

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de base

Par : ADROUCHE Zakaria

## Thème

Étude et conception d'un Pont Ferroviaire du  
PK 23+493.000 au PK 23+642.300 sur la  
ligne Minière Tébessa (TENOUKLA)

**Examineur :**

Mr. M. GUERFI

**Président du jury:**

Mr. M. HADID

**Membres du jury:**

Mr. KH. TOUNSI

Mr. A. KIBBOUA

**Encadré par :**

MOHAMED AMIEUR

Promotion 2023/2024

## DEDICACE

À mon père et à ma mère, qui m'ont inlassablement soutenu tout au long de mon cursus, À mon cher frère, À tous mes amis.

Votre soutien et votre amour ont été ma force.

## REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance et ma considération particulière à mon cher encadreur, Monsieur Amieur Mohamed, pour ses efforts considérables, ses précieuses orientations et sa patience inébranlable tout au long de cette période.

Je tiens également à exprimer ma gratitude envers le personnel de la SAPTA de Oued El Semar. Mes remerciements sincères vont à Monsieur le Directeur Sebbah Omar et à Monsieur Boumelite Farid, ainsi qu'aux ingénieurs Hamza, Toufik, Youcef, Hichem et Dahmane. Leur aide précieuse et leur accueil chaleureux ont été d'un soutien inestimable.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral et administratif, ainsi qu'aux membres du jury de l'école, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et de leurs évaluations.

Je remercie également, du fond du cœur, tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin, en particulier ma famille et mes amis, pour leur soutien indéfectible durant la réalisation de ce projet de fin d'études.

Merci infiniment à chacun et à chacune d'entre vous.

## ملخص:

يتعلق هذا العمل بدراسة وتصميم جسر السكة الحديد على الخط المنجمي بتبسة (تنوكلة)، قمنا بدراسة وتصميم هذا الجسر الذي يمكن تقسيمه إلى ثلاثة أجزاء كبيرة: أولاً، التصميم والتحجيم المسبق لمختلف المتغيرات مع اختيار الخيار الأمثل، ثم قمنا ثانياً بدراسة البنية الفوقية بما في ذلك دراسة الإجهاد المسبق، وأخيراً ثالثاً وأخيراً، دراسة البنية التحتية التي تطلبت تقييم القوى الناتجة عن العمل الزلزالي أيضاً مثل استخدام أكوام

## Résumé :

Ce travail concerne l'Étude et conception d'un Pont Ferroviaire du PK 23+493.000 au PK 23+642.300 sur la ligne Minière Tébessa (TENOUKLA), nous avons réalisé l'étude et la conception de ce pont qui peut être divisée en trois grandes parties : En premier lieu la conception et le prédimensionnement des différentes variantes avec le choix de la variante la plus optimale, puis en 2eme lieu nous avons effectué l'étude de la superstructure avec notamment l'étude de la précontrainte, enfin en troisième et dernier lieu, l'étude de l'infrastructure qui a nécessité l'évaluation des efforts dus à l'action sismique ainsi que l'usage de pieux.

## Summary:

This work concerns the Study and design of a Railway Bridge from PK 23+493,000 to PK 23+642,300 on the Tébessa Mining Line (TENOUKLA), we carried out the study and design of this bridge which can be divided into three main parts: Firstly the design and pre-dimensioning of the different variants with the choice of the most optimal variant, then secondly we carried out the study of the superstructure with in particular the study of the prestressing, finally thirdly and lastly, the study of the infrastructure which required the evaluation of the efforts due to seismic action as well as the use of piles.

