

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



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

*Conception et dimensionnement d'un viaduc avec
appareils d'appui à pot à Touggourt*

Réalisé par :

BAHMANI Sidali

HARBI Sohaib

Présenté et soutenu publiquement le : 30/06/2022

Devant le jury de soutenance composé de :

KETTAB Ratiba	Pr	ENP	Présidente
BENAZZOUZ brahim Khalil	MCA	ENP	Promoteur
BAOUCHE Nadja	MAA	ENP	Promotrice
BELHADJ Omar	MAA	ENP	Examineur

ENP 2022

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



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

*Conception et dimensionnement d'un viaduc avec
appareils d'appui à pot à Touggourt*

Réalisé par :

BAHMANI Sidali

HARBI Sohaib

Présenté et soutenu publiquement le : 30/06/2022

Devant le jury de soutenance composé de :

KETTAB Ratiba	Pr	ENP	Présidente
BENAZZOUZ brahim Khalil	MCA	ENP	Promoteur
BAOUCHE Nadja	MAA	ENP	Promotrice
BELHADJ Omar	MAA	ENP	Examineur

ملخص

يتعلق المشروع بدراسة جسر متعدد الركائز بعوارض متعددة من الخرسانة مسبقة الإجهاد. تقع هاته المنشأة على مستوى مشروع خط السكة الحديدية الجديدة تقرت /حاسي مسعود. قمنا بدراسة توزيع بطريقتين يدويا باستعمال طريقة Guyon-Massonnet ورقميا ببرنامج Autodesk robot analysais 2020. قمنا باستعمال النتائج المتحصل عليها في دراسة الإجهاد وتسليح العناصر المكونة للبنية التحتية للجسر وفقا للأنظمة المعمول بها. واختتمنا الدراسة بإبراز مراحل إنجاز المشروع.

الكلمات المفتاحية: جسر سكة حديدية، خرسانة مسبقة الإجهاد، خرسانة مسلحة، روافد مسبقة الصنع، محامل الجسر.

ABSTRACT

The project concerns the study of a viaduct with multiple prestressed concrete beams. The structure is located at new railway line Touggourt /Hassi Messaoud. The study of the distribution of loads and overloads was carried out in two ways, manually using the Guyon-Massonnet method and numerically using the Autodesk Robot Structural Analysis 2020 software. The results obtained were used for the dimensioning of the prestressing and the calculation of the reinforcement of the constituent elements of the infrastructure in accordance with the existing regulations. The steps of the construction of the bridge conclude this study.

Key words: Rail bridge, restressed concrete, reinforced concrete, prefabricated beams, Pot bearing.

RESUME

Le projet concerne l'étude d'un viaduc à poutres multiples en béton précontraint avec des appareils d'appuis à pot. L'ouvrage est situé sur le projet de la nouvelle ligne ferroviaire Touggourt/Hassi Messaoud. La répartition des charges et surcharges est menée de deux façons : manuellement à l'aide de la méthode de Guyon-Massonnet et numériquement en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2020. Les résultats obtenus ont permis de déterminer le dimensionnement de la précontrainte et le calcul du ferrailage des éléments composant l'infrastructure en respectant les règlements en vigueur. Les principales étapes de réalisation de l'ouvrage clôturent cette étude.

Mots clés : Pont rail - Béton précontraint - Béton armé - Poutres préfabriquées – Appareils d'appuis à pot.

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu de nous avoir donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Nous remercions Madame N. MOUSTARI pour son suivi, ses conseils et sa précieuse participation durant l'élaboration de cette étude.

Nos vifs remerciements vont à nos promoteurs Madame N. BAOUCHE et Monsieur B.K. BENAZZOUZ pour nous avoir fait confiance et accepté de diriger cette étude.

Nous remercions aussi l'ensemble du personnel de l'entreprise SEROEST.

Nous tenons à remercier également les enseignants et corps administratif de l'Ecole Nationale Polytechnique qui nous ont accompagné durant notre cursus ainsi que tous ceux et celles qui ont contribué directement ou indirectement à la réalisation de cette étude.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre projet en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs remarques et suggestions.

Dédicace

Et je dédie ce mémoire à :

*A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu et encouragé
dans chaque pas vers l'avant.*

A toute ma famille

*Aux maîtres de l'école de mon enfance, qui m'ont appris à aller
au-delà de mes capacités, avec courage et persévérance.*

A tous ceux et toutes celles qui m'ont aidé et soutenu.

Puisse Dieu, le tout puissant les avoir en sa sainte miséricorde.

Sidali

Dédicace

Je dédie ce travail

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureux : mon adorable mère.

A la mémoire de mon père, que j'aurais tant aimé qu'il soit aujourd'hui parmi nous. Tu me manques.

A toi, ma sœur ASMA, et à vous, mes frères ABDEELGHANI et MAHDI, qui m'avez toujours soutenu et encouragé durant ces années d'études.

A ma famille, mes proches et à ceux qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A chaque enseignant qui a cru en mes compétences et m'a poussé au succès.

Sohaib

TABLE DES MATIERES

LISTE DE FIGURES

LISTE DE TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE 18

Chapitre 01 : Présentation du projet

1.1. INTRODUCTION 21

1.2. PRESENTATION GENERALE DU PROJET..... 21

1.2.1. Présentation de l'ouvrage 21

1.2.2. Données naturelles 21

1.2.3. Données fonctionnelles 22

1.2.4. Choix de l'ouvrage 23

1.3. ELEMENTS DU PONT 24

1.3.1. Tablier 24

1.3.2. Infrastructures..... 25

1.3.3. Equipement du pont 25

1.4. CONCLUSION..... 26

Chapitre 02 : Caractéristiques des matériaux

2.1. INTRODUCTION 28

2.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX..... 28

2.2.1. Béton 28

2.2.2. Acier 29

2.3. CONCLUSION..... 31

Chapitre 03 : Pré –dimensionnement du tablier

3.1. INTRODUCTION 33

3.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER 33

3.2.1. Poutres 33

3.2.2. Dalle 35

3.2.3. Entretoises 36

3.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE 36

3.3.1. Définitions 36

3.3.2. Caractéristiques géométriques de la section d'about 38

3.3.3. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire 39

3.3.4. Caractéristiques géométriques de la section médiane 41

3.4. CONCLUSION..... 42

Chapitre 04 : Charges et surcharges

4.1. INTRODUCTION	44
4.2. CHARGE PERMANENTE ET SES COMPLEMENTS.....	44
4.2.1. Charges permanentes.....	44
4.2.2. Complément de charges permanentes	45
4.3. SURCHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE	46
4.3.1. Surcharges verticales.....	46
4.3.2. Charges horizontales	47
4.3.3. Autres actions.....	48
4.3.4. Effets dynamiques	49
4.3.5. Transmission des charges aux structures	50
4.3.6. Combinaisons d'actions	51
4.4. CONCLUSION.....	51

Chapitre 05 : Répartition des efforts

5.1. INTRODUCTION	53
5.2. REPARTITION LONGITUDIANLE.....	53
5.2.1. Calcul des moments fléchissant	53
5.2.2. Calcul des efforts tranchants	58
5.3. REPARTITION TRANSVERSALE	62
5.3.1. Introduction	62
5.3.2. Choix de la méthode.....	62
5.3.3. Répartition des moments fléchissant.....	66
5.4. COMBINAISON DE CHARGES	71
5.5. CONCLUSION.....	71

Chapitre 06 : Modélisation et comparaison

6.1. INTRODUCTION	73
6.2. PRESENTATION DE LOGICIEL	73
6.3. MODELISATION	73
6.3.1. Etapes de modélisation.....	73
6.3.2. Définition des combinaisons de calcul avec leurs coefficients de pondération	78
6.4. CONCLUSION.....	78

Chapitre 07 : Etude de la précontrainte

7.1. INTRODUCTION	80
7.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE	80
7.3. PRECONTRAINTE PAR POST TENSION	80

7.4. PROCÉDE DE PRECONTRAINTE PAR POST TENSION	81
7.5. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	82
7.5.1. Contraintes limites.....	82
7.5.2. Valeur minimale de précontrainte	82
7.5.3. Calcul du nombre de câbles	83
7.5.4. Vérification de la borne supérieure de précontrainte	83
7.5.5. Détermination du nombre des câbles à l'about.....	83
7.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	84
7.6.1. Etapes de mise en tension.....	84
7.6.2. Vérification des contraintes.....	85
7.7. DISPOSITIONS ET TRACE DES CABLES.....	87
7.7.1. Disposition des câbles à l'about	87
7.7.2. Disposition constructive des câbles à mi-travée	88
7.7.3. Tracé des câbles	89
7.7.4. Longueur totale du câble	91
7.7.5. Caractéristiques géométriques des sections nettes	91
7.8. CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE	94
7.8.1. Pertes instantanées.....	95
7.8.2. Pertes différées	100
7.8.3. Pertes totales.....	103
7.8.4. Pourcentage des pertes totales.....	103
7.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	104
7.9.1. Introduction	104
7.9.2. Pertes pour chaque étape	104
7.9.3. Valeurs caractéristiques de la précontrainte	104
7.9.4. Vérification des contraintes.....	104
7.10. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES.....	109
7.11. CONCLUSION.....	111
<i>Chapitre 08 : Ferrailage et étude des déformations</i>	
8.1. INTRODUCTION	113
8.2. FERRAILLAGE PASSIF	113
8.2.1. Armatures de peau longitudinale.....	113
8.2.2. Armatures dans les zones tendues	113
8.2.3. Armatures de peau transversale.....	114
8.3. JUSTIFICATIONS A ELU	115

8.3.1. Vérification des contraintes normales	115
8.4. APPLICATION A NOTRE PROJET : A X= 0.5 L (MI TRAVEE)	118
8.4.1. Equations traduisant le comportement des aciers	119
8.4.2. Justification des armatures transversales (à ELU)	121
8.5. FLECHE ET CONTRE FLECHE	123
8.5.1. Flèche due au poids propre.....	123
8.5.2. Flèche due à la surcharge	124
8.5.3. Contre flèche	124
8.5.4. Fleche de construction.....	125
8.5.5. Fleche totale	125
8.6. CALCUL DES ROTATIONS	126
8.6.1. Sous le poids propre	126
8.6.2. Sous les surcharges.....	126
8.6.3. Sous la précontrainte :.....	126
8.6.4. Rotation résultante.....	126
8.7. CALCUL DES DEPLACEMENTS D'APPUI	126
8.7.1. Déplacement dû à la rotation.....	126
8.7.2. Déplacement du au retrait	126
8.7.3. Déplacement du au fluage	127
8.7.4. Déplacement du a la variation de la température	127
8.7.5. Déplacement total.....	127
8.8. CONCLUSION.....	127

Chapitre 09 : Etude de la dalle et l'entretoise

9.1. INTRODUCTION	129
9.2. CALCUL DU FERRAILLAGE DE L'HOUDIS	129
9.2.1. Ferrailage transversal (sous M_{xx}).....	130
9.2.2. Ferrailage longitudinal (sous M_{yy}).....	131
9.3. VERIFICATION DES ARMATURES	131
9.3.1. Vérification du poinçonnement.....	131
9.3.2. Armatures d'effort tranchant.....	132
9.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT	133
9.4.1. Calcul de l'entretoise.....	133
9.4.2. Calcul des efforts.....	133
9.4.3. Calcul des sollicitations.....	133
9.4.4. Ferrailage longitudinale de l'entretoise.....	135

9.4.5. Ferrailage transversale de l'entretoise.....	135
9.5. CONCLUSION.....	136

Chapitre 10 : Calcul des équipements

10.1. INTRODUCTION	138
10.2. APPAREILS D'APPUI	138
10.2.1. Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	138
10.2.2. Appareils d'appui à pot	141
10.3. JOINTS DE DILATATION	148
10.3.1. Définition	148
10.3.1. Joint sous ballast.....	148
10.4. EVACUATION DES EAUX.....	149
10.5. CONCLUSION.....	149

Chapitre 11 : Etude de la pile

11.1. INTRODUCTION	151
11.2. CHOIX DE LA MAPHOLOGIE	151
11.3. PRE DIMENSIONNEMENT	151
11.3.1. Fûts	151
11.3.2. Chevêtre « tête de pile »	151
11.3.3. Fondations	152
11.4. REPARTITION DES CHARGES ET SURCHARGES SUR LA PILE	153
11.4.1. Charges verticales	153
11.4.2. Charges horizontales	157
11.5. FERRAILAGE DE LA PILE	157
11.5.1. Chevêtre	157
11.5.2. Etude du fut	161
11.5.3. Ferrailage de la semelle.....	164
11.6. CONCLUSION	167

Chapitre 12 : Etude de la culée

12.1. INTRODUCTION	169
12.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE	169
12.2.1. Sommier d'appui	169
12.2.2. Mur garde grève	170
12.2.3. Mur de front	170
12.2.4. Semelle	170
12.2.5. Mur en retour.....	170

12.2.6. Dalle de transition	170
12.2.7. Corbeau	170
12.3. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE.....	171
12.3.1. Stabilité de la culée en construction	171
12.3.2. Stabilité de la culée en service	172
12.4. FERRAILLAGE DE LA CULEE	174
12.4.1. Mur garde grève	174
12.4.2. Dalle de transition	175
12.4.3. Mur frontal	175
12.4.4. Mur en retour.....	177
12.5. CONCLUSION	178

Chapitre 13 : Réalisation de l'ouvrage

13.1. INTRODUCTION	180
13.2. METHODE DE CONSTRUCTION.....	180
13.3. PROCEDURE DE CONSTRUCTION	180
13.3.1. Terrassements.....	180
13.3.2. Forage.....	180
13.3.3. Exécution des pieux	181
13.4. MODE DE PREFABRICATION DE POUTRES (VIPP).....	187
13.4.1. Précontrainte par post tension	187
13.4.2. Méthode de préfabrication	187
13.5. CONCLUSION.....	189
CONCLUSION GENERALE.....	190
BIBLIOGRAPHIE.....	191
ANNEXE	192

LISTE DE FIGURES

Figure 1. 1 : Tracé en plan du viaduc au pk115+947.....	22
Figure 1. 2 : Profil en long du viaduc au pk115+947	23
Figure 1. 3 : Profil en travers du viaduc au pk115+947.....	23
Figure 1. 4 : Coupe transversale du viaduc au pk115+947.....	25
Figure 1. 5 : Dalle + trottoir + corniche	26
Figure 2. 1 : Diagramme contrainte-déformation du béton	28
Figure 2. 2 : Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs.....	30
Figure 2. 3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs.....	31
Figure 3. 1 : Coupe transversale d'une poutre en I.....	33
Figure 3. 2 : Gousset du talon	34
Figure 3. 3 : Gousset de la table de compression.....	35
Figure 3. 4 : Géométrie de la dalle.....	35
Figure 3. 5 : Coupe longitudinale de la poutre.....	36
Figure 3. 6 : Dimensions des poutres.....	37
Figure 3. 7 : Axes de la poutre.....	37
Figure 3. 8 : Section d'about avec hourdis	38
Figure 3. 9 : Section d'about avec hourdis	39
Figure 3. 10 : Section médiane avec hourdis	41
Figure 4. 1 : Coupe longitudinale d'une entretoise (section hachurée)	44
Figure 4. 2 : Coupe transversale de la corniche et du trottoir	45
Figure 4. 3 : Schéma de charge UIC 71	46
Figure 4. 4 : Schéma de charge SW	46
Figure 4. 5 : Schéma de charge du train à vide	47
Figure 4. 6 : Transmission des charges aux structures (cas 1).....	50
Figure 4. 7 : Transmission des charges aux structures (cas 2).....	50
Figure 5. 1 : Charge permanente CP.....	53
Figure 5. 2 : Charge permanente CCP	53
Figure 5. 3 : Calcul des moments en utilisant la méthode des lignes d'influences.....	54
Figure 5. 4 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/16$	54
Figure 5. 5 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/4$	54
Figure 5. 6 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/2$	55
Figure 5. 7 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/16$	55
Figure 5. 8 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/4$	55
Figure 5. 9 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/2$	56
Figure 5. 10 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/16$	56
Figure 5. 11 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/4$	56
Figure 5. 12 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/2$	56
Figure 5. 13 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/16$	57
Figure 5. 14 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/4$	57
Figure 5. 15 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/2$	57
Figure 5. 16 : Calcul des efforts tranchants en utilisant la méthode des lignes d'influences ..	58
Figure 5. 17 : Calcul des efforts tranchants en utilisant la méthode des lignes d'influences ..	59

Figure 5. 18 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/4$	59
Figure 5. 19 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/2$	59
Figure 5. 20 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=0$	59
Figure 5. 21 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/4$	60
Figure 5. 22 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/2$	60
Figure 5. 23 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=0$	60
Figure 5. 24 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/4$	60
Figure 5. 25 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/2$	61
Figure 5. 26 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=0$	61
Figure 5. 27 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/4$	61
Figure 5. 28 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/2$	61
Figure 5. 29 : Une bande de 1 m de la dalle	63
Figure 5. 30 : Réseau des poutres du tablier d'un pont à poutres	64
Figure 5. 31 : La section homogénéisée de la poutre en section médiane	66
Figure 5. 32 : Distribution transversale des surcharges	69
Figure 5. 33 : Distribution transversale de la charge répartie du trottoir	70
Figure 5. 34 : Distribution transversale de la charge répartie du CCP	70
Figure 5. 35 : Distribution transversale de la charge répartie du CP	70
Figure 6. 1 : Définition des caractéristiques avant modélisation	73
Figure 6. 2 : Modélisation de la section d'about	74
Figure 6. 3 : Modélisation de la section intermédiaire	74
Figure 6. 4 : Modélisation de la section médiane	74
Figure 6. 5 : Modélisation de la structure	75
Figure 6. 6 : Modélisation de la dalle	75
Figure 6. 7 : Tablier du pont modélisé	75
Figure 6. 8 : Visualisation du tablier du pont modélisé	76
Figure 6. 9 : Définition de la charge permanente complémentaire CCP	76
Figure 6. 10 : Définition des surcharges sur trottoirs	76
Figure 6. 11 : Définition des surcharges UIC	77
Figure 6. 12 : Définition des surcharges SW0	77
Figure 6. 13 : Définition des surcharges SW2	77
Figure 6. 14 : Valeurs des moments dans chaque poutre (combinaison la plus défavorable)	78
Figure 7. 1 : Principe de la précontrainte	80
Figure 7. 2 : Précontrainte par post-tension	80
Figure 7. 3 : Procédé de précontrainte par post-tension	81
Figure 7. 4 : Procédé de mise en tension	82
Figure 7. 5 : Schéma du câble 12T15	83
Figure 7. 6 : Disposition des câbles à la section d'about	87
Figure 7. 7 : Disposition des câbles à la section d'about	88
Figure 7. 8 : Espacement entre les conduites	88
Figure 7. 9 : Disposition des câbles à mi-travée	88
Figure 7. 10 : Trace des câbles à l'intrados	89
Figure 7. 11 : Trace des câbles à l'intrados	90
Figure 8. 1 : Diagramme des contraintes normales en 6 ^{ème} phase à la section médiane	114
Figure 8. 2 : Diagrammes des déformations limites (ELU)	116

Figure 8. 3 : Courbe d'interaction effort normale moment fléchissant.....	116
Figure 8.4 : Diagramme des contraintes à L'ELU	117
Figure 8. 5 : Diagramme contraintes - déformations à ELU.....	117
Figure 8. 6 : Diagramme contrainte-déformation des armatures passives.....	119
Figure 8. 7 : Diagramme contrainte-déformation des armatures actives (torons)	119
Figure 8. 8 : Zone de concentration des contraintes à l'about	122
Figure 8. 9 : Zone de régularisation des encrages.....	122
Figure 8. 10 : Ferrailage de la section médiane	123
Figure 8. 11 : Ferrailage de la section d'about	123
Figure 8. 12 : Diagramme des moments d'une poutre en précontrainte	124
Figure 8. 13 : Résultats et diagramme des moments	125
Figure 9. 1 : Cartographie du moment transversal max à ELU	129
Figure 9. 2 : Cartographie du moment transversal max à ELS	130
Figure 9. 3 : Section de la dalle à ferrailer.....	130
Figure 9. 4 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	132
Figure 9. 5 : Emplacement des vérins sous l'entretoise	133
Figure 9. 6 : Diagramme des moments à ELU.....	134
Figure 9. 7 : Diagramme des efforts tranchants à ELU	134
Figure 9. 8: Diagramme des moments à ELS	134
Figure 9. 9 : Diagramme des efforts tranchants à ELS	134
Figure 9. 10 : Schéma de ferrailage de l'entretoise	136
Figure 10. 1: Constitution type appareils d'appuis en élastomère fretté.....	139
Figure 10. 2 : Dimension d'un appareil d'appui en élastomère fretté	139
Figure 10. 3 : Appareil d'appui à pot.....	141
Figure 10. 4 : Les types des appareils d'appui à pot.....	142
Figure 10. 5 : Composition schématique d'un appareil d'appui à pot	143
Figure 10. 6 : Appareils d'appui à pot avec dispositif de glissement	143
Figure 10. 7 : Schéma de répartition des appareils d'appuis à pot sur les appuis	145
Figure 10. 8: Désignation des appareils d'appui à pot	145
Figure 10. 9 : Composition d'un appareil d'appui à pot fixe	146
Figure 10. 10 : Dimension de l'appareil d'appui à pot fixe choisi	146
Figure 10. 11 : Dimension de l'appareil d'appui à pot glissant guidé choisi.....	147
Figure 10. 12 : Joint de dilatation d'un pont.....	148
Figure 10. 13 : Une gargouille d'évacuation	149
Figure 11. 1 : Schéma des piles du pont	151
Figure 11. 2 : Réaction dues au poids propre 2 travées chargées	153
Figure 11. 3 : Réaction dues UIC 1 travée chargée	153
Figure 11. 4 : Réaction dues UIC 2 travées chargées	154
Figure 11. 5 : Réaction dues SW0 1 travée chargée	154
Figure 11. 6 : Réaction dues SW0 2 travées chargées	155
Figure 11. 7 : Réaction dues SW2 1 travée chargée	155
Figure 11. 8 : Réaction dues SW2 2 travées chargées	155
Figure 11. 9 : Réaction dues trottoirs 1 travée chargée.....	156
Figure 11. 10 : Réaction dues trottoirs 2 travées chargées	156
Figure 11. 11: Schéma de répartition des charges sur le chevêtre	158

Figure 11. 12 : Moment fléchissant et effort tranchant du chevêtre à ELU.....	158
Figure 11. 13 : Moment fléchissant et effort tranchant du chevêtre à ELS	159
Figure 11. 14 : Partie qui travaille à la torsion.....	160
Figure 11. 15 : Ferrailage du chevêtre	161
Figure 11. 16 : Ferrailage du fut	163
Figure 11. 17 : Vue en plan de la semelle.....	164
Figure 11. 18 : Schéma des sollicitations qui revient à la semelle	166
Figure 11. 19 : Schéma de ferrailage de la semelle de la pile	167
Figure 11. 20 : Schéma de ferrailage du pieu	167
Figure 12 . 1 : Schéma des éléments de la culée.....	169
Figure 12 . 2 : Schéma du sommier de la culée	169
Figure 12 . 3 : Schéma de la culée	171
Figure 12 . 4 : Schéma ferrailage du Mur garde grève	174
Figure 12 . 5 : Schéma ferrailage transversale de la dalle de transition	175
Figure 12 . 6 : Ferrailage du mur frontal.....	176
Figure 12 . 7: Ferrailage du mur en retour.....	178
Figure 13. 1 : Terrassement du terrain	180
Figure 13. 2 : Forage des pieux du pont.....	181
Figure 13. 3 : Cage d'armature des pieux	181
Figure 13. 4 : Tube plongeur pour bétonnage.....	182
Figure 13. 5: Recepage des pieux	182
Figure 13. 6 : Mise en place du béton de propreté.....	182
Figure 13. 7 : Ferrailage de la semelle.....	183
Figure 13. 8 : Ferrailage des fûts	183
Figure 13. 9 : Coffrage des fûts	184
Figure 13. 10 : Coffrage du chevêtre	184
Figure 13. 11 : Dés d'appuis.....	184
Figure 13. 12: Coffrage du mur garde grève.....	185
Figure 13. 13 : Coffrage du mur en retour	185
Figure 13. 14 : Pose des poutres	186
Figure 13. 15: Armatures de jonction de la dalle.....	187
Figure 13. 16 : Nettoyage du moule.....	188
Figure 13. 17: Mise en place des armatures passives et actives	188
Figure 13. 18 : Ancrage fix des armatures	189
Figure 13. 19 : Décoffrage de la poutre	189

LISTE DE TABLEAUX

Tableau 1. 2 : Critères de choix des ponts à plusieurs travées.....	24
Tableau 3. 1 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about	38
Tableau 3. 2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'about.....	39
Tableau 3. 3 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire	40
Tableau 3. 4 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis.....	40
Tableau 3. 5 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane.....	41
Tableau 3. 6 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec l'hourdis	42
Tableau 4. 1 : Charges complémentaires permanentes	46
Tableau 4. 2 : Valeurs caractéristiques pour les schémas de charge SW	46
Tableau 4. 3 : Coefficients de réduction des efforts de freinage – démarrage	48
Tableau 4. 4 : Combinaisons à ELU et ELS	51
Tableau 5. 1 : Résultats de M_{cp} dans les différentes sections de la poutre	53
Tableau 5. 2 : Résultats de $M(p + e)$ dans les différentes sections de la poutre	53
Tableau 5. 3 : Résultats de M_{ccp} dans les différentes sections de la poutre	54
Tableau 5. 4 : Résultats de $M_{Trottoirs}$ dans les différentes sections de la poutre.....	57
Tableau 5. 5 : Tableau récapitulatif des moments de flexion en (t.m) dans la poutre	58
Tableau 5. 6 : Résultats de T_{cp} dans les différentes sections de la poutre	58
Tableau 5. 7 : Résultats de $T(p + e)$ dans les différentes sections de la poutre.....	58
Tableau 5. 8 : Résultats de T_{ccp} dans les différentes sections de la poutre	58
Tableau 5. 9 : Résultats de $T_{Trottoirs}$ dans les différentes sections de la poutre.....	62
Tableau 5. 10 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants en (t) dans la poutre	62
Tableau 5. 11 : Tableau de Guyon Massonnet pour $\theta = 0,988$	67
Tableau 5. 12 : Positions des poutres du pont.....	67
Tableau 5. 13 : Interpolation de Guyon Massonnet suivant α pour la poutre 1	67
Tableau 5. 14 : Interpolation de Guyon Massonnet suivant α pour la poutre 2.....	68
Tableau 5. 15 : Interpolation de Guyon Massonnet suivant α pour la poutre 3.....	68
Tableau 5. 16 : Interpolation de Guyon Massonnet suivant α pour la poutre 4.....	68
Tableau 5. 17 : Interpolation de Guyon Massonnet suivant α pour la poutre 5.....	69
Tableau 5. 18 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en dans la poutre 1 à 0,5L.....	70
Tableau 5. 19 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants en (t) dans la poutre 1 à 0,5L.....	71
Tableau 5. 20 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges.....	71
Tableau 5. 21 : Combinaisons de calcul des moments et efforts tranchants poutre 1 à L/2....	71
Tableau 6. 1 : Combinaisons de calcul des moments et efforts tranchants poutre 1 à L/2	78
Tableau 7. 1 : Modules de déformation instantanée du béton à j=7 et j=28	82
Tableau 7. 2 : Caractéristiques géométriques de la section à mi travée	82
Tableau 7. 3 : Vérification des contraintes maximales en chaque étape d'exécution.....	86
Tableau 7. 4 : Tracé du câble 1	89
Tableau 7. 5 : Tracé du câble 2	90
Tableau 7. 6 : Tracé du câble 3	90
Tableau 7. 7 : Tracé du câble 4	91
Tableau 7. 8 : Tableau récapitulatif du traçage des câbles	91

Tableau 7. 9 : Longueur totales des câbles de précontraintes.....	91
Tableau 7. 10 : Distances du point d'application à la fibre inférieure.....	92
Tableau 7. 11 : Sections nettes de la poutre.....	93
Tableau 7. 12 : Caractéristiques géométriques des sections nettes.....	94
Tableau 7. 13 : Vérification du fuseau limite	94
Tableau 7. 14 : Déviations angulaires des câbles de précontrainte.....	95
Tableau 7. 15 : Longueurs des câbles de précontrainte	95
Tableau 7. 16 : Pertes dues au frottement	96
Tableau 7. 17 : Calcul de la distance (λ) à $x = 0,5L$	97
Tableau 7. 18 : Pertes par recul d'ancrage	97
Tableau 7. 19 : Pertes de la 1 ^{ère} famille des câbles sous l'effet d'elles-mêmes.....	98
Tableau 7. 20: Pertes de la 1 ^{ère} famille des câbles sous l'effet de la 2 ^{ème} famille.....	99
Tableau 7. 21 : Pertes par recul d'ancrage.....	100
Tableau 7. 22 : Pertes par raccourcissement instantané du béton.....	100
Tableau 7. 23 : Pertes dues au retrait du béton	101
Tableau 7. 24 : Pertes dues à la relaxation des aciers	102
Tableau 7. 25 : Pertes dues au fluage du béton.....	103
Tableau 7. 26 : Tableau récapitulatif des pertes différées totales	103
Tableau 7. 27 : Tableau récapitulatif des pertes totales.....	103
Tableau 7. 28 : Pourcentage des pertes totales	104
Tableau 7. 29 : Vérification des contraintes normales (6 phases de construction) à 0L.....	105
Tableau 7. 30 : Vérification des contraintes normales (6 phases de construction) à L/4	106
Tableau 7. 31 : Vérification des contraintes normales (6 phases de construction) à L/2	107
Tableau 7. 32 : Vérification des contraintes tangentielles (6 phases de construction) à 0L..	110
Tableau 7. 33 : Vérification des contraintes tangentielles (6 phases de construction) à L/4.	111
Tableau 8. 1 : Caractéristiques de la section médiane	118
Tableau 8. 2 : Calcul des moments dues à la précontrainte pour les différentes sections	125
Tableau 9. 1 : Moments max et min suivant xx	130
Tableau 9. 2 : Sollicitations max à ELU et ELS	133
Tableau 11. 1: Tableau récapitulatif du poids des constituants de la pile.....	152
Tableau 11. 2 : Tableau récapitulatif des surcharges.....	157
Tableau 11. 3 : Tableau récapitulatif des surcharges selon les 3 cas de charges maximales	157
Tableau 11. 4 : Combinaison à L'ELS et L'ELU	157
Tableau 11. 5 : Charges et surcharges sur pile.....	162
Tableau 11. 6 : Tableau récapitulatif de la disposition des pieux.....	164
Tableau 11. 7 : Calcul de de Rmax et de Rmin pour les combinaisons à ELU.....	165
Tableau 11. 8 : Calcul de de Rmax et de Rmin pour les combinaisons à ELS	165
Tableau 12. 1 : Valeurs des moments et efforts agissants sur la culée en construction.....	171
Tableau 12. 2 : Valeurs des moments et efforts agissants sur la culée en service	173

INTRODUCTION GENERALE

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

Le transport ferroviaire représente un des piliers fondamentaux du développement durable et de la prospérité de tout pays. Des systèmes de transport efficaces et des réseaux modernes sont donc une nécessité pour le développement économique et la préservation de l'environnement.

Le réseau ferroviaire de l'Algérie connaît, depuis peu, des investissements pour l'installation de trains à grande vitesse qui devraient relier les villes les plus importantes du pays. Certes, l'Algérie aujourd'hui investit beaucoup dans l'infrastructure routière ; mais cet effort seul ne suffit pas car ces routes et autoroutes nouvellement réalisées vont être rapidement saturées. De plus, aujourd'hui, l'enjeu mondial est celui du réchauffement climatique et le souci d'économie de pointe.

La stratégie du développement du réseau ferroviaire en Algérie intègre la remise en état des plateformes ferroviaires et la construction de nouvelles lignes modernes qui répondent aux nouvelles exigences. Parmi ces lignes stratégiques figure la réalisation d'une ligne qui relie la wilaya de Touggourt à Hassi Messaoud sur une longueur de plus de 150 kilomètres, circulée à 160 km/h.

Dans le souci permanent d'améliorer les conditions de vie des citoyens dans les villes et les campagnes, nous avons opté pour l'étude d'un viaduc à poutres multiples en béton précontraint avec des appareils d'appuis à pot.

Pour mener à bien cette modeste contribution, nous avons structuré notre mémoire en treize chapitres.

Les deux premiers chapitres s'intéressent aux généralités sur la conception de notre ouvrage, la définition des éléments de ce dernier et les caractéristiques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

Nous poursuivons dans le troisième chapitre le prédimensionnement des éléments constructifs du tablier (poutres et hourdis général).

Les chapitres cinq et six sont consacrés à l'évaluation des charges et surcharges pouvant s'appliquer sur l'ouvrage étudié ainsi que la répartition longitudinale et transversale de ces dernières. La répartition longitudinale s'est faite grâce aux lignes d'influences et la transversale à l'aide de la méthode de Guyon Massonet.

Les résultats ainsi obtenus sont vérifiés dans le sixième chapitre après modélisation de la structure à l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis ».

L'étude de la précontrainte figure dans le septième chapitre où nous avons, d'abord, introduit le procédé de la précontrainte par post-tension qui nous a permis de déterminer le nombre, le tracé des câbles ainsi que les pertes totales de précontraintes. Par suite, nous avons vérifié la condition sur les contraintes normales et tangentielles.

Le ferrailage de la poutre utilisée, le calcul des déplacements, le ferrailage de la dalle et celui de l'entretoise figurent dans les chapitres huit et neuf.

L'étude des appareils d'appuis ainsi que d'autres équipements se trouve au dixième chapitre.

Les chapitres onze et douze sont dédiés à l'étude de l'infrastructure qui comprend les piles, les culées et leurs fondations.

Le dernier chapitre est destiné aux principales étapes de réalisation de ce type de viaduc.

Une conclusion générale, mettant en exergue les principaux points retenus durant cette étude, clôture ce mémoire.

Chapitre 01 : Présentation du projet

1.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ permettant à une voie de circulation (voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel, la voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou une voie d'eau. (1)

1.2. PRESENTATION GENERALE DU PROJET

1.2.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un pont biais avec un angle de 56,35grad, situé au point kilométrique 115+947 sur le projet de la nouvelle ligne ferroviaire Touggourt /Hassi Messaoud.

Sa longueur totale est de 132,9m, tandis que sa largeur droite est de 13,6m, le tablier est constitué de 11 poutres de section en forme de I avec âme variable en béton précontraint, ces poutres transmettant les efforts aux appuis à travers des appareils d'appuis à pot.

En ce qui concerne l'infrastructure, on prévoit des piles à section pleine surmontée de chevêtre qui supporte les poutres, ainsi que des culées sur des fondations profondes.

Le pont est constitué de quatre travées indépendantes deux en 32,95m et deux en 33,5m.

1.2.2. Données naturelles

A. Données géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel.

La campagne de reconnaissance géotechnique a été effectuée par le laboratoire national de l'habitat et de construction unité de Batna LNHC Algérie sur site, les résultats jugés à retenir sont ci-dessous :

▪ Lithologie :

Les logs lithologiques des sondages carottés révèlent un sol constitué essentiellement par :

- Marne verdâtre à beige oxydée.
- Limon sableux peu graveleux.
- Argile sableuse beige.
- Sable argileux beige.
- Sable fin limoneux peu graveleux.

▪ Classification des terrains :

- Les différents types de sol rencontrés sont des terrains moyennement compacts à compacts. (2)
- D'après le rapport géotechnique le site est classé dans la catégorie S3 (site meuble). (3)

▪ Type de fondations :

A la lumière des résultats obtenus par la campagne des essais in-situ et des essais en laboratoire, il a été préconisé ce qui suit : Des fondations profondes sur pieux : pieu foré de 1 m à 1,2 m avec une fiche de 13 m à 18 m en raison de l'importance de l'ouvrage et de la charge transmise au sol.

B. Données climatiques

▪ Température

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent dans le dimensionnement des appareils d'appuis. (4)

▪ Neige

La région assiette du projet n'est pas une zone neigeuse, raison qui conduit à ne pas tenir compte de cet élément dans les combinaisons de calcul.

▪ Vent

Les efforts engendrés sur la structure par le vent sont fixés dans la réglementation RCPR.

C. Données topographiques

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages...etc.

D. Données sismologiques

Notre ouvrage est situé dans la région de Touggourt w/Ouargla qui est classée en zone 0 (sismicité négligeable). (3)

1.2.3. Données fonctionnelles

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

A. 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.

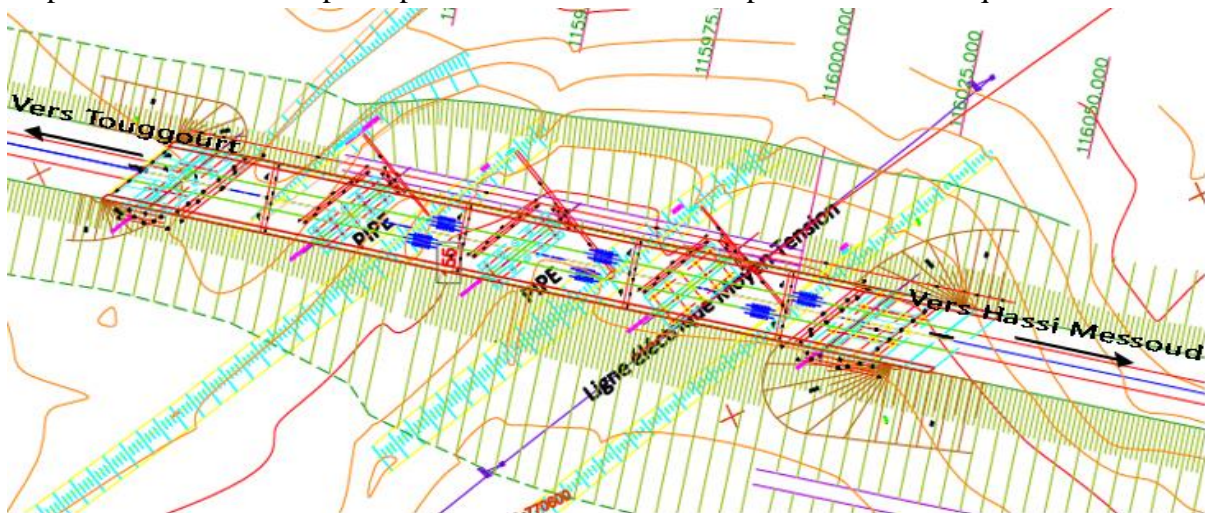


Figure 1. 1 : Tracé en plan du viaduc au pk115+947

B. Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, il présente une longueur de 132,9 m.

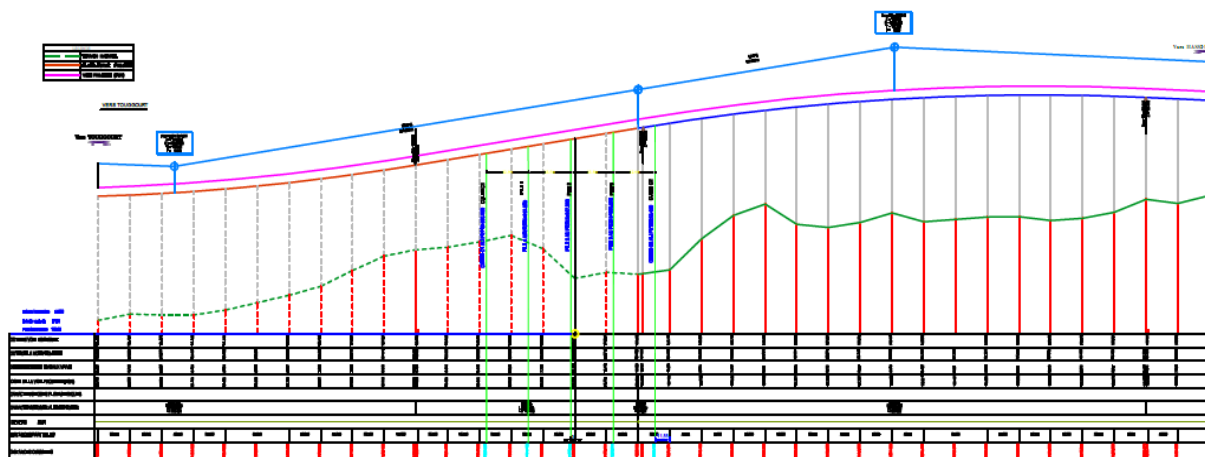


Figure 1. 2 : Profil en long du viaduc au pk115+947

C. Profil en travers

L'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal du pont étudié est comme suit :

- L'ouvrage est isostatique à 4 travées.
- Biais de l'ouvrage : 56,35grad.
- La largeur totale droite de 13,60m.
- Nombre de voies : N= 2 voies.
- Profil en toit contient un dévers de : 4 %.

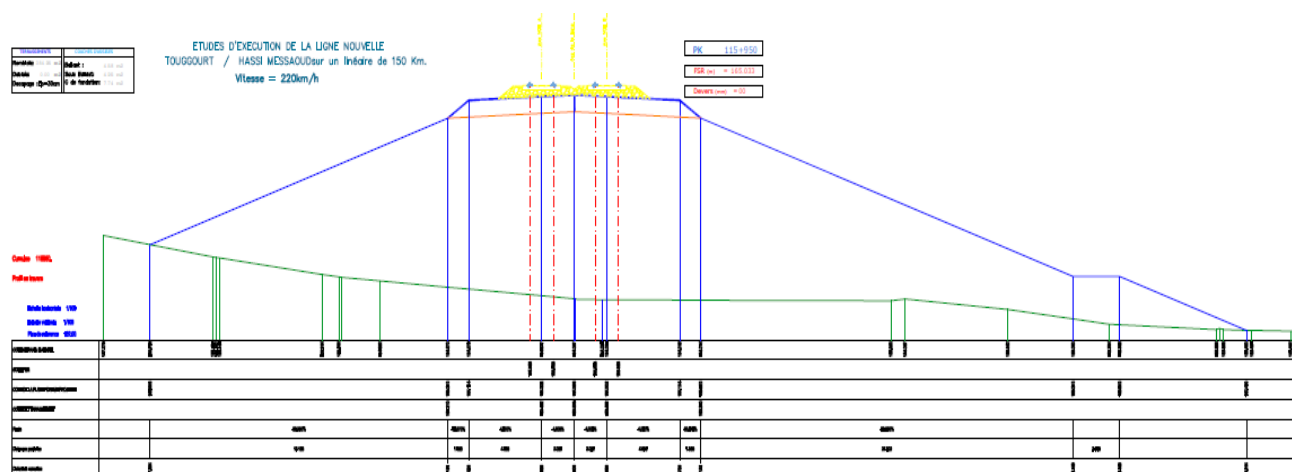


Figure 1. 3 : Profil en travers du viaduc au pk115+947

1.2.4. Choix de l'ouvrage

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage, avec aspect architectural.

Tableau 1. 1 : Critères de choix des ponts à plusieurs travées

Portée (m)	L<20m	20<L<50m	50<L<300m	>300 m
Solutions probables	Pont dalle en béton armé ou béton précontraint	-Pont dalle à encorbellement -Pont mixte à poutres métalliques -Pont à poutres en béton précontraint	-Pont en béton précontraint construit encorbellement -Pont à poutre continue en acier -Pont à hauban	-Pont suspendu -Pont à hauban

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Le concepteur doit connaître l'éventuel des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

Pour le choix du type d'ouvrage on prend en considération les éléments principaux suivant :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible des appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- L'obstacle à franchir.
- Le budget prévisionnel arrêté par le maître de l'ouvrage.
- La voie portée : pont (route, rails.....etc.).
- Les matériaux principaux utilisés.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droits, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire...

En tenant compte des critères mentionnés ci-dessus et à l'aide du tableau 1.2, une conception en poutres préfabriqués en béton précontraints par post tension reste pour nous la mieux envisageable.

1.3. ELEMENTS DU PONT

1.3.1. Tablier

L'ouvrage est un pont rail isostatique, dont les éléments essentiels du tablier sont : la dalle du tablier, les poutres principales et les entretoises.

- **Dalle du tablier**

La dalle appelée hourdis a une épaisseur de 25cm est réalisée en béton armé coulé sur place, elle a un rôle très important car sur elle que reposent tous les éléments situés au-dessus.

- **Poutres principales**

Onze poutres principales préfabriquées en béton précontraint réalisées par post tension de forme en I pour les quatre travées, elle a une longueur de 33,4m.

- **Entretoises**

Le pont comporte des entretoises d'about en béton armé coulées sur place. Leur rôle est d'empêcher la torsion des poutres. Elles servent d'appuis aux vérins lors du soulèvement du tablier en cas de remplacement ou de réparation des appareils d'appuis.

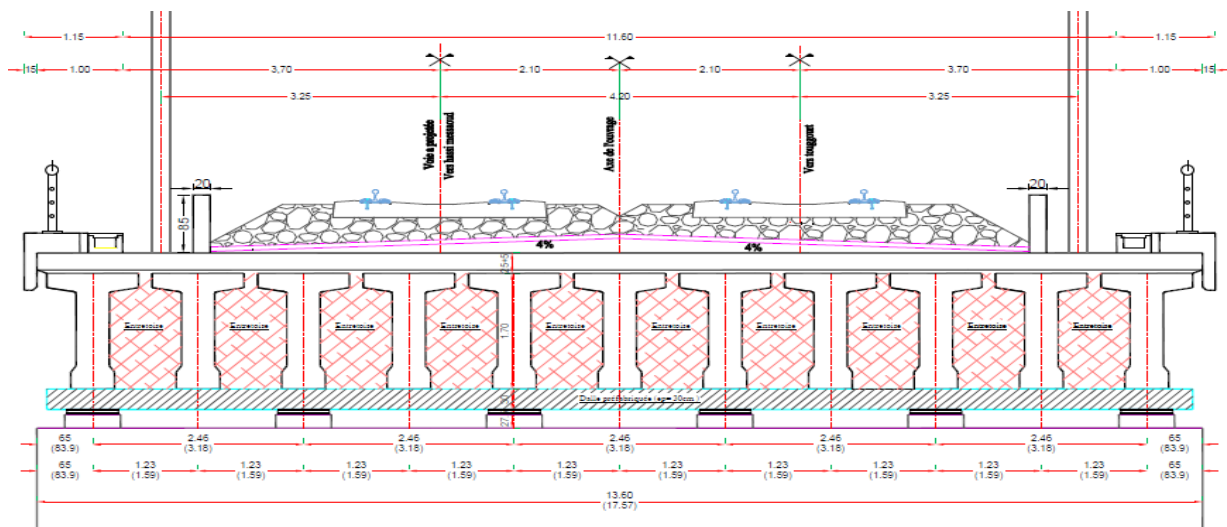


Figure 1. 4 : Coupe transversale du viaduc au pk115+947

1.3.2. Infrastructures

- **Piles**

On désigne par pile, un appui intermédiaire d'un pont composé de plusieurs travées, elle est composée d'un corps ou fût et d'une fondation. Le fût est en béton armé, sa partie supérieure est constituée d'un chevêtre. C'est sur ce dernier que le tablier se repose par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Les appuis transmettent aux fondations les efforts apportés par le tablier.

On distingue plusieurs types de piles, dans notre cas, on a opté pour des piles pleine « voile » surmontés d'un chevêtre de section rectangulaire sur lequel s'appuient les poutres.

- **Culées**

On appelle culée, un appui d'extrémité d'un ouvrage. La culée joue un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part. Une culée courante est composée d'un groupe de murs : un mur de front, un mur garde-grève et deux murs en retour.

- **Fondations**

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage, les culées et les piles sont fondées sur pieux de 1,2 m de diamètre, liés par semelles en béton armé. Les pieux transmettent les charges pour les couches plus profondes du sol, étant une partie transmise par frottement du sol sur la surface latérale du pieu, et l'autre partie par la résistance du sol sous la pointe.

1.3.3. Equipement du pont

- **Appareils d'appui**

Les tabliers reposent par l'intermédiaire d'appareils d'appuis sur les appuis. Ces appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre tablier-appuis et permettent d'absorber les déformations et les translations de la structure. Dans notre cas on a des appareils d'appuis à pot. (1)

- **Corniche**

Elément de finition des joues d'un tablier de pont, en béton armé préfabriqué ou en acier laqué. Elle assure la protection du tablier (étanchéité et écoulement de l'eau) et contribue à l'esthétique de l'ouvrage. (5)

- **Joints de dilatations**

Les joints de dilatation sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type. (6)

- **Evacuation des eaux**

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) coté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas par une corniche-caniveau.(7)

- **Trottoirs**

Le rôle des trottoirs est de protéger les piétons en les isolants. La largeur des trottoirs prévue dans notre cas est $L_t = 1,15m$.

- **Corniches**

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique, situées à la partie haute des tabliers, en plus de ce rôle esthétique, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse, il existe trois catégories de corniches : en béton coulé sur place ; en béton préfabriqué ; métallique. En Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

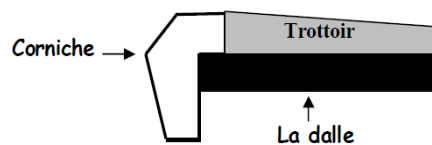


Figure 1. 5 : Dalle + trottoir + corniche

- **Barrière de sécurité**

Les barrières de sécurité sont classées en trois catégories : légères, normales et lourdes. Dans la pratique les barrières légères sont très peu utilisées car elles ne correspondent pas à un niveau de sécurité bien identifié, la plupart des barrières employées sont des barrières normales. Pour les ouvrages d'art on utilise souvent la barrière normale à lisses horizontales, appelée BN4. Cette barrière ne pèse que 65daN/ml.

- **Gardes corps**

Le rôle des garde-corps est double : sécuriser les piétons sur les trottoirs et ils ont aussi une fonction esthétique, leur conception doit respecter les prescriptions du fascicule 61, titre 11.

1.4. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de présenter les éléments constituant le viaduc qui fait l'objet de cette étude : il s'agit d'un pont rail à poutres isostatiques en béton précontraint. Le chapitre suivant est consacré à caractériser les matériaux utilisés dans la construction de ce dernier.

Chapitre 02 : Caractéristiques des matériaux

2.1. INTRODUCTION

Le choix des matériaux de construction conditionne la conception et le calcul du pont, deux matériaux sont essentiellement les plus utilisés : le béton et l'acier. Dans ce chapitre, nous présenterons les caractéristiques des matériaux utilisés dans l'élaboration de notre ouvrage.

2.2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.2.1. Béton

Le béton est un matériau homogène constitué de ciment, granulats, gravier, eau et éventuellement des adjuvants. Le matériau issu de ce mélange résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction. La masse volumique du béton armé est $\gamma_b = 2,5t / m^3$

Au point de vue mécanique, un béton est défini par sa résistance caractéristique en compression f_{c28} évaluée à 28 jours d'âge. (8) (9) (10)

- **Résistance caractéristique à la compression**

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

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

$$\left[\begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 \times j} \times f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{Si } f_{c28} > 40 \text{MPa} \end{array} \right. \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

Avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ Pour les culées, piles et fondations.

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ pour la dalle.

$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$ pour les poutres.

- **Résistance caractéristique à la traction**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

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

- **Contrainte admissible**

- **Contraintes admissibles à la compression (ELU)**

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\Theta \times \gamma_b} \times f_{cj}$$

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

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

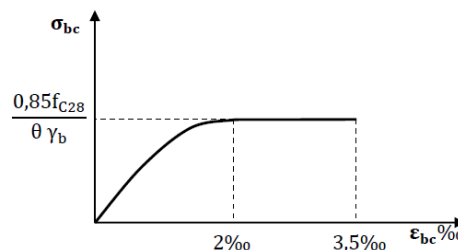


Figure 2. 1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (9)

- **Contraintes admissibles à la compression (ELS)**

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5f_{c28} & \text{En service} \\ 0,6f_{c28} & \text{En construction} \end{cases}$$

- **Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimensions transversales d'une pièce soumise à une variation relative de dimensions longitudinales.

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

- **Déformation longitudinale du béton**

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton comme suit :

- **Module de déformation instantanée**

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

$$f_{c28} = 7\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32790,93 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 40\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 37619,47 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée**

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

$$f_{c28} = 40\text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 12653,82\text{MPa}$$

- **Module de déformation transversale du béton**

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

2.2.2. Acier

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

A. Acier passif

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

- **Limite élastique**

On utilise des armatures d'acier de hautes adhérences de classe FeE400, avec limite d'élasticité 400 MPa, et module d'élasticité $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

- **Contrainte limite de traction**

Dans les calculs à l'ELU on a : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Combinaisons fondamentales : $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 347,83 \text{ MPa}$
- Combinaisons accidentelles : $\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Dans les calculs à l'ELS on a :

- En fissuration peu nuisible $\sigma_s \leq f_e/\gamma_s$
- En fissuration préjudiciable $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$
- En fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Avec : $\eta = 1$ Treillis soudés et les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ Aciers à haute adhérence.

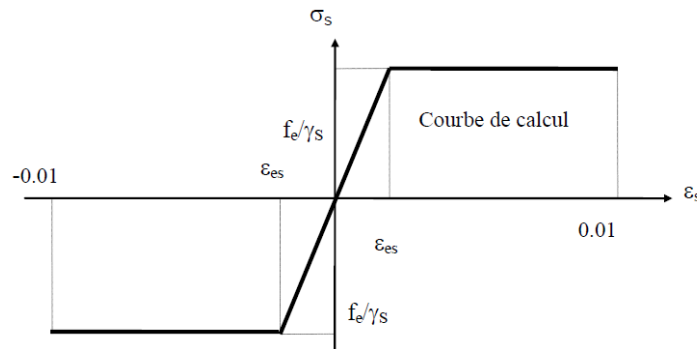


Figure 2. 2 : Diagramme contrainte-déformation des aciers passifs (9)

B. Acier actif

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions et qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons. Le système de précontraintes font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants, parmi ces systèmes, le système Freyssinet qui utilise :

➤ Fils

Par convention, les fils ont un diamètre inférieur ou égal à 12,2 mm, ce qui permet de les livrer en couronnes. Ils peuvent être soit ronds et lisse (pour la post-tension) soit au contraire nervurés, ou crantés, ou ondulés afin d'améliorer leur adhérence au béton (pré-tension). Les fils les plus couramment utilisés ont des diamètres de 5mm, 7mm ou 8mm.

➤ Torons

Un toron est un assemblage de 3 ou 7 fils enroulés en hélice et répartis en une couche, éventuellement autour d'un fil central. Les torons les plus courants sont à 7 fils et sont désignés par leur diamètre nominal (diamètre du cercle circonscrit aux fils dans une section droite). Les diamètres les plus utilisés sont les suivants : 12,5 mm (fréquemment désigné par T13) ; 12,9 mm (T13S) ; 15,2 mm (T15) ; 15,7 mm (T15S).

➤ Barre

De diamètre supérieur ou égal à 12,5 mm, elles ne sont livrées que rectilignes (et sous longueur maximale de l'ordre de 12 m). Elles peuvent être soit lisses, soit nervurées, les diamètres les plus courants sont 26mm, 32mm et 36mm.

• Limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 80 à 90% de la résistance garantie à la rupture.

• Module de Yong

Le module d'élasticité longitudinal " E_p " des aciers de précontrainte est pris égale à :

$$E_p = 200\,000 \text{ MPa pour les barres}$$

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa pour les torons.}$$

• Diagramme contraintes-déformation

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

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \times \left(\frac{\gamma_p \times \sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{Si } \sigma_p \geq 0,9f_{peg}$$

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

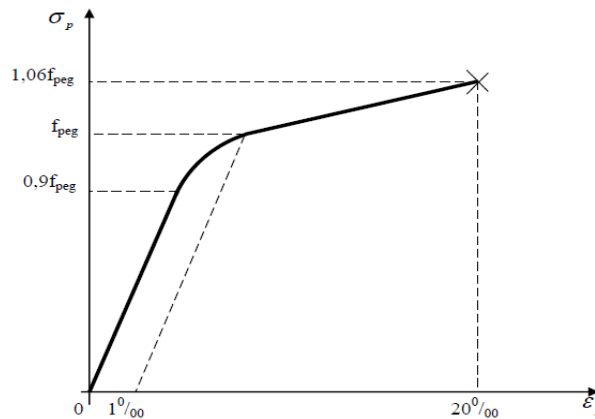


Figure 2. 3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers actifs (9)

Pour notre projet on adopte pour des câbles à très basse relaxation (TBR), ces câbles ayant les caractéristiques suivantes : (9)

- ❖ Caractéristiques géométriques :
 - Section nominale de l'acier : $A_p = 150\text{mm}^2$.
 - Diamètre de la gaine : $\varnothing = 80\text{mm}$.
- ❖ Caractéristiques mécaniques :
 - Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte : $f_{prg} = 1800\text{MPa}$.
 - Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte : $f_{peg} = 1600\text{MPa}$.
 - Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$.
 - Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$.
 - Recul d'ancrage : $g = 6\text{mm}$.
 - Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5\% \text{ TBR}$.
 - Module d'élasticité de l'acier de précontrainte : $E_p = 190000\text{MPa}$.

2.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a défini les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de notre ouvrage. Les caractéristiques principales des matériaux utilisés pour cette ouvrage sont : des câbles composés de torons (T15), des aciers à haute adhérence FeE400, pour le béton : une résistance $f_{c28} = 40\text{MPa}$ pour le tablier, $f_{c28} = 35\text{MPa}$ pour la dalle et $f_{c28} = 30 \text{MPa}$ pour les culées, piles et fondations. Le chapitre suivant sera consacré au dimensionnement des élément du tablier.

