les structures existantes. Cela permet une meilleure coordination et une communication plus efficace entre les membres de l'équipe de conception.

Le logiciel est également compatible avec les normes internationales et locales, ce qui permet aux utilisateurs de concevoir des structures en conformité avec les normes en vigueur dans leur région.

Il peut générer des rapports détaillés pour les réglementations et les codes de construction, ainsi que pour les calculs de charge et de résistance.

En résumé, Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel puissant et complet pour les ingénieurs en génie civil et les professionnels de la construction. Il offre une multitude d'outils de modélisation, d'analyse et d'optimisation pour les structures complexes, ainsi qu'une intégration facile avec d'autres logiciels Autodesk. Avec son support pour les normes internationales et locales, il peut aider les utilisateurs à concevoir des structures solides et sûres en conformité avec les codes de construction en vigueur.

### 5.2.3 Etapes à suivre

Tout d'abord, comme nous le savons tous, ROBOT ne prend pas en charge les poutres en forme de "I". Nous avons donc dû la concevoir manuellement en utilisant le célèbre programme Autodesk Autocad (version de 2019), puis l'exporter au format .dxf pour que RSA puisse l'importer dans sa bibliothèque.

Avant de commencer à lancer notre programme pour commencer la modélisation...

- Nous sélectionnons l'étude d'une coque

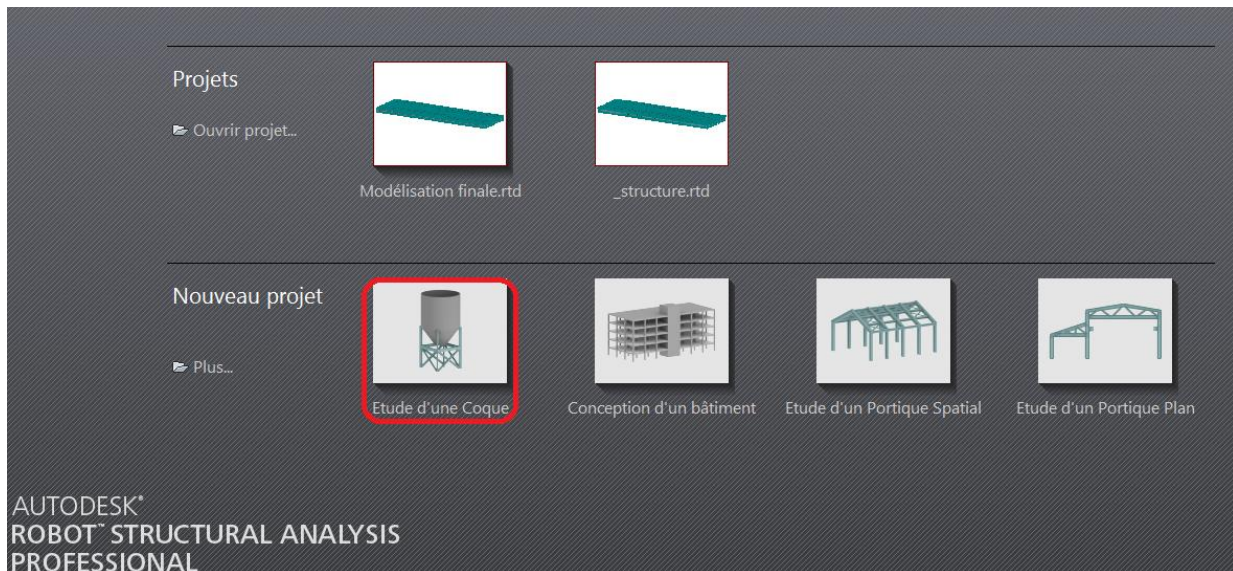


Figure 5.2.1 : L'interface du logiciel Robot Structural Analysis 2015

- On a changé les unités selon la norme Française :

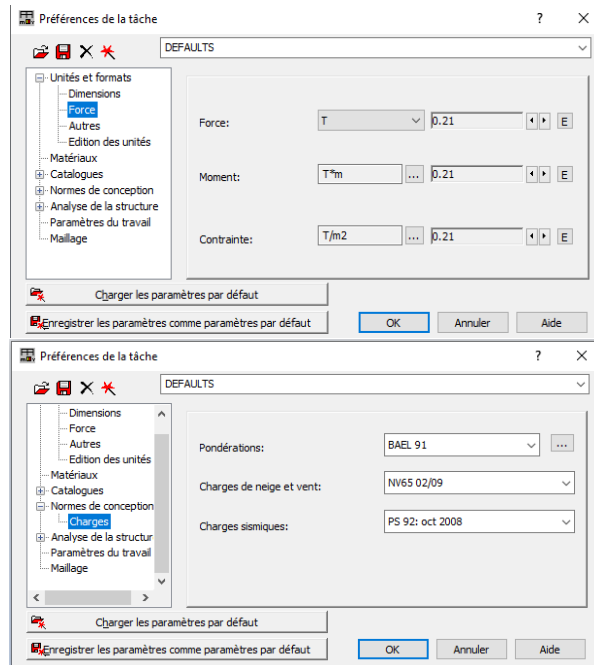


Figure 5.2.2 Choix des paramètres de construction

### 5.2.4 Importation des sections

- Puis l'importation des différentes sections de la poutre qu'on a déjà dessinée avec le logiciel Autocad selon les pré-dimensions calculés. (chapitre 3)

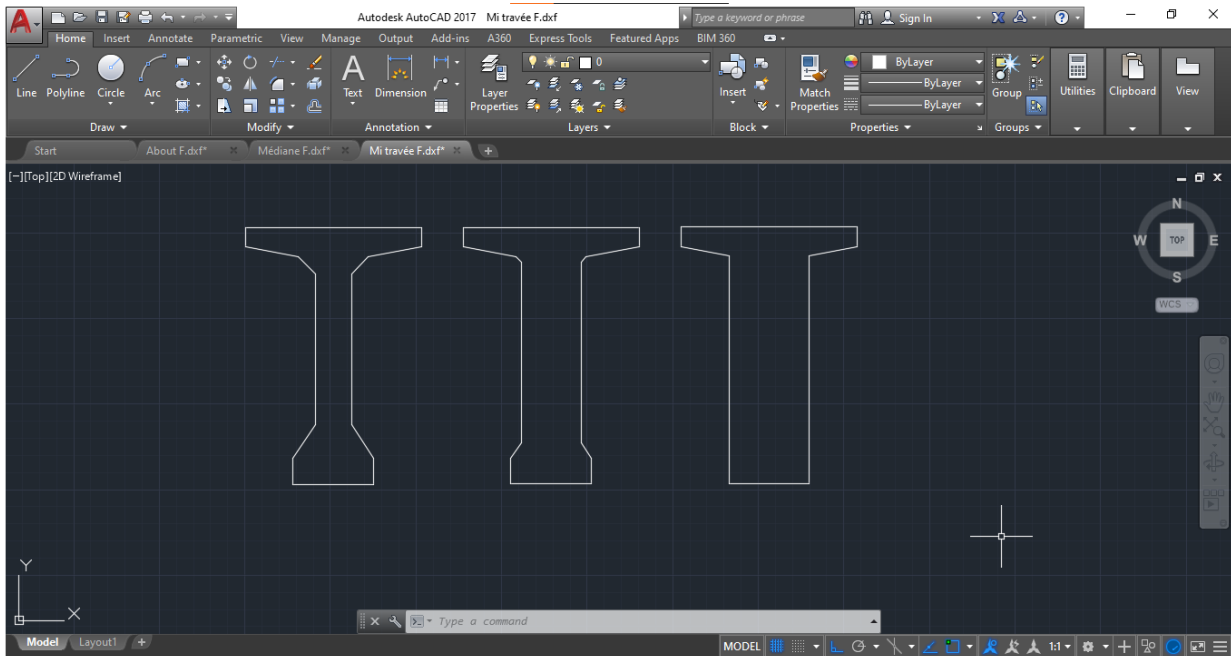


Figure 5.2.3 les différentes sections de la poutre (type SERO-EST)

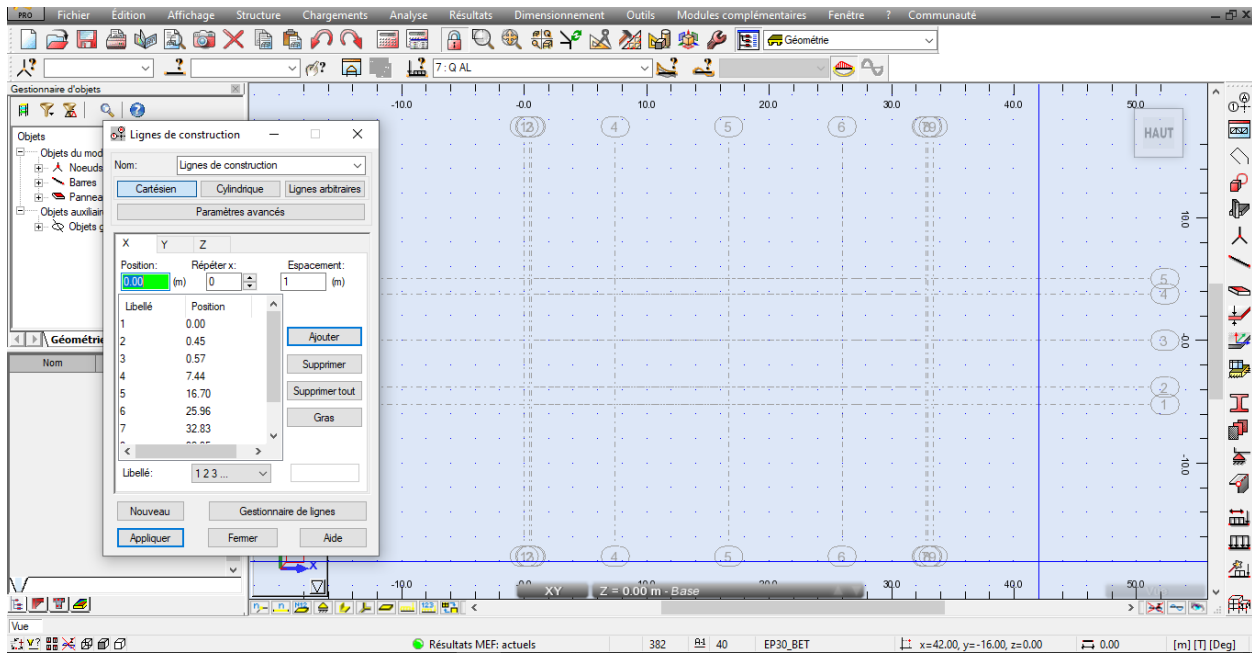


Figure 5.2.4 Les lignes de construction.

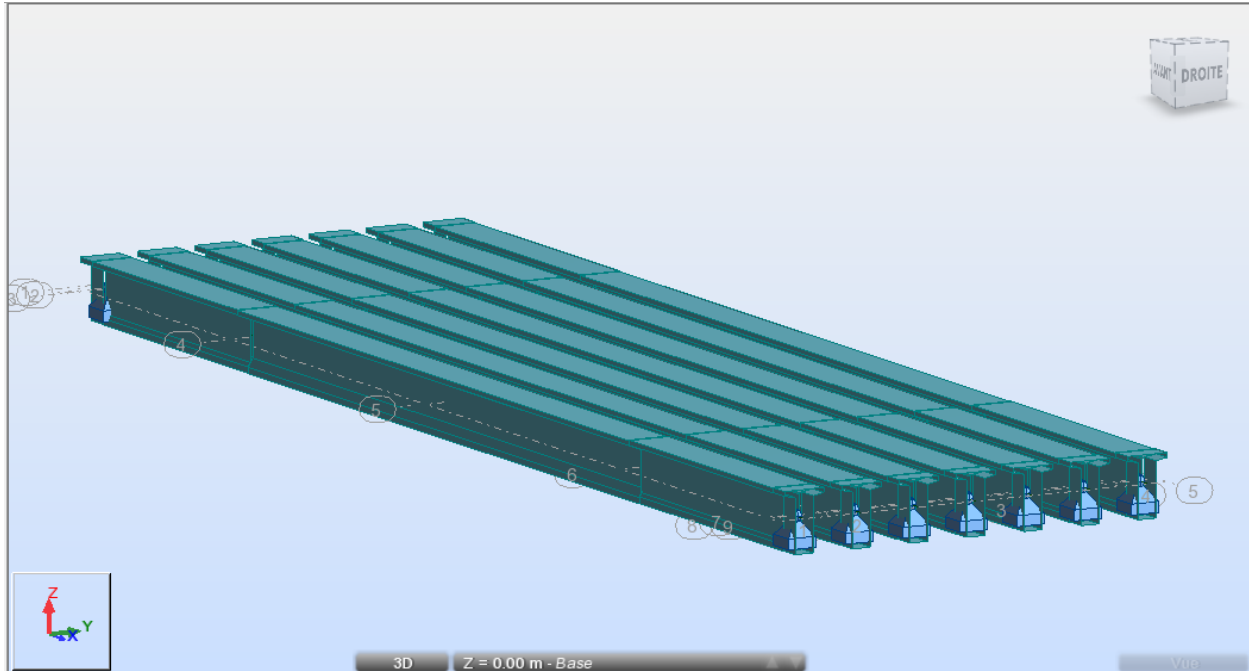


Figure 5.2.5 Les poutres en vue 3D avec les appuis.

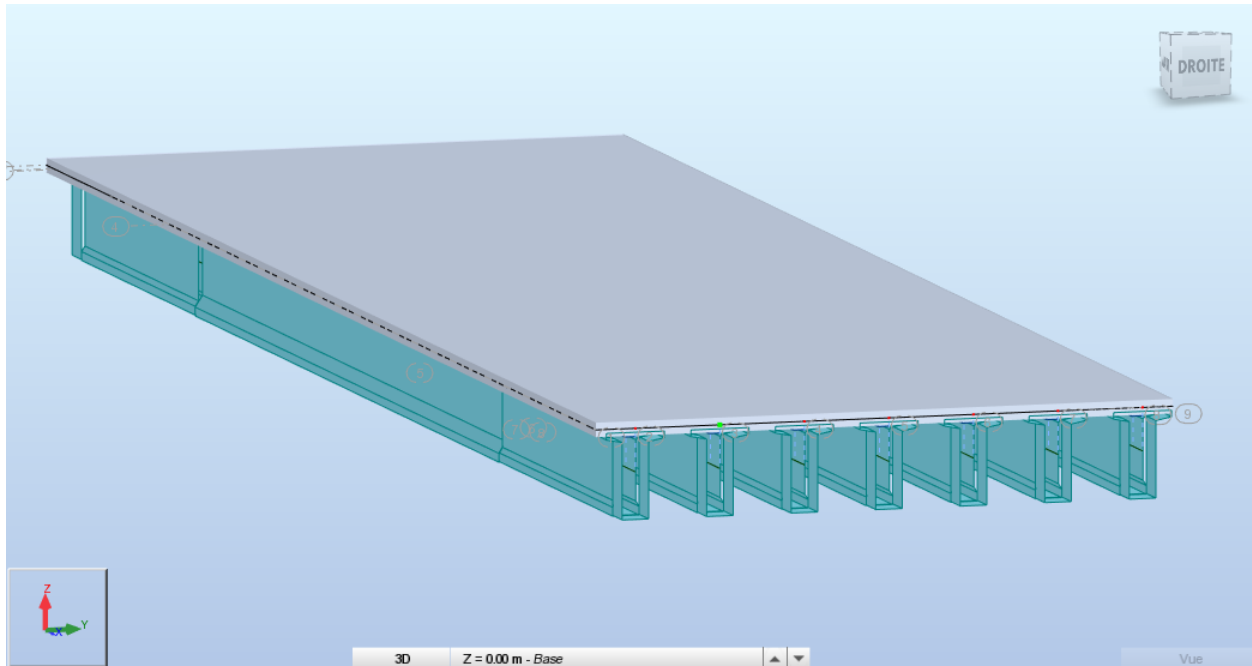


Figure 5.2.6 Les poutres + la dalle en vue 3D

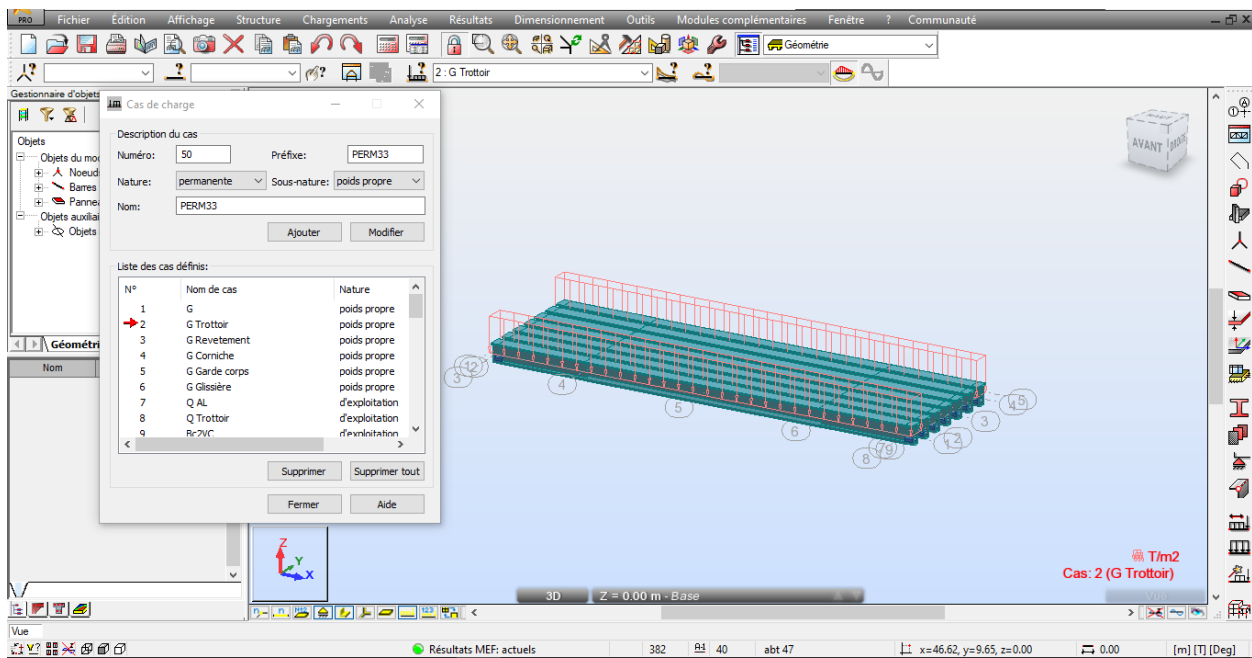


Figure 5.2.7 Les charges et surcharges.

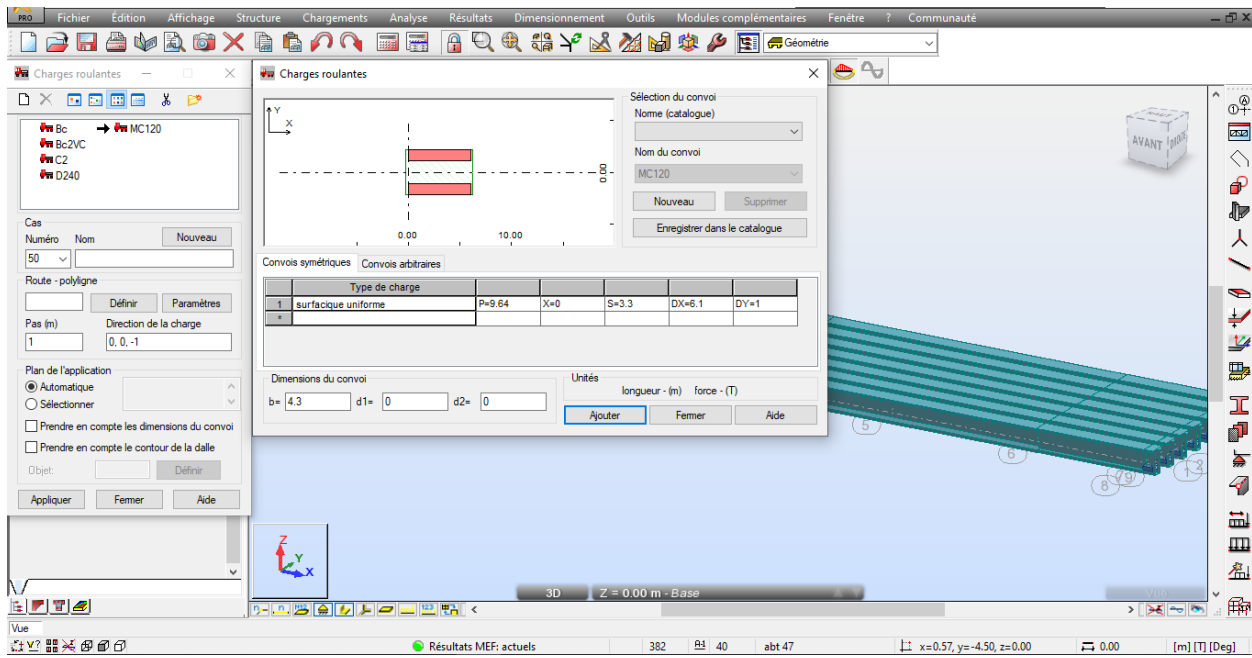


Figure 5.2.8 Les charges roulantes.

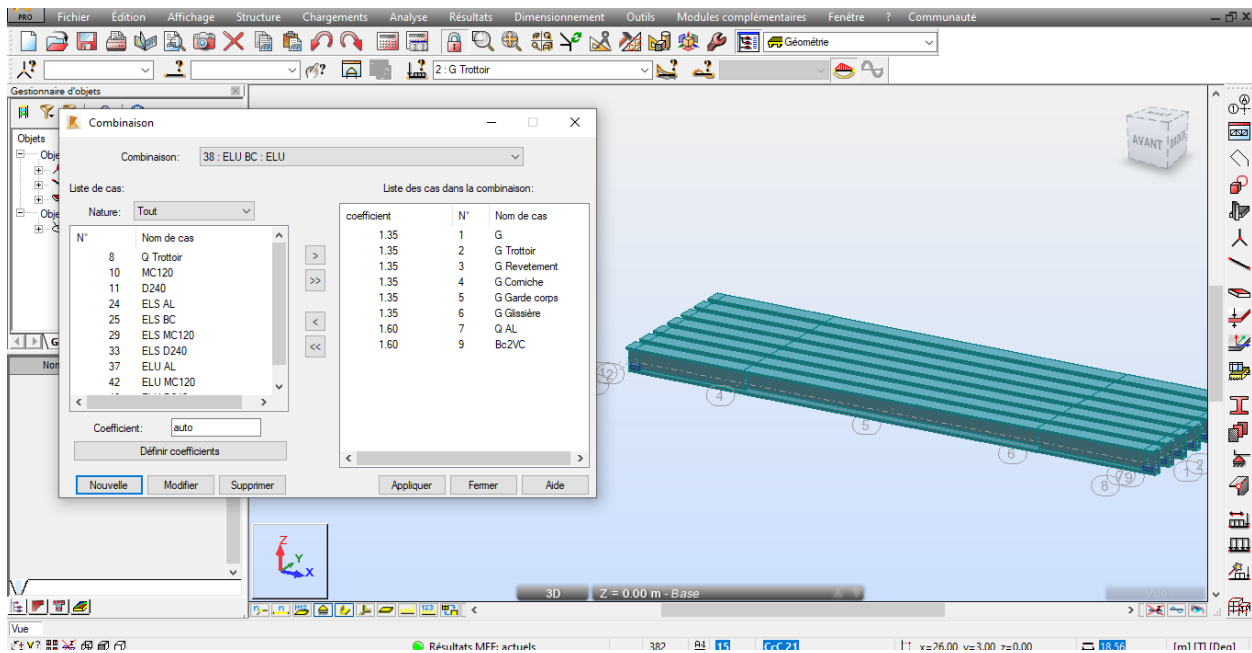


Figure 5.2.9 Les combinaisons de charges.

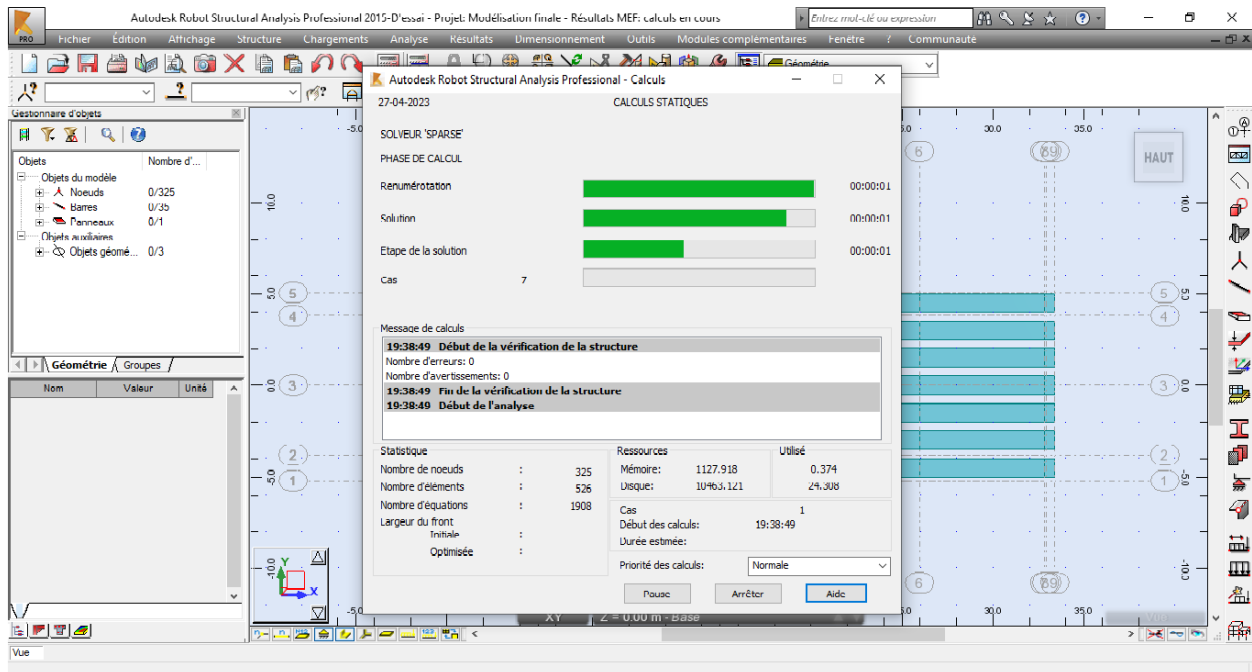


Figure 5.2.10 Lancement de calcul.

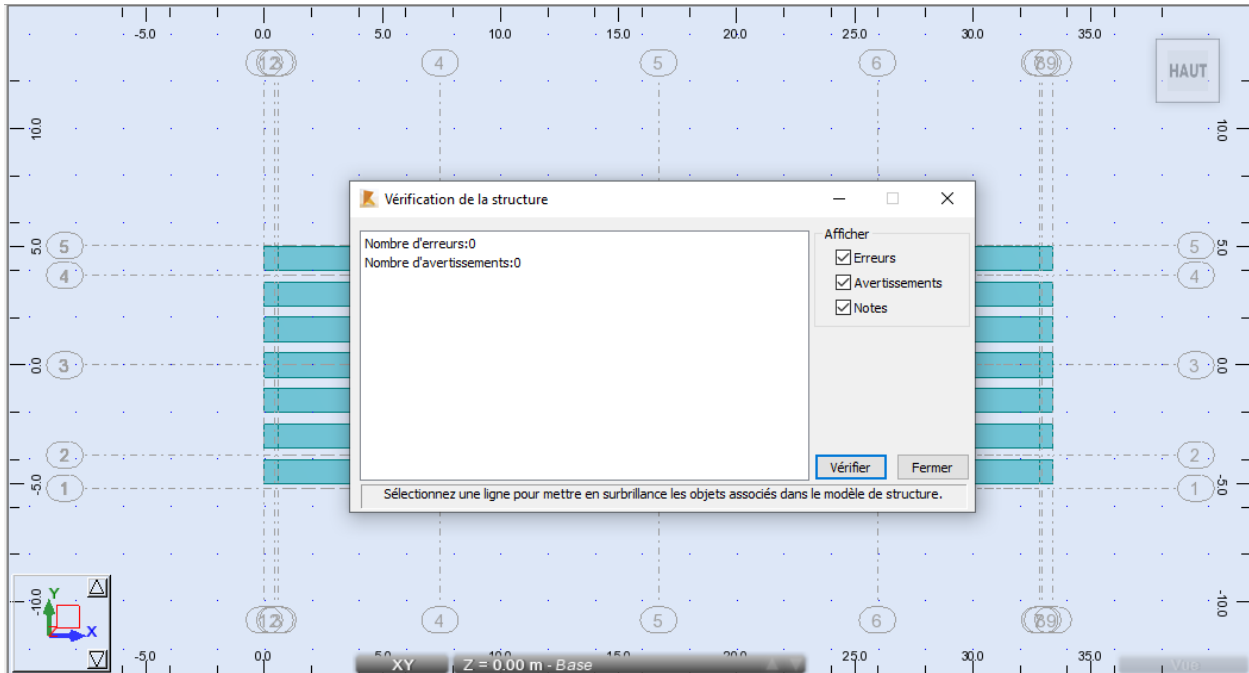


Figure 5.2.11 Vérification de la structure.