# SOMMAIRE

<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET</b> .....	<b>1</b>
I.1. INTRODUCTION GENERALE .....	2
I.2. PRESENTATION DU PROJET .....	3
I.2.1. Situation du Projet .....	3
I.2.2. Objectif du Projet : .....	3
I.3. LES DONNEES DE PROJET : .....	3
I.3.1. Les Données Fonctionnelles : .....	3
I.3.1.1. Tracé en plan : .....	3
I.3.1.2. Profil en long : .....	4
I.3.1.3. Profil en travers : .....	4
I.3.2. Les Données Naturelles : .....	5
I.3.2.1. Géotechnique : .....	5
I.3.2.2. Sismicité du site : .....	6
I.3.2.3. Température : .....	7
I.3.2. Les Données Topographique : .....	5
I.3.2.2. Sismicité du site : .....	6
I.3.2.3. Température : .....	7
<b>CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT</b> .....	<b>8</b>
INTRODUCTION .....	9
II.2. Problématique et Critères de Choix .....	9
II.3. Étude des Variantes .....	9
II.3.1. Variante N° 01 : Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP .....	9
II.3.1.1. Conception longitudinale .....	9
II.3.1.2. Conception des culées : .....	11
II.3.1.3. Conception des piles : .....	12
II.3.2. Variante N° 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place .....	12
II.3.2.1. Conception Longitudinale : .....	12
II.3.2.2. Conception des culées : .....	14
II.3.2.3. Conception des piles .....	14
II.3.3. Variante N° 03 : Pont Mixte caisson .....	15
II.3.3.1. Conception Longitudinale : .....	15
II.3.3.2. Conception transversale : .....	15
II.4. ANALYSE MULTICRITERE : .....	16
II.4.1. Les 3 techniques de construction : .....	16
II.4.2. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes : .....	18

II.4.3. CONCLUSION :	20
<b>CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</b>	<b>21</b>
INTRODUCTION :	22
III.1. Béton :	22
III.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DU BETON ARME :	22
III.2.1. Résistance caractéristique à la compression :	22
III.2.2. La résistance caractéristique à la traction :	23
III.2.3. Contrainte limite à l'ELU :	23
III.2.4. Module d'élasticité longitudinale E : (BAEL91)	23
III.3. LES ACIERS :	24
III.3.1. Armatures passives :	24
III.3.1.1. Limite d'élasticité garantie :	24
III.3.1.2. Module de déformation longitudinale :	24
III.3.2. Armatures actives :	25
III.4. DIAGRAMME CONTRAINTE – DEFORMATION :	25
<b>CHAPITRE IV : CHARGES ET SOLLICITATIONS</b>	<b>26</b>
INTRODUCTION	27
IV.1. CALCUL DES POIDS :	27
IV.1.1. Poids des rails :	27
IV.1.2. Poids des traverses en béton :	27
IV.1.3. Poids propre d'une poutre :	28
IV.1.4. Poids de la dalle et de l'entretoise d'about :	28
IV.1.5. Poids total du tablier :	28
Tableau (IV.4.) : Poids propre dalle + l'entretoise + poutres	28
IV.2. Les surcharges dues au trafic ferroviaire :	29
IV.2.1. Surcharges verticales :	29
IV.2.1.1. Modèle de charge UIC71 : (code UIC article 2.3.2)	29
IV.2.1.2. Modèle de charge SW :	29
IV.3. Les charges dues au trafic ferroviaire : (code UIC article 2.5)	30
IV.3.1. Force de lacet :	30
IV.3.2. Forces de démarrage et de freinage :	30
IV.3.2.1. Force de démarrage :	30
IV.3.2.2. Force de freinage :	30
IV.4. Autres actions variables :	30
IV.5. Les effets dynamiques : (code UIC article 2.4)	31

IV.5.1. Domaine d'application :	31
IV.5.2. Coefficient dynamique :	31
IV.6. Groupes de charges :	32
IV.6.1. Introduction :	32
V.7. Les combinaisons les plus défavorables :	33
V.7.1. État limite ultime fondamentale (résistance) : ELU	33
V.7.2. État limite de service rares : ELS	33
<b>CHAPITRE V : MODELISATION</b>	<b>34</b>
INTRODUCTION :	35
V.2. Les combinaisons les plus défavorables :	37
V.2.1. État limite ultime fondamentale (résistance) : ELU	37
V.2.2. État limite de service rares : ELS	38
<b>CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DALLE</b>	<b>39</b>
INTRODUCTION :	39
VI.1. Calcul des sollicitations :	40
VI.2. Calcul de ferrailage :	42
VI.2.1. Ferrailage perpendiculaire à l'axe x :	42
VI.2.2. Ferrailage perpendiculaire à l'axe y :	43
VI.3. VERIFICATIONS :	43
VI.3.1. Vérification de l'effet tranchant : (BAEL)	43
VI.3.2. Vérification vis-à-vis du Poinçonnement :	44
VI.3.3. Conclusion :	44
<b>CHAPITRE VII : ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT</b>	<b>45</b>
INTRODUCTION :	46
VII.1. Calcul des sollicitations :	46
VII.2. Calcul de ferrailage longitudinale de l'entretoise :	47
VII.3. Ferrailage transversal de l'entretoise :	48
<b>CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ</b>	<b>49</b>
VIII.1. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTÉ :	50
VIII.1.1. Détermination du nombre de câbles :	51
VIII.1.2. Détermination du nombre de câbles à mettre en tension à l'about :	51
VIII.1.3. Pré-vérification des contraintes :	52
VIII.2. Tracé des câbles :	53
VIII.2.1. Section d'about :	53
VIII.2.2. Section médiane :y-	54