Chapitre 03 : Pré –dimensionnement du tablier

3.1. INTRODUCTION

Ce chapitre portera sur le prédimensionnement de la poutre préfabriquée. Notre ouvrage est un pont à poutres en béton précontraint nous avons envisagé des poutres en section I, son dimensionnement se fait selon les recommandations du guide SETRA 1996.

3.2. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU TABLIER

3.2.1. Poutres

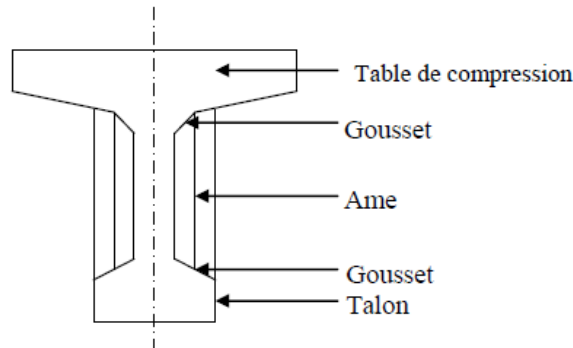


Figure 3. 1 : Coupe transversale d'une poutre en I

A. Prédimensionnement des poutres

- **Espacement entre-axes des poutres**

L'espace entre axes des poutres est situé entre $1,5 \leq \lambda \leq 2,5\text{m}$, nous avons envisagé un espace (entre axes des poutres) réduit pour éviter l'emploi des dalles à grandes largeurs ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Donc on fixe l'espace en biais des poutres $\lambda = 1,55\text{m}$, mais il peut y avoir des changements après la définition des différents paramètres de la poutre. (11)

- **Hauteur des poutres**

$$\frac{L}{20} \leq H_p \leq \frac{L}{17}$$

Avec :

L : longueur maximale des poutres $L = 33,4\text{m}$

H_p : hauteur des poutres

On trouve : $1,67 \leq H_p \leq 1,96\text{ m}$

Soit : $H_p = 1,7\text{ m}$.

- **Largeur de la table de compression**

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur de l'hourdis coulé en place. Elle doit vérifier : $b \geq 0,6H_p = 1,1\text{m}$

Soit $b = 1,1\text{m}$

- **Nombre des poutres**

Le nombre des poutres est déterminé par l'équation suivante : $N = E \left(\frac{L_a}{\lambda} \right) + 1$

Avec : L_a : est la distance entre appuis de rive.

La largeur droite totale de notre pont est de $13,6\text{m}$ et $b = 1,1\text{m}$.

Donc : $L_a = 13,6 - 1,1 = 12,5\text{ m}$

En biais : $L_a = \frac{12,5}{\sin(56,35)_{\text{grad}}} = 16,15\text{m}$

Donc : $N = E\left(\frac{16,15}{1,55}\right) + 1 = 11$

Soit : N= 11 poutres

- **Epaisseur de la table de compression**

L'épaisseur e de la table de compression est donnée dans l'intervalle : $10 \leq e \leq 15 \text{ cm}$
 Soit : e = 12 cm.

- **Largeur du talon**

La largeur est donnée dans l'intervalle : $60 \leq b_t \leq 90 \text{ cm}$
 Soit : $b_t = 60 \text{ cm}$.

- **Epaisseur du talon**

L'épaisseur du talon est comprise dans l'intervalle : $10 \leq e_t \leq 20\text{cm}$
 On prend : $e_t = 20\text{cm}$

- **Epaisseur de l'âme en section d'about**

L'épaisseur de l'âme à l'about doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour un meilleur emplacement des encrages des câbles de précontraintes.
 On prend la même valeur que la largeur du talon donc $b_0 = 0,6\text{m}$.

- **Epaisseur de l'âme en section médiane**

Epaisseur de l'âme est compris entre : $0,15 \leq b_0 \leq 0,25 \text{ m}$
 Soit $b_0 = 0,2 \text{ m}$

- **Epaisseur de l'âme en section intermédiaire**

L'épaisseur de l'âme en section intermédiaire de la poutre doit être moins importante que l'épaisseur de l'âme à l'about parce que les efforts tranchants sont moins importants.
 $0,25 \leq b_0 \leq 0,35 \text{ m}$
 Soit : $b_0 = 0,3\text{m}$

- **Goussets**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier, et les câbles de précontraintes, cet angle est fixé entre : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

- ❖ **Gousset du talon**

On fixe : $\alpha = 45^\circ$

- Section médiane : $e_1 \geq \tan(45) \times \left(\left(\frac{60}{2} \right) - \left(\frac{20}{2} \right) \right) = 20\text{cm}$
- Section intermédiaire : $e_1 \geq \tan(45) \times \left(\left(\frac{60}{2} \right) - \left(\frac{30}{2} \right) \right) = 15\text{cm}$

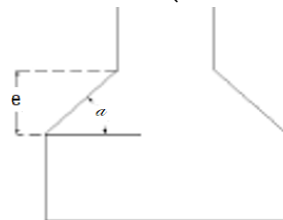


Figure 3. 2 : Gousset du talon

- ❖ **Gousset de la table de compression**

- Section médiane : On fixe : $\alpha_1 = 7^\circ$, $\alpha_2 = 45^\circ$ et $e_2 = 10\text{cm}$

Donc : $e_1 \geq \tan(7) \times \left(\left(\frac{110}{2} \right) - \left(\frac{20}{2} \right) - e_2 \right) = 5\text{cm}$

- Section intermédiaire : On fixe : $\alpha_1 = 7^\circ$, $\alpha_2 = 26,57^\circ$ et $e_2 = 5\text{cm}$

Donc : $e_1 \geq \tan(7) \times \left(\left(\frac{110}{2} \right) - \left(\frac{30}{2} \right) - e_2 \right) = 5\text{cm}$

- Section d'about : On fixe : $\alpha_1 = 7^\circ$

Donc : $e_1 \geq \tan(7) \times \left(\left(\frac{110}{2} \right) - \left(\frac{60}{2} \right) \right) = 4\text{cm}$

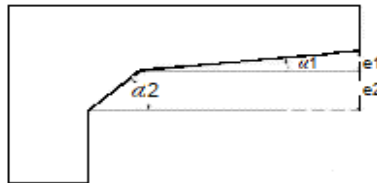


Figure 3. 3 : Gousset de la table de compression

3.2.2. Dalle

A. Définition

La dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dallettes en mortier de fibres ou en béton arme.

B. Pré dimensionnement de la dalle

➤ Longueur biaisée

La longueur biaisée de la dalle est celle parallèle à l'axe du pont. Elle est égale à la longueur des poutres, $L_{bi} = 33,4\text{m}$

➤ Longueur droite

Elle est perpendiculaire à la ligne de l'appui :

$$L_{dr} = L_{bi} \times \sin(56,351)_{gr} = 25,85\text{m}$$

➤ Largeur droite

C'est la largeur perpendiculaire à l'axe du pont, la largeur du pont $l_{dr} = 13,6\text{m}$

➤ Largeur biaisée

C'est la largeur parallèle à la ligne de l'appui :

$$l_{bi} = \frac{l_{dr}}{\sin(56,351)_{gr}} = 17,57\text{m}$$

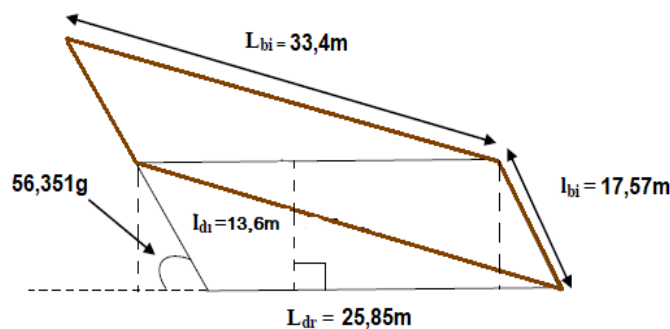


Figure 3. 4 : Géométrie de la dalle

➤ Epaisseur de la dalle

En général, l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour reprendre mieux aux efforts de flexion transversale, l'épaisseur de la dalle est comprise entre : $0,20 \leq e_d \leq 0,30\text{m}$

Une surépaisseur peut également se révéler nécessaire pour s'adapter à des particularités liées aux superstructures (ancrage de barrière BN4 par exemple).

Soit : $e_d = 0,25\text{m}$.

➤ Dallettes

Une dalle est appelée aussi prédalle joue le rôle d'un coffrage perdu, elles supportent les efforts dus au poids du béton encore frais, leur épaisseur minimale est de 6cm pour permettre un enrobage satisfaisant des armatures et leurs largeur égale à la distance entre les deux extrémités des deux poutres.

3.2.3. Entretoises

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement dont leur rôle est de relier les poutres, s'opposer au déversement de ces derniers en assurant un contreventement transversal et de répartir les charges transversalement, l'épaisseur de l'entretoise est entre 25 et 30cm, leur hauteur dépend de l'entretien des appareils d'appui puisqu'on doit ménager un espace suffisant entre elles et le chevêtre. Dans ce projet, on a des entretoises à l'about ayant une section rectangulaire de 170cm de hauteur, 30cm d'épaisseur, elles sont en béton armé.

$$e_e = 30\text{cm} ; h_e = 170\text{ cm} ; L_e = 155 - 60 = 95\text{cm}$$

3.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE

3.3.1. Définitions

A. Section brute

C'est la section du béton seul sans tenir compte des conduites destinés à recevoir les câbles de précontrainte ou leurs encrages.

B. Section nette

Elle est obtenue par la soustraction de la section brute et les vides des conduites des câbles de précontraintes.

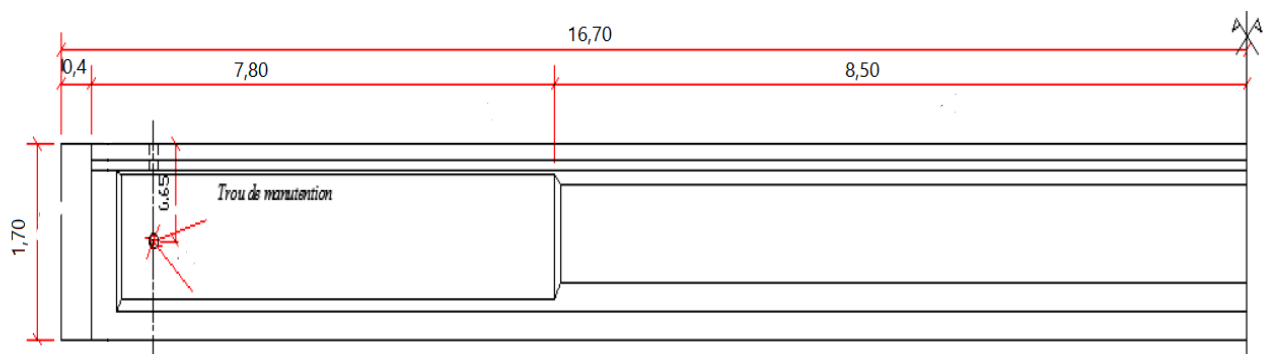
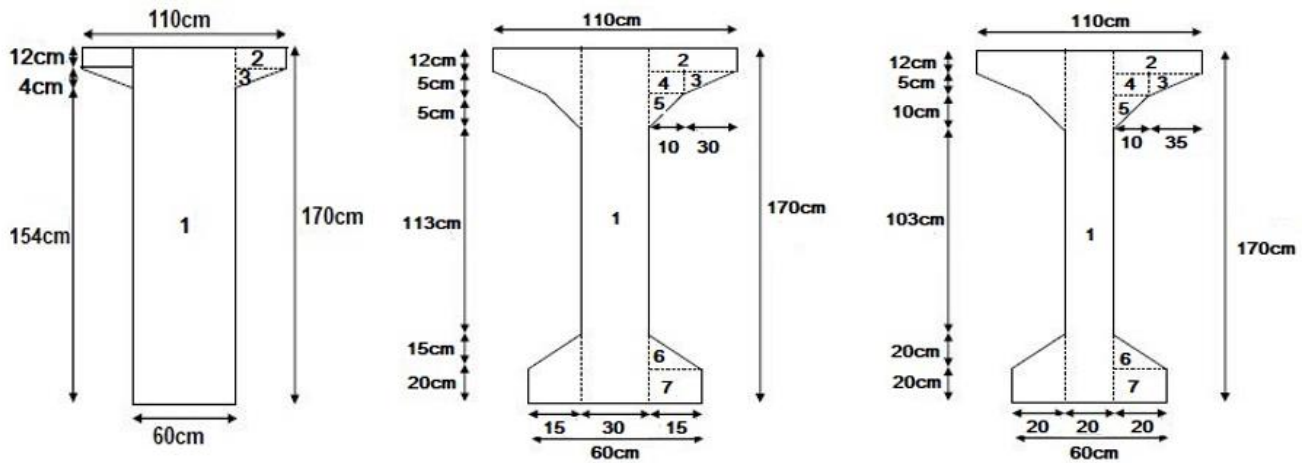


Figure 3. 5 : Coupe longitudinale de la poutre



Coupe1-section d'about Coupe2-section intermédiaire Coupe3-section médiane

Figure 3. 6 : Dimensions des poutres

La section de la poutre est :

- En T aux abouts, pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe.
- En I au milieu, pour alléger le poids de la poutre.

On définit les caractéristiques brutes suivantes :

- I_G : moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section totale :

$$I_G = I_{\Delta \text{ brute}} + B_{\text{brute}} \cdot V^2$$
- i : rayon de giration de la section : $i^2 = \frac{I_G}{B}$
- ρ : coefficient de rendement de la section : $\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'}$

Avec :

- Δ : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.
- B_j : aire de la section (j).
- Y_j : position du centre de gravité de la section (j) par rapport à l'axe Δ
- I_{Δ} : Moment d'inertie par rapport à l'axe Δ
- S_{Δ} : Moment statique : $S_{\Delta} = B_j \times Y_j$
- V : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre supérieure : $V = h - V'$
- V' : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre inférieure.
- I_0 : moment d'inertie propre de la section (j).
 - ❖ Pour une section triangulaire : $I_0 = bh^3/36$
 - ❖ Pour une section rectangulaire : $I_0 = bh^3/12$

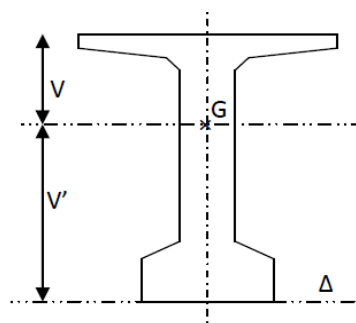


Figure 3. 7 : Axes de la poutre

- $B(\text{nette}) = B(\text{brute}) - 5\% B(\text{brute})$
- $S_{/\Delta}(\text{nette}) = S_{/\Delta}(\text{brute}) - 8\% S_{/\Delta}(\text{brute})$
- $I_{/\Delta}(\text{nette}) = I_{/\Delta}(\text{brute}) - 10\% I_{/\Delta}(\text{brute})$

3.3.2. Caractéristiques géométriques de la section d'about

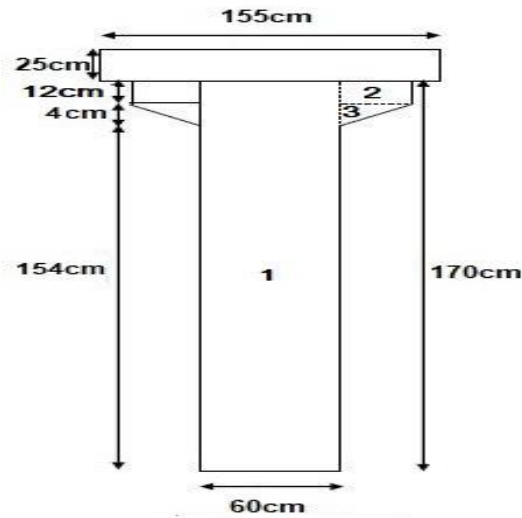


Figure 3. 8 : Section d'about avec hourdis

A. Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Tableau 3. 1 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Section	Dimension (cm)		$B_j = b \cdot h$ (cm ²)	Y_j (cm)	$S_{/\Delta} = B_j \cdot Y_j$ (cm ²)	I_G (cm ⁴)
	b	h				
1	60	170	10200	85	867000	3292256,90
2	50	12	600	164	98400	24820624,23
3	50	4	100	156,67	15667	444451,79
B_{brute}			10900			
B_{nette}			10355			
$S_{/\Delta \text{brute}}$					981067	
$S_{/\Delta \text{nette}}$					902581,64	
$I_{/G \text{brute}}$						28557332,93
$I_{/G \text{nette}}$						25701599,63

$V' = S_{/\Delta \text{brute}} / B_{\text{brute}} = 90,01 \text{ cm}$

$V = h - V' = 79,99 \text{ cm}$

$I_{/\Delta} = I_{G \text{brute}} + B \cdot V'^2 = 116859333,3 \text{ cm}^4$

$\rho = I_{G \text{nette}} / (V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}) = 0,345$

$\rho = 34,47\%$

B. Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l’about

Tableau 3. 2 : Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l’about

Section	Dimension (cm)		B _j =b.h (cm ²)	Y _j (cm)	S _Δ = B _j . Y _j (cm ²)	I _G (cm ⁴)
	b	h				
Poutre			10900	90,01	981109	34971510,28
Hourdis	155	25	3875	182,5	707187,5	18244283,08
B_{brute}			14775			
B_{nette}			14036,25			
S_{Δbrute}					1688296,5	
S_{Δnette}					1553232,78	
I_{Gbrute}						53215793,36
I_{Gnette}						47894214,02

$$V' = S_{\Delta \text{ brute}} / B_{\text{ brute}} = 114,26 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 80,74 \text{ cm}$$

$$I_{\Delta} = I_{G\text{brute}} + B.V'^2 = 246122875 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{G\text{nette}} / (V.V'.B_{\text{nette}}) = 0,370$$

$$\rho = 36,99 \%$$

3.3.3. Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

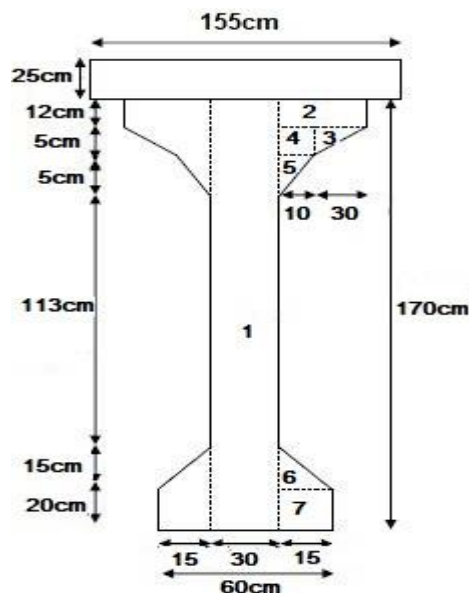


Figure 3. 9 : Section d’about avec hourdis

A. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

Tableau 3. 3 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire

Section	Dimension (cm)		B _j =b.h (cm ²)	Y _j (cm)	S/Δ = B _j . Y _j (cm ²)	I _G (cm ⁴)
	b	h				
1	30	170	5100	85	433500	12428223,59
2	80	12	960	164	157440	5219520,73
3	60	5	150	156,33	23449,5	653369,52
4	20	5	100	155,5	15550	424720,58
5	20	5	50	151,33	7566,5	186045,87
6	30	15	225	25	4875,75	963567,16
7	30	20	600	10	6000	3893229,55
B_{brute}			7185			
B_{nette}			6825,75			
S/Δ_{brute}					649131	
S/Δ_{nette}					597200,52	
I/G_{brute}						23768677,01
I/G_{nette}						21391809,31

$$V' = S_{\Delta \text{ brute}} / B_{\text{ brute}} = 90,35 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 79,65 \text{ cm}$$

$$I_{\Delta} = I_{G\text{brute}} + B.V'^2 = 82414734,17 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{G\text{nette}} / (V.V'.B_{\text{nette}}) = 0,460$$

$$\rho = 45,97\%$$

B. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis

Tableau 3. 4 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis

Section	Dimension		B _j =b.h (cm ²)	Y _j (cm)	S/Δ = B _j . Y _j (cm ²)	I _G (cm ⁴)
	s					
	b	h				
Poutre			7185	90,35	649164,75	34520851,97
Hourdis	155	25	3875	182,5	707187,5	14090122,53
B_{brute}			11060			
B_{nette}			10507			
S/Δ_{brute}					1356352,25	
S/Δ_{nette}					1247844,07	
I/G_{brute}						48610974,5
I/G_{nette}						43749877,05

$$V' = S_{\Delta \text{ brute}} / B_{\text{ brute}} = 122,63 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 72,37 \text{ cm}$$

$$I_{\Delta} = I_{G\text{brute}} + B.V'^2 = 214940240,5 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{G\text{nette}} / (V.V'.B_{\text{nette}}) = 0,495$$

$$\rho = 49,53\%$$

3.3.4. Caractéristiques géométriques de la section médiane

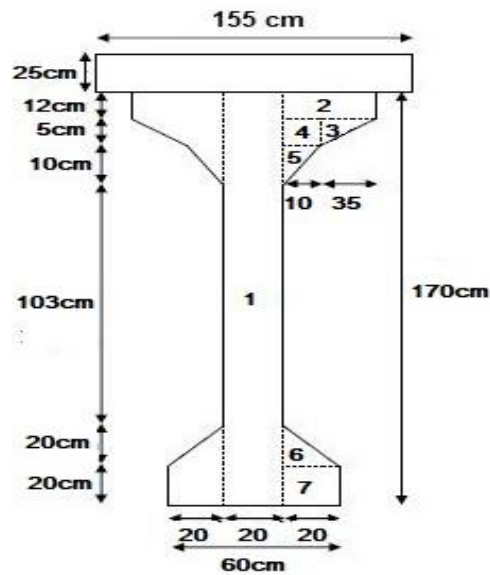


Figure 3. 10 : Section médiane avec hourdis

A. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane

Tableau 3. 5 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane

Section	Dimensions		B _j = b.h (cm ²)	Y _j (cm)	S _{/Δ} = B _j . Y _j (cm ²)	I _G (cm ⁴)
	b	h				
1	20	170	3400	85	289000	8260969,51
2	90	12	1080	164	177120	5987601,72
3	70	5	175	156,33	27357,75	779061,64
4	20	5	100	155,5	15550	434198,43
5	20	10	100	149,67	14967	361090,85
6	40	20	400	26,67	10668	5098406,58
7	40	20	800	10	8000	1594242,29
B_{brute}			6055			
B_{nette}			5752,25			
S_{/Δbrute}					542662,75	
S_{/Δnette}					499249,73	
I_{Gbrute}						22515571,02
I_{Gnette}						20714325,33

$$V' = S_{/\Delta \text{ brute}} / B_{\text{brute}} = 89,62 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 80,38 \text{ cm}$$

$$I_{/\Delta} = I_{G\text{brute}} + B.V'^2 = 71150035,83 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{G\text{nette}} / (V.V'.B_{\text{nette}}) = 0,489$$

$$\rho = 48,90\%$$

B. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec l'hourdis

Tableau 3. 6 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec l'hourdis

Section	Dimension		$B_j = b.h$ (cm ²)	Y_j (cm)	$S_{/\Delta} = B_j \cdot Y_j$ (cm ²)	I_G (cm ⁴)
	b	h				
Poutre			6055	89,62	542649,1	32073249,41
Hourdis	155	25	3875	182,5	707187,5	11026839,73
B_{brute}			9930			
B_{nette}			9433,5			
S_{/Δbrute}					1249836,6	
S_{/Δnette}					1149849,67	
I_{/Gbrute}						43100089,14
I_{/Gnette}						38790080,23

$$V' = S_{/\Delta \text{ brute}} / B_{\text{brute}} = 125,87 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 69,13 \text{ cm}$$

$$I_{/\Delta} = I_{G\text{brute}} + B \cdot V'^2 = 200413577,5 \text{ cm}^4$$

$$\rho = I_{G\text{nette}} / (V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}) = 0,473$$

$$\rho = 47,25\%$$

3.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a dimensionné les différents éléments du pont ainsi on a calculé les différentes caractéristiques géométriques des sections de la poutre, le chapitre suivants sera consacré à l'évaluation des charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.

Chapitre 04 : Charges et surcharges

4.1. INTRODUCTION

Le pont a une fonction porteuse, il doit être capable de résister avec une marge de sécurité appropriée non seulement au poids propre, mais aussi aux surcharges et aux actions naturelles. Dans ce chapitre, on va calculer les charges permanentes et les surcharges, puis déterminer les combinaisons de charges agissant sur notre ouvrage à ELU et à ELS.

4.2. CHARGE PERMANENTE ET SES COMPLEMENTS

Comprennent des éléments porteurs (poutres, dalle, entretoises), et non porteurs (trottoirs, corniche, barrières de sécurité, ballast...).

4.2.1. Charges permanentes

Calcul du poids propre des éléments :

A. Poutres

• Poutres principales

La poutre à section variables, il y a 3 sections différentes d'après le chapitre 03 :

- La longueur totale de la poutre : $L = 33,4\text{m}$ donc par symétrie $\frac{L}{2} = 16,7\text{m}$
- Section d'about $S_1=1,090\text{m}^2$ sur une longueur de $L_1 = 0,4\text{m}$
- Section intermédiaire $S_2=0,7185\text{m}^2$ sur une longueur de $L_2 = 7,8\text{m}$
- Section médiane $S_3=0,6055\text{m}^2$ sur une longueur de $L_3 = 8,5\text{m}$

$$P_p = 2 \times [S_1 \times L_1 + S_2 \times L_2 + S_3 \times L_3] \times 2,5$$

$$P_p = 2 \times [(0,6055 \times 8,5) + (0,7185 \times 7,8) + (1,090 \times 0,4)] \times 2,5 = 55,94\text{t}$$

- Nombre des poutres = 11 poutres
- Poids total des poutres principales : $55,94 \times 11 = 615,29\text{ t}$
- Poids linéique des poutres principales : $615,29 / 33,4 = 18,42\text{ t/ml}$

• Entretoises

La section d'entretoise est calculée en se basant sur le schéma ci-dessous :

$$S_{\text{entretoise}} = \left(\frac{1,2}{\sin(56,35)} - 2 \times 0,3 \right) \times 1,7 - \left(\frac{0,16+0,12}{2} \times \frac{1,1-0,6}{\sin(56,35)} \right) = 1,227\text{ m}^2$$

- Poids total des entretoises : $P_e = 20 \times 1,227 \times 0,3 \times 2,5 = 18,405\text{ t}$
- Poids linéique des entretoises : $18,405 / 33,4 = 0,55\text{ t/ml}$

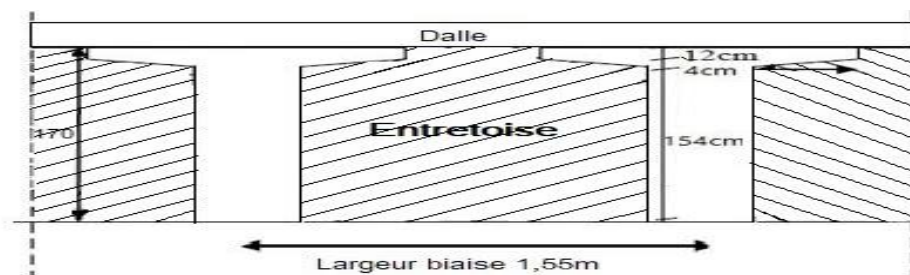


Figure 4. 1 : Coupe longitudinale d'une entretoise (section hachurée)

B. Dalle

Epaisseur de la dalle est de : $e_d = 0,25m$.

Largeur biaise de la dalle est : $L_d = 17,57m$

Longueur d'une seule travée : $l_t = 33,4m$

- Poids total de la dalle : $P_d = 17,57 \times 33,4 \times 2,5 \times 0,25 = 366,77t$
- Poids linéique de la dalle est : $366,77/33,4 = 10,98 t/ml$

➤ Donc, la charge permanente « CP » totale est :

$$q_{Cp} = q_{Poutres} + q_{Dalle} + q_{entretoise} = 0,55 + 18,42 + 10,98 = 29,95 t/ml$$

4.2.2. Complément de charges permanentes

Ces charges complémentaire « CCP » concernent les éléments non porteurs.

- Poids volumique du ballast avec les traverses est égal à $2 t/m^3$.
- Poids linéique de l'armement de la voie est de $0,15t/m/voie$.
- Il convient de spécifier l'épaisseur nominale du ballast sur les ponts rails et de tenir compte d'un écart de $\pm 30 \%$ par rapport à celle-ci pour déterminer les valeurs caractéristiques inférieures et supérieures. (12)
- **Poids du trottoir + corniches**

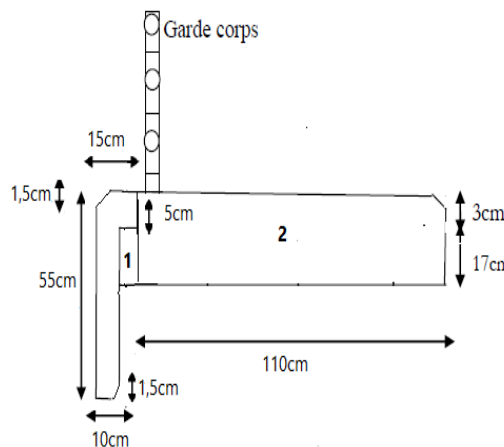


Figure 4. 2 : Coupe transversale de la corniche et du trottoir

$$S_{corniche} = 0,1 \times 0,55 + 0,05 \times 0,05 - \frac{0,015^2}{2} \times 2 = 0,0573m^2$$

$$P_{corniche} = \gamma_b \times S_{corniche} = 2,5 \times 0,0573 = 0,143 t/ml$$

$$S1 = 0,05 \times 0,15 = 0,0075m^2$$

$$S2 = 1,05 \times 0,2 - \frac{0,03^2}{2} = 0,20955m^2$$

$$S_{Trottoir} = S1 + S2 = 0,21705m^2$$

$$P_{Trottoir} = \rho \times S_{Trottoir} = 2,5 \times 0,21705 = 0,5426t/ml$$

Tableau 4. 1 : Charges complémentaires permanentes

Equipements	Densité	Section (m ²)	q (t/ml)
Ballast (deux voies)	2	0,55×9,9×1,3 = 7,079	14,157
Armement de deux voies	—	—	2×0,15
Chape d'étanchéité	2,2	9,9×0,02 = 0,198	0,436
Béton de propreté	2,4	9,9×0,04 = 0,396	0,9504
Caténaire	—	—	0,24
Deux corniches	2,5	2× 0,0573 = 0,115	0,2875
Deux trottoirs	2,5	2× 0,21705 = 0,4341	1,085
Deux barrières de sécurité	—	—	0,200
Somme	—	—	17,66

4.3. SURCHARGES DUES AU TRAFIC FERROVIAIRE

4.3.1. Surcharges verticales

A. Modèle de charge UIC71

Le modèle de charge UIC71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies comme indiqué dans la figure suivante : (12)

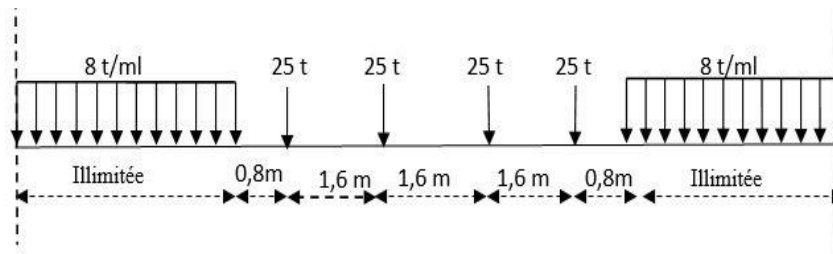


Figure 4. 3 : Schéma de charge UIC 71

B. Modèle de charge SW

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard.

Le modèle de charge SW/2 représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges est celle indiquée à la figure avec les valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles mentionnées dans le tableau. (12)

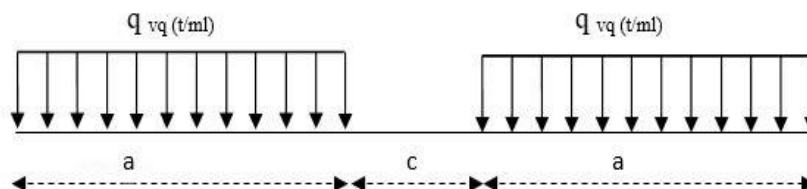


Figure 4. 4 : Schéma de charge SW

Tableau 4. 2 : Valeurs caractéristiques pour les schémas de charge SW

Classe de charge	q _{vq} (t/ml)	a (m)	c (m)
Charge SW0	13.3	15.0	5.3
Charge SW2	15	25.0	7.0

C. Train à vide

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier est utilisé 'Train à vide'. Il consiste en charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 1,25 t/ml et appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage.

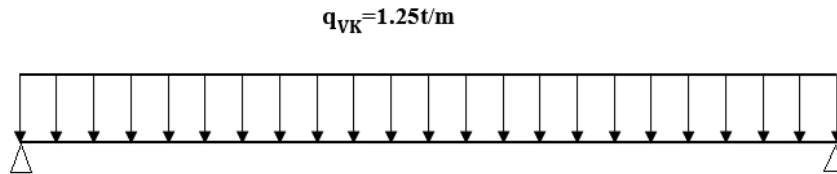


Figure 4. 5 : Schéma de charge du train à vide

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

- UIC 71 +SW0
- SW2
- Train à vide

UIC 71 +SW0 c'est-à-dire il faut retenir l'enveloppe des effets d'UIC et SW0.

4.3.2. Charges horizontales

A. Effort de lacet

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrique agissant horizontalement, au niveau supérieur de rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbé, non affectée du coefficient dynamique. Il est utilisé seulement pour le dimensionnement des appareils d'appui. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à $Q_{lak} = 10 t$ (12)

B. Forces de freinage et de démarrage

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Remarque : Selon code UIC 774 -3 (13) :

- Dans le cas des viaducs de grande longueur ≥ 100 m une solution pour limiter les appareils de dilatation dans la voie consiste à découper l'ouvrage en tabliers indépendants.
- Pour éviter des contraintes de traction ou de compression excessives dans les rails, du fait notamment des effets d'interaction d'origine thermique, il y a lieu de limiter impérativement la longueur dilatable de l'ouvrage.
- Si la voie continue (c'est à dire sans dispositif de dilatation) la longueur dilatable de la structure doit être limitée à $L_t \leq 90m$
- Cet ouvrage d'art a un tablier constitué par une succession de travées indépendantes avec des poutres de longueur 33,4m rendus continus par la dalle supérieure, entraînant une longueur dilatable de $L_t = 33,4$ m qui ne dépasse pas la longueur maximale de 90 m, donc aucun appareil de dilatation de rail (AD) n'est requis.
- En tenant compte du coefficient de réduction pour les efforts de freinage – démarrage (tableau 4.3), le coefficient de réduction pour notre cas est 0,5.

Tableau 4. 3 : Coefficients de réduction des efforts de freinage – démarrage (12)

Longueur totale de l'ouvrage (m)	Voie continue Voie simple ou double	Dispositif de dilatation à une extrémité Voie simple ou double
30	0,5	
60	0,5	0,6
90	0,6	0,65
120	0,7	0,7
150	0,75	0,75
180		0,8
210		0,85
240		0,9
>240		0,9

- **Force de démarrage**

- Pour le schéma de charges UIC 71 et les schémas de charges SW :

$$Q_{lak} = 33 \times L$$

$$Q_{lak,calculé} = 33 \times 33,4 = 1102,2 \text{ kN}$$

- **Force de freinage**

- Pour le schéma de charges UIC 71 et le schéma SW/0 :

$$Q_{lbk} = 20 \times L \leq 6000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk,calculé} = 20 \times 33,4 = 668 \text{ kN}$$

- Pour le schéma de charges SW/2 :

$$Q_{lbk} = 35 \times L \leq 6000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk,calculé} = 35 \times 33,4 = 1169 \text{ kN}$$

Si on considère le freinage sur une voie, il y a lieu de prendre en compte l'accélération sur l'autre voie et vice-versa.

$$q_{freinage,UIC71} + q_{accélération,UIC71/SW2} = 1770,2 \text{ kN}$$

$$q_{freinage,SW2} + q_{accélération,UIC71/SW2} = 2271,2 \text{ kN}$$

En tenant compte des coefficients de réduction on trouve :

$$F_{max} = 2271,2 \times 0,5 = 1135,6 \text{ kN}$$

$$F_{min} = 1770,2 \times 0,5 = 885,1 \text{ kN}$$

Ces forces ont été appliquées au niveau du rail, seulement sur les parties chargées de la structure, et leurs efforts ne sont pas majorés par un coefficient dynamique.

4.3.3. Autres actions

A. Action du vent

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur le pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre les ponts souples (ex : pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique, selon le RCPR en générale la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 2 kN/m², pour les ouvrages en service.

B. Actions thermiques

Les actions thermiques sont définies par la norme NF EN 1991-1-5, dans le cas des rails continus sans appareils de dilatation, les effets thermiques dans le système voie-ouvrage sont considérés en appliquant la variation uniforme de température seulement au tablier (VUT).

Les valeurs à considérer sont les suivantes (4) :

- Température moyenne : 35 °C
- D'après le RCPR la variation de température est entre 45° et 20°

4.3.4. Effets dynamiques

A. Introduction

Les effets dynamiques dus au trafic ferroviaire doivent être pris en compte par une analyse dynamique ou par une analyse statique, en considérant l'amplification des efforts et des déformations par un coefficient de majoration dynamique. Les conditions d'application de l'analyse statique sont les suivants : (12)

- La vitesse doit être inférieure à 200 km/h, dans notre cas elle est de 160 km/h
- L'ouvrage est constitué par des travées indépendantes.
- « L » est la longueur de la portée des travées pour un pont simplement appuyé.

Ces effets dynamiques sont pris en compte au moyen des coefficients Φ_2 ou Φ_3 si les deux conditions sur la flèche sous poids permanent et la vitesse sont toutes les deux vérifiées.

B. Coefficients dynamiques

Ces coefficients sont calculés tels que dans le livret 2.01 SNCF, ces coefficients dynamiques multiplicateur des sollicitations et déformations sous les schémas des charges UIC 71 et SW.

• Calcul de la flèche

Le calcul de la flèche dans un ouvrage est très important, car elle influe sur la résistance, l'esthétique de l'ouvrage et le confort des usagées, donc la flèche doit être limitée.

La flèche totale = la flèche du au CP+ la flèche du au CCP+ la flèche du au Surcharge

$L = 33,4$ m donc $20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$ La limite supérieure de la flèche pour une longueur moyenne δ_s égal à : $0,564 L_m^{1.184}$ (12)

Donc $\delta_s = 0.564 L_m^{1.184} = 35,92 \text{ mm}$

Remarque : Dans le cas des poutres en béton précontraint, on prend en compte l'effet de la contre flèche, donc on doit vérifier ultérieurement dans le chapitre de la précontrainte que la condition de flèche – contreflèche $< \delta_s$ pour faire l'analyse statique seulement sans passer à l'analyse dynamique. Ainsi, on majore les sollicitations de SW et UIC 71 par les coefficients dynamiques Φ_2 ou Φ_3 .

- **Longueur caractéristique L_Φ :** $L_\Phi = L = 33,4$ m car poutres isostatiques.

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{(\sqrt{L_\Phi - 0.2})} + 0.82 = 1,078 \text{ Pour un entretien soigné de la voie.}$$

Avec $1 < \Phi 2 < 1.67$

$$\Phi 3 = \frac{2.16}{(\sqrt{L\Phi} - 0.2)} + 0.73 = 1,117 \text{ Pour un entretien courant de la voie.}$$

Avec $1 < \Phi 3 < 2$

Dans notre cas, on choisit un entretien de la voie courant donc $\Phi = \Phi 3 = 1,117$

Pour le train à vide, le coefficient dynamique est égal à 1.

4.3.5. Transmission des charges aux structures

Pour le dimensionnement de certains éléments de l'ouvrage tels que la dalle en béton, il est important de tenir compte de la répartition transversale des charges, le ballast a un rôle de répartition transversale important de plus, il maintient la voie sur l'ouvrage. Les charges réparties des différents schémas de charges doivent être positionnées pour créer les sollicitations les plus importantes.

- **1^{er} cas :** La force d'essieu ponctuelle de 250kN se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur a_1 telle que $a_1 = 2,25 + e/2$ ou e est défini sur le schéma ci-dessous :

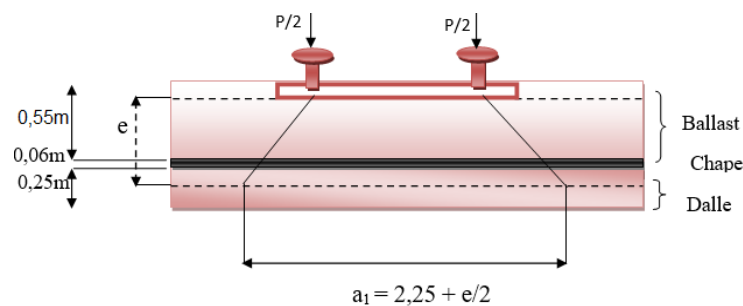


Figure 4. 6 : Transmission des charges aux structures (cas 1) (12)

$$e = 0,735m$$

- Ballast = 0,55m
- Chape+ béton de propreté = 0,06m
- Mi-hauteur de la dalle : 0,125m

$$\Rightarrow a_1 = 2,62m$$

- **2^{ème} cas :** La force d'essieu ponctuelle de 250kN se répartit sur 2 bandes longitudinales continues de largeur a_2 telle que : $a_2 = 0,30 + e/2$, ou e est défini sur le schéma ci-dessous :

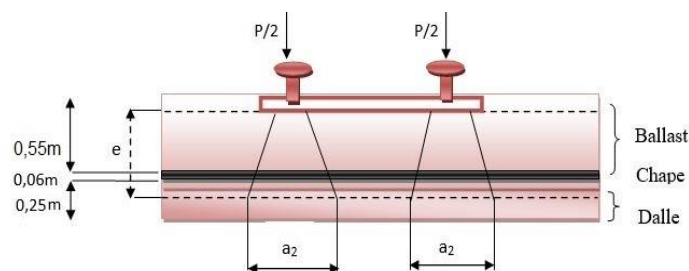


Figure 4. 7 : Transmission des charges aux structures (cas 2) (12)

e défini précédemment : $e = 0,735\text{m}$

$\Rightarrow a_2 = 0,67\text{m}$

4.3.6. Combinaisons d’actions

Les structures doivent satisfaire à deux exigences fondamentales : Sécurité de la structure et la performance de la structure. Ainsi, on définit un état limite comme étant l’état au-delà duquel la structure ne satisfait plus ces exigences, on distingue :

➤ **État limite ultime (ELU)**

Il se réfère à la sécurité structurale. On peut le considérer comme étant un état extrême pendant la durée de vie d’une structure. Les ELU se divisent en 3 types : équilibre statique, fondamental, accidentel.

➤ **État limite de service (ELS)**

Il se réfère à la performance de la structure. C’est l’état correspondant à des conditions au-delà desquelles l’aptitude au service n’est plus satisfaite, les ELS se divisent en 3 types : rares, fréquents, quasi-permanents.

Les combinaisons à prendre en compte ont été définies selon la norme NF EN 1990

Tableau 4. 4 : Combinaisons à ELU et ELS

		Types	Combinaisons
ELU	Equilibre statique		$0.9G + 1.45 \varnothing \times (\text{UIC71},2v) + 1,5 \times 0,8 \times \text{Tr}$
			$0.9G + 1.45 \varnothing \times (\text{UIC71},1v + \text{SW0},1v) + 1,5 \times 0,8 \times \text{Tr}$
			$0.9G + 1.45 \varnothing \times (\text{SW2},2v) + 1,5 \times 0,8 \times \text{Tr}$
	Fondamentale		$1.35 G + 1.45 \varnothing \times (\text{UIC71},2v) + 1,5 \times 0,8 \times \text{Tr}$
			$1.35 G + 1.45 \varnothing \times (\text{UIC71},1v + \text{SW0},1v) + 1,5 \times 0,8 \times \text{Tr}$
			$1.35 G + 1.45 \varnothing \times (\text{SW2},2v) + 1,5 \times 0,8 \times \text{Tr}$
ELS	Rare		$G + \varnothing \times (\text{UIC71},2v) + 0,8 \times \text{Tr}$
			$G + \varnothing \times (\text{UIC71},1v + \text{SW0},1v) + 0,8 \times \text{Tr}$
			$G + \varnothing \times (\text{SW2},2v) + 0,8 \times \text{Tr}$
	Fréquente		$G + 0.6 \varnothing \times (\text{UIC71},2v) + 0,8 \times \text{Tr}$
			$G + 0.6 \varnothing \times (\text{UIC71},1v + \text{SW0},1v) + 0,8 \times \text{Tr}$
			$G + 0.6 \varnothing \times (\text{SW2},2v) + 0,8 \times \text{Tr}$
Quasi-permanente		G	

4.4. CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons pu énumérer les différentes actions supportées par le tablier, ainsi que les combinaisons de charges à prendre en compte dans le calcul des sollicitations agissant sur l’ouvrage. Dans le chapitre suivant on s’intéresse à l’étude des efforts et leurs répartitions.

Chapitre 05 : Répartition des efforts

5.1. INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est d'étudier la répartition des efforts engendrés par le poids propre des éléments de l'ouvrage et les surcharges qui lui sont appliquées, pour ce faire on a des méthodes de répartition manuelles : longitudinalement (lignes d'influence) et transversalement (méthode de Jean Courbon ou méthode de Guyon Massonnet), et des méthodes numériques qui se basent sur la méthode des éléments finis. Dans ce chapitre on s'intéresse à la méthode manuelle.

5.2. REPARTITION LONGITUDIANLE

5.2.1. Calcul des moments fléchissant

A. Charge permanente

- Moment dû à la charge permanente « CP »

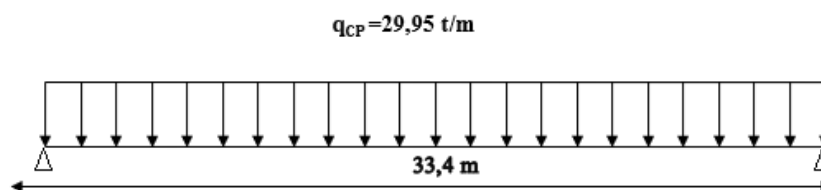


Figure 5. 1 : Charge permanente CP

$$R_A = R_F = \frac{q_{CP} \times L}{2} = 500,23 \text{ t (14)}$$

$$M_x = R_A(x) - \frac{q_{CP}(x^2)}{2}$$

Tableau 5. 1 : Résultats de M_{cp} dans les différentes sections de la poutre

Section	L/16	L/8	L/4	L/2
Moments (t.m)	978,97	1827,41	3132,71	4176,95

Si on prend la poutre seule (Poutres et entretoises) donc : $q_{p+e} = 18,97 \text{ t/m}$

Tableau 5. 2 : Résultats de $M_{(p+e)}$ dans les différentes sections de la poutre

Section	L/16	L/8	L/4	L/2
Moments (t.m)	620,08	1157,48	1984,25	2645,67

- Moment du au complément de la charge permanente « CCP »

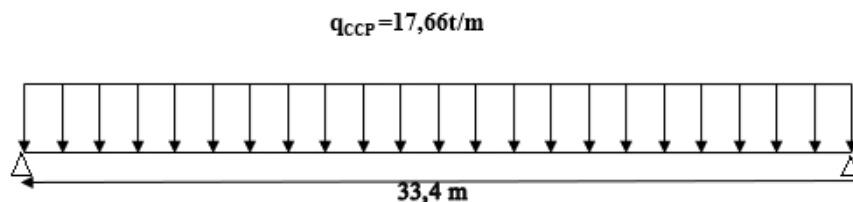


Figure 5. 2 : Charge permanente CCP

$$R_A = R_F = \frac{q_{CCP} \times L}{2} = 294,85 \text{ t}$$

$$M_x = R_A(x) - \frac{q_{CCP}(x^2)}{2}$$

Tableau 5. 3 : Résultats de M_{ccp} dans les différentes sections de la poutre

Section	L/16	L/8	L/4	L/2
Moments (t.m)	577,03	1077,13	1846,50	2462,01

B. Surcharges

• **Ligne d'influence**

Lorsque les charges sont mobiles la méthode utilisée dans la résistance des matériaux n'est pas facile à appliquer, dans ce cas on utilise les fonctions d'influence pour le calcul de (M, T). Les graphes qui représentent ces fonctions sont appelés « lignes d'influences »

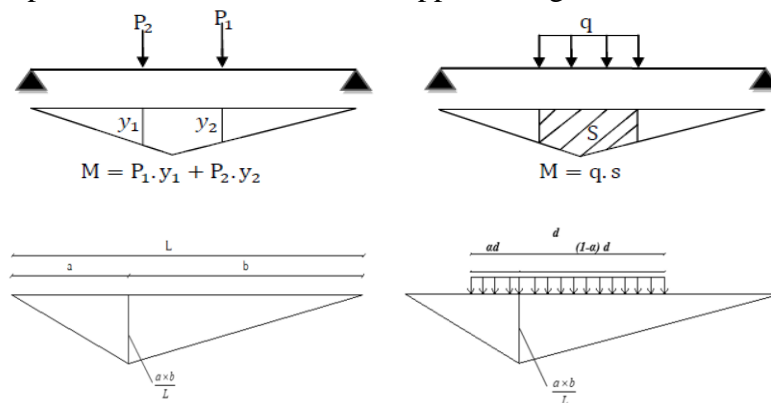


Figure 5. 3 : Calcul des moments en utilisant la méthode des lignes d'influences

• **Moment dû aux surcharges UIC**

• **Pour $x = L/16$**

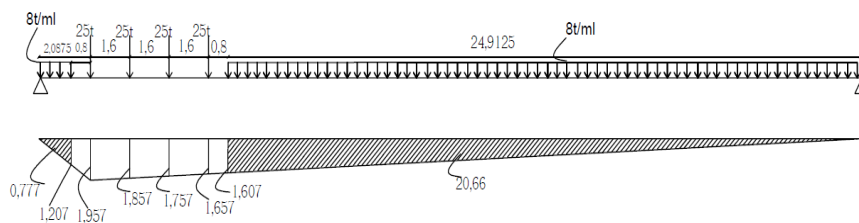


Figure 5. 4 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/16$

$$a = \frac{L}{16} = 2,0875m$$

$$M_{UIC} = 25 \times (1,957 + 1,857 + 1,757 + 1,657) + 8 \times (0,77 + 20,66) = 352,14 \text{ t.m}$$

• **Pour $x = L/4$**

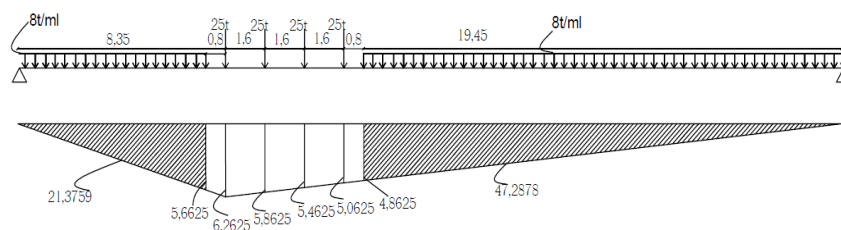


Figure 5. 5 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/4$

$$a = 0,25L = 8,35m$$

$$M_{UIC} = 25 \times (6,2625 + 5,8625 + 5,4625 + 5,0625) + 8 \times (21,3759 + 47,2878)$$

$$M_{UIC} = 1115,56 \text{ t.m}$$

- Pour $x = L/2$

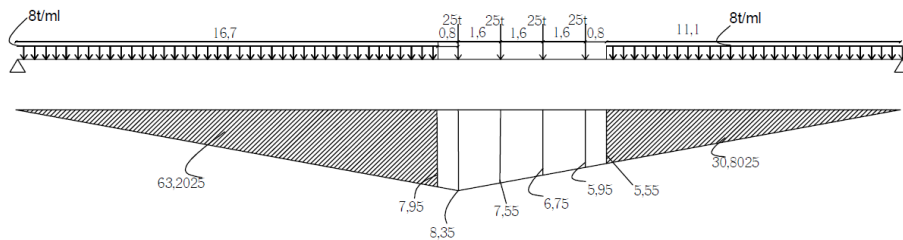


Figure 5. 6 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/2$

$$a = 0,5L = 16,7\text{m}$$

$$M_{UIC} = 25 \times (8,35 + 7,55 + 6,75 + 5,95) + 8 \times (63,2025 + 30,8025) = 1467,04 \text{ t.m}$$

- Moment dû aux surcharges SW0

- Pour $x = L/16$

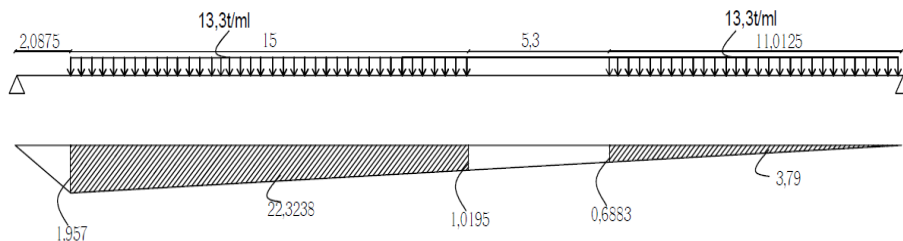


Figure 5. 7 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/16$

$$M_{SW0} = 13,3 \times (22,3238 + 3,79) = 347,31 \text{ t.m}$$

- Pour $x = L/4$

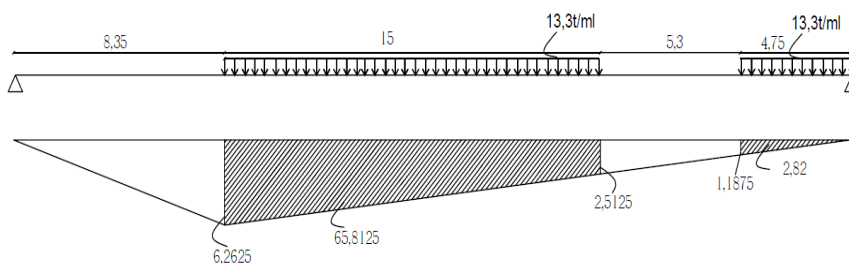


Figure 5. 8 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/4$

$$M_{SW0} = 13,3 \times (65,8125 + 2,82) = 912,81 \text{ t.m}$$

- Pour $x = L/2$

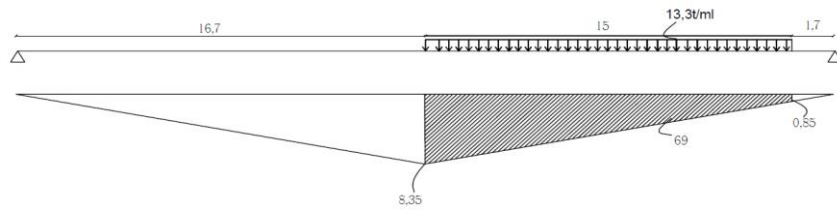


Figure 5. 9 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/2$

$$M_{SW0} = 13,3 \times (69) = 917,70 \text{ t.m}$$

- Moment dû aux surcharges SW2

- Pour $x = L/16$

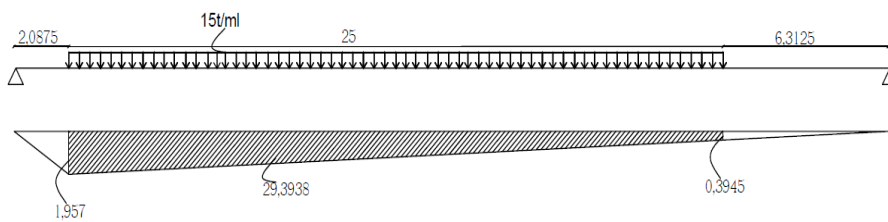


Figure 5. 10 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/16$

$$M_{SW2} = 15 \times (29,3938) = 440,90 \text{ t.m}$$

- Pour $x = L/4$

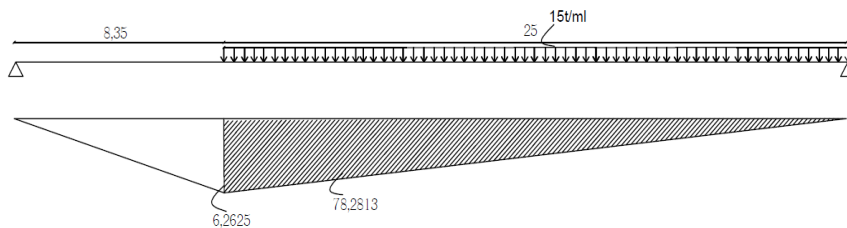


Figure 5. 11 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/4$

$$M_{SW2} = 15 \times (78,2813) = 1174,22 \text{ t.m}$$

- Pour $x = L/2$

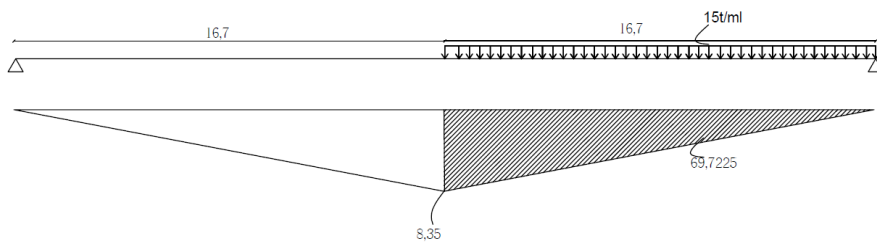


Figure 5. 12 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/2$

$$M_{SW2} = 15 \times (69,7225) = 1045,84 \text{ t.m}$$

- **Moment dû aux surcharges du train à vide**
 - **Pour $x = L/16$**

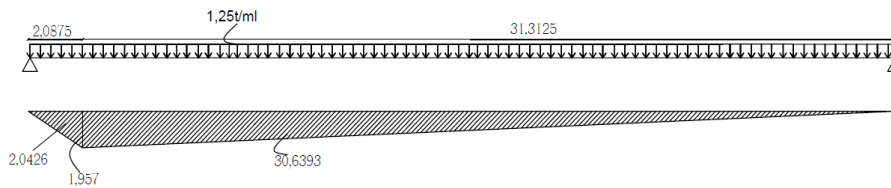


Figure 5. 13 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/16$

$$M_{T\text{vide}} = 1,25 \times (2,0426 + 30,6393) = 40,85 \text{ t.m}$$

- **Pour $x = L/4$**

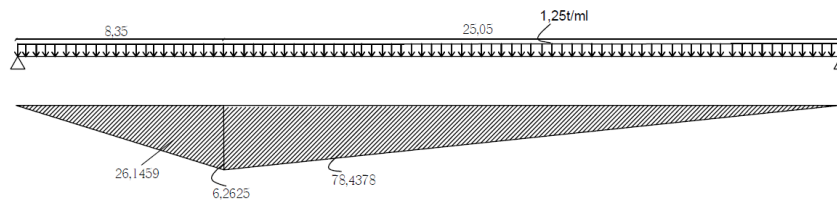


Figure 5. 14 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/4$

$$M_{T\text{vide}} = 1,25 \times (26,1459 + 78,4378) = 130,73 \text{ t.m}$$

- **Pour $x = L/2$**

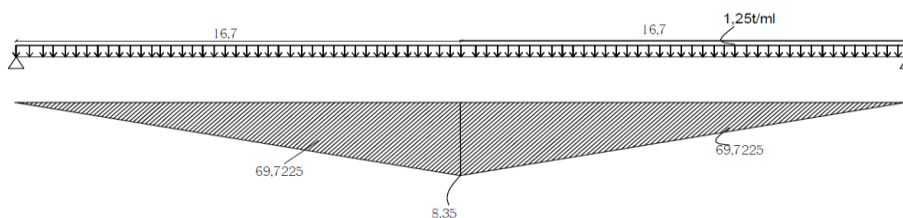


Figure 5. 15 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/2$

$$M_{T\text{vide}} = 1,25 \times (69,7225 + 69,7225) = 174,306 \text{ t.m}$$

- **Moment dû aux surcharges sur les trottoirs**

Les surcharges sur les trottoirs ont été définies conformément à la norme NF EN 1991-2, charge uniforme de 5 kN/m², répartie sur une largeur du trottoir de 1,15 m, la largeur biaise est égale à 1,49 m :

$$q_{\text{trottoirs}} = 2 \times 0,5 \times 1,49 = 1,49 \text{ t/m}$$

$$R_A = R_F = \frac{q_{\text{trottoirs}} \times L}{2} = 24,88 \text{ t}$$

$$M_x = R_A(x) - \frac{q_{\text{trottoirs}}(x^2)}{2}$$

Tableau 5. 4 : Résultats de $M_{T\text{trottoirs}}$ dans les différentes sections de la poutre