### 5.2.5 Les cas de charges

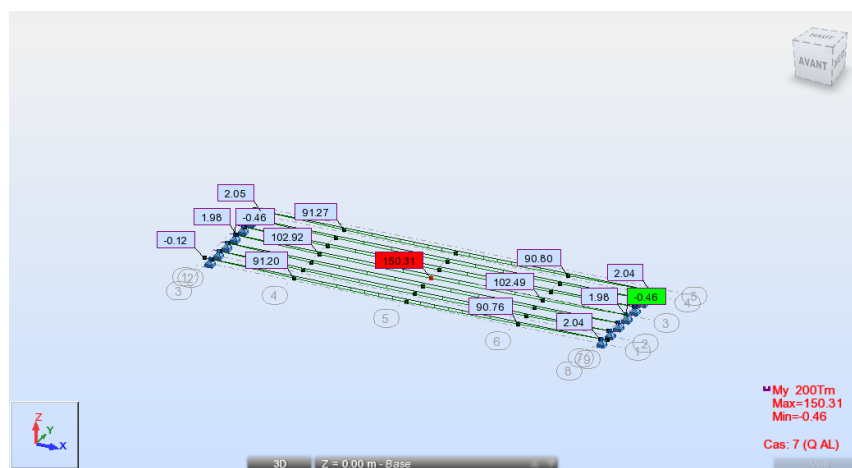


Figure 5.2.12 Cas de charge (Q AL)

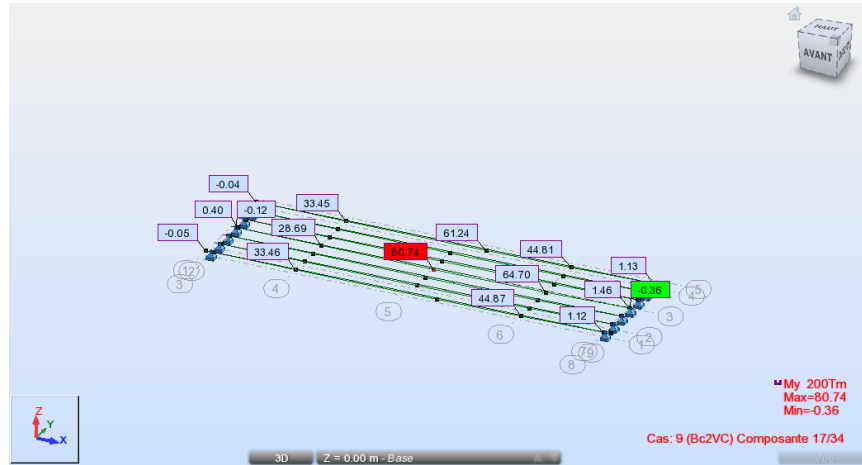


Figure 5.2.13 Cas de charge (Bc2VC)

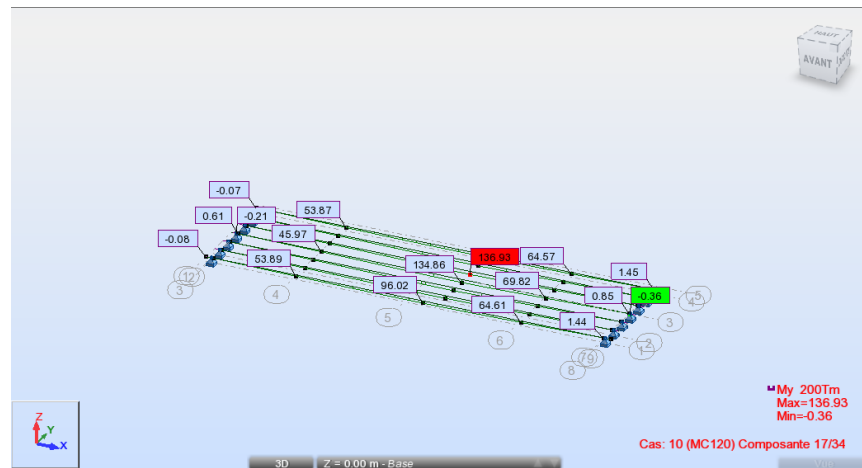


Figure 5.2.14 Cas de charge (MC120)

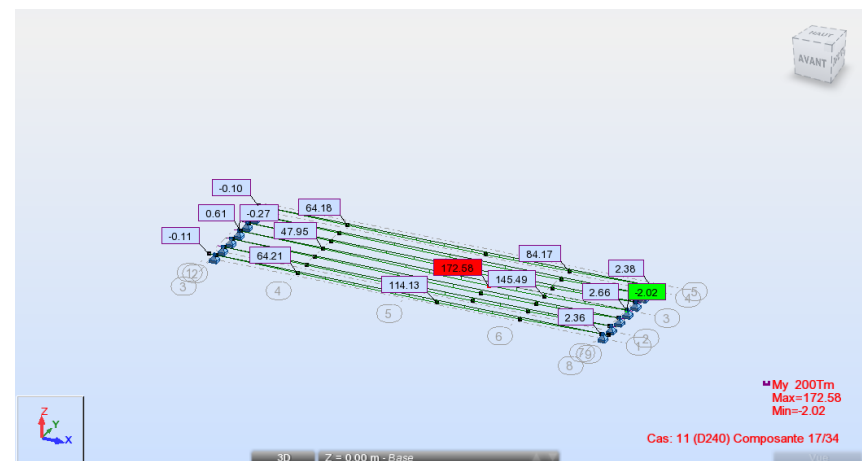


Figure 5.2.15 Cas de charge (D240)

5.2.5.1 Etats limites de service (ELS)

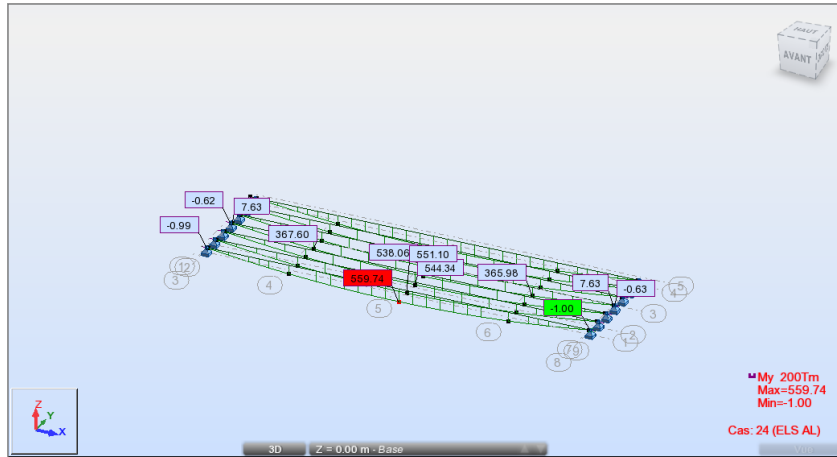


Figure 5.2.16 ELS (AL)

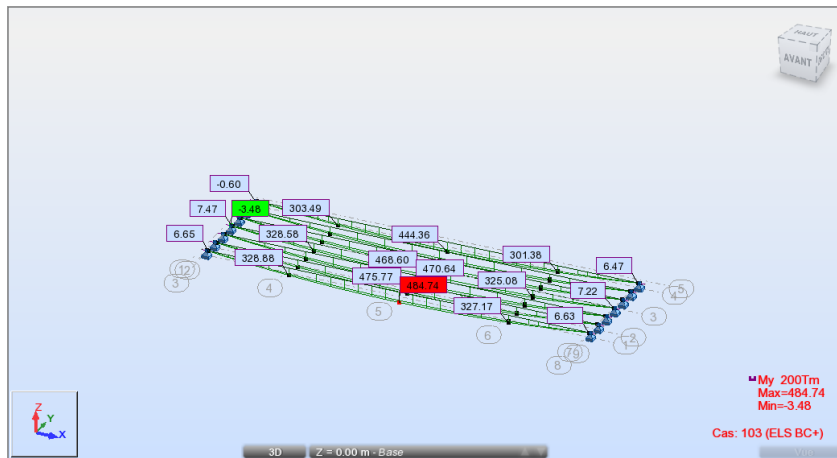


Figure 5.2.17 ELS (BC)



Figure 5.2.18 ELS (MC120)

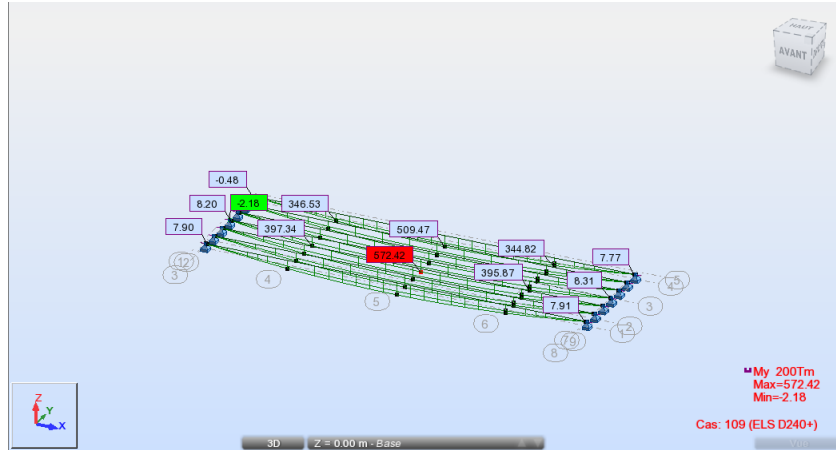


Figure 5.2.19 ELS (D240)

5.2.5.2 Etats limites ultime (ELU)

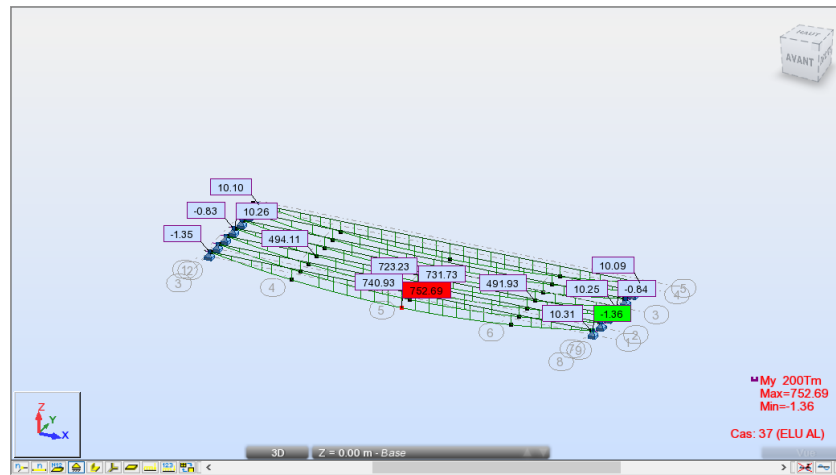


Figure 5.2.20 ELU (AL)

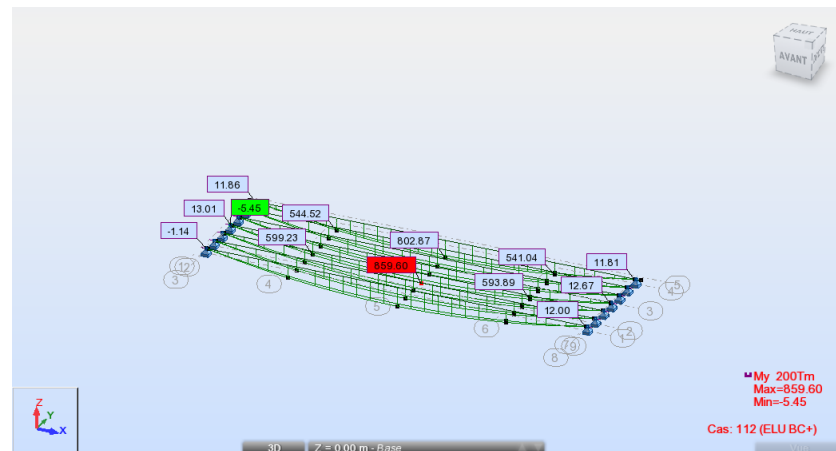


Figure 5.2.21 ELU (BC)



Figure 5.2.22 ELU (MC120)

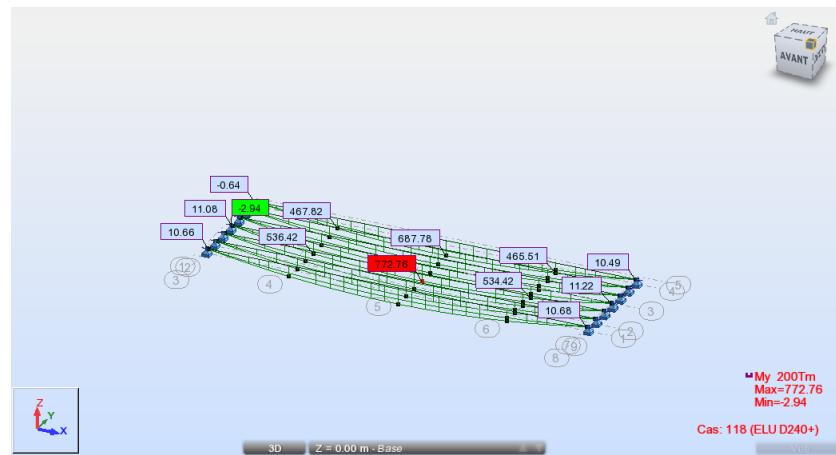


Figure 5.2.23 ELU (D240)

5.2.6 Les cas les plus défavorables (cas de charge) :

| La charges     | AL     | Bc2VC | MC120  | D240   |
|----------------|--------|-------|--------|--------|
| $M_{max}(t/m)$ | 150.31 | 92.43 | 139.38 | 223.37 |

Tableau 5.2.1 Les cas les plus défavorable (cas de charge)

## 5.2.7 Combinaison des charges

### 5.2.7.1 Les coefficients de majorations utilisés

| Charges      | ELS | ELU  |
|--------------|-----|------|
| Poids propre | 1   | 1.35 |
| AL           | 1.2 | 1.6  |
| BC           | 1.2 | 1.6  |
| MC120        | 1   | 1.35 |
| D240         | 1   | 1.35 |

Tableau 5.2.2 Coefficients de majorations

Les combinaison des charges sont :

| Etats | Combinaisons                                       |
|-------|--|
| ELS   | $1 \cdot G + 1.2 \cdot (Q_{AL} + Q_{TROTTOIR})$    |
|       | $1 \cdot G + 1.2 \cdot (Bc2vc + Q_{TROTTOIR})$     |
|       | $1 \cdot G + 1 \cdot MC120$                        |
|       | $1 \cdot G + 1 \cdot D240$                         |
| ELU   | $1.35 \cdot G + 1.6 \cdot (Q_{AL} + Q_{TROTTOIR})$ |
|       | $1.35 \cdot G + 1.6 \cdot (Q_{AL} + Bc2vc)$        |
|       | $1.35 \cdot (G + MC120)$                           |
|       | $1.35 \cdot (G + D240)$                            |

Tableau 5.2.3 Combinaison des charges (ELS+ELU)

### 5.2.8 Les diagrammes des efforts

- Les diagrammes des efforts tranchants (Les cas ELS)

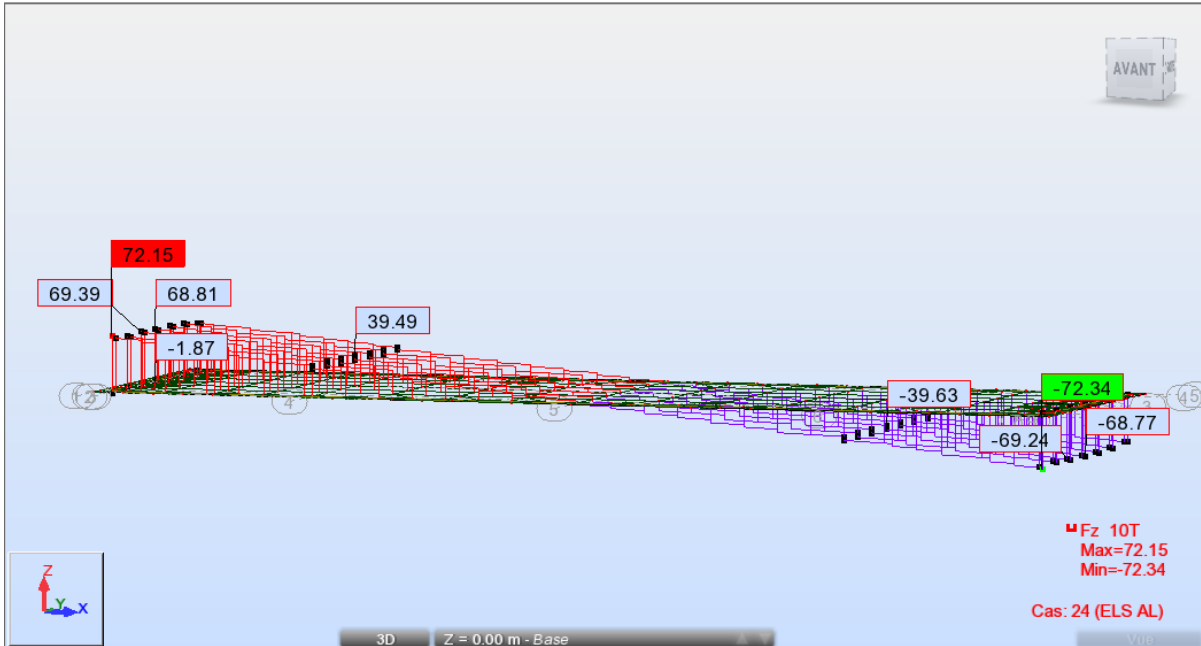


Figure 5.2.24 Efforts tranchants en vue 3D (ELS AL)

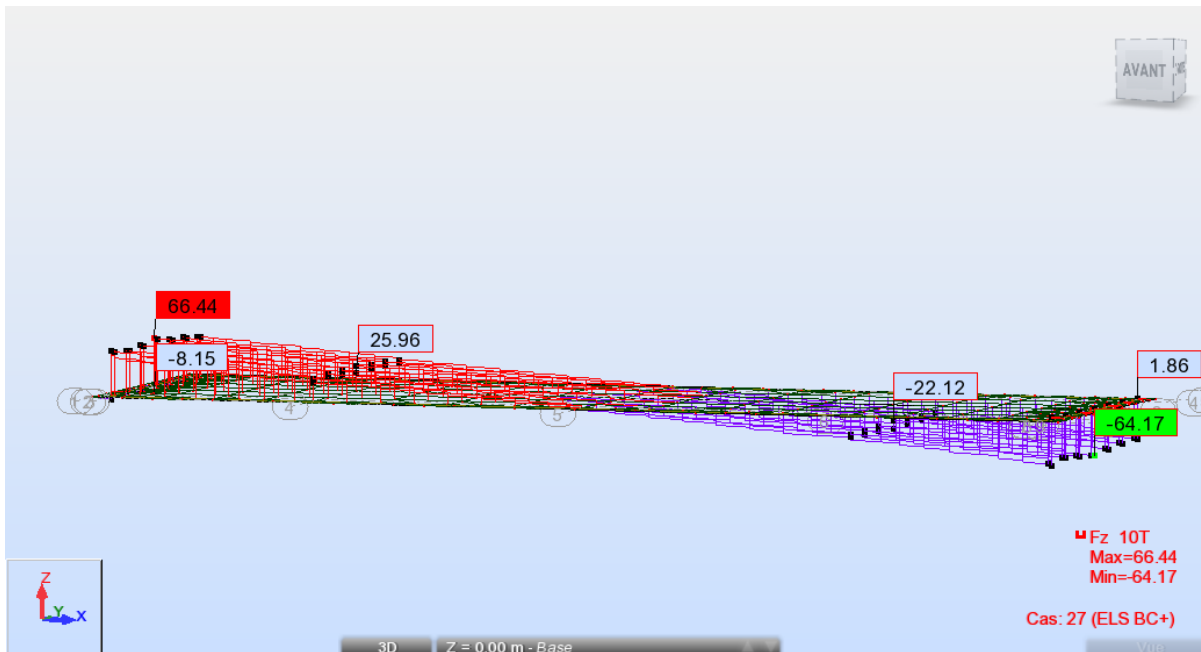


Figure 5.2.25 Efforts tranchants en vue 3D (ELS BC)

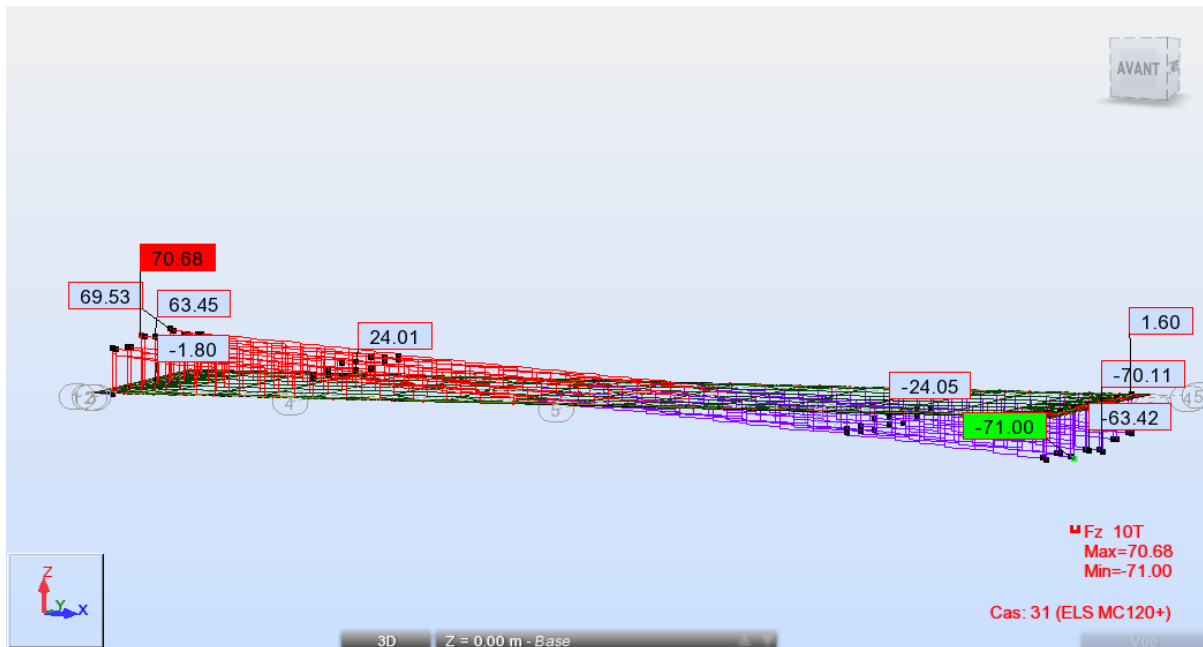


Figure 5.2.26 Efforts tranchants en vue 3D (ELS MC120)

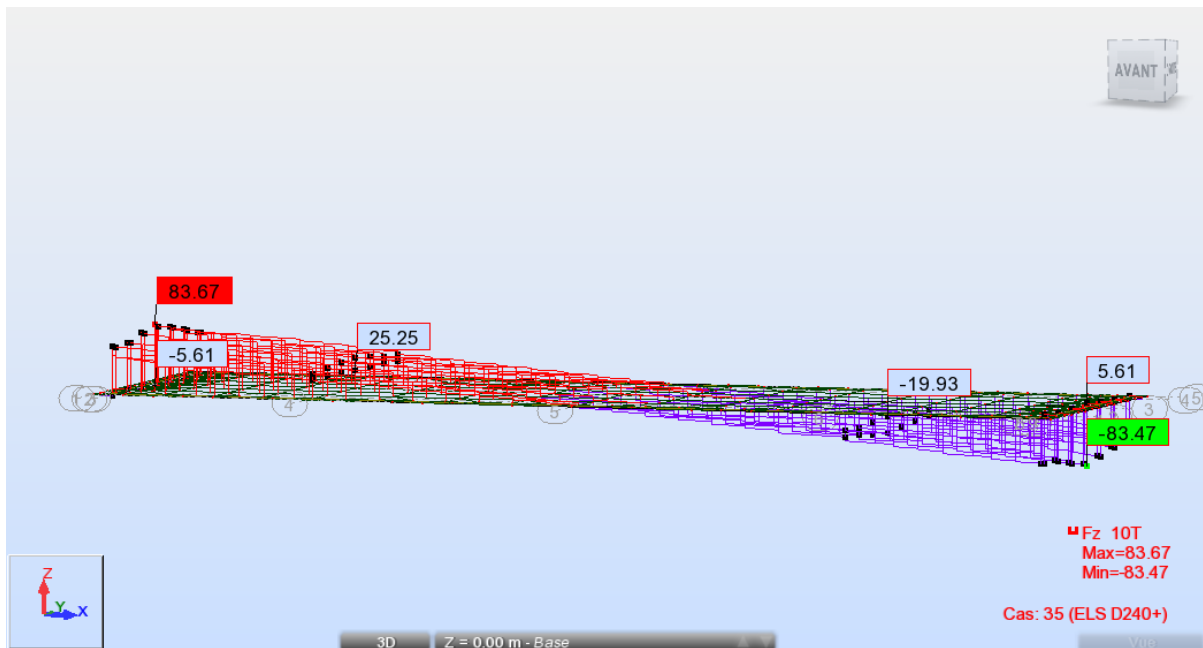


Figure 5.2.27 Efforts tranchants en vue 3D (ELS D240)

- Les diagrammes des efforts tranchants (Les cas ELU)

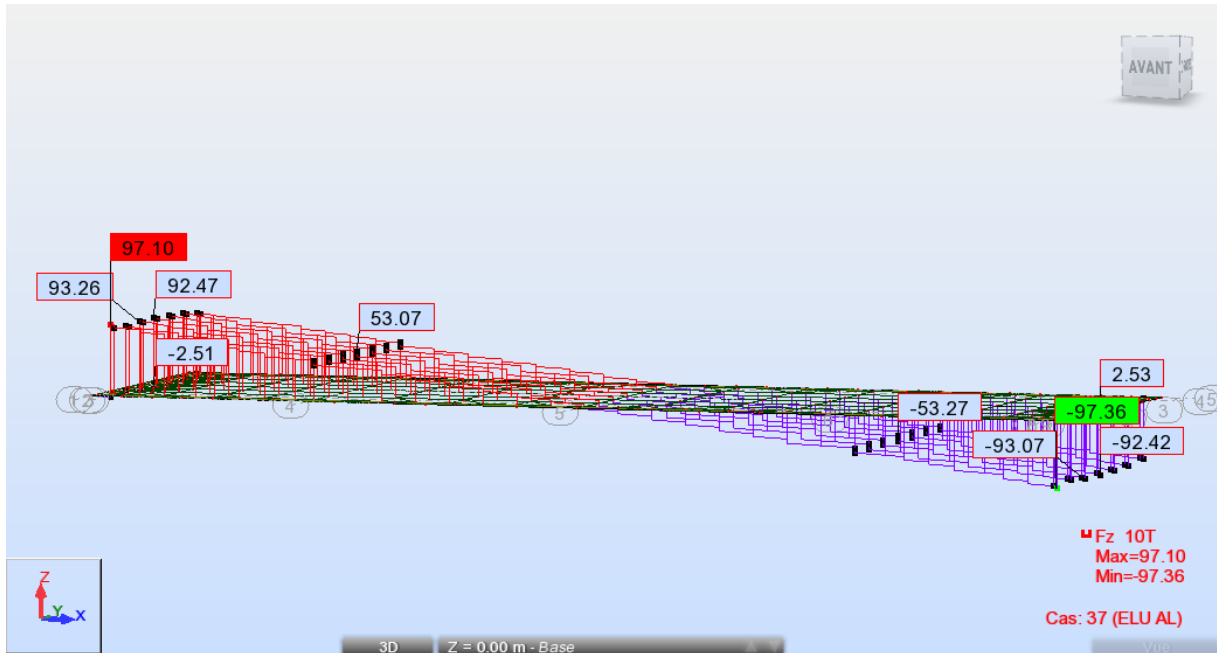


Figure 5.2.28 Efforts tranchants en vue 3D (ELU AL)