VIII.2.3 Détermination de l'angle de relevage :	54
VIII.2.4 Le tracé des câbles :	55
VIII.2.5 Allure des câbles :	55
VIII.2.6. Déviation latérale :	56
<b>VIII.3. CALCUL DES PERTES DE TENSION :</b>	<b>56</b>
VIII.3.1. Les pertes instantanées :	57
VIII.3.1.1. Les Pertes par frottement :	57
VIII.3.1.2. Les Pertes par recul d'ancrage :	57
VIII.3.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :	58
VIII.3.2. Pertes de tension différées :	59
VIII.3.2.1. Pertes dues au retrait de béton :	59
VIII.3.2.2. Perte par fluage :	60
VIII.3.2.3. Pertes par relaxation des armatures :	60
VIII.3.3. Récapitulative des pertes différées :	61
VIII.3.4. Récapitulative des pertes instantanées :	61
VIII.3.5. Calcul de pourcentage des pertes totales :	61
<b>CHAPITRE IX : CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES.....</b>	<b>62</b>
IX.1. Vérification à l'ELU des contrainte de compression :	63
La position de l'axe neutre (à mi-travée) :	63
La position de l'axe neutre (sur appui) :	64
IX.2. Justifications des poutres sous sollicitations d'effort tranchant :	64
➤ Vérification de l'effort tranchant sur la pile :	65
➤ Vérification de l'effort tranchant sur la culée :	65
IX.3. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS :	65
IX.4. Justification des contraintes tangentielles :	67
Détermination de la contrainte tangentielle :	67
IX.5. Ferrailage passif .....	68
IX.5.1. Armatures longitudinales de peau .....	68
IX.5.2. Armatures transversales de peau .....	69
IX.6. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU .....	69
IX.6.1. Les bielles comprimées .....	70
IX.6.2. La résistance des armatures transversales .....	70
IX.7. Zones particulières dans le béton précontraint .....	70
IX.7.1. Étude de la zone d'about .....	71
IX.7.1.1. Étude de la première zone de régularisation.....	71
IX.7.1.2. Zone de surface .....	72

IX.7.1.3. Zone intermédiaire comprimée .....	72
IX.7.1.4. Zone d'éclatement.....	73
IX.7.1.5. Ferrailage d'éclatement « Aec » .....	74
IX.7.2. Étude de la deuxième zone de régularisation :.....	74
IX.7.2.2. Ferrailage complémentaire.....	76
IX.8. Étude de la zone d'appui : .....	77
• Vérification des armatures transversales .....	78
• L'équilibre du coin inférieur .....	78
<b>CHAPITRE X : CALCUL DES DEFORMATIONS.....</b>	<b>80</b>
X.1. CALCUL DES FLECHES : .....	81
X.2. Calcul des rotations.....	84
X.2.2. Rotation due à la surcharge (UIC71+SW/0) .....	84
X.2.3. Rotation due à la précontrainte .....	84
X.2.4. Rotation totale .....	84
X.3. Calcul des déplacements :.....	84
X.3.1. Déplacement dû à une rotation d'appui .....	84
X.3.2. Déplacement du au retrait .....	84
X.3.3. Déplacement du au fluage .....	85
X.3.4. Déplacement totale.....	85
<b>CHAPITRE XI : EQUIPEMENTS DU PONT.....</b>	<b>86</b>
INTRODUCTION .....	87
XI.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS .....	87
XI.1.1. Détermination de la section d'appui .....	87
XI.1.2. Dimensionnement en hauteur de l'élastomère .....	87
XI.2. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI .....	88
XI.2.1. Comportement sous l'effort normal .....	88
XI.2.2. S le coefficient de forme.....	88
XI.2.3. Comportement sous l'effort horizontal.....	88
XI.2.4. Comportement sous une rotation d'axe horizontal.....	89
XI.2.5. Vérification à la distorsion .....	89
XI.2.6. Vérification à la traction dans les frettes.....	89
XI.4. FERRAILLAGE DU DE D'APPUI.....	90
XI.4.1. Armatures de chaînage .....	90
XI.4.3. Armatures de diffusion.....	91
XI.5. Les joints de dilatations :.....	92