Section	L/16	L/8	L/4	L/2
Moments (t.m)	48,70	90,90	155,83	207,77

Tableau 5. 5 : Tableau récapitulatif des moments de flexion en (t.m) dans la poutre

Système	Section	L/16	L/4	L/2
Poids propre CP de la chaussée		897,879	2873,212	3830,950
Poids propre CCP de la chaussée		577,033	1846,505	2462,006
Surcharge des trottoirs		48,697	155,830	207,773
Surcharge de système UIC		352,130	1115,560	1467,040
Système SW0		347,310	912,810	917,700
Système SW2		440,900	1174,220	1045,840
Train à vide		40,852	130,730	174,306

5.2.2. Calcul des efforts tranchants

A. Charge permanente

- Effort tranchant dû à la charge permanente « CP »

$$q_{CP} = 29,95 \text{ t/ml}$$

$$R_A = R_F = 500,23\text{t}$$

$$T = R_A - q_{CP} \cdot x$$

Tableau 5. 6 : Résultats de T_{cp} dans les différentes sections de la poutre

Section	0L	L/16	L/8	L/4	L/2
Effort tranchant (t)	500,23	437,70	375,17	250,12	0,00

Si on prend la poutre seulement (Poutres et entretoises), donc $q_{p+e} = 18,97 \text{ t/m}$

Tableau 5. 7 : Résultats de $T_{(p+e)}$ dans les différentes sections de la poutre

Section	0L	L/16	L/8	L/4	L/2
Effort tranchant (t)	316,85	277,24	237,63	158,42	0,00

- Effort tranchant du au complément de la charge permanente « CCP »

$$q_{CCP} = 17,66\text{t/ml}$$

$$R_A = R_F = 294,85 \text{ t}$$

$$T = R_A - q_{CCP} \cdot x$$

Tableau 5. 8 : Résultats de T_{ccp} dans les différentes sections de la poutre

Section	0L	L/16	L/8	L/4	L/2
Effort tranchant (t)	294,85	257,99	221,14	147,43	0,00

B. Surcharges

- Ligne d'influence

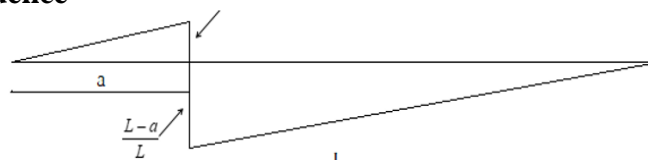


Figure 5. 16 : Calcul des efforts tranchants en utilisant la méthode des lignes d'influences

• Effort tranchant dû aux surcharges UIC

• Pour $x = 0$

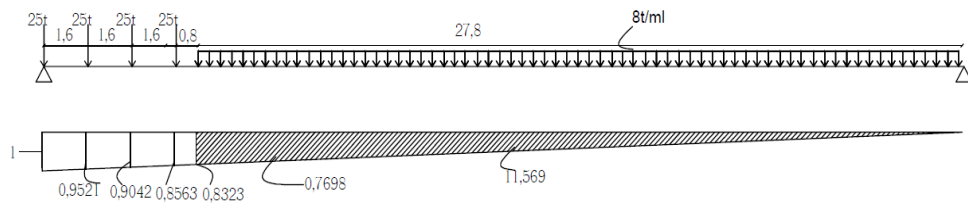


Figure 5. 17 : Calcul des efforts tranchants en utilisant la méthode des lignes d'influences

$a = 0\text{m}$

$$T_{UIC} = 25 \times (1 + 0,9521 + 0,9042 + 0,8563) + 8 \times (11,569) = 185,36 \text{ t}$$

• Pour $x = L/4$

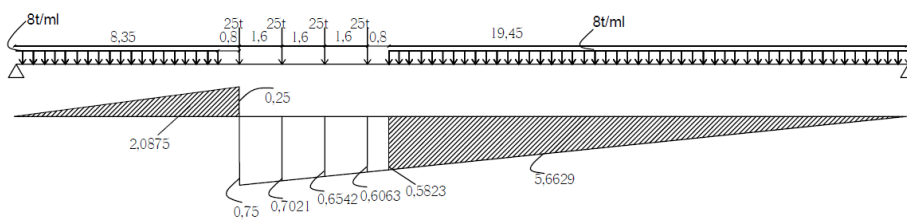


Figure 5. 18 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/4$

$a = 0,25L = 8,35\text{m}$

$$T_{UIC} = 25 \times (0,75 + 0,7021 + 0,6542 + 0,6063) + 8 \times (5,6629 - 2,0875) = 96,42 \text{ t}$$

• Pour $x = L/2$

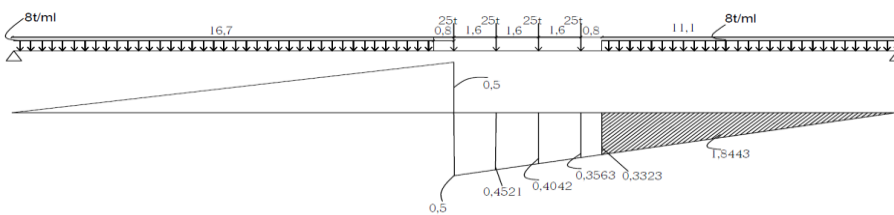


Figure 5. 19 : Poutre sous surcharge UIC à $x=L/2$

$a = 0,5L = 16,7\text{m}$

$$T_{UIC} = 25 \times (0,5 + 0,4521 + 0,4042 + 0,3563) + 8 \times (1,8443) = 57,57 \text{ t}$$

• Effort tranchant dû aux surcharges SW0

• Pour $x = 0$

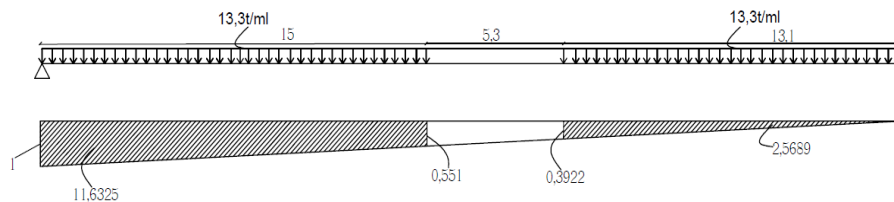


Figure 5. 20 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=0$

$$T_{SW0} = 13,3 \times (11,6325 + 2,5689) = 188,88 \text{ t}$$

- Pour $x = L/4$

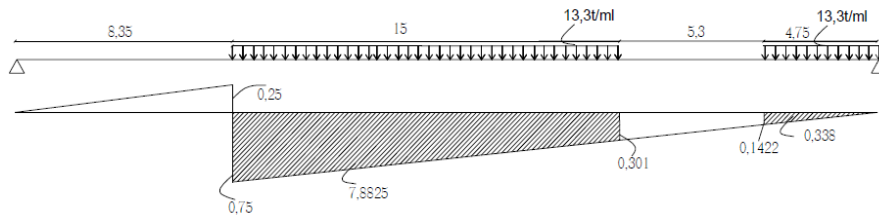


Figure 5. 21 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/4$

$$T_{SW0} = 13,3 \times (7,8825 + 0,338) = 109,33 \text{ t}$$

- Pour $x = L/2$

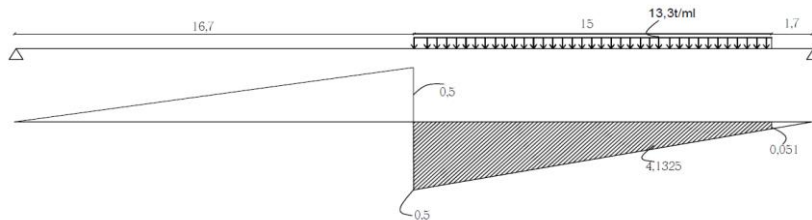


Figure 5. 22 : Poutre sous surcharge SW0 à $x=L/2$

$$T_{SW0} = 13,3 \times (4,1325) = 54,96 \text{ t}$$

- Effort tranchant dû aux surcharges SW2

- Pour $x = 0$

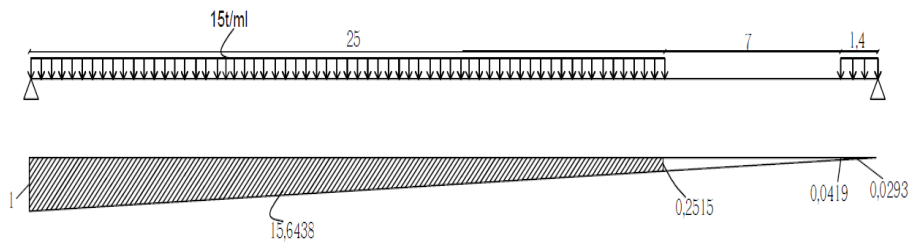


Figure 5. 23 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=0$

$$T_{SW2} = 15 \times (15,6438 + 0,0293) = 235,09 \text{ t}$$

- Pour $x = L/4$

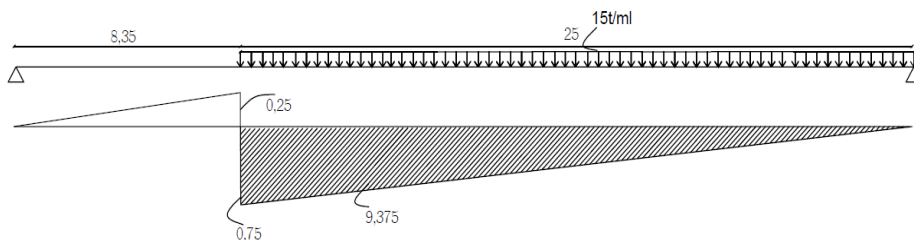


Figure 5. 24 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/4$

$$T_{SW2} = 15 \times (9,375) = 140,63 \text{ t}$$

- Pour $x = L/2$

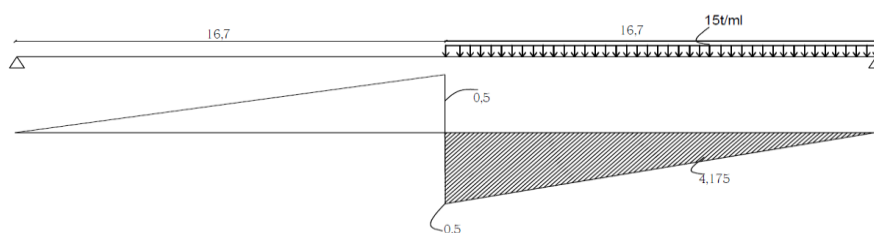


Figure 5. 25 : Poutre sous surcharge SW2 à $x=L/2$

$$T_{SW2} = 15 \times (4,175) = 62,62 \text{ t}$$

- Effort tranchant dû aux surcharges du train à vide

- Pour $x = 0$

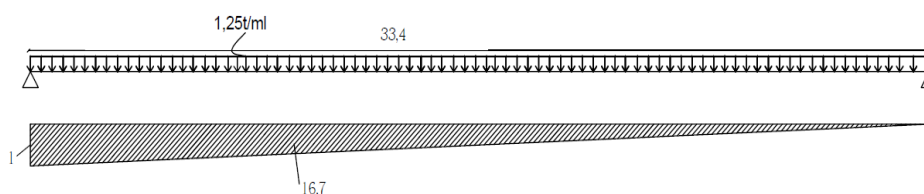


Figure 5. 26 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=0$

$$T_{Tvide} = 1,25 \times (16,7) = 20,875 \text{ t}$$

- Pour $x = L/4$

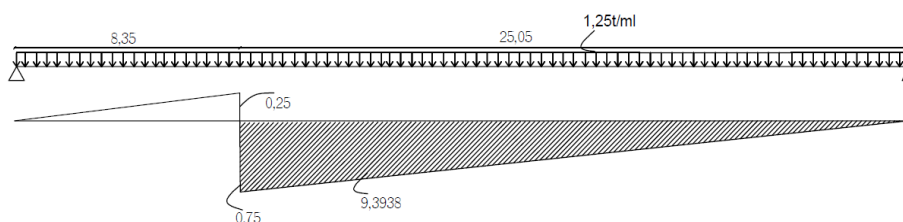


Figure 5. 27 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/4$

$$T_{Tvide} = 1,25 \times (9,3938) = 11,742 \text{ t}$$

- Pour $x = L/2$

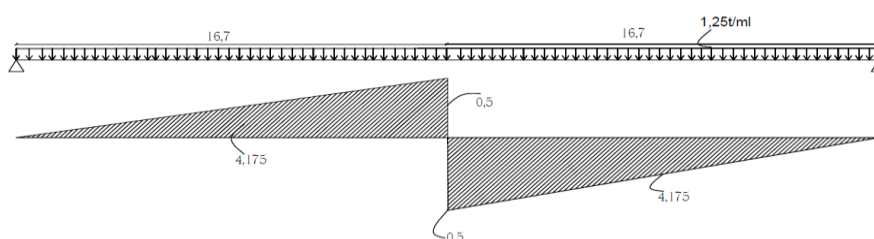


Figure 5. 28 : Poutre sous surcharge du train à vide à $x=L/2$

$$T_{Tvide} = 1,25 \times (4,175 - 4,175) = 0 \text{ t}$$

- Effort tranchant dû aux surcharges sur les trottoirs

$$q_{CCP} = 1,49 \text{ t/ml}$$

$$R_A = R_F = 24,88 \text{ t}$$

$$T = R_A - q_{CCP}x$$

Tableau 5. 9 : Résultats de $T_{Trottoirs}$ dans les différentes sections de la poutre

Section	0L	L/16	L/8	L/4	L/2
Effort tranchant (t)	24,88	21,77	18,66	12,44	0,00

Tableau 5. 10 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants en (t) dans la poutre

Système	Section	0L	L/4	L/2
Poids propre CP de la chaussée		500,23	250,12	0,00
Poids propre CCP de la chaussée		294,85	147,43	0,00
Surcharge des trottoirs		24,88	12,44	0,00
Surcharge de système UIC		185,36	96,42	57,57
Système SW0		188,88	109,33	54,96
Système SW2		235,09	140,63	62,62
Train à vide		20,875	11,74	0,00

5.3. REPARTITION TRANSVERSALE

5.3.1. Introduction

Nous avons calculé les valeurs maximales des sollicitations globales dans les différentes sections de la poutre provoquées sous chaque système de charge dans le sens longitudinal du tablier, maintenant, notre objectif est de faire la répartition transversale de ces sollicitations à fin obtenir les sollicitations moyennes appliquées à chaque poutre en fonction de la position du chargement et déduire la poutre la plus sollicitée. Pour pouvoir répartir ces sollicitations transversalement, deux méthodes sont les plus utilisées à savoir :

- La méthode de J-Courbon : utilisée dans le cas des tabliers qui contient des entretoises pouvant être considérées infiniment rigides.
- La méthode de Guyon-Massonnet : utilisée dans le cas contraire à la première où la flexibilité des entretoises n'est pas négligeable.

5.3.2. Choix de la méthode

Le choix de la méthode à adopter dépend de la rigidité relative de l'entretoise « r » avec :

$$r = \frac{na^4}{2L} \sqrt{\frac{I_p}{I_e}}$$

n : nombre des poutres.

L : portée de la poutre.

a : entraxe des poutres.

I_p : moment d'inertie de la poutre.

I_e : moment d'inertie de l'entretoise.

- Si $r < 0,3$; la rigidité relative de l'entretoise est infinie, on applique la méthode de J-Courbon.

- Si $r \geq 0,3$; la rigidité relative de l'entretoise est finie, on applique la méthode de Guyon-Massonnet.

A. Calcul des inerties

Lorsque le tablier est dépourvu d'entretoises intermédiaires, qui est notre cas, l'hourdis joue le rôle de l'entretoisement. Ainsi une flexion générale est née. Cette flexion représente la flexion qu'elle qu'aurait endossée l'entretoise intermédiaire si elle existe, donc on prend 1m de largeur de l'hourdis comme étant une entretoise intermédiaire.

B. Inertie flexionnelle de la dalle

$$I_d = \frac{b_d h_d^3}{12}$$

$$b_d = 1 \text{ m}$$

$$h_d = 0,25 \text{ m}$$

$$I_d = 1,3 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

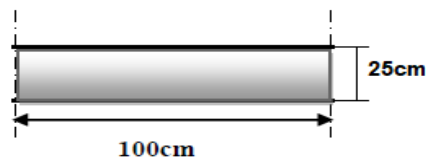


Figure 5. 29 : Une bande de 1 m de la dalle

C. Inertie flexionnelle de la poutre

I_p : moment d'inertie de la poutre a sections variables.

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

I_0 : inertie sur appui (section nette d'about avec hourdis)

I_m : inertie en travée (section nette médiane avec hourdis)

$$I_0 = 0,4789 \text{ m}^4$$

$$I_m = 0,3879 \text{ m}^4$$

$$I_p = 0,4789 + \frac{8 \times (0,3879 - 0,4789)}{3\pi} = 0,4017 \text{ m}^4$$

$$r = \frac{na}{2L} \times \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_e}} = \frac{11 \times 1,55}{2 \times 33,4} \times \sqrt[4]{\frac{0,4017}{1,3 \times 10^{-3}}} = 1,07$$

→ Donc $r \geq 0,3$; la rigidité relative de l'entretoise est finie, on applique la méthode de Guyon-Massonnet.

D. Méthode de Guyon Massonnet

La méthode de Guyon Massonnet est une méthode de calcul des dalles ou de réseau de poutres relativement simples est largement employée pour le calcul des tabliers. Considérant une travée indépendante, de portée (L) et de largeur (2b) dont l'ossature est constituée par une poutre croisée de (n) poutres longitudinales et (n) entretoises. Le réseau de poutre est assimilé à une dalle droite orthotrope forment une travée indépendante possédant donc deux bords libres selon (OX) et deux bords simplement appuyés selon (OY). Ainsi on remplace la structure réelle

discontinue par une structure fictive continue, ayant pour rigidité les valeurs moyennes qu'ont les rigidités dans la structure réelle. (15)

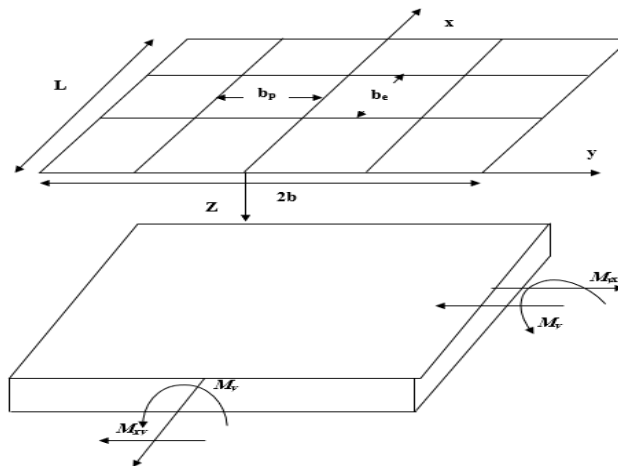


Figure 5. 30 : Réseau des poutres du tablier d'un pont à poutres

Le moment longitudinal se calcule comme si la dalle était une poutre simplement appuyée à ces extrémités.

$$M = \frac{M_{tot} \times k_{\alpha_{moy}}}{n}$$

M_{tot} : moment fléchissant longitudinal.

n : nombre des poutres.

$k_{\alpha_{moy}}$: coefficient de répartition moyen

$$K_{\alpha} = K_0 + [(K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}]$$

Le coefficient de répartition (K_{α}) transversal dépend de deux paramètres :

- Le paramètre d'entretoisement qui caractérise la souplesse des entretoises.

$$\theta = \frac{2b/2}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p \times E}{\rho_d \times E}}$$

- Paramètre de torsion qui caractérisé la rigidité a la torsion des poutres

$$\alpha = \frac{(y_p + y_e) \times E}{\sqrt{\rho_p \times \rho_e \times E^2}} \dots \dots \dots \text{Avec } 0 < \alpha < 1$$

$2b$: largeur du tablier.

L : portée de la poutre

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres

$$\rho_p = \frac{I_p \times E}{b_p}$$

I_p : inertie équivalente de la poutre

b_p : distance entre axes des poutres

$$I_p = I_0 + \frac{I_m - I_0}{3\pi}$$

I_0 : inertie de la section d'about

I_m : inertie de la section médiane

ρ_e : rigidité flexionnelle de l'entretoise

$$\rho_e = \frac{I_e \times E}{b_e}$$

I_e : inertie de l'entretoise

b_e : entre axes des entretoises

γ_p : Rigidité torsionnelle des poutres.

$$\gamma_p = \frac{k_p}{b_p}$$

γ_e : Rigidité torsionnelle des entretoises.

$$\gamma_e = 2 \times G \times I_e$$

E. Calcul des rigidités flexionnelle

• Rigidité flexionnelle de la dalle

$$\rho_d = \frac{E \times I_d}{b_d} = \frac{E \times 1,3 \times 10^{-3}}{1} = 1,3 \times 10^{-3} \times E$$

• Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_p} = \frac{E \times 0,4017}{1,55} = 0,2592 \times E$$

F. Calcul des rigidités torsionnelle

• Rigidité torsionnelle de la dalle

G : Module de déformation transversale du béton

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2,4}$$

$n = 0,20$ pour le béton précontraint.

$$\gamma_d = 2 \cdot G \cdot I_d = 2 \times \frac{E \times I_d}{2,4} = 2 \times \frac{E \times 1,3 \times 10^{-3}}{2,4} = 1,083 \times 10^{-3} \times E$$

• Rigidité torsionnelle de la poutre

Pour le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre k_p il est nécessaire de travailler avec une section équivalente.

❖ Section homogénéisée

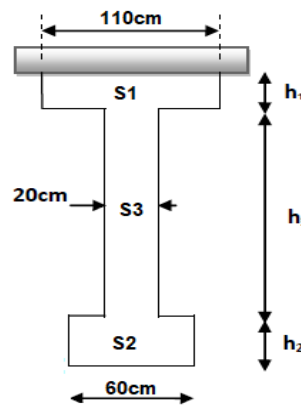


Figure 5. 31 : La section homogénéisée de la poutre en section médiane

$$S_1 = 0,108 + 0,0175 + 0,01 + 0,01 + 0,2 \times 0,27 = 0,1995 \text{m}^2$$

$$S_2 = 0,08 + 0,04 + 0,2 \times 0,4 = 0,2 \text{m}^2$$

$$S_3 = 0,2 \times 1,03 = 0,206 \text{m}^2$$

$$h_1 = \frac{S_1}{b} = \frac{0,1995}{1,1} = 0,18 \text{m}$$

$$h_2 = \frac{S_2}{b_1} = \frac{0,2}{0,6} = 0,33 \text{m}$$

$$h_3 = h - h_1 - h_2 = 1,7 - 0,18 - 0,33 = 1,19 \text{m}$$

$$k_p = \frac{G}{3} \times \left(\sum b_i \times h_i^3 + \frac{a \times h_0^3}{2} \right)$$

b_i : Le plus grand côté

h_i : Le plus petit côté

h_0 : hauteur de la dalle

a : entre-axe des poutres

$$k_p = \frac{G}{3} \times \left[1,1 \times (0,18)^3 + 1,19 \times (0,2)^3 + 0,6 \times (0,33)^3 + \frac{1,55 \times 0,25^3}{2} \right] = 6,89 \times 10^{-3} \times E$$

$$\gamma_p = \frac{k_p}{a} = \frac{6,51 \times 10^{-3}}{1,55} E = 4,45 \times 10^{-3} \times E$$

5.3.3. Répartition des moments fléchissant

A. Calcul du coefficient de répartition transversale K_α

$$\theta = \frac{2b/2}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_d}} = \frac{17,57/2}{33,4} \times \sqrt[4]{\frac{0,2592 \times E}{1,3 \times 10^{-3} \times E}} = 0,988$$

$$\alpha = \frac{(\gamma_p + \gamma_d) \times E}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_d \times E^2}} = \frac{(4,45 \times 10^{-3} + 1,083 \times 10^{-3}) E}{2 \times \sqrt{0,2592 \times 1,3 \times 10^{-3} \times E^2}} = 0,151$$

On fait une première interpolation suivante θ pour les deux tables de Guyon-Massonet de $\theta = 1$ et $\theta = 0,95$, on trouve pour $\theta = 0,988$:
 $K(\theta = 0,988) = 0,24 \times K(\theta = 1) + 0,76 \times K(\theta = 0,95)$

Tableau 5. 11 : Tableau de Guyon Massonet pour $\theta = 0,988$

$\theta = 0,988$		K0							
0	-0,5908	0,1833	1,0129	1,8663	2,3419	1,8663	1,0129	0,1833	-0,5908
b/4	-0,5422	-0,1125	0,3934	1,0719	1,8663	2,3233	1,8151	0,8683	-0,1396
b/2	-0,3271	-0,1786	0,0257	0,3934	1,0129	1,8151	2,3511	2,0125	1,3296
3b/4	-0,0917	-0,1472	-0,1786	-0,1125	0,1833	0,8683	2,0125	3,3425	4,3263
b	0,1354	-0,0917	-0,3271	-0,5422	-0,5908	-0,1396	1,3296	4,3263	8,7850
$\theta = 0,988$		K1							
0	0,477824	0,655856	0,943784	1,342772	1,616208	1,342772	0,943784	0,655856	0,477824
b/4	0,25804	0,373496	0,572016	0,900756	1,342772	1,662908	1,446108	1,1141	0,875196
b/2	0,141892	0,213744	0,341688	0,572016	0,943784	1,446108	1,855104	1,761252	1,557716
3b/4	0,083028	0,129276	0,213744	0,373496	0,655856	1,1141	1,761252	2,402868	2,64406
b	0,051376	0,083028	0,141892	0,24604	0,477824	0,875196	1,557716	2,64406	4,138992

On fait une deuxième interpolation suivante α avec $\theta = 0,988$ en utilisant la formule
 $K_\alpha = K_0 + [(K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}]$

B. Position des poutres

8,785 \rightarrow 1
 1,55 \rightarrow y
 y = 0,176

Tableau 5. 12 : Positions des poutres du pont

Poutres	1	2	3	4	5
y	0,176	0,352	0,528	0,704	0,88
Réelle ($\times b$)	1,55	3,09	4,64	6,18	7,73

- Poutre 1 : y = 0,176

Tableau 5. 13 : Interpolation de Guyon Massonet suivant α pour la poutre 1

$\theta = 0,988$		K0							
y \ e	-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
0,000	-0,5908	0,1833	1,0129	1,8663	2,3419	1,8663	1,0129	0,1833	-0,5908
2,196	-0,5422	-0,1125	0,3934	1,0719	1,8663	2,3233	1,8151	0,8683	-0,1396
1,546	-0,5566	-0,0250	0,5767	1,3070	2,0071	2,1880	1,5776	0,6655	-0,2732
$\theta = 0,988$		K1							
y \ e	-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
0,000	0,4778	0,6559	0,9438	1,3428	1,6162	1,3428	0,9438	0,6559	0,4778
2,196	0,2580	0,3735	0,5720	0,9008	1,3428	1,6629	1,4461	1,1141	0,8752
1,546	0,3231	0,4571	0,6821	1,0316	1,4237	1,5681	1,2974	0,9785	0,7576
$\theta = 0,988$		$K_\alpha = K_0 + [(K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}]$							
y \ e	-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
1,546	-0,2147	0,1623	0,6177	1,2000	1,7804	1,9472	1,4687	0,7871	0,1274

• Poutre 2 : $y = 0,352$

Tableau 5. 14 : Interpolation de Guyon Massonnet suivant α pour la poutre 2

$\theta = 0,988$		K0								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	2,196	-0,5422	-0,1125	0,3934	1,0719	1,8663	2,3233	1,8151	0,8683	-0,1396
	4,393	-0,3271	-0,1786	0,0257	0,3934	1,0129	1,8151	2,3511	2,0125	1,3296
	3,092	-0,4544	-0,1395	0,2434	0,7950	1,5181	2,1159	2,0338	1,3351	0,4598
$\theta = 0,988$		K1								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	2,196	0,2580	0,3735	0,5720	0,9008	1,3428	1,6629	1,4461	1,1141	0,8752
	4,393	0,1419	0,2137	0,3417	0,5720	0,9438	1,4461	1,8551	1,7613	1,5577
	3,092	0,2107	0,3083	0,4780	0,7666	1,1800	1,5745	1,6130	1,3781	1,1537
$\theta = 0,988$		$K_\alpha = K_0 + [(K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}]$								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	3,092	-0,1960	0,0345	0,3346	0,7840	1,3867	1,9055	1,8703	1,3518	0,7294

• Poutre 3 : $y = 0,528$

Tableau 5. 15 : Interpolation de Guyon Massonnet suivant α pour la poutre 3

$\theta = 0,988$		K0								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	4,393	-0,3271	-0,1786	0,0257	0,3934	1,0129	1,8151	2,3511	2,0125	1,3296
	6,589	-0,0917	-0,1472	-0,1786	-0,1125	0,1833	0,8683	2,0125	3,3425	4,3263
	4,638	-0,3007	-0,1751	0,0029	0,3367	0,9200	1,7090	2,3132	2,1614	1,6653
$\theta = 0,988$		K1								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	4,393	0,1419	0,2137	0,3417	0,5720	0,9438	1,4461	1,8551	1,7613	1,5577
	6,589	0,0830	0,1293	0,2137	0,3735	0,6559	1,1141	1,7613	2,4029	2,6441
	4,638	0,1353	0,2043	0,3274	0,5498	0,9115	1,4089	1,8446	1,8331	1,6794
$\theta = 0,988$		$K_\alpha = K_0 + [(K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}]$								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	4,638	-0,1313	-0,0277	0,1290	0,4195	0,9167	1,5924	2,1311	2,0338	1,6708

• Poutre 4 : $y = 0,704$

Tableau 5. 16 : Interpolation de Guyon Massonnet suivant α pour la poutre 4

$\theta = 0,988$		K0								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	4,393	-0,3271	-0,1786	0,0257	0,3934	1,0129	1,8151	2,3511	2,0125	1,3296
	6,589	-0,0917	-0,1472	-0,1786	-0,1125	0,1833	0,8683	2,0125	3,3425	4,3263
	6,185	-0,1350	-0,1530	-0,1410	-0,0194	0,3359	1,0425	2,0748	3,0977	3,7749
$\theta = 0,988$		K1								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	4,393	0,1419	0,2137	0,3417	0,5720	0,9438	1,4461	1,8551	1,7613	1,5577
	6,589	0,0830	0,1293	0,2137	0,3735	0,6559	1,1141	1,7613	2,4029	2,6441
	6,185	0,0939	0,1448	0,2373	0,4100	0,7088	1,1752	1,7785	2,2848	2,4442
$\theta = 0,988$		$K_\alpha = K_0 + [(K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}]$								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	6,185	-0,0461	-0,0373	0,0060	0,1474	0,4808	1,0941	1,9597	2,7818	3,2578

- Poutre 5 : $y = 0,88$

Tableau 5. 17 : Interpolation de Guyon Massonnet suivant α pour la poutre 5

$\theta = 0,988$		K0								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	6,589	-0,0917	-0,1472	-0,1786	-0,1125	0,1833	0,8683	2,0125	3,3425	4,3263
	8,785	0,1354	-0,0917	-0,3271	-0,5422	-0,5908	-0,1396	1,3296	4,3263	8,7850
	7,731	0,0264	-0,1183	-0,2558	-0,3359	-0,2192	0,3442	1,6574	3,8541	6,6448
$\theta = 0,988$		K1								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	6,589	0,0830	0,1293	0,2137	0,3735	0,6559	1,1141	1,7613	2,4029	2,6441
	8,785	0,0514	0,0830	0,1419	0,2460	0,4778	0,8752	1,5577	2,6441	4,1390
	7,731	0,0666	0,1052	0,1764	0,3072	0,5633	0,9899	1,6554	2,5283	3,4214
$\theta = 0,988$		$K_\alpha = K_0 + [(K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}]$								
$y \backslash e$		-8,785	-6,589	-4,393	-2,196	0,000	2,196	4,393	6,589	8,785
	7,731	0,0420	-0,0104	-0,0472	-0,0255	0,1585	0,6559	1,6564	3,2141	5,0889

C. Calcul des moments

- Surcharges concentrées

$$k_{\alpha_{\text{moy}}} = \frac{\sum p_i k_i}{\sum k_i} = \frac{\sum k_i}{n} = \frac{\text{la somme des ordoées}}{\text{nombre des charges}}$$

n: nombre des cahrges concentrées

- Surcharges réparties

$$k_{\alpha_{\text{moy}}} = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{largeur surchargée}}$$

$$M_{\text{tot}} = \frac{M}{n} \times k_{\alpha_{\text{moy}}}$$

n: nombre des poutres = 11

Dans notre cas la poutre la plus défavorable est celle de la poutre 1 à $y = 0,176$ c'est-à-dire à $y = 1,55\text{m}$ et en tenant compte de la répartition des charges (chapitre 4 transmission des charges aux structures)

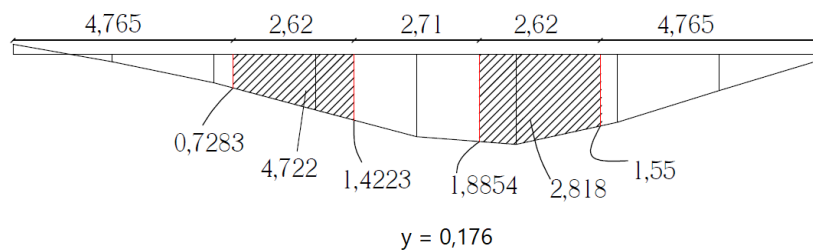


Figure 5. 32 : Distribution transversale des surcharges

$$k_{\alpha_{\text{moy}}} = \frac{2,818 + 4,722}{2 \times 2,62} = 1,44$$

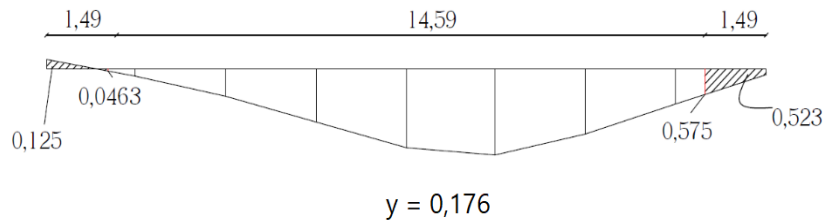


Figure 5. 33 : Distribution transversale de la charge répartie du trottoir

$$k_{\alpha_{\text{moy}}} = \frac{0,125 + 0,523}{2 \times 1,49} = 0,217$$

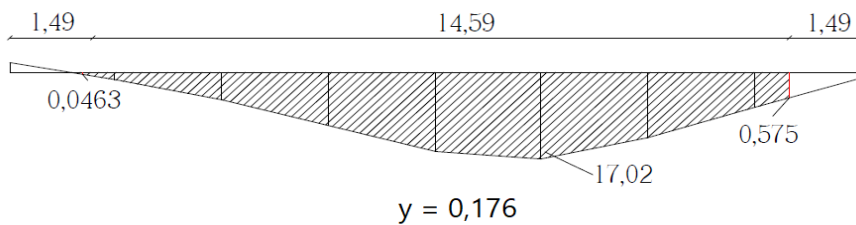


Figure 5. 34 : Distribution transversale de la charge répartie du CCP

$$k_{\alpha_{\text{moy}}} = \frac{17,02}{14,59} = 1,17$$

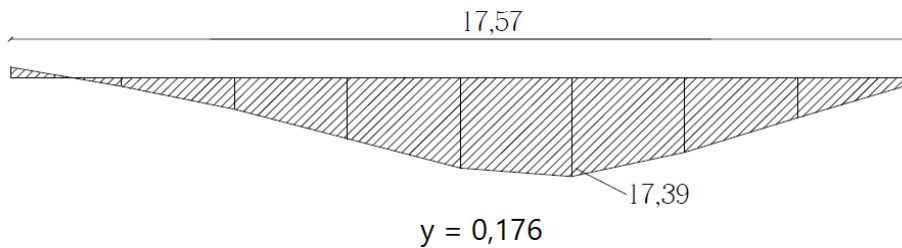


Figure 5. 35 : Distribution transversale de la charge répartie du CP

$$k_{\alpha_{\text{moy}}} = \frac{17,39}{17,57} = 0,99 \approx 1$$

Tableau 5. 18 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en (t.m) dans la poutre 1 à 0,5L

Système	Section	L/2	M _{max} /11	k _{α_{moy}}	M _{réel}
Poids propre CP de la chaussée		4176,948	379,72	1	379,72
Poids propre CCP de la chaussée		2462,006	223,82	1,17	261,87
Surcharge des trottoirs	1Tr	207,77	18,89	0,217	4,10
	2Tr	415,55	37,78	0,217	8,20
Surcharge de système UIC	1Voie	1467,04	133,37	1,44	192,05
	2Voies	2934,08	266,73	1,44	384,10
Système SW0	1Voie	917,7	83,43	1,44	120,14
	2Voies	1835,4	166,85	1,44	240,27
Système SW2	1Voie	1045,84	95,08	1,44	136,91
	2Voies	2091,68	190,15	1,44	273,82
Train à vide		174,31	15,85	1	15,85

Tableau 5. 19 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants en (t) dans la poutre 1 à 0,5L

Système	Section	0L	T _{max} /11	k _{α_{moy}}	T _{réel}
Poids propre CP de la chaussée		500,23	45,48	1	45,48
Poids propre CCP de la chaussée		294,85	26,80	1,17	31,36
Surcharge des trottoirs	1Tr	24,88	2,26	0,217	0,49
	2Tr	49,77	4,52	0,217	0,98
Surcharge de système UIC	1Voie	185,36	16,85	1,44	24,27
	2Voies	370,72	33,70	1,44	48,53
Système SW0	1Voie	188,88	17,17	1,44	24,73
	2Voies	377,76	34,34	1,44	49,45
Système SW2	1Voie	235,09	21,37	1,44	30,78
	2Voies	470,18	42,74	1,44	61,55
Train à vide		20,875	1,90	1	1,90

Tableau 5. 20 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges

	CP	CCP	G	∅ × (UIC71)	∅ × (SW0)	∅ × (SW2)
M _{max} (t.m)	379,72	261,87	641,59	429,04	268,38	305,86
T _{max} (t)	45,48	31,36	76,84	54,21	55,24	68,75

5.4. COMBINAISON DE CHARGES

Tableau 5. 21 : Combinaisons de calcul des moments et efforts tranchants de la poutre 1 à L/2

	Types	Combinaisons	M (t.m)	T (t)
ELU	Equilibre statique	0.9G + 1.45 ∅ × (UIC71,2v) + 1,5 × 0,8 × Tr	1209,37	148,93
		0.9G + 1.45 ∅ × (UIC71,1v + SW0,1v) + 1,5 × 0,8 × Tr	1092,90	149,68
		0.9G + 1.45 ∅ × (SW2,2v) + 1,5 × 0,8 × Tr	1030,76	170,02
	Fondamentale	1.35 G + 1.45 ∅ × (UIC71,2v) + 1,5 × 0,8 × Tr	1498,09	183,51
		1.35 G + 1.45 ∅ × (UIC71,1v + SW0,1v) + 1,5 × 0,8 × Tr	1381,61	184,26
		1.35 G + 1.45 ∅ × (SW2,2v) + 1,5 × 0,8 × Tr	1319,48	204,60
ELS	Rare	G + ∅ × (UIC71,2v) + 0,8 × Tr	1077,19	131,83
		G + ∅ × (UIC71,1v + SW0,1v) + 0,8 × Tr	996,86	132,35
		G + ∅ × (SW2,2v) + 0,8 × Tr	954,01	146,37
	Fréquente	G + 0.6 ∅ × (UIC71,2v) + 0,8 × Tr	905,57	110,15
		G + 0.6 ∅ × (UIC71,1v + SW0,1v) + 0,8 × Tr	857,37	110,46
		G + 0.6 ∅ × (SW2,2v) + 0,8 × Tr	831,66	118,87
	Quasi-permanente	G	641,59	76,84

5.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a fait la répartition longitudinale et transversale des charges et on a calculé les combinaisons de charge à l'ELU et l'ELS. On va vérifier ces résultats à l'aide du logiciel dans le chapitre suivant.

Chapitre 06 : Modélisation et Comparaison

6.1. INTRODUCTION

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Le présent chapitre va porter sur le calcul des sollicitations dans les différentes sections du tablier sous les combinaisons citées dans le chapitre précédent à ELU et à ELS, à l'aide de logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

6.2. PRESENTATION DE LOGICIEL

Autodesk Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur, particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans les structures, et qui utilise le principe des éléments finis. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

6.3. MODELISATION

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec quatre travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 11 poutres de longueur de 33,4m). Les surcharges sont disposées suivant les règles du Livret 2.01 SNCF, de façon à obtenir les sollicitations maximales.

6.3.1. Etapes de modélisation

A. Définition des caractéristiques

On définit les caractéristiques suivantes :

- Caractéristiques des matériaux.
- Unités et systèmes métriques utilisés.
- Normes et règlements.

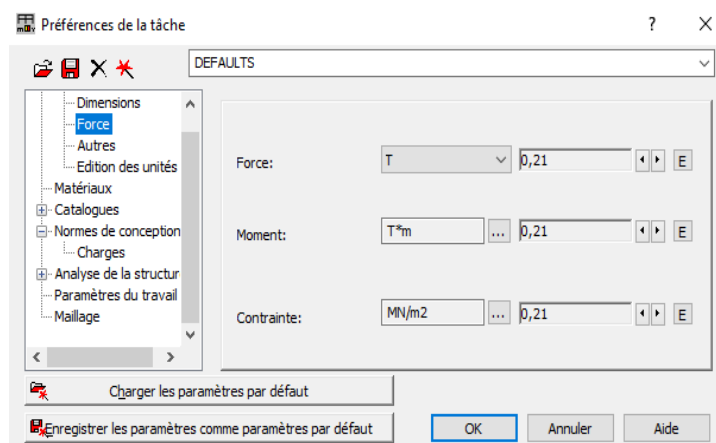


Figure 6. 1 : Définition des caractéristiques avant modélisation

B. Modélisation des sections des poutres

Les sections des poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

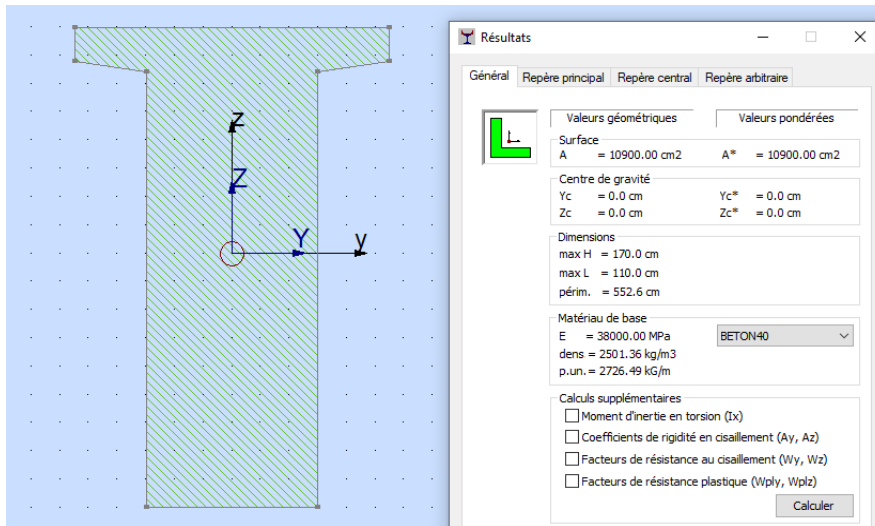


Figure 6. 2 : Modélisation de la section d'about

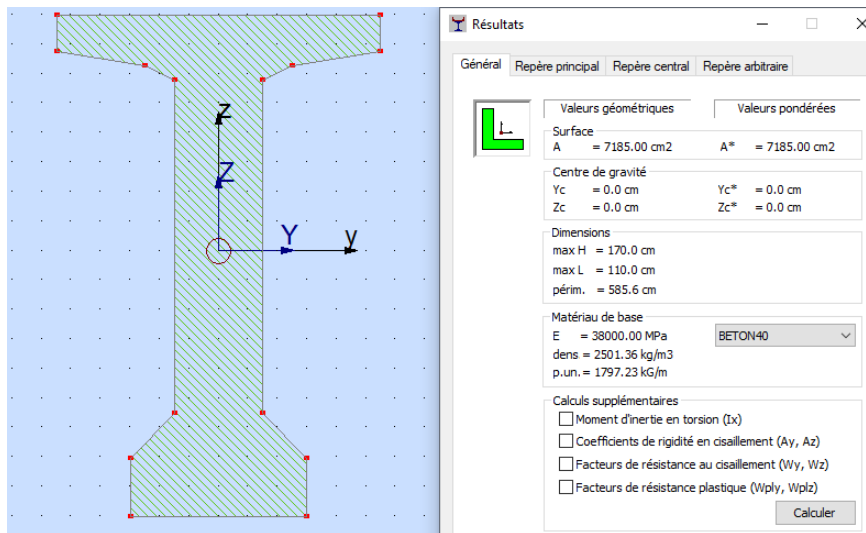


Figure 6. 3 : Modélisation de la section intermédiaire

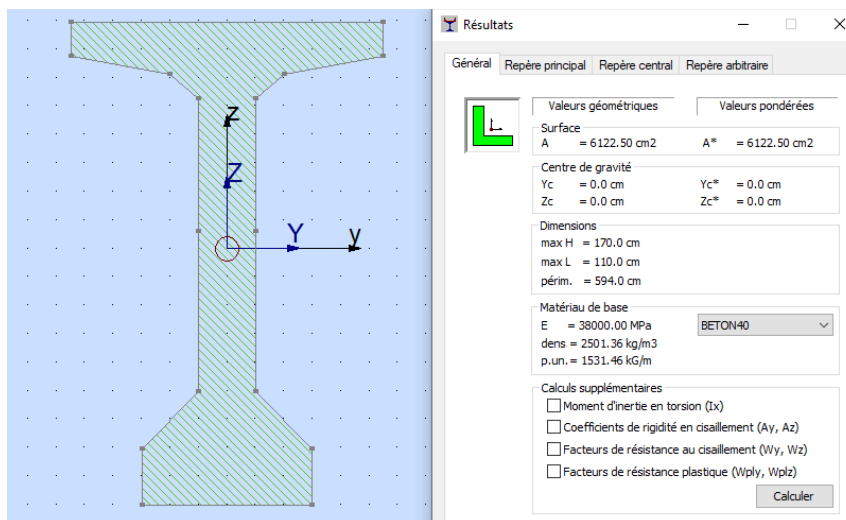


Figure 6. 4 : Modélisation de la section médiane

C. Modélisation de la structure

1. Définition de la grille du système d'axes.
2. Définition des poutres.
3. Définition de l'hourdis général (dalle).
4. Définition des conditions d'appuis :
 - Appuis simples.
 - Appuis doubles.