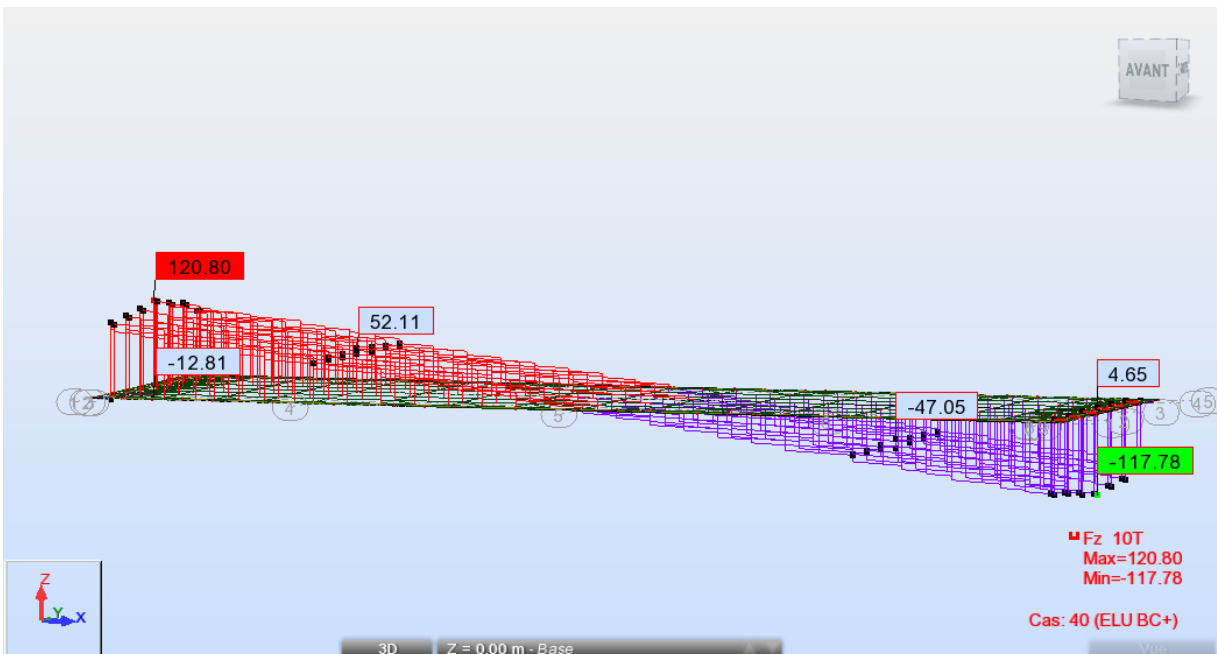


Figure 5.2.29 Efforts tranchants en vue 3D (ELU BC+)

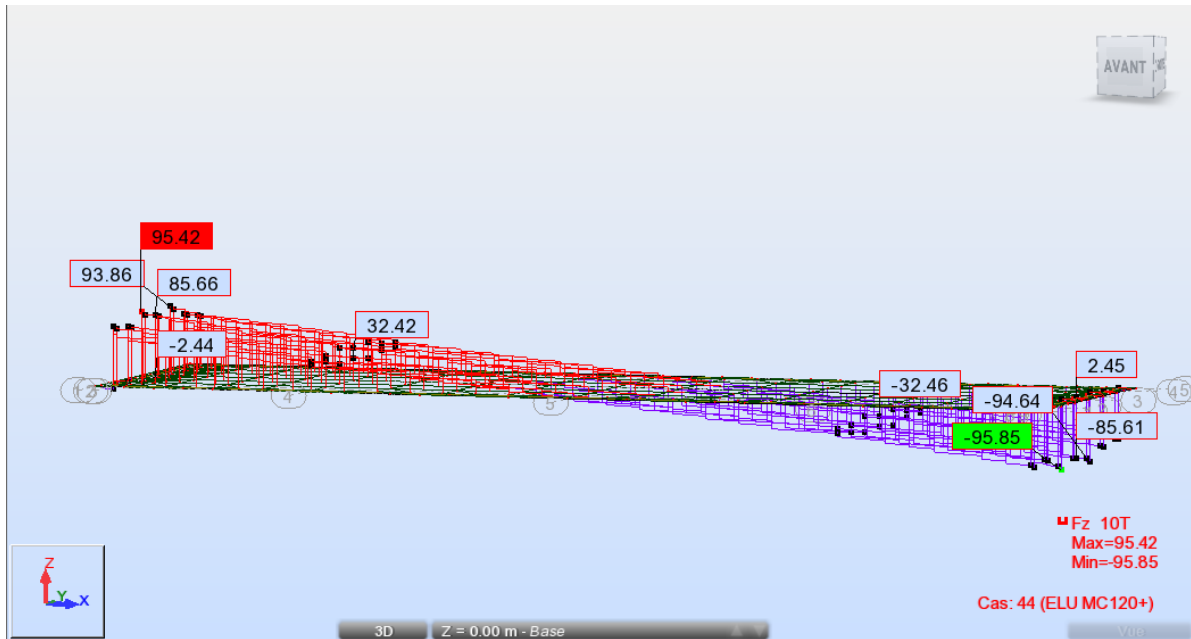


Figure 5.2.30 Efforts tranchants en vue 3D (ELU MC120)

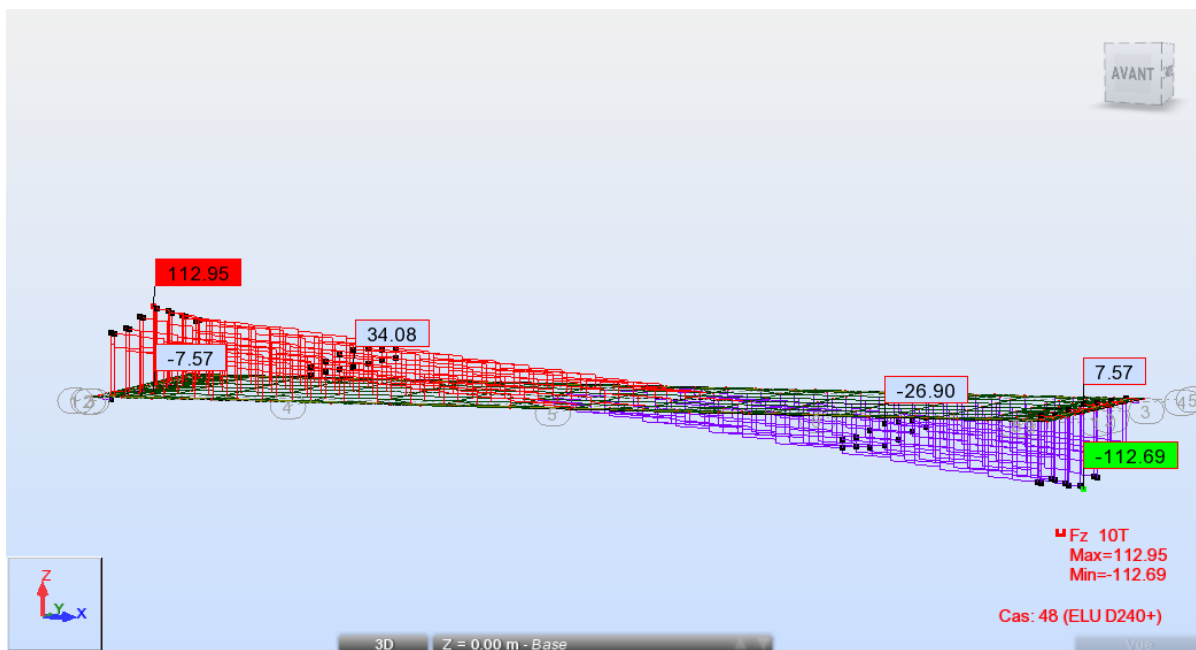


Figure 5.2.31 Efforts tranchants en vue 3D (ELU D240)

| Charge | ELS AL | ELS BC | ELS MC120 | ELS D240 |
|--------|--------|--------|-----------|----------|
| T(t)   | 72.15  | 66.44  | 70.68     | 83.67    |

Tableau 5.2.4 Les efforts tranchants de ELS

- Les cas les plus défavorable (ELU)

| Charge | ELU AL | ELU BC | ELU MC120 | ELU D240 |
|--------|--------|--------|-----------|----------|
| T(t)   | 97.10  | 120.80 | 95.42     | 112.95   |

Tableau 5.2.5 Les efforts tranchants de ELU

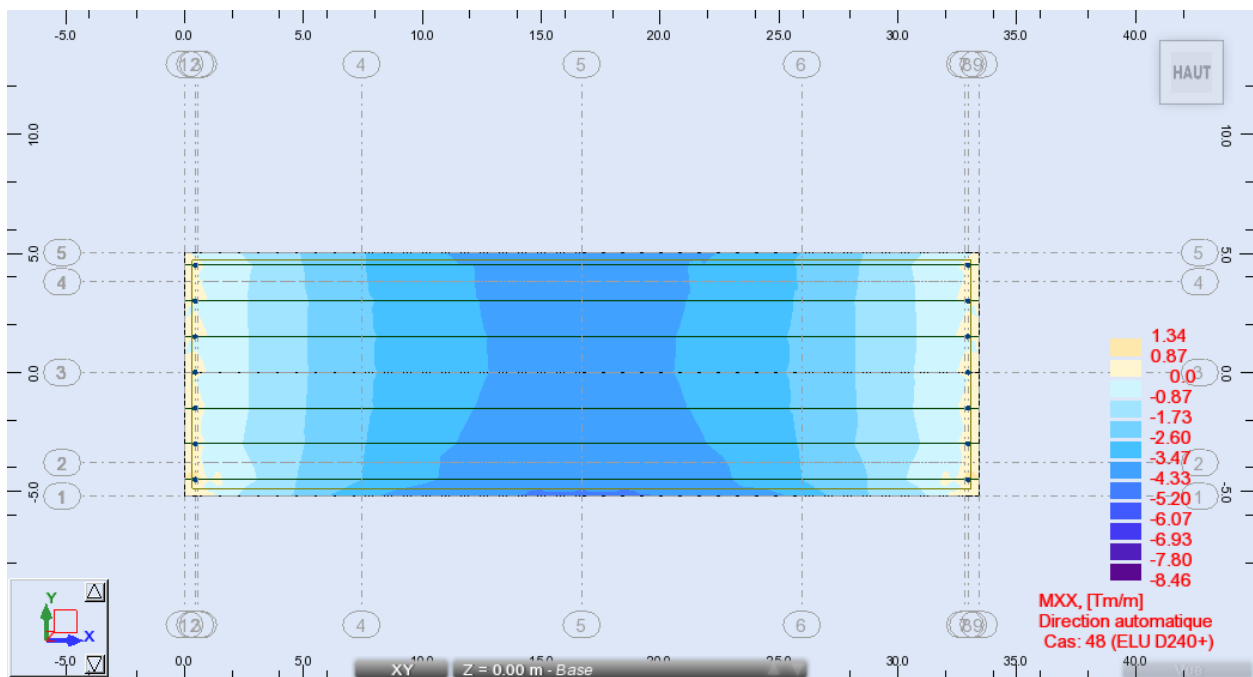


Figure 5.2.32 Distribution longitudinale des moments fléchissant (ELU) sur le tablier.

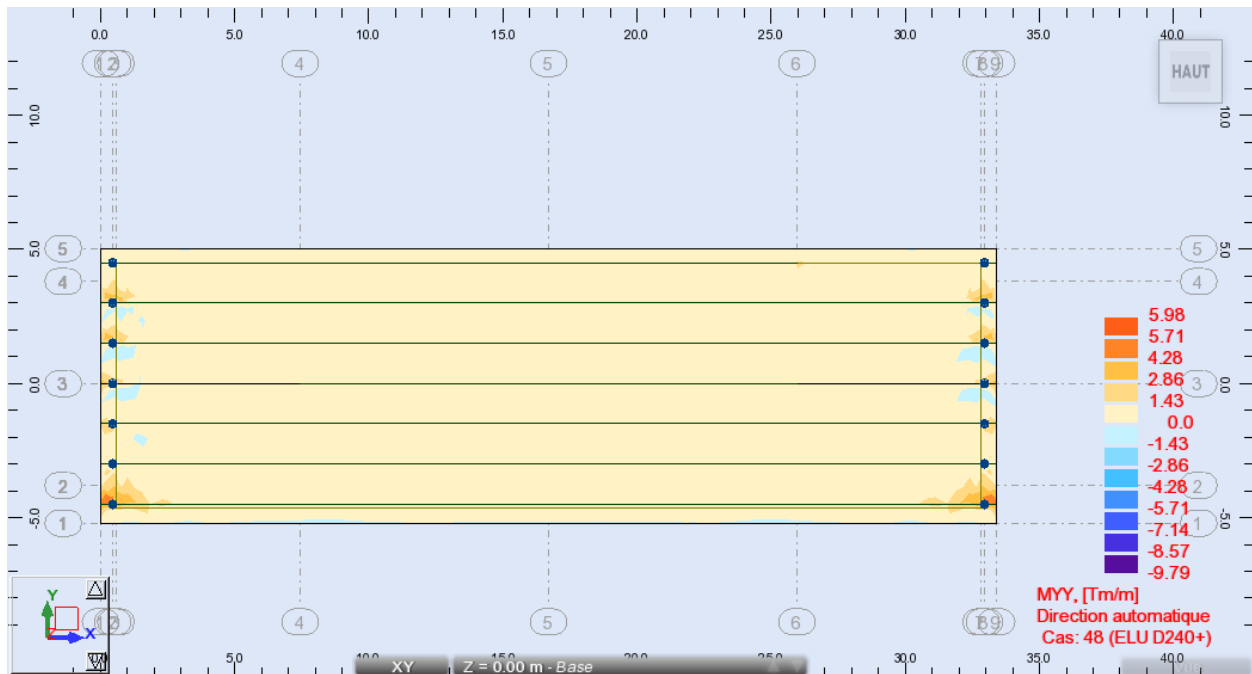


Figure 5.2.33 Distribution transversale des moments fléchissant (ELU) sur le tablier

|            | MXX [Tm/m]  | MYY [Tm/m]  | MXY [Tm/m]  |
|------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>MAX</b> | 1.21        | 5.01        | 2.31        |
| Panneau    | 36          | 36          | 36          |
| Noeud      | 51          | 52          | 301         |
| Cas        | ELU D240/34 | ELU D240/34 | ELU D240/14 |
|            |             |             |             |
|            |             |             |             |
| <b>MIN</b> | -4.47       | -0.47       | -0.39       |
| Panneau    | 36          | 36          | 36          |
| Noeud      | 336         | 316         | 92          |
| Cas        | ELU D240/34 | ELU D240/34 | ELU D240/34 |
|            |             |             |             |
|            |             |             |             |

Tableau 5.2.6 Les valeurs longitudinale et transversales des moments fléchissant

# **Chapitre VI**

## **Ferraillage**

### **d'hourdis**

## 6.1 Introduction

L'hourdis est la partie horizontale plane du pont qui a plusieurs rôles importants. Tout d'abord, il assure la continuité de la surface et relie les éléments de la structure du pont. De plus, il sert de surface de compression pour les poutres et est utilisé pour l'étanchéité et le revêtement de la chaussée.

La liaison par les hourdis peut être réalisée par deux façons :

- À travers l'utilisation d'un hourdis intermédiaire coulé entre les poutres.
- À travers l'utilisation d'un hourdis général coulé sur l'ensemble des poutres.

Remarque : Pour le pont en question dans cette étude, la connexion est établie en utilisant un hourdis général coulé sur l'ensemble des poutres.

## 6.2 Hourdis générale

L'hourdis général est coulé sur l'ensemble de la largeur du pont, au-dessus des poutres. Il est plus facile à construire car les coffrages peuvent être simplement placés sur les extrémités des tables de compression.

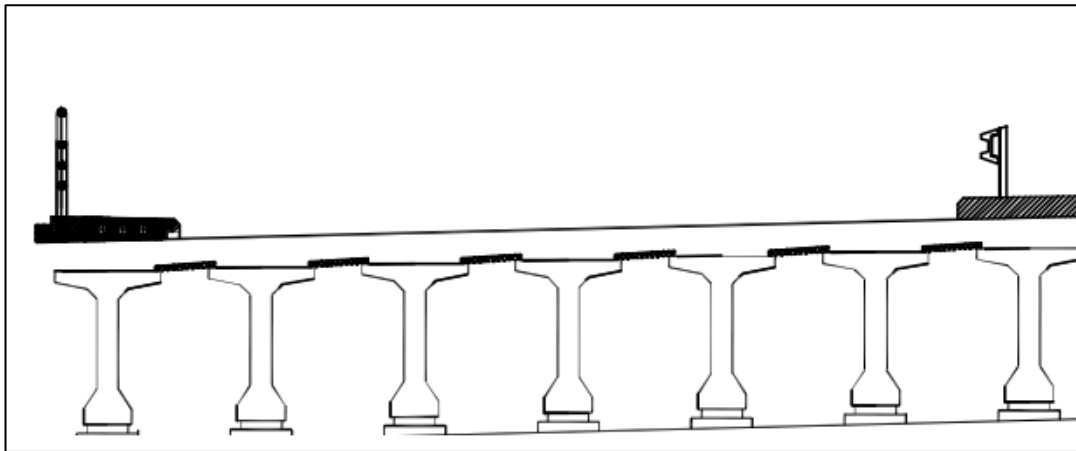


Figure 6.1 Coupe transversale du tablier.

## 6.3 Caractéristiques des matériaux :

Pour notre ouvrage on a choisi : (D'après BAEL et BPEL et BAEL91 rev 99)

- La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " $f_{tj}$ "

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} [\text{MPa}]$$

- La masse volumique du béton armé  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

- La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément est :
  - $f_{c28} = 35\text{MPa}$  pour les poutres.
  - $f_{c28} = 27\text{MPa}$  pour les dalles du tablier, la culée et pour le pieux.
- La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression dans laquelle  $f_{c_j}$  et  $f_{t_j}$

sont exprimées en MPa :

- $f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 f_{c_{28}} = 0.6 + 0.06 * 35 = 2.7\text{MPa}$
- $f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 f_{c_{28}} = 0.6 + 0.06 * 27 = 2.2\text{MPa}$

- Contrainte admissible à la compression (ELU) :

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

Avec :  $\theta$  = Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

$$- \theta = 1 \quad t > 24\text{h}$$

$$- \theta = 0.91 \quad h \leq t \leq 24\text{h}$$

$$- \theta = 0.85 \quad t > 1\text{h}$$

Avec :  $\gamma_b$  = Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Situations durables} \quad \rightarrow f_{bu} = 22.66 \text{ MPa} (f_{c28} = 35 \text{ MPa})$$

$$\gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Situations accidentelles} \rightarrow f_{bu} = 29.56 \text{ MPa} (f_{c28} = 35 \text{ MPa})$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Situations durables} \quad \rightarrow f_{bu} = 19.83 \text{ MPa} (f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

$$\gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Situations accidentelles} \rightarrow f_{bu} = 25.86 \text{ MPa} (f_{c28} = 27 \text{ MPa})$$

- Contrainte admissible à la compression (ELS) :

$$\sigma_b = 0.5 * f_{c28} \text{ en service}$$

$$\sigma_b = 0.6 * f_{c28} \text{ en construction}$$

- Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l}$$

- $\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré. (ELS)
- $\nu = 0,00$  pour un béton fissuré. (ELU)

- D'après BPEL on définit deux modules de déformation :

- $E_{ij}$  déformation instantanée (Courte durée < 24h)

pour  $f_{c28} = 40$  Mpa.  $\rightarrow E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619.47$  MPa

pour  $f_{c28} = 35$  Mpa.  $\rightarrow E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.68$  MPa

- $E_{vj}$  déformation différée (Longue durée > 24h)

pour  $f_{c28} = 40$  Mpa.  $\rightarrow E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{40} = 12653.66$  MPa

pour  $f_{c28} = 35$  Mpa.  $\rightarrow E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102.8$  MPa

- Déformation transversale du béton G :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

- Les aciers :

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

Files (de diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm)

Barre (de diamètre supérieur ou égale à 12,5 mm)

Torons (Ce sont des ensembles de fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres)

Les diamètres les plus utilisés sont les suivants :

- 12,5 mm (T13)
- 12,9 mm (T13S)
- 15,2 mm (T15)
- 15,7 mm (T15S)
- Aciers actifs : on utilise des armatures actives en acier à haute résistance dans la construction de béton précontraint. Ces armatures sont prétendues et exercent une tension même en l'absence de toute sollicitation extérieure.

$$P_0 = (0,85 f_{prg} \text{ ou } 0,95 f_{peg})$$

- $f_{prg}$  : La limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte = 1860 MPa
- $f_{peg}$  : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte = 1640 MPa.

Les torons utilisés dans ce projet sont T 15S

Nombre de torons par câble : 15S

Section nominale de l'acier :  $A_p = 150 \text{ mm}^2$

- Module de Young :
  - 200000 MPa : Pour les fils et les barres.
  - 195000 MPa : Pour les torons.
- Acier passif : (BAEL)
  - Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E500,
    - La limite d'élasticité garantie est :  $f_e = 400 \text{ MPa}$
    - Le module d'élasticité est :  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$
- La contrainte de traction admissible :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (Situation durable ou transitoire)} ; \sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ (Situation accidentelle)} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Conclusion : la superstructure est réalisée avec un béton de résistance maximale de 40 MPa, tandis que l'infrastructure est en béton résistant jusqu'à 35 MPa. Les armatures passives utilisées ont une limite d'élasticité de 500 MPa, tandis que les câbles de précontrainte ont une résistance de 12T15s.

## 6.4 Ferrailage de la dalle

### 6.4.1 Ferrailage transversale

La dalle subit une flexion simple et, pour son renforcement, une bande rectangulaire d'un mètre de large sur h (équivalent à l'épaisseur de la dalle, soit h = 25 cm) est considérée. La hauteur utile "d" est de 0,9 h, soit 22,5 cm.

#### a. En travée

Après modélisation de la dalle, on a eu les résultats suivants :

le moment Maximal  $M_{yy}$  vaut 5.01tm

$$M_u = 5.98 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

**Remarque :** On a opté un béton résistant jusqu'à 35 MPa, pour la superstructure, avec des aciers passifs d'une limite d'élasticité de 400 MPa et des câbles de précontraintes de 12T15s.

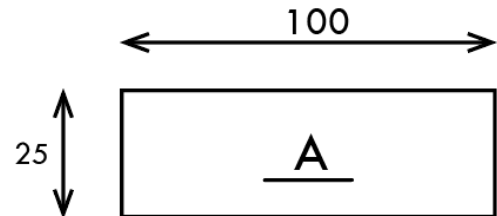
$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{5.98 \cdot 0.01}{1 \cdot 0.225^2 \cdot 19.83} = 0.059 < 0.186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.059)}}{0.8} = 0.06$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 22.5 \cdot (1 - 0.4 \cdot (0.06)) = 21.96 \text{ cm}$$



$$A_{SU} = \frac{Mu}{Z * f_{su}} = \frac{0.0598}{0.2196 * 348} = 7.825 \text{ cm}^2$$

➤ Condition non fragilité (BAEL 91 mod 99)

$$A_{Smin} < A_{SU} \longrightarrow 2.79 < 7.82 \text{ (La condition est vérifiée)}$$

Donc :

$A_{SU} = 782.5 \text{ mm}^2$  alors on prend : 6HA14/ml

Espacement :  $e = 16.66 \text{ cm}$ .

Avec la même manière de calcul on calcule la section d'acier pour les restes cas.

### b. En appui

Le moment Maximal  $M_{yy}$  vaut  $-3.67 \text{ tm}$

$$M_{st} = 3.67 \text{ tm}$$

Le moment réduit

$$\mu_{bu} = \frac{M_{st}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{3.67 * 0.01}{1 * 0.225^2 * 19.83} = 0.036 < 0.186$$

$$\mu_{ab} = 0.186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.036)}}{0.8} = 0.046$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 22.5 * (1 - 0.4 * (0.046)) = 22.08 \text{ cm}$$

$$A_{SU} = \frac{Mu}{Z * f_{su}} = \frac{0.0367}{0.2208 * 348} = 4.776 \text{ cm}^2$$

➤ Condition non fragilité (BAEL 91 mod 99)

$$A_{Smin} < \longrightarrow A_{SU} \quad 2.79 < 4.776 \text{ (La condition est vérifiée)}$$

Donc :  $A_{SU} = 477.6 \text{ mm}^2$  alors on prend : 5HA14/ml

Espacement :  $e = 20 \text{ cm}$ .

### 6.4.2 Ferrailage longitudinale

#### a. En travée

Après modélisation de la dalle, on a eu les résultats suivants :

le moment Maximal  $M_{yy}$  vaut 5.10tm

$$M_u = 5.10 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{5.10 \cdot 0.01}{1 \cdot 0.225^2 \cdot 19.83} = 0.051 < 0.186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.051)}}{0.8} = 0.065$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 22.5 \cdot (1 - 0.4 \cdot (0.065)) = 21.91 \text{ cm}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{0.051}{0.2191 \cdot 348} = 6.688 \text{ cm}^2$$

➤ Condition non fragilité (BAEL 91 mod 99)

$$A_{smin} < A_{su} \longrightarrow 2.79 < 6.688 \text{ (La condition est vérifiée)}$$

Donc :

$$A_{su} = 668.8 \text{ mm}^2 \text{ alors on prend : } 5\text{HA}14/\text{ml}$$

Espacement :  $e = 20 \text{ cm}$ .

#### b. En appui

Le moment Maximal  $M_{yy}$  vaut 2.04tm

$$M_{st} = 2.04 \text{ tm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{st}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.04 \cdot 0.01}{1 \cdot 0.225^2 \cdot 19.83} = 0.020 < 0.186$$

$$\mu_{ab} = 0.186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.02)}}{0.8} = 0.025$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 22.5 \cdot (1 - 0.4 \cdot (0.025)) = 22.27 \text{ cm}$$

$$A_{SU} = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{0.0204}{0.2227 \cdot 348} = 2.632 \text{ cm}^2$$

➤ Condition non fragilité (BAEL 91 mod 99)

$$A_{Smin} < \longrightarrow A_{SU} \quad 2.79 < 2.623 \text{ (La condition est vérifiée)}$$

Donc :  $A_{SU} = 262.3 \text{ mm}^2$  alors on prend : 2HA14/ml

Espacement :  $e = 50 \text{ cm}$ .

# **Chapitre VII :**

## **Etude de la**

# **Précontrainte**

## 7.1 Notion de base sur la précontrainte :

### 7.1.1 Le principe du béton précontraint :

Le béton est plus résistant à la compression qu'à la traction, donc le procédé de précontrainte est utilisé pour créer des pièces qui ne seront sollicitées que dans des situations de compression.

Les forces de traction résultant des charges appliquées à l'ouvrage sont compensées par les forces de compression générées par les câbles de précontrainte.

Prenons l'exemple d'une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples. Lorsqu'elle est soumise à une charge, elle se déforme et des fissures peuvent apparaître à la partie inférieure si la charge est trop importante.

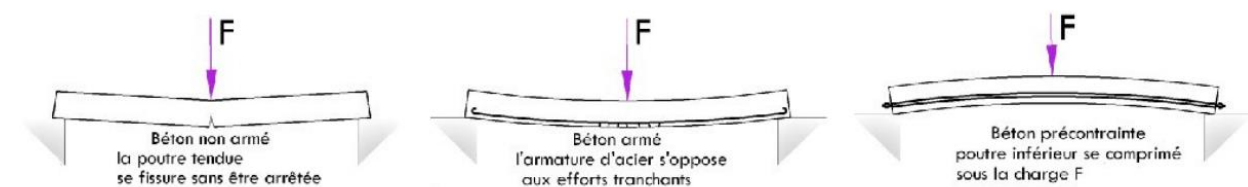
Pour éviter cela, on remplace l'armature de traction classique par des câbles de précontrainte contenus dans une gaine courbe suivant la déformation de la poutre.