<b>CHAPITRE XII : ETUDE SISMIQUE.....</b>	<b>93</b>
INTRODUCTION.....	94
XII.1. CALCUL PARASISMIQUE.....	94
XII.1.1. Classe de l'ouvrage.....	94
XII.1.2. Classification des zones sismiques.....	94
XII.1.3. Coefficient d'accélération de zone.....	94
XII.1.4. Classification du sol.....	95
XII.1.5. Facteur de correction d'amortissement.....	95
XII.2. EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES.....	96
XII.2.1. Composante horizontale du séisme.....	96
XII.2.2. Effort longitudinal.....	96
XII.2.2.1. Raideur des appuis.....	96
XII.2.2.2. Raideur des appareils d'appui par appui :.....	97
XII.2.2.3. Raideur totale des appuis.....	97
XII.2.2.4. Raideur du système.....	97
XII.2.2.5. Calcul des forces sismique.....	98
XII.2.2.6. Effort total longitudinal.....	98
XII.2.3. Effort transversal.....	98
XII.2.3.1. Raideur des appuis.....	98
XII.2.3.2. Raideur des appareils d'appui par appui.....	99
XII.2.3.3. Raideur totale des appuis.....	99
XII.2.3.4. Raideur du système.....	99
XII.2.3.6. Effort transversa.....	100
XII.2.3.7. Effort par élément porteur.....	100
XII.2.4. Effort vertical.....	100
XII.3. COMBINAISON DES DIRECTIONS.....	101
<b>CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA PILE.....</b>	<b>103</b>
XIII.1. ÉTUDE DE LA PILE 1.....	104
XIII.1.1. Évaluation des efforts.....	104
XIII.1.1.1. Efforts sismiques.....	104
XIII.1.1.2. Charge permanentes.....	104
XIII.1.1.3. Combinaison d'actions.....	104
XIII.1.1.4. Ferrailage des futs de la première pile.....	105
XIII.2. ÉTUDE DE LA PILE 2.....	107
XIII.2.1. Efforts sismiques.....	107
XIII.2.2. Charge permanentes.....	107