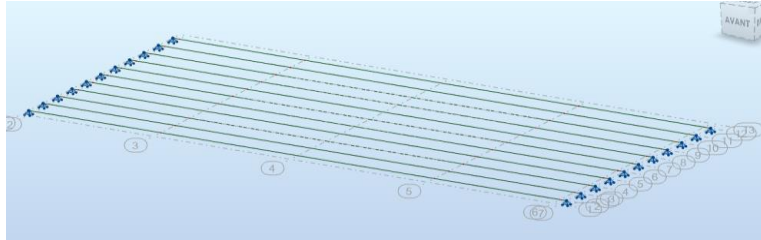


Figure 6. 5 : Modélisation de la structure

D. Modélisation de la dalle

La dalle constitue le tablier du pont, elle est modélisée de la manière suivante :

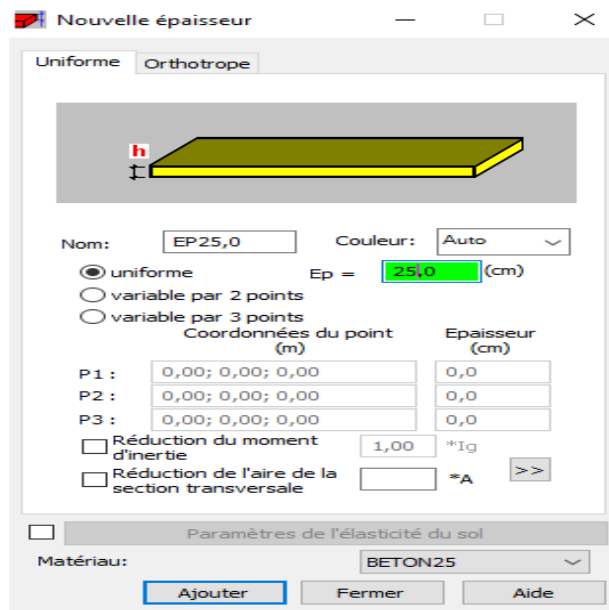


Figure 6. 6 : Modélisation de la dalle

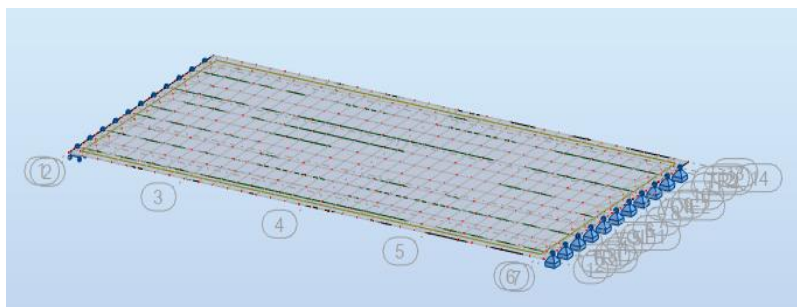


Figure 6. 7 : Tablier du pont modélisé

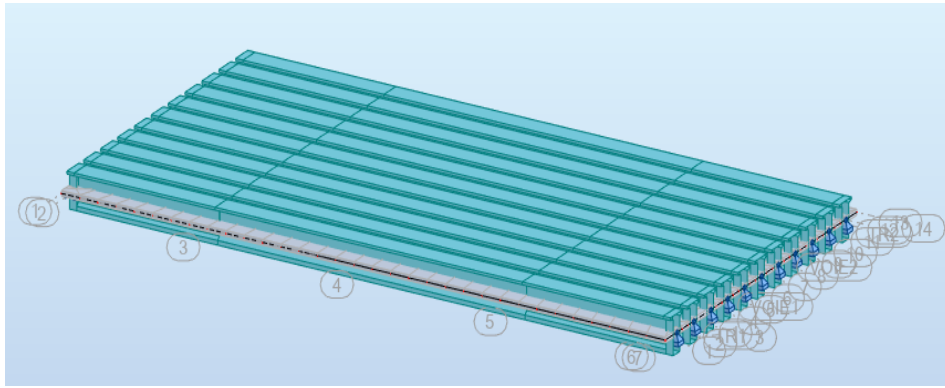


Figure 6. 8 : Visualisation du tablier du pont modélisé

E. Définition des différents cas de charges

- **Charge permanente complémentaire « CCP » de la chaussée**

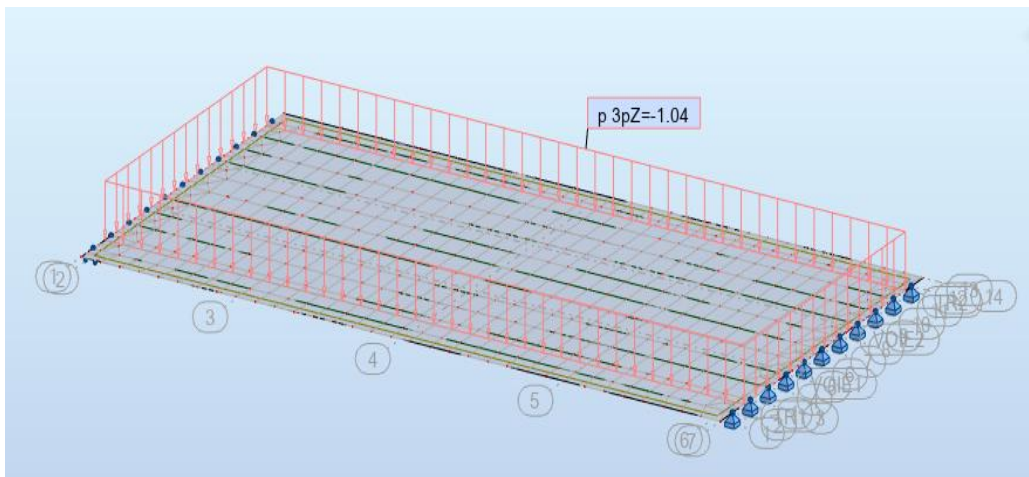


Figure 6. 9 : Définition de la charge permanente complémentaire CCP

- **Surcharges sur les trottoirs**

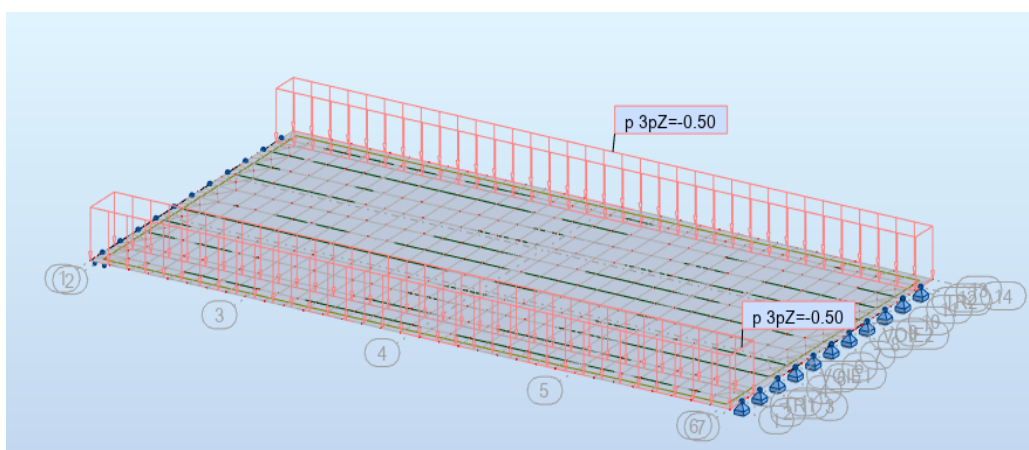


Figure 6. 10 : Définition des surcharges sur trottoirs

- **Surcharge UIC**

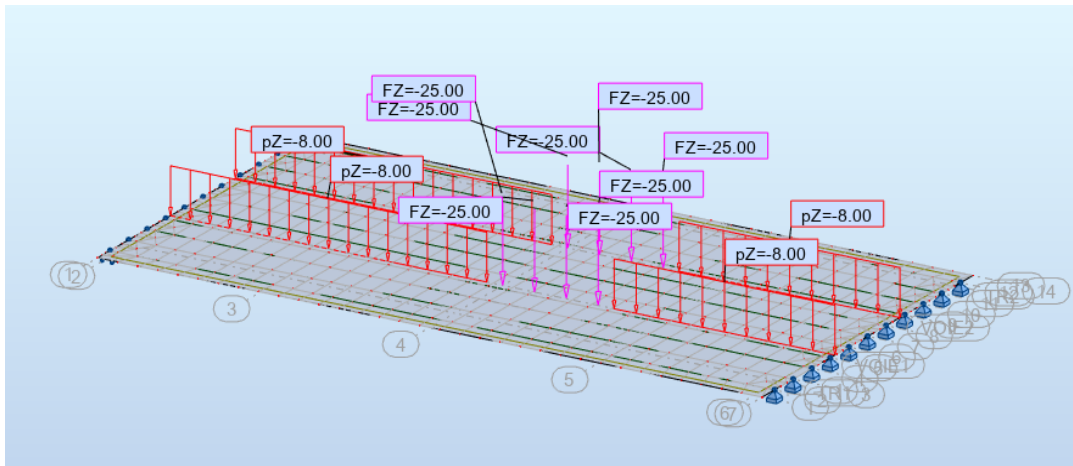


Figure 6. 11 : Définition des surcharges UIC

- **Surcharge SW0**

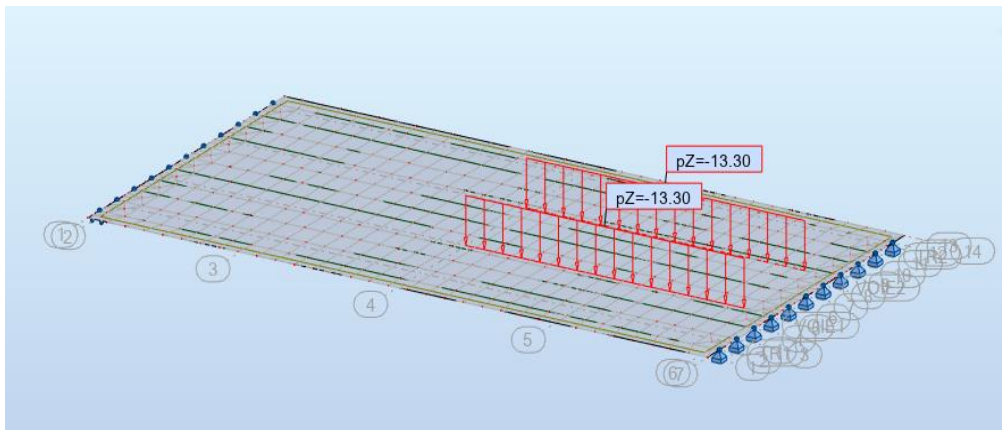


Figure 6. 12 : Définition des surcharges SW0

- **Surcharge SW2**

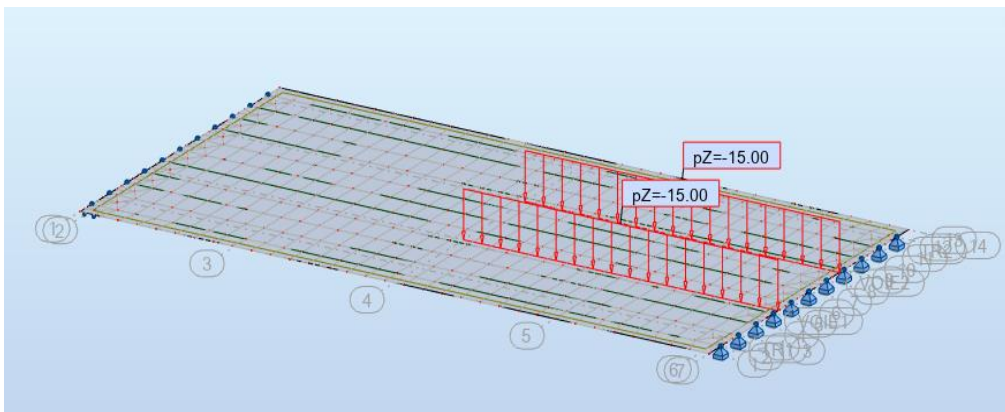


Figure 6. 13 : Définition des surcharges SW2

6.3.2. Définition des combinaisons de calcul avec leurs coefficients de pondération

Pour la détermination des sollicitations maximum de M et T, on doit prendre en considération les combinaisons d’actions définis dans le chapitre 4, on trouve :

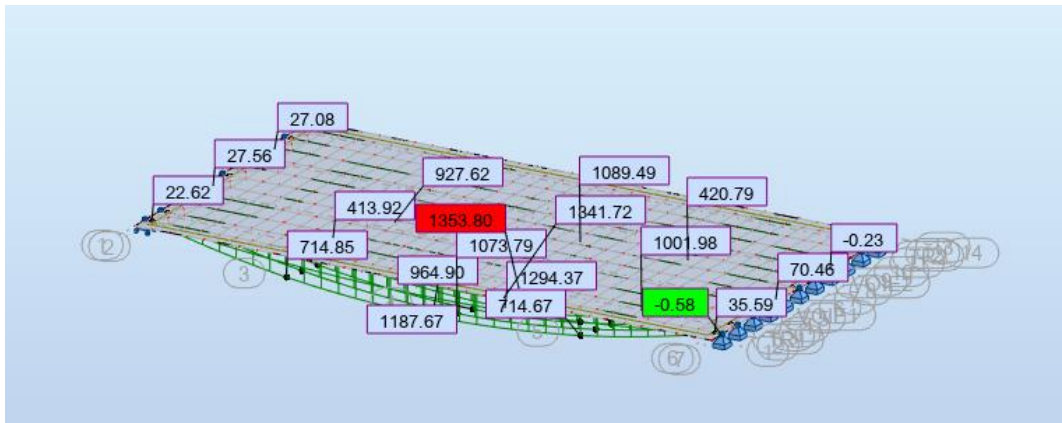


Figure 6. 14 : Valeurs des moments dans chaque poutre (combinaison la plus défavorable)

Tableau 6. 1 : Combinaisons de calcul des moments et efforts tranchants de la poutre 1 à L/2

	Types	Combinaisons	M (t.m)	T (t)
ELU	Equilibre statique	$0.9G + 1.45 \varnothing \times (UIC71,2v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$	1097,95	136,23
		$0.9G + 1.45 \varnothing \times (UIC71,1v + SW0,1v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$	1016,68	134,61
		$0.9G + 1.45 \varnothing \times (SW2,2v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$	967,63	161,15
	Fondamentale	$1.35 G + 1.45 \varnothing \times (UIC71,2v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$	1353,80	167,48
		$1.35 G + 1.45 \varnothing \times (UIC71,1v + SW0,1v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$	1270,84	165,51
		$1.35 G + 1.45 \varnothing \times (SW2,2v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$	1218,08	192,40
ELS	Rare	$G + \varnothing \times (UIC71,2v) + 0,8 \times Tr$	972,64	120,27
		$G + \varnothing \times (UIC71,1v + SW0,1v) + 0,8 \times Tr$	915,31	118,84
		$G + \varnothing \times (SW2,2v) + 0,8 \times Tr$	878,23	137,45
	Fréquente	$G + 0.6 \varnothing \times (UIC71,2v) + 0,8 \times Tr$	812,57	100,09
		$G + 0.6 \varnothing \times (UIC71,1v + SW0,1v) + 0,8 \times Tr$	778,26	99,07
		$G + 0.6 \varnothing \times (SW2,2v) + 0,8 \times Tr$	753,28	110,40
	Quasi-permanente	G	568,74	70,03

6.4. CONCLUSION

La comparaison entre les résultats obtenus manuellement en utilisant les lignes d’influence et la méthode de Guyon Massonnet et ceux obtenus par le logiciel ROBOT, indique qu’il y’a une faible différence entre les deux méthodes. En effet, la combinaison la plus défavorable est la même pour les deux types de calcul ($1.35 G + 1.45 \varnothing \times (UIC71,2v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$) et la poutre qui donne le moment le plus grand est la même que la méthode manuelle c’est-à-dire à $y=1,55m$ du centre de la dalle. Pour cette raison, la méthode de Guyon Massonnet est toujours applicable pour ce type de viaduc.

Chapitre 07 : Etude de la précontrainte

7.1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau qui présente une très bonne résistance à la compression, mais il a une faible résistance à la traction. En 1928 Eugène Freyssinet eut une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint, ce dernier est utilisé dans les ouvrages d'art et les bâtiments de dimensions importantes. L'objectif de ce chapitre est de faire l'étude de la précontrainte, détermination du nombre des câbles et leur tracé, calcul des pertes et la vérification des contraintes normales et tangentielles.

7.2. PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE

Le principe de la précontrainte consiste à produire des contraintes de compression dans les zones tendues de la poutre afin de limiter les contraintes de traction. (11) (16)

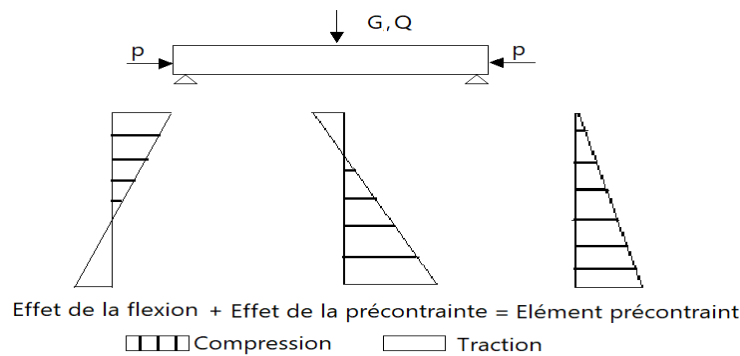


Figure 7. 1 : Principe de la précontrainte

Cette précontrainte peut être :

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

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

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

7.3. PRECONTRAINTE PAR POST TENSION

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

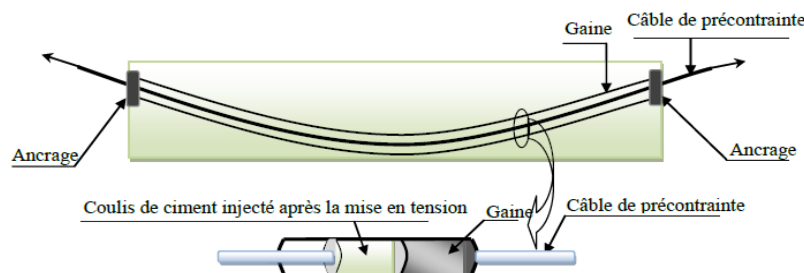


Figure 7. 2 : Précontrainte par post-tension

7.4. PROCÉDE DE PRECONTRAINTE PAR POST TENSION

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

- Nettoyage des moules.
- Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules.
- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines).
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place des plaques d'appui (plaques d'ancrages).
- Enfilage des câbles et blocage aux extrémités dans les plaques.
- Coulage du béton, vibration du béton et lissage de la partie supérieure.
- Durcissement du béton et décoffrage après atteindre la résistance minimum spécifiée par l'entreprise pour autoriser la mise en tension.
- Mise en tension et blocage des câbles qui se fait par différents systèmes de cale sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment, 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. Le rôle de cette injection est double :
 - Le ciment protège tout d'abord l'acier vis-à-vis la corrosion.
 - Améliorer le comportement des pièces fléchies ou tendue vis à vis de la fissuration.
- Découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués.
- Manutention et stockage.

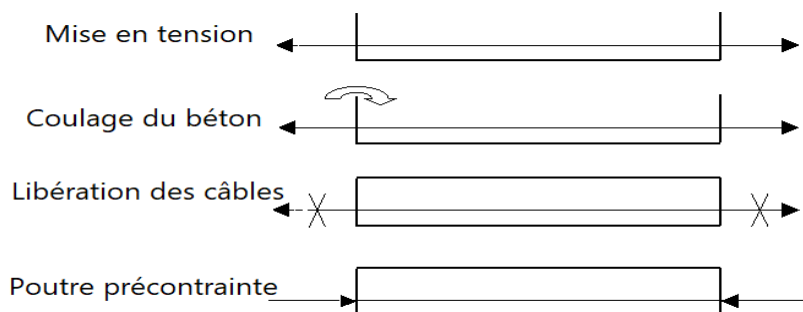


Figure 7. 3 : Procédé de précontrainte par post-tension

On distingue principalement, deux types d'ancrage :

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

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

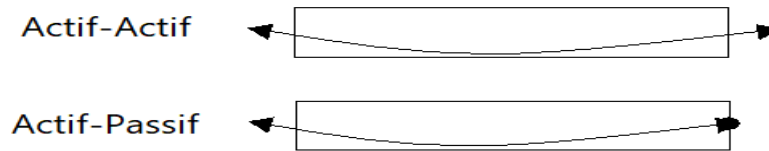


Figure 7.4 : Procédé de mise en tension

7.5. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

D’après les résultats du chapitre 2 :

Tableau 7.1 : Modules de déformation instantanée du béton à j=7 et j=28

Phase	7 jours	≥ 28 jours
f_{cj}	26,49	40
E_{ij}	32790,93	37619,47

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée à ELS, avec un moment (d’après le chapitre 5)

- $M_{max} = 1077,19 \text{ t.m}$
- $M_{min} = 641,59 \text{ t.m}$

Tableau 7.2 : Caractéristiques géométriques de la section à mi travée

Sections	$B_{nette} (m^2)$	$I_G (m^4)$	V (m)	V' (m)	ρ (%)	h (cm)
Poutre seule	0,57523	0,203	0,804	0,896	48,90	170
Poutre+ hourdis	0,94335	0,388	0,691	1,259	47,25	195

L’enrobage : $d \leq \frac{h}{10} \rightarrow d \leq \frac{170}{10} = 17\text{cm}$ on prend : $d = 16\text{cm}$

7.5.1. Contraintes limites

- La contrainte de traction du béton est :
 - On section d’enrobage : $\sigma_{bt1} = -f_{t28} = -(0,6 + 0,06f_{c28}) = -3 \text{ MPa}$
 - Hors section d’enrobage : $\sigma_{bt2} = -1,5f_{c28} = -4,5 \text{ MPa}$
- La contrainte de compression du béton est : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$

7.5.2. Valeur minimale de précontrainte

Nous avons deux forces de précontrainte P_1 qui représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d’enrobage), et P_2 qui représente la section sur critique (cas où fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d’enrobage). (9)

Ainsi la valeur minimale de la précontrainte est : $P_{min} = \text{Sup} (P_1, P_{II})$

- **Section sous critique :**

$$P_1 = \frac{B_{nette}}{h} \times (\sigma_{ti} \times V + \sigma_{ts} \times V') + \frac{M_M - M_m}{\rho \times h} = 468,97 \text{ t}$$

- **Section sur-critique :**

$$P_2 = \frac{M_M + (\rho \times B_{nette} \times V \times \sigma_{ti})}{C + V' - t'} = 690,87 \text{ t}$$

$$P_{\min} = \text{Sup}(P_I, P_{II}) = P_{II} = 690,87 \text{ t}$$

Donc la section est sur-critique.

$$\text{Alors : } e_0 = -(V' - d') = -1,099 \text{ m}$$

7.5.3. Calcul du nombre de câbles

A. Tension à l'origine

Pour la précontrainte par post-tension, la précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante : $P_0 = (0,8f_{prg}; 0,9f_{peg})$

Ainsi la valeur maximale de la tension à l'origine : $\sigma_{p_0} = \min\{0,8f_{prg}; 0,9f_{peg}\} = 1440 \text{ MPa}$

B. Effort à l'origine

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

$$P_0 = 1800 \times 1440 \times 10^{-4} = 259,2 \text{ t}$$

C. Nombre des câbles

Pour déterminer le nombre de câble, on doit estimer les pertes totales à 25%

$$P = P_0 - \Delta P \rightarrow P = 0,75P_0 = P_{\min}$$

$$P_0 = \frac{P_{\min}}{0,75} = 921,16 \text{ t}$$

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

$$n > \frac{P_0}{A_p \times \sigma_{p_0}}$$

Avec : n = nombre de câble

$$n > \frac{921,16 \times 10^4}{1800 \times 1440} = 3,55$$

$$n = 4 \quad \text{Donc, on prend 4 câbles de 12T15}$$

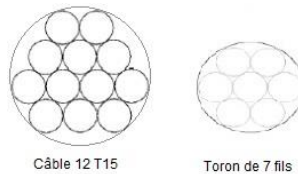


Figure 7. 5 : Schéma du câble 12T15

7.5.4. Vérification de la borne supérieure de précontrainte

Nous vérifions que P_0 n'est pas excessive afin d'éviter le surplus de câbles. La valeur de la précontrainte minimale est donnée par l'expression suivante :

$$P_0 \times n \leq \sigma_{bc} \times B - \frac{\Delta M}{\rho \cdot h}$$

$$2,592 \times 4 \leq 24 \times 0,9434 - \frac{4,3560}{0,4725 \times 1,95} \rightarrow 10,37 \text{ MN} \leq 17,91 \text{ MN}$$

L'inégalité est vérifiée, donc P_0 n'est pas excessive.

7.5.5. Détermination du nombre des câbles à l'about

Les câbles à l'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle, les pertes instantanées sont estimées à 10% de P_0

➤ Fibre supérieure, FS : $\sigma_{t,ad} > \sigma_m = -1,5 f_{t28} = -4,5 \text{ MPa}$

➤ Fibre inférieure, FI : $\sigma_{c,ad} \leq \sigma_M = 0,6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$

$$\sigma_{P1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_j$$

$$N = 1,02 \times P_0 - 0,8 \times 0,1 \times P_0 = 0,94 \times P_0$$

$$\sigma_s = \frac{Mg \times V}{I_n} + n \times N \times \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p \times V}{I_n} \right) \geq \sigma_{t,ad}$$

$$\sigma_i = n \times N \times \left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_p \times V'}{I_n} \right) - \frac{Mg \times V'}{I_n} \leq \sigma_{c,ad}$$

$$n \leq \frac{\sigma_{t,ad} - \frac{Mg \times V}{I_n}}{0,94 \times P_0 \times \left(\frac{1}{B_n} + \frac{e_p \times V}{I_n} \right)}$$

$$n \leq \frac{\sigma_{c,ad} + \frac{Mg \times V'}{I_n}}{0,94 \times P_0 \times \left(\frac{1}{B_n} - \frac{e_p \times V'}{I_n} \right)}$$

$$n \leq \frac{-4,5 - \frac{240,52 \times 0,804 \times 10^{-2}}{0,203}}{0,94 \times 921,16 \times 10^{-2} \times \left(\frac{1}{0,575225} + \frac{-0,736 \times 0,804}{0,203} \right)} = 4,88$$

$$n \leq \frac{24 - \frac{240,52 \times 0,896 \times 10^{-2}}{0,203}}{0,94 \times 921,16 \times 10^{-2} \times \left(\frac{1}{0,575225} + \frac{-0,736 \times 0,896}{0,203} \right)} = 2,85$$

NB : On positionne deux câbles à l'about et le troisième et le quatrième câble à l'extrados.

7.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

7.6.1. Etapes de mise en tension

La vérification se fait selon les six étapes suivantes :

- **Première étape**

Après le coulage de la poutre, on veut que le moule ne soit pas immobilisé pour longtemps donc on veut décoffrer le plutôt possible, on est limité par la résistance du béton qui est en fonction du temps, on utilise les caractéristiques géométriques de la section à mi travée seule.

- Après le 7^{ème} jour, la mise en tension est à 50 %.
- Pertes considérées sont de 10 %.
- $f_{c7} = 26,49$ MPa
- $\sigma_{max} = 15,89$ MPa ($\bar{\sigma}_c = 0,6 f_{cj}$) en construction.

- **Deuxième étape**

- La mise en tension des câbles est à 100 % au 28^{ème} jour.
- Les pertes considérées sont de 20 %.
- $f_{c28} = 40$ MPa $\rightarrow \bar{\sigma}_c = 24$ MPa ($\sigma_{max} = 0,6 f_{cj}$)

- **Troisième étape**

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place au 30^{ème} jour, les efforts considérés dans cette phase :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis couler sur place.
- Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

- **Quatrième étape**

Tablier à vide (poutres + hourdis).

- La mise en tension du 3^{ème} et 4^{ème} câble est faite à 100 % au 56^{ème}.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- $f_{cj} = 40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{\max} = 24 \text{ MPa}$, on utilise la combinaison quasi permanente.

- **Cinquième étape**

On met le complément de charge prenante « CCP » (Ballast, corniche...).

- Efforts dus à la quatrième phase.
- $f_{cj} = 40 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{\max} = 24 \text{ MPa}$, on utilise la combinaison fréquente.

- **Sixième étape**

L'ouvrage est en service, les efforts considérés dans cette phase :

- Efforts dus à la cinquième phase.
- $\sigma_{\max} = 16,80 \text{ MPa}$ ($\sigma_{\max} = 0,42 f_{cj}$) on utilise la combinaison la plus défavorable à l'ELS.

7.6.2. Vérification des contraintes

❖ Pour les cinq premières phases :

$$\sigma_s = \frac{N}{B_n} + \frac{M_{\min} V}{I_n} + \frac{N \times e_p \times V}{I_n} \geq \sigma_{t,ad}$$

$$\sigma_i = \frac{N}{B_n} + \frac{M_{\min} V'}{I_n} + \frac{N \times e_p \times V'}{I_n} \leq \sigma_{c,ad}$$

❖ Pour la 6^{ème} phase :

$$\sigma_s = \frac{N}{B_n} + \frac{M_{\max} V}{I_n} + \frac{N \times e_p \times V}{I_n} \leq \sigma_{c,ad}$$

$$\sigma_i = \frac{N}{B_n} + \frac{M_{\max} V'}{I_n} + \frac{N \times e_p \times V'}{I_n} \geq \sigma_{t,ad}$$

Telles que : σ : contrainte supérieure (σ_{sup}) ou contrainte inférieure (σ_{inf}) selon V et V'.

N : effort de la précontrainte (N = nombres de câbles x F).

Mg : moment dû au poids propre.

$\sigma_{c,ad}$; $\sigma_{t,ad}$: contraintes de compression et de traction admissible.

Ainsi on trouve les résultats suivants :

Tableau 7. 3 : Vérification des contraintes maximales en chaque étape d'exécution

Désignation	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5	Etape 6
F (t)	116,64	207,36	207,36	194,4	194,4	194,4
M_p (t.m)	-171,75	-305,33	-305,33	-854,32	-854,32	-854,32
N (t)	233,28	414,72	414,72	777,6	777,6	777,6
M_G (t.m)	240,52	240,52	379,72	379,72	641,59	1077,19
V(m)	0,804	0,804	0,804	0,691	0,691	0,691
V'(m)	0,896	0,896	0,896	1,259	1,259	1,259
e₀ (m)	-0,736	-0,736	-0,736	-1,099	-1,099	-1,099
I_n (m⁴)	0,20264	0,20264	0,20264	0,38790	0,38790	0,38790
B_n (m²)	0,5752	0,5752	0,5752	0,9434	0,9434	0,9434
σ_{sup} (MPa)	6,78	4,64	10,16	-0,22	4,45	12,22
σ_{inf} (MPa)	1,01	10,08	3,92	23,64	15,15	1,01
σ_t (MPa)	15,89	24,00	24,00	24,00	24,00	16,80
σ_c (MPa)	-3,28	-4,50	-4,50	-4,50	-4,50	-3,00
Observations	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ Exemple de calcul

Pour la 1^{ère} étape : (Mise en tension à 50%).

On suppose que la perte de la précontrainte est de 10%, la section considérée est celle de la poutre seule à mi-travée.

$$M_G = 240,52 \text{ t.m}$$

$$F_1 = F_2 = F_3 = 259,2 \times 0,5 \times 0,9 = 116,64 \text{ t}$$

$$e_0 = -(V' - d_i) = -(0,896 - 0,16) = -0,736 \text{ m}$$

$$N = n \times F = 2 \times 116,64 = 233,28 \text{ t}$$

$$M_p = N \times e_0 = -171,75 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{sup} = \left(\frac{233,28}{0,575} + \frac{240,52 \times 0,804}{0,2026} + \frac{-171,75 \times 0,804}{0,2026} \right) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{sup} = 6,78 \text{ MPa} > -2,99 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\sigma_{inf} = \left(\frac{233,28}{0,575} - \frac{240,52 \times 0,896}{0,2026} - \frac{-171,75 \times 0,896}{0,2026} \right) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{inf} = 1,01 \text{ MPa} < 13,91 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

7.7. DISPOSITIONS ET TRACE DES CABLES

Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivi d'une déviation verticale, souvent parabolique. Les câbles dans la section médiane (section la plus sollicitée) sont regroupés dans le talon à un excentrement maximal. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

7.7.1. Disposition des câbles à l'about

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about, nous avons une seule file d'ancrage à l'about, deux (02) câbles disposés verticalement. La force à l'ancrage lors de la mise en tension pour chaque câble est :

$$P = \frac{1800 \times 1440 \times 10^{-3}}{2} = \frac{259,2}{2} = 129,6t$$

D'après les conditions fixées par le document SETRA :

$$d \geq 16,5\text{cm} ; a' \geq 28\text{cm} ; d' \geq 16,5\text{cm}$$

Poutre seule à la section d'about sans hourdis $V' = 90\text{cm}$

$$M_{\text{Fibre inférieure}} = (P_1 + P_2) \times V' = P \times d + P \times (a' + d)$$

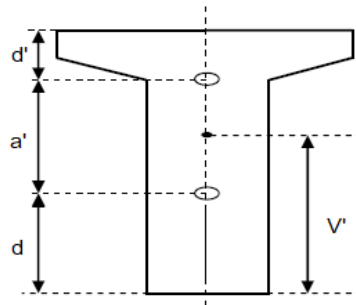


Figure 7. 6 : Disposition des câbles à la section d'about

$$P_1 = P_2 = P = 129,6t$$

On suppose $a' = 42\text{ cm}$

$$d = \frac{2 \times V' - a'}{2} = \frac{2 \times 90 - 42}{2} = 69\text{ cm}$$

$$d' = 170 - 69 - 42 = 59\text{cm}$$

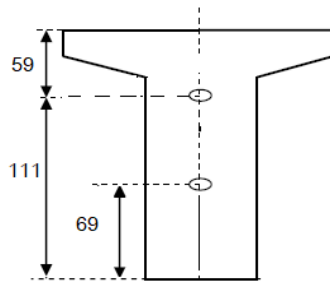


Figure 7.7 : Disposition des câbles à la section d'about

7.7.2. Disposition constructive des câbles à mi-travée

Les câbles de précontrainte doivent être disposés dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts et permettre un bétonnage correct et éviter un affaiblissement des éléments constructifs de la structure.

En section courante l'espacement des conduites (e_h : horizontal, e_v : vertical).

P : nombre de conduites accolées verticalement.

q : nombre de conduite accolées horizontalement.

Où les paquets de conduites doivent satisfaire aux conditions suivantes :

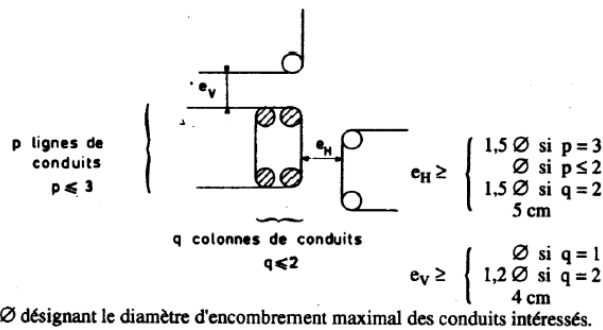
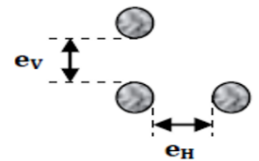


Figure 7.8 : Espacement entre les conduites

Vu qu'on n'optera pas pour des paquets d'appuis ($p=1, q=1$) donc :

- **Sens horizontal** : $e_h = 15 \text{ cm} \geq \Phi = 8 \text{ cm}$
- **Sens vertical** : $e_v = 8 \text{ cm} \geq \Phi$

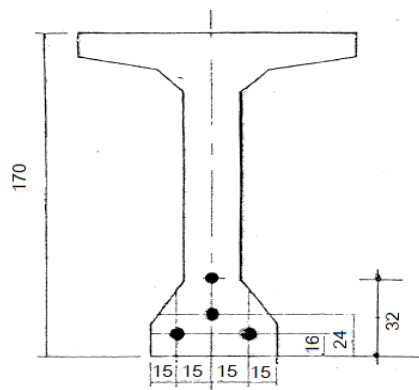


Figure 7.9 : Disposition des câbles à mi-travée

7.7.3. Tracé des câbles

Il y a plusieurs théories pour déterminer le tracé en long de câble, on utilise la théorie simplifiée qui admet deux conditions :

- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinale) est faible.
- Le tracé d'un câble de précontrainte non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation est : $Y(X) = a.X^2 + b.X + c$

A. Tracé des câbles sortants de l'about (intrados)

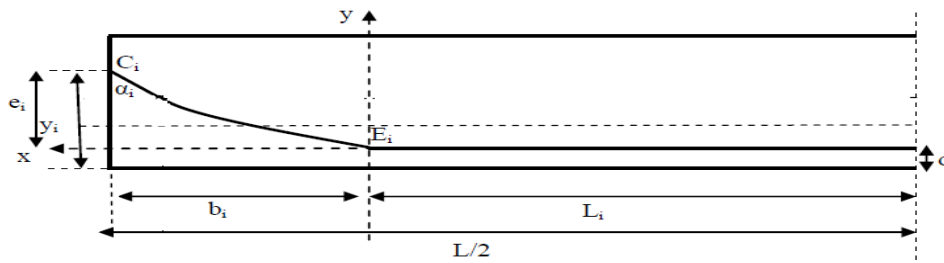


Figure 7. 10 : Tracé des câbles à l'intrados

▪ Pour le câble N1

$L_i = 5,5 \text{ m}$

$b_i = 16,7 - 5,5 = 11,2 \text{ m}$

$Y(X) = a X^2 + b X + c$

$Y'(X) = 2a X + b = \tan(\alpha)$

$Y(0) = c = d = 0,69$

$Y(11,2) = d_i = 0,16 = a (11,2)^2 + b (11,2) + 0,69$

$Y'(11,2) = 0 = 2a (11,2) + b$

Donc : $c = 0,69 ; b = -0,0946 ; a = 0,0042$

$Y(X) = 0,0042X^2 - 0,0946X + 0,69$

Tableau 7. 4 : Tracé du câble 1

X	Y	tan(α)	α (rad)	α (grad)	sin (α)	cos (α)
0	0,69	-0,095	0,094	6,007	0,094	0,996
0,5	0,643734853	-0,090	0,090	5,741	0,090	0,996
2	0,517614796	-0,078	0,078	4,939	0,078	0,997
4	0,379030612	-0,061	0,061	3,869	0,061	0,998
7	0,23453125	-0,035	0,035	2,258	0,035	0,999
8,35	0,194318599	-0,024	0,024	1,533	0,024	1,000
11,2	0,16	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

▪ Pour le câble N2

$L_i = 5,5 \text{ m}$

Donc : $c = 1,11 ; b = -0,1696 ; a = 0,0076$

$$Y(X) = 0,0076X^2 - 0,1696X + 1,11$$

Tableau 7. 5 : Tracé du câble 2

X	Y	tan(α)	α (rad)	α (grad)	sin (α)	cos (α)
0	1,11	-0,170	0,168	10,698	0,167	0,986
2	0,801007653	-0,139	0,138	8,815	0,138	0,990
1,05	0,940224609	-0,154	0,153	9,711	0,152	0,988
4	0,552602041	-0,109	0,109	6,915	0,108	0,994
7	0,29359375	-0,064	0,064	4,044	0,063	0,998
8,35	0,221514469	-0,043	0,043	2,746	0,043	0,999
11,2	0,16	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

B. Tracé des câbles sortant à l'extrados

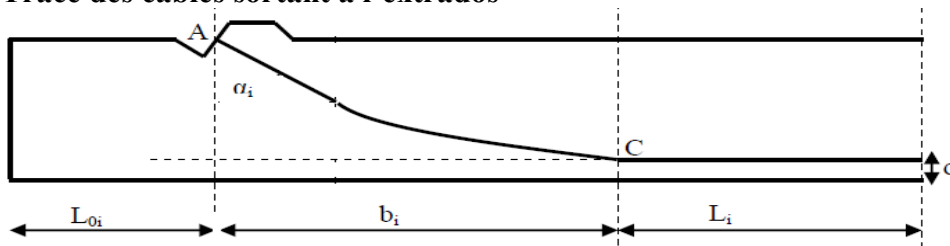


Figure 7. 11 : Trace des câbles à l'intrados

• **Pour le câble N3**

$$L_{0i} = 1,75 \text{ m} ; L_i = 5,5 \text{ m}$$

$$b_i = 16,7 - 5,5 - 1,75 = 9,45 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } c = 1,7 ; b = -0,3090 ; a = 0,0163$$

$$Y(X) = 0,0163X^2 - 0,3090X + 1,7$$

Tableau 7. 6 : Tracé du câble 3

X	Y	tan(α)	α (rad)	α (grad)	sin (α)	cos (α)
0	1,7	-0,309	0,300	19,079	0,295	0,955
0,5	1,549589877	-0,293	0,285	18,124	0,281	0,960
1,05	1,393580247	-0,275	0,268	17,065	0,265	0,964
3	0,920156211	-0,211	0,208	13,232	0,206	0,978
4	0,725603986	-0,178	0,176	11,227	0,175	0,984
6,6	0,372794155	-0,093	0,093	5,916	0,093	0,996
9,45	0,24	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

• **Pour le câble N4 :**

$$L_{0i} = 4,3\text{m} ; L_i = 5,5 \text{ m}$$

$$b_i = 16,7 - 5,5 - 4,3 = 6,9 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } c = 1,7; b = -0,4 ; a = 0,0290$$

$$Y(X) = 0,0290X^2 - 0,4X + 1,7$$

Tableau 7. 7 : Tracé du câble 4

X	Y	tan(α)	α (rad)	α (grad)	sin (α)	cos (α)
0	1,7	-0,400	0,381	24,224	0,371	0,928
0,5	1,507246377	-0,371	0,355	22,617	0,348	0,938
2	1,015942029	-0,284	0,277	17,620	0,273	0,962
4,05	0,555434783	-0,165	0,164	10,424	0,163	0,987
6,9	0,32	0,000	0,000	0,000	0,000	1,000

Tableau 7. 8 : Tableau récapitulatif du traçage des câbles

Nbr des câbles	e _i (cm)	d'(cm)	α _i (g)	b _i (m)	L _i (m)
1	53	69	6,007	11,2	5,5
2	95	111	10,698	11,2	5,5
3	146	170	19,079	9,45	5,5
4	138	170	24,224	6,9	5,5

7.7.4. Longueur totale du câble

$$L_t = 2 \times (L_c + L_i)$$

L_c : Longueur du tronçon parabolique, et donnée par la formule ci-après.

$$L_c = \frac{1}{4 \times a_i} \times \left[\ln \left(2 a_i b_i + \sqrt{1 + (2 a_i b_i)^2} \right) + 2 a_i b_i \times \sqrt{1 + (2 a_i b_i)^2} \right]$$

Tableau 7. 9 : Longueur totales des câbles de précontraintes

Nbr des câbles	L _c (m)	L _i (m)	L _t (m)
1	11,22	5,50	33,43
2	11,25	5,50	33,51
3	9,60	5,50	30,20
4	7,08	5,50	25,16

7.7.5. Caractéristiques géométriques des sections nettes

Ayant déterminé le tracé des câbles, il nous reste à vérifier que le tracé est adéquat.

A. Câble moyen fictif

L'ensemble des forces de précontrainte appliquées dans une section de béton précontraint peut être remplacée par leur résultante « P » appliquée en un point « E » de la section.

L'ensemble des câbles peut être assimilé à un câble unique passant au point E tangent à la ligne d'action de « P », le lieu de tous les points (M) le long de la poutre donne le tracé du câble dit « câble moyen fictif équivalent ».

Appelons Zi la distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Zi =yi) :

$$\sum M_{/fibre\ inf} = N \times Z \rightarrow \sum Z_i \times P_i \times \cos(\alpha_i) = N \times Z$$

$$Z = \frac{\sum Z_i \times \cos(\alpha_i)}{\sum \cos(\alpha_i)}$$

Soit P_i la force de la précontrainte d'un câble :

$$V = \sum P_i \times \sin(\alpha_i) = P \times \sum \sin(\alpha_i)$$

$$N = \sum P_i \times \cos(\alpha_i) = P \times \sum \cos(\alpha_i)$$

Tableau 7. 10 : Distances du point d'application à la fibre inférieure

Nbr des câbles	X= 0L	
	N°01	N°02
α_i (g)	6,007	10,698
α_i (°)	5,407	9,628
Y_i (cm)	69	111
$\text{Cos}(\alpha_i)$ (°)	0,995551226	0,985913955
Z(cm)	89,90	

Nbr des câbles	X= 0,25L			
	N°01	N°02	N°03	N°04
α_i (g)	1,533	2,746	5,916	10,424
α_i (°)	1,380	2,472	5,324	9,382
Y_i (cm)	19,43	22,15	37,28	55,54
$\text{Cos}(\alpha_i)$ (°)	0,999710125	0,999069559	0,995685991	0,986624807
Z(cm)	33,528			

Nbr des câbles	X= 0,5L			
	N°01	N°02	N°03	N°04
α_i (g)	0	0	0	0
α_i (°)	0	0	0	0
Y_i (cm)	16	16	24	32
$\text{Cos}(\alpha_i)$ (°)	1	1	1	1
Z(cm)	22			

B. Sections nettes

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques des sections nettes, en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B = n \times \frac{\pi}{4} \times \phi_g^2$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \times \pi \times \phi_g^4}{64} + \frac{\pi \times \phi_g^2}{4} \sum Z_i^2$$

$$I_g = I_g^{(\Delta)} + B \times V'^2$$

$$S_{(\Delta)} = \sum B \times Z_i \text{ (Pour les trous des gaines)}$$

Avec : $\phi_g = 8 \text{ cm}$

2 câbles donc $S_{\text{gaine}} = 100,53\text{cm}^2$

4 câbles donc $S_{\text{gaine}} = 201,06\text{cm}^2$

Tableau 7. 11 : Sections nettes de la poutre

X=0m						
Nbr des câbles	Poutre seule			Poutre+ hourdis		
	Section brute	Gaines	Section nette	Section brute	Gaines	Section nette
B(cm²)	10900,00	100,53	10799,47	14775,00	100,53	14674,47
Z(cm)	/	89,90	/	/	89,90	/
S_(Δ)(cm³)	981066,67	9037,52	972029,15	1688254,17	9037,52	1679216,65
I_g(cm⁴)	116859333,33	859037,10	116000296,24	246122875	859037,10	245263837,90

X=0,25L						
Nbr des câbles	Poutre seule			Poutre+ hourdis		
	Section brute	Gaines	Section nette	Section brute	Gaines	Section nette
B(cm²)	6055,00	201,06	5853,94	9930,00	201,06	9728,94
Z(cm)	/	33,53	/	/	33,53	/
S_(Δ)(cm³)	542661,67	6741,11	535920,55	1249849,17	6741,11	1243108,05
I_g(cm⁴)	71150035,83	269378,58	70880657,25	200413577,5	269378,58	200144198,92

X=0,5L						
Nbr des câbles	Poutre seule			Poutre+ hourdis		
	Section brute	Gaines	Section nette	Section brute	Gaines	Section nette
B(cm²)	6055,00	201,06	5853,94	9930,00	201,06	9728,94
Z(cm)	/	22,00	/	/	22,00	/
S_(Δ)(cm³)	542661,67	4423,36	538238,30	1249849,17	4423,36	1245425,80
I_g(cm⁴)	71150035,83	106964,95	71043070,89	200413577,5	106964,95	200306612,55

C. Caractéristiques géométriques des sections nettes

$$V' = \frac{S^{(\Delta)}}{B} ; V = h - V' ; I_g^{(\Delta)} = I_g - B \times V'^2 ; \rho = \frac{I_g}{B \cdot V' \cdot V} ; e_p = Z - V'$$

Tableau 7. 12 : Caractéristiques géométriques des sections nettes

Sections		B(cm ²)	V'(cm)	V(cm)	I _g ^(Δ) (cm ⁴)	ρ(%)	e _p (cm)
Section d'appui X=0	P seule	10799,47	90,01	79,99	28510748,26	36,67	-0,109
	P+ h	14674,47	114,43	80,57	53109113,69	39,26	-24,533
Section à 0,25L (8,35m) de l'appui	P seule	5853,94	91,55	78,45	21817815,38	51,89	-58,021
	P+ h	9728,94	127,77	67,23	41306963,31	49,43	-94,247
Section à L/2 (16,7m) de l'appui	P seule	5853,94	91,94	78,06	21554936,81	51,31	-69,945
	P+ h	9728,94	128,01	66,99	40876526,49	49,00	-106,013

D. Fuseau limite

Le fuseau limite est la zone où on doit situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Il est limité par deux courbes, il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des deux courbes. Ce domaine est donné par la formule :

$$-c' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq c - \frac{M_{\max}}{P}$$

Avec : P₀ = 259,2 t

$$P(t) = 0,75 \times P_0 \times \sum \cos(\alpha_i)$$

Tableau 7. 13 : Vérification du fuseau limite

Section (poutre + hourdis)	0L	0,25L	0,5L
I _g (cm ⁴)	53109113,69	41306963,31	40876526,49
V(cm)	80,57	67,23	66,99
V'(cm)	114,43	127,77	128,01
C(cm)	31,63	33,23	32,82
C'(cm)	44,92	63,16	62,72
ρ(%)	39,26	49,43	49,00
∑ cos(α _i)	1,981465181	3,981090482	4
P(t)	385,20	773,92	777,60
M _{min} (t.m)	0,00	284,79	379,72
M _{max} (t.m)	0,00	812,36	1077,19
-c' - $\frac{M_{\min}}{P}$ (cm)	-44,920	-99,956	-111,554
c - $\frac{M_{\max}}{P}$ (cm)	31,627	-71,737	-105,706
e _p (cm)	-24,533	-94,247	-106,013
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

7.8. CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force de précontrainte exige donc une évaluation précise de ces pertes, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

- **Pertes instantanées**
 - Pertes dues au frottement.
 - Pertes dues au recul d’ancrage.
 - Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.
- **Pertes différées**
 - Pertes dues au retrait du béton.
 - Pertes dues au fluage du béton.
 - Pertes dues à la relaxation des aciers.

7.8.1. Pertes instantanées

A. Pertes par frottement

On distingue deux types de frottement :

- **Frottement en courbe** : le câble se place contre la génératrice intérieure de sa gaine lors de la mise en tension.
- **Frottement en lignes droites** : à cause des défauts de réalisation en pratique, une gaine n’est jamais rigoureusement droite, donc elle présente des courbures d’où l’existence de frottement.

La tension en un point est donnée par : $\sigma_p(x) = \sigma_{p_0} \times e^{-(f \times \alpha + \varphi \times Lx)}$

Avec :

σ_{p_0} : Tension à l’origine

f : Coefficient de frottement en courbe (rad⁻¹)

φ : Coefficient de frottement en ligne (m⁻¹)

α : Fonction de « x », désigne la somme des déviations angulaires arithmétiques entre le point d’origine et le point d’abscisse x.

La perte par frottement est donc : $\Delta\sigma_{pf} = \sigma_{p_0} - \sigma_p(x)$

Tableau 7. 14 : Déviations angulaires des câbles de précontrainte

Câbles	α_i (rad)		
	0L	0,25L	0,5L
Câble 1	0,000	0,070	0,094
Câble 2	0,000	0,125	0,168
Câble 3	/	0,207	0,300
Câble 4	/	0,217	0,381

Tableau 7. 15 : Longueurs des câbles de précontrainte

Câbles	L_x (m)		
	0L	0,25L	0,5L
Câble 1	0,00	8,36	16,72
Câble 2	0,00	8,38	16,75
Câble 3	/	7,55	15,10
Câble 4	/	6,29	12,58

Tableau 7. 16 : Pertes dues au frottement

Nbr des câbles	$\Delta\sigma_{pf}$ (MPa)		
	0L	0,25L	0,5L
1	0,00	41,67	70,80
2	0,00	55,41	88,94
3	/	73,40	116,20
4	/	72,42	128,73
Valeur moyenne pour les 2 câbles	0,00	48,54	79,87
Valeur moyenne pour les 2 câbles à l'extrados	/	72,91	122,47

❖ Exemple de calcul : à $x = L/2$ pour le câble n°1 :

$$\alpha = 0,094 - 0 = 0,094 \text{ gr}$$

$$L_x = 16,72 \text{ m}$$

$$\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

$$f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$$

$$\sigma_p(16,7) = 1440 \times e^{-(0,18 \times 0,094 + 0,002 \times 16,72)} = 1369,2 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pf} = \sigma_{p_0} - \sigma_p(16,7) = 70,8 \text{ MPa}$$

B. Pertes par recul d'ancrage

Après la mise en tension on bloque les armatures, un glissement assez large se fait sentir avant blocage définitif, les glissements entraînent un raccourcissement du câble et par conséquence une chute de tension, la perte de tension n'affecte qu'une partie de la longueur du câble sont influent diminue jusqu'à une distance (λ) de l'ancrage ou elle s'annule.

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p_0} \times \left(\frac{f \times \alpha}{L} + \varphi\right)}}$$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage : $g = 6\text{mm}$.

E_p : Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 190000\text{Mpa}$.

L : longueur du câble en (m).

σ_{p_0} : tension à l'origine.

f, φ : Coefficients de frottement.

α : angle d'inclinaison du câble en (rd).

$$\Delta\sigma' = 2 \times \sigma_{p_0} \times \left(\frac{f \times \alpha}{L} + \varphi\right) \times \lambda$$

$$\Delta\sigma_g = \Delta\sigma' \times \left(1 - \frac{x}{\lambda}\right)$$

- Si $\lambda \leq \frac{L}{2}$ → il faut tirer le câble des deux extrémités afin d’obtenir une tension plus élevée.
- Si $\lambda > \frac{L}{2}$ → il faut tirer le câble d’une seule extrémité pour obtenir des tensions plus élevées (L’influence de glissement dépasse le mi travée de la poutre).
 - ❖ **Exemple :** Pour $x = L/2$

Tableau 7. 17 : Calcul de la distance (λ) à $x = 0,5L$

Nbr des câbles	L_t (m)	α_i (rad)	$\frac{f \times \alpha}{L} + \varphi$ (m ⁻¹) ($\times 10^{-3}$)	λ (m)	$\Delta\sigma'$ (MPa)
1	33,43	0,094	2,508	17,77	128,33
2	33,51	0,168	2,903	16,51	138,06
3	30,20	0,300	3,786	14,46	157,68
4	25,16	0,381	4,722	12,95	176,09

Remarque : Pour les câbles de la 1^{ère} famille $\lambda > \frac{L}{2}$ on tire d’un seule coté, pour les câbles de la 2^{ème} famille $\lambda < \frac{L}{2}$ on tire des deux côtés.

Tableau 7. 18 : Pertes par recul d’ancrage

Nbr des câbles	$\Delta\sigma_g$ (MPa)		
	0L	0,25L	0,5L
1	114,60	67,77	7,70
2	114,60	68,20	0,00
3	/	67,96	0,00
4	/	67,31	0,00
Valeur moyenne pour les 2 câbles à l’about	114,60	67,99	3,85
Valeur moyenne pour les 2 câbles à l’extrados	/	67,63	0,00

Remarque : Pour la section à 0,5L le résultat trouvé pour les câbles de la 2^{ème} famille est négatif ($\lambda < \frac{L}{2}$) ce qui signifie que les pertes ne sont plus ressenties à une telle distance. Cela explique pourquoi on a pris $\Delta\sigma_g = 0$

C. Pertes par raccourcissement instantané du béton

Lorsque, dans un même élément plusieurs câbles sont tendus successivement le raccourcissement instantané du béton s’effectue au fur et à mesure de la tension du j^{ème} câble provoque un raccourcissement du béton au droit des autres câbles tendus auparavant, ce qui entraîne une diminution de leur force de précontrainte.

La mise en tension des câbles se fera en deux familles : 1^{ère} famille constituée de 2 câbles ancrés à l’about et 2^{ème} famille constituée de 2 câbles, ces câbles débouchant en extradados.

a. Pertes de la 1^{ère} famille des câbles

- **Sous l’effet d’elles-mêmes**

Chaque câble de la première famille subit une perte moyenne due au non simultanée de la mise en tension (raccourcissement élastique), la perte est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{n-1}{2 \times n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bn} \tag{1}$$

n : le nombre des câbles de la 1^{ère} famille.

σ_{bn} : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte.

$$\sigma_{bn} = \frac{Mg \times e_p}{I_n} + n \times A_p \times \frac{\sigma_p(x)}{B_n} \times \left(1 + \frac{B_n \times e_p^2}{I_n} \right) \tag{2}$$

A_p : Section du câble : $A_p = 1800\text{mm}^2$ pour 12T15.

I_n, B : moment d'inertie et aire de la section nette (poutre seule).

Mg : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre seule.

e_p : Excentricité du câble équivalent dans la section considérée.

$\sigma_p(x)$: Contrainte normale du câble après toutes les pertes instantanées.

$$\sigma_{p1}(x) = \sigma_{p0}(x) - (\Delta\sigma_{f1}(x) + \Delta\sigma_{g1}(x)) \tag{3}$$

De (3), (2) et (1) on trouve :

$$\Delta\sigma_{rac1} = \frac{n-1}{2 \times n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \left[\frac{Mg \times e_p}{I_n} + n \times A_p \times \frac{\sigma_{p0}(x) - (\Delta\sigma_{f1}(x) + \Delta\sigma_{g1}(x))}{B_n} \times \left(1 + \frac{B_n \times e_p^2}{I_n} \right) \right]$$

Tableau 7. 19 : Pertes de la 1^{ère} famille des câbles sous l'effet d'elles-mêmes

Nbr des câbles	$\Delta\sigma_{rac}(\text{MPa})$		
	0L	0,25L	0,5L
$B_n(\text{cm}^2)$	10799,47	5853,94	5853,94
$I_n(\text{cm}^4)$	28510748,26	21817815,38	21554936,81
$Mg(\text{t.m})$	0,00	180,39	240,52
$e_p(\text{cm})$	-0,109	-58,021	-69,945
$\Delta\sigma_f(\text{MPa})$	0,00	48,54	79,87
$\Delta\sigma_g(\text{MPa})$	114,60	67,99	3,85
$\Delta\sigma_{rac1}(\text{MPa})$	3,20	15,49	16,83
A 28 jours	5,58	13,50	14,67

• **Sous l'effet de la 2^{ème} famille**

La mise en tension de la 2^{ème} famille des câbles se fera après le coulage de l'hourdis, donc la section résistante est celle de la poutre avec hourdis. La perte est donnée par la formule

suivante : $\Delta\sigma_{rac} = \frac{n-1}{2 \times n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_{bn}$

n : nombre des câbles de la 1^{ère} famille.

$\Delta\sigma_{bn}$: variation du contrainte du béton au niveau du câble moyen de la 1^{ère} famille due à la mise en tension des câbles de la 2^{ème} famille.

I_n, B : moment d'inertie et aire de la section nette (poutre avec hourdis).

Mg : moment fléchissant dû au (poids propre de la poutre +hourdis).

$$\Delta\sigma_{rac2} = \frac{n-1}{2 \times n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times$$

$$\left[\frac{Mg \times e_p}{I_n} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{p_0}(x) - (\Delta\sigma_{f1}(x) + \Delta\sigma_{g1}(x))}{B_n} \times \left(1 + \frac{B_n \times e_p^2}{I_n} \right) \right]$$

Tableau 7. 20: Pertes de la 1^{ère} famille des câbles sous l'effet de la 2^{ème} famille

N des câbles	$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)		
	0L	0,25L	0,5L
B_n (cm ²)	14674,47	9728,94	9728,94
I_{gn} (cm ⁴)	53109113,69	41306963,31	40876526,49
Mg (t.m)	0,00	284,79	379,72
e_p (cm)	-24,533	-94,247	-106,013
$\Delta\sigma_f$ (MPa)	0,00	48,54	79,87
$\Delta\sigma_g$ (MPa)	114,60	67,99	3,85
$\Delta\sigma_{rac2}$ (MPa)	4,79	10,92	10,85

$$\Delta\sigma_{rac,famille1} = \Delta\sigma_{rac1}(7\text{jours}) + \Delta\sigma_{rac1}(28\text{jours}) + \Delta\sigma_{rac2}$$

b. Pertes de la 2^{ème} famille des câbles

- **Sous l'effet d'elles-mêmes**

n : le nombre des câbles de la 2^{ème} famille.

σ_{bn} : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte.

I_n, B : moment d'inertie et aire de la section nette (poutre avec hourdis).

Mg : moment fléchissant dû au poids propre de la poutre avec hourdis.

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{n-1}{2 \times n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times$$

$$\left[\frac{Mg \times e_p}{I_n} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{p_0}(x) - (\Delta\sigma_{f2}(x) + \Delta\sigma_{g2}(x))}{B_n} \times \left(1 + \frac{B_n \times e_p^2}{I_n} \right) \right]$$

Tableau 7. 21 : Pertes par recul d'ancrage

N des câbles	$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)		
	0L	0,25L	0,5L
B_n (cm ²)	14674,47	9728,94	9728,94
I_{g_n} (cm ⁴)	53109113,69	41306963,31	40876526,49
Mg (t.m)	0,00	284,79	379,72
e_p (cm)	-24,533	-94,247	-106,013
$\Delta\sigma_f$ (MPa)	/	72,91	122,47
$\Delta\sigma_g$ (MPa)	/	67,63	0,00
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	/	10,57	10,19

Tableau 7. 22 : Pertes par raccourcissement instantané du béton

Abscisses	Familles	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{i,moy}$ (MPa)
0L	1 ^{ère} famille	0,00	114,60	13,57	128,17	128,17
	2 ^{ème} famille	/	/	/	/	
0,25L	1 ^{ère} famille	48,54	67,99	39,91	156,44	153,77
	2 ^{ème} famille	72,91	67,63	10,57	151,11	
0,5L	1 ^{ère} famille	79,87	3,85	42,35	126,08	129,37
	2 ^{ème} famille	122,47	0,00	10,19	132,66	

7.8.2. Pertes différées

A. Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, qu'a pour conséquence de détendre les armatures, donc chute de tension. La perte de tension engendrées par le retrait est donnée par :

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

Avec :

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

$$r_m = \frac{B}{u}$$

r_m : Rayon moyen de la section du béton

B: aire de la section nette

u: périmètre de la section nette

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

$\varepsilon_r = 5 \times 10^{-4}$ en climat très sec ou désertique.

- Au 7^{ème} jour

La mise en tension à 50% des câbles de la 1^{ère} famille au 7^{ème} jour jusqu'au 28^{ème} jour, la section considérée est celle de la poutre seule.

- Pour la section d'about (x=0L)

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{10799,47}{552,64} = 19,542 \text{ cm}$$

$$t_0 = 7 \text{ jours}$$

$$r(t_7) = \frac{7}{7 + (9 \times 19,542)} = 0,0382769$$

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

$$\Delta\sigma_{r,7} = 1,9 \times 10^5 \times 5 \times 10^{-4} \times [1 - 0,0382769] = 91,36 \text{ MPa}$$

- Pour les autres sections (x=0,25L x=0,5L)

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{5853,94}{595,6} = 9,829 \text{ cm}$$

$$r(t_7) = \frac{7}{7 + (9 \times 9,829)} = 0,073328$$

$$\Delta\sigma_{r,7} = 1,9 \times 10^5 \times 5 \times 10^{-4} \times [1 - 0,073328] = 88,03 \text{ MPa}$$

- Au 56^{ème} jour :

La mise en tension des câbles à l'extrados aux 56^{ème} jours après coulage du béton, la section considérée est celle de la poutre avec hourdis.

- Pour les autres sections (x=0,25L x=0,5L)

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{9728,94}{895,56} = 10,86 \text{ cm}$$

$$r(t_{56}) = \frac{56}{56 + (9 \times 10,86)} = 0,3642513$$

$$\Delta\sigma_r = 1,9 \times 10^5 \times 5 \times 10^{-4} \times [1 - 0,3642513] = 60,40 \text{ MPa}$$

Tableau 7. 23 : Pertes dues au retrait du béton

Abscisses	Familles	Jours	$\Delta\sigma_r$ (MPa)
0L	1 ^{ère} famille	7	91,36
	2 ^{ème} famille	56	/
0,25L	1 ^{ère} famille	7	88,03
	2 ^{ème} famille	56	60,40
0,5L	1 ^{ère} famille	7	88,03
	2 ^{ème} famille	56	60,40

B. Pertes dues à la relaxation des aciers

La relaxation des aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint est un relâchement de tension à longueur constante, elle n'apparaît que pour les contraintes supérieures à 30 à 40% de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement. On distingue deux types des aciers :

- À relaxation normale, RN.
- À très basse relaxation, TBR.