En tirant sur les câbles, la poutre est comprimée et les fibres inférieures sont tendues tandis que les fibres supérieures sont comprimées. Ainsi, lorsqu'une charge est appliquée au centre de la poutre, les fibres inférieures sont tendues et les fibres supérieures sont comprimées.

Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour maintenir la poutre toujours comprimée, quelles que soient les charges appliquées.

Les efforts de traction lors d'un chargement sont alors compensés par les efforts de compression créés par la précontrainte, de sorte que toutes les fibres restent comprimées.

Dans les grosses poutres, il y a souvent plusieurs gaines contenant des câbles de précontrainte, dont le nombre et la disposition dépendent de différents facteurs tels que la forme et les dimensions de la poutre, les charges qu'elle doit supporter, etc. La position des gaines vers les extrémités est conçue pour améliorer la résistance à l'effort tranchant.



La précontrainte peut être appliquée à tous les éléments de construction en béton, pas seulement aux poutres. En 1928, l'inventeur de la précontrainte, Eugène FREYSSINET, a défini le concept de la précontrainte comme suit : « Précontraindre une construction, c'est la soumettre, avant

l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération »

### 7.2.2 Le principe de la post-tension :

Les armatures utilisées pour la précontrainte sont des câbles ou des torons qui sont tendus une fois que le béton a atteint une résistance mécanique suffisante pour supporter les forces de compression qui lui sont appliquées. La précontrainte peut être effectuée de deux manières par post-tension :

- Réalisée à l'intérieur du béton,
- Réalisée à l'extérieur du béton.

La mise en précontrainte par post-tension se déroule en plusieurs étapes :

- Des conduits, qui sont généralement des gaines, sont installés à l'intérieur du coffrage pour la précontrainte intérieure ou à l'extérieur pour la précontrainte extérieure avant le bétonnage.
- Les armatures sont ensuite insérées dans les conduits après le bétonnage.
- Les armatures sont tendues à leurs extrémités à l'aide de vérins et ancrées à l'aide de systèmes d'ancrage.
- La tension des armatures est contrôlée en mesurant leur allongement, car l'allongement est proportionnel à la force de traction exercée sur les armatures.
- Pour protéger les armatures de précontrainte contre la corrosion, les conduits sont remplis d'un coulis de ciment (ou parfois de cires ou de graisses) après l'injection.

#### Les Gainés

Les gaines permettant le passage des armatures à l'intérieur des éléments à précontraindre sont généralement fabriqués en acier. La forme la plus courante de gaines est un feuillard déformé à froid, enroulé en spirale et agrafé pour former un tube souple présentant des ondulations transversales. Ces ondulations ont pour but de faciliter le cintrage de la gaine, de lui donner une meilleure rigidité contre l'écrasement et d'améliorer son adhérence au béton en empêchant tout glissement longitudinal.

### Mise en tension des câbles

Pour mettre un câble de précontrainte en tension, on utilise un vérin pour appliquer une force à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité (un ancrage actif et un autre passif). La force appliquée est choisie en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier, généralement au maximum admissible. L'ordre de mise en tension des câbles est déterminé lors de l'étude de la structure et doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Les résistances du béton nécessaires sont prises en compte en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lorsque la tension est appliquée à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance minimale de  $0,9 f_{c28min}$ .

### L'injection

En général, pour protéger durablement les câbles, on utilise une injection de coulis de ciment. Cette injection doit être effectuée le plus rapidement possible après la mise en tension des armatures. Idéalement, il est préférable que le délai entre ces deux opérations ne dépasse pas une semaine, car la protection temporaire des câbles par une huile soluble appliquée en usine et renouvelée régulièrement sur le chantier perd de son efficacité après cette période.

La réalisation de l'injection est une étape cruciale car elle permet de garantir :

- L'adhérence optimale de l'armature tendue au béton environnant.
- La protection durable contre la corrosion de l'armature.
- Une pression d'injection du coulis dans les gaines comprises entre 0,6 et 0,8 MPa à l'entrée de la gaine.

## **7.3 Etude de la précontrainte**

**NB : La mise en tension des câbles se fait après 28 jours**

### **7.3.1 Données de calcul**

#### **A – Béton**

La résistance du béton est un critère crucial lors de la construction d'ouvrages précontraints. Elle est communément appelée "fc28", car elle est généralement mesurée à l'âge de 28 jours.

- La résistance caractéristique du béton

✓ À la compression :  $f_{c28}=35$  MPa

✓ À la traction :  $f_{t28}=0.6+0.06*f_{c28} \longrightarrow f_{t28}= 2.7$  MPa.

La précontrainte est examinée dans la classe 1, où les combinaisons rares ne permettent aucune contrainte de traction.

- Contraintes admissibles

| Cas \ Contraintes                 | $\overline{\sigma}_i$    | $\overline{\sigma}_s$        | $\overline{\sigma}_t$ | $\overline{\sigma}_c$    |
|-----------------------------------|--------------------------|------------------------------|-----------------------|--------------------------|
| Poutre seule<br>(En construction) | $0.6*f_{c28} =$<br>21MPa | $-1.5*f_{t28} =$<br>-4.05MPa |                       |                          |
| Poutre + hourdis<br>(En service)  |                          |                              | 0                     | $0.6*f_{c28} =$<br>21MPa |

Tableau 7.1 Les contraintes admissibles (Selon l'article 6.22 du BPEL)

### B – Acier (D'après Freyssinet)

Les caractéristiques des torons de classe I, désignés par T15 sont :

$A_p = 139$  mm<sup>2</sup> : la section 1T15 ;

$f_{peg} = 1650$  MPa : la limite conventionnelle d'élasticité ;

$f_{prg} = 1860$  MPa : la contrainte de rupture garantie ;

$E_p = 190000$  MPa : (module de Young des aciers T15).

### C – Autres données

$M_{max}$ : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieure la plus grande(572.42Tm)

$M_{min}$ : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieure la plus petite (299.29Tm)

$d' = 10\%$  de la hauteur = 0.15m = 15 cm

$\sigma_{p0} = \min(0.8*f_{prg} ; 0.9*f_{peg}) = 1485$ MPa

Nous considérons les caractéristiques de la section mi-travée (poutre+dalle)

| Section         | h (cm) | $\rho$ (%) | $B_{nette}$ (cm <sup>2</sup> ) | $I_n$ (cm <sup>4</sup> ) | V (cm) | V' (cm) |
|-----------------|--------|------------|--------------------------------|--------------------------|--------|---------|
| Poutre seule    | 150    | 52.5       | 4814.22                        | 13333784.8               | 67.43  | 82.57   |
| Poutre +hourdis | 175    | 52.7       | 8286.47                        | 28832745.2507            | 61.09  | 113.91  |

Tableau 7.2 Les caractéristiques géométriques de la section à mi- travée

### 7.3.2 Détermination de l'effort de précontrainte et le nombre de torons

L'effort de précontraint minimum qui doit être maintenu durant la durée de vie de l'ouvrage est :

$$P_{\min} = \max (P_1 ; P_2)$$

$P_1$  : précontrainte minimale en section sous critique.

$P_2$  : précontrainte minimale en section sur critique.

$$\text{Classe II} \begin{cases} P_1 = \frac{\Delta m}{\rho * h} + \frac{B(v * \bar{\sigma}_{ti} + v' * \bar{\sigma}_{ts})}{h} \\ P_2 = \frac{M_{\max} + \rho * B * v * \bar{\sigma}_{ti}}{\rho * v + v' - d'} \end{cases} \begin{cases} e_0 = \rho * v - \left( \frac{M_{\max} + \rho * v * B * \bar{\sigma}_{ti}}{P} \right) \\ e_0 = -(v' - d') \end{cases}$$

On a  $M_{\max} = 572.42 \text{ T.m}$  et  $M_{\min} = 299.29 \text{ T.m}$  alors :  $\Delta m = 273.13 \text{ T.m}$

$$P_1 = \frac{273.13}{0.525 * 1.5} + \frac{0.4814(0.6743 * (-2.7) + 0.8257 * (-4.05))}{1.5} = 3.4517 \text{ MN}$$

$$P_2 = \frac{572.42 + 0.525 * 0.4814 * 0.6743 * (-2.7)}{0.525 * 0.6743 + 0.8257 - 0.15} = 5.5545 \text{ MN}$$

$P_2 > P_1$  alors la section est sur critique.

Les pertes sont estimées à 30% d'où :

$$0.70 * P_0 = P_{\min} \longrightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.70} = \frac{5.5545}{0.70} = 7.406 \text{ MN}$$

$$P_0 = 740.6 \text{ T}$$

$$e_0 = -(0.8257 - 0.15) = -0.6757$$

- Détermination de nombre de files

On peut calculer le nombre des fils  $N_f$  à partir de la formule suivante :

$$N_f = \frac{P_0}{A_p * \sigma_{p0}} = \frac{740.6 * 10^4}{139 * 1485} = 35.35$$

$$N_f \geq 35.87 \text{ fils}$$

- Détermination de nombre des câbles  $N_C$  :

On utilise des câbles 12T15

$$N_C = \frac{N_f}{12} = \frac{35.35}{12} = 2.94$$

On prend 3 câbles 12T15.

- Détermination de la section d'enrobage

Voici l'enrobage considéré :  $d_i \leq \frac{h}{10} = d_i \leq \frac{150}{10} = d_i \leq 15$  on prend  $d_i = 15$  cm

### 7.3.3 Vérification des contraintes à la mise en tension

- **En construction (poutre seule)**

Les contraintes limites à vérifier :

$$\sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{ts}} \quad \text{et} \quad \sigma_{inf} \geq \overline{\sigma_{ci}}$$

- **On fibre supérieure :**

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \left( \frac{P \cdot e_0}{I} \cdot v_S + \frac{M_{min}}{I} v_S \right) = \frac{7.43}{0.4818} + \left( \frac{7.43 \cdot (-0.6757)}{0.133337848} \right) \cdot 0.6743 + \frac{2.9929}{0.133337848} \cdot 0.6743$$

$$\sigma_{sup} = 5.1678 \text{MPa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -4.05 \text{MPa}$$

$$M_{min} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.42 \cdot 33.4^2}{8} = 299.29 \text{ T.m (moment de la poutre seule) ;}$$

$$e_0 = -67.57 \text{cm;}$$

$$P = \sigma_{p0} \cdot A_s = 1485 \cdot 5004 \cdot 10^{-6} = 7.43 \text{ MN (} A_s \text{: la section des câbles)}$$

Alors :

$$\sigma_{sup} > \overline{\sigma_{ts}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **On fibre inférieure :**

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \left( \frac{P \cdot e_0}{I} \cdot v_i + \frac{M_{min}}{I} v_i \right) = \frac{7.43}{0.4818} + \left( \frac{7.43 \cdot (-0.6757)}{0.133337848} \right) \cdot 0.8257 + \frac{2.9929}{0.133337848} \cdot 0.8257$$

$$\sigma_{inf} = 2.8476 \text{MPa} \geq \overline{\sigma_{ci}}$$

$$\sigma_{inf} < \overline{\sigma_{ci}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En service :**

- **On fibre supérieure :**

$$M_{max} = 572.42 \text{Tm (ELS D240)}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \left( \frac{P \cdot e_0}{I} \cdot v_S + \frac{M_{max}}{I} v_S \right) = \frac{7.43}{0.4818} + \left( \frac{7.43 \cdot (-0.6757)}{0.133337848} \right) \cdot 0.6743 + \frac{5.72}{0.133337848} \cdot 0.6743 = 18.95 \text{MPa}$$

$$18.95 \text{ MPa} < 21 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sup} < \overline{\sigma_{cs}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• On fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \left( \frac{P \cdot e_0}{I} * vi + \frac{M_{max}}{I} vi \right) \leq \bar{\sigma}_{ti} = -2.7 \text{MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{7.43}{0.4818} + \left( \frac{7.43 * (-0.6757)}{0.133337848} \right) * 0.8257 + \frac{5.72}{0.133337848} * 0.8257 = \mathbf{19.75 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{inf} > \bar{\sigma}_{ti} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

N.B : quand on n'a pas des contraintes de traction on utilise un ferrailage passif standard.

**7.3.4 Principe de positionnement des câbles**

La poutre est divisée en trois zones égales dans sa moitié :

- **Zone d'about** : Les deux câbles sont disposés de manière à ce que leur centre de gravité se rapproche de celui de la section, afin de minimiser ou annuler le moment dû à la précontrainte.
- **Zone médiane** : Tous les câbles sont positionnés à l'excentricité maximale (avec une valeur négative) pour générer un moment négatif maximal, tout en respectant la distance minimale de recouvrement. (L'enrobage).
- **Zone intermédiaire (mi-travée)** : une zone de levage où les moments diminuent progressivement jusqu'à atteindre zéro à l'extrémité de la poutre.

Positionnement des câbles : En général, les points d'ancrage des câbles sont positionnés à l'extrémité de la poutre tout en respectant les exigences réglementaires (c'est un avantage économique et de réalisation).

7.3.5 Détermination des positions d'ancrage (about) :

- Détermination de A1 et A2 et B :

On fixe : B = 0.6m (Distance entre les 2 câbles)

On a: Yg = 0.791m

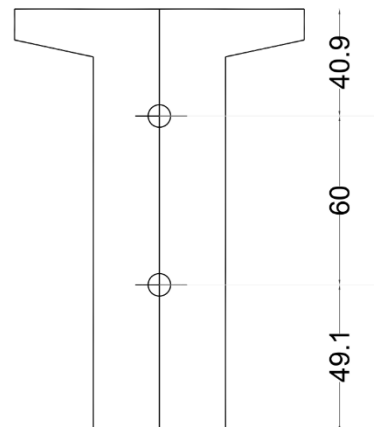
$$Yg = \frac{A1 + A1 + B}{2} \implies A1 = 0.491m$$

Alors : A2 = 1.5 - (0.6 + 0.491) = 0.409m

En remplaçant A1 dans l'équation :

$$-\frac{16.7B1}{2 + B1(16.7)} = -0.384B1 \implies B1 = 0.045$$

On a :



**Tracé du câble n°1 :**

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$1) X = 0 \rightarrow Y_1 = C_1 = 0.791 - 0.30 = 0.491\text{m}$$

$$2) X = 16.7 \rightarrow Y_1 = 0.16 = A_1(16.7)^2 + B_1(16.7) + 0.491$$

$$\frac{-16.7 \cdot B_1}{2} + B_1(16.7) = -0,38 \longrightarrow B_1 = -0.045 \text{ alors } A_1 = 1.31 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 1.31 \cdot 10^{-3} X^2 - 0.045 X + 0.491 \text{ et } Y'_1 = 2.62 \cdot 10^{-3} X - 0.045 = \text{tag} \alpha$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

| X          | Y <sub>i</sub> | α(rad)  | α°      | Cos α   |
|------------|----------------|---------|---------|---------|
| 0          | 0.491          | -0.0485 | -2.57   | 0.99899 |
| 0.57       | 0.518          | -0.0429 | -2.46   | 0.99907 |
| 2          | 0.459          | -0.039  | -2.27   | 0.99921 |
| 4          | 0.384          | -0.0345 | -1.977  | 0.99940 |
| 6.87       | 0.296          | -0.026  | -1.546  | 0.99963 |
| 8          | 0.2678         | -0.024  | -1.377  | 0.99971 |
| 8.35 (L/4) | 0.259          | -0.023  | -1.324  | 0.99973 |
| 10         | 0.225          | -0.018  | -1.077  | 0.99982 |
| 12         | 0.192          | -0.013  | -0.776  | 0.99990 |
| 14         | 0.1707         | -0.008  | -0.476  | 0.99996 |
| 16         | 0.159          | -0.003  | -0.176  | 0.99999 |
| 16.7 (L/2) | 0.1578         | -0.0012 | -0.0714 | 1       |

**Tableau 7.3 Les abscisse et les angles de câble N°1**

**Tracé du câble n°2 :**

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$1) X = 0 \rightarrow Y_2 = C_2 = 0.791 + 0.30 = 1.091\text{m}$$

$$2) X = 16.7 \rightarrow Y_2 = 0.16 = A_2(16.7)^2 + B_2(16.7) + 1.091$$

$$\frac{-16.7 \cdot B_2}{2} + B_2(16.7) = -1,08 \longrightarrow B_2 = -0.129 \text{ alors } A_2 = 4.38 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } Y_2 = 4.38 \cdot 10^{-3} X^2 - 0.129 X + 1.091 \text{ et } Y'_2 = 9.36 \cdot 10^{-3} X - 0.129 = \text{tag} \alpha$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

| X    | Yi     | $\alpha(\text{rad})$ | $\alpha^\circ$ | Cosa        |
|------|--------|----------------------|----------------|-------------|
| 0    | 1.091  | -0.12828098          | -7.3505        | 0.482478048 |
| 0.57 | 1.0189 | -0.12335951          | -7.0685        | 0.707165801 |
| 2    | 0.8505 | -0.10954974          | -6.2772        | 0.999982088 |
| 4    | 0.6451 | -0.09173473          | -5.2564        | 0.517572133 |
| 6.87 | 0.4115 | -0.06490227          | -3.7189        | -0.83793525 |
| 8    | 0.3393 | -0.05394241          | -3.0909        | -0.9987154  |
| 8.35 | 0.3192 | -0.05095113          | -2.9195        | -0.97543863 |
| 10   | 0.239  | -0.03498255          | -2.0045        | -0.42023445 |
| 12   | 0.1737 | -0.01699651          | -0.9739        | 0.562078186 |
| 14   | 0.1435 | 0.001998255          | 0.1145         | 0.993452033 |
| 16   | 0.1483 | 0.020794066          | 1.1915         | 0.370266901 |
| 16.7 | 0.1582 | 0.027289703          | 1.5637         | 0.007096267 |

Tableau 7.4 Les abscisse et les angles de câble N°2

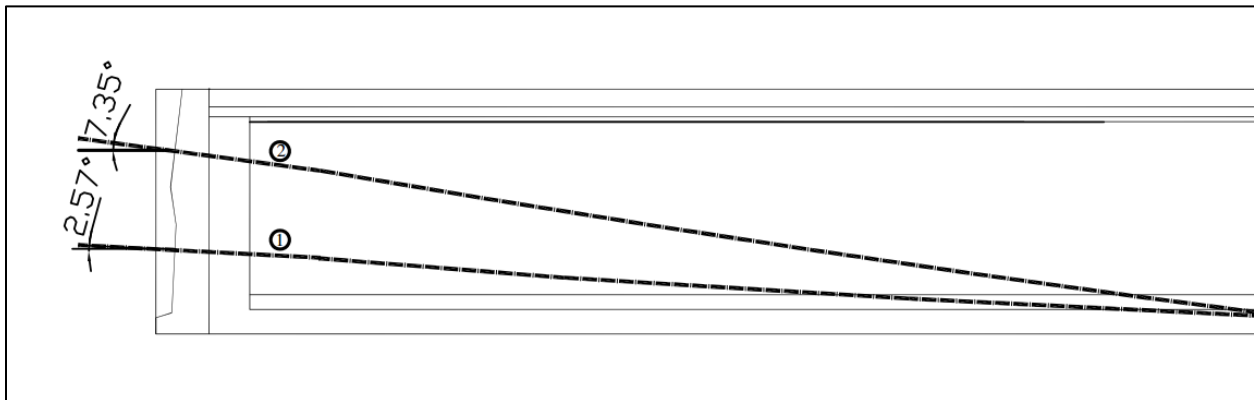


Figure 7.1 vue en plan de deux câbles 1 et 2

### Tracé du câble n°3 (sortant de l'extrados) :

Lors de l'installation du vérin, le câble situé à l'extrados est incliné à un angle standard de 25°.

Ce câble est composé d'une section courbe parabolique de 19.4 mètres et d'une section intermédiaire droite d'une longueur de 2 mètres.

$$Y = AX^2 + BX + C$$

$$1) X = 0 \rightarrow Y_3 = C_3 = 1.5\text{m}$$

$$2) X = 10.7 \rightarrow Y_3 = 0.16 = 2A_3(10.7)^2 + B_3(10.7) + 1.5$$

$$\frac{-10.7 \cdot B_3}{2} + B_3(10.7) = 1.5 \quad \longrightarrow \quad B_3 = -0.22 \text{ alors } A_3 = 6.44 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Donc : } Y_3 = 10.3 \cdot 10^{-3} X^2 - 0.22 X + 1.5 \quad \text{et} \quad Y'_3 = 20.6 \cdot 10^{-3} X - 0.22 = \tan \alpha$$

Les abscisses et les angles en tous points du câble sont regroupés dans le tableau suivant :

| X    | Y <sub>i</sub> | α(rad)      | α°      | Cosα       |
|------|----------------|-------------|---------|------------|
| 0    | 1.5            | -0.216543   | -12.407 | 0.97664604 |
| 1    | 1.2903         | -0.19680333 | -11.276 | 0.98069665 |
| 2    | 1.1012         | -0.17692403 | -10.137 | 0.98438973 |
| 3    | 0.9327         | -0.15688765 | -8.989  | 0.98771836 |
| 4    | 0.7848         | -0.13672909 | -7.834  | 0.99066713 |
| 5    | 0.6575         | -0.11646582 | -6.673  | 0.99322552 |
| 6    | 0.5508         | -0.09609783 | -5.506  | 0.99538616 |
| 7    | 0.4647         | -0.07564257 | -4.334  | 0.99714046 |
| 8    | 0.3992         | -0.05513495 | -3.159  | 0.99848045 |
| 9    | 0.3543         | -0.03457497 | -1.981  | 0.99940235 |
| 10   | 0.33           | -0.01399754 | -0.802  | 0.99990204 |
| 10.7 | 0.3252         | -0.00041888 | -0.024  | 1          |

Tableau 7.5 Les abscisse et les angles de câble N°3

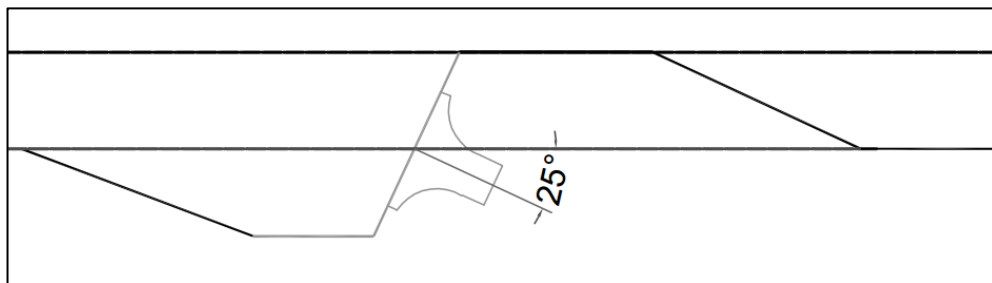


Figure 7.2 Vue longitudinale du câble N°3 en extrados

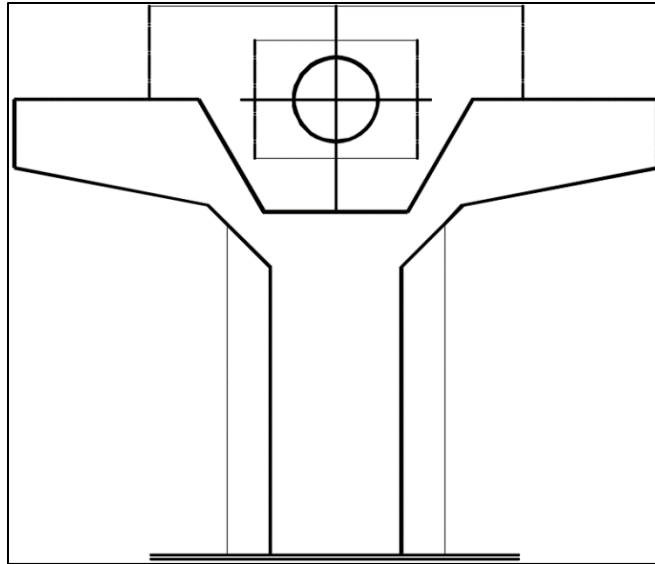


Figure 7.3 Vue transversale du câble N°3 en extrados

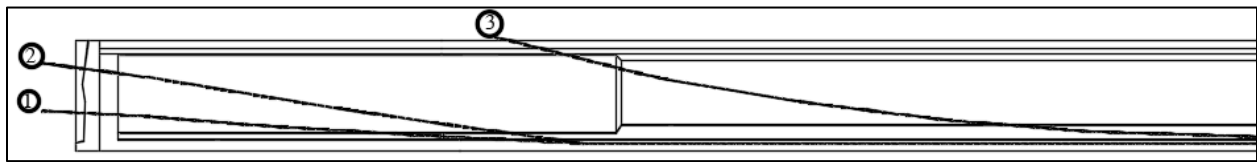


Figure 7.4 Vue longitudinale des trois câbles

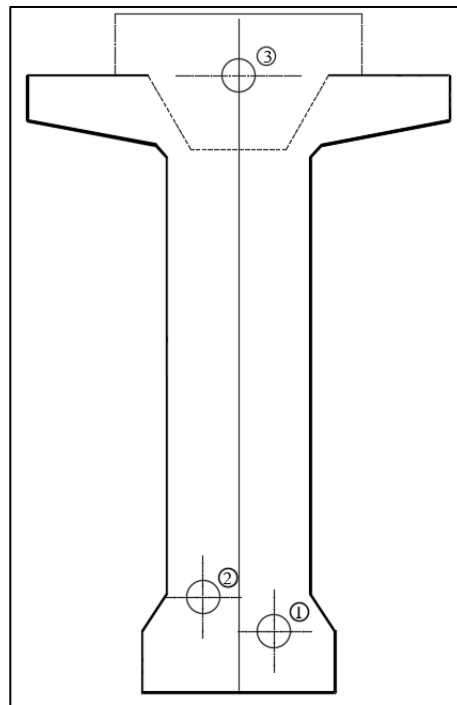


Figure 7.5 Vue transversale des câbles à l'abscisse 6m

## 7.4 Calcul des pertes

En général, la perte de précontrainte fait référence à toute disparité entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension et la force (moins importante) qui s'exerce à un point spécifique de l'armature à un moment donné. Afin de calculer les valeurs initiales et finales de la force précontrainte, il est nécessaire d'estimer de manière précise l'évolution des pertes de précontrainte. Pour cette évaluation, les pertes doivent être divisées en deux catégories distinctes.

- Les pertes instantanées :
  - Pertes dues au frottement.
  - Pertes dues au recul à l'ancrage.
  - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- Les pertes différées :
  - Pertes dues au retrait du béton.
  - Pertes dues au fluage.
  - Pertes dues à la relaxation des aciers.

### 7.4.1 Pertes instantanées :

#### 7.4.1.1 Pertes dues au frottement du câble sur la gaine :

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{(-f\alpha - \varphi x)})$$

Telles que :

$\alpha$  : L'angle de relevage du câble en radian.

$x$  : Longueur en courbe des câbles.

$f$  : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f = 0,2$  1/rad.

$\Phi$  : Perte relative de tension par mètre, telle que  $\varphi = 0,002$ /m.

$\sigma_{p0}$  : Contrainte de tension à l'encrage  $\sigma_{p0} = 1485$ MPa

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{(-f\alpha - \varphi x)})$$

| Section | N° Câble | X(m) | $\alpha$ (rad) | $\Delta\sigma_f$ (MPa) | $\Delta\sigma_{f\text{moy}}$ (MPa) |
|---------|----------|------|----------------|------------------------|------------------------------------|
| 0L      | 1        | 0    | 0.048          | 14.18                  | 25.85                              |
|         | 2        | 0    | 0.128          | 37.53                  |                                    |
| 0.25L   | 1        | 8.35 | 0.023          | 31.29                  | 35.35                              |
|         | 2        | 8.35 | 0.051          | 39.41                  |                                    |
|         | 3        | 2.35 | 0.162          | 54.08                  |                                    |
| 0.5L    | 1        | 16.7 | 0.001          | 49.06                  | 52.83                              |
|         | 2        | 16.7 | 0.0273         | 56.60                  |                                    |
|         | 3        | 10.7 | 4E-04          | 48.89                  |                                    |

Tableau 7.6 : valeurs des pertes dues aux frottements

#### 7.4.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage

La diminution de la tension, qui peut se produire lorsque l'armature glisse par rapport à son point d'ancrage, subit un tassement ou une déformation de l'ancrage, est communément appelée "perte par recul d'ancrage". Cette perte est évaluée en utilisant la valeur spécifiée dans l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte utilisé. (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2\sigma_{p0} f \left( \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) * x$$

Telles que :

$$x = \sqrt{\frac{g * E_a}{\sigma_{p0} \left( f * \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm. (D'après ALGA).

E<sub>a</sub> : module d'élasticité de l'acier = 190000 MPa

L : longueur du câble.

|                                  | Cable 01 | Cable 02 | Cable 03 |
|----------------------------------|----------|----------|----------|
| $\alpha$ (rad)                   | 0.0012   | 0.0273   | 0.00042  |
| x(m)                             | 19.556   | 18.83    | 19.57    |
| $\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)       | 23.65    | 31.49    | 23.47    |
| $\Sigma\Delta\sigma_{rec}$ (MPa) | 78.6     |          |          |

Tableau 7.7 Les pertes de tension par recul d'ancrage.

### 7.4.1.3 Pertes par raccourcissement du béton

La diminution de tension causée par les déformations immédiates du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et à d'autres charges permanentes peut être considérée comme une perte moyenne qui affecte chaque armature de manière équivalente dans une section donnée.

$$\Delta\sigma_{\text{racc}} = \frac{E_a}{2 \cdot E_i} \cdot \sigma_b$$

$\sigma_b$  = contrainte du béton.

$E_a$  : module d'élasticité de l'acier = 190000 MPa

$E_i$  : module de déformation longitudinale instantanée du béton. =  $11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 35981.7 \text{ MPa}$

moment de la poutre seule.

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} + \frac{Mg \cdot e}{I}$$

$$g = \gamma_{BA} \cdot B_{\text{brute}} = 2.5 \cdot 0.5067 = 1.26 \text{ t/ml}$$

$$Mg = \frac{g \cdot l^2}{8} = \frac{1.26 \cdot 33.4^2}{8} = 1.757 \text{ MN.m}$$

$$P = A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec}) = 6.56 \text{ MN} \quad (A_p = 139 \text{ mm}^2 \cdot 12 \text{ torons} \cdot 3 \text{ câbles})$$

à 28 jours.

| P<br>(MN) | $e_0$<br>(m) | Mg<br>(MN.m) | $B_{\text{nette}}$<br>(m <sup>2</sup> ) | $\sigma_b$<br>(MN/m <sup>2</sup> ) | $\Delta\sigma_{\text{racc}}$<br>(MN/m <sup>2</sup> ) |
|-----------|--------------|--------------|---|------------------------------------|--|
| 6.56      | -0.6757      | 1.757        | 0.481422                                | 16.54                              | 43.66  |

Tableau 7.8 Pertes dues au raccourcissement à 28 jours.

### 7.4.1.4 Les pertes instantanées finale

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse x de l'armature, est notée  $\Delta\sigma_{pi}(x)$ .

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée

$$\Delta\sigma_{pi} = 217 + 78.6 + 43.66 \longrightarrow \Delta\sigma_{pi} = 339.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi} = 3 \times 1485 - 339.26 \longrightarrow \sigma_{pi} = 4115.74 \text{ MPa}$$

## 7.4.2 Les pertes différées

### 7.4.2.1 Pertes par retrait du béton

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

$$\Delta\sigma_{ret} = \epsilon_r * [1 - r(j)] * E_a$$

Avec :

$\epsilon_r = 0,0003$  étant le retrait total du béton.

$j$  : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$r(t)$  : fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

$$r(t) = \frac{t}{t + (9 * r_m)}$$

$$\text{Avec : } r \text{ (m)} = \frac{B_{nette}}{P}$$

$B_{nette}$  : la section nette.

$P$  : le périmètre de la section.

Pour les deux câbles à l'about :

$$B_{nette} = 4814.22 \text{ cm}^2$$

$$p = 495.71 \text{ cm}$$

$$r \text{ (m)} = \frac{B_{nette}}{P} = 9.7 \text{ cm}$$

**A 28 jours :**

$$r(28) = \frac{28}{28 + (9 * 9.7)} = 0.24 \text{ cm}$$

Alors :  $\Delta\sigma_{ret} = 0,0003 (1 - 0,174) 190000$ . Donc :  $\Delta\sigma_{ret} = 43.32 \text{ MPa}$ .

|            | P      | Bnette | $r_m$ (m) | $r_t$ | $\Delta\sigma_{ret}$ (MPa) |
|------------|--------|--------|-----------|-------|----------------------------|
| à 28 jours | 495.71 | 0.4814 | 14.76     | 0.24  | 43.32                      |

**Tableau 7.9 les valeurs des pertes dues au retrait du béton**

### 7.4.2.2 Pertes due au fluage

Lorsqu'une pièce est précontrainte et exposée à des charges permanentes qui varient dans le temps, la diminution finale de tension causée par le fluage du béton est équivalente à :

$$\Delta\sigma_{flu} = 2.5 * \frac{\sigma_b}{E_i} * E_p$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.7$$

$$\Delta\sigma_{flu} = 2.5 * \frac{27.22}{35981.72} * 190000 = 359.33 \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{flu} = 359.33 \text{MPa}$$

### 7.4.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} * \rho * 1000 * (u - u_0) * \sigma_{pi}$$

$$u = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} \text{ avec } f_{prg} = 1860$$

$u_0$  : Un coefficient pris égal à 0.43 pour TBR

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} * 2.5 * (0.74 - 0.43) * 4125.14 = 191.81$$

$$\Delta\sigma_{rel} = 191.81 \text{MPa}$$

### 7.4.2.4 Les pertes différées finales

La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} * \Delta\sigma_{rel} \longrightarrow \Delta\sigma_d = 562.49 \text{MPa}$$

|                          | Pertes instantanées                    |           |                           | Pertes différées                       |                 |                     |
|--------------------------|--|-----------|---------------------------|--|-----------------|---------------------|
|                          | Par frottement                         | Par recul | Raccourcissement de béton | Retrait de béton                       | Fluage de béton | Relaxation d'aciers |
| $\Delta\sigma$ (MPa)     | 217                                    | 78.6      | 43.66                     | 43.32                                  | 359.33          | 191.81              |
| $\sum\Delta\sigma$ (MPa) | $\Delta\sigma_{pi} = 339.26$<br>22.84% |           |                           | $\Delta\sigma_{pd} = 562.49$<br>37.87% |                 |                     |
|                          | $\Delta\sigma_{moy} \% = 30.35\%$      |           |                           |  |                 |                     |

Tableau 7.10 récapitulatif des pertes de tension.

## 7.5 Vérification des contraintes tangentielles.

Lorsque la hauteur de la poutre varie de manière significative, l'effort tranchant V résultant des forces externes, y compris la précontrainte longitudinale, doit être ajusté en utilisant une correction connue sous le nom de "correction de Résal". L'effort tranchant ainsi corrigé est

appelé "effort tranchant réduit" et est représenté par le symbole  $V_{\text{red}}$ . Lors de la justification des armatures d'âme d'une poutre, l'inclinaison  $\beta_u$  des bielles en béton est calculée au niveau du centre de gravité de la section. L'angle  $\beta_u$ , représentant l'inclinaison des fissures par rapport à la fibre moyenne de la poutre, est borné inférieurement à  $30^\circ$ .

### **A l'ELS (Selon l'article 7.2 BPEL91)**

$$|\tau| \leq \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$$

Avec :

$$\tau_s = \frac{V_{\text{red}}(els) * S}{bn * I}$$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0.4 f_{tj} * (f_{tj} * \frac{2}{3} * \sigma_b)} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_2 = \sqrt{\frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_b)(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_b)}$$

$$\bar{\tau}_1 = \sqrt{0.4 * 2.7 * (2.7 * \frac{2}{3} * 16.54)} = 5.67 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_2 = \sqrt{\frac{2 * 2.7}{35} (0.6 * 35 - 16.54) * (2.7 + \frac{2}{3} * 16.54)} = 9.44 \text{MPa}$$

- $V_{\text{red}} = V_{\text{max}} - P * \sin \alpha$

On a  $P_0 = P_2 - (\%)$  des Pertes alors :  $P = 5.55 - 1.75 = 3.8 \text{MN} = 387.5 \text{t}$

$\alpha$  : l'angle de câble fictif est égal à :  $\alpha = 4.96^\circ$

$V_{\text{max}} = 91.66 \text{t}$  (ELS D240+)

$$V_{\text{red}} = 91.66 - 388.5 * \sin(4.96) = 58.07 \text{t}$$

- $S = 165708.76 = 0.165708 \text{m}^3$
- $bn = 0.47 - 0.082 = 0.388 \text{m}$
- $I = 0.132257325 \text{m}^4$

$$\tau_s = \frac{0.5807 * 0.165708}{0.388 * 0.1322573} = 1.8751 \text{MPa}$$

$$1.8751 < \min(5.67; 9.44)$$

Condition vérifiée

**A l'ELU (Selon l'article 7.3 BPEL91)**

$$A_t \geq \gamma_s * S_t * b_n * \frac{(\tau_u - f_{tj}/3)}{f_e} * \tan(\beta_u)$$

$$\tau_u = \frac{V_{red} * S}{b_n * I}$$

Avec :

$A_t$  : Somme des aires des aciers transversales

$b_n$  : l'épaisseur nette  $b_n$ , en soustrayant le trou de câble fictif

$V_{red}$  : L'effort tranchant réduit.

$\phi$  : Diamètre de la gaine de câble. (82mm)

$S$  : Le moment statique de la section d'about.

$\sigma_b$  : Contrainte normale longitudinale.

$St$  : Espacement des armatures transversal.  $\min(0.8h ; 3b_0 ; 1m) / b_0 = 47\text{cm}$

$N$  : Le nombre des poutres dans une travée.

- $V_{red} = V_{max} - P * \sin\alpha$

On a  $P_0 = P_2 - (\%)$  des Pertes alors :  $P = 5.55 - 1.75 = 3.8\text{MN} = 388.5\text{t}$

$\alpha$  : l'angle de câble fictif est égal à :  $\alpha = 4.96^\circ$

$V_{max} = 112.95\text{t}$  (ELU D240+)

$$V_{red} = 112.95 - 388.5 * \sin(4.96) = 79.35\text{t}$$

- $S = 165708.76\text{cm}^3 = 0.165708\text{m}^3$

- $b_n = 0.47 - 0.082 = 0.388\text{m}$

- $I = 0.132257325\text{m}^4$

Donc :  $\tau_u = \frac{0.7935 * 0.165708}{0.388 * 0.132257} = 2.56\text{MPa}$

$$A_t \geq 1.15 * 1 * 0.388 * \frac{(2.56 - (-2.7/3))}{400} * \tan(30^\circ) = 22.28\text{cm}^2$$

**On prend 15HA14.**

Comme nous l'avons mentionnée précédemment on prend un ferrailage passif simple ou standard pour une poutre de VIPP d'élanement 1.5m et de longueur 33.4m

## 7.6 Vérification des contraintes de torsion

Le phénomène de la torsion se manifeste dans une poutre quand la résultante des charges est excentrée par rapport à la ligne moyenne de cette poutre. Cela se produit dans l'un des cas suivants :

- poutre de rive.
- poutre avec un chargement non symétrique latéralement.
- poutre en L.
- poutre courbe en plan.

Calcul de  $\tau_t$  :

$$\tau_t = \frac{Mt}{2A \cdot e}$$

$M_t$  : Moment de torsion max (ELU D240+) = 15.60T.m

- Calcul des sections « e » et « A » :

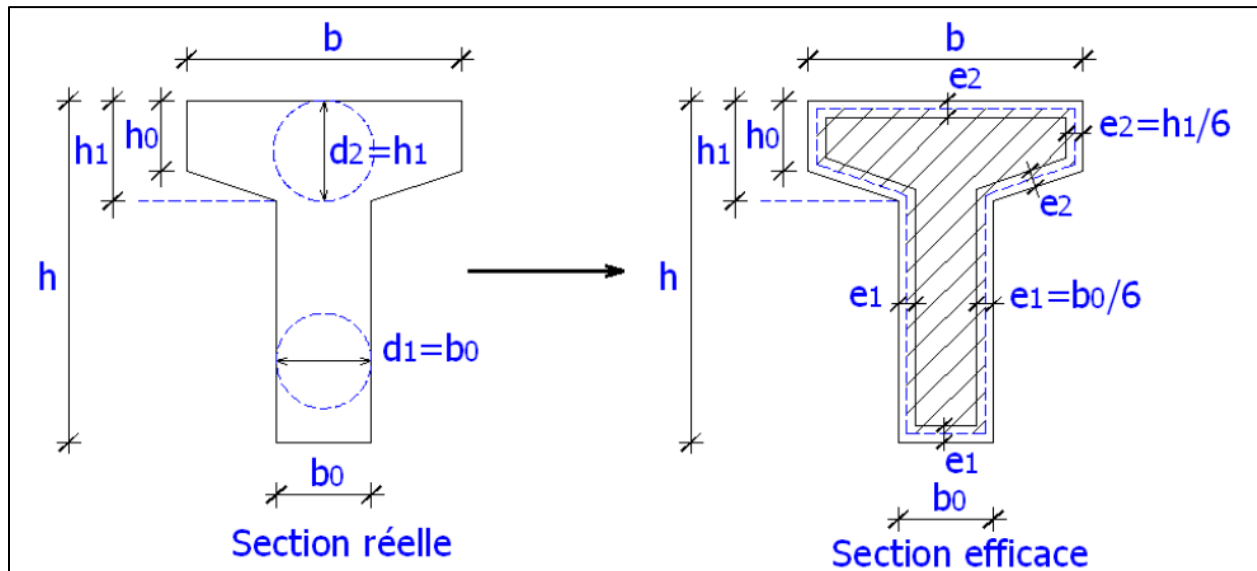


Figure 7.6 Détermination de l'épaisseur d'une section efficace d'une poutre épaisse.

$$B_{nette} = 0.737484\text{m}^2$$

$$b = 1.03\text{m}$$

$$b_0 = 0.47\text{m}$$

$$h = 1.5\text{m}$$

$$h_0 = 0.113\text{m}$$

$$h_1 = 0.167\text{m}$$

$$e_1 = 0.078\text{m}$$

$$e_2 = 0.027\text{m}$$

$$e = 0.0525\text{m}$$

$$A = B_{\text{nette}} - e = 0.4415\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } \tau_t = \frac{Mt}{2A \cdot e} = \frac{156}{2(0.44) \cdot 0.0525} = 3.37\text{MPa}$$

### 7.6.1 Vérification à L'ELS

Si  $\tau_v$  e  $\tau_t$  sont respectivement les contraintes de cisaillement dues à l'effort tranchant V et au moment de torsion T, on doit vérifier la condition suivante :

$$\sqrt{\tau_v^2 + \tau_t^2} \leq \tau_{\text{lim}}$$

Où  $\tau_{\text{lim}}$  est la contrainte limite de cisaillement définie par l'équation :

$$\tau_{\text{lim}} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2)$$

On a :

$$\bar{\tau}_1 = 5.67\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_2 = 9.44\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min(\bar{\tau}_1, \bar{\tau}_2) = 5.67\text{MPa}$$

$$\tau_v = 1.87\text{MPa} \quad \text{et} \quad \tau_t = 3.37\text{MPa}$$

$$\sqrt{\tau_v^2 + \tau_t^2} = 3.85 < \tau_{\text{lim}} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 7.6.2 Vérification à L'ELU

- **Justification des bielles de compression du béton (Art 7.6,53 du BPEL 91) :**

$$\tau_{vu}^2 + \tau_{Tu}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4\gamma_b}\right)^2$$

$$\tau_{vu}^2 = 6.55 \quad \text{et} \quad \tau_{Tu}^2 = 11.35$$

$$17.9 < 34.02 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Justification des armatures transversales (Art 7.6,54 du BPEL 91) :**

$$A_t \geq \frac{St \cdot \gamma_s \cdot \tau_u \cdot e \cdot \text{tg} \beta_u}{f_e} = \frac{1 \cdot 1.15 \cdot 2.56 \cdot 0.0525 \cdot \text{tg} 30}{400} = 2.23\text{cm}^2$$

**On prend 2HA12**

**Remarque :** Les armatures transversales  $A_T$  de torsion viennent s'ajouter aux armatures transversales  $A_V$  de l'effort tranchant.

- **Justification des armatures longitudinales (Art 7.6,55 du BPEL 91) :**

La torsion induit un effort longitudinal  $F_l$  de traction par mètre linéaire de la paroi. Cet effort se calcule par l'équation :

$$F_l = \frac{Mt}{2A} \cotg \beta_u = \frac{156}{2 \cdot 0.44} \cotg 30^\circ = 307.04 \text{ KN/ml} = 0.307 \text{ MN/ml}$$

Cet effort est équilibré :

soit par les contraintes de compression dans la zone comprimée de la section de béton :

$$\sigma_b \cdot e \cdot 1 \geq F_l \quad / \quad \sigma_b = 16.54 \text{ MN/m}^2 \quad \text{et} \quad e = 0.0525 \text{ m}$$

$$0.868 > 0.307 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

soit par les armatures passives de section  $A_l$  dans la zone tractée de la section de béton :

$$A_l \geq \frac{F_l \cdot \gamma_s}{f_e} = 8.82 \text{ cm}^2$$

**On prend 8HA12**

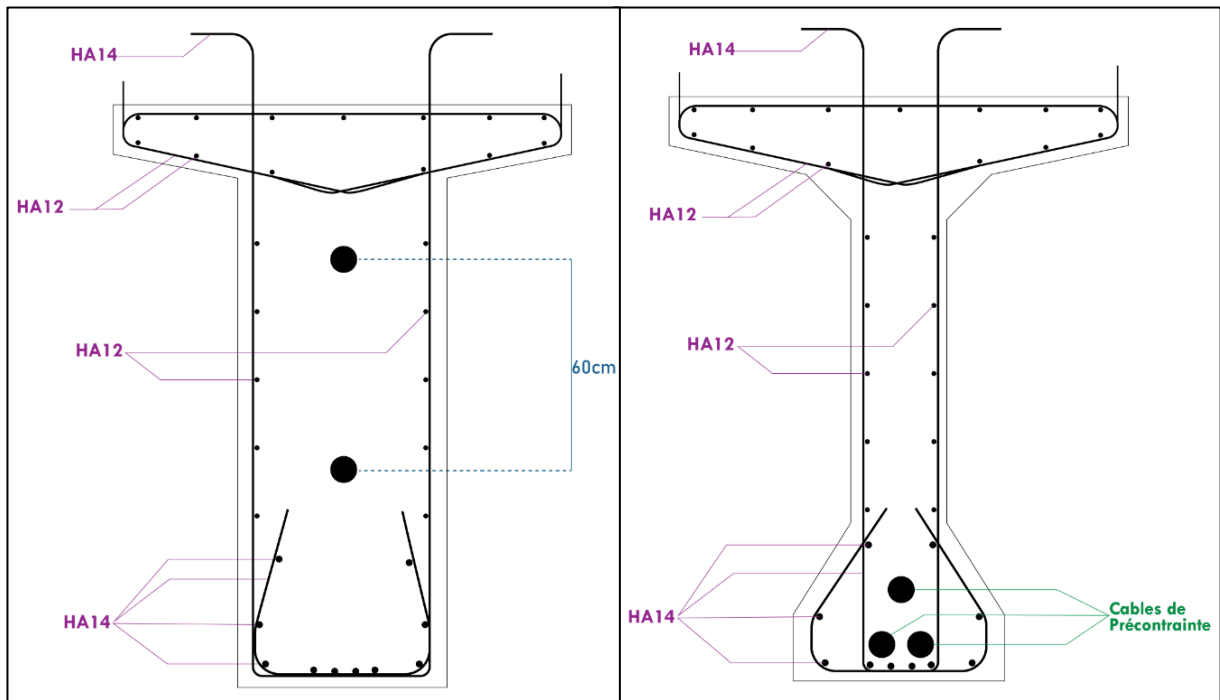


Figure 7.7 Schéma explicatif des armatures de la poutre

# **Chapitre VIII :**

## **Equipement de tablier**

## 8.1 Introduction

Chaque poutre repose sur l'appui par l'intermédiaire d'un appareil d'appui. Compte tenu de l'intensité relativement faible des réactions transmises par les poutres et du grand nombre de ces appareils, on utilise habituellement des appareils d'appuis fixes en caoutchouc fretté.

Les déplacements du tablier sont donc absorbés par les distorsions du caoutchouc, et l'on évite ainsi d'avoir recours à des appareils d'appui glissants, bien plus coûteux, qui de plus sont bien plus sensibles à un défaut de pose ou d'entretien.

Ces appareils d'appui doivent être conformes à la norme NFT 47.815 qui a entériné l'abandon de la fabrication des appareils d'appui non totalement enrobés. De plus cette norme en précise les dimensions normalisées de fabrication pour les appareils d'appui à feuillets d'élastomère de 8, 10 et 12 mm. Leur dimensionnement relève du chapitre III du Bulletin technique N°4 du SETRA, dans l'attente de la mise à jour de ce document. **(SETRA)**

## 8.2 Dimensionnement

Dans notre projet, nous employons des dispositifs d'appui en élastomère fretté. Ces dispositifs sont composés de couches d'élastomère, généralement en néoprène, empilées avec des plaques d'acier intercalées qui agissent comme des frettes (offrant un soutien semi-fixe).

Réaction verticale à l'appui :

$$N_{max} = 1294.5 \text{ KN}$$

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

La contrainte moyenne de compression «  $\sigma_{moy}$  » ne peut dépasser 15MPa. **(SETRA)** On obtient donc pour un appareil, avec la réaction verticale maximale :

$$\sigma_{moy} \geq \frac{N_{max}}{a*b} \quad \longrightarrow \quad a*b \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{moy}}$$

a : La largeur de l'appareil d'appuis.

b : La longueur de l'appareil d'appuis.

$N_{max}$  : Réaction verticale maximale sur l'appui.

$\sigma_{moy}$  : Contrainte moyenne de compression du néoprène.

$$N_{max} = 1294.5 \text{ KN}$$

$$\sigma_{moy} = 150 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$a*b \geq \frac{1294.5}{15000} \quad \longrightarrow \quad a*b \geq 863 \text{ cm}^2$$

On prend :  $a=30\text{cm}$  et  $b=40\text{cm}$  alors :  $a*b = 1200\text{cm}^2 > 863\text{cm}^2$

### 8.2.2 Épaisseur nette de l'élastomère

Comme les imperfections des surfaces de pose amènent à prévoir une épaisseur minimale d'élastomère, en pratique il est recommandé de respecter la double condition : (SETRA)

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5} \quad \longrightarrow \quad 3 < T < 6$$

On prend  $T = 4.8\text{cm}$

$T = n*t$  et  $t = 1.2\text{cm}$

$$n = \frac{T}{t} = \frac{4.8}{1.2} = 4$$

### 8.2.3 Épaisseur des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a}{\beta} * \frac{\sigma_m}{\sigma_e} ; t_s \geq 2\text{cm}$$

$t_s$  : L'épaisseur des frettes.

$\beta$  : Coefficient de forme.

$\sigma_e$  : Limite élastique des frettes.

$$\beta = \frac{a*b}{(a+b)*2*t} = \frac{1200}{(30+40)*2*1.2} = 7.14$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{(a*b)} = \frac{1294.5*10^2}{1200} = 107.875 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_e = 2150 \text{ Kg/cm}^2$  pour l'acier E 24-1  $e \leq 3\text{cm}$

Dans les cas usuels, on respectera les valeurs suivantes (en cm).

$$t_s > \frac{30}{7.14} * \frac{107.875}{2200}$$

$$t_s > 0.206\text{cm}$$

On prend  $t_s = 3\text{mm}$

Donc l'appareil d'appuis à choisir est en élastomère fretté avec les caractéristiques suivantes :

$$300 * 400 * [4(12) + 4(3)]$$

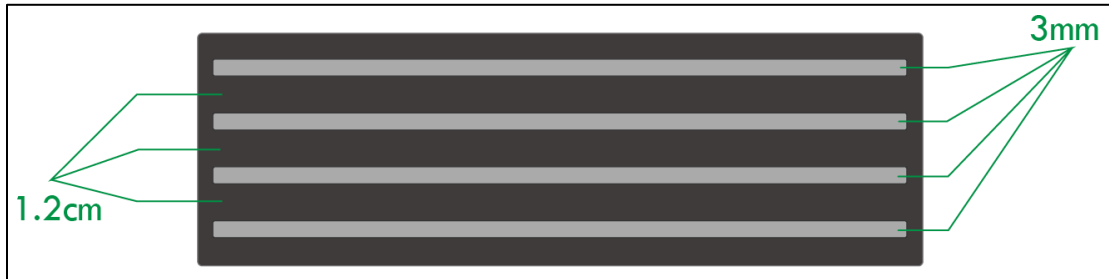


Figure 8.1 détail de l'appareil d'appuis choisi.

### 8.3 Les efforts horizontaux en tête des appuis

Il est nécessaire de déterminer comment les forces horizontales exercées sur le pont (freinage, vent, etc.) sont réparties et transmises aux différents supports. De plus, il est important de calculer les forces générées par le pont à l'extrémité des supports en raison des déplacements imposés à ces derniers par les déformations de la structure (contraction, fluage, variation de température).

#### 8.3.1 Déplacement due aux déformations lentes

- Déformation due au retrait pour chaque appui est :

$$\Delta_{\text{retr}} = \frac{-100-60}{100} * \epsilon_r * L = \frac{-40*(25*10^{-4})*33.4}{100} = -0.00334\text{m} = -3.34\text{mm}.$$

- Déformation due au fluage :

$$\Delta f = \frac{-100-40}{100} * 2.5 * \frac{\sigma_n}{E} * L$$

$\sigma_n$  : Contrainte moyenne dans le béton = 6.5 Mpa

$E = 35981.72$  Mpa

$L = 33.4$  m

$$\Delta_{\text{flu}} = \frac{-100-40}{100} * 2.5 * \frac{6.5}{35981.72} * 33.4 = -9.05\text{mm}$$

- Déformation due à la température :

Longue durée :  $\Delta l_t = \pm 25 * 10^{-5} * L * 0.4$  pour  $L = 33.4\text{m} \Rightarrow \Delta l_t = \pm 3.34 \text{ mm}$

Courte durée :  $\Delta l_t = \pm 35 * 10^{-5} * L * 0.4$  pour  $L = 33.4\text{m} \Rightarrow \Delta l_t = \pm 4.67 \text{ mm}$

|                  | Courte durée(mm) | Longue durée(mm) |
|------------------|------------------|------------------|
| $\Delta l_{min}$ | -17.06           | -15.73           |
| $\Delta l_{max}$ | 4.67             | 3.34             |

Tableau 8.1 valeur de la variation linéaire

## 8.4 Vérification des contraintes

### 8.4.1 Limitation des contraintes de cisaillement

#### 8.4.1.1 Sollicitation sous la compression

La contrainte maximale se produit le long des bords de chaque feuillet, plus précisément au milieu des grands côtés. C'est pourquoi les premiers dommages peuvent apparaître à ces endroits.