Compte tenu de la faible différence de coût existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, faite choisir en général les aciers TBR, la perte de tension finale due à la relaxation est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{relax}} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left[\frac{\sigma_{\text{pi}}(x)}{f_{\text{prg}}} - \mu_0 \right] \times \sigma_{\text{pi}}(x)$$

Avec :

$\mu_0 = 0,43$ Armature TBR (très basse relaxation)

$\rho_{1000} = 2,5\%$ Valeur de la relaxation à 1000 heures

$\sigma_{\text{pi}}(x)$ Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées)

Tableau 7. 24 : Pertes dues à la relaxation des aciers

	Familles	$\Delta\sigma_{\text{inst}}$	$\sigma_{\text{pi}}(x)$	$\Delta\sigma_{\text{relax}}$
0L	1^{ère} famille	128,17	1311,83	58,80
	2^{ème} famille	/	/	/
0,25L	1^{ère} famille	156,44	1283,56	54,50
	2^{ème} famille	151,11	1288,89	55,30
0,5L	1^{ère} famille	126,08	1313,92	59,12
	2^{ème} famille	132,66	1307,34	58,11

C. Pertes dues au fluage du béton

Un béton soutenu sous charge fixe indéfiniment appliquer, sa déformabilité n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène du fluage, la perte de tension due au fluage proposé est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{fl}}(x) = \frac{E_p}{E_{\text{bij}}} \times (\sigma_b(x) + \sigma_M(x))$$

$\sigma_b(x)$ Contrainte maximale (obtenue après les pertes instantanées)

$\sigma_M(x)$ Contrainte finale (obtenue après toutes les pertes)

$$\sigma_M = \frac{Mg \times e_p}{I_n} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{\text{pi}}(x)}{B_n} \times \left(1 + \frac{B_n \times e_p^2}{I_n} \right)$$

$$\sigma_b = \frac{Mg \times e_p}{I_n} + n \times Ap \times \frac{\sigma_{\text{pi}}(x) - \Delta\sigma_{\text{pd}}(x)}{B_n} \times \left(1 + \frac{B_n \times e_p^2}{I_n} \right)$$

n: Nombre des câbles par famille.

$$\Delta\sigma_{\text{pd}}(x) = \Delta\sigma_{\text{pr}}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{\text{prelax}}(x)$$

Tableau 7. 25 : Pertes dues au fluage du béton

N des câbles	$\Delta\sigma_{\text{fluage}}(\text{MPa})$					
	0L		0,25L		0,5L	
$B_n(\text{cm}^2)$	14674,47		9728,94		9728,94	
$I_{g_n}(\text{cm}^4)$	53109113,69		41306963,31		40876526,49	
$M_g(\text{t.m})$	0,00		284,79		379,72	
$e_p(\text{cm})$	-24,533		-94,247		-106,013	
	1^{ère} famille	2^{ème} famille	1^{ère} famille	2^{ème} famille	1^{ère} famille	2^{ème} famille
$\sigma_i(\text{MPa})$	1311,83	/	1283,56	1288,89	1313,92	1307,34
$\Delta\sigma_d(\text{MPa})$	140,36	/	133,45	106,49	137,30	108,82
$\sigma_M(\text{MPa})$	3,75	/	8,19	8,25	8,02	7,93
$\sigma_b(\text{MPa})$	3,35	/	6,66	7,03	6,15	6,45
$\Delta\sigma_{\text{fluage}}$	35,89	/	75,00	77,17	71,57	72,62

D. Pertes différées totales

Les pertes différées totales sont données par la formule :

$$\Delta\sigma_{pd}(x) = \Delta\sigma_{pr}(x) + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{prelax}(x)$$

Tableau 7. 26 : Tableau récapitulatif des pertes différées totales

Abscisses	Familles	$\Delta\sigma_r(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_{relaxa}(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_{\text{fluage}}(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_d(\text{MPa})$	
0L	1^{ère} famille	91,36	58,80	35,89	186,05	186,05
	2^{ème} famille	/	/	/	/	
0,25L	1^{ère} famille	88,03	54,50	75,00	217,54	205,211
	2^{ème} famille	60,40	55,30	77,17	192,88	
0,5L	1^{ère} famille	88,03	59,12	71,57	218,72	204,93
	2^{ème} famille	60,40	58,11	72,62	191,13	

7.8.3. Pertes totales

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{pd}$$

Tableau 7. 27 : Tableau récapitulatif des pertes totales

Abscisses	Familles	$\Delta\sigma_{inst}(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_d(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_p(\text{MPa})$	$\Delta\sigma_{pmoy}(\text{MPa})$
0L	1^{ère} famille	128,17	186,05	314,21	314,21
	2^{ème} famille	/	/	/	
0,25L	1^{ère} famille	156,44	217,54	373,97	358,98
	2^{ème} famille	151,11	192,88	343,99	
0,5L	1^{ère} famille	126,08	218,72	344,80	334,29
	2^{ème} famille	132,66	191,13	323,79	

7.8.4. Pourcentage des pertes totales

$$\% \text{ des pertes} = \frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{p0}} \times 100$$

Tableau 7. 28 : Pourcentage des pertes totales

Abscisses	$\Delta\sigma_{pmoy}$ (MPa)	% des pertes
0L	314,21	21,82
0,25L	358,98	24,93
0,5L	334,29	23,21

Conclusion : L'estimation des pertes à 25% est vérifiée après le calcul, donc le nombre de câbles est bien vérifié et égal à 4 câbles de 12T15 chacun.

7.9. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

7.9.1. Introduction

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaine phase provoque des contraintes beaucoup plus importantes que celle subit par l'ouvrage en service donc on doit vérifier les contraintes dans les six phases durant lesquelles se fait la réalisation de l'ouvrage.

7.9.2. Pertes pour chaque étape

- Etape 1 : 50% $\Delta\sigma_i$ Avec : $\Delta\sigma_i$: pertes instantanées à l'about.
- Etape 2 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i$ Avec : $\Delta\sigma_d$ pertes différées de la 1^{ère} famille.
- Etape 3 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$
- Etape 4 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma = \Delta\sigma_{p1^{ère}famille} + \Delta\sigma_{i2^{ème}famille}$
- Etape 5 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{p1^{ère}famille} + \Delta\sigma_{p2^{ème}famille}$
- Etape 6 : $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{p1^{ère}famille} + \Delta\sigma_{p2^{ème}famille}$

7.9.3. Valeurs caractéristiques de la précontrainte

La précontrainte est représentée à un instant (t) par deux valeurs caractéristiques (9):

$$\sigma_{P1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_j ; \sigma_{P2} = 0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma_j$$

σ_{p0} : Tension à l'origine.

$\Delta\sigma_j$: Somme des pertes à l'âge considéré.

➤ Conditions limites des contraintes :

- Dans les cinq premières phases (phases de construction) on vérifie en fibre supérieure la contrainte de traction, et en fibre inférieure la contrainte de compression.
- Dans la 6^{ème} phase (phase de la mise en service) on vérifie en fibre supérieure la contrainte de compression, et en fibre inférieure la contrainte de traction.

7.9.4. Vérification des contraintes

$$P_1 = \sigma_{p1} \times A_p ; P_2 = \sigma_{p2} \times A_p$$

- Pour les cinq premières phases on utilise P1 (La force qui donne le cas le plus défavorable sur ces phases).

$$\sigma_s = \frac{N_1}{B_n} + \frac{M_{\min}V}{I_n} + \frac{N_1 \times e_p \times V}{I_n} \geq \sigma_{t,ad}$$

$$\sigma_i = \frac{N_1}{B_n} + \frac{M_{\min}V'}{I_n} + \frac{N_1 \times e_p \times V'}{I_n} \leq \sigma_{c,ad}$$

Avec : $N_1 = P_1 \times \sum \cos(\alpha_i)$

- Pour la 6^{ème} phase on utilise l'équation P2.

$$\sigma_s = \frac{N_2}{B_n} + \frac{M_{\max}V}{I_n} + \frac{N_2 \times e_p \times V}{I_n} \leq \sigma_{c,ad}$$

$$\sigma_i = \frac{N_2}{B_n} + \frac{M_{\max}V'}{I_n} + \frac{N_2 \times e_p \times V'}{I_n} \geq \sigma_{t,ad}$$

Avec : $N_2 = P_2 \times \sum \cos(\alpha_i)$

Tableau 7. 29 : Vérification des contraintes normales (6 phases de construction) à 0L

X= 0L						
Désignation	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5	Etape 6
M_{min} (t.m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	/
M_{max} (t.m)	/	/	/	/	/	0,00
Δσ_p(MPa)	64,08	128,17	314,21	314,21	314,21	314,21
∑ cos(α_i)	1,981465181	1,981465181	1,981465181	1,981465181	1,981465181	1,981465181
N (t)	252,79	487,30	434,21	434,21	434,21	368,84
σ_{p1}(MPa)	1417,53	1366,27	1217,43	1217,43	1217,43	1034,15
V(cm)	79,99	79,99	79,99	80,57	80,57	80,57
V'(cm)	90,01	90,01	90,01	114,43	114,43	114,43
e₀ (cm)	-0,109	-0,109	-0,109	-24,533	-24,533	-24,533
I_n (cm⁴)	28510748,26	28510748,26	28510748,26	53109113,69	53109113,69	53109113,69
B_n (cm²)	10799,47	10799,47	10799,47	14674,47	14674,47	14674,47
σ_{sup}(MPa)	2,33	4,50	4,01	1,34	1,34	1,14
σ_{inf} (MPa)	2,35	4,53	4,04	5,25	5,25	4,46
σ_{c,ad}(MPa)	15,89	24,00	24,00	24,00	24,00	16,80
σ_{t,ad}(MPa)	-3,28	-4,50	-4,50	-4,50	-4,50	-3,00
Observations	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 7. 30 : Vérification des contraintes normales (6 phases de construction) à L/4

X= 0,25L						
Désignation	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5	Etape 6
M_{min} (t.m)	180,39	180,39	284,79	318,36	484,27	/
M_{max} (t.m)	/	/	/	/	/	812,36
Δσ_p(MPa) 1^{ère} famille	78,22	156,44	373,97	373,97	373,97	373,97
Δσ_p(MPa) 2^{ème} famille	/	/	/	151,11	343,99	343,99
∑ cos (α_i) 1^{ère} famille	1,998779684	1,998779684	1,998779684	1,998779684	1,998779684	1,998779684
∑ cos (α_i) 2^{ème} famille	/	/	/	1,982310798	1,982310798	1,982310798
N (t)	252,97	483,42	420,81	901,76	846,71	702,52
σ_{p1}(MPa)	1406,23	1343,65	1169,62	1169,62	1169,62	962,43
σ_{p2}(MPa)	/	/	/	1347,91	1193,61	998,42
V(cm)	78,45	78,45	78,45	67,23	67,23	67,23
V'(cm)	91,55	91,55	91,55	127,77	127,77	127,77
e₀ (cm)	-58,021	-58,021	-58,021	-94,247	-94,247	-94,247
I_n (cm⁴)	21817815,38	21817815,38	21817815,38	41306963,31	41306963,31	41306963,31
B_n (cm)	5853,94	5853,94	5853,94	9728,94	9728,94	9728,94
σ_{sup}(MPa)	5,53	4,66	8,65	0,62	3,60	9,67
σ_{inf} (MPa)	2,91	12,46	5,48	25,71	18,41	2,57
σ_{c,ad}(MPa)	15,89	24,00	24,00	24,00	24,00	16,80
σ_{t,ad}(MPa)	-3,28	-4,50	-4,50	-4,50	-4,50	-3,00
Observations	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 7. 31 : Vérification des contraintes normales (6 phases de construction) à L/2

X= 0,5L						
Désignation	Etape 1	Etape 2	Etape 3	Etape 4	Etape 5	Etape 6
M_{min} (t.m)	240,52	240,52	379,72	424,49	641,59	/
M_{max} (t.m)	/	/	/	/	/	1077,19
Δσ_p(MPa) 1^{ère} famille	63,04	126,08	344,80	344,80	344,80	344,80
Δσ_p(MPa) 2^{ème} famille	/	/	/	132,66	323,79	323,79
∑ cos (α_i) 1^{ère} famille	2	2	2	2	2	2
∑ cos (α_i) 2^{ème} famille	/	/	/	2	2	2
N (t)	255,31	492,46	429,47	920,03	864,98	727,23
σ_{p1}(MPa)	1418,37	1367,94	1192,96	1192,96	1192,96	997,44
σ_{p2}(MPa)	/	/	/	1362,67	1209,77	1022,65
V(cm)	78,06	78,06	78,06	66,99	66,99	66,99
V'(cm)	91,94	91,94	91,94	128,01	128,01	128,01
e₀ (cm)	-69,945	-69,945	-69,945	-106,013	-106,013	-106,013
I_n (cm⁴)	21554936,81	21554936,81	21554936,81	40876526,49	40876526,49	40876526,49
B_n (cm²)	5853,94	5853,94	5853,94	9728,94	9728,94	9728,94
σ_{sup}(MPa)	6,60	4,65	10,21	0,43	4,38	12,49
σ_{inf} (MPa)	1,72	12,85	3,95	26,71	17,52	-2,12
σ_{c,ad}(MPa)	15,89	24,00	24,00	24,00	24,00	16,80
σ_{t,ad}(MPa)	-3,28	-4,50	-4,50	-4,50	-4,50	-3,00
Observations	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Remarque : On a une contrainte de compression dans la fibre inférieure qui dépasse la contrainte limite dans la quatrième étape où on tire les câbles à l'extrados à 100% ; on peut y remédier en ajoutant un contre poids qui va tendre les fibres supérieures.

❖ Exemple de calcul

➤ 1^{ère} phase : Pour $x = 0,5L$

La section à considérer est celle de la poutre seule à mi-travée.

$$M_{\min} = 240,52 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{P1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_j = 1,02 \times 1440 - 0,8 \times (0,5 \times 126,08) = 1418,37 \text{ MPa}$$

$$P_1 = \sigma_{P1} \times A_P = 255,31 \text{ t}$$

$$N_1 = 0,5 \times P_1 \times \sum \cos(\alpha_i) = 0,5 \times 255,31 \times 2 = 255,31 \text{ t}$$

$$M_{P1} = N_1 \times e_0 = 255,31 \times -69,945 \times 10^{-2} = -178,58 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \left(\frac{255,31}{5853,94 \times 10^{-4}} + \frac{240,52 \times 78,06 \times 10^6}{21554936,81} + \frac{-178,58 \times 78,06 \times 10^{-2}}{21554936,81 \times 10^{-8}} \right) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 6,60 \text{ MPa} > -3,28 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \left(\frac{255,31}{5853,94 \times 10^{-4}} + \frac{240,52 \times 91,94 \times 10^6}{21554936,81} + \frac{-178,58 \times 91,94 \times 10^{-2}}{21554936,81 \times 10^{-8}} \right) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 1,72 \text{ MPa} < 15,89 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

➤ 5^{ème} phase : Pour $x = 0,5L$

$$M_{\max} = 1077,19 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{P2,\text{famille1}} = 0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma_j = 0,98 \times 1440 - 1,2 \times 344,80 = 997,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P2,\text{famille2}} = 0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma_j = 0,98 \times 1440 - 1,2 \times 323,79 = 1022,65 \text{ MPa}$$

$$P_{2,\text{famille1}} = \sigma_{P2,\text{famille1}} \times A_P = 179,54 \text{ t}$$

$$P_{2,\text{famille2}} = \sigma_{P2,\text{famille2}} \times A_P = 184,08 \text{ t}$$

$$N_{2,\text{famille1}} = P_{2,\text{famille1}} \times \sum \cos(\alpha_i) = 359,08 \text{ t}$$

$$N_{2,\text{famille2}} = P_{2,\text{famille2}} \times \sum \cos(\alpha_i) = 368,16 \text{ t}$$

$$N = N_{2,\text{famille1}} + N_{2,\text{famille2}} = 727,23 \text{ t}$$

$$M_{P2} = N \times e_0 = -770,96 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \left(\frac{727,23}{0,972894} + \frac{1077,19 \times 66,99 \times 10^6}{40876526,49} + \frac{-770,96 \times 66,99 \times 10^6}{40876526,49} \right) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 12,49 \text{ MPa} < 16,8 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \left(\frac{727,23}{0,972894} - \frac{1077,19 \times 128,01 \times 10^6}{40876526,49} - \frac{-770,96 \times 128,01 \times 10^6}{40876526,49} \right) \times 10^{-2}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = -2,12 \text{ MPa} > -3,00 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

7.10. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

La vérification des contraintes tangentielles s’effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). Les contraintes tangentielles au niveau d’une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red}S}{b_n I}$$

V_{red} : Effort tranchant réduit.

S : Moment statique de la section au-dessus du centre de gravité.

b_n : Epaisseur nette de l’âme (cm) Avec : $b_n = b_0 - k \times n \times \emptyset$

I : Moment d’inertie de la section considérée (cm⁴).

k : Facteur qui prend la valeur de 0,5 pour gaine injectée au ciment.

n : Nombre de gaines horizontalement

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t)) \\ \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t)) \end{cases}$$

Dans notre cas $\sigma_t = 0$ donc :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x) \\ \tau^2 \leq 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0,6f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x) \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_x = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times V$$

$$\sigma_s = \frac{F_1}{B_n} + \frac{M_G V}{I_n} + \frac{F_1 \times e_p \times V}{I_n}$$

$$\sigma_i = \frac{F_1}{B_n} - \frac{M_G V'}{I_n} - \frac{F_1 \times e_p \times V'}{I_n}$$

Au niveau des appuis le moment est nul donc $M_G = 0$

σ_x : Contrainte normale au niveau du centre de gravité

$$V_{red} = V_G - V_P$$

V : effort tranchant.

$$F_1 = \% \text{ de la mise en tension} \times n \times A_p \times \sigma_i$$

$$V_P = F_1 \times \frac{\sum \sin(\alpha_i)}{n}$$

n : Nombre de câbles par familles en chaque étape.

On prend σ_{pi} qu'on a calculé dans la vérification des contraintes normales.

$$\sigma_{P1} = 1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{P2} = 0,98\sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma_j$$

$$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification**

➤ **Section d'about x = 0 L**

$$b_n = 60 - 0,5 \times 8 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Section seule : } S = 459031,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section avec hourdis : } S = 668445,81 \text{ cm}^2$$

Tableau 7. 32 : Vérification des contraintes tangentielles (6 phases de construction) à 0L

Désignation	$T_G(t)$	$\sum \sin(\alpha_i)$	$P(t)$	$P \sum \sin(\alpha_i)$	$V_{red}(t)$	$\tau_{red}(MPa)$	$\sigma_x(MPa)$	Observation
Etape1	28,80	0,261475168	255,16	33,36	-4,55	-0,131	2,363	Vérifiée
Etape2	28,80	0,261475168	491,86	64,30	-35,50	-1,021	4,554	Vérifiée
Etape3	45,48	0,261475168	438,28	57,30	-11,82	-0,340	4,058	Vérifiée
Etape4	45,48	0,261475168	438,28	57,30	-11,82	-0,266	2,987	Vérifiée
Etape5	76,84	0,261475168	438,28	57,30	19,54	0,439	2,987	Vérifiée
Etape6	131,83	0,261475168	372,29	48,67	83,16	1,869	2,537	Vérifiée

❖ **Exemple de calcul**

➤ **Etape1 : x=0L**

$$M_G = 0 \text{ t.m}$$

$$T_G = 28,8 \text{ t}$$

$$\sigma_i = 1417,53 \text{ MPa}$$

$$F_1 = 0,5 \times 1800 \times 10^{-4} \times 2 \times 1417,53 = 255,16 \text{ t}$$

$$V_P = 255,16 \times \frac{0,261475168}{2} = 33,36 \text{ t}$$

$$V_{red} = 28,8 - 33,36 = -4,55 \text{ t}$$

$$\tau_{red} = \frac{-4,55 \times 459031,19 \times 10^2}{56 \times 28510748,26} = -0,131 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= \frac{255,16 \times 10^2}{10799,47} + \frac{255,16 \times -0,109 \times 79,99 \times 10^2}{28510748,26} = 2,35 \text{ MPa} \\ \sigma_i &= \frac{255,16 \times 10^2}{10799,47} - \frac{255,16 \times -0,109 \times 90,01 \times 10^2}{28510748,26} = 2,37 \text{ MPa} \\ \sigma_x &= 2,35 + \frac{2,37 - 2,35}{1,7} \times 79,99 = 2,363 \text{ MPa} \\ (-0,131)^2 &\leq 0,4 \times 2,19 \times (2,19 + \frac{2}{3} \times 2,363) \\ (-0,131)^2 &\leq 2 \times \frac{2,19}{26,49} \times (0,6 \times 26,49 - 2,363) \times (2,19 + \frac{2}{3} \times 2,363) \\ 0,017 &\leq 3,297 && \text{(Vérifiée)} \\ 0,017 &\leq 8,420 && \text{(Vérifiée)} \end{aligned} \right.$$

➤ **Section intermédiaire X = 0,25 L**

$b_n = 20 - 0,5 \times 8 = 16 \text{ cm}$

Section seule : $S = 241237,35 \text{ cm}^2$

Section avec hourdis : $S = 377811,17 \text{ cm}^2$

Tableau 7. 33 : Vérification des contraintes tangentielles (6 phases de construction) à L/4

Désignation	$T_G(t)$	$\sum \sin(\alpha_i)$	$P(t)$	$P \sum \sin(\alpha_i)$	$V_{red}(t)$	$\tau_{red}(MPa)$	$\sigma_x(MPa)$	Observation
Etape1	14,40	0,067204153	253,12	8,51	5,90	0,407	4,324	Vérifiée
Etape2	14,40	0,067204153	483,71	16,25	-1,85	-0,128	8,263	Vérifiée
Etape3	22,74	0,067204153	421,06	14,15	8,59	0,594	7,193	Vérifiée
Etape4	22,74	0,322998685	920,03	74,29	-51,55	-2,947	9,457	Vérifiée
Etape5	38,42	0,322998685	864,98	69,85	-31,43	-1,797	8,891	Vérifiée
Etape6	67,01	0,322998685	705,91	57,00	10,01	0,572	7,256	Vérifiée

7.11. CONCLUSION

Les contraintes limites sont respectées durant toutes les phases d'exécution de l'ouvrage, en service et en construction.

Chapitre 08 : Ferrailage et étude des déformations

8.1. INTRODUCTION

Après le calcul des armatures actifs de précontrainte, on calcul dans ce chapitre les armatures passifs pour ferrailer notre poutre isostatique et ainsi ses déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la mise en tension d'une telle section engendre des déformations (rotation, flèche, raccourcissement...etc.). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire, c'est pour quoi dans la plupart des cas ce type de poutre est posé sur des appuis permettent la liberté des rotations et des déplacements d'appui.

8.2. FERRAILLAGE PASSIF

Dans les ouvrages précontraints on a deux types des armatures :

- Armatures de peau.
- Armatures dans les zones tendues.

8.2.1. Armatures de peau longitudinale

Leurs fonctions sont de répartir les efforts de retrait différentiel et des variations de température, elles limitent les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontrainte. (9)

$$A_{Lmin} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3\text{cm}^2 \text{ par } 1\text{m de longueur mesurée perpendiculairement à leur direction.} \\ 0,1\% \text{ de la section de la poutre.} \end{array} \right.$$

D'une façon analogue, on dispose des armatures passives dans les zones tendues du béton pour limiter à l'ouvrage des fissures et des déformations excessives, elles sont disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre, la section doit être d'au moins 3cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre.

Le périmètre de la poutre à 0,5L est égal à : $P = 595,56 \text{ cm} = 5,96 \text{ m}$

On déduit la section d'armature de peau : $A_p = 3 \times 5,96 = 17,88 \text{ cm}^2$

Cette section est équivalente à : 16HA12

8.2.2. Armatures dans les zones tendues

Nous calculons les armatures pour les sections où nous avons des zones tendues. La valeur maximale de la contrainte de traction du béton a été obtenu à la phase de service. La condition de non fragilité exige une quantité d'acier longitudinale dans les zones tendues qui vaut :

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

B_t : surface du béton tendu (m²).

N_{Bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

a : Hauteur de la zone tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier passif utilisé.

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de la traction dans la section.

$$f_{tj} = 3 \text{ MPa}$$

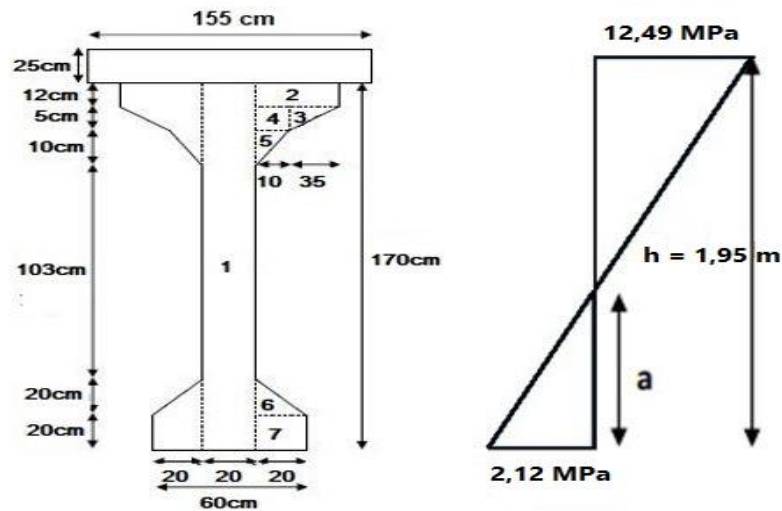


Figure 8. 1 : Diagramme des contraintes normales en 6^{ème} phase à la section médiane

$$a = \frac{2,12 \times 1,95}{12,49 + 0,85} = 0,3099 \text{ m}$$

$$B_t = 0,6 \times 0,3099 = 0,18594 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Bt} = 2,12 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 2,12 \times \frac{0,18594}{2} = 0,1971 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0,18594}{1000} + \frac{0,1971}{2,12} \times \frac{3}{400} = 8,83 \text{ cm}^2$$

On prend ici 6HA14 (9,24cm²)

8.2.3. Armatures de peau transversale

A. Minimum d'armatures transversales

Un minimum d'armatures d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre. Il est donné par

$$\text{la condition suivante : } \frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{1,15} + \frac{f_{prg}}{1,15 \times b_n \times S_t} \geq 0,4$$

Ecartement maximal entre les armatures transversales :

$$S_t \leq \min (0,8h; 3b_0; 1\text{m}) \leq \min (1,36; 0,6; 1) = 0,6 \text{ m}$$

b_0 : Épaisseur minimale de l'âme toute au long de la poutre 20 cm

Pour simplifier le problème on prend :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{1,15} \geq 0,4$$

$$A_t \geq \frac{1,15 \times 0,4 \times b_n}{f_e} \times S_t$$

➤ **Section médiane** : $b_n = 16 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{1,15 \times 0,4 \times 16}{400} \times 60 = 1,104 \text{ cm}^2$$

On prend un cadre de HA10 ($A_t = 1,57 \text{ cm}^2$)

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{1,15 \times 0,4 \times 16}{400} \rightarrow S_t \geq 85,32 \text{ cm}$$

Donc on prend un cadre de HA10 tous les 90 cm

➤ **Section d'about** : $b_n = 56 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{1,15 \times 0,4 \times 56}{400} \times 60 = 3,864 \text{ cm}^2$$

On prend deux cadres de HA12 ($4,52 \text{ cm}^2$)

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{1,15 \times 0,4 \times 56}{400} \rightarrow S_t \geq 70,19 \text{ cm}$$

Donc on prend deux cadres de HA12 tous les 75 cm

B. Armatures transversales supérieures

Elles doivent être au moins $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit un cadre HA10.

8.3. JUSTIFICATIONS A ELU

8.3.1. Vérification des contraintes normales

Les sollicitations normales sont celle liées aux efforts normaux et aux moments fléchissant, les vérifications consistent à s'assurer que les sollicitations de calcul sont dans un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes.

A. Hypothèses fondamentales de calcul

- Les sections droites restent planes.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.
- Le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini par la règle de trois pivots.

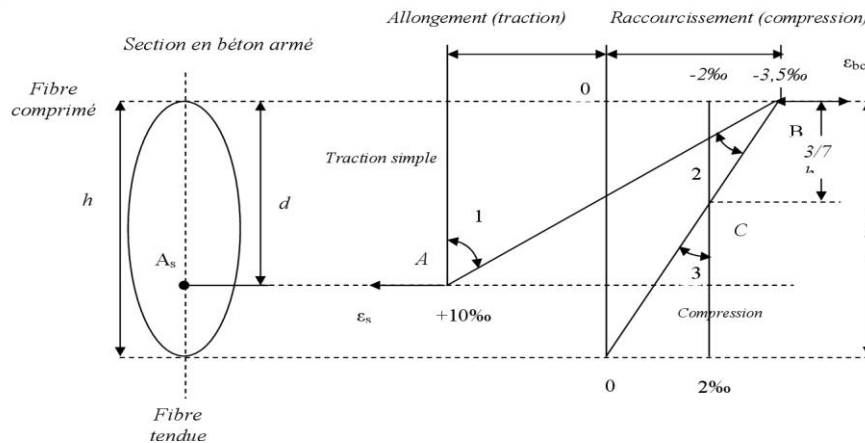


Figure 8. 2 : Diagrammes des déformations limites (ELU) (9)

Pour bien mener la justification d’une section à ELU, il suffit de partir d’un diagramme de déformation limite de la section et remonter aux contraintes, par l’intermédiaire des diagrammes contraintes déformations de calcul et de déterminer la sollicitation \overline{S}_u qu’équilibre ces contraintes. (9)

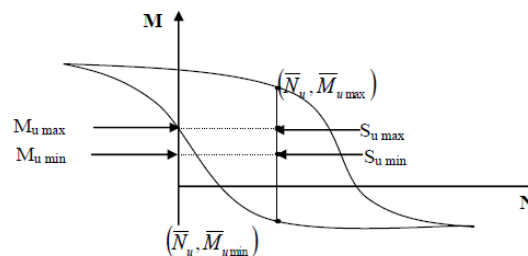


Figure 8. 3 : Courbe d’interaction effort normal moment fléchissant (9)

Donc on définira, pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l’ensemble des sollicitations constantes, ultimes $\overline{S}_u(\overline{M}_u, \overline{N}_u)$ qui seront placées dans un repère orthonormé (N, M), et on définit une courbe fermée dite (courbe d’interaction effort normal – moment fléchissant). Cette courbe délimite le domaine résistant de la section, pour vérifier qu’un état de sollicitation \overline{S}_u n’a pas atteint ELU, il faut s’assurer que le point représentatif de $S_u(M_u, N_u)$ est bien à l’intérieur de ce domaine. La méthode de justification consiste à :

- On fixe \overline{N}_u en le prenant égal à N_u .
- On détermine les deux moments résistants ultimes $M_{u,max}$ et $M_{u,min}$ correspondants à N_u .
- On procède à la justification sur le moment M_u et on doit avoir $M_{u,min} \leq M_u \leq M_{u,max}$

B. Sollicitations à l’ELU

- σ_{pm} : contrainte probable à vide ;
- $\Delta\sigma'_p$: 1^{er} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro du béton adjacent.
- $\Delta\sigma''_p$: complément de contraintes jusqu’à l’épuisement de la résistance de la section.

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

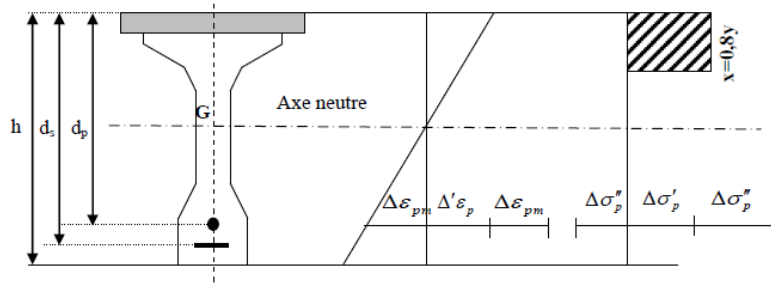


Figure 8.4 : Diagramme des contraintes à L'ELU (9)

Les sollicitations à l'ELU sont obtenues à partir des équations d'équilibre comme suit :

$$N_u = B_c \times \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s \quad (8.1)$$

$$M_{u,max} = B_c \times \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \times Z + A_s \times (d_s - d_p) \sigma_s \quad (8.2)$$

Avec :

- $A_p \cdot \Delta\sigma_p$: Surtension de la précontrainte.
- $A_s \cdot \Delta\sigma_s$: Tension dans les armatures passives.
- Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

C. Équations liées à l'hypothèse des sections planes

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme des déformations représenté comme suit :

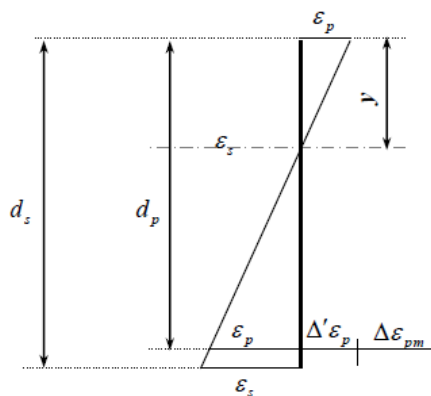


Figure 8.5 : Diagramme contraintes - déformations à ELU (9)

On peut écrire :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (8.3)$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{\Delta\varepsilon_p''}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (8.4)$$

D. Equation traduisant le comportement de l'acier

- Pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g(\varepsilon_s) \tag{8.5}$$

- Pour les armatures actives :

$$\Delta\sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon'_p + \Delta\varepsilon''_p) - f(\varepsilon_{pm}) \tag{8.6}$$

g et f sont fonction du type d'acier utilisé.

E. Equation traduisant l'atteinte d'un état ultime

Il existe deux possibilités suivant que cet état est atteint sur le béton ou sur l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰} \text{ (pivotB)} \\ \varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 10\text{‰} \text{ (pivotA)} \end{array} \right. \tag{8.7}$$

Nous constatons qu'il y'a donc 7 équations à écrire comportant 7 inconnues qui sont :

$$\varepsilon_s, \varepsilon_p, y, \sigma_s, \Delta\varepsilon''_p, \Delta\sigma_p, M_{u,max}$$

On calcul :

$$N_{u,1} = B_c \times f_{bu} - A_p \times \Delta\sigma_p - A_s \times \sigma_s$$

On distingue trois cas :

- Si $N_{u,1} = N_u$: on calcul directement $M_{u,max}$.
- Si $N_{u,1} > N_u$: cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on devra pivoter le diagramme de déformation autour du pivot A c'est à dire faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_b .
- Si $N_{u,1} < N_u$: on fait une nouvelle itération mais en pivotant autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{u,1} = N_u$.

8.4. APPLICATION A NOTRE PROJET : A X= 0.5 L (MI TRAVEE)

Tableau 8. 1 : Caractéristiques de la section médiane

h(cm)	e₀(cm)	d_s(cm)	d_p(cm)	A_p(mm²)	A_s(cm²)	M_{min} (t.m)	M_{max} (t.m)
195	-106,013	190	179	1800	9,24	866,15	1498,09

$$N_u = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) \cdot n \cdot A_p = (1440 - 334,29) \times 4 \times 0,0018 = 7,961 \text{ MN}$$

D'après les équations (1) et (2) on aura :

$$(8.1) \Rightarrow N_{u,1} = B_c \times \frac{0,85 \times 40}{1 \times 1,5} - 0,0018 \times \Delta\sigma_p - 9,24 \times 10^{-4} \times \sigma_s$$

$$(8.2) \Rightarrow M_{u,max} = B_c \times \frac{0,85 \times 40}{1 \times 1,5} \times Z + 9,24 \times 10^{-4} \times (1,9 - 1,79) \sigma_s$$

$$(8.1) \Rightarrow N_{u,1} = B_c \times 22,67 - 0,0018 \times \Delta\sigma_p - 9,24 \times 10^{-4} \times \sigma_s$$

$$(8.2) \Rightarrow M_{u,max} = B_c \times 22,67 \times Z + 1,0164 \times 10^{-4} \times \sigma_s$$

Et d'après les équations (3) et (4) on aura :

$$(8.3) \Rightarrow \frac{\epsilon_s}{\epsilon_b} = \frac{1,9-y}{y} = \frac{10}{3,5}$$

$$y = 0,4926 \text{ m}$$

$$(8.4) \Rightarrow \frac{\Delta\epsilon_p''}{\epsilon_b} = \frac{1,73-y}{y}$$

$$\Delta\epsilon_p'' = \frac{1,79 - 0,4926}{0,4926} \times 3,5\text{‰} = 9,218\text{‰}$$

8.4.1. Equations traduisant le comportement des aciers

- **Armatures passives (FeE400)**

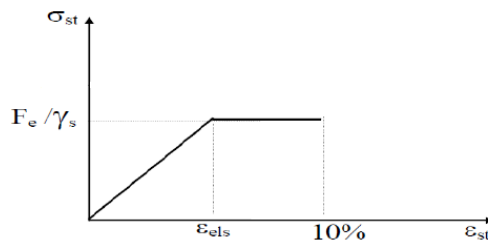


Figure 8. 6 : Diagramme contrainte-déformation des armatures passives (9)

Nous avons les deux inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,74 \text{‰} \Rightarrow \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \\ \epsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1,74 \text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

$$\text{Comme } \epsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}$$

- **Armatures actives (torons)**

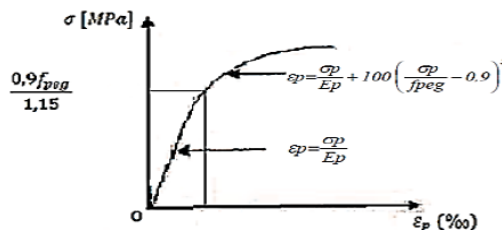


Figure 8. 7 : Diagramme contrainte-déformation des armatures actives (torons) (9)

Les paramètres de l'équation (8.6) sont déterminés à partir des inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_p < 0,9 \times \frac{f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6,59 \text{‰} \Rightarrow \sigma_p = E_p \times \epsilon_{pm} \\ \epsilon_p \geq 0,9 \times \frac{f_{peg}}{\gamma_s \times E_p} = 6,59 \text{‰} \Rightarrow \sigma_p \text{ sera calculée par approximations successives.} \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \sigma_{pm} = \frac{p_m}{A_p} = \frac{7,961}{4 \times 1800 \times 10^{-6}} = 1105,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{p_m}{B} + \frac{p_m \times e_p^2}{I} + \frac{M_{u,\min} \times e_p}{I}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{7,961}{0,972894} + \frac{7,961 \times (-1,06013)^2}{0,4087652649} + \frac{8,6615 \times -1,06013}{0,4087652649} = 7,61 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1105,69}{1,9 \times 10^5} = 5,82\%$$

$$\Delta \varepsilon'_p = 5 \times \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 \times \frac{7,61}{1,9 \times 10^5} = 0,2 \%$$

$$\text{D'où : } \varepsilon_{pm} < 6,59\% \Rightarrow \sigma_p = 1,9 \times 10^5 \times 7,61 \times 10^{-3} = 1445,9 \text{ MPa}$$

$\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon'_p + \Delta \varepsilon''_p = 5,82 + 0,2 + 9,218 = 15,24\% \geq 5,87\% \Rightarrow$ En utilisant le diagramme simplifié on trouve $\sigma_p = f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \Delta \sigma_p = 1600 - 1445,9 = 154,1 \text{ MPa}$$

$$F_p = A_p \times \Delta \sigma_p = 4 \times 1800 \times 10^{-6} \times 154,1 = 1,11 \text{ MN}$$

Maintenant on vérifie l'équilibre de la section.

$$B_c = 0,8 \times y \times b = 0,8 \times 0,4926 \times 1,55 = 0,611 \text{ m}^2$$

$$(8.1) \Rightarrow N_{u,l} = 0,611 \times 22,67 - 0,0018 \times 154,1 - 9,24 \times 10^{-4} \times 347,83 = 13,25 \text{ MN}$$

$$N_u = 7,609 \text{ MN} < N_{u,l}$$

- **Conclusion :** Le diagramme de déformations ainsi choisi entraîne une section de béton comprimée trop importante, on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A. Il faudra calculer $N_{u,l}$ de manière à avoisiner le plus possible la valeur de N_u en diminuant ε_b .

$$\text{On a : } N_{u,l} = B_c \times 22,67 - 0,0018 \times 154,1 - 9,24 \times 10^{-4} \times 347,83$$

$$\text{Donc : } B_c = 0,611 \text{ m}^2$$

$$y = 0,493 \text{ m}$$

Nous aurons donc :

$$N_{u,l} = 0,611 \times 22,67 - 0,0018 \times 154,1 - 9,24 \times 10^{-4} \times 347,83$$

$$N_{u,l} = 13,25 \text{ MN} = N_u = 13,25 \text{ MN}$$

Donc on calcul directement $M_{u,\max}$.

$$Z = d_p - 0,4 \times y = 1,79 - 0,4 \times 0,493 = 1,593 \text{ m}$$

$$M_{u,\max} = B_c \times 22,67 \times Z + 1,0164 \times 10^{-4} \times \sigma_s$$

$$\overline{M}_{u,\max} = 0,4309 \times 22,67 \times 1,593 + 1,0164 \times 10^{-4} \times 347,83 = 15,6 \text{ MN.m}$$

$$M_{u,max} = 1498,09 \text{ t.m} < \overline{M}_{u,max} = 1559,66 \text{ t.m}$$

Donc : La résistance à l'ELU est assurée.

8.4.2. Justification des armatures transversales (à ELU)

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues. On doit vérifier dans le cadre de l'hypothèse des armatures verticales.

$$\tau_{red,u} < \overline{\tau}_u = \left(\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{1,15} + \frac{F_{t,u}}{b_n \times S'_t} \right) \cot(\beta) + \frac{f_{tj}}{3}$$

A. Angle de fissuration

L'objectif est de déterminer β l'angle des fissures avec la fibre moyenne de la poutre. L'angle doit être borné inférieurement à 30°.

$$T_G = 1,35 \times G = 103,73 \text{ t}$$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma = 1440 - 314,21 = 1125,79 \text{ MPa}$$

$$P = 2 \times 1125,79 \times 1800 \times 10^{-6} = 4,05 \text{ MN}$$

$$T_P = 1800 \times 10^{-4} \times 1125,79 \times \frac{0,261475168}{2} = 26,49 \text{ t}$$

$$V_{red,u} = 103,73 - 26,49 = 77,24 \text{ t}$$

$$\tau_{red,u} = \frac{V_{red,u} \times S}{b_n I_n} = \frac{77,24 \times 668445,81 \times 10^{-2}}{56 \times 53109113,69 \times 10^{-4}} = 1,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,u} = \frac{4,05}{14674,47 \times 10^{-4}} + \frac{4,05 \times -24,533 \times 80,57 \times 10^4}{53109113,69} = 1,253 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,u} = \frac{4,05}{14674,47 \times 10^{-4}} - \frac{4,05 \times -24,533 \times 114,43 \times 10^4}{53109113,69} = 4,901 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x,u} = 1,253 + \frac{4,901 - 1,253}{195} \times 80,57 = 2,76 \text{ MPa}$$

Dans notre cas $\sigma_{t,u} = 0 \text{ MPa}$

β : l'angle d'inclinaison des bielles de béton, qui est égale à :

$$\tan(2\beta) = \frac{2 \times \tau_{red,u}}{\sigma_{x,u} - \sigma_{t,u}} = \frac{2 \times 1,74}{2,76} = 2,52$$

$$\beta = 25,79^\circ < 30^\circ$$

(Vérifiée)

$$d = 0,9h = 1,755 \text{ m}$$

$$\overline{\tau}_u = \left(\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{1,15} + \frac{F_{t,u}}{b_n \times S'_t} \right) \cot(\beta) + \frac{f_{tj}}{3}$$

$$F_{t,u} = \frac{f_{prg} \times A_p}{1,15} = \frac{1800 \times 1800 \times 10^{-6}}{1,15} = 2,82 \text{ MN}$$

$$S'_t = 0,8 \times h = 0,8 \times 1,95 = 1,56 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \left(\frac{4,52}{56 \times 75} \times \frac{400}{1,15} + \frac{2,82}{0,56 \times 1,56} \right) \cot(25,79) + \frac{3}{3} = 8,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red,u} < \bar{\tau}_u \quad \text{(Vérifiée)}$$

B. Justification des bielles de béton

Cette condition est traduite pour éviter tout calcul complémentaire en une vérification de la contrainte de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage : $\tau_{red,u} < \frac{f_{cj}}{6}$

$$\tau_{red,u} = 1,74 \text{ MPa} < 6,67 \text{ MPa} \quad \text{(Vérifiée)}$$

C. Etude de la zone d'application de forces concentrées (zone d'about)

L'about d'une poutre est soumis à une concentration d'efforts due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage. Selon les études expérimentales du BPEL de l'annexe 4 ont mis en évidence, l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Zone de surface tendue.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement tendue.

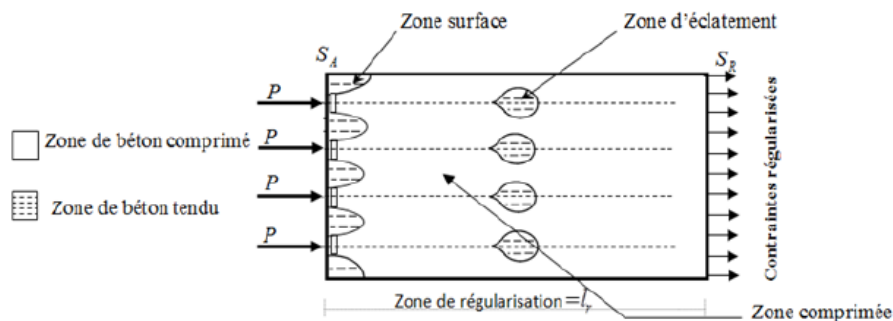


Figure 8. 8 : Zone de concentration des contraintes à l'about (9)

D. Effet de surface

Au voisinage de la section, il faut disposer un ferrailage de surface donné par la formule expérimentale : $A_s = 0,04 \times \frac{\max P_{j0}}{\sigma_{s,lim}}$

Avec : $\sigma_{s,lim} = \frac{2}{3} f_e$... Contrainte de traction limite.

$P_{j0} = 259,2 \text{ t}$... Force à l'origine.

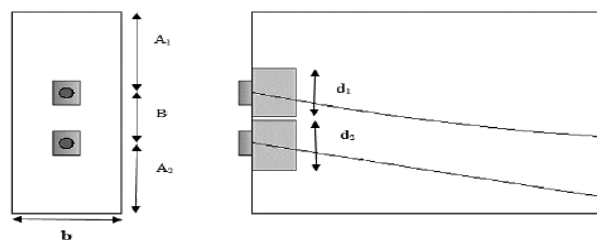


Figure 8. 9 : Zone de régularisation des enclaves v (9)

Sur le plan de diffusion horizontal, la force considéré est celle résulte des deux (02) câbles.

Nous avons : $A_s = 0,04 \times \frac{2 \times 259,2 \times 10^{-2}}{266,67} \times 10^4 = 7,78 \text{ cm}^2$

Donc on choisit quatre cadres de HA12 autour de chaque ancrage. $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$

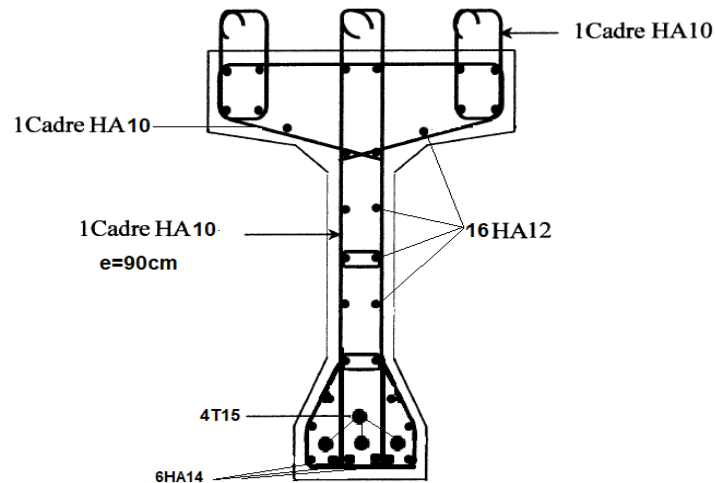


Figure 8. 10 : Ferrailage de la section médiane

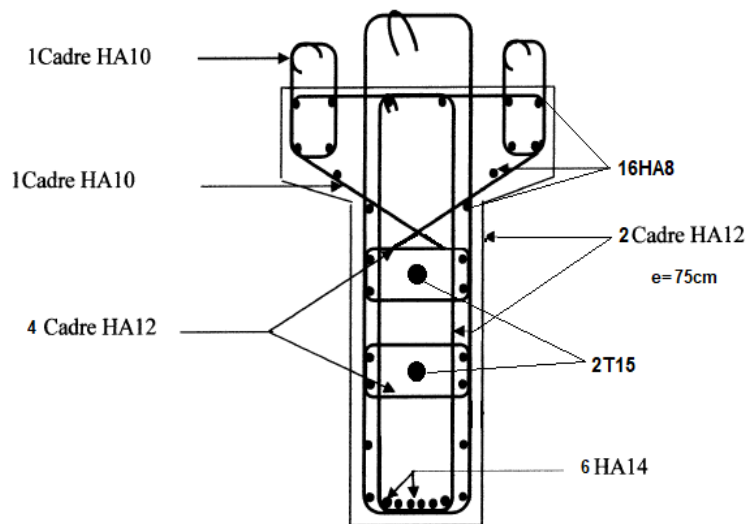


Figure 8. 11 : Ferrailage de la section d'about

8.5. FLECHE ET CONTRE FLECHE

8.5.1. Flèche due au poids propre

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche).

I_G : Moment d'inertie de la section médiane nette (Poutre avec hourdis)

E_v : Module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 12653,82 \text{ MPa}$$

$$f_G = \frac{5}{384} \times \frac{q_G \times L^4}{E_v \times I_G} = \frac{5}{48} \times \frac{M_G \times L^2}{E_v \times I_G}$$

$$f_G = \frac{5}{48} \times \frac{641,59 \times 10^{-2} \times 33,4^2}{12653,82 \times 40876526,49 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 144,14 \text{ mm}$$

8.5.2. Flèche due à la surcharge

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_{\text{sur}} = M_T - M_G$$

M_T : Moment maximum à l'ELS.

$$M_{\text{sur}} = 1077,19 - 641,59 = 435,6 \text{ t.m}$$

$$f_{\text{sur}} = \frac{5}{48} \times \frac{435,6 \times 10^{-2} \times 33,4^2}{12653,82 \times 40876526,49 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 48,19 \text{ mm}$$

8.5.3. Contre flèche

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi-portée est donnée par : $-f_{\text{sur}} = \int_0^L \frac{M_x}{EI} dx$

$M_x \cdot dx$: Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire, limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre en précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante :

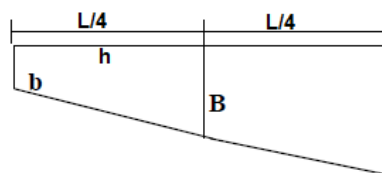


Figure 8. 12 : Diagramme des moments d'une poutre en précontrainte

Dans la section considérée, on a : $M_i = P \times \sum \cos(\alpha_i)$

Pour le calcul de l'effort N dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$\text{Donc : } P = \sigma_{\text{pm}} \times A_p = \left(\frac{\sigma_{\text{pi}} + \sigma_{\text{ps}}}{2} \right) \times A_p \times \sigma_{\text{ps}} = \sigma_{\text{p0}} - \Delta\sigma_{\text{pt}}$$

σ_{pi} : La contrainte initiale.

σ_{ps} : La contrainte probable finale en service.

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est :

$$X_i = \frac{h \times (2B + b)}{3 \times (B + b)}$$

$$f_i = \frac{X_i \times A_i}{EI}$$

Tableau 8. 2 : Calcul des moments dues à la précontrainte dans les différentes sections

Section	σ_{pi}	σ_{ps}	σ_{pm}	P_i (MN)	$\sum \cos(\alpha_i)$	N_i (MN)	e_{pi} (cm)	M_{pi} (MN. m)
X = 0	1311,83	1125,79	1218,81	2,194	1,981465181	4,347	-24,53	-1,066
X = 0,25L	1286,23	1081,02	1183,62	2,131	3,981090482	8,482	-94,25	-7,994
X = 0,5L	1310,63	1105,71	1208,17	2,175	4	8,699	-106,01	-9,222

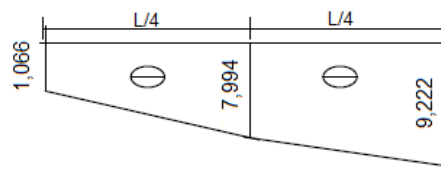


Figure 8. 13 : Résultats et diagramme des moments

➤ **Trapèze 1**

$$X_1 = \frac{33,4 \times (2 \times 1,066 + 7,994)}{4 \times 3 \times (1,066 + 7,994)} = 3,111 \text{ m}$$

$$f_1 = \frac{X_1 \times A_1}{EI} = \frac{3,111 \times (1,066 + 7,994) \times 33,4}{2 \times 4 \times EI} = \frac{117,68}{EI}$$

➤ **Trapèze 2**

$$X_2 = \frac{33,4}{4} + \frac{33,4 \times (2 \times 7,994 + 9,222)}{4 \times 3 \times (7,994 + 9,222)} = 12,426 \text{ m}$$

$$f_2 = \frac{X_2 \times A_2}{EI} = \frac{12,426 \times (7,994 + 9,222) \times 33,4}{2 \times 4 \times EI} = \frac{893,10}{EI}$$

$$f_p = -(f_1 + f_2) = -\frac{117,68 + 893,10}{12653,82 \times 40876526,49 \times 10^{-8}} \times 10^3 = -195,42 \text{ mm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

8.5.4. Fleche de construction

$$f_c = \frac{3}{4} \times (f_p + f_G) = -38,46 \text{ mm}$$

8.5.5. Fleche totale

- A vide

$$f_{ser,v} = f_c + f_p + f_G = -38,46 - 195,42 + 144,14 = -89,73 \text{ mm} < \frac{L}{300} = 111,33 \text{ mm}$$

- **En charge**

$$f_{ser,c} = f_{ser,v} + f_s = -51,68 + 72,02 = 20,36 \text{ mm} < \delta_s = 35,92 \text{ mm (Chapitre 4)}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

8.6. CALCUL DES ROTATIONS

8.6.1. Sous le poids propre

La rotation (β) à l'appui est donnée par l'expression suivante : $\beta_G = \frac{q_G \times L^3}{24 \times E_v \times I_G} = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I_G}$

$$\beta_G = \frac{641,59 \times 10^{-2} \times 33,4}{3 \times 12653,82 \times 40876526,49 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 13,810 \times 10^{-3} \text{ rad}^{-1}$$

8.6.2. Sous les surcharges

$$\beta_s = \frac{435,6 \times 10^{-2} \times 33,4}{3 \times 12653,82 \times 40876526,49 \times 10^{-8}} \times 10^3 = 4,617 \times 10^{-3} \text{ rad}^{-1}$$

8.6.3. Sous la précontrainte :

$$\beta_P = -\frac{\sum A_i}{EI} = -\frac{2 \times \frac{33,4}{4} \times \left(\frac{1,066 + 7,994}{2} + \frac{7,994 + 9,222}{2} \right)}{2 \times 12653,82 \times 40876526,49 \times 10^{-8}} \times 10^3$$

A_i : Aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

$$\beta_P = -21,209 \times 10^{-3} \text{ rad}^{-1}$$

8.6.4. Rotation résultante

- **A vide**

$$\beta_{ser,v} = \beta_P + \beta_G = -7,399 \times 10^{-3} \text{ rad}^{-1}$$

- **En charge**

$$\beta_{ser,c} = \beta_P + \beta_G + \beta_s = -2,782 \times 10^{-3} \text{ rad}^{-1}$$

8.7. CALCUL DES DEPLACEMENTS D'APPUIS

8.7.1. Déplacement dû à la rotation

$$\Delta_\beta = \frac{\beta \times h}{2} = \frac{-7,399 \times 10^{-3} \times 195}{2} = -0,72 \text{ cm}$$

8.7.2. Déplacement du au retrait

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r \times L}{2} = \frac{5 \times 10^{-4} \times 33,4 \times 10^2}{2} = 0,835 \text{ cm}$$

8.7.3. Déplacement du au fluage

$$\Delta_{\text{fluage}} = \frac{\varepsilon_{\text{fluage}} \times L}{2}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{\text{fluage}} = \frac{2 \times \sigma_b}{E_i}$$

σ_b : Contrainte finale dans le béton au niveau du centre de gravité du câble moyen.

$$\sigma_b = 3,35 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{\text{fluage}} = \frac{2 \times 3,35}{37619,47} = 1,782 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{\text{fluage}} = \frac{1,782 \times 10^{-4} \times 33,4}{2} \times 10^2 = 0,298 \text{ cm}$$

8.7.4. Déplacement du a la variation de la température

D'après le Livret 2.01 SNCF $\Delta_T = \pm 35^\circ$

$$\Delta_L = \alpha \times \Delta_T \times L = 10^{-5} \times 35 \times 33,4 \times 10^2 = 1,169 \text{ cm}$$

α : Coefficient de dilatation thermique 10^{-5}

8.7.5. Déplacement total

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta_\beta + \Delta_r + \Delta_{\text{fluage}} + \Delta_L = 1,580 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta_\beta + \Delta_r + \Delta_{\text{fluage}} - \Delta_L = -0,758 \text{ cm}$$

8.8. CONCLUSION

Après vérification et calcul du ferrailage passif de la poutre on a calculé les déformations de la poutre sous la flexion, le déplacement total est de 1,58 cm. Ce déplacement on va l'utiliser dans le chapitre de dimensionnement des appareils d'appuis.