La valeur maximale de cette contrainte est égale à :

$$\bullet \quad \sigma_m = \frac{N_{max}}{a*b} \leq 15000 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad \tau_n = \frac{1.5*\sigma_m}{\beta}$$

$N_{max} = 1294.5 \text{ KN}$  avec  $\tau_n$  : Contrainte de cisaillement au niveau du frettage.

$$\sigma_m = \frac{1294.5}{0.12} = 10787.5 \text{ KN/m}^2 \leq 15000 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

$$\beta = \frac{a*b}{(a+b)*2*t} = \frac{30*40}{(30+40)*2*1.2} = 7.14$$

$$\tau_n = \frac{1.5*\sigma_m}{\beta} = \frac{1.5*10787.5}{7.14} = 2266.28 \text{ KN/m}^2 < 2800 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

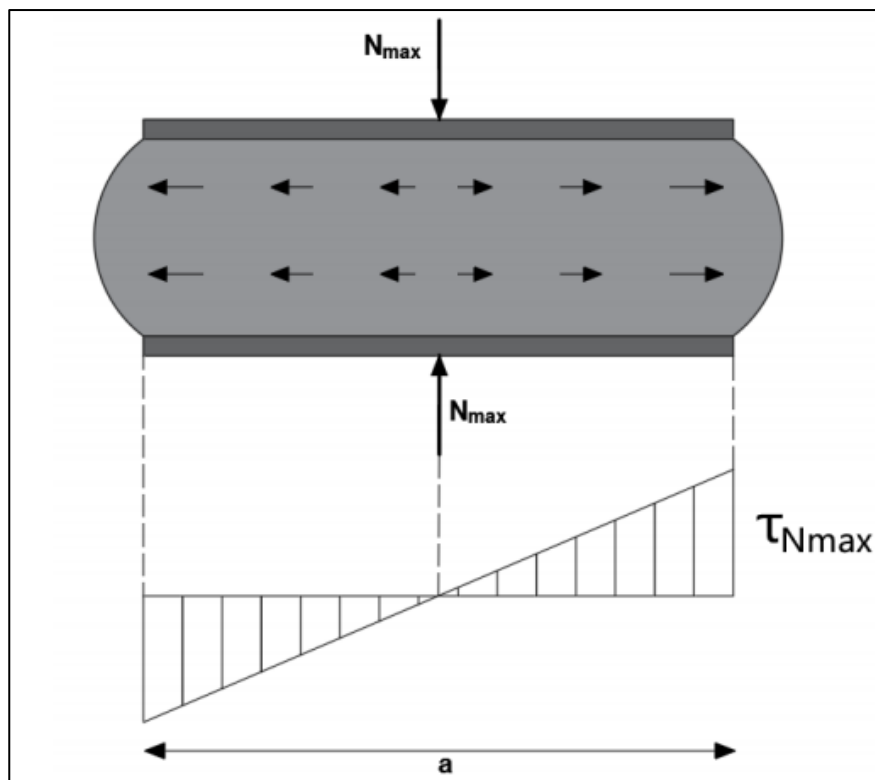


Figure 8.2 la contrainte de cisaillement  $\tau_n$ .

#### 8.4.1.2 Sollicitation sous la distorsion

Dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme. Dans les spécifications concernant les appareils d'appui on introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui, sous effort statique seul, correspondrait à la même déformation totale :

Cette contrainte conventionnelle de calcul vaut :

$$\tau_H = \frac{G \cdot \mu}{\beta} < 0.5 \cdot G = 450 \text{ KN/m}^2 \quad / \quad \mu : \text{ Les déformation en longue durée}$$

$$\tau_H = \frac{900 \cdot 0.01573}{T} = 294.93 \text{ KN/m}^2 < 450 \text{ KN/m}^2$$

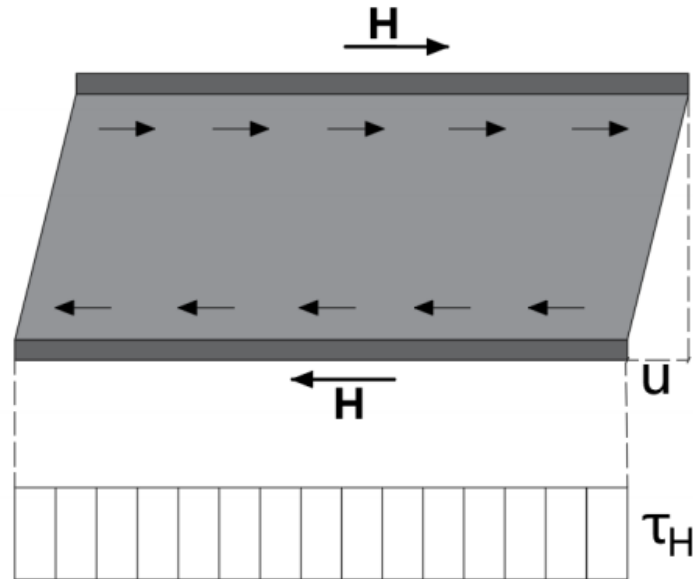


Figure 8.3 la contrainte de distorsion  $\tau_H$ .

#### 8.4.1.3 Condition de non glissement

Les deux conditions suivantes doivent être remplies, pour les combinaisons d'actions les plus défavorables :

$$\sigma_{min} \geq 2000 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a*b} = \frac{425.69}{0.12} = 3547.41 \text{ KN/m}^2 \geq 2000 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

$$H < f*N$$

Où :

H : L'effort horizontal (effort de freinage).

$$H_{Bc} = 0,3 \text{ MN.}$$

$N_{max}$  : L'effort de compression vertical.

$$N_{max} = 1294.5 \text{ KN} = 1.2945 \text{ MN}$$

f : Le coefficient de frottement

$$f = 0.10 + \frac{0.6}{\sigma_{min}}$$

Lorsque les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère.

$$f = 0.33$$

$$H = 0.3 \text{ MN} < 0.26 * 1.2945 = 0.3365 \text{ MN}$$

Condition vérifiée

## 8.5 Répartition des efforts horizontaux

Dus à des charges dynamiques (freinage, vent, séisme)

Ces efforts sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis, la répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

$$\text{Soit } \begin{cases} H : \text{l'effort horizontal} \\ K_i : \text{la rigidité de l'appui} \end{cases}$$

### 8.5.1 Les charges de freinage

Les charges de type A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage.

Dans l'étude du tablier, les efforts de freinage ne sont pas à considérer. Ces efforts n'intéressent que la résistance des appareils d'appui et la stabilité des appuis.

En ce qui concerne la charge AL et Bc les efforts de freinage correspondant sont donnés par :

$$F_{Bc} = 30t = 300 \text{ KN}$$

$$F_{AL} = \frac{a1 * a2 * A(l) * (Lch * Lc)}{20 + 0.0035 * (Lch * Lc)} = 11.43t = 114.3 \text{ KN}$$

Lch : est la largeur chargeable est égale à 7.6m

Lc : est la longueur totale du tablier est égale à 33.4m

### 8.5.2 Effort dû au vent

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe verticale de l'ouvrage, on considère une pression de 3KN/m<sup>2</sup>.

L'effort du vent est :  $H_v = f * q * S$

Avec :

S : La section latérale sur laquelle agit le vent.

$$S = 50.1 \text{ m}^2$$

q : pression du vent = 3 KN/m<sup>2</sup>.

f = 1/2 en phase de chantier.

f = 2/3 pour le reste.

Donc :

$H_v = 75.15 \text{ KN}$  En phase de chantier.

$H_v = 100.2$  KN Pour le reste.

### 8.5.3 Effet de séisme

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA. On applique au tablier une force statique équivalente :

$$H_s = \varepsilon_s * G$$

Avec :

$\varepsilon$  : Coefficient d'accélération

Horizontalement  $\varepsilon = 40\%$

Verticalement  $\varepsilon = 27\%$

$G$  : Poids propre du tablier = 947.08 t

Donc :

Effort horizontal dû au séisme :  $H_s = 378.832$  t

Effort vertical dû au séisme :  $H_s = 255.71$  t

### 8.6 Déplacement en tête de l'appareil d'appui :

Les appareils d'appuis sont identiques pour les appuis.

$$\mu = \frac{T * H}{n * G * A}$$

Avec :

$A$  : Aire de l'appareil d'appui (400 x 300) mm<sup>2</sup>.

$T = 48$  mm (Hauteur nette de l'élastomère).

$n$  : Nombre d'appareils d'appuis,  $n = 14$

$H = 1$  (Charge unitaire).

$G$  : Module d'élasticité transversal de caoutchouc

$G = 0.8$ MPa (statique).

$G = 1.6$ MPa (dynamique).

$\mu_1 = 0.035$  m

$\mu_2 = 0.017$  m

### 8.7 Limitation de la distorsion

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

$$P = \frac{P_u}{P_c} \geq 0.25$$

Avec :

B : Aire nominale de l'appui ( $B = 0.12\text{m}^2$ ).

d : Somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ( $d = 0.015\text{m}$ ).

h : Hauteur total de l'appareil d'appuis ( $h = 0.06$ ).

G : Module de cisaillement ( $G = 0.8\text{Mpa}$ )

S : Facteur de forme,  $S = \beta = 7.14$

$$P_c = \frac{4GBS^2d}{h} = \frac{4 \cdot 0.8 \cdot 0.12 \cdot (7.14)^2 \cdot 0.015}{0.06} = 4.89\text{MN}$$

$$P_u = N_{\max} = 1.2945\text{MN}$$

Donc :

$$P = \frac{P_u}{P_c} = \frac{1.29}{4.89} = 0.26 \leq 0.25$$

Condition non vérifiée

En augmente l'aire de l'appui, ( $0.4 \cdot 0.4\text{m}^2$ ) donc  $P = 0.2 < 0.25$

Donc la condition est vérifiée

#### Condition de non flambement

On doit vérifier :

$$\gamma S * P_u < P_c$$

$$\gamma S = 3$$

$$P_c = 6.52\text{MN}$$

$$P_u = 1.2945\text{MN}$$

$$3 * 1.2945 = 3.8835\text{MN} < 6.52\text{MN}$$

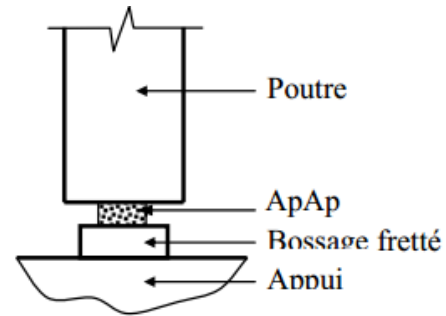
Condition vérifiée

Donc Les vérifications sont bonnes

## 8.8 Les dés d'appui

Fonction des dés d'appui

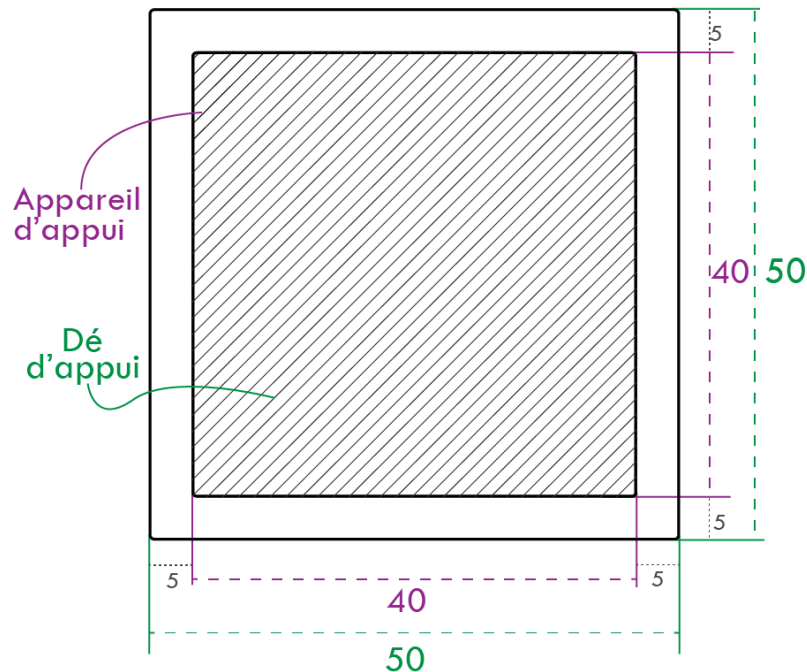
- Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.
- Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.
- Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.
- Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados.



**Figure 8.4 Schéma d'un appareil d'appui sous une poutre**

### 8.8.1 Dimensionnement des dés d'appui

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm



**Figure 8.5 Les dimensions de dé d'appui par rapport à l'appareil d'appui**

$$A = a + 10\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$B = b + 10\text{cm} = 50\text{cm}$$

$H_i > 5 \text{ cm}$

$H_s > 2 \text{ cm}$

$H = H_i + H_s - T$

Nous prendrons

$H_i = 10 \text{ cm}$

$H_s = 10 \text{ cm}$

$T$  : épaisseur de dé d'appui = 8 cm

### 8.9 Ferrailage de dé d'appui

On prend des armatures capables de reprendre 4% de  $N_{\max}$

$$A_s = \frac{0.04 N_{\max}}{\sigma_{st}}$$

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite de traction des aciers.

$\mu$  : coefficient de fissuration = 1.6 pour les hautes adhérences.

$$\sigma_{st} = \inf [ 2/3f_e ; \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\mu * f_{t28}}) ] = 228.63 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{0.04 * 1.2945}{228.63} = 0.000194 \text{ m}^2 = 2.26 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA10 dans chaque sens ( $4.68 \text{ cm}^2$ )

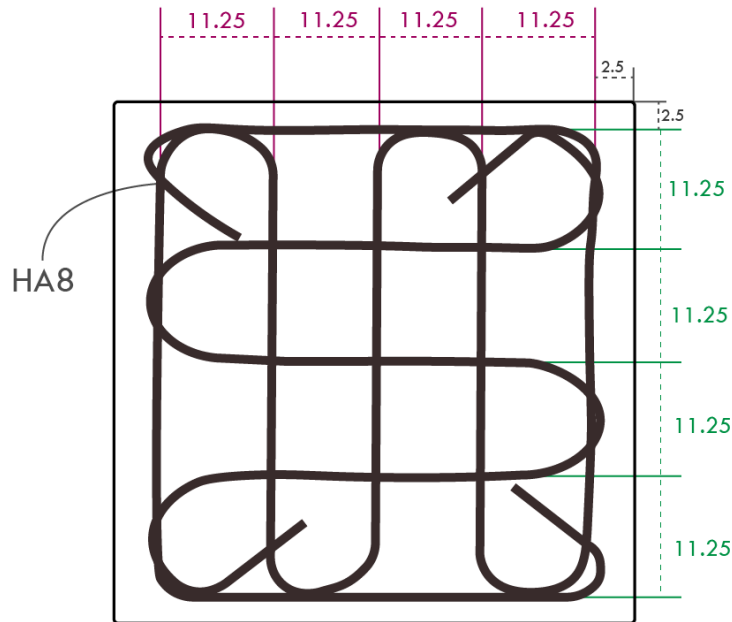
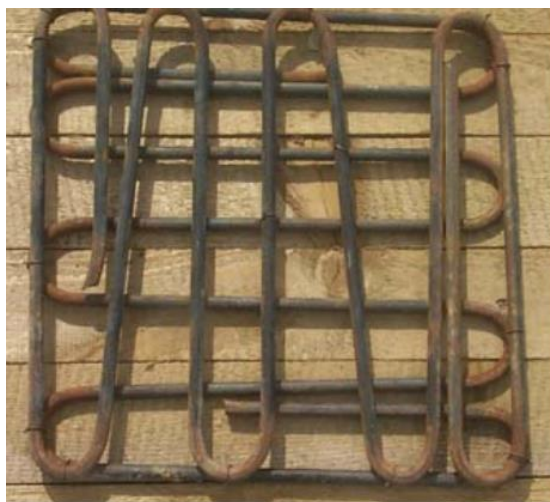


Figure 8.6 Ferrailage (frettage) de dé d'appui (bossage)



**Figure 8.7** Photo réelle d'un fretage de dé d'appui

### **8.10 Les joints de chaussée**

Les joints de chaussée sont conçus et fabriqués de manière à garantir la continuité du trafic entre deux éléments métalliques identiques, solidaires des deux parties de l'ouvrage grâce à des tiges précontraintes.

Ces joints font partie de la famille des joints à dents en console. Ils se composent de paires d'éléments indépendants avec des dents triangulaires en alliage d'aluminium. Ces éléments sont livrés en segments d'un mètre et sont disposés face à face. En les assemblant bout à bout, on crée une ligne de joint.

Des fixations sont utilisées pour ancrer les éléments métalliques aux structures. La face inférieure du joint, en contact avec le béton, peut être revêtue d'une peinture époxy (Modèle Wd+) dans le cas d'ouvrages soumis à une forte humidité et aux sels de déverglaçage.

#### **Caractéristiques spécifiques :**

- Une robustesse exceptionnelle est obtenue grâce à la liaison des éléments métalliques aux structures par des vis à serrage contrôlé et à la sélection de matériaux de qualité.

- Ces joints sont conçus pour supporter une circulation lourde et intense. Les dents triangulaires des éléments métalliques assurent un fonctionnement sans interruption, garantissant ainsi une continuité de roulement parfaite et réduisant considérablement le bruit lors du passage sur le joint.
- Les vis d'ancrage sont facilement accessibles et les éléments sont de longueur réduite, ce qui facilite leur entretien et leur retrait sans interrompre la circulation, sauf sur la voie concernée.
- Les joints Wd et Wd+ peuvent tolérer des inclinaisons allant jusqu'à 30 gr sans altérer leurs qualités intrinsèques.



**Figure 8.8 Joint de chaussée de type Wd**

Dans la plupart des cas, un profil en élastomère est inséré entre les éléments métalliques pour empêcher la pénétration de corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée est basé sur une classification qui tient compte de l'intensité du trafic et de la charge. On distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic quotidien supérieur à 3000 véhicules.

- Les joints semi-lourds pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Cependant, ces joints doivent également satisfaire un certain nombre d'autres exigences tout aussi essentielles :

- Confort et esthétique : Le joint doit être souple pour assurer la continuité de la surface de roulement, indépendamment de la taille des interruptions. Il ne doit pas générer de bruits ou de vibrations gênants.
- Résistance : Les matériaux utilisés dans le joint doivent être choisis avec soin pour garantir une bonne performance face à une circulation en constante augmentation.
- Étanchéité : Le joint doit assurer la continuité de l'étanchéité, contribuant ainsi à la protection de l'ouvrage et à une évacuation efficace des eaux.
- Fiabilité : La conception pure et les principes de fonctionnement simples du joint lui confèrent une efficacité à long terme.

### 8.10.1 Calcul des joints

Le calcul du joint repose principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Déplacement causé par les variations linéaires, notamment les mouvements dus aux déformations, au fluage, au retrait et à la température, ainsi que le déplacement résultant du freinage.
- Déplacement causé par les variations linéaires, ainsi que les déplacements dus aux séismes et les déplacements horizontaux résultant des variations du tablier.

$$\Delta T + \Delta_{\text{freinage}} < W$$

Tel que

W : Caractérise le type de joint de chaussée choisi.

On doit vérifier :

$$\begin{cases} \Delta T + \Delta_{\text{séisme}} < 1.3W \\ \Delta T = \Delta_{\text{ret}} + \Delta_{\text{flu}} + \Delta_{\text{temp}} = 2.812\text{cm} \end{cases}$$

$$\Delta_{freinage} = \frac{T*Hf}{G*S}$$

$$\Delta_{séisme} = \frac{T*Hs}{G*S}$$

G : module de déformation transversale (G = 160 t/m<sup>2</sup>)

S : Aire de l'appareil d'appui (400 \* 400) mm<sup>2</sup>.

T = 60 mm (Hauteur nette de l'élastomère).

$$\Delta_{freinage} = \frac{0.06*30/2}{160*0.16} = 3.51\text{cm}$$

$$\Delta_{séisme} = \frac{0.06*317.27/6}{160*0.16} = 5.31\text{cm}$$

$$\Delta T + \Delta_{freinage} = 2.812 + 3.51 = 6.23\text{cm} < 8\text{cm}$$

$$\Delta T + \Delta_{séisme} = 2.812 + 5.31 = 8.12\text{cm}$$

On choisira un joint de type 80 qui est capable d'assurer un souffle de 80mm

### 8.10.2 Gamme des souffles :

Le tableau ci-contre fait état de la capacité de soufflé des joints Wd et Wd+ en fonction du biais ( $\alpha$ ) de l'ouvrage.

| Type  | Droit (100 gr) | 80 gr | 60 gr | 40 gr | 30 gr |
|-------|----------------|-------|-------|-------|-------|
| Wd60  | 60             | 61    | 71    | 66    | 67    |
| Wd80  | 80             | 84    | 92    | 85    | 86    |
| Wd110 | 110            | 116   | 104   | 92    | 90    |
| Wd160 | 160            | 169   | 158   | 141   | 139   |
| Wd230 | 230            | 185   | 127   | 102   | 97    |

Figure 8.9 Tableau capturé « Joint de chaussée CIPEC, Freyssinet »

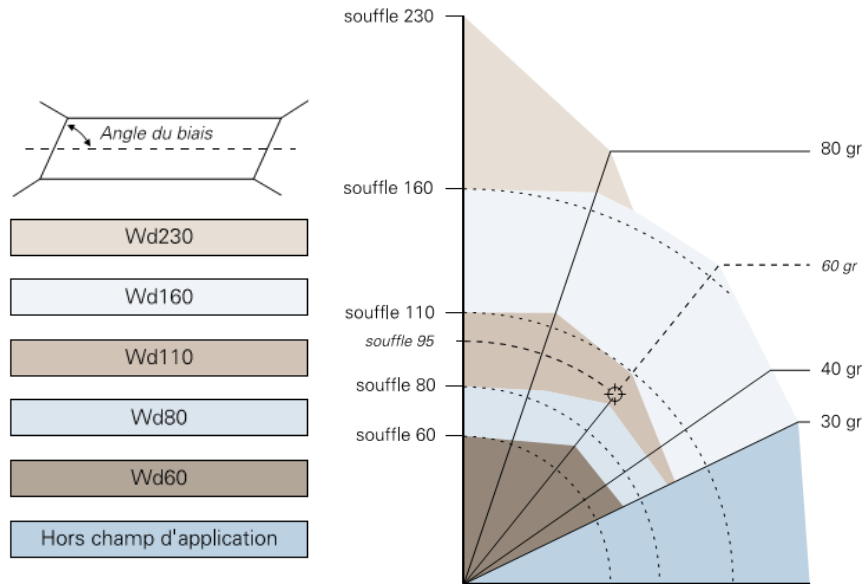


Figure 8.10 Capacités de souffle des joints.

| Type     | B   |     | G   |     | E   | H   |
|----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
|          | Min | Max | Min | Max | Min | Min |
| Wd/Wd+80 | 220 | 300 | 30  | 110 | 200 | 200 |

Tableau 8.2 La fiche technique du joint de chaussée Wd80

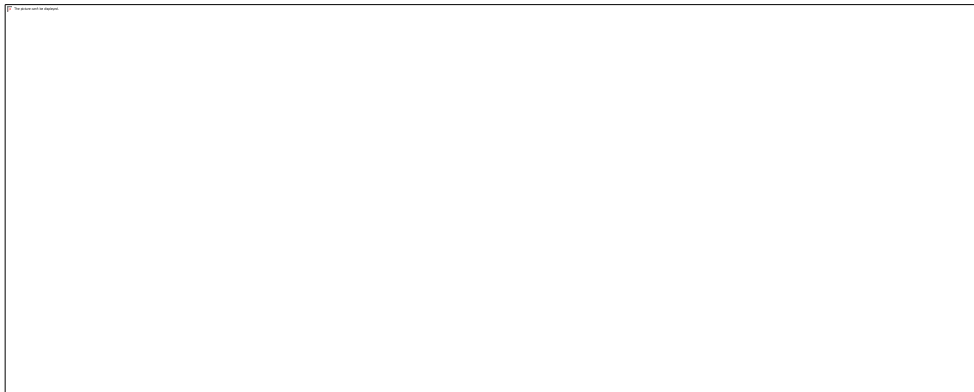


Figure 8.11 Schéma explicatif d'un joint de chaussée

### **8.11 Evacuation des eaux :**

La préservation de la structure et la sécurité des usagers nécessitent l'évacuation des eaux sur un tablier de pont. Généralement, les eaux sont d'abord collectées sur un côté ou les côtés de la chaussée, puis évacuées à l'aide de gargouilles ou d'un caniveau encastré. Si la chaussée est conçue pour les autoroutes, elle est dotée d'une pente transversale générale. Dans le cas des chaussées bidirectionnelles à deux voies, la chaussée présente une double pente en forme de toit. La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2%. Dans les profils en travers en forme de toit, les deux pentes se rejoignent de manière parabolique sur un mètre de part et d'autre de l'axe de la chaussée. Il est important de noter que la forme de la pente n'est pas obtenue par une adaptation de la couche de roulement, qui reste d'épaisseur constante. C'est la géométrie de la structure du pont qui est réalisée de manière appropriée pour obtenir la pente souhaitée. Parfois, pour des raisons de commodité, une pente transversale constante peut être prévue même pour les chaussées bidirectionnelles classiques.

Il est essentiel de veiller à un bon raccordement avec la chaussée existante, notamment si le pont est situé à l'extrémité d'une courbe, afin d'assurer une transition fluide avec la chaussée.

Une fois collectée dans le fil d'eau, l'eau est généralement évacuée par des gargouilles placées à cet endroit. Les gargouilles sont espacées de 20 à 30 mètres et leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10 cm. La section totale de toutes les gargouilles doit représenter environ 1/10000 de la surface d'écoulement.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'extérieur ou être reliées à un système interne de collecte et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier du pont.

# **Chapitre IX :**

## **Etude de la culée.**

## 9.1 Introduction

La culée joue un rôle essentiel dans la structure de l'ouvrage, en assurant la connexion entre le tablier du pont et l'environnement environnant. Elle remplit à la fois la fonction de support du tablier et de mur de soutènement. En tant que support du tablier, la culée est soumise aux mêmes forces que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la pression exercée par les sols et les charges supplémentaires des remblais.

## 9.2 Choix de la morphologie

Il existe deux types de culées :

- Les culées enterrées.
- Les culées remblayées.
- Culées creuses.
- Les culées en terre armée.
- Les culées contre poids.

Le choix de la culée résulte d'une analyse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée remblayée.

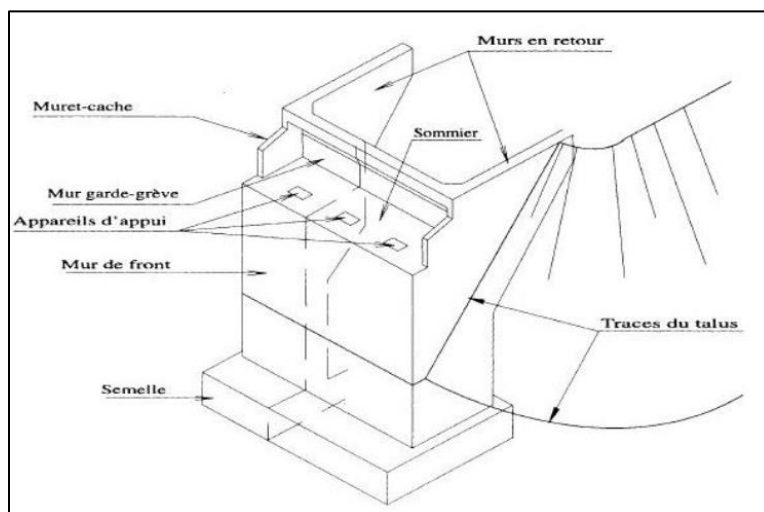


Figure 9.1 Schéma représentatif de culée

### 9.3 Implantation des culées

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

$$H_{culée} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}}.$$

D'après les levés topographiques on trouve que la hauteur de la culée est de :

| Culée              | Culée 1 | Culée 2 |
|--------------------|---------|---------|
| Cote projet (m)    | 902.05  | 901.89  |
| Cote fondation (m) | 894.065 | 895.905 |
| Hauteur (m)        | 7.985   | 5.985   |

**Tableau 9.1 : Les hauteurs des culées.**

### 9.4 Prédimensionnement des culées

On choisit la culée la plus haute pour le dimensionnement, notre cas c'est « la culée 1 »

#### 9.4.1 Mur garde grève :

La fonction principale du mur garde grève est de créer une séparation physique entre le remblai et la structure, en résistant aux forces exercées par la pression des terres, les forces de freinage générées par les charges d'exploitation, ainsi que les forces transmises par la dalle de transition.

- Hauteur :  $H = \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de (l'appareil d'appui + dé d'appui)}$   
 $h = 1.5 + (0.06 + 0.08) = \mathbf{1.64m}$
- Epaisseur :  $e = \max(0.30 ; \frac{h}{8}) = \max(0.30 ; 0.205), \mathbf{e = 0.3m}$
- Longueur :  $L = \text{la largeur du tablier} - 2 * (\text{l'épaisseur du mur en retour})$   
 $L = 10.24 - 2(0.3) = \mathbf{9.64m}$

#### 9.4.2 Mur de front

Son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

- Hauteur :  $H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur (poutre + l'appareil d'appui + dé d'appui)}$   
 $h = 7.985 - 1.64 = \mathbf{6.345m}$
- Epaisseur :  $\mathbf{e = 1.2m}$
- Longueur : est celle du tablier = 10.24m

### 9.4.3 Sommier d'appuis

Selon le SETRA, le sommier d'appui est l'élément qui supporte l'extrémité du tablier, et dans notre situation, où il y a une culée remblayée, le sommier d'appui est intégré au mur de front.