***Chapitre 09 : Etude de la dalle et
l'entretoise***

9.1. INTRODUCTION

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert comme couverture pour le pont, cette couche est destinée à recevoir la couche supérieure (ballast, chape d'étanchéité...), les surcharges et de les transmettre aux poutres, il s'agit de la flexion locale. L'hourdis de notre tablier est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, le tablier doit être coulé en une journée maximum. Ce chapitre portera sur l'étude de la dalle et de l'entretoise.

9.2. CALCUL DU FERRAILLAGE DE L'HOURLDIS

Le ferrailage sera fait sous le moment maximum dû à la flexion simple (sont obtenus à l'aide de logiciel Robot), ce moment résulte des combinaisons à l'ELU et l'ELS.

La direction longitudinale « l_y » est très grande par rapport à la direction transversale, donc on va étudier la dalle en flexion simple dans le sens transversal où le moment « M_{xx} » est grand et dans le sens longitudinal le règlement stipule que $M_{yy} = \frac{M_{xx}}{4}$ et $A_y = \frac{A_x}{4}$

Le logiciel robot nous permet de représenter la distribution des efforts dans la dalle à l'aide de l'option « cartographie panneaux » ainsi on peut déduire les moments.

Pour le ferrailage de la dalle on utilise les combinaisons de charges qui donnent les moments fléchissant les plus défavorables. Pour notre cas, ces combinaisons de charges sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.45 \varnothing \times (\text{UIC71,2v}) + 1,5 \times 0,8 \times \text{Tr} \\ \text{ELS : } G + \varnothing \times (\text{UIC71,2v}) + 0,8 \times \text{Tr} \end{array} \right.$$

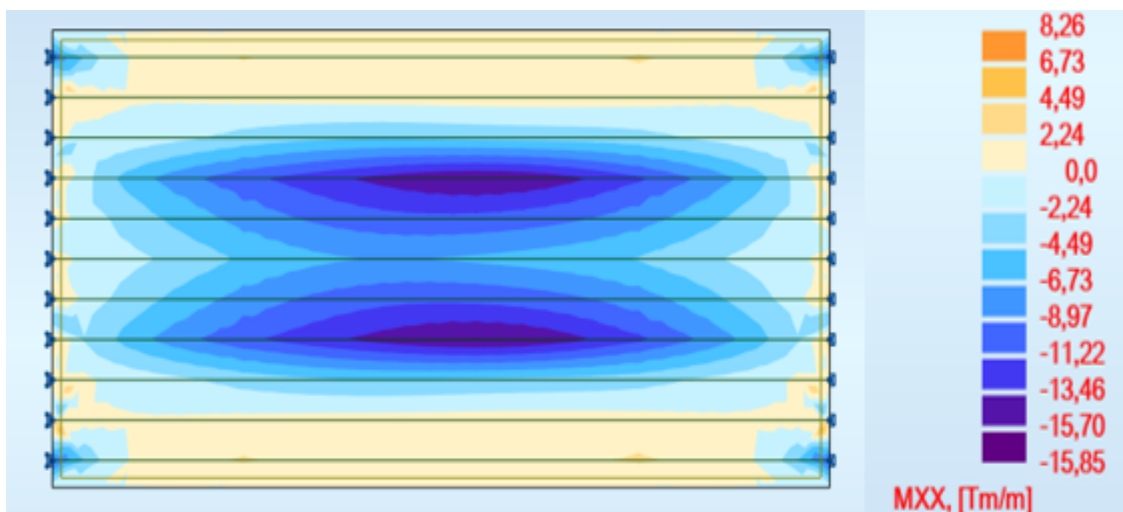


Figure 9. 1 : Cartographie du moment transversal max à ELU

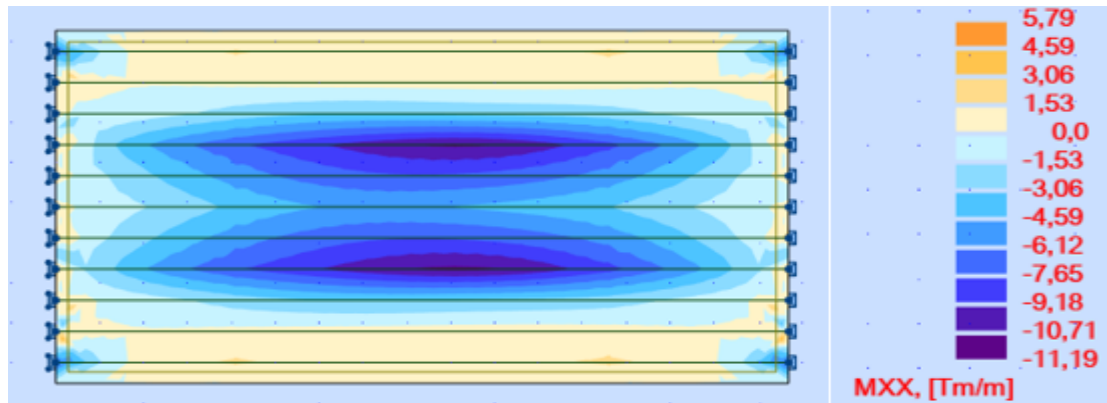


Figure 9. 2 : Cartographie du moment transversal max à ELS

Les moments les plus défavorables sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 9. 1 : Moments max et min suivant xx

		ELU	ELS
$M_{xx}(t.m)$	Sur appui	-15,85	-11,19
	En travée	8,26	5,79

Ces valeurs des moments seront introduites dans le logiciel « ROBOT EXPERT » pour calculer le ferrailage de la dalle.

9.2.1. Ferrailage transversal (sous M_{xx})

Calcul de section en flexion simple :

- Hypothèses :
 - Béton : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
 - Acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Section :
 - La largeur de la section $b = 100 \text{ cm}$.
 - La hauteur de la section $h = 25 \text{ cm}$.
 - L'enrobage de la section
 - $d1 = 3 \text{ cm}$
 - $d2 = 3 \text{ cm}$

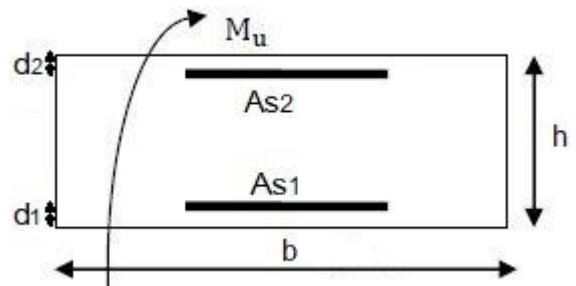


Figure 9. 3 : Section de la dalle à ferrailler

- ❖ **Sur appui**
 - Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 22,8 \text{ cm}^2$
 - Section d'armature tendue : $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$
- ❖ **En travée**
 - Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 11,3 \text{ cm}^2$
 - Section d'armature tendue : $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

Donc on aura :

Une nappe supérieure de 8H14 avec un espacement de 12,5 cm.

Une nappe inférieure de 8HA20 avec un espacement de 12,5 cm.

9.2.2. Ferrailage longitudinal (sous Myy)

❖ Sur appui :

- Section d'armature comprimée : $A_y = \frac{A_x}{4}$ donc $A_{sc} = \frac{22,8}{4} = 5,7 \text{ cm}^2$
- Section d'armature tendue : $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$

❖ En travée :

- Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$
- Section d'armature tendue : $A_{st} = \frac{11,3}{4} = 2,83 \text{ cm}^2$

❖ Condition de non fragilité

Sachant que $f_e = 400 \text{ MPa}$ et $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7 \text{ MPa}$, pour que la condition de non fragilité soit satisfaite, il faut : $\rho_x \geq \rho_0 \times \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$

$$\rho_0 \geq 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,155\%$$

$$\rho_x \geq 0,155 \times \frac{(3 - \frac{1,55}{33,4})}{2} = 0,23\%$$

La plus petite section d'armatures à prendre est :

$$A_s = \rho_x \times b_0 \times d = 0,23\% \times 1 \times 0,25 \times 10^4 = 5,75 \text{ cm}^2$$

Donc dans le sens longitudinal on aura :

Une nappe supérieure de 8H12 avec un espacement de 12,5 cm.

Une nappe inférieure de 8HA10 avec un espacement de 12,5 cm.

9.3. VERIFICATION DES ARMATURES

9.3.1. Vérification du poinçonnement

Sous l'action de P, il se produit le long du contour d'appui au niveau du feuillet moyen de la dalle, une contrainte τ_u .

Aucune armature d'effort tranchant n'est admise si cette contrainte est telle que :

$$\tau_u = Q_u / (u_c \times h) \leq 0,045f_{cj} = 0,045 \times 35 = 1,575 \text{ MPa}$$

Q_u : charge localisée à l'état limite ultime

$$u_c = 2(u + v)$$

u_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

D'après transmission des charges aux structures (chapitre 4)

$$u_0 = 2,62 \text{ m et la force d'essieu ponctuelle de } 250 \text{ kN}$$

$$u = u_0 + h = 2,62 + 0,25 = 2,87 \text{ m}$$

$$v = v_0 + h = 33,4 + 0,25 = 33,65 \text{ m}$$

$$u_c = 2 \times (2,87 + 33,65) = 73,04 \text{ m}$$

$$\tau_u = (1,45 \times 250 \times 10 - 3) / (73,04 \times 0,25) = 0,0199 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0199 \text{ MPa} < 1,575 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition satisfaite}$$

9.3.2. Armatures d'effort tranchant

L'effort tranchant maximal se produit au milieu du grand côté et sa valeur ultime sur une bande de 1m de largeur est égale à : $V_u(t) = 183,51 \text{ t}$

$$l_y = 33,4 \text{ m et } l_x = 1,55 \text{ m}$$

$$v_u(t/m) = \frac{V_u(t)}{2 \times l_y + l_x} = \frac{183,51}{2 \times 33,4 + 1,55} = 2,68 \text{ t/m}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{2,68 \times 10^{-2}}{1 \times 0,25} = 0,1072 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq 0,05f_{cj} = 0,05 \times 35 = 1,75 \text{ MPa} \quad (\text{Vérfiée}), \text{ Pas besoin d'armatures d'effort tranchant.}$$

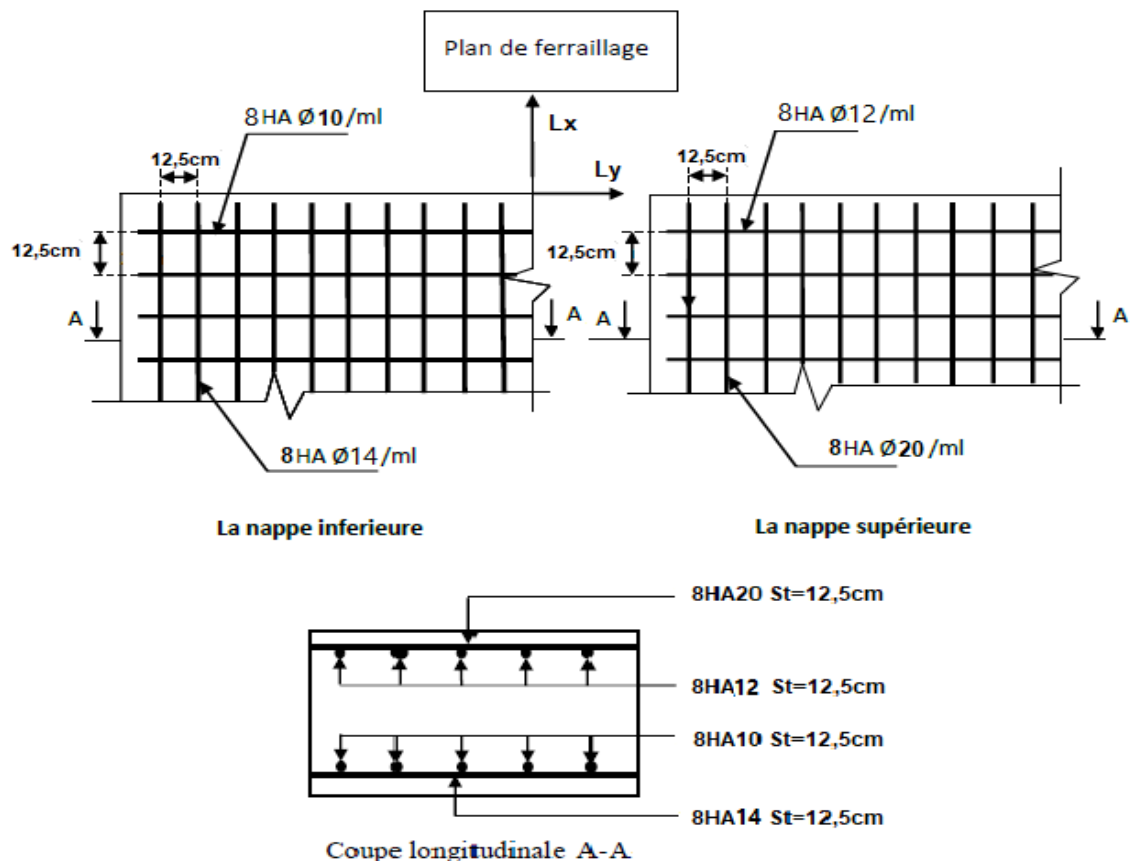


Figure 9. 4 : Schéma de ferrailage de la dalle

9.4. ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT

Les entretoises sont des poutres disposées transversalement, perpendiculaires à l'axe longitudinal de la chaussée, ces poutres assurent l'assemblage des poutres principales. L'entretoise d'about s'oppose au déversement des poutres, ainsi elle repartie les surcharges et le poids sur les poutres, elles sont obligatoires pour le levage du tablier à raison pour l'entretien des appareils d'appuis.

9.4.1. Calcul de l'entretoise

L'entretoise est calculée sous les sollicitations qui se résultent lors du levage du tablier, ceci est réalisé par l'utilisation des vérins disposés entre les poutres. Lors du levage, les surcharges retirées sont inexistantes, l'entretoise ne subit que son poids propre et la charge due au tablier, elle est calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (vérins).

9.4.2. Calcul des efforts

A. Effort du au poids propre

- Le poids propre de l'entretoise : $20 \times 1,227 \times 0,3 \times 2,5 = 18,405 \text{ t}$
- Le Poids linéique de l'entretoise : $18,405 / (17,57 - 1,1) = 1,12 \text{ t/ml}$

B. Effort du au tablier

$$G_{\text{tab}} = (17,66 + 27,47) \times 33,4 = 1507,34 \text{ t}$$

Ce poids est porté par les deux entretoises d'about, donc : $P_{\text{tab}} = \frac{G_{\text{tab}}}{2} = 753,67 \text{ t}$

$$P_{\text{tab/poutre}} = \frac{753,67}{11} = 68,52 \text{ t/poutre}$$

9.4.3. Calcul des sollicitations

Les sollicitations seront calculées en utilisant le logiciel ROBOT Structural Analysis, en assimilant l'entretoise à une poutre continue soumise aux charges suivantes :

Tableau 9. 2 : Sollicitations max à ELU et ELS

	Poids propre(t/ml)	Effort dû au tablier(t)
ELU	$1,35 \times 1,12 = 1,51 \text{ t/ml}$	$1,35 \times 68,52 = 92,5 \text{ t}$
ELS	$1,12 \text{ t/ml}$	$68,52 \text{ t}$

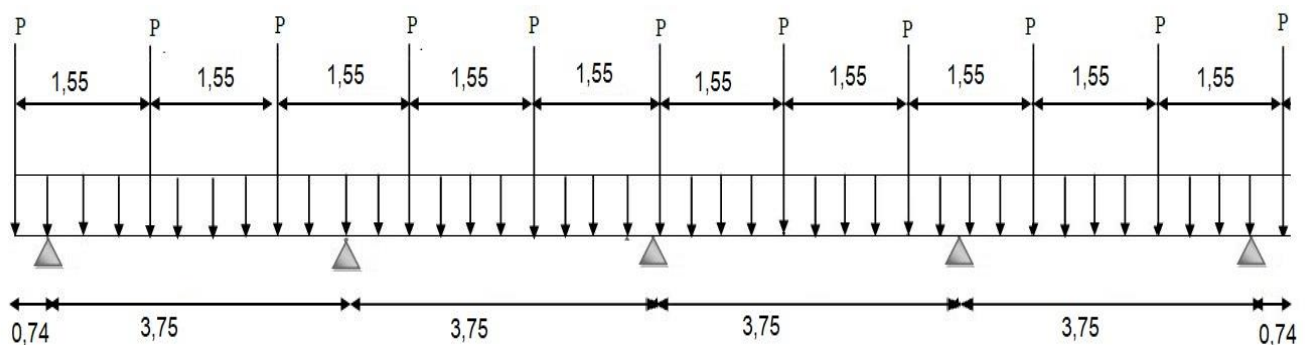


Figure 9. 5 : Emplacement des vérins sous l'entretoise

➤ A L'ELU

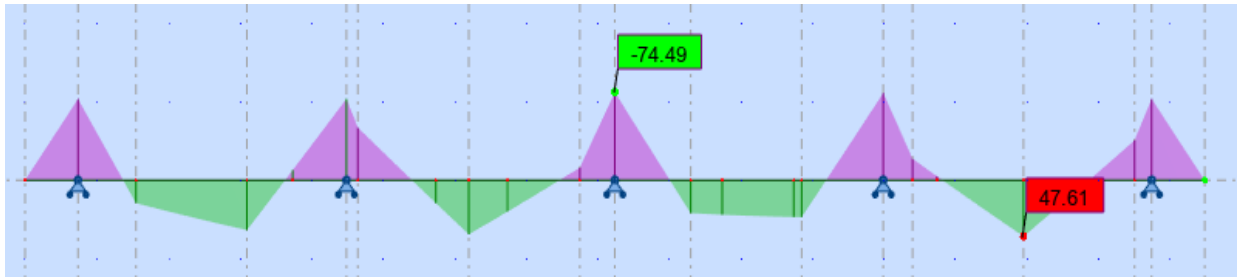


Figure 9. 6 : Diagramme des moments à ELU

$$M_{Umax,appui} = -74,49 \text{ t.m}$$

$$M_{Umax,travée} = 47,61 \text{ t.m}$$

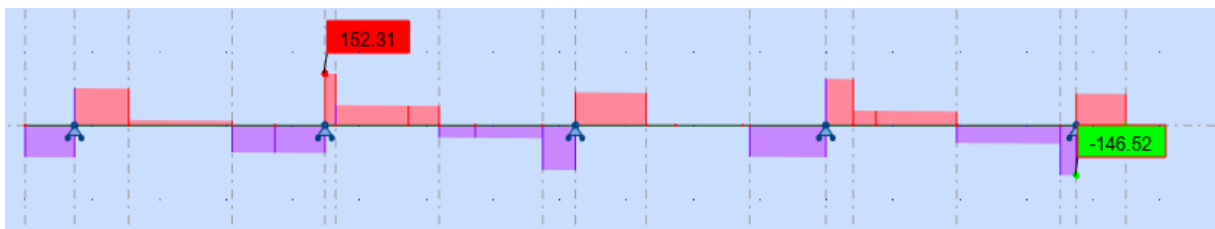


Figure 9. 7 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

$$T_{Umax} = 152,31 \text{ t}$$

➤ A L'ELS

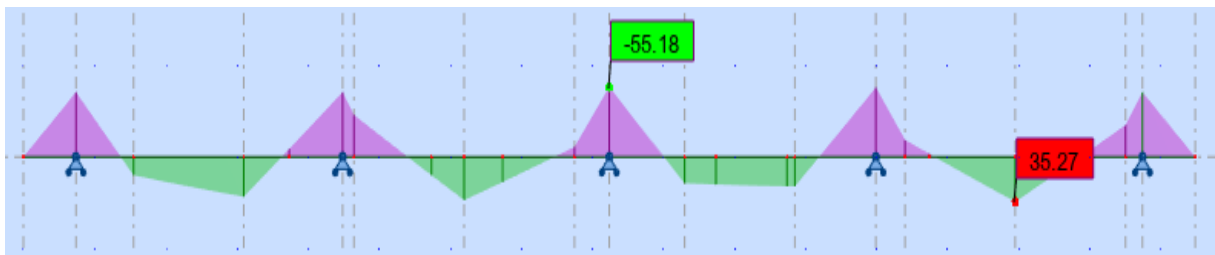


Figure 9. 8: Diagramme des moments à ELS

$$M_{sermax,appui} = -55,18 \text{ t.m}$$

$$M_{sermax,travée} = 35,27 \text{ t.m}$$

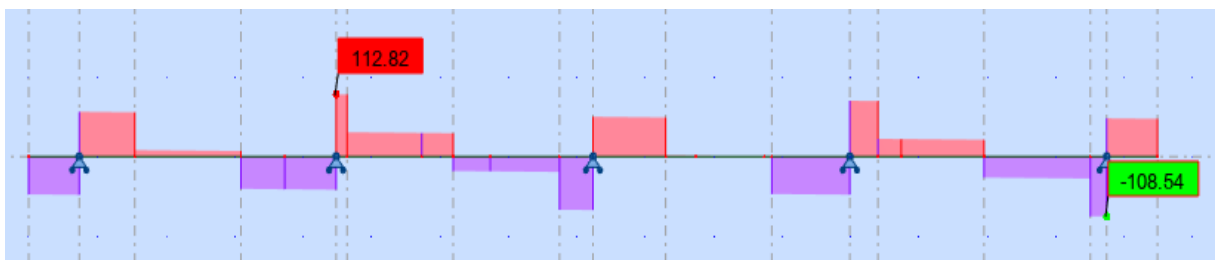


Figure 9. 9 : Diagramme des efforts tranchants à ELS

$$T_{Sermax} = 112,82 \text{ t}$$

9.4.4. Ferrailage longitudinale de l'entretoise

- ❖ Hypothèses :
 - Béton : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
 - Acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable.
- ❖ Section :
 - $b = 30 \text{ cm}$
 - $h = 170 \text{ cm}$
 - $d1 = 5 \text{ cm}$
 - $d2 = 5 \text{ cm}$
 - **Sur appui**
 - Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 13,3 \text{ cm}^2$
 - Section d'armature tendue : $A_{st} = 0 \text{ cm}^2$
 - **En travée**
 - Section d'armature comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$
 - Section d'armature tendue : $A_{st} = 8,4 \text{ cm}^2$

Donc on aura :

- Une nappe inférieure de 5HA16 avec un espacement de 10 cm
- Une nappe supérieure de 3HA20 et 2HA16 avec un espacement de 10 cm.

9.4.5. Ferrailage transversale de l'entretoise

A. Armature résistantes à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} \times f_{c28}; 4\right) = 3,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{152,31 \times 10^{-2}}{0,3 \times 1,65} = 3,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Les armatures droites sont suffisantes}$$

En raison de sécurité on utilise pour le ferrailage juste le minimum d'armature transversale :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \times f_e \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right) = 1,54 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,11 \text{ cm}$$

➤ Choix des armatures

$$\phi_L = 20 \text{ mm} \rightarrow S_t \leq \min\left(\phi_L; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,11 \times 20 = 2,2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un cadre de $\phi 12$ tous les 20 cm.

B. Armatures de peau

Les deux nappes d'armatures calculées ci-dessus par les moments de flexion sont placées dans les parties supérieure et inférieure de l'entretoise, elles empêchent la fissuration dans leurs voisinages mais pas celle pouvant apparaître dans le béton tendu existant entre ces deux

nappes à savoir que la hauteur de l'entretoise est grande. Pour éviter ce problème, on doit ajouter des armatures supplémentaires dites armatures de peau placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure de l'entretoise.

Selon les règles de BAEL, ces armatures ont une section d'au moins 3cm^2 par mètre de longueur de parement si la fissuration est considérée comme peu nuisible ou préjudiciable et 5cm^2 si la fissuration est considérée comme très préjudiciable. Dans notre cas, la fissuration est peu préjudiciable, donc :

$$A_{s,peau} = 3 \times (1,95 + 1,95) = 11,7 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 8HA14

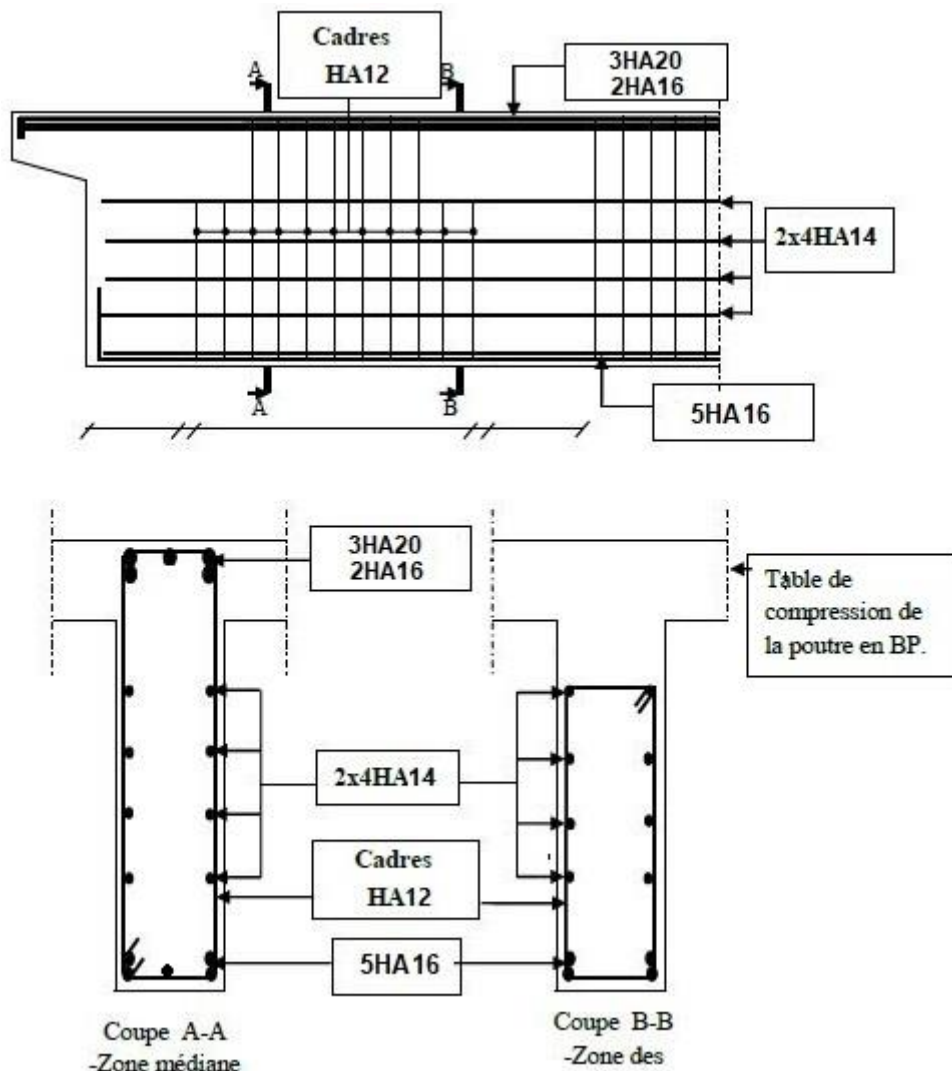


Figure 9. 10 : Schéma de ferrailage de l'entretoise

9.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons étudié et ferrailé la dalle du pont, donc tous les éléments du tablier sont étudiés, dans le chapitre suivant nous déterminons le type et le dimensionnement des équipements utilisés pour assurer le bon fonctionnement de la structure.

Chapitre 10 : Calcul des équipements

10.1. INTRODUCTION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception et le calcul d'un ouvrage d'art et par conséquent le bon choix des équipements contribue positivement dans la durabilité de l'ouvrage lui-même. Le tablier repose sur ses appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, conçus pour transmettre les efforts verticaux essentiellement et horizontaux, de plus ils permettent l'absorption des déplacements verticales et horizontales.

10.2. APPAREILS D'APPUI

L'appareil d'appui est un dispositif qui permet de lier le tablier du pont à ses appuis ; piles ou culées, cette liaison doit assurer les 2 fonctions :

- Transmettre les charges verticales et horizontales vers les piles ou les culées.
- Permettre le libre mouvement du tablier dans les directions choisies que ce soient des translations ou des rotations.

On distingue deux types de mouvement des appareils d'appuis :

- **Appareil d'appuis fixe** : il ne permet que la rotation du tablier en ce point.
- **Appareil d'appuis mobile** : il permet la rotation et la translation en même temps.

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

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux (à pot).
- Les appareils d'appuis sphériques (en acier).
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Notre choix a été porté sur les appareils d'appui les plus répandus en élastomère fretté, on vérifie que le déplacement est inférieur à 5mm.

10.2.1. Appareils d'appuis en élastomère fretté

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe), ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent (7) :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.
- Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis à des efforts qui les sollicitent, ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.

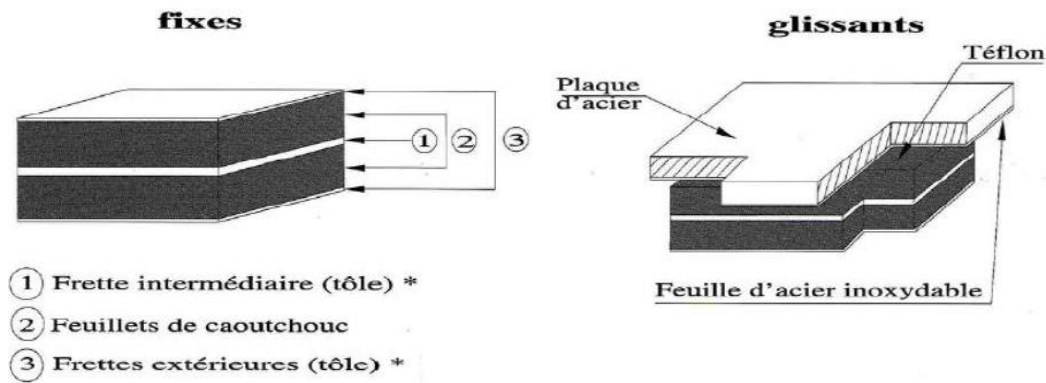


Figure 10. 1: Constitution type appareils d'appuis en élastomère fretté

A. Dimensionnement des appareils d'appuis

Le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appui.

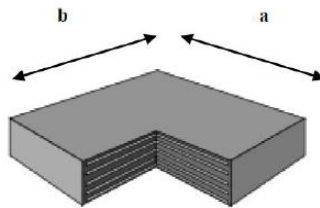


Figure 10. 2 : Dimension d'un appareil d'appui en élastomère fretté

La désignation de l'appareil d'appuis est : $a \times b \times n (t + e)$

- n : nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.
- e : épaisseur d'une feuille élémentaire.
- t : épaisseur d'une frette intermédiaire.
- a : coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.
- b : coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Selon SETRA la condition de non écrasement : $\sigma_m \geq \frac{N_{max}}{a.b}$

Avec : σ_m : Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui $\sigma_m = 15 \text{ MPa}$

a : Longueur de l'appareil d'appui (perpendiculaire à l'axe de la poutre).

b : Largeur de l'appareil d'appui (parallèle à l'axe de la poutre).

N_{max} : Effort normal sur l'appareil d'appuis, (effort tranchant dans la poutre).

Dans notre cas : $N_{max} = 131,83 \text{ t}$

$$a \times b \geq \frac{131,83 \times 10^{-2}}{15} = 0,08789\text{m}^2$$

B. Hauteur nette d'élastomère

$$\tau_{H1} \leq G \times \text{tg}(y_1) \rightarrow G \times \left(\frac{U}{T}\right) \leq 0,5 \times G \rightarrow \frac{U}{T} \leq 0,5 \rightarrow T \geq \frac{U}{0,5}$$

U : Déformation lente due au retrait, fluage et température.

G : Module d'élasticité transversale.

τ_{H1} : La contrainte de cisaillement dû à l'effort horizontal.

D'après les résultats du chapitre 10 on trouve : $U = 0,835 + 0,298 + 1,169 = 2,302$ cm

$$T \geq \frac{2,302}{0,5} = 5,272 \text{ cm}$$

Soit quatre feuilles d'élastomère d'épaisseur $t = 12$ mm; Ainsi : $T = 48$ mm

C. Dimension en plan de l'appareil

Il faut respecter les conditions suivantes :

- La condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5T \leq a \leq 10T \\ a \geq b \end{array} \right.$$

Donc : $240 \text{ mm} \leq a \leq 480 \text{ mm}$; On prendra : $a = 480 \text{ mm}$

Sachant que : $a \times b \geq 0,08789 \text{ m}^2 \rightarrow b \geq 183,10 \text{ mm}$

On prendra : $b = 480 \text{ mm}$

❖ Evaluation des déplacements

Le déplacement du tablier se résume au déplacement des appareils d'appuis, en cas de tablier supportant des longs rails soudés (rail continue < 90 m), le déplacement horizontal absolu maximum admissible du tablier dû au freinage/démarrage est 5mm, pour déterminer le déplacement des appareils d'appuis on prendra deux hypothèses (17) :

- **1^{ère} hypothèse : Un appui fixe et l'autre mobile**

Dans ce cas l'ensemble des efforts horizontaux sont repris par l'appui mobile ce dernier est composé de 11 appareils d'appuis en élastomère fretté de dimension $480 \times 480 \times 4$ (12+4)

La rigidité de l'appareil d'appuis est donnée par : $K_{\text{appareil}} = n \times \frac{G \times a \times b}{e}$

N : nombre d'appareils d'appuis = 11

a . b : dimensions de l'appareil d'appui en plan : $480 \times 480 \text{ mm}^2$

e : épaisseur du caoutchouc de l'appareil d'appui 4×12

G : 1200 kN/m

Donc $K = 63360 \text{ kN/m}$

Le déplacement du tablier sous l'effort de freinage et de démarrage est donné par :

D'après chapitre 4 : $F_{\text{max}} = 1135,6 \text{ kN}$

$$\delta = \frac{F}{K} = \frac{1135,6 \times 10^3}{63360} = 17,92 \text{ mm} > 5 \text{ mm} \quad (\text{Non Vérifiée})$$

▪ **2^{ème} hypothèse : Deux appuis mobiles**

Dans ce cas les efforts horizontales sont repartis sur les deux appuis et on a :

$$F = 1135,6/2 = 567,8 \text{ kN}$$

La rigidité de l'appareil d'appuis est donnée par : $K = 63360 \text{ KN/m}$

$$\delta = \frac{F}{K} = \frac{567,8 \times 10^3}{63360} = 8,96 \text{ mm} > 5 \text{ mm} \quad (\text{Non Vérifiée})$$

Remarque : (13)

- Dans les deux cas étudier le déplacement du tablier sous l'effort de freinage et de démarrage dépasse la valeur indiquée de 5mm.
- Donc il y a lieu de prévoir un dispositif de dilatation au droit de l'ouvrage (c'est-à-dire le rail n'est pas continu) ainsi la valeur de déplacement horizontale admissible devient 30mm et la condition du déplacement sera vérifiée.
- Dans notre ouvrage on est dans le cas des long rails soudés car on a limité la longueur dilatable à 33,4m (< 90m) donc on n'a pas des appareils de dilatation.
- Si on est dans une zone sismique on peut ajouter des appareils butés sismiques pour aider les appareils d'appuis en élastomère fretté mais ce n'est pas le cas.
- Donc la solution est d'utilisée des appareils d'appuis spécifiques, dans notre cas on choisit des appareils d'appuis à pot.

10.2.2. Appareils d'appui à pot

- Les appareils d'appui à pot permettent de reprendre des charges verticales très importantes, ils sont constitués d'un disque en élastomère, confiné entre un pot en acier et un piston circulaire, qui autorise des charges bien supérieures à celles d'un appareil d'appui en élastomère classique.
- La déformation de l'élastomère définit la capacité en rotation (jusqu'à 30 mrad).
- Les possibilités de glissement (appareils d'appui uni ou multidirectionnels) sont assurées au moyen d'une feuille de PTFE1((PolyTétraFluorEthylène) ou Téflon) alvéolée, graissée, et engravée dans la partie supérieure du piston sur laquelle va glisser une tôle en acier inoxydable spécialement traitée fixée à une plaque support dénommée plaque de glissement. Ces appareils sont munis d'index et de réglet de déplacement permettant le suivi dans le temps des mouvements. (18)

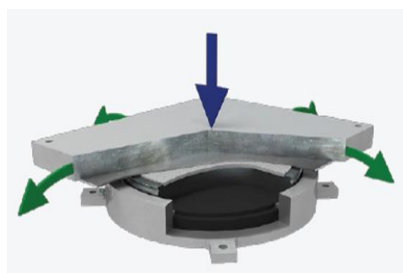


Figure 10. 3 : Appareil d'appui à pot

On distingue trois types : (19)

- **Appareils d'appui à pot fixes** : Ces appareils autorisent uniquement les rotations multidirectionnelles et empêchent tout déplacement horizontal (ou mouvement de translation au droit de celui-ci).
- **Appareil d'appui glissant libre** : Ces appareils autorisent la rotation et le déplacement multidirectionnel.
- **Appareil d'appui glissant guidé** : Ces appareils autorisent la rotation et le déplacement unidirectionnel.

Type	Appareil d'appui glissant libre	Appareil d'appui glissant guidé	Appareil d'appui fixe
	GL	GGL / GGT	FX
Symbole			
Effort vertical			
Rotation	 Jusqu'à 30 mrad	 Jusqu'à 30 mrad	 Jusqu'à 30 mrad
Déplacement horizontal	 Multidirectionnel	 Unidirectionnel	 Bloqué

Figure 10. 4 : Les types des appareils d'appui à pot

A. Avantages et inconvénients de ce type d'appareil d'appui

➤ **Avantages**

- Ces appareils d'appui permettent des descentes de charges élevées sous un encombrement limité, les capacités courantes vont de 5000 à 30000kN, mais d'autres capacités sont possibles.
- Ils réalisent, grâce à la pression hydrostatique développée, une répartition presque uniforme des charges sur la structure.
- Ils engendrent des forces de rappel élastique beaucoup moins importantes que pour d'autres types d'appareils d'appui.

➤ **Inconvénients**

- Le principal inconvénient est leur capacité de rotation limitée bien qu'elle réponde aux besoins de la majorité des ouvrages.
- Ils nécessitent une mise en œuvre précise et rigoureuse d'un niveau inhabituel dans le domaine de la construction des ponts.
- Leur fabrication nécessite des investissements notables en moyens industriels, notamment les robots pour l'usinage des pots et des pistons.

- Les tolérances de fabrication sont extrêmement faibles et obligent à des contrôles qualité en fabrication d'un niveau élevé, ceci explique que leur coût reste relativement élevé en comparaison notamment avec les appareils d'appui en élastomère fretté.

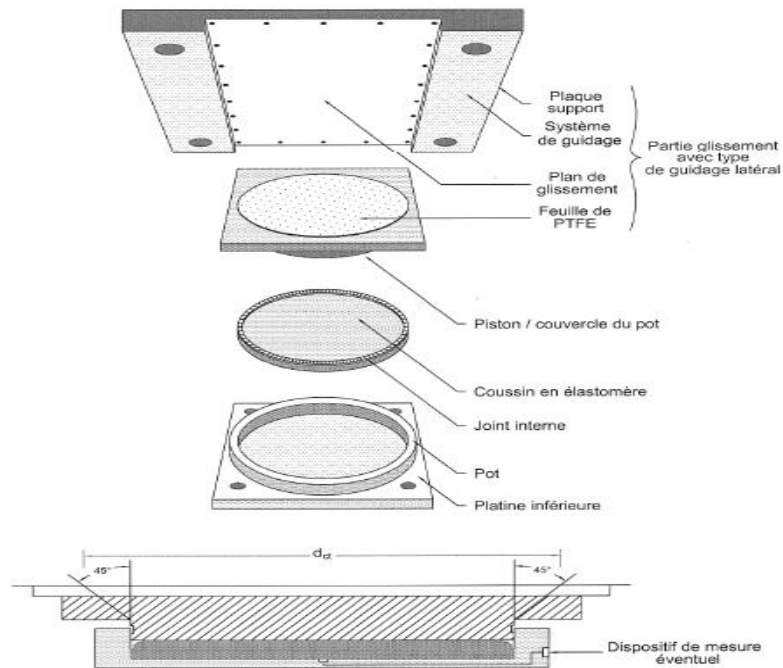


Figure 10.5 : Composition schématique d'un appareil d'appui à pot

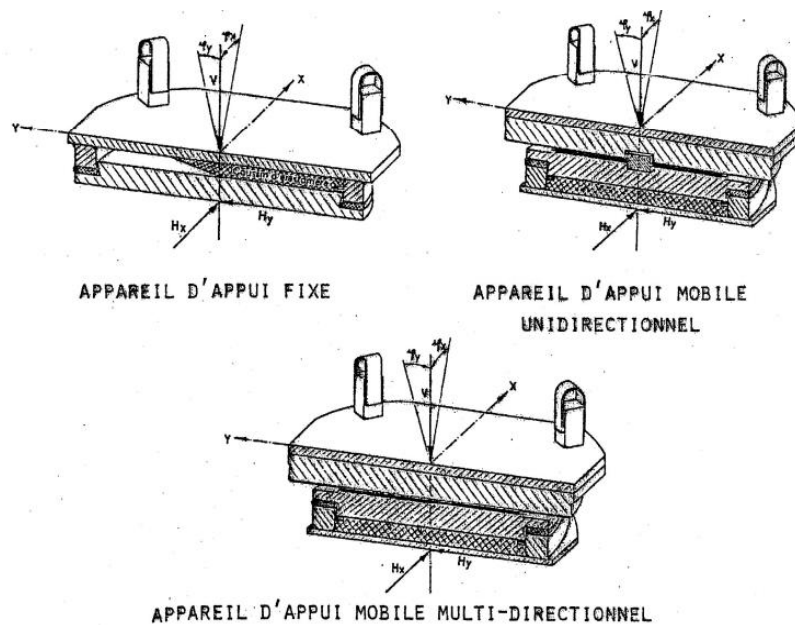


Figure 10.6 : Appareils d'appui à pot avec dispositif de glissement

Pour dimensionner l'appareil d'appui à pot on utilise les résultats des réaction calculées dans le chapitre 11.

B. Combinaisons d'actions

Les combinaisons à prendre en compte et le coefficient partiels de sécurité ont été définies selon la norme NF EN 1990, les calculs seront menés à l'ELU le cas le plus défavorable :

$$1,35G + 1,45 \times UIC71 + 1,2 \times SW2 + 1,5 \times 0,8 \times Tr$$

- **Calcul des efforts**

$$F_{v,max/appui} = 1,35 \times 984,50 + 1,45 \times 316,00 + 1,2 \times 470,2 + 1,5 \times 0,8 \times 24,88$$

$$F_{v,max/appui} = 2381,37 \text{ t}$$

$$F_{H,Long,max/appui} = 1,45 \times 0,75 \times (113,56 + 88,51) = 219,75 \text{ t}$$

$$F_{H,trans,max/appui} = 1,45 \times 10 = 14,5 \text{ t}$$

C. Répartition des efforts sur les appareils d'appuis

Le coût des appareils d'appuis à pot est élevé et au même temps ils supportent des grandes charges donc pour des raisons économiques, on ne va pas utiliser un appareil au-dessous de chaque poutre mais un appareil entre deux poutres avec une dalle de couronnement d'épaisseur 30 cm pour bien répartir la charge supportée par les poutres sur les appareils d'appuis, donc ils seront répartis comme suit :

- 1 ligne composée de 6 appareils d'appuis unidirectionnels (guidé longitudinal) GGL
- 1 ligne composée de 6 appareils d'appuis fixe (bloqué) FX

- **Effort vertical**

L'effort vertical sera réparti sur l'ensemble des appareils FX et GGL :

$$N_{appui} = 2 \times 2381,37 = 4762,74 \text{ t}$$

$$N_{appareil} = 4762,74/12 = 396,9 \text{ t}$$

- **Effort horizontal longitudinal**

L'effort horizontal longitudinal total sera réparti sur les 6 appareils fixes :

$$F_{H,Long/appui} = 219,75 \text{ t}$$

$$F_{H,Long/appareil} = 219,75/6 = 36,63 \text{ t}$$

- **Effort horizontal transversal**

L'effort horizontal transversal total sera réparti sur l'ensemble des appareils FX et GGL :

$$F_{H,trans/appui} = 14,5 \text{ t}$$

$$F_{H,trans/appareil} = 14,5/12 = 1,21 \text{ t}$$

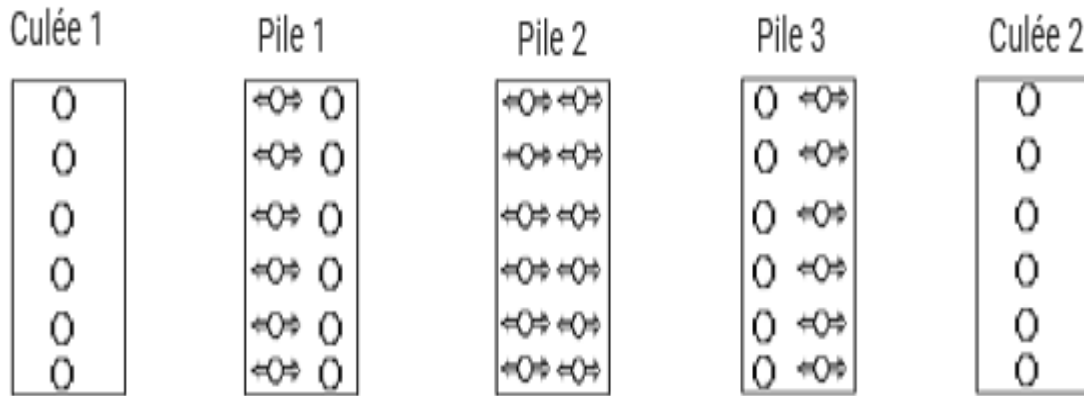


Figure 10. 7 : Schéma de répartition des appareils d'appuis à pot sur les appuis (piles -culées)

D. Choix des appareils d'appuis à pot

La désignation des appareils d'appui TETRON CD permet d'identifier leurs principales caractéristiques.

GL Appareil d'appui libre	20 000 Effort vertical à l'ELU en kN	•	250 Déplacement longitudinal total acceptable en mm	•	40 Déplacement transversal total acceptable en mm
GGT Appareil d'appui guidé transversal		-	800 Effort longitudinal à l'ELU en kN	•	40 Déplacement transversal total acceptable en mm
GGL Appareil d'appui guidé longitudinal		-	800 Effort transversal à l'ELU en kN	•	40 Déplacement longitudinal total acceptable en mm
FX Appareil d'appui fixe		-	900 Effort horizontal à l'ELU en kN (résultante de x/y*)		

Figure 10. 8: Désignation des appareils d'appui à pot (19)

❖ **Conditions à vérifier**

- **Appareil d'appuis guidé (unidirectionnel (GGL))**

Nombre d'appareils = 24, Chaque appareil d'appuis fixe doit reprendre :

- Un effort vertical $N = 400 \text{ t} = 4000 \text{ kN}$
- Un déplacement longitudinal $\Delta_L = 12 \text{ mm}$
- Un effort horizontal transversal $F_{H,trans} = 1,5 \text{ t} = 15 \text{ kN}$

- **Appareil d'appuis fixe (FX)**

Nombre d'appareils = 24, chaque appareil d'appui fixe doit reprendre :

- Un effort vertical $N = 400 \text{ t} = 4000 \text{ kN}$
- Un effort horizontal : (longitudinal et transversal) $F_H = 36,63 + 1,5 \text{ t} = 381,3 \text{ kN}$

NB : C'est à l'entreprise de choisir le modèle d'appareils d'appuis à condition de respecter les critères de choix.

❖ **Choix des appareils**

Dans notre cas l'appareil d'appui à pot proposé est :

➤ **Appareil d'appuis fixe FX 4000-400**

Les appareils d'appui à pot fixes sont constitués d'un pot, d'un disque en élastomère et d'un piston. Le pot est fixé au support et le piston à la superstructure. Ce modèle ne permet aucun déplacement horizontal. Il transmet donc les efforts de la superstructure à son support dans toutes les directions.

- $N = 4000 \text{ kN}$
- $F_{H,l} = 381,3 \text{ kN} < 400 \text{ kN}$

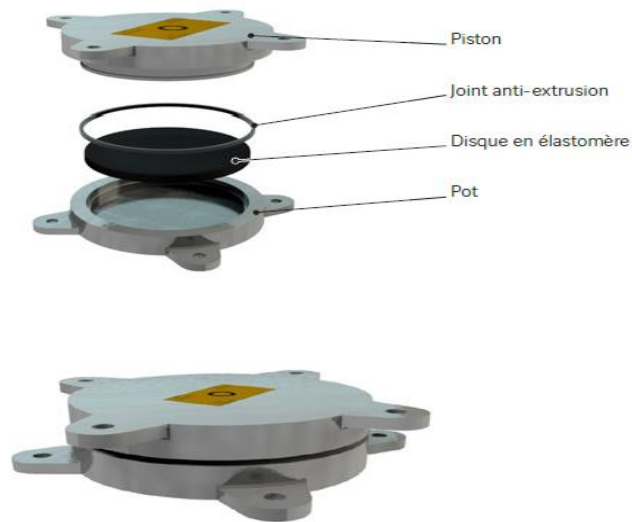


Figure 10. 9 : Composition d'un appareil d'appui à pot fixe (19)

D'après le catalogue (Les appareils d'appui mécaniques Freyssinet) on trouve : (19)

(Voir annexe figure 6)

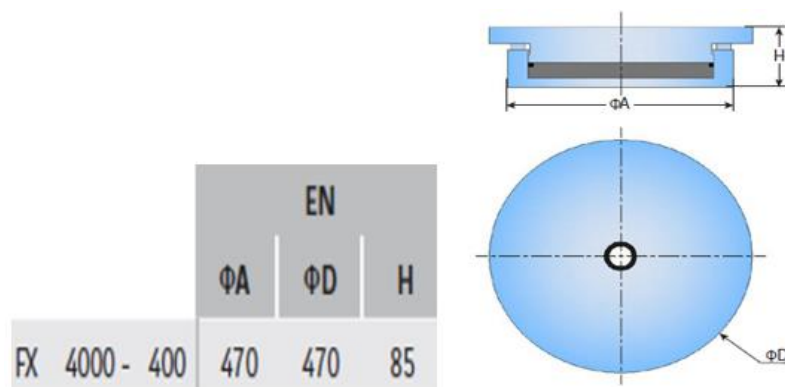


Figure 10. 10 : Dimension de l'appareil d'appui à pot fixe choisi

➤ **Appareil d'appuis unidirectionnel GG 4000-400-100**

Ce type d'appareil appui à pot glissant guidé est conçu comme un appareil d'appui glissant libre mais muni d'un guide. Le guide est solidaire au piston et vient se positionner dans une rainure de la plaque de glissement supérieure. Ce modèle d'appareil d'appui accepte des déplacements horizontaux dans l'axe du guide et des efforts horizontaux dans la direction perpendiculaire.

- $N = 4000 \text{ kN}$
- $F_{H,T} = 15 \text{ kN} < 400 \text{ kN}$
- $\Delta_L = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

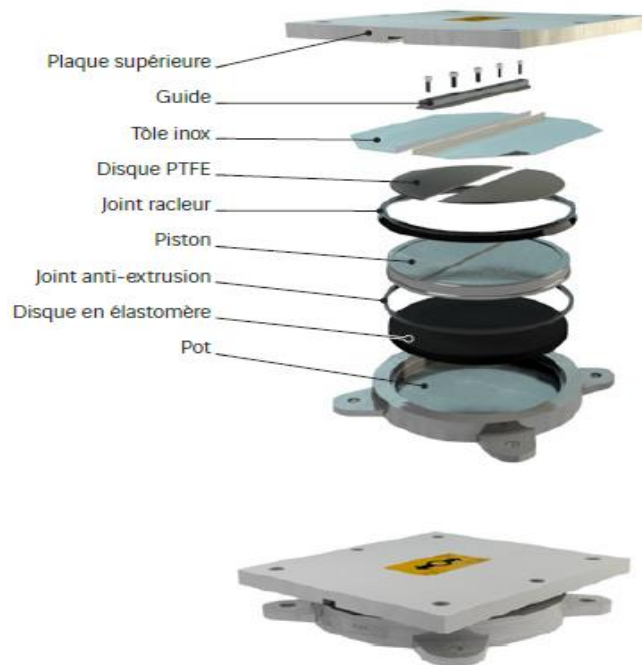


Figure 11.11 : Composition d'un appareil d'appui glissant guidé (19)

Du catalogue on trouve : (Voir annexe figure 5)

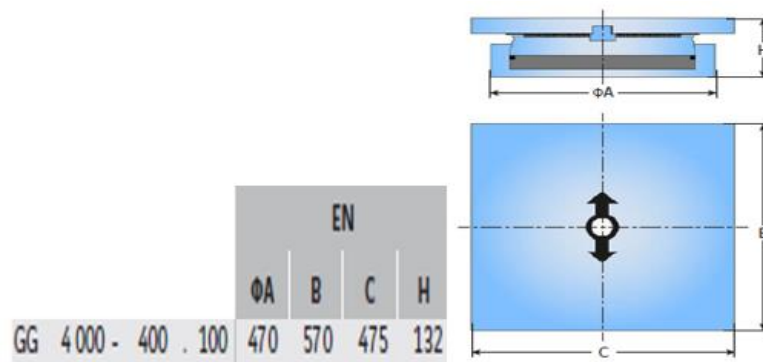


Figure 10. 11 : Dimension de l'appareil d'appui à pot glissant guidé choisi

10.3. JOINTS DE DILATATION

10.3.1. Définition

- La fonction d'un joint de dilatation d'un pont rail est similaire à celle des ponts routes, qui consiste à permettre la dilatation du pont, avec néanmoins la nécessité impérative de tenir compte de l'armement de la voie et d'assurer la continuité du chemin de roulement.
- Les joints de ponts rails se rencontrent essentiellement sur les ponts relativement récents. En effet, les ponts anciens sont, soit en maçonnerie et ne comportent donc pas de joints, soit métallique à pose de voie directe, dans ce cas, l'extrémité du tablier côté appui mobile permet la dilatation moyennant en général la coupure des rails (AD : Appareil de dilatation de voie, ou joints de rails) sans joint particulier en dehors d'éventuel traitement de lacunes vis-à-vis de la sécurité du personnel.
- En fonction de la longueur dilatable des tabliers et de la nature de ces derniers, il est fait usage de différents types de joints, pour des longueurs dilatables entre 60 et 100 mètres environ, il est fait usage de joints sous ballast et pour des longueurs dilatables importantes supérieure à 100 mètres il y a lieu d'utiliser le joint garde ballast.
- Il est bien sûr souhaitable que la zone de joint ne soit pas un point de passage privilégié de l'eau, des dispositions techniques indépendantes du joint peuvent être adaptées. (20)

Dans notre cas le tablier présente une continuité apparente au niveau de l'hourdis, c'est-à-dire, chaque deux travées sont liées par le prolongement de l'hourdis entre les poutres, et elles sont intercalées d'un joint de dilatation, la longueur dilatable apparente est $2 \times 33,4 = 66,8\text{m}$, elle est entre 60 et 100m on utilise donc joints sous ballast.

10.3.1. Joint sous ballast

Destiné à remplir les fonctions suivantes :

- Il autorise les libres mouvements entre les structures.
- Il empêche toute pénétration de ballast dans le vide du joint.
- De plus, le joint sous ballast est conçu pour permettre sans son démontage le vérinage de l'ouvrage.

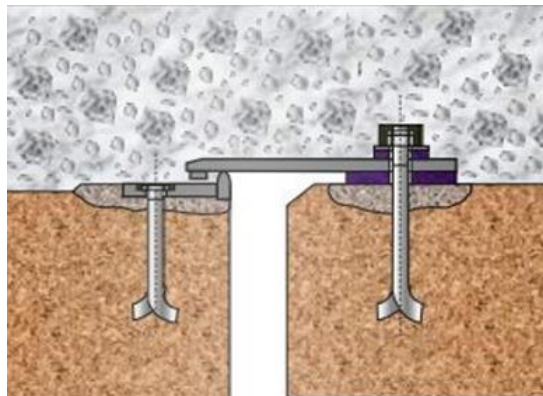


Figure 10. 12 : Joint de dilatation d'un pont (20)

10.4. EVACUATION DES EAUX

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas une corniche-caniveau, le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en formant une pente transversale générale ou une double pente en forme de toit. La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% (la valeur courante est 2,5%) ; dans le cas des profils en travers en forme de toit, les deux pentes se raccordent paraboliquement sur un mètre de part et d'autre de l'axe central, une fois recueillie dans le fil d'eau, l'eau est évacuée, le plus souvent, par l'intermédiaire de gargouilles. (7)

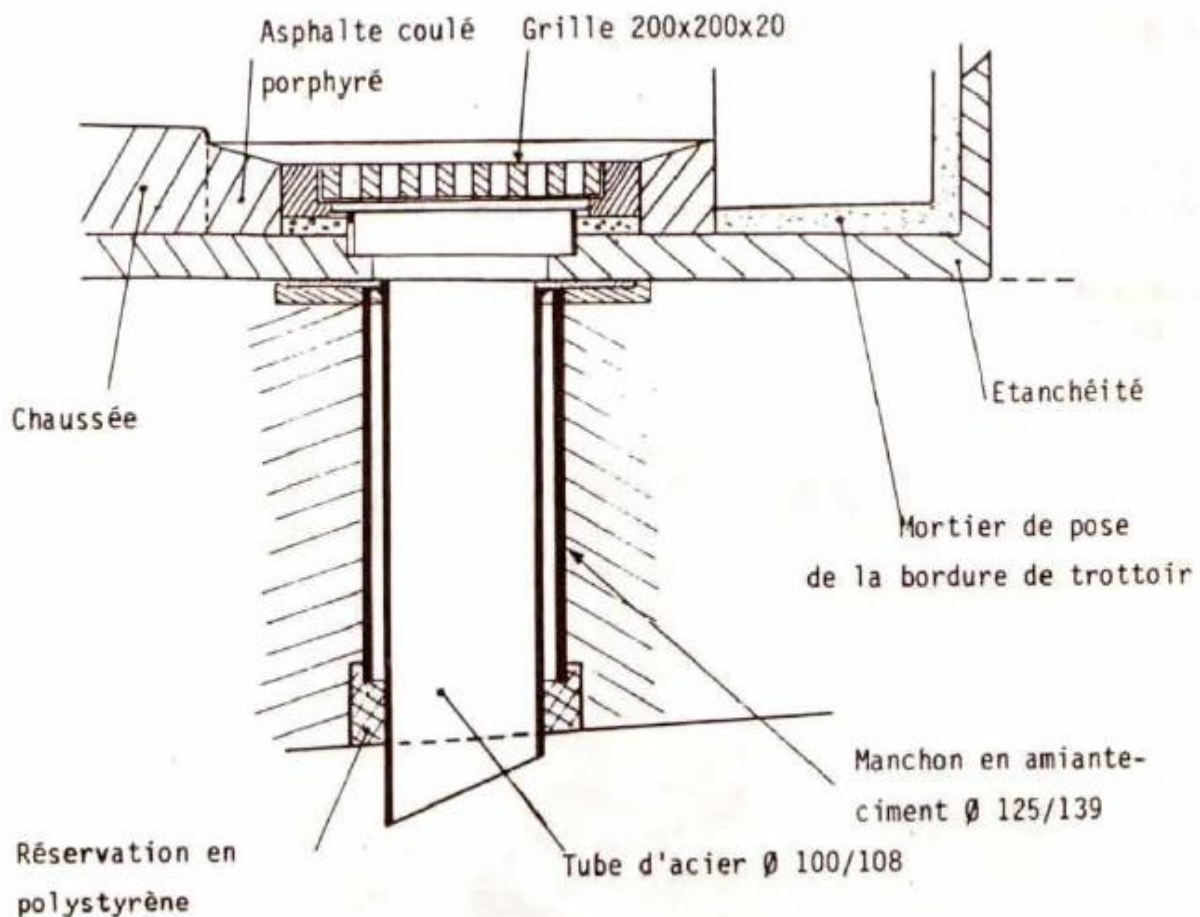


Figure 10. 13 : Une gargouille d'évacuation (7)

10.5. CONCLUSION

Les équipements du pont sont essentiels pour le fonctionnement de la structure, dans ce chapitre on a dimensionné les appareils d'appuis nécessaires, on a pris 6 appuis dans chaque appui et on a mis trois joints de dilatation, un joint sous ballast dans la pile centrale et deux joints à l'entrée du pont entre le mur garde grève et les poutres. Les deux chapitres suivants seront consacrés à l'étude et au ferrailage des éléments de l'infrastructure.

Chapitre 11 : Etude de la pile

11.1. INTRODUCTION

La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui intermédiaire qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle est composée d'un chevêtre, d'un corps de pile (fût), et d'une semelle liant les pieux. Ce chapitre est consacré au dimensionnement, étude et au ferrailage de ces derniers.

11.2. CHOIX DE LA MAPHOLOGIE

Le choix du type des piles de ce projet est déterminé après avoir pris compte de nombreux facteurs, en particulier :

- La profondeur de la brèche à franchir.
- Le type de tablier a porté.
- Résistance mécanique et robustesse.
- Facteur d'esthétique.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, soit partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

11.3. PRE DIMENSIONNEMENT

Notre tablier repose sur des appuis, l'action transmise par ce tablier se réduit pratiquement à deux forces, l'une verticale et l'autre horizontale. Les dimensions sont données à partir des documents SETRA PP73 on a trouvé (21) :

11.3.1. Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, le fût choisi est un élément rectangulaire solide (type mur).

$$e \geq \frac{4 \times h + l}{100} + 0,1 = \frac{4 \times 6,7 + 33,4}{100} + 0,1 = 0,7 \text{ m}$$

Dans notre ouvrage et d'après le document PP73 on prend 3 fûts de sections rectangulaires (2,5×1,2) m et de hauteur 6,7 m.

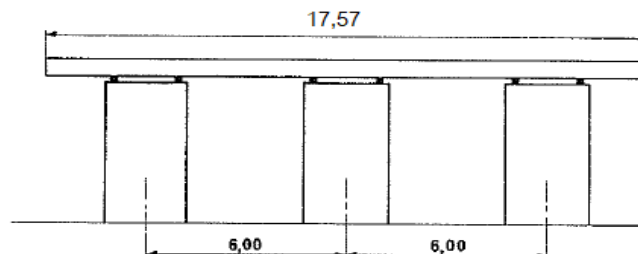


Figure 11. 1 : Schéma des piles du pont

11.3.2. Chevêtre « tête de pile »

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

- Longueur : $L = 17,57 \text{ m}$
- Hauteur du chevêtre : $H = 1,95 \text{ m}$

- La largeur du chevêtre est déterminée par la condition suivante : $e \leq 1,25 h_t$
Avec : $h_t = 1,95$ m, qui est la hauteur du tablier.
On fixe : $e = 2,3$ m

11.3.3. Fondations

La base de l’ouvrage, reçoit la descente des charges et elle assure leurs transmissions aux semelles, elle repose directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison, parmi les types courants des fondations il y a : les fondations superficielles et les fondations profondes. Le rapport géotechnique et les considérations géologiques et géotechniques, montrent des faibles caractéristiques géomécaniques, on a opté pour des fondations profondes « pieux ».

➤ **Caractéristiques des pieux :**

Selon le document FOND 72, le domaine d’emploi des pieux est le suivant :

- $5m \leq L \leq 8m$: pieux préfabriqués battus.
- $8m \leq L \leq 15 m$: pieux préfabriqués ou exécutés en place.
- $15m \geq L$: pieux exécutés en place.

Pour notre ouvrage et d’après le rapport géotechnique, la longueur moyenne des pieux est de $L = 18$ m, ce qui justifie leur exécution sur place. Le diamètre des pieux est lié à leur longueur, selon la règle suivante applicable aux pieux en béton armé :

- Pieux préfabriqués : $\Phi \geq \frac{L}{30}$
- Pieux exécutés en place : $\Phi \geq \frac{L}{20}$

Puisque nos pieux sont exécutés en place, leurs diamètres $\Phi \geq \frac{L}{20} = 0,9m$ et d’après le rapport géotechnique : $\Phi = 1,20$ m

L’entraxe des pieux est généralement en fonction de diamètres de pieux entre 2Φ à 3Φ , donc la distance entre axes des pieux est entre $2,4 \leq e \leq 3,6$ m.

➤ **Pour les semelles :**

- Longueur $L_s = x + 2\Phi = 6 \times 2 + 2,5 + 2 \times 1,2 = 16,9m$

La valeur de h_s doit être telle que l’encrage des armatures des pieux dans la semelle soit correctement assuré, la hauteur de la semelle est généralement égale à $1,2\Phi$

$h_s \geq 1,2 \Phi = 1,44m$

- La hauteur de la semelle $h_s = 1,5m$
- Largeur de la semelle :

La largeur de la semelle est de : $B \geq 5\Phi = 6m$.

On prend : $B = 7,4m$ pour la semelle de la pile la plus haute et $B = 6m$ pour les autres semelles des piles.

Tableau 11. 1: Tableau récapitulatif du poids des constituants de la pile

	B	H	L	Nbr	Poids
Dés	0,5	0,275	0,65	12	2,68
Chevêtre	2,3	1,95	17,57	/	197
Dalle de couronnement	1	0,3	17,57	/	13,18
Fûts	1,2	6,7	2,5	3	150,75
Semelle	7,4	1,5	16,9	/	468,98

11.4. REPARTITION DES CHARGES ET SURCHARGES SUR LA PILE

11.4.1. Charges verticales

A. Calcul des réactions

▪ Poids propre du tablier

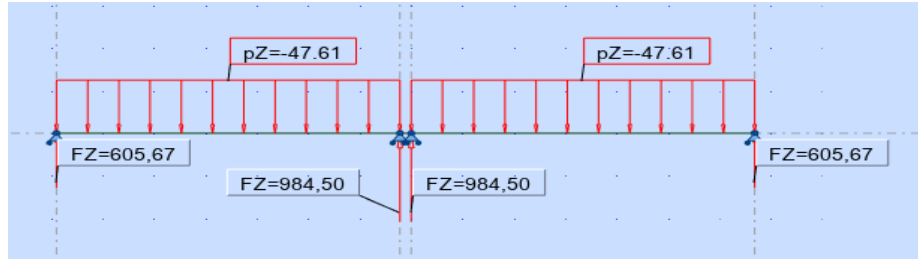


Figure 11. 2 : Réaction dues au poids propre 2 travées chargées

$R_{max,1} = 984,50 \text{ t}$

$R_{max,2} = 984,50 \text{ t}$

$R_T = R_{max,1} + R_{max,2} = 1969 \text{ t}$

• Moment longitudinal :

$M_L = (R_{max,1} - R_{max,2}) \times \frac{1,1}{2} = 0 \text{ t.m}$

• Moment transversal :

Distance du milieu du rail au centre de la dalle est 2,72m donc :

$M_T = (R_{max,1} - R_{max,2}) \times 2,72 = 0 \text{ t.m}$

B. Répartition des surcharges sur la pile

▪ Surcharge UIC

➤ 1^{er} Cas : Une travée chargée

○ Une voie chargée

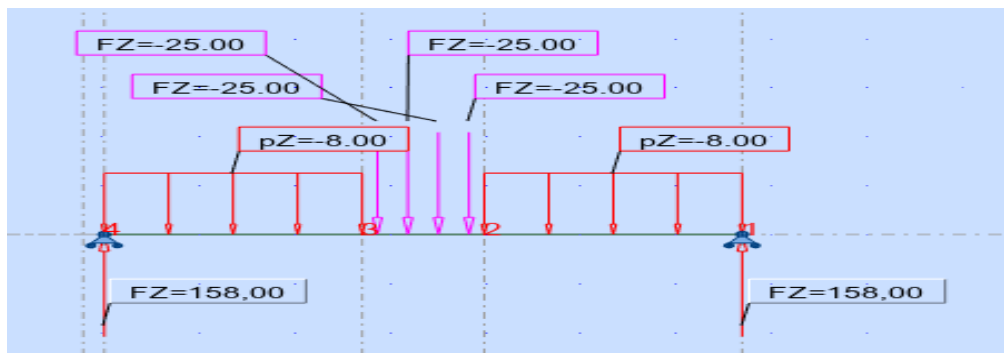


Figure 11. 3 : Réaction dues UIC 1 travée chargée

$R_{max} = 158 \text{ t}$

$M_L = R_{max} \times \frac{1,1}{2} = 86,9 \text{ t.m}$

$M_T = R_{max} \times 2,72 = 429,76 \text{ t.m}$

○ Deux voies chargées

$R_{max} = 2 \times 158 = 316 \text{ t}$

$M_L = R_{max} \times \frac{1,1}{2} = 173,8 \text{ t.m}$

$M_T = (R_{max} - R_{max}) \times 2,72 = 0 \text{ t.m}$

➤ 2^{ème} Cas : Deux travées chargées

○ Une voie chargée

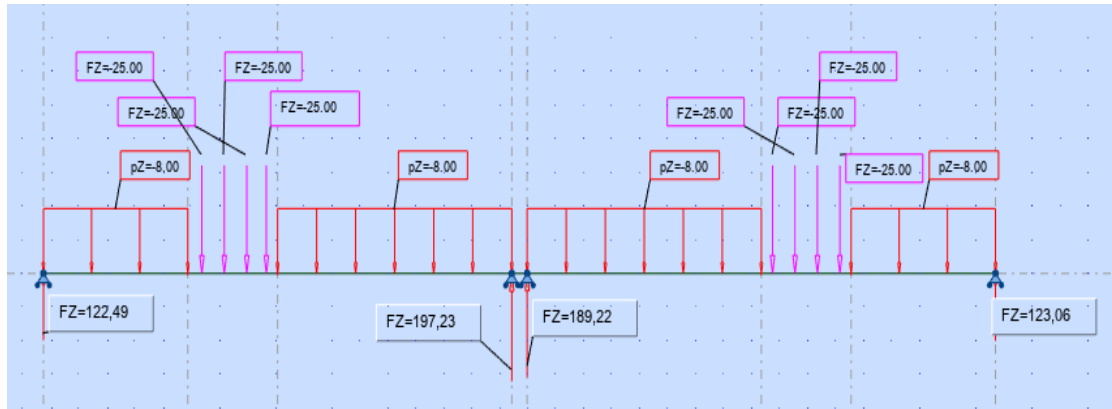


Figure 11. 4 : Réaction dues UIC 2 travées chargées

$$R_{\max,1} = 197,23 \text{ t}$$

$$R_{\max,2} = 189,22 \text{ t}$$

$$R_T = R_{\max,1} + R_{\max,2} = 386,45 \text{ t}$$

$$M_L = (R_{\max,1} - R_{\max,2}) \times \frac{1,1}{2} = 4,41 \text{ t.m}$$

$$M_T = R_T \times 2,72 = 1051,14 \text{ t.m}$$

○ Deux voies chargées

$$R_{\max} = 2 \times 386,45 = 772,9 \text{ t}$$

$$M_L = 8,81 \text{ t.m}$$

$$M_T = (R_{\max} - R_{\max}) \times 2,72 = 0 \text{ t.m}$$

▪ Surcharge SW0

➤ 1^{er} Cas : Une travée chargée

○ Une voie chargée

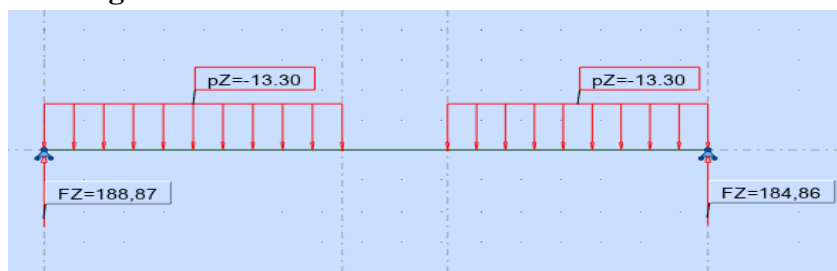


Figure 11. 5 : Réaction dues SW0 1 travée chargée

$$R_{\max} = 188,87 \text{ t}$$

$$M_L = R_{\max} \times \frac{1,1}{2} = 103,88 \text{ t.m}$$

$$M_T = R_{\max} \times 2,72 = 513,73 \text{ t.m}$$

○ Deux voies chargées

$$R_{\max} = 2 \times 188,87 = 377,74 \text{ t}$$

$$M_L = R_{\max} \times \frac{1,1}{2} = 207,76 \text{ t.m}$$

$$M_T = (R_{\max} - R_{\max}) \times 2,72 = 0 \text{ t.m}$$

➤ 2^{ème} Cas : Deux travées chargées

○ Une voie chargée

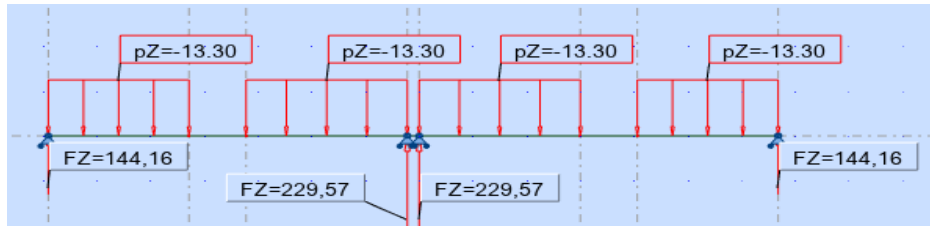


Figure 11. 6 : Réaction dues SW0 2 travées chargées

$$R_{\max,1} = 229,57 \text{ t}$$

$$R_{\max,2} = 229,57 \text{ t}$$

$$R_T = R_{\max,1} + R_{\max,2} = 459,14 \text{ t}$$

$$M_L = (R_{\max,1} - R_{\max,2}) \times \frac{1,1}{2} = 0 \text{ t.m}$$

$$M_T = R_T \times 2,72 = 1248,86 \text{ t.m}$$

○ Deux voies chargées

$$R_{\max} = 2 \times 459,14 = 918,28 \text{ t}$$

$$M_L = M_T = 0 \text{ t.m}$$

▪ Surcharge SW2

➤ 1^{er} Cas : Une travée chargée

○ Une voie chargée

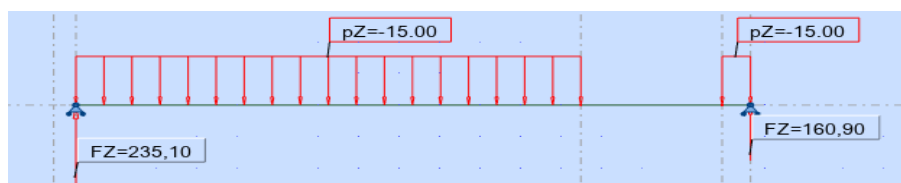


Figure 11. 7 : Réaction dues SW2 1 travée chargée

$$R_{\max} = 235,1 \text{ t}$$

$$M_L = R_{\max} \times \frac{1,1}{2} = 129,31 \text{ t.m}$$

$$M_T = R_{\max} \times 2,72 = 639,47 \text{ t.m}$$

○ Deux voies chargées

$$R_{\max} = 2 \times 235,1 = 470,2 \text{ t}$$

$$M_L = R_{\max} \times \frac{1,1}{2} = 258,61 \text{ t.m}$$

$$M_T = (R_{\max} - R_{\max}) \times 2,72 = 0 \text{ t.m}$$

➤ 2^{ème} Cas : Deux travées chargées

○ Une voie chargée

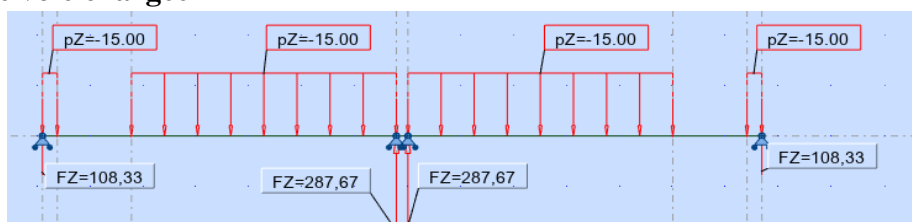


Figure 11. 8 : Réaction dues SW2 2 travées chargées

$$R_{\max,1} = 287,67 \text{ t}$$

$$R_{\max,2} = 287,67 \text{ t}$$

$$R_T = R_{\max,1} + R_{\max,2} = 575,34 \text{ t}$$

$$M_L = (R_{\max,1} - R_{\max,2}) \times \frac{1,1}{2} = 0 \text{ t.m}$$

$$M_T = R_T \times 2,72 = 1564,92 \text{ t.m}$$

- **Deux voies chargées**

$$R_{\max} = 2 \times 575,34 = 1150,68 \text{ t}$$

$$M_L = M_T = 0 \text{ t.m}$$

- **Surcharge dues aux trottoirs**

- **1^{er} Cas : Une travée chargée**

- **Deux trottoirs chargés**

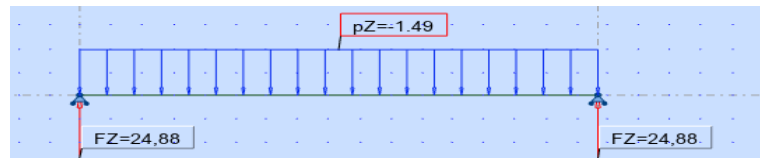


Figure 11. 9: Réaction dues trottoirs 1 travée chargée

$$R_{\max} = 24,88 \text{ t}$$

$$M_L = R_{\max} \times \frac{1,1}{2} = 13,68 \text{ t.m}$$

La distance du milieu des trottoirs au centre de la dalle est $17,57 - \frac{1,49}{2} \times 2 = 8,04\text{m}$.

$$M_T = (R_{\max} - R_{\max}) \times 8,04 = 0 \text{ t.m}$$

- **Un trottoir chargé**

$$R_{\max} = 0,5 \times 24,88 = 12,44 \text{ t}$$

$$M_L = R_{\max} \times \frac{1,1}{2} = 6,84 \text{ t.m}$$

$$M_T = R_{\max} \times 8,04 = 100,01 \text{ t.m}$$

- **2^{ème} Cas : Deux travées chargées**

- **Deux trottoirs chargés**

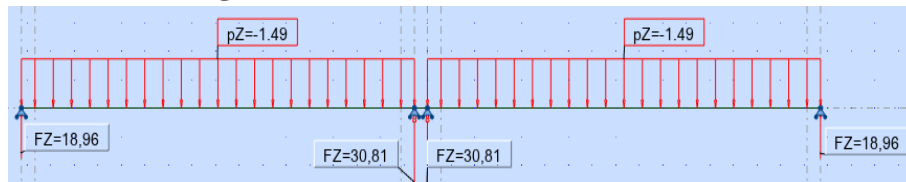


Figure 11. 10 : Réaction dues trottoirs 2 travées chargées

$$R_{\max,1} = 30,81 \text{ t}$$

$$R_{\max,2} = 30,81 \text{ t}$$

$$R_T = R_{\max,1} + R_{\max,2} = 61,62 \text{ t}$$

$$M_L = (R_{\max,1} - R_{\max,2}) \times \frac{1,1}{2} = 0 \text{ t.m}$$

$$M_T = (R_{\max} - R_{\max}) \times 8,04 = 0 \text{ t.m}$$

- **Un trottoir chargé**

$$R_{\max} = 0,5 \times 61,62 = 30,81 \text{ t}$$

$$M_L = 0 \text{ t.m}$$

$$M_T = R_{\max} \times 8,04 = 247,71 \text{ t.m}$$

Tableau 11. 2 : Tableau récapitulatif des surcharges

Désignation		UIC (t)	SW0 (t)	SW2 (t)	Trottoirs (t)
1 travée chargée	1vc	158	188,87	235,1	12,44
	2vc	316	377,74	470,2	24,88
2 travées chargées	1vc	386,45	459,14	575,34	30,81
	2vc	772,9	918,28	1150,68	61,62

11.4.2. Charges horizontales

D’après les résultats du chapitre 4 :

A. Effort de freinage dû à la charge UIC et SW0

$$H_{UIC,SW0} = 177,02 \text{ t}$$

B. Effort de freinage du au système de charge SW2

$$H_{SW2} = 227,12 \text{ t}$$

Tableau 11. 3 : Tableau récapitulatif des surcharges selon les 3 cas de charges maximales

			UIC + Tr	SW0 + Tr	SW2 + Tr
N_{max}	1 ^{er} cas	N(t)	834,52	979,90	1212,30
		M _l (t.m)	8,81	0,00	0,00
		M _t (t.m)	43,57	0,00	0,00
		H(t)	177,02	177,02	227,12
M_{l,max}	2 ^{ème} cas	N(t)	340,88	402,62	495,08
		M _l (t.m)	187,48	221,44	272,29
		M _t (t.m)	0,00	0,00	0,00
		H(t)	88,51	88,51	113,56
M_{t,max}	3 ^{ème} cas	N(t)	417,26	489,95	606,15
		M _l (t.m)	4,41	0,00	0,00
		M _t (t.m)	1298,86	1496,57	1812,64
		H(t)	88,51	88,51	113,56

11.5. FERRAILLAGE DE LA PILE

11.5.1. Chevêtre

A. Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion

Le chevêtre est soumis à son poids propre et aux surcharges agissant sur les dés d’appuis. Pour son calcul, on assimile le chevêtre à une poutre sur un appui continu (fût). On considère que le chevêtre est soumis à une surcharge uniformément répartie, les réactions dues aux combinaisons les plus défavorables à l’ELU et à l’ELS sont regroupés dans le tableau suivant, on prend le cas le plus défavorable c'est-à-dire lorsque on charge deux travées :

Tableau 11. 4 : Combinaison à L’ELS et L’ELU

Cas de charge	Combinaison	Charge(t)
ELU	Poids du tablier G(t)	1969
	$P_u = 1,35 G + 1,45 \emptyset \times (UIC71,2v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$	3852,80
	$P_u = 1,35 G + 1,45 \emptyset \times (UIC71,1v + SW0,1v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$	3958,20
ELS	$P_u = 1,35 G + 1,45 \emptyset \times (SW2,2v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$	6069,07
	$P_{ser} = G + \emptyset \times (UIC71,2v) + 0,8 \times Tr$	2791,20
	$P_{ser} = G + \emptyset \times (UIC71,1v + SW0,1v) + 0,8 \times Tr$	2863,89
	$P_{ser} = G + \emptyset \times (SW2,2v) + 0,8 \times Tr$	3168,98

La réaction la plus défavorable est celle de $P_u = 1,35 G + 1,45 \phi \times (SW2,2v) + 1,5 \times 0,8 \times Tr$

- À L'ELU : $R_{max} = 6069,07 \text{ t}$
- À L'ELS : $R_{max} = 3168,98 \text{ t}$

▪ **Calcul des sollicitations**

❖ **Charges concentrées (tablier + surcharges)**

$$q_u = \frac{6069,07}{11} = 551,73 \text{ t}$$

$$q_s = \frac{3168,98}{11} = 288,09 \text{ t}$$

❖ **Charge répartie (poids propre) :**

$$G_{ch} = \frac{212}{17,57} = 12,11 \text{ t/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times G_{ch+dalle} = 16,35 \text{ t/ml}$$

$$q_s = G_{ch} = 12,11 \text{ t/ml}$$

Le chevêtre est calculé comme une poutre continue, on le modélise sur le logiciel ROBOT, les résultats obtenus dus aux charges réparties et concentrées pour la combinaison la plus défavorable :



Figure 11. 11: Schéma de répartition des charges sur le chevêtre

○ **A L'ELU**

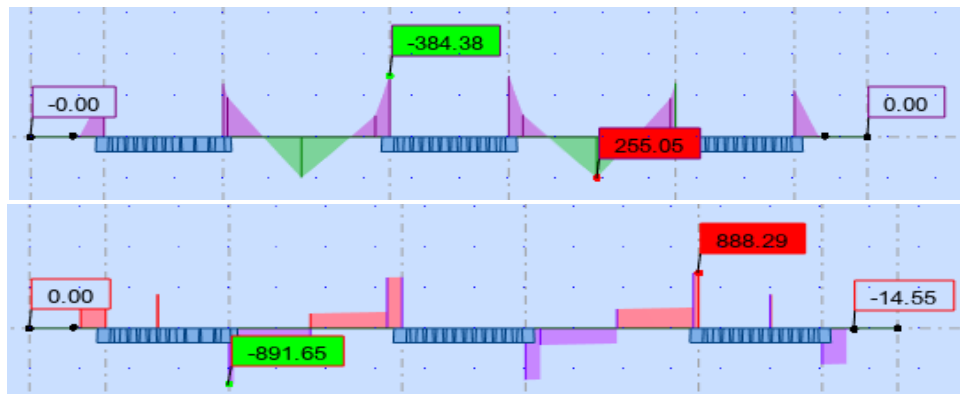


Figure 11. 12 : Moment fléchissant et effort tranchant du chevêtre à ELU

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m linéaire

- Le moment en appui max : $M_a = -384,38 \text{ t.m}$
- Le moment en travée max : $M_t = 255,05 \text{ t.m}$
- L'effort tranchant max : $T_0 = 891,65 \text{ t}$

Les résultats obtenus par SECOTEC sont :

- Section d'armature comprimée (inférieure) : $A_{sc} = 38,96 \text{ cm}^2$
- Section d'armature tendue (supérieure) : $A_{st} = 59 \text{ cm}^2$

○ A l'ELS

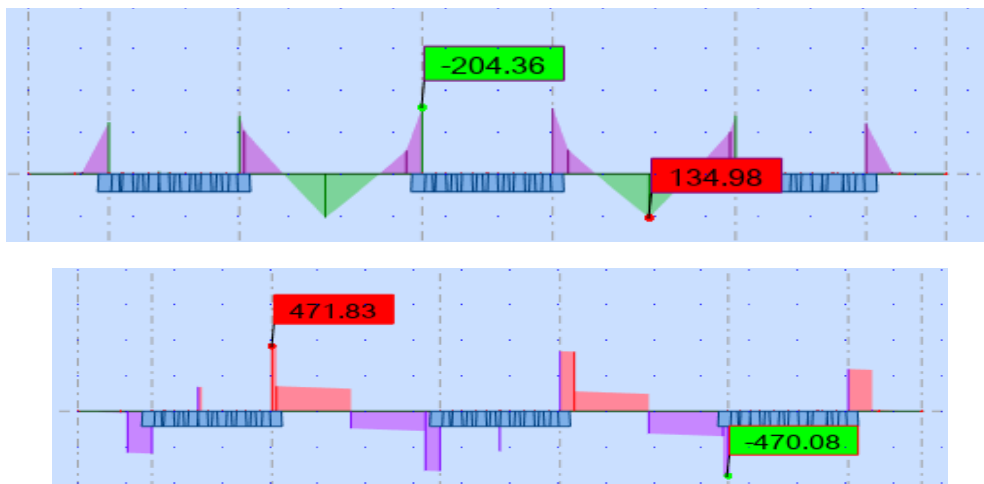


Figure 11. 13 : Moment fléchissant et effort tranchant du chevêtre à ELS

- Le moment maximal sur appui : $M_a = -204,36 \text{ t.m}$
- Le moment maximal en travée : $M_t = 134,98 \text{ t.m}$
- L'effort tranchant maximal : $T_0 = 471,83 \text{ t}$

❖ Ferrailage

○ Armatures longitudinales

- La section du chevêtre est : $(2,3 \times 1,95) \text{ m}^2$.
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.
- Acier FeE400 ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- Coefficient d'équivalence acier/béton $n = 15$.
- Le ferrailage se fait en flexion simple

➤ Condition de non-fragilité

$$A_s \geq \frac{0,23 f_{tj} \times b \times d}{f_e}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 195 = 175,5 \text{ cm} = 1,76 \text{ m}$$

$$A_s \geq \frac{0,23 \times 2,4 \times 2,3 \times 1,76}{400} = 0,005586 \text{ m}^2$$

$$A_{s\min} = 55,86 \text{ cm}^2$$

- Section d'armatures supérieure (sur appui) :

$$A_s = 59 \text{ cm}^2 > 55,86 \text{ cm}^2$$

Soit : 13HA25 $e = 15 \text{ cm}$

- Section d'armature inférieure à mi travée du chevêtre :

$$A_s = 38,96 \text{ cm}^2 < 55,86 \text{ cm}^2$$

Soit : 11HA25 $e = 15 \text{ cm}$

○ Armatures transversales

Fissuration non préjudiciable, τ_u est limité par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau' = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 4 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : Effort tranchant maximal à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{891,65 \times 10^{-2}}{2,3 \times 1,76} = 2,2 \text{ MPa} < \tau' = 4 \text{ MPa, condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc des cadres droits espacés de S_t inférieur à 20 cm d'après SETRA, on prend $S_t = 15$ cm pour une bande de 1m linéaire.

$$A_t \geq \frac{S_t \times b}{0,8 \times f_e} \times (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})$$

$k = 1$ fissuration non préjudiciable et on utilise des cadres droits

$$A_t \geq \left(\frac{2,2 - 0,3 \times 2,4}{0,8 \times 400} \right) \times 1 \times 0,20 = 9,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'armature minimale**

$$A_{\min} \geq \frac{b}{f_e} \times 0,4 \times S_t = \frac{0,4 \times 1}{400} \times 0,15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 9,25 \text{ cm}^2 > 1,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérifiée})$$

B. Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion

D'après article A.53 du fascicule 61, la torsion du chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appuis par rapport à son plan de symétrie, cette torsion est déterminée, lorsqu'une seule travée est chargée sous le système qui donne la réaction maximale (système SW2). Donc, pour calculer les contraintes tangentielles dues à la torsion dans une section pleine, on la remplace par une section équivalente creuse dont l'épaisseur de la paroi est égale à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

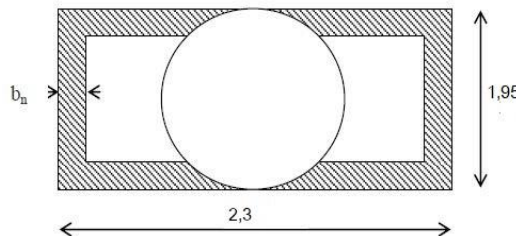


Figure 11. 14 : Partie qui travaille à la torsion

▪ **Calcul du moment de torsion**

➤ Moment de torsion due à la surcharge SW2 :

La réaction maximale est donnée par $R_{SW2} = 470,20 \text{ t}$

$$R_{SW2} = \frac{470,20}{11} = 42,75 \text{ t/poutre}$$

$$M_{ut} = 1,35 \times R_{SW2} \times e$$

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,55 \text{ m}$.

$$M_{ut} = 1,35 \times 42,75 \times 0,55$$

$$M_{ut} = 31,74 \text{ t.m}$$

▪ **Ferrailage du chevêtre pour reprendre la torsion**

➤ La contrainte tangentielle due à la torsion :

$$\tau_{bt} = \frac{M_{ut}}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :

b_n : L'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente

$$b_n = \frac{h}{6} = \frac{1,95}{6} = 0,33\text{m}$$

h : hauteur du chevêtre.

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois (partie hachurée).

$$\Omega = (2,3 - 2 \times b_n) \times (1,95 - 2 \times b_n)$$

$$\Omega = (2,3 - 2 \times 0,33) \times (1,95 - 2 \times 0,33) = 2,12 \text{ m}^2$$

$$\tau_{bt} = \frac{31,74}{2 \times 2,12 \times 0,33} = 22,68 \text{ t/m}^2$$

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_t \geq \frac{M_{ul} \times U}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : U : périmètre extérieur $U = 2 \times (2,3 + 1,95) = 8,5\text{m}$

$$A_t \geq \frac{31,74 \times 8,5}{2 \times 2,12 \times \frac{400}{1,15}} = 18,3 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 6HA20, avec $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

$$A_t \geq \frac{M_{ut} \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $S_t = 15\text{cm}$.

$$A_t \geq \frac{31,74 \times 0,15}{2 \times 2,12 \times \frac{400}{1,15}} = 0,32 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales.

D'où : $A_t = A_{t1} + A_{t2} = 9,25 + 0,32 = 9,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend un cadre de HA12, cinq cadres et un étrier de HA10 chaque 15cm

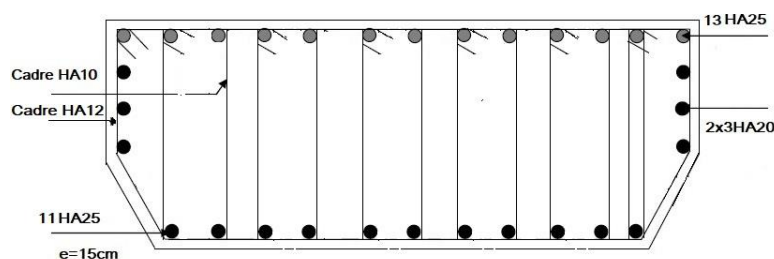


Figure 11. 15 : Ferrailage du chevêtre

11.5.2. Etude du fut

Les futs ont le rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Ils sont sollicités en flexion composée.

A. Evaluation des charges et surcharges

a) Charges verticales

❖ **Charge permanente**

- Poids propre du tablier : $N_t = \frac{1969}{3} = 656,33 \text{ t/fut}$

- Poids propre du chevêtre, dalle de couronnement et dès d'appui : $N_c = \frac{212,13}{3} = 70,71$ t/fut
- Poids propre du fut : $N_f = \frac{150,75}{3} = 50,25$ t/fut

$$N_{\text{Totale}} = 777,29 \text{ t/fut}$$

❖ **Surcharges**

- Poids de surcharges de SW2 : $N_{\text{SW2}} = \frac{1150,68}{3} = 383,56$ t/fut
- Moment longitudinale maximale : $M_{\text{SW2}} = \frac{258,61}{3} = 86,2$ t.m/fut

❖ **Charges horizontales**

- Freinage due au système UIC et SW2 : $H_{\text{UIC+SW2}} = \frac{227,12}{3} = 75,71$ t/fut.
- Le vent : D'après chapitre 4, le vent agit sur la face latérale du pont avec une pression de vent $0,20$ t/m²

$$\text{Fûts + chevêtre : } H_{v1} = 0,2 \times (6,7 + 1,95) = 1,73 \text{ t/fût}$$

NOTE : bras de levier par rapport à la base du fut.

Tableau 11. 5 : Charges et surcharges sur pile

	H(t/fut)	V(t/fut)	Bras de levier(m)	M (t.m)
Poids du tablier	/	656,33	/	/
Poids du chevêtre	/	70,71	/	/
Poids du fut	/	50,25	/	/
SW2	/	383,56	/	86,2
Freinage	75,71	/	6,7	507,26
Vent	1,73	/	4,47	7,73

B. Ferrailage de fut

Le fut sera calculé en flexion composée, condition normale car pas de séisme :

- **Armatures longitudinales**

❖ **Ferrailage verticale**

Combinaisons :

- ELU : $1,35G + 1,45UIC71 + 1,2AQS$
- ELS : $G + UIC71 + 0,8AQS$

$$N_{\text{ser}} = 777,29 + 383,56 = 1160,85 \text{ t}$$

$$N_u = 1,35 \times 777,29 + 1,45 \times 383,56 = 1605,5 \text{ t}$$

$$M_{u1} = (1,45 \times 507,26 + 1,45 \times 86,2) + (1,2 \times 7,73) = 869,79 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser1}} = 507,26 + 86,2 + 0,8 \times 7,73 = 599,64 \text{ t.m}$$

$$N_u = 1605,5 \text{ t}$$

$$M_u = 869,79 \text{ t.m}$$

$$\text{D'après SOCOTEC : } A_s = 86,65 \text{ cm}^2$$

On prend 11HA32, $e = 22$ cm

➤ **Condition de non fragilité :**

Selon le règlement BAEL on a :

$$A_s \geq A_{s\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times 2,5 \times 1,35 \times \frac{2,4}{400}$$

$$A_s \geq A_{s \min} = 46,58 \text{ cm}^2$$

(Vérifiée)

Pour la partie comprimée en ferraille par $A_{s \min}$ donc on peut prendre le même ferrailage 11HA32, $e = 20 \text{ cm}$

❖ **Ferrailage horizontal**

La section d'armature transversale à mettre en place est :

$$A_y = A_s/3 = 86,65/3 = 28,88 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA32, $e=30 \text{ cm}$

• **Armatures transversales**

Fissuration non préjudiciable, τ_u est limité par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau' = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 4 \text{ MPa}$$

Avec : τ_u : Contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : Effort tranchant maximal à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{891,65 \times 10^{-2}}{2,5 \times 1,08} = 3,3 \text{ MPa} < \tau' = 4 \text{ MPa}, \text{ condition vérifiée.}$$

On prend des cadres de construction horizontaux : HA14/ $e=15 \text{ cm}$

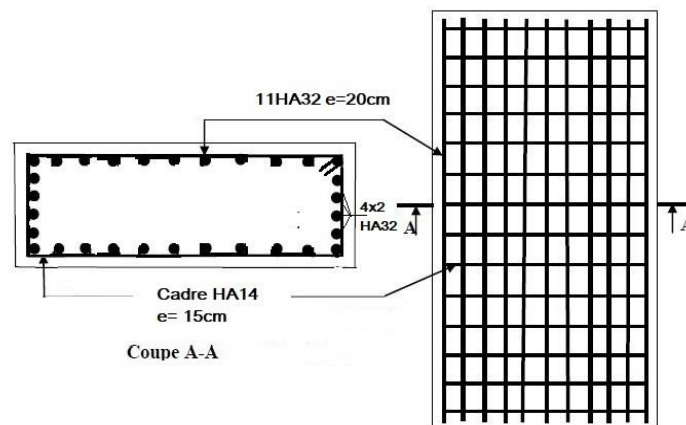


Figure 11. 16 : Ferrailage du fut

❖ **Vérification au flambement :**

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Avec : l_e : Longueur de flambement

$$l_e = 0,7h = 0,7 \times 6,7 = 4,69 \text{ m}$$

i : le rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \frac{h}{2\sqrt{3}} = \frac{1,2}{2\sqrt{3}} = 0,346$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{4,69}{0,346} = 13,55 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 54,2 \text{ cm}$$

$$\lambda < \max \left[15; \frac{20 \times e}{h} \right] = \max [15; 9,03]$$

$\lambda = 13,55 \text{ m} < 15 \text{ m} \rightarrow$ la pile est vérifiée au flambement.

11.5.3. Ferrailage de la semelle

A. Evaluation des sollicitations

• **Sollicitation due au poids propre**

La semelle est sollicitée par son poids propre, poids de la pile, le tablier et le poids des remblais sur elle. (21)

Semelle : $7,4 \times 1,5 \times 16,9 \times 2,5 = 468,98 \text{ t}$

Terres sur semelle : $1,5 \times ((16,9 \times 7,4) - (3 \times 2,5 \times 1,2)) \times (2,2 - 1,5) = 146,24 \text{ t}$

$N = 1969 + 197 + 13,18 + 150,75 + 2,68 + 146,24 + 468,98 = 2947,82 \text{ t}$

• **Sollicitation dues aux surcharges**

D'après les résultats du tableau 11.6 :

B. Effort revenant à chaque pieu

- Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY) :
- Le fût ramène un moment est un effort normal.
- L'effort normal qui revient à chaque pieu R_i est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{N}{n} + \frac{M_x \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{M_y \times y_i}{\sum y_i^2}$$

Avec : $n = 15$, nombre de pieux total.

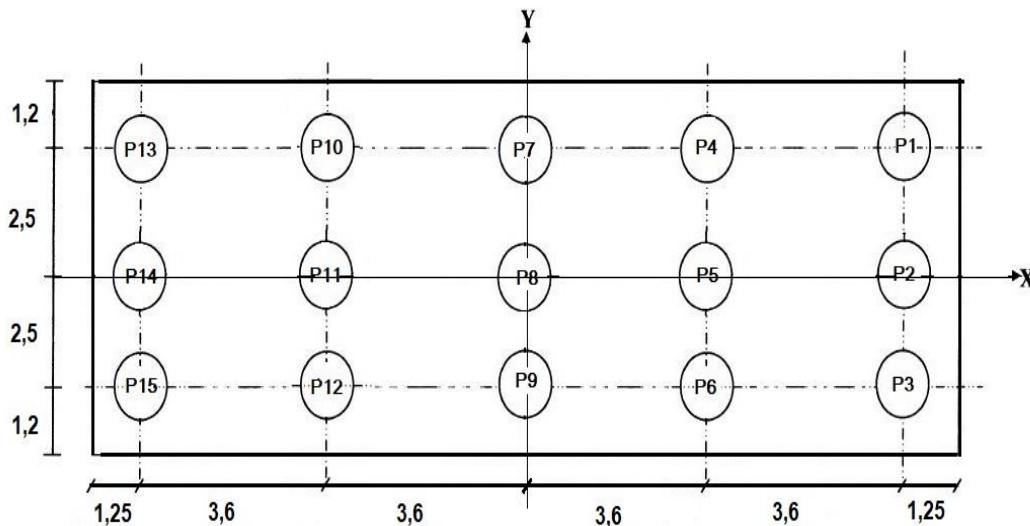


Figure 11.17 : Vue en plan de la semelle

Tableau 11.6 : Tableau récapitulatif de la disposition des pieux

Pieux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	$\sum x_i^2$
x_i	2,5	0	-2,5	2,5	0	-2,5	2,5	0	-2,5	2,5	0	-2,5	2,5	0	-2,5	62,5
y_i	7,2	7,2	7,2	3,6	3,6	3,6	0	0	0	-7,2	-7,2	-7,2	-3,6	-3,6	-3,6	388,8

Les valeurs de R_{max} et de R_{min} pour les différentes combinaisons sont données dans le tableau suivant :

❖ A l'ELU

Tableau 11. 7 : Calcul de de R_{max} et de R_{min} pour les combinaisons à ELU

Combinaison	Cas	N(t)	Mt(t.m)	Ml(t.m)	$R_{min}(t)$	$R_{max}(t)$
1,35G+1,45(UIC + Tr) +1,2W	1	5189,62	63,18	1741,80	327,32	364,63
	2	4473,84	0,00	1704,63	729,86	314,04
	3	4584,59	1883,34	875,54	222,20	389,08
1,35G+1,45(SW0 + Tr) +1,2W	1	5400,42	0,00	1729,03	344,02	376,04
	2	4563,36	0,00	1753,87	287,98	320,46
	3	4689,99	2170,03	869,15	217,82	407,51
1,35G+1,45(SW2 + Tr) +1,2W	1	5737,40	0,00	2215,75	361,98	403,01
	2	4697,43	0,00	2070,97	293,99	332,34
	3	4858,48	2628,32	1112,52	208,46	439,33

D'après le rapport de sol (annexe figure 4) : $\bar{Q} = 1286,07t$

$R_{max} = 439,33 t < \bar{Q} = 1286,07t$ (Vérifiée) Pas de risque de tassement

$R_{min} = 208,46t > 0t$ (Vérifiée) Pas de risque de soulèvement

Donc la stabilité des pieux est vérifiée.

❖ A l'ELS

Tableau 11. 8 : Calcul de de R_{max} et de R_{min} pour les combinaisons à ELS

Combinaison	Cas	N(t)	Mt(t.m)	Ml(t.m)	$R_{min}(t)$	$R_{max}(t)$
G+UIC + Tr +0,8W	1	3782,34	43,57	1201,03	239,29	265,02
	2	3288,70	0,00	1379,70	535,34	232,02
	3	3365,08	1298,86	1532,30	158,20	290,48
G+SW0 + Tr +0,8W	1	3927,72	0,00	599,20	256,30	267,40
	2	3350,44	0,00	820,64	215,76	230,96
	3	3437,77	1496,57	767,04	162,22	296,15
G+SW2 + Tr +0,8W	1	4160,12	0,00	599,20	271,79	282,89
	2	3442,90	0,00	871,50	221,46	237,60
	3	3553,97	1812,64	767,04	157,32	316,54

$R_{max} = 316,54 t < 1286,07t$ (Vérifiée)

$R_{min} = 157,32 t > 0t$ (Vérifiée)

C. Ferrailage de la semelle

• Armatures transversales

❖ Armatures de la nappe inférieure

$$R_{max} = 439,33 t$$

$$N_U = 4858,48t$$

$$M_I = 1112,52 t.m$$

$$e_0 = \frac{M_I}{N_U} = 0,23m > \frac{b}{6} = \frac{1,2}{6} = 0,2m$$

On applique la méthode des moments.

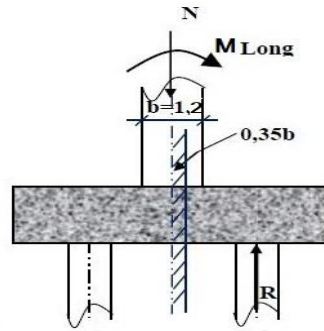


Figure 11. 18 : Schéma des sollicitations qui revient à la semelle

$$M = R_{\max} \left(\frac{B}{2} - 0,35 \times b \right) = 439,33 \times \left(\frac{7,4}{2} - 0,35 \times 1,2 \right) = 1441 \text{ t.m} = 194,73 \text{ t.m/ml}$$

a' : est au feuillet moyenne avec : $a' = h + \Phi = 2,7 \text{ m}$

En utilisant le logiciel SOCOTEC : $A_{SC} = 0 \text{ cm}^2$ et $A_{St} = 39,76 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot d \cdot a' \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 1,35 \times 2,7 \times \frac{2,4}{400} = 50,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{St} = 39,76 < A_{\min}$$

(Vérifiée)

On adopte 7HA32/ml avec : $e = 14 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de la nappe supérieure (forfaitaires)**

$$A_s = \frac{A_{st}}{10} = \frac{50,3}{10} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5HA12/ml avec : $e = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures longitudinales**

❖ **Armatures de la nappe inférieure**

$$A_{Si} = \frac{A_{St}}{3} = 16,77 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA20/ml avec : $e = 17 \text{ cm}$.

❖ **Armatures de la nappe supérieure (forfaitaires)**

$$A_s = \frac{A_{st}}{10} = \frac{50,3}{10} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5HA12/ml avec : $e = 20 \text{ cm}$.

❖ **Armatures verticales**

$$B > \frac{h}{2} \Rightarrow 7,4 > \frac{1,5}{2} = 0,75$$

(Vérifiée)

$$A_{tv} = 0,006 \frac{h}{2} t_v \quad \text{Avec } t_v : \text{espacement des cadres verticaux égal } 20 \text{ cm}$$

On trouve : $A_{tv} = 9 \text{ cm}^2$; on adopte 3 cadres HA14.

❖ Armatures horizontales

$A_{th} = 0,004 \frac{h}{2} t_h$ Avec t_v : espacement des cadres horizontaux = 20cm

On trouve : $A_{th} = 6 \text{ cm}^2$; on adopte 2 cadres HA14.

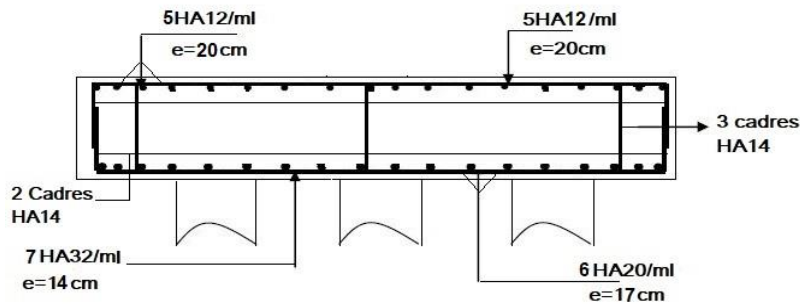


Figure 11. 19 : Schéma de ferrailage de la semelle de la pile

D. Ferrailage du pieu

D’après le règlement du béton armé RPOA, la section minimale à mettre en œuvre est égale à 0,5% de la section du béton du pieu, donc :

$$A_{smin} = 0,5\% \times B = 0,5 \times 10^{-2} \times \left(\frac{\pi \times 120^2}{4} \right) = 56,52 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 12\text{HA}25$$

Pour les armatures transversales on prend des cercles HA12 avec un espacement de 20cm.

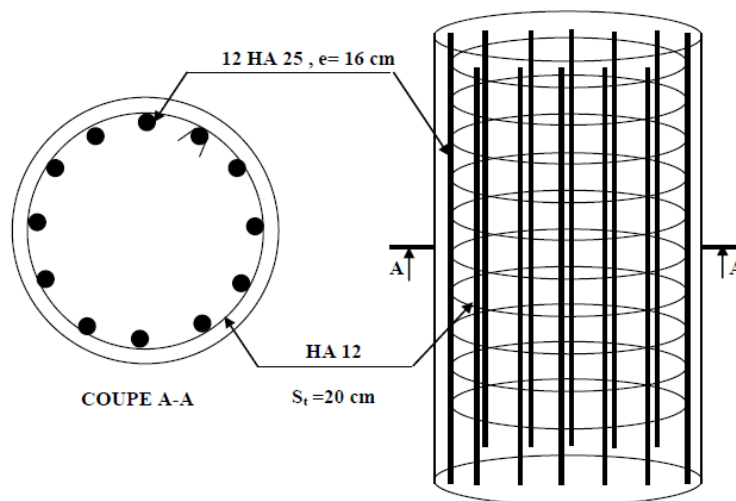


Figure 11. 20 : Schéma de ferrailage du pieu

11.6. CONCLUSION

Ce chapitre est dédié à l’étude et au ferrailage de la pile en tenant compte de la nature du sol et les recommandations de la réglementation, pour le ferrailage des éléments constructifs, nous avons utilisés le logiciel ROBOT Autodesk pour le calcul des moments et des efforts tranchants, d’où on a trouvé la section d’acier nécessaire.

Chapitre 12 : Etude de la culée

12.1. INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, elle est appelée aussi appuis d'extrémité. Le rôle principal des culées est d'assurer la liaison entre le pont et les remblais (le terrain naturel), elles sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, le choix se fait progressivement, il résulte d'une analyse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Elle est constituée en générale :

- D'un mur de front : sur lequel s'appuie le tablier.
- Murs latéraux : ils sont appelés murs en retour, ils assurent le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.
- Murs garde grève : il se trouve à l'arrière, son rôle est d'isoler le tablier du remblai.
- Il est prévu derrière la culée une dalle de transition en béton armée pour lutter contre le tassement éventuel des remblais.

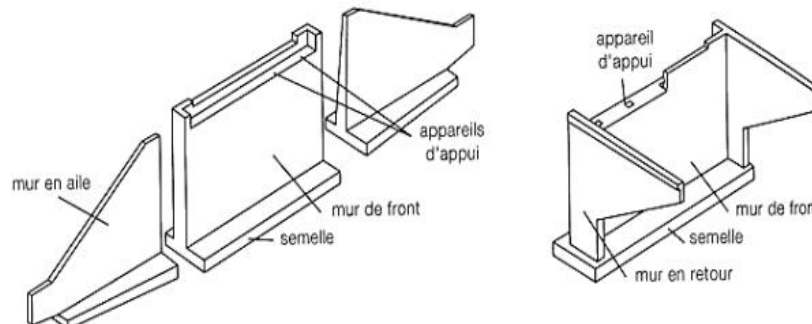


Figure 12 . 1 : Schéma des éléments de la culée

12.2. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

12.2.1. Sommier d'appui

Le sommier d'appui est un élément sur lequel s'appuie le tablier, sa surface doit être aménagée de manière à permettre (21) :

- L'implantation des appareils d'appui.
- La mise en place de vérins pour changer les appareils d'appuis s'il y a lieu.
- Assurer l'évacuation des eaux (pour cela on effectue une pente de 2% pour le sommier d'appui).

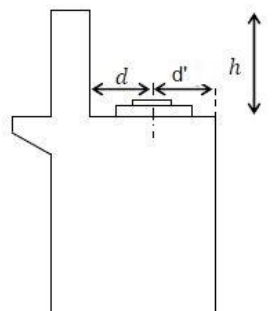


Figure 12 . 2 : Schéma du sommier de la culée

Ainsi le prédimensionnement est comme suit :

- La longueur du sommier : dépend directement de la largeur du tablier, $L=17,57\text{m}$
- Les dès d'appui : ne doivent pas être implantés trop près du bord extérieur du sommier de façon à pouvoir disposer correctement le ferrailage, cette distance doit être supérieure 20cm, $d' \geq \frac{b}{2} + 20$

Avec : $b = 50\text{cm}$ dimension du dé d'appui dans le sens longitudinal.

Donc : $d' \geq 45\text{cm}$ on prend $d' = 60\text{cm}$

- Distance entre l'axe de l'appareil d'appui et le mur garde grève $d = 60\text{cm}$

Donc, l'épaisseur du sommier : $e = 60 + 60 = 120\text{cm}$

12.2.2. Mur garde grève

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage, il doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus aux surcharges d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

- Hauteur : $H = 2\text{ m}$.
- Epaisseur : $E = 0,30\text{m}$.
- Longueur c'est celle du tablier : $L = 17,57\text{m}$.

12.2.3. Mur de front

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions doivent être suffisantes pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

- Hauteur : $H = 9,45\text{m}$.
- Epaisseur : $E_f = 1,5\text{m}$.
- Longueur : $l = 17,57\text{m}$

12.2.4. Semelle

- Epaisseur : $E = 1,50\text{m}$
- Largeur : $L = 9,6\text{m}$
- Longueur : $l = 17,57 + 2\Phi = 19,97\text{m}$

12.2.5. Mur en retour

Les murs en retour sont des voiles encastés d'un côté sur le mur de front et l'autre côté sur la semelle de fondation, ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.

12.2.6. Dalle de transition

La dalle de transition est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante $e = 0,30\text{m}$ pour un bon ferrailage et un bon bétonnage, de longueur de $l = 4\text{m}$ et largeur $L = 17,57\text{m}$.

12.2.7. Corbeau

Pour fermer le vide entre le tablier et le mur garde grève, ces éléments sont munis de corbeau en partie supérieur dans lesquels se trouvent les réservations pour l'installation des joints.