- Largeur :  $L = 1.20\text{m}$
- Longueur :  $L = 10.24\text{m}$

### 9.4.4 Dalle de transition

- Longueur :  $L = \min [6\text{m} ; \max(3\text{m} ; 0.6H)]$
- Largeur =  $10.24 - 0.3 * 2$
- H : étant la hauteur de remblai (mur de front + mur garde grève) = **7.985m**

$$\longrightarrow \quad L = 4.8\text{m}$$

En générale : l'épaisseur de la dalle est 0.3 m

La dalle de transition suit une pente de  $P = 3.33\%$

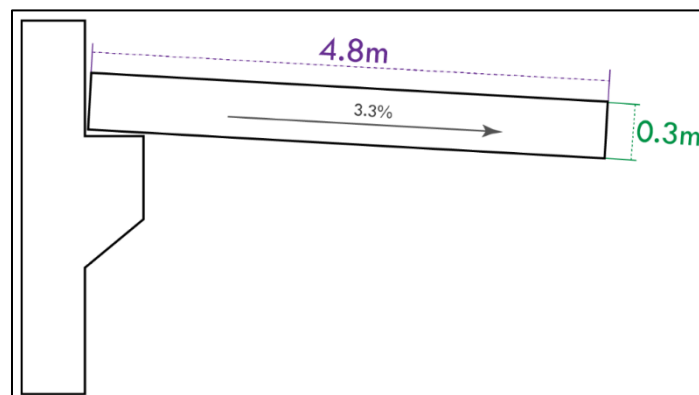


Figure 9.2 Dimensions de la dalle de transition

### 9.4.5 Le corbeau

Le rôle de corbeau est de supporté la dalle de transition.

- Hauteur :  $H = 1.75\text{m}$
- Hauteur :  $a = 1.2\text{m}$
- Epaisseur :  $e = 0.6\text{ m}$
- Longueur = largeur du tablier – 2 (l'épaisseur du mur en retour).
- Longueur :  $L = 10.24 - (2 * 0.3) = 9.64\text{m}$

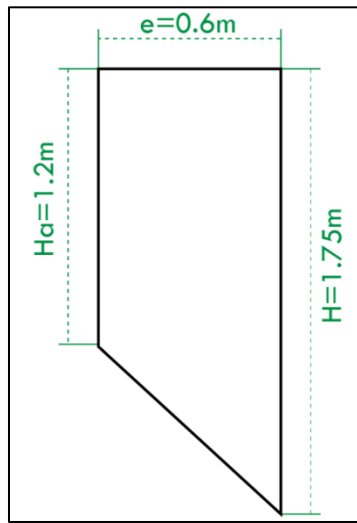


Figure 9.3 Dimensions de corbeau

#### 9.4.6 La semelle :

On prend :

$$e_s = 1.5\text{m}$$

Longueur de la semelle :  $L = 10.74\text{m}$  ( $L_{\text{tablier}} + 25\text{cm}$  chaque côté)

Largeur de la semelle  $l = 6\text{m}$

#### 9.4.7 Mur en retour

Le mur en retour a une épaisseur constante de 0.3 pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. Il a une longueur de 6.15m et hauteur de 7.985m celle de la culée.

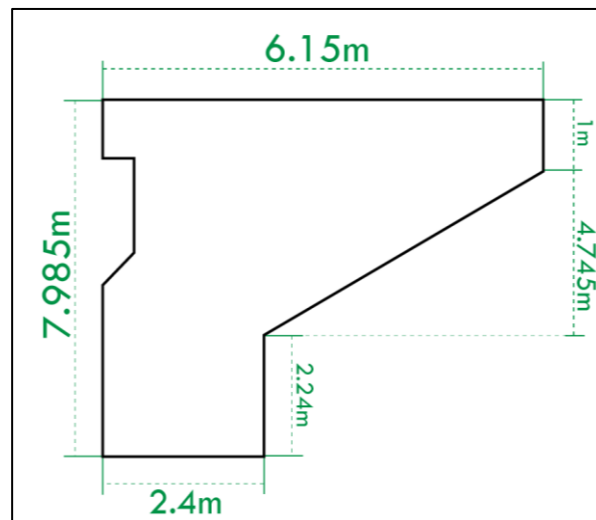


Figure 9.4 Dimensions de mur en retour

**9.5 Evaluation des efforts sollicitant la culée :**

Calcul des sollicitations permanentes sur la culée :

- **Poids propre du mur garde-grève**

$$P_{gg} = \gamma_b * e * H * L$$

Tel que :

$\gamma_b$  poids volumique du béton ( $\gamma_b=2.5t/m^3$ )

$$P_{gg} = 2.5 * 0.3 * 1.64 * 9.64 = 11.85t = 118.5KN$$

$$P_{gg} = 11.85t = 118.5KN$$

- **Poids propre de mur de front**

$$P_f = \gamma_b * e * H * L$$

$$P_f = 2.5 * 1.2 * 6.345 * 10.24$$

$$P_f = 194.92t = 1949.2KN$$

- **Poids propre du mur en retour**

$$P_r = \gamma_b * e * S$$

Tel que :

$$S : \text{Surface de mur en retour} = (S_1 + S_2 + S_3) - S_{\text{corbeau}}$$

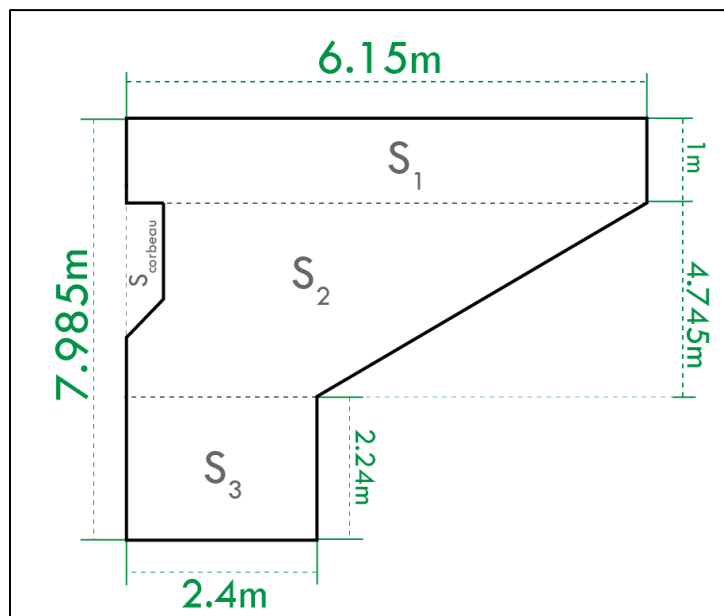


Figure 9.5 Répartition des surfaces de mur en retour

$$S_1 = 6.15\text{m}^2$$

$$S_2 = 20.28\text{m}^2$$

$$S_3 = 5.37\text{m}^2$$

$$S_{\text{corbeau}} = 0.885\text{m}^2$$

$$S = 30.915\text{m}^2$$

$$P_r = 2.5 * 0.3 * 30.915$$

$$P_r = 23.18\text{t} = 231.8\text{KN}$$

**NB : Notre projet est supposé comme un dédoublement, ça veut dire on a un seul mur en retour.**

- **Poids de semelle**

$$P_s = \gamma_b * e * l * L$$

$$P_s = 2.5 * 1.5 * 6 * 10.74$$

$$P_s = 241.65\text{t} = 2416.5\text{KN}$$

- **Poids de la dalle de transition**

$$P_{dt} = \gamma_b * e * l * L$$

$$P_{dt} = 2.5 * 0.3 * 4.8 * 9.64$$

$$P_{dt} = 34.704\text{t} = 347.04\text{KN}$$

- **Poids du corbeau**

$$P_c = \gamma_b * L * S$$

$$P_c = 2.5 * 9.64 * 0.885$$

$$P_c = 21.33\text{t} = 213.3\text{KN}$$

## 9.6 Les poids des terres

- **Sur la dalle de transition**

$$P = \gamma * h * L_x * L_y$$

$\gamma$  = Poids volumique de remblai ( $\gamma = 1.8\text{t/m}^3$ )

$L_x$  : Largeur de la dalle de transition = 9.64

$L_y$  : Longueur de la dalle de transition = 4.8

$h$  : la hauteur du remblai sur la dalle de transition

$$P = 1.8 * 1 * 9.64 * 4.8$$

$$P = 83.2896t = 832.89KN$$

- Sur la semelle

$$P = \gamma * h * Lx * Ly$$

Lx : (Largeur de la semelle à droite de mur frontal) = 2.4m

Ly : (Longueur de la semelle au-dessous de remblai) = 9.4

h : la hauteur du remblai sur la semelle.

$$P = 1.8 * 6.985 * 3 * 10.74$$

$$P = 324.08t = 3240.8KN$$

$$NB : 6.985m = H_{mr} - 1m$$

### 9.7 Calcul de la poussée des terres

Le mur garde-grève et le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées comme il est montré sur le schéma suivant :

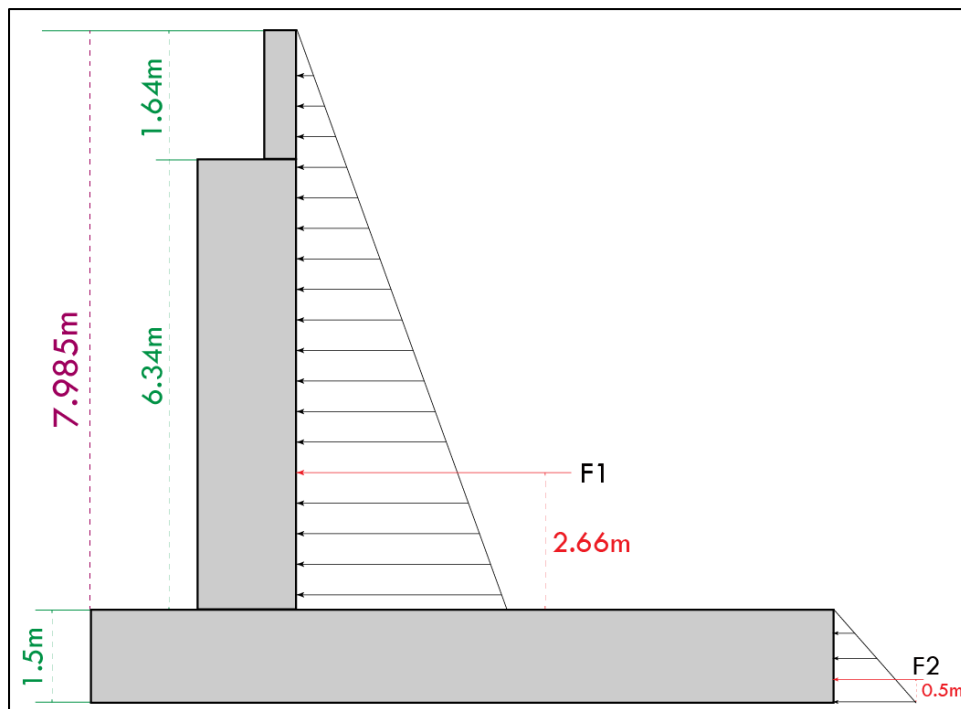


Figure 9.6 Poussée des terres sur les murs et la semelle.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{1}{2} K_a * \gamma * h^2$$

Avec :

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$  : Poids volumique de remblai.

La poussée des terres sur (mur garde grève + mur frontal)

$$F_1 = \frac{1}{2} K_a * \gamma * h_1^2$$

$F_1$  est appliquée à  $\frac{h_1}{3} = 2.66\text{m}$

La poussée des terres sur la semelle

$$F_2 = \frac{1}{2} K_a * \gamma * h_2^2$$

$F_2$  est appliquée à  $\frac{h_2}{3} = 0.5\text{m}$

- **Détermination du coefficient de poussée  $K_a$**

Le coefficient de poussée des terres sera déterminé dans les conditions normales (pas de séisme) et dans les conditions sismiques :

Dans les conditions normales (pas de séisme) le coefficient de poussée est déterminé par la formule de COULOMB :

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$\varphi$  : Angle de frottement interne (pour remblais  $\varphi = 30^\circ$ ).

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

Notre travail consiste à vérifier la stabilité de la culée dans les conditions normales et sismiques, c'est-à-dire que nous vérifions que les moments de renversement par rapport à « 0 » et les moments stabilisants la culée donnent :

$$\frac{M_{s/o}}{Mr} \geq 1.5 \text{ Cas. Normale} \qquad \frac{M_{s/o}}{Mr} \geq 1 \text{ Cas. Sismique}$$

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $k_h$  ;  $k_v$

Tel que :  $k_v = 0.3 k_h$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left[ 1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^2}$$

Tel que :

$\varphi$  : Angle de frottement interne = 30°

$\alpha$  : Inclinaison de la culée = 0°

$\beta$  : Angle de talus avec l'horizontal = 0°

$\delta$  : Angle de frottement sol - béton = 0°

Selon l'RPOA 2008 on a :

$k_h$  « Coefficient sismique horizontale » = 0.3

$k_v$  « Coefficient sismique horizontale » = 0.09

- 1ère cas : cas normaux sans séisme
- 2ème cas : cas de séisme « hor. +ver. vers le bas »
- 3ème cas : cas de séisme « hor. »
- 4ème cas : cas de séisme « hor. +ver. vers le haut »

«  $k_h = k_v = 0$  »  
 «  $k_h = 0.3 ; k_v = 0.09$  »  
 «  $k_h = 0.3 ; k_v = 0$  »  
 «  $k_h = 0.3 ; k_v = -0.09$  »

| Action          | Notation             | $k_h$ | $k_v$ | K     | $\theta$ | $K_{ad}$ |
|-----------------|----------------------|-------|-------|-------|----------|----------|
| (Pas de séisme) | 1 <sup>er</sup> cas  | 0     | 0     | 1.005 | 5.71     | 0.396    |
| ver. +hor.      | 2 <sup>ème</sup> cas | 0.3   | 0.09  | 1.07  | 0        | 0.357    |
| hor.            | 3 <sup>ème</sup> cas | 0.3   | 0     | 0.935 | 6.14     | 0.374    |
| -ver. +hor.     | 4 <sup>ème</sup> cas | 0.3   | -0.09 | 1.075 | 5.34     | 0.42     |

Tableau 9.2 Valeurs  $k_{ad}$  ; k et  $\theta$  pour 4 cas de séisme

|                                  | Poids (KN) | n° | Efforts hor.<br>$F_H=P*k_h$ | Efforts ver.<br>$F_V=P(1\pm k_v)$ | Bras de levier |       | $M_R=F_H*V$ | $M_S=F_V*H$ |
|----------------------------------|------------|----|-----------------------------|-----------------------------------|----------------|-------|-------------|-------------|
|                                  |            |    |                             |                                   | V(m)           | H (m) |             |             |
| Mur garde grève                  | 118.5      | 1  | 0                           | 0                                 | 8.66           | 3.45  | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 35.55                       | 129.16                            | 8.66           | 3.45  | 307.86      | 445.6       |
|                                  |            | 3  | 35.55                       | 0                                 | 8.66           | 3.45  | 307.86      | 0           |
|                                  |            | 4  | 35.55                       | 107.83                            | 8.66           | 3.45  | 307.86      | 372.01      |
| Mur frontal                      | 1949.2     | 1  | 0                           | 0                                 | 4.67           | 3     | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 584.76                      | 2124.6                            | 4.67           | 3     | 2730.82     | 6372        |
|                                  |            | 3  | 584.76                      | 0                                 | 4.67           | 3     | 2730.82     | 0           |
|                                  |            | 4  | 584.76                      | 1773.7                            | 4.67           | 3     | 2730.82     | 5321.1      |
| Mur en retour                    | 231.8      | 1  | 0                           | 0                                 | 6.11           | 6.07  | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 69.54                       | 252.6                             | 6.11           | 6.07  | 424.88      | 1533.2      |
|                                  |            | 3  | 69.54                       | 0                                 | 6.11           | 6.07  | 424.88      | 0           |
|                                  |            | 4  | 69.54                       | 210.9                             | 6.11           | 6.07  | 424.88      | 1288.6      |
| Dalle de transition              | 347.04     | 1  | 0                           | 0                                 | 7.99           | 6     | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 104.1                       | 378.2                             | 7.99           | 6     | 831.75      | 2269.2      |
|                                  |            | 3  | 104.1                       | 0                                 | 7.99           | 6     | 831.75      | 0           |
|                                  |            | 4  | 104.1                       | 315.8                             | 7.99           | 6     | 831.75      | 1894.8      |
| Semelle                          | 2416.5     | 1  | 0                           | 0                                 | 0.75           | 3     | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 724.95                      | 2633.9                            | 0.75           | 3     | 543.7       | 7901.7      |
|                                  |            | 3  | 724.95                      | 0                                 | 0.75           | 3     | 543.7       | 0           |
|                                  |            | 4  | 724.95                      | 2199.01                           | 0.75           | 3     | 543.7       | 6597.03     |
| Corbeau                          | 213.3      | 1  | 0                           | 0                                 | 7.03           | 3.87  | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 63.99                       | 232.5                             | 7.03           | 3.87  | 449.8       | 899.7       |
|                                  |            | 3  | 63.99                       | 0                                 | 7.03           | 3.87  | 449.8       | 0           |
|                                  |            | 4  | 63.99                       | 194.1                             | 7.03           | 3.87  | 449.8       | 751.16      |
| Poids des terres                 | 832.89     | 1  | 0                           | 0                                 | 6.5            | 4.75  | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 249.8                       | 907.8                             | 6.5            | 4.75  | 1623.7      | 4312.05     |
|                                  |            | 3  | 249.8                       | 0                                 | 6.5            | 4.75  | 1623.7      | 0           |
|                                  |            | 4  | 249.8                       | 757.9                             | 6.5            | 4.75  | 1623.7      | 3600.02     |
|                                  | 3240.8     | 1  | 0                           | 0                                 | 2.15           | 1     | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 972.24                      | 3532.4                            | 2.15           | 1     | 2090.31     | 3532.4      |
|                                  |            | 3  | 972.24                      | 0                                 | 2.15           | 1     | 2090.31     | 0           |
|                                  |            | 4  | 972.24                      | 2949.12                           | 2.15           | 1     | 2090.31     | 2949.12     |
| Poids des surcharges sur remblai | 421.94     | 1  | 0                           | 0                                 | 4.56           | 4.75  | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 126.5                       | 459.9                             | 4.56           | 4.75  | 576.84      | 2184.5      |
|                                  |            | 3  | 126.5                       | 0                                 | 4.56           | 4.75  | 576.84      | 0           |
|                                  |            | 4  | 126.5                       | 383.9                             | 4.56           | 4.75  | 576.84      | 1823.5      |
| Demi tablier                     | 3683.46    | 1  | 0                           | 0                                 | 8.61           | 2.45  | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 1105.03                     | 4014.9                            | 8.61           | 2.45  | 9514.3      | 9836.5      |
|                                  |            | 3  | 1105.03                     | 0                                 | 8.61           | 2.45  | 9514.3      | 0           |
|                                  |            | 4  | 1105.03                     | 3351.9                            | 8.61           | 2.45  | 9514.3      | 8212.1      |
| Sous Sys. A(L)                   | 2546.52    | 1  | 0                           | 0                                 | 8.61           | 2.45  | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 763.9                       | 2775.7                            | 8.61           | 2.45  | 6577.17     | 6800.4      |
|                                  |            | 3  | 763.9                       | 0                                 | 8.61           | 2.45  | 6577.17     | 0           |
|                                  |            | 4  | 763.9                       | 2317.3                            | 8.61           | 2.45  | 6577.17     | 5677.3      |
| Sous Sys. Bc                     | 1416       | 1  | 0                           | 0                                 | 8.61           | 2.45  | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 424.8                       | 1543.4                            | 8.61           | 2.45  | 3657.5      | 3781.3      |
|                                  |            | 3  | 424.8                       | 0                                 | 8.61           | 2.45  | 3657.5      | 0           |
|                                  |            | 4  | 424.8                       | 1515.12                           | 8.61           | 2.45  | 3657.5      | 3712.04     |
| Total                            |            | 1  | 0                           | 0                                 |                |       | 0           | 0           |
|                                  |            | 2  | 5225.16                     | 18985.06                          |                |       | 29328.63    | 49868.55    |
|                                  |            | 3  | 5225.16                     | 0                                 |                |       | 29328.63    | 0           |
|                                  |            | 4  | 5225.16                     | 15850.02                          |                |       | 29328.63    | 42198.78    |

Tableau 9.3 valeurs des efforts agissant sur la culée

## 9.8 Vérification de la stabilité de la culée à vide

Le tableau suivant donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- **Stabilité au renversement (SANGLERAT)**

$$\frac{M_{s/0}}{M_r} \geq 1.5 \text{ Condition normale}$$

$$\frac{M_{s/0}}{M_r} \geq 1 \text{ Condition sismique}$$

- **Stabilité au glissement**

$$\frac{V}{H} \text{tg } \varphi \geq 1.5 \text{ Condition normale}$$

$$\frac{V}{H} \text{tg } \varphi \geq 1 \text{ Condition sismique}$$

| Cas   | F <sub>H</sub> (KN) | F <sub>V</sub> (KN) | M <sub>R</sub> (KN.m) | M <sub>S</sub> (KN.m) | M <sub>S</sub> /M <sub>R</sub> | F <sub>V</sub> /F <sub>H</sub> *tgφ |
|-------|---------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------------------|-------------------------------------|
| Cas 1 | 5225.16             | 18985.06            | 29328.63              | 49868.55              | 1.70                           | 2.09                                |
| Cas 2 | 5225.16             | 0                   | 29328.63              | 0                     | 0                              | 0                                   |
| Cas 3 | 5225.16             | 15850.02            | 29328.63              | 42198.78              | 1.43                           | 1.75                                |

**Tableau 9.4 Valeurs des moments et efforts globaux**

Dans les 04 cas, on remarque bien que les deux conditions (stabilité au renversement et au glissement) sont vérifiées, donc la stabilité de la culée est assurée.

## 9.9 Ferrailage de la culée

### 9.9.1 Mur garde grève

D'après SETRA

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres.
- Poussées des charges locales.

- Effort de freinage.

Le mur garde grève est supposé encastré a la base dans les calculs de béton armé.

### 9.9.1.1 Evaluations des efforts agissant sur le MGG

- Poussée des terres

$$M_{pt} = P * \frac{H}{3}$$

$$\text{Avec: } P = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * H^2$$

$$K_a = 0.33$$

$$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3.$$

H = 1.64m hauteur du mur garde grève.

Donc

$$P = 0.7988 \text{ t} = 7.988 \text{ KN}$$

$$M_{pt} = 0.4362 \text{ t.m} = 4.362 \text{ KN.m}$$

$$M_{pt/ultime} = 1,35 * 4.362 = 5.88 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{pt/service} = 4.362 \text{ KN/ml.}$$

- Moments due a la force de freinage Bc

$$M_f = \frac{2\mu * P * H}{0.25 + 2H}$$

Avec:

- $\mu$  : Coefficient de pondération
- $\mu = 1.6$  à L'ELU
- $\mu = 1.2$  à L'ELS

Nous examinons la situation où un essieu d'un camion Bc est en contact avec le mur garde-grève. Nous ne tenons compte que de l'effet d'une seule roue, et la force de freinage est équivalente au poids d'une seule roue. En raison de l'écartement entre les deux roues (2m) et des hauteurs habituelles du mur garde-grève, la répartition des forces se fait selon des directions inclinées à 45 degrés.

$$M_{fu} = \frac{2 * 1.6 * 7.988 * 1.64}{0.25 + 2 * 1.64} = 11.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{fs} = \frac{2 \cdot 1.2 \cdot 7.988 \cdot 1.64}{0.25 + 2 \cdot 1.64} = 8.90 \text{ KN.m}$$

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

Selon les documents SETRA, la seule sollicitation qui pose problème est celle générée par les camions Bc. L'effort nominal est produit par les deux roues arrière de chaque camion, pesant chacune 6 tonnes. Les deux camions sont positionnés de manière à ce que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde-grève. Les charges réelles (deux roues de 6 tonnes espacées de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 tonnes, répartie sur un rectangle de dimensions (0,25 m \* 0,75 m).

Les rectangles sont de dimension (0.25 \* 0.75)m<sup>2</sup>

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface  $\phi$  donnée par :

$$\phi = \frac{12}{0.25 \cdot 0.75} = 64 \text{ t} = 640 \text{ KN}$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h est donné par l'expression générale :

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

Avec :  $K = K_a \cdot B_c \cdot \delta \cdot \mu$

$\delta = 1$  coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai)

$B_c = 1.1$  pour 2 voies chargées.

$K_a = 0,3333$ .

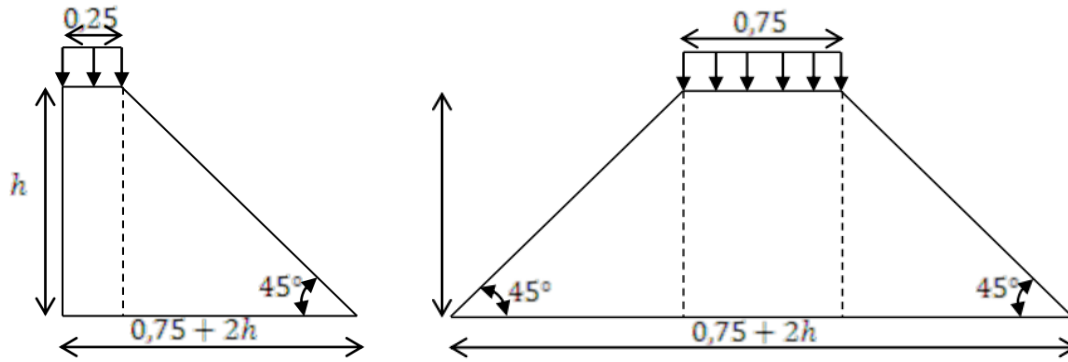


Figure 9.7 Poussée de la charge locale située à l'arrière du mur.

$$K_u = 0.5808$$

$$K_s = 0.4356$$

|                 |      |      |      |
|-----------------|------|------|------|
| H(m)            | 0.41 | 0.82 | 1.64 |
| $M_{p/k}$ (T.m) | 1.72 | 3.4  | 6.34 |

$$M_{pu} = 0.5808 * 6.34 = 3.68 \text{ à L'ELU}$$

$$M_{ps} = 0.4356 * 6.34 = 2.76 \text{ à L' ELS}$$

- **Combinaison d'action :**

**A l'E.L.U :**

$$M_u = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$$

$$M_u = 1.35 * 5.88 + 1.6*(3.68+11.87) = 32.81 \text{ KN.m}$$

**A l'E.L.S :**

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q$$

$$M_{ser} = 4.362 + 1.2(2.76 + 8.90) = 18.35 \text{ KN.m}$$

### 9.9.1.2 Ferrailage MGG

Le mur garde grève est sollicité par flexion simple.

- **Le ferrailage vertical :**

Le ferrailage sera déterminé en considérant une bande de 1 m de largeur soumise à la flexion simple.