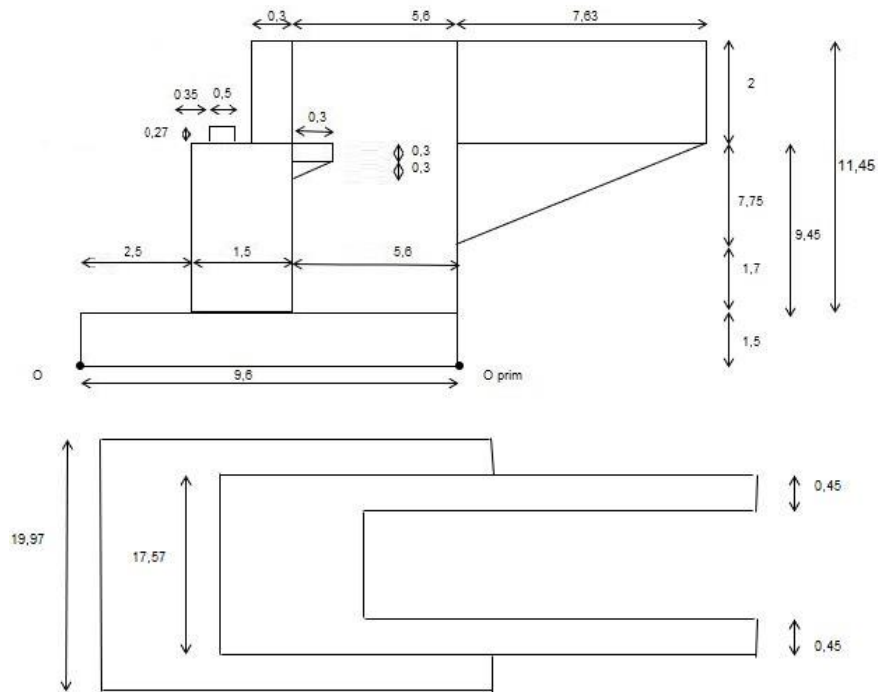


Figure 12 . 3 : Schéma de la culée

12.3. EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

12.3.1. Stabilité de la culée en construction

Tableau 12. 1 : Valeurs des moments et efforts agissants sur la culée en construction

Désignations	Cas	$F_v(t)$	Bras de levier /o	Bras de levier /o'	$M/o(t.m)$	$M/o'(t.m)$
Mur de garde grève		$0,3 \times 2 \times 17,57$ $\times 2,5 = 26,36$	3,85	5,75	101,47	151,54
Mur de front		$1,5 \times 9,45 \times 17,57$ $\times 2,5 = 622,64$	3,25	6,35	2023,57	3953,74
Dalle de transition		$0,3 \times 4 \times 17,57$ $\times 2,5 = 52,71$	6,00	3,60	316,26	189,76
Mur en retour	1	$2 \times 5,6 \times 0,65$ $\times 11,45 \times 2,5$ $= 208,39$	6,80	2,80	1417,05	583,49
Corbeau arrière	1	$0,3 \times 0,5 \times 0,3$ $\times 17,57 \times 2,5$ $= 1,98$	4,10	5,80	8,10	11,46
	2	$0,3 \times 0,3 \times 17,57$ $\times 2,5 = 3,95$	4,15	5,45	16,41	21,55
Semelle		$1,5 \times 9,6 \times 19,97$ $\times 2,5 = 3,95$	4,80	4,80	3450,82	3450,82
Σ		1634,94			7333,67	8362,36

Remarque : A cause des grandes poussées des terres et la grande hauteur de la culée en remplace le mur en retour en aile par des murs de soutènement rectangulaire (voiles).

- **Vérification de la stabilité de la culée**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5 ; \text{ Avec } 1,5 : \text{ le coefficient de sécurité au renversement pour le cas normal.}$$

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1 ; \text{ Avec } 1 : \text{ le coefficient de sécurité au renversement pour le cas sismique.}$$

Les moments stabilisateurs : $\sum M_{st} = 8362,36 \text{ t.m}$

Les moments de renversements : $\sum M_{ren} = 0 \text{ t.m}$

$$\frac{\sum M_{st}}{\sum M_{ren}} = \infty > 1,5$$

(Vérifiée) la culée est stable

- **Vérification de la stabilité de la semelle**

Il doit vérifier la formule suivante, pour que la résultante des forces appliquée sur la culée soit dans le tiers central :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{6} \text{ pour le cas normal.}$$

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \text{ pour le cas sismique.}$$

B : c'est la largeur de la semelle.

$$N = \sum F_v = 1634,94 \text{ t}$$

$$M_{t/o} = 7333,67 \text{ t.m}$$

$$e_{/o} = \frac{M_{t/o}}{N} = 4,49 \text{ m}$$

$$e_{/G} = e_{/o} - \frac{B}{2}$$

$$e_{/G} = 4,49 - \frac{9,6}{2}$$

$$e_{/G} = -0,31 \text{ m}$$

$$e_{/G} = -0,31 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{9,6}{6} = 1,60 \text{ m}$$

(Vérifiée) la semelle est stable

12.3.2. Stabilité de la culée en service

A. Détermination des poussées

- **Poussée statique**

$$K = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 45^\circ = 0,427$$

- ❖ **Poussée des terres**

$$\delta_{sol} = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$P_t = \frac{1}{2} \times K \times \gamma \times H^2 \times L$$

$$P_t = \frac{1}{2} \times 0,427 \times 1,8 \times 11,45^2 \times 17,57 = 885,22 \text{ t}$$

❖ **Poussée due aux surcharges sur remblais**

$$P = K \times q \times H \times L$$

$$P = 0,427 \times 1 \times 11,45 \times 17,57 = 85,90 \text{ t}$$

• **Poussée dynamique**

❖ **Poussée dynamique due aux terres**

Selon RPOA2008, la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur : $P_{dy} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 K_{ad}$

Avec K_{ad} : coefficient de poussée des terres actif.

▪ **Détermination du coefficient K_{ad}**

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \lambda - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \lambda + \theta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cdot \cos(\beta - \lambda)}} \right]^{-2} = 0,286$$

- $\phi = 35^\circ$
- $\delta = \frac{2}{3}\phi = 23,34^\circ$
- $\beta = 0$
- $\lambda = 0$
- $\theta = \arctg \frac{\epsilon h}{1 + \epsilon v} = 0^\circ$ (Pas de séisme)

$$P_{dy} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{ad} (1 \pm \epsilon v) \times L$$

$$P_{dy} = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 11,45^2 \times 0,286 \times 17,57 = 592,91 \text{ t}$$

❖ **Poussée dynamique due aux surcharges sur remblais**

$$P = K_{ad} \times q \times H \times L (1 \pm \epsilon v)$$

$$P = 0,286 \times 1 \times 11,45 \times 17,57 = 57,54 \text{ t}$$

Tableau 12. 2 : Valeurs des moments et efforts agissants sur la culée en service

Désignations	$F_v(t)$	Bras de levier /o	$M/o(t. m)$	$F_H(t)$	Bras de levier /o	$M/o'(t. m)$
Poids des terres	2207,18	6,80	15008,81	/	/	/
Poids total de la culée	916,02	/	3882,86	/	/	/
Surcharge sur remblais	213,48	6,80	1451,63	85,90	5,73	491,79
Poussée statique des terres	/	/	/	885,22	3,82	3378,60
Réaction du tablier	605,67	3,10	1877,58	/	/	/
Max système (UIC, SW0, SW2)	288,32	3,10	893,79	227,12	9,72	2207,61
Poids de la semelle	718,92	/	3450,82	/	/	/
ΣG	4447,79	/	24220,07	885,22	/	3378,60
ΣQ	501,80	/	2345,43	313,02	/	2699,40

B. Vérification de la stabilité

- **Vérification de la stabilité de la culée**
 - ❖ **Vérification de non glissement**

Pour que la culée ne glisse pas sous les effets d'efforts normaux il faut vérifier que :

$$F_{vu} = 1,35F_{vg} + 1,5F_{vq} = (1,35 \times 4447,79) + (1,5 \times 501,80) = 6757,21 \text{ t}$$

$$F_{hu} = 1,35F_{hg} + 1,5F_{hq} = (1,35 \times 885,22) + (1,5 \times 313,02) = 1664,59 \text{ t}$$

$$\frac{\Sigma F_{vu} \times \text{tg}_3^2 \phi}{\Sigma F_{hu}} = 1,751 > 1,5 \quad \text{(Vérifiée)}$$

❖ **Vérification de non renversement**

$$M_s = 1,35M_{vg} + 1,5M_{vq} = (1,35 \times 24220,07) + (1,5 \times 2345,43) = 36215,23 \text{ t.m}$$

$$M_r = 1,35M_{vg} + 1,5M_{vq} = (1,35 \times 3378,60) + (1,5 \times 2699,40) = 8610,21 \text{ t.m}$$

$$\frac{\Sigma M_s}{\Sigma M_r} = 4,206 > 1,5 \quad \text{(Vérifiée)}$$

- **Vérification de la stabilité de la semelle**

$$N_u = F_{vu} = 1,35F_{vg} + 1,5F_{vq} = 6757,21 \text{ t}$$

$$M_{u/o} = [1,35 \times (24220,07 - 3378,60)] + [1,5 \times (2345,43 - 2699,40)]$$

$$M_{u/o} = 27605,01 \text{ t.m}$$

$$e_{/o} = \frac{M_{u/o}}{N_u} = 4,09 \text{ m}$$

$$e_{/G} = e_{/o} - \frac{B}{2}$$

$$e_{/G} = 4,09 - \frac{9,6}{2} = -0,71 \text{ m}$$

$$e_{/G} = -0,71 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{9,6}{6} = 1,60 \text{ m} \quad \text{(Vérifiée) la semelle est stable}$$

12.4. FERRAILLAGE DE LA CULEE

12.4.1. Mur garde grève

D'après SETRA PP73, on est dans le cas de h entre 1m et 2m La valeur du moment à l'encastrement exprimée en t.m/ml par la formule approchée $M=2,5(h+1)$ (t.m), donc $M= 7,5t.m$ et ainsi on peut utiliser le ferrailage type pour $h \leq 1m$

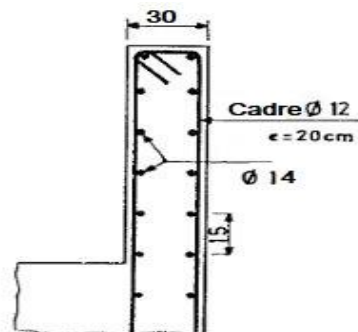


Figure 12 . 4 : Schéma ferrailage du Mur garde grève

12.4.2. Dalle de transition

- **Evaluation des efforts**

Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 4 = 3 \text{ t/ml}$

Poids du remblai : $g_2 = 1,8 \times 2 \times 4 = 14,4 \text{ t/ml}$

Poids total : $G_t = 3 + 14,4 = 17,4 \text{ t/ml}$

Surcharges : $Q = 1 \times 2 = 2 \text{ t/ml}$

- **Combinaison des efforts à l'ELU :**

$M_{ELU} = 1,35M_G + 1,5M_Q = 26,49 \text{ t.m/ml}$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait par le logiciel SOCOTEC

- Dimension $(0,3 \times 1) \text{ m}^2$.
- Enrobage $0,03 \text{ m}$.
- Béton : 30 MPa .
- Acier : 400 MPa .

- ❖ **Section d'armature inférieure**

Selon le SOCOTEC : $A_s = 31,51 \text{ cm}^2$

On prend donc 7HA25 avec un espacement $St = 14 \text{ cm}$

- ❖ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 0,23 \frac{2,4 \times 1 \times 0,27}{400} = 3,73 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min}$$

(Vérifiée)

Pour la nappe inférieure on prend : 7HA25, avec un espacement 14 cm

Pour la nappe supérieure on prend : 5HA14, avec un espacement 20 cm

- ❖ **Le ferraillage horizontal**

$$\frac{A_s}{4} < A_y < \frac{A_s}{2} \Rightarrow 7,88 < A_y < 15,76$$

Soit 5HA16, avec un espacement de $St = 20 \text{ cm}$.

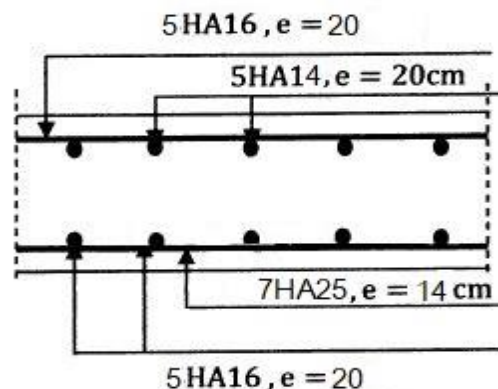


Figure 12 . 5 : Schéma ferraillage transversale de la dalle de transition

12.4.3. Mur frontal

- **Evaluation des charges et sur charges**

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation.

• **Ferrailage**

❖ **Ferrailage vertical**

En utilisant les résultats du tableau 12.2, on trouve :

$$M_{ELU} = 1,35M_G + 1,5M_Q = 1,35 \times (3378,60) + 1,5 \times (491,79 - 1451,63) = 3121,35 \text{ t.m}$$

$$N_{ELU} = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times (622,64) + 1,5 \times (213,48) = 1160,78 \text{ t}$$

Pour une bande de 1ml

$$\frac{M_{ELU}}{L} = \frac{3121,35}{9,45} = 330,3 \text{ t.m/ml}$$

$$\frac{N_{ELU}}{L} = \frac{1160,78}{9,45} = 122,83 \text{ t/ml}$$

Le ferrailage se fait en flexion composée :

- Dimension (1 × 1,5) m².
- Enrobage 0,05m.
- Béton 30MPa.
- Acier 400MPa.

A l'aide du logiciel SOCOTEC $A_s = 52,87\text{cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

$$A_s > A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28} \times b \times d}{f_e} = 18,63\text{cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

On prend 7HA32/ml, avec un espacement $St = 15\text{cm}$

❖ **Ferrailage horizontal :**

Il est dû aux efforts horizontaux, à l'ELU :

$$T_{ELU} = 1,35T_G + 1,5T_Q = 1,35 \times (885,22) + 1,5 \times (85,90) = 1323,9 \text{ t}$$

Pour une bande de 1ml

$$\frac{T_{ELU}}{L} = \frac{1323,9}{17,57} = 75,35 \text{ t.m/ml}$$

$$\tau_u = \frac{75,35 \times 10^{-2}}{1 \times 1,35} = 0,56 \text{ MPa}$$

On prend $St = 20 \text{ cm}$ pour une bande de 1m linéaire.

$$A_t \geq \frac{\tau_u \times S_t \times b}{0,8 \times f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0,56 \times 1 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 3,5 \text{ cm}^2$$

On opte 4HA12 avec un espacement de 20cm

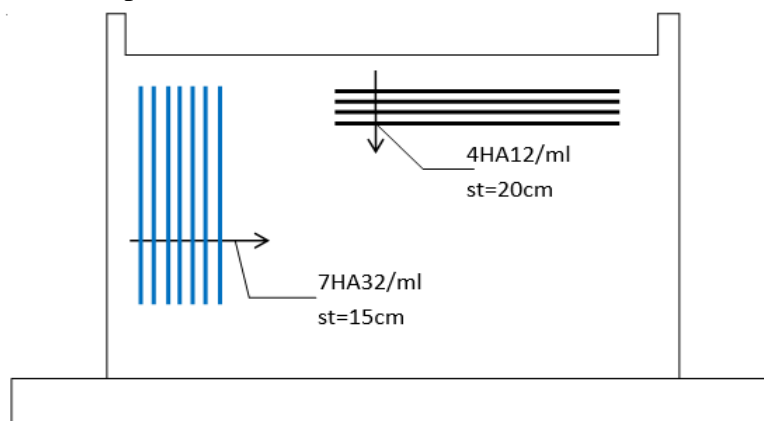


Figure 12 . 6 : Ferrailage du mur frontal

12.4.4. Mur en retour

D'après SETRA, le mur en retour assure le soutènement des terres du remblai d'accès du pont, il est soumis aux efforts suivants :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- **Evaluation des efforts**

$$\text{Poussée des terres : } P_{\text{tmoy}} = \frac{1}{2} k_a \times \gamma \times h^2 \times L = 0,5 \times 0,286 \times 1,8 \times 11,45^2 \times 5,6 = 188,98 \text{ t}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } P_{\text{sr}} = k_a \times q \times h \times L = 0,286 \times 1 \times 11,45 \times 5,6 = 18,34 \text{ t}$$

$$\text{Poussée des terres : } M_t = P_{\text{tmoy}} \times \left(\frac{5,6}{2}\right) = 529,14 \text{ t.m}$$

$$\text{Poussée des surcharges sur remblai : } M_{\text{sr}} = P_{\text{sr}} \times \left(\frac{5,6}{2}\right) = 51,35 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = 1,35M_t + 1,5M_{\text{sr}} = 791,36 \text{ t.m}$$

Pour une bande de 1ml

$$M_{\text{ELU}} = \frac{791,36}{11,45} = 69,11 \text{ t.m/ml}$$

- **Ferrailage longitudinale**

- Dimension (1 × 0,65) m².
- Enrobage 0,05m.
- Béton 30MPa.
- Acier 400MPa.

Par SOCOTEC, $A_s = 35,3 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28} \times b \times d}{f_e} = 8,07 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérifiée})$$

Donc en prend 8HA25/ml, e=13cm

- **Ferrailage vertical**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = \frac{35,3}{3} = 11,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}20/\text{ml}, e=20\text{cm}$$

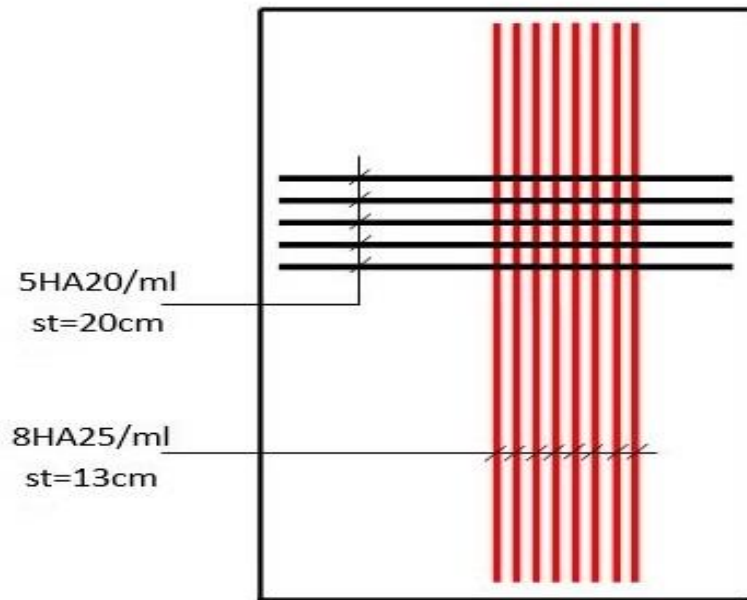


Figure 12 . 7: Ferrailage du mur en retour

12.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons étudié les efforts agissant sur les éléments de la culée et puis nous avons calculé leur ferrailage, nous avons utilisé le logiciel ROBOT Autodesk, pour le calcul des moments et des efforts tranchants, donc tous les éléments du pont sont étudiés, dans le chapitre suivant nous présentons les différentes étapes de réalisation de cet ouvrage.

Chapitre 13 : Réalisation de l'ouvrage

13.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va énumérer les différentes étapes de réalisation de notre projet. La démarche de réalisation prend en compte trois axes fondamentaux :

- La mise en œuvre opérationnelle des tâches selon la chronologie identifiée.
- Le suivi en continu de l'état d'avancement des ressources.
- La relation en continu entre la maîtrise d'œuvre et la maîtrise d'ouvrage afin de palier et corriger toute dérive entre la prévu et la réalisation.

13.2. METHODE DE CONSTRUCTION

La méthode de construction prévue pour l'exécution de l'ouvrage d'art est la suivante :

1. Exécution des pieux des fondations et élaboration des essais définis.
2. Exécution des culées et des piles.
3. Réalisation des blocs techniques en remblai.
4. Montage des appareils d'appui.
5. Mise en place des poutres.
6. Exécution des entretoises : montage des armatures et coulage des entretoises.
7. Exécution des hourdis supérieurs : montage des armatures et coulage de la dalle.
8. Exécution des superstructures : la couche d'étanchéité, les trottoirs, les garde-corps, les corniches, les joints de dilatation, le ballast et montage des rails.

13.3. PROCEDURE DE CONSTRUCTION

13.3.1. Terrassements

Avant de commencer les travaux de construction de l'ouvrage, on doit effectuer des terrassements légers pour niveler le terrain et décaper la terre végétale surtout au niveau des appuis et des accès à l'ouvrage, les engins utilisés dans cette opération sont un BULDOZER et une NIVELEUSE.



Figure 13. 1 : Terrassement du terrain

13.3.2. Forage

Il s'agit de faire des forages dans le sol pour permettre la mise en place des pieux, cette opération de forage fait appel à une foreuse qui sera placée convenablement en minimisant ses déplacements au cours de forage des différents pieux.



Figure 13. 2 : Forage des pieux du pont

13.3.3. Exécution des pieux

1) Mise en place des armatures

Cette tâche s'effectue à l'aide d'une grue installée près du pieu, la cage d'armature doit être guidée par deux ouvriers pour assurer sa rectitude et sa droiture (verticalité du pieu).



Figure 13. 3 : Cage d'armature des pieux

2) Bétonnage avec tube plongeur

Le bétonnage des pieux se fait à l'aide d'un tube plongeur, initialement descendu jusqu'au fond du forage, puis remonté au fur et à mesure du bétonnage. Il faut éviter d'avoir une chute de béton qui donnera une ségrégation préjudiciable, pollué par les restes de boue et de sédiments en fond de forage, remonte à la surface. Etant de mauvaise qualité, on le détruit sur une hauteur comprise entre 0,5 et 1 fois du diamètre du pieu. Cette opération a un autre intérêt, c'est de mettre à nu les armatures pour assurer la liaison par béton armé avec la semelle, s'appelle le recépage des pieux.



Figure 13. 4 : Tube plongeur pour bétonnage

3) Reçepage

Il consiste à recevoir la partie supérieure des pieux sur environ 2 m. (partie polluée du pieu). Cette opération permettra de mettre à nu les aciers en tête de pieux et de supprimer le béton mélangé aux impuretés (terres, bentonite...).



Figure 13. 5: Reçepage des pieux

4) Exécution de la semelle

Après le déblayage mécanique et le reçepage on procède de la manière suivante :

➤ Mise en place du béton de propreté

En utilisant la benne à béton qui sera guidée par des ouvriers, le nivellement se fait manuellement avec des pelles.



Figure 13. 6 : Mise en place du béton de propreté

➤ **Mise en place du ferrailage**

A l'aide d'une grue, on met la cage d'armature sur le béton de propreté de façon à ce que les armatures des pieux soient à l'intérieur de la cage, cette tâche est complétée par des opérations de liaisonner sur place, pour assurer la liaison pieux - semelles. Dans les semelles on prévoit les attentes des fûts.



Figure 13. 7 : Ferrailage de la semelle

5) **Réalisation de la pile**

i. **Fût**

La réalisation des fûts, surtout ceux qui ont une hauteur importante se fait par phases, chaque phase de construction permet l'exécution de 3 mètres des fûts de la pile, cette mesure a pour but d'éviter les ségrégations du béton.

• **Ferrailage**

La cage d'armature de chaque partie de fût est mise en place avec une grue et liaisonnée à la base avec les armatures d'attentes.



Figure 13. 8 : Ferrailage des fûts

• **Coffrage**

Il se fait avec des pièces métalliques circulaires, le coffrage est mis en place à l'aide d'une grue, l'assemblage et la fixation se font par boulonnage.



Figure 13. 9 : Coffrage des fûts

- **Bétonnage**

Le coulage de béton fait avec la benne à béton, tenue à l'aide d'une grue et guidée par des ouvriers qui, au fur et à mesure de bétonnage, assurent une répartition et pénétration du béton grâce au vibreur (aiguille vibrante).

- ii. **Chevêtre**

- **Coffrage**

La première tâche s'agit de la mise en place du fond de moule mixte (Métal-Bois) soutenu par des étais incorporés au niveau des fûts ensuite on pose la cage d'armature et on fait le coffrage des joues latérales.



Figure 13. 10 : Coffrage du chevêtre

- **Ferraillage**

La cage d'armature est mise sur le fond de moule, les armatures d'attentes doivent être liaisonnés à l'intérieur de la cage, et on laisse des attentes d'armatures des dès d'appuis.

- **Bétonnage**

Le bétonnage se fait à l'aide d'une benne portée par une grue.

- iii. **Dés d'appuis**

Après le coulage du béton du chevêtre et durcissement suffisant, on procède au coffrage et au bétonnage des dès d'appuis.



Figure 13. 11 : Dés d'appuis

6) Réalisation de la culée remblayée

Après le terrassement et l'exécution des pieux et la semelle, la réalisation se fait par phase pour des raisons constructives et pour éviter la ségrégation du béton et bien vibrer et compacter le béton, chaque phase permet l'exécution d'un élément.

a. Réalisation des éléments

i. Mur garde grève et le corbeau

• Coffrage

Le coffrage se fait de façon à permettre le bétonnage à la fois du mur garde grève et celui du corbeau : les pièces métalliques lourdes seront mises en place à l'aide d'une grue.



Figure 13. 12: Coffrage du mur garde grève

• Bétonnage

On fait à la fois le bétonnage du mur garde grève et celui du corbeau à l'aide d'une benne à béton portée par une grue.

ii. Le mur en retour

• Coffrage

La forme du mur en retour exige un coffrage mixte.



Figure 13. 13 : Coffrage du mur en retour

- **Bétonnage**

Il se fait de la même manière que les autres éléments.

- iii. **Dés d'appuis**

On les coffre et on les bétonne de la même façon que ceux des piles.

- iv. **Dalle de transition**

Après le décoffrage du corbeau et du mur en retour, on remblaie et on compacte la partie entre les murs en retour jusqu'au niveau où doit reposer la dalle de transition.

- **Couche de béton de propreté** : c'est la couche de béton non armée sur la quelle va reposer la dalle de transition.
- **Coffrage et armature de la dalle de transition** : Après avoir placé le coffrage, on met la cage d'armature.
- **Bétonnage** : S'effectue à l'aide d'une benne à béton et on doit assurer toujours la répartition et la compacité du béton.

- b. **Remblai**

- i. **Mise en place**

La mise en place des remblais se fait avec un camion à benne mobile, celui-ci doit les déposer derrière la culée en se reculant au fur et à mesure du dépôt pour assurer en quelque sorte la répartition du remblai, l'opération qui s'effectue par couche.

- ii. **Compactage des couches de remblai**

Chaque fois que le remblai est déposé on doit l'étaler et le compacter par couches successives d'épaisseur ne dépassant pas 30 cm, on utilise pour cela un compacteur pneumatique.

7) **Réalisation du tablier**

Dans tout ce qui suit, on décrit les différentes opérations de la construction d'un tablier pour une seule travée, en effet, toutes les travées seront réalisées de la même manière.

- i. **Pose des poutres**

- Les poutres étant en béton précontraint (post-tension), leur pose se fait avec beaucoup de soins en les surélevant avec une grue installée dans un endroit qui lui permet d'effectuer sa tâche sans gêne et sans déplacement.
- Le repos des poutres sur appareils d'appuis est assuré par deux ouvriers de part et d'autre, l'entraxe des poutres doit être vérifié avant le détachement des câbles de suspension.



Figure 13. 14 : Pose des poutres

8) Réalisation du tablier

i. Coffrage inférieur de la dalle

Après avoir posé toutes les poutres (d'une travée) on commence à coffrer la partie inférieure de la dalle, les vides situés entre les poutres seront couverts grâce à des éléments rectangulaires de la tôle nervurée TN40 ou des prédalles en béton armé si l'entraxe est important.

ii. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle doit comprendre aussi celui des trottoirs, et c'est dans cette étape que l'on doit mettre en place les gargouilles.

iii. Coffrage des bords de la dalle

Une fois le ferrailage est terminé, on coffre les bordures de la dalle et s'assurer qu'il n'y a pas de fuites avant le bétonnage.

iv. Bétonnage de la dalle

Généralement le bétonnage de la dalle s'effectue par partie jusqu'à terminaison, le coulage du béton se fait grâce à une benne portée par une grue, les ouvriers doivent assurer une bonne vibration à l'aide des vibreurs (aiguille vibrante).

v. Trottoirs

Après la mise en place des gardes corps des glissières de sécurité et le coffrage nécessaire des trottoirs on les bétonne de la même manière que la dalle.



Figure 13.15: Armatures de jonction de la dalle

13.4. MODE DE PREFABRICATION DE POUTRES (VIPP)

13.4.1. Précontrainte par post tension

- La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage d'armatures qui font l'objet de divers brevets.
- On entend par précontrainte par post tension, la mise en tension des armatures après le coulage du béton.
- Le procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier, dans notre cas, les poutres sont préfabriquées sur site.

13.4.2. Méthode de préfabrication

La méthode de préfabrication et de mise en tension suit généralement les cycles suivants :

- 1) Nettoyage des moules (coffrages métalliques de grande longueur, articulés pour faciliter le décoffrage).
- 2) Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules pour empêcher le béton de coller aux parois du moule.



Figure 13. 16 : Nettoyage du moule

- 3) Déroulement des armatures (torons)
- 4) Mise en place des armatures passives : cadres, étriers, armatures longitudinales pour reprendre les efforts de traction.



Figure 13. 17: Mise en place des armatures passives et actives

- 5) Mise en place des moules dans leur position finale, mise en place des masques d'exterminés des éléments pour empêcher le béton de s'échapper hors du coffrage.
- 6) Mise en place des déviateurs éventuels dispositifs qui transforme le tracé rectiligne du câble en une parabole.
- 7) Après le durcissement partiel du béton de la poutre mise en tension des torons par des vérins situés à une des extrémités.



Figure 13. 18 : Ancrage fixe des armatures

- 8) Mise en place du béton par pont roulant ou grue, lissage de la partie supérieure à la règle pour assurer une surface correcte.
- 9) Vibration du béton en général par vibration extérieur grâce à des vibreurs excentriques placés sur les moules ou sous le banc.
- 10) Etuvage ou chauffage du béton pour accélérer son durcissement et un décoffrage rapide.
- 11) Décoffrage.



Figure 13. 19 : Décoffrage de la poutre

- 12) Manutention et stockage des éléments en prenant soin de ne pas les retourner, ni de les stocker avec des points d'appui intermédiaires.

13.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a énuméré les différentes étapes de réalisation de notre ouvrage, c'est la phase la plus importante car tout le calcul de notre ouvrage n'a pas d'importance si la réalisation est mauvaise, donc il faut bien assurer de l'exécution de l'ouvrage sur chantier toute en respectant les règles et normes recommandées.

CONCLUSION GENERALE

Un tel projet de fin d'études est un travail intéressant pour tout futur ingénieur qui s'intéresse à la conception et au dimensionnement des ponts ferroviaires à poutres multiples en béton précontraint. Cette étude nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant les trois dernières années de notre formation à l'Ecole Nationale Polytechnique et de compléter celle-ci par l'application et le respect de la réglementation en vigueur en Algérie en ce qui concerne les ouvrages d'art (RCPR, SETRA 1996, Code UIC 774...).

De plus, grâce à cette étude, nous avons pu acquérir différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques et leur passage vers des logiciels tridimensionnels en éléments finis à partir de modélisations appropriées de l'ouvrage étudié.

Par ailleurs, nous nous sommes familiarisés avec la technologie et les exigences spécifiques aux ouvrages ferroviaires qui sont souvent très sévères et pénalisant quant à l'application stricte des règlements relatifs aux ponts.

Nous avons, à travers ce mémoire, utilisés plusieurs cours enseignés dans notre école comme la résistance des matériaux, le calcul du béton armé, la mécanique des sols, la mécanique des milieux continus... A cela, vient s'ajouter l'utilisation de logiciels de conception et de calcul comme AutoCAD, Robot Structural Analysis, Robot Expert, Excel...

Enfin, ce travail, nous a donné l'opportunité de côtoyer des ingénieurs spécialisés dans le domaine des ouvrages d'art, et surtout, comprendre que le rôle de l'ingénieur n'est pas seulement de calculer des structures mais plutôt s'adapter aux difficultés et trouver des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain.

Cette étude, en tant qu'élèves ingénieurs, nous a permis d'acquérir une certaine expérience que nous comptons mettre en œuvre dans le monde professionnel.

BIBLIOGRAPHIE

1. Cours de pont de l'Ecole Nationale Polytechnique, Mme. CHERID.
2. DTR-BE 1.2 Règles d'exécution des travaux de terrassement pour le bâtiment.
3. RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, ministre des travaux publics, 2008.
4. DTR C 2-4.7 (Document Technique Réglementaire), Règlement neige et vent " R.N.V ".
5. Le dictionnaire professionnel du BTP, Editions Eyrolles, Disponible sur <www.editions-eyrolles.com>.
6. Conception des ponts-Equipements des ponts, Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY, Disponible sur :<www.techniques-ingenieur.fr>.
7. Projet et construction des ponts Jean-Armand CALGARO, Michel Virlogeux.
8. Règles BAEL.91, modifiées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions.
9. Règles BPEL91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
10. Cours du béton armé de l'Ecole Nationale Polytechnique Mme BAOUCHE.
11. SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Février 1996. Ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension.
12. Livret 2.01, SNCF (1995). Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton.
13. Code UIC 774-3 Interaction voie/ouvrages d'art, Recommandations pour les calculs.
14. Cours de résistance des matériaux de l'Ecole Nationale Polytechnique Mr. LARIBI.
15. Complément à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples par Guyon Massonnet .
16. Cours du béton précontraint de l'Ecole Nationale Polytechnique Mme.CHERRAK.
17. Code UIC 774-3 Interaction voie/ouvrages d'art Recommandations pour les calculs.
18. SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Juillet 2007. Appareils d'appui à pot - Guide technique.
19. Catalogue de Freyssinet : Les appareils d'appui mécaniques .
20. Joints pour ouvrages ferroviaire - Freyssinet.
21. SETRA Appuis des tabliers PP73 1977.

ANNEXE

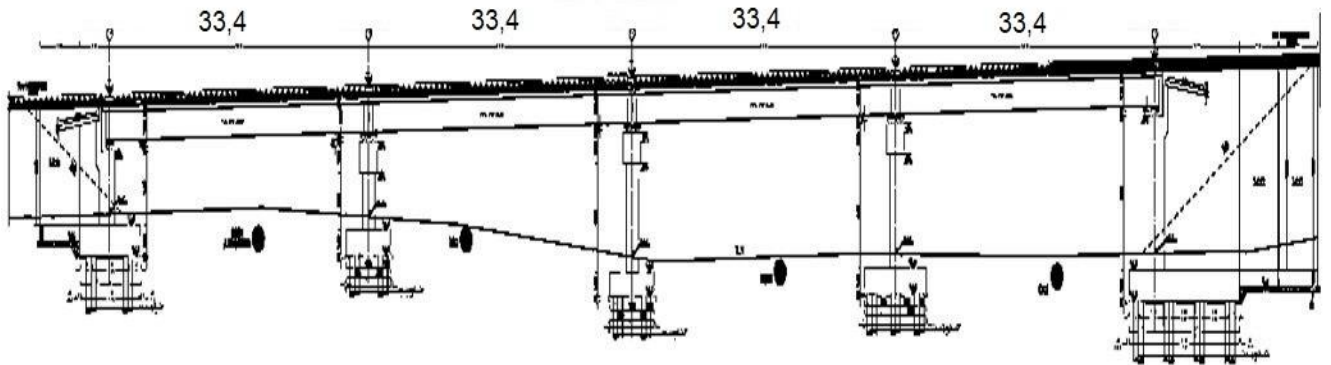


Figure 1 : Coupe longitudinale du pont

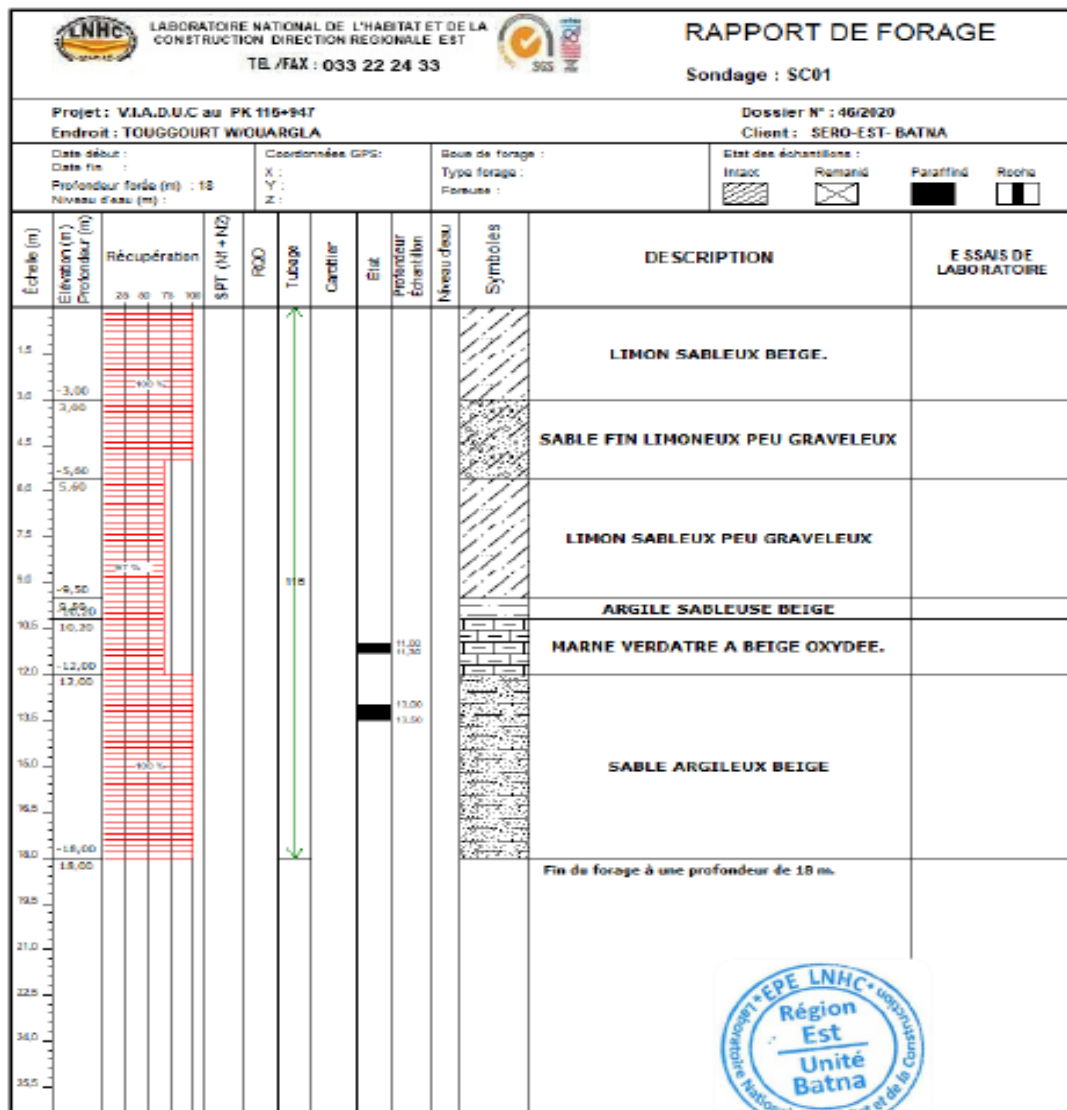


Figure 2 : Sondage carottée SC.01

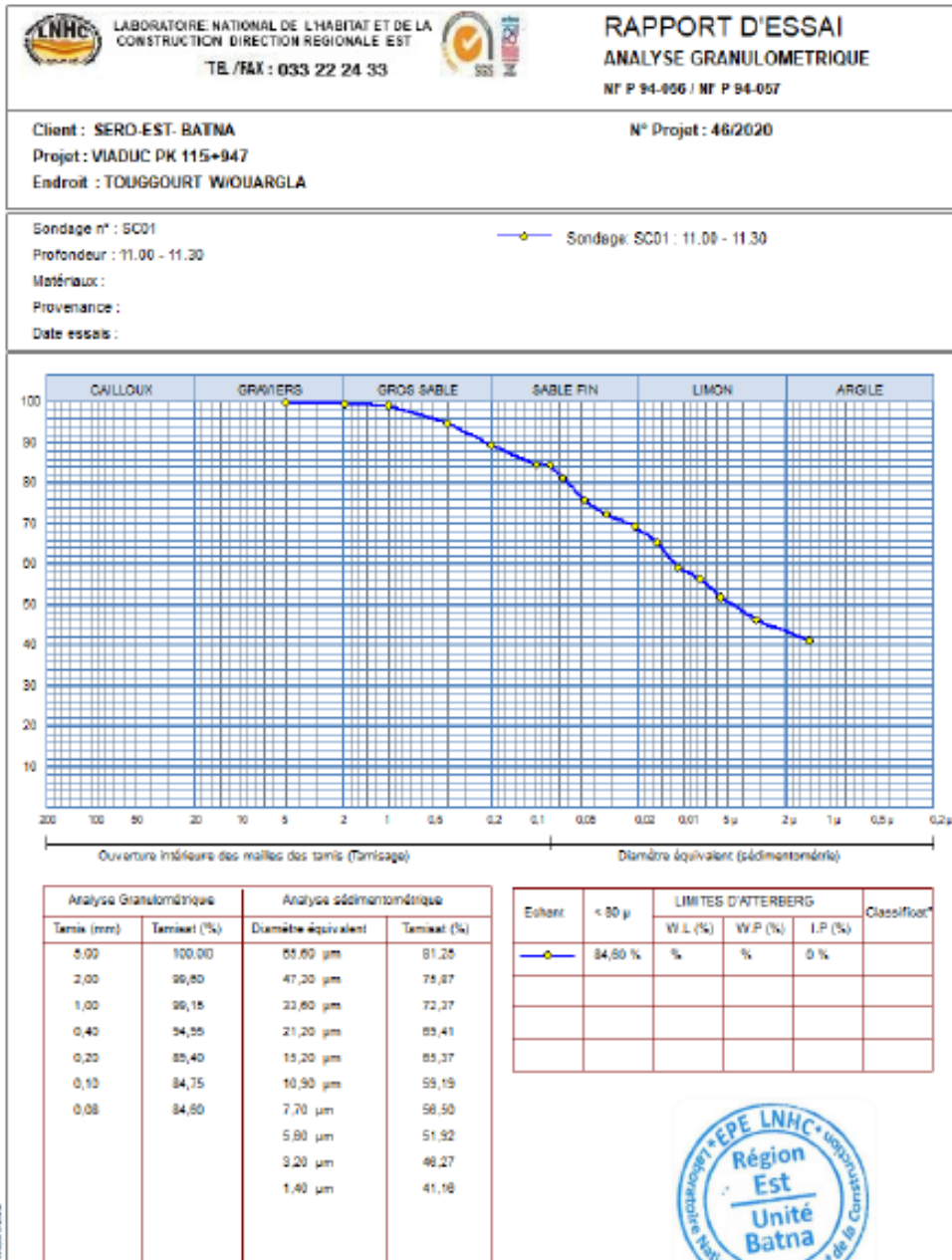


Figure 3 : Analyse granulométrique pour sondage carottée SC.01

Diamètre/longueur	Charge limite de pointe Q_{pu} (t)	Charge limite par frottement Q_{su} (t)	Charge limite du pieu Q_u (t) $= Q_{pu} + Q_{su}$	ELU (rupture) : $Q_{max}(t) = Q_u/1,4$	Charge de fluage : $Q_c(t) = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$	ELS (limitation des déformations) : $Q_{max}(t) = Q_c/1,4$
$\varnothing = 1m$ L=13m	286,51	551,61	838,12	598,66	476,36	340,26
$\varnothing = 1,2m$ L=13m	343,81	794,32	1138,14	812,95	637,83	455,59
$\varnothing = 1m$ L=18m	548,96	792,88	1341,84	958,46	780,71	557,65
$\varnothing = 1,2m$ L=13m	658,76	1141,74	1800,51	1286,07	1032,00	737,14

Figure 4 : Charge limite d'un pieu isolé

L portée en mètres

Limite supérieure de la flèche δ_s

$4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$

$$\delta_s = 0.049L^2 \text{ mm}$$

$20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$

$$\delta_s = 0.564L^{1.184} \text{ mm}$$

Limite inférieure de la flèche δ_i

$4 \text{ m} \leq L \leq 25 \text{ m}$

$$\delta_i = 0.035L^{1.50} \text{ mm}$$

$L > 25 \text{ m}$

Pas de limite inférieure

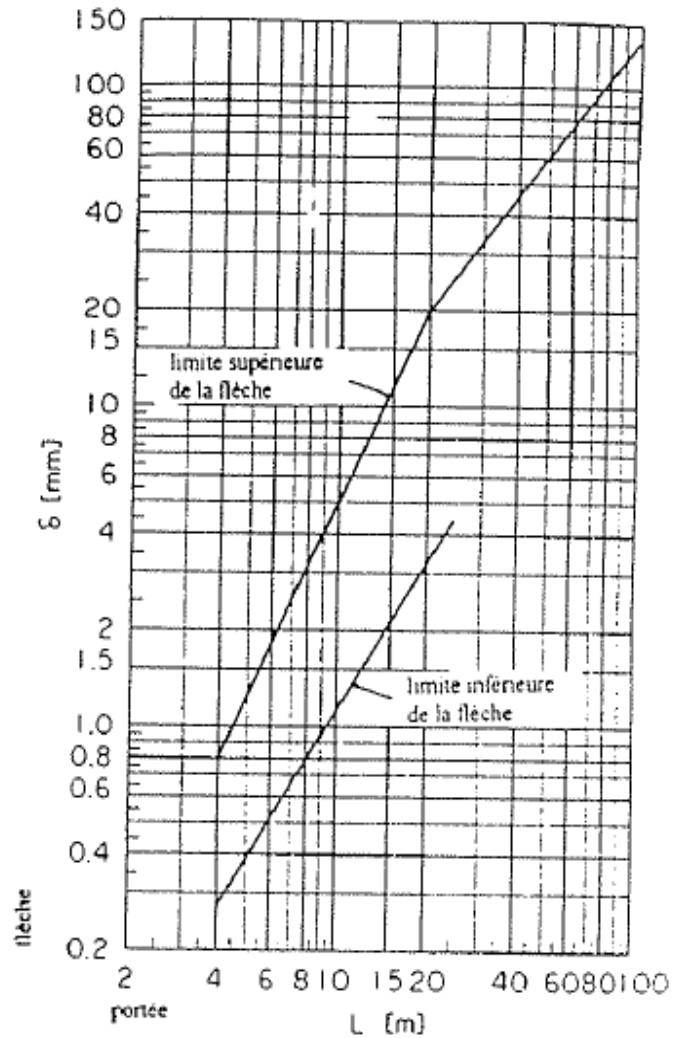


Figure 5 : Domaine d'application des coefficients de majoration dynamique

		EN				BS				AASHTO				AS			
		ΦA	B	C	H	ΦA	B	C	H	ΦA	B	C	H	ΦA	B	C	H
GG	500 - 50 . 100	160	350	215	91	155	335	225	81	180	375	245	87,5	155	325	225	81,5
GG	1 000 - 100 . 100	215	380	260	95	225	370	270	81	240	435	305	88,5	235	375	275	86,5
GG	1 500 - 150 . 100	275	410	295	95	285	405	305	90	280	475	345	93,5	300	415	315	95,5
GG	2 000 - 200 . 100	330	440	335	105	330	435	340	90	330	515	385	97,5	350	445	355	100,5
GG	3 000 - 300 . 100	410	515	410	124	410	495	415	104	415	575	445	109,5	435	525	435	119,5
GG	4 000 - 400 . 100	470	570	475	132	470	550	475	114	485	630	515	112,5	500	580	500	128,5
GG	5 000 - 500 . 100	525	615	530	145	525	615	530	122	555	695	580	124,5	555	635	560	141,5
GG	6 000 - 600 . 100	575	655	580	163	580	675	580	126	615	735	640	131,5	610	685	615	150,5
GG	8 000 - 800 . 100	665	720	670	195	670	760	670	137	720	810	745	158	735	795	710	161,5
GG	10 000 - 1 000 . 100	740	755	745	210,2	745	825	750	160	815	885	840	165	820	865	795	180,5
GG	12 000 - 1 200 . 100	815	840	820	228,2	835	905	820	163	895	945	920	184	895	930	870	199,5
GG	14 000 - 1 400 . 100	880	910	885	242,2	895	960	885	177	975	1020	990	191	960	980	935	218
GG	16 000 - 1 600 . 100	940	965	945	260,2	955	1015	945	186	1045	1070	1060	207	1045	1065	1005	228
GG	18 000 - 1 800 . 100	995	1000	1000	273,5	1020	1075	1005	197	1105	1125	1125	214	1115	1120	1065	242
GG	20 000 - 2 000 . 100	1050	1065	1060	280,5	1085	1130	1060	204	1170	1185	1185	225	1185	1180	1125	246
GG	24 000 - 2 400 . 100	1150	1155	1155	300,5	1175	1210	1160	225	1290	1300	1300	243	1305	1285	1230	267
GG	28 000 - 2 800 . 100	1245	1250	1250	320,5	1260	1285	1250	243	1400	1400	1400	261	1405	1370	1330	290
GG	30 000 - 3 000 . 100	1285	1290	1290	313,5	1320	1345	1295	246	1450	1450	1450	270	1455	1415	1375	303
GG	35 000 - 3 500 . 100	1580	1570	1420	320,5	1430	1435	1400	270	1570	1565	1565	287	1565	1505	1485	319
GG	45 000 - 4 500 . 100	1670	1620	1590	353,7	1635	1620	1585	286	1775	1775	1775	323	1760	1680	1680	360

Valeurs en mm

Figure 6 : Gamme d'appareils d'appui à pot glissants guidés d'après le catalogue de Freyssinet

		EN			BS			AASHTO			AS		
		ΦA	ΦD	H	ΦA	ΦD	H	ΦA	ΦD	H	ΦA	ΦD	H
FX	500 - 50	160	160	54	155	155	54	180	180	59	155	155	54
FX	1000 - 100	210	210	54	230	230	54	240	240	60	235	235	64
FX	1500 - 150	275	275	68	280	280	63	280	280	65	300	300	68
FX	2000 - 200	325	325	78	330	330	66	325	325	69	350	350	78
FX	3000 - 300	405	405	82	410	410	67	410	410	81	430	430	82
FX	4000 - 400	470	470	85	470	470	67	485	485	95	510	510	86
FX	5000 - 500	525	525	98	530	530	70	550	550	112	575	575	90
FX	6000 - 600	580	580	98	590	590	70	610	610	113	640	640	92
FX	8000 - 800	675	675	113	685	685	76	715	715	141	730	730	110
FX	10000 - 1000	760	760	126	765	765	80	810	810	154	810	810	125
FX	12000 - 1200	825	825	140	825	825	98	895	895	162	885	885	138
FX	14000 - 1400	915	915	148	895	895	102	970	970	180	980	980	147
FX	16000 - 1600	985	985	150	970	970	106	1045	1045	180	1040	1040	151
FX	18000 - 1800	1050	1050	153	1015	1015	112	1110	1110	197	1130	1130	152
FX	20000 - 2000	1110	1110	161	1070	1070	119	1175	1175	213	1190	1190	160
FX	24000 - 2400	1225	1225	172	1185	1185	122	1295	1295	235	1310	1310	171
FX	28000 - 2800	1315	1315	192	1265	1265	138	1395	1395	263	1410	1410	186
FX	30000 - 3000	1365	1365	195	1315	1315	140	1445	1445	264	1465	1465	189
FX	35000 - 3500	1490	1490	211	1430	1430	142	1560	1560	286	1575	1575	210
FX	45000 - 4500	1685	1685	237	1620	1620	168	1770	1770	322	1795	1795	233

Valeurs en mm

Figure 7 : Gamme d'appareils d'appui à pot fixes d'après le catalogue de Freyssinet

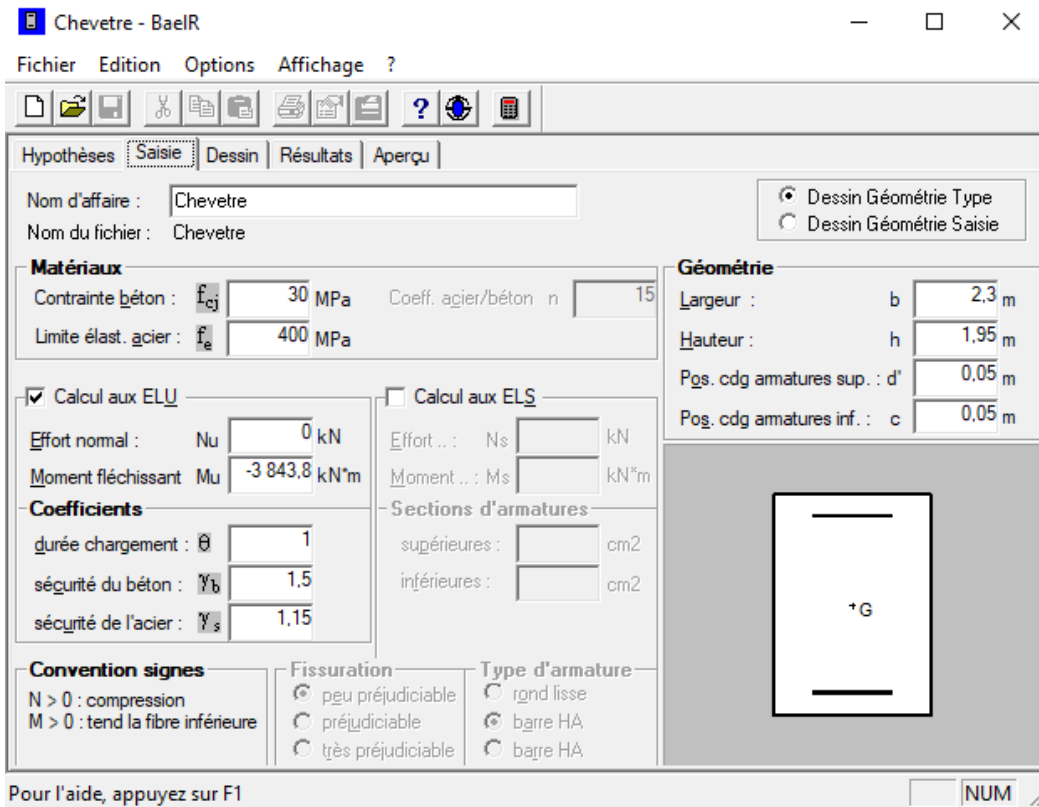


Figure 8 : Ferrailage du chevêtre sur appuis à ELU à l'aide du logiciel SOCOTEC

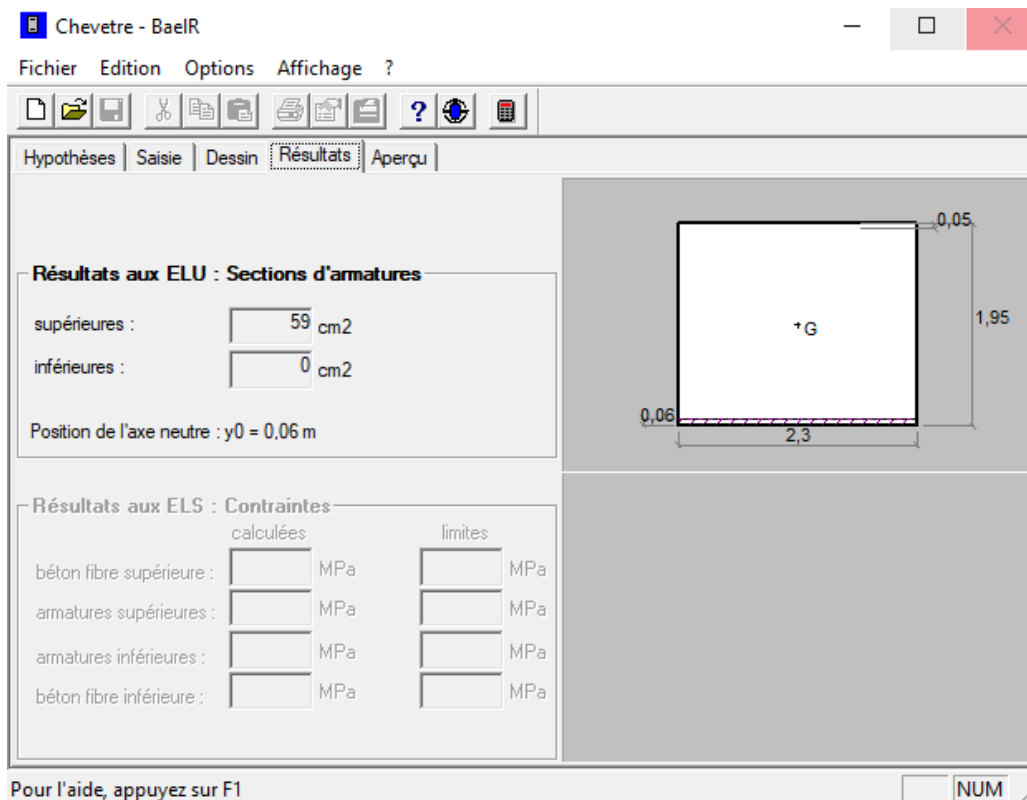


Figure 9 : Section d'armature longitudinale du chevêtre sur appuis à ELU d'après SOCOTEC