Donc :  $b_0 = 1\text{m}$  ;  $d=0.27\text{m}$  ;  $d' = 0.03\text{m}$

$F_{c28} = 25\text{MPa}$

Fissuration préjudiciable

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{32.81}{18.35} = 1.78$$

• **ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma b} = 14.16\text{MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82\text{MPa}$$

$$\mu_{bU} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32.81 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.27^2 \cdot 14.16} = 0.031$$

$$\mu_{bU} = 0.031 < \mu_{lu} = 0.392 \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bU}}) = 0.0375$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.985$$

$$A_{su} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = 3.54\text{cm}^2$$

• **ELS :**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 16.2\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right\} \quad \eta = 1.6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 150 \cdot 1.6 \right\} = 240\text{MPa}$$

$$M_{lu} = \mu_{lu} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.392 \cdot 1 \cdot 0.27^2 \cdot 15.3 = 0.4372 \text{ MN.m}$$

$$M_{ls} = \frac{M_{lu}}{\gamma} = \frac{0.4372}{1.78} = 0.2456 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} = 0.01835 \text{ MN.m} < M_{ls} = 0.2456 \text{ MN.m} \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

$$\mu_{ser} = \frac{Ms}{b*d^2*\sigma_b} = \frac{18.35*10^{-3}}{1*0.27^2*16.2} = 0.0155$$

$$\alpha = 1.5*(1 - \sqrt{1 - \frac{8}{3}\mu_{ser}}) = 0.031$$

$$\beta = 1 - 0.4*\alpha = 0.987$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha*b*d*\sigma_b}{2\sigma_s} = 2.82\text{cm}^2$$

Donc :  $A_s = \max(A_{ser} ; A_u) = 3.54\text{cm}^2$

Soit : **4HA12.**

- **Le ferrailage horizontal :**

Sans tenir compte la valeur de M, on prend la formule suivante :

$$\frac{Asv}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{Asv}{2} \quad 0.88\text{cm}^2 \leq A_{SH} \leq 1.77\text{cm}^2$$

On prend :

$A_{SH} = 1.70\text{cm}^2$  Soit : **6HA6.**

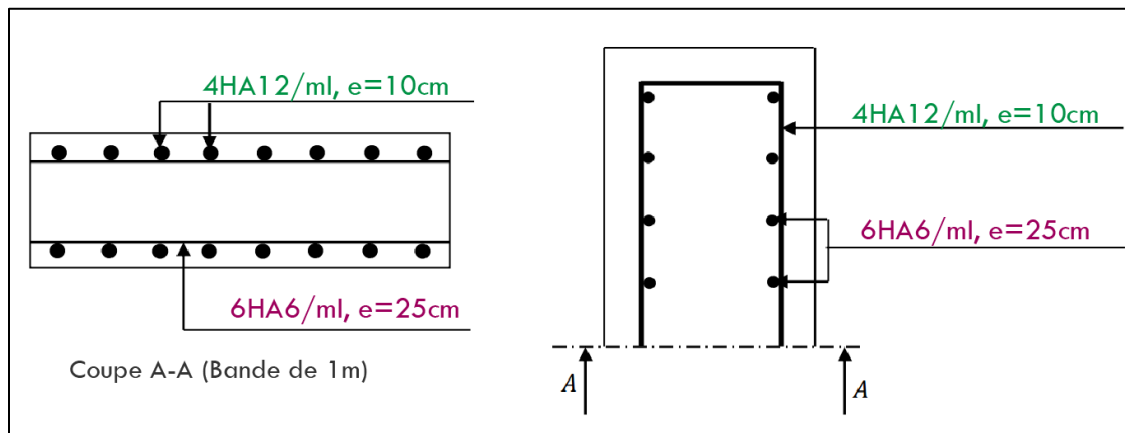


Figure 9.8 Schéma de ferrailage de mur garde grève.

### 9.9.2 La dalle de transition

La dalle de transition est appuyée sur le corbeau (appui double) et sur le sol appui élastique. Elle se calcul comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposé sur des appuis élastique sur toute sa surface (contacte directe avec le sol).

#### 9.9.2.1 Evaluation des efforts

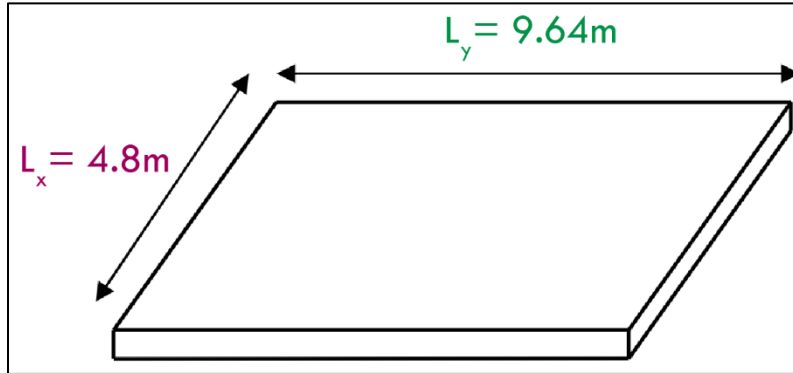


Figure 9.9 Schéma de dalle de transition

- Charge permanente

Remblai :  $\gamma_r * 0.70 * 1 = 1.26 \text{ t/ml}$  ;

Poids propre de la dalle :  $0.3 * 1 * 2.5 = 0.75 \text{ t/ml}$  ;

Revêtement :  $2.2 * 0.08 * 1 = 0.176 \text{ t/ml}$  ;

Surcharges :  $1 * 1.2 = 1.2 \text{ t/ml}$  (surcharges sur remblai).

| Type de charge | Q (t/ml) | Moment (t.m/ml) | Effort tranchant (t) |
|----------------|----------|-----------------|----------------------|
| Poids propre   | 0.75     | 2.16            | 1.98                 |
| Revetement     | 0.176    | 0.50            | 0.32                 |
| Remblai        | 1.26     | 3.62            | 2.70                 |
| Surcharges     | 1.2      | 3.45            | 2.38                 |

Tableau 9.5 Les efforts sur la dalle de transition

- Combinaison des charges

### A L'ELU

$$M_U = 1.35M_G + 1.6 M_Q = 1.35 * ( 2.16+ 0.50 + 3.62 ) + 1.6 * (3.45) = 14 \text{ t.m/ml}$$

$$V_U = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 1.35 * ( 1.98+0.32+2.70) + 1.6 * (2.38) = 10.55 \text{ t /ml}$$

### A L'ELS

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1.2 M_Q = (2.16+ 0.50 + 3.62) + 1.2 * (3.45) = 10.42 \text{ t.m/ml}$$

$$V_{\text{ser}} = V_G + 1.2 V_Q = (1.98+0.32+2.70) + 1.2 * (2.38) = 7.85 \text{ t/ml.}$$

### 9.9.2.2 Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicité par une flexion simple, est la fissuration est considérée préjudiciable.

- Le ferrailage vertical

Les dimensions de la section est :  $b = 1 \text{ m}$  ;  $h = 0.3 \text{ m}$  ;  $d = 0.27\text{m}$ .

Fissuration préjudiciable ( $\eta = 1.6$ ).

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b*d^2*f_{bu}} = \frac{14*10^{-2}}{1*0.27^2*14.16} = 0.135$$

$$\mu_{bu} = 0.135 < \mu_{lu} = 0.186 \longrightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25*(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.181$$

$$\beta = 1 - 0.4*\alpha = 0.928$$

$$A_{su} = \frac{14*10^{-2}}{\beta*d*f_{su}} = 16.06\text{cm}^2$$

#### ➤ La condition de non fragilité

$$A_{smin} = 0.23*b*d*\frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23*1*0.3*\frac{2.7}{400} = 4.65\text{cm}^2$$

$$A_{su} = 16.06 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 4.65\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

On prend 8HA16 de section 16.08cm<sup>2</sup>.

- Le ferrailage horizontal :

$$\frac{Asv}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{Asv}{2} \quad 4.02\text{cm}^2 \leq A_{SH} \leq 8.04\text{cm}^2$$

On prend : 5HA12 = 5.36cm<sup>2</sup>

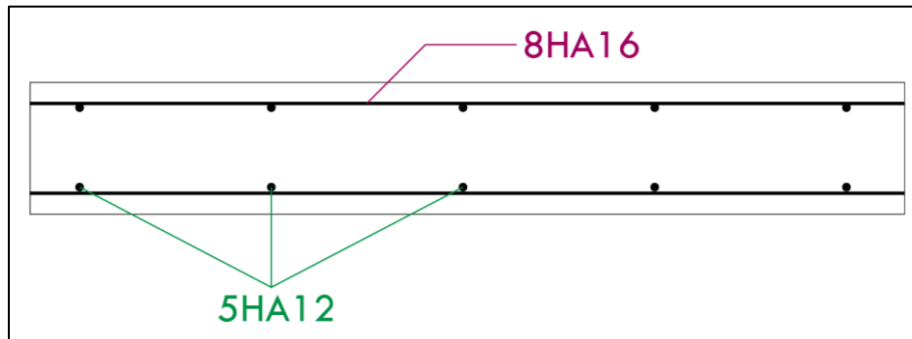


Figure 9.10 Ferrailage de dalle de transition

### 9.9.3 Le corbeau

#### 9.9.3.1 Evaluation des efforts

Le corbeau est un appui de dalle de transition, il soumise à la réaction de cette dalle :

- Réaction due à la dalle de transition :  $R_1 = (4.8 \cdot 0.3 \cdot 2.5 \cdot 1) / 2 = 1.8 \text{ t/ml}$
- Réaction des poids des terres :  $R_2 = (4.8 \cdot 0.7 \cdot 1.8 \cdot 1) / 2 = 3.02 \text{ t/ml}$
- Réaction due au revêtement :  $R_3 = (4.8 \cdot 0.08 \cdot 2.2 \cdot 1) / 2 = 0.422 \text{ t/ml}$
- Réaction due au poids propre du corbeau :  $R_4 = 0.885 \cdot 2.5 = 2.21 \text{ t/ml}$
- Réaction due aux surcharges sur remblai :  $R_5 = (4.8 \cdot 1) / 2 = 2.4 \text{ t/ml}$
- Réaction due aux poids propre de mur garde grève:  $R_6 = (0.3 \cdot 1.64 \cdot 2.5 \cdot 1) = 1.23 \text{ t/ml}$

**Réactions :**  $R_{ELU} = 1,35 \cdot (R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_6) + 1,6 \cdot R_5 = 15.54 \text{ t/ml.}$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_6) + 1,2 \cdot R_5 = 11.56 \text{ t/ml.}$$

#### Moment d'encastrement:

Pour les sollicitations extérieures, on prend :  $L = 0.6 \text{ m}$

C.-à-d.  $R_T$  est située au bord de la console (cas plus défavorable).

- Pour le poids du corbeau propre (trapèze) :  $L = X_{GC} = \frac{A1 \cdot Xg1 + A2 \cdot Xg2}{\Sigma Ai} = 0.28m$
- pour le poids propre du mur garde grève :  $L = X_G = 0.15m$

Donc :

$$M_G = 0.6 \cdot (1.8 + 3.02 + 0.422) + (0.28 \cdot 2.21) + (0.15 \cdot 1.23) = 3.94 \text{ t.m/ml}$$

$$M_Q = 2.4 \cdot 0.15 = 0.36 \text{ t.m/ml}$$

Combinaisons :

$$\begin{cases} ELU: Mu = 1.35MG + 1.5MQ \\ ELS: MG + MQ \end{cases} \quad \begin{cases} Mu = 5.85t \cdot \frac{m}{ml} \\ Ms = 4.3t \cdot \frac{m}{ml} \end{cases}$$

### 9.9.3.2 Ferrailage du corbeau

- Ferrailage vertical :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.85 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0.57^2 \cdot 14.16} = 0.012$$

$$\mu_{bu} = 0.012 < \mu_{lu} = 0.186 \longrightarrow A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4 \cdot \alpha = 0.994$$

$$A_{su} = \frac{5.97 \cdot 10^{-2}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = 3.02 \text{ cm}^2$$

➤ La condition de non fragilité

$$A_{smin} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \cdot 1 \cdot 0.3 \cdot \frac{2.7}{400} = 8.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 3.02 \text{ cm}^2 < A_{smin} = 8.84 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition non vérifié.}$$

Donc on prend :  $A_s = 8.84 \text{ cm}^2$

On prend 8HA12 de section  $9.05 \text{ cm}^2$ .

• Ferrailage horizontal :

$$\frac{Asv}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{Asv}{2} \quad 2.26\text{cm}^2 \leq A_{SH} \leq 4.525\text{cm}^2$$

On prend 9HA8 de section 4.52cm<sup>2</sup>.

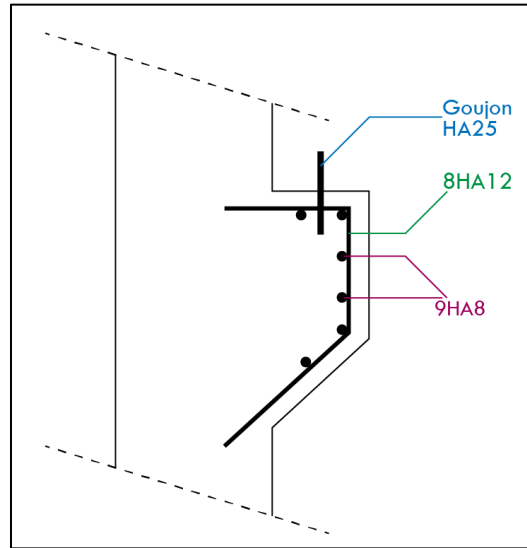


Figure 9.11 Ferrailage de corbeau

9.9.4 Mur frontale

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanents (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d’exploitation.

|                      |         | Effort horizontal<br>H(t) | Effort vertical<br>V(t) | Moment à la base<br>de mur (t.m) |
|----------------------|---------|---------------------------|-------------------------|----------------------------------|
| La somme des efforts | Cas N°1 | 100.23                    | 602.7                   | 299.3                            |
|                      | Cas N°2 | 299.13                    | 615                     | 378.01                           |
|                      | Cas N°3 | 305.78                    | 599.21                  | 395.66                           |
|                      | Cas N°4 | 310.5                     | 536.49                  | 389.32                           |

Tableau 9.6 Les efforts agissant sur la base de mur frontale

Condition normale :

**Effort normale :**

$$N_{ser} = 599.21t$$

$$N_u = 808.93t$$

**Moment :**

$$M_{ser} = 201.49t.m$$

$$M_u = 272.01t.m$$

Condition sismique la plus défavorable n°4:

**Effort normale :**

$$N_{ser} = 536.49t$$

$$N_u = 724.26 t$$

**Moment :**

$$M_{ser} = 225.16 t.m$$

$$M_u = 303.96 t.m$$

### 9.9.4.1 Ferrailage du MF

- **Ferrailage en flexion composée :**

La condition plus défavorable est condition sismique.

$$N_u = 724.26 t = 70.52t \text{ (appliquée sur une bande de 1m)}$$

$$M_u = 303.96t.m$$

Section rectangulaire :  $b=1.2m$  ;  $h=6.345m$  ;  $d=90\% * b=1.08$

Et « c' » (enrobage) = 5cm.

$$\text{Calcul de l'excentricité : } e = \frac{M_u}{N_u} = 0.72 \text{ m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left( \frac{d-h}{2} \right) = 303.96t.ml$$

➤ **Le ferrailage vertical:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{303.96 * 10^{-2}}{1.2 * 1.08^2 * 14.16} = 0.153$$

$$\mu_{bu} = 0.153 < \mu_{lu} = 0.186 \quad \longrightarrow \quad A_{sc} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.208$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.916$$

$$A_{su} = \frac{M_{uA}}{\beta * d * f_{su}} - \frac{N_u}{f_{su}} = \frac{303.96 * 10^{-2}}{0.916 * 1.08 * 347.82} - \frac{70.72 * 10^{-2}}{347.82} = 68.01 \text{ cm}^2$$

➤ **La condition de non fragilité**

$$A_{smin} = 0.23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 * 1.2 * 1.08 * \frac{2.7}{400} = 20.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{su} = 68.01 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 20.12 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

On prend 14HA25 de section 68.72cm<sup>2</sup>.

➤ Le ferrailage horizontal

$$\frac{A_{sv}}{4} \leq A_{SH} \leq \frac{A_{sv}}{2} \quad 17.18\text{cm}^2 \leq A_{SH} \leq 34.36\text{cm}^2$$

On prend : 11HA16 A<sub>t</sub> = 22.12 cm<sup>2</sup>.

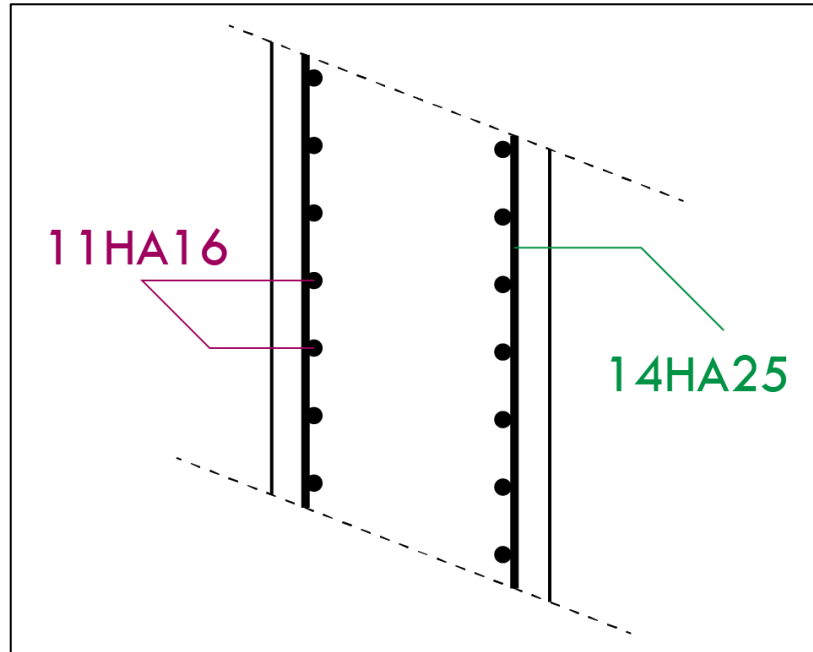


Figure 9.12 Ferrailage de mur frontal

### 9.9.5 Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

Selon document (SETRA) : il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure ;
- Les poussées horizontales répartir ;
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comporte une charge verticale de 4t. et une charge horizontale de 2t.

L=6.15m ; H = 7.985m ; e = 0.3m.

- Efforts horizontaux

Poussée de terres :  $P_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L \cdot K_{ah}$

$$P_T = \frac{1}{2} * 1.8 * (7.985^2) * 1 * 0.333 = \mathbf{19.1t}$$

Poussée des surcharges sur remblai :  $P_{SR} = H * L * K_{ah} * 1.2$

$$P_{SR} = 7.985 * 1 * 0.333 * 1.2 = \mathbf{3.19t}$$

Poussée des surcharges concentrée (2t) :  $P_{SC} = 2 * 1.2 = \mathbf{2.4t}$

- **Les moments :**

Poussée de terres :  $M_t = P * \frac{h}{3} = 19.1 * \frac{7.985}{3} = \mathbf{50.83t.m}$

Poussée des surcharges sur remblai :  $M_{SR} = P * \frac{h}{2} = 3.19 * \frac{7.985}{2} = \mathbf{12.73t.m}$

Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{SC} = P * H = \mathbf{19.16t.m}$

- **Les combinaisons :**

ELU :  $M_{ELU} = 1.35 * M_T + 1.6 * (M_{SR} + M_{SC}) = 119.64t.m$

ELS :  $M_{ELS} = M_T + 1.2 * (M_{SR} + M_{SC}) = 89.09t.m$

- **Efforts verticaux :**

Poids propre du mur :  $P_t = 1 * 7.985 * 0.3 * 2.5 = \mathbf{5.98t}$

Poids propre de la superstructure :  $P_{SU} = 0.3 * 6.15 = \mathbf{1.84t}$

Poussée de la surcharge concentrée (4t) :  $P_{SC} = 4 * 1.2 = \mathbf{4.8t}$

- **Les moments :**

Poids propre de mur :  $M_G = 5.98 * \frac{6.15}{2} = \mathbf{18.38t.m}$

Poids propre de superstructure :  $M_{SU} = 1.84 * 0.5 = \mathbf{0.92t.m}$

Poussée de la surcharge concentrée :  $M_{SC} = 4.8 * \frac{6.15}{2} = \mathbf{14.76t.m}$

- **Les combinaisons :**

ELU :  $M_{ELU} = 1.35 * (M_G + M_{SU}) + 1.6 * M_{SC} = \mathbf{49.67t.m}$

$$\text{ELS} : M_{\text{ELS}} = M_G + M_{\text{SU}} + 1.2 * M_{\text{SC}} = 37.01 \text{t.m}$$

### 9.9.5.1 Ferrailage du MER

#### ➤ Ferrailage horizontal :

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$M_{\text{ELU}} = \frac{119.64}{7.985} = 14.98 \text{t.m/ml}$$

$$M_{\text{ELS}} = \frac{89.09}{7.985} = 11.15 \text{t.m/ml}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}; b = 1 \text{ m}; h = 0.30 \text{ m}; d = 90\% * h = 0.27 \text{ m};$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{\text{bu}}} = \frac{14.98 * 10^{-2}}{1 * 0.27^2 * 14.16} = 0.145$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.145 < \mu_{\text{lu}} = 0.186 \quad \longrightarrow \quad A_{\text{SC}} = 0$$

La section sera ferrillée uniquement par les armatures tendues.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{\text{bu}}}) = 0.196$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.921$$

$$A_{\text{su}} = \frac{M_u}{\beta * d * f_{\text{su}}} = \frac{14.98 * 10^{-2}}{0.921 * 0.27 * 347.82} = 17.31 \text{cm}^2$$

#### ➤ La condition de non fragilité

$$A_{\text{smin}} = 0.23 * b * d * \frac{f_{\text{tj}}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.27 * \frac{2.7}{400} = 4.19 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{su}} = 17.31 \text{cm}^2 > A_{\text{smin}} = 4.19 \text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{su}} = 17.31 \text{cm}^2$$

On prend 12HA14 de section 18.47cm<sup>2</sup>.

#### ➤ Ferrailage vertical :

$$\frac{A_{\text{sv}}}{4} \leq A_{\text{SH}} \leq \frac{A_{\text{sv}}}{2} \quad 4.61 \text{cm}^2 \leq A_{\text{SH}} \leq 9.23 \text{cm}^2$$

On prend : 6HA12 A<sub>t</sub> = 6.79 cm<sup>2</sup>.

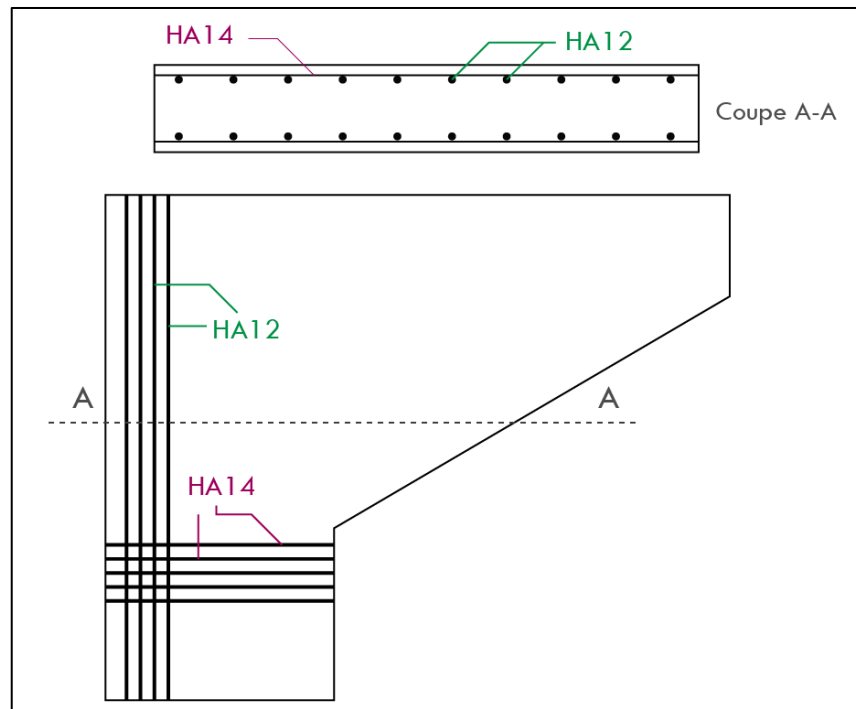


Figure 9.13 Ferrailage de mur en retour

# **Conclusion Générale**

## **Conclusion**

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de divers domaines de l'ingénierie tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et les procédés de précontrainte. Dans le cadre de notre projet, nous avons réalisé une étude technique approfondie d'un ouvrage d'art, ce qui nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine des travaux publics et d'acquérir une compréhension plus approfondie des différentes méthodes de conception et d'étude des ponts. Ce travail représente une étape importante dans notre parcours en tant qu'ingénieurs en devenir, et il a été réalisé grâce à l'examen attentif des références bibliographiques disponibles.

À présent, avec notre expérience de stages, nous sommes déterminés à débiter notre carrière et à nous investir pleinement dans le domaine des travaux publics. Nous sommes convaincus que notre passion pour ce secteur, combinée à notre expertise acquise, nous permettra de contribuer de manière significative à ce domaine et de réaliser des projets d'importance.

# Bibliographie

- Cours

Cours fournit par l'encadreur BAAZOUZI.M

Cours fournit par Dr. SEKKIOU.S

- Règlements

SETRA (Service d'Etude des Travaux des Routes et Autoroutes)

BAEL 91 Mod 99 (Béton Armé aux Etats Limite)

BPEL (Béton Précontraint aux Etats Limite)

DTR (Document Technique des Règlements)

RPOA-2008 (Règlement Parasismique d'Ouvrage d'Art)

RPA (Règlement Parasismique Algérien)

SATTLER

FREYSSINET

- Logiciels utilisés

Microsoft Word 2019

Microsoft Excel 2019

Autodesk Robot Structural Analysis 2015, et 2018

Autocad 2019

Adobe Illustrator 2021

- Références web

Scribd.com

## Annexes

### Tableau pour le ferrailage

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

| Ø  | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32    | 40    |
|----|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1  | 0,20 | 0,28 | 0,50  | 0,79  | 1,13  | 1,54  | 2,01  | 3,14  | 4,91  | 8,04  | 12,57 |
| 2  | 0,39 | 0,57 | 1,01  | 1,57  | 2,26  | 3,08  | 4,02  | 6,28  | 9,82  | 16,08 | 25,13 |
| 3  | 0,59 | 0,85 | 1,51  | 2,36  | 3,39  | 4,62  | 6,03  | 9,42  | 14,73 | 24,13 | 37,70 |
| 4  | 0,79 | 1,13 | 2,01  | 3,14  | 4,52  | 6,16  | 8,04  | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5  | 0,98 | 1,41 | 2,51  | 3,93  | 5,65  | 7,70  | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6  | 1,18 | 1,70 | 3,02  | 4,71  | 6,79  | 9,24  | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7  | 1,37 | 1,98 | 3,52  | 5,50  | 7,92  | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8  | 1,57 | 2,26 | 4,02  | 6,28  | 9,05  | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,5 |
| 9  | 1,77 | 2,54 | 4,52  | 7,07  | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10 | 1,96 | 2,83 | 5,03  | 7,85  | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11 | 2,16 | 3,11 | 5,53  | 8,64  | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12 | 2,36 | 3,39 | 6,03  | 9,42  | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13 | 2,55 | 3,68 | 6,53  | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14 | 2,75 | 3,96 | 7,04  | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15 | 2,95 | 4,24 | 7,54  | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16 | 3,14 | 4,52 | 8,04  | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17 | 3,34 | 4,81 | 8,55  | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18 | 3,53 | 5,09 | 9,05  | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19 | 3,73 | 5,37 | 9,55  | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20 | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |

*Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre φ en mm.*

Tableaux de Guyon Massonnet

| Théta=0.80 |         | Alfa=0=> K0 |         |         |         |  |
|------------|---------|-------------|---------|---------|---------|--|
| y \ e      | -b      | -3b/4       | -b/2    | -b/4    | 0       |  |
| 0          | -0.2595 | 0.401       | 1.0595  | 1.6478  | 1.9348  |  |
| b/4        | -0.4898 | 0.0123      | 0.5394  | 1.1076  | 1.6478  |  |
| b/2        | -0.4719 | -0.1844     | 0.1348  | 0.5394  | 1.0595  |  |
| 3b/4       | -0.353  | -0.2834     | -0.1844 | 0.0123  | 0.401   |  |
| b          | -0.2094 | -0.353      | -0.4719 | -0.4898 | -0.2595 |  |
| Théta=0.80 |         | Alfa=1=> K1 |         |         |         |  |
| y \ e      | -b      | -3b/4       | -b/2    | -b/4    | 0       |  |
| 0          | 0.6259  | 0.7738      | 0.9802  | 1.2308  | 1.3841  |  |
| b/4        | 0.3923  | 0.5089      | 0.6812  | 0.9313  | 1.2308  |  |
| b/2        | 0.2516  | 0.3389      | 0.472   | 0.6812  | 0.9802  |  |
| 3b/4       | 0.1695  | 0.2358      | 0.3389  | 0.5089  | 0.7738  |  |
| b          | 0.1177  | 0.1695      | 0.2516  | 0.3923  | 0.6259  |  |