XIII.2.3. Combinaison d'actions .....	107
XIII.2.4. Ferrailage des futs de la deuxième pile .....	108
<b>XIII.3. ÉTUDE DE LA PILE 3 .....</b>	<b>109</b>
XIII.3.1. Efforts sismiques .....	109
XIII.3.2. Charge permanentes .....	109
XIII.3.3. Combinaison d'actions .....	109
XIII.3.4. Ferrailage des futs de la deuxième pile .....	110
<b>XIII.4. ÉTUDE DE LA SEMELLE DE FONDATION SOUS PILE .....</b>	<b>111</b>
XIII.4.1. Évaluation des efforts agissants sur la semelle .....	111
XIII.4.2. Combinaisons d'actions .....	111
XIII.4.3. Calcul des efforts repris par les pieux.....	112
XIII.4.4. Calcul des réactions $R_{max}$ et $R_{min}$ .....	113
XIII.4.5. Vérification de stabilité de la semelle .....	113
XIV.4.6. Ferrailage de la semelle .....	113
<b>XIII.5. Ferrailage du chevêtre : .....</b>	<b>117</b>
XIII.5.1. Ferrailage longitudinal : .....	117
XIII.5.2. Ferrailage transversal : .....	118
<b>CHAPITRE XIV : ETUDE DE LA CULEE .....</b>	<b>119</b>
INTRODUCTION .....	120
<b>XIV.1. CONCEPTION DES CULEE .....</b>	<b>120</b>
XIV.1.1.1. Choix de type de culée .....	120
XIV.1.1.2. Éléments constituant une culée remblayée .....	120
<b>XIV.2. CALCUL DU COEFFICIENT DE POUSSEE : .....</b>	<b>120</b>
<b>XIV.3. EVALUATION DES EFFORT ISSUS DU REMBLAI ET DES SURCHARGE</b>	<b>121</b>
XIV.3.1. Évaluation des charges statiques dues au remblai : .....	121
XIV.3.2. Évaluation des charges Sismiques dues à la poussée des terres .....	121
XIV.3.3. Évaluation des efforts dus aux surcharges .....	122
<b>XIV.4. EVALUATION DES EFFORT ISSUS DE LA CULEE .....</b>	<b>122</b>
XIV.4.1. Efforts dus au poids propre des éléments de la culée : .....	122
XIV.4.2. Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée .....	122
<b>XIV.5. EVALUATION DES EFFORT ISSUS DU TABLIER .....</b>	<b>123</b>
XIV.6.2. Ferrailage du mur de retour : .....	123
XIV.6.1. Ferrailage horizontal : .....	123
XIV.6.2.2. Ferrailage vertical : .....	125
XIV.6.3. Le mur garde grève : .....	126
XIV.7.3.1. Ferrailage du mur garde grève : .....	126

XIV.6.3.1.1. Verticalement : .....	127
XIV.7.3.1.2. Horizontalement : .....	128
INTRODUCTION : .....	129
<b>CHAPITRE XV : ETUDE DES FONDATIONS .....</b>	<b>129</b>
XV.1 ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD : .....	130
XV.1.1. Choix du type de fondation : .....	131
XV.1.2. Disposition des pieux : .....	131
XV.1.3. Calcul justificatif : .....	131
XV.1.3.1. Vérification des distances entre axe : .....	131
XV.1.3.2. Calcul de la capacité portante des pieux « $Q_{adm}$ » : .....	131
XV.1.3.3 Résistance à la pointe $Q_p$ : .....	133
XV.1.3.4 Resistance par frottement latéral unitaire d'un pieu $Q_f$ : .....	134
XV.4 Calcul des efforts le long du pieu : .....	136
XV.2 FERRAILLAGE DU PIEU : .....	137
XV.2.1 Ferrailage longitudinal : .....	137
XV.2.2. Ferrailage transversal : .....	139
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>141</b>
CONCLUSION .....	142
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>143</b>
<b>ANNEXE A : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES .....</b>	<b>145</b>
<b>ANNEXE B : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES .....</b>	<b>151</b>

# LISTE DES FIGURES

<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET</b> .....	<b>1</b>
<b>Figure (I.1):</b> Plan general (GOOGLE EARTH) .....	3
<b>Figure (I.2) :</b> Tracé en plan.....	4
<b>Figure (I.3) :</b> Profil en long. ....	4
<b>Figure (I.4) :</b> Coupe Transversale.....	5
<b>Figure (I.5) :</b> Présentation de l'ouvrage sur la carte topographique.....	6
<b>Figure (I.6) :</b> Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008].....	6
<b>Figure (I.7.) :</b> Températures de Tbessa (weatherspark.com).....	7
<b>CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT</b> .....	<b>8</b>
<b>Figure (II.1) :</b> Notation des dimensions. ....	10
<b>Figure (II.2) :</b> Présentation 3D des culées de la variante N°01.....	11
<b>Figure (II.4) :</b> Notations des dimensions.....	13
<b>Figure (II.5) :</b> Caisson simple fermé .....	15
<b>CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</b> .....	<b>21</b>
<b>Figure (III.1) :</b> Diagramme contrainte – déformation des torons et Tréfilées .....	25
<b>CHAPITRE IV : CHARGES ET SOLLICITATIONS</b> .....	<b>26</b>
<b>Figure (IV.1) :</b> Rail UIC60.....	27
<b>Figure (IV.2) :</b> traverses et rails.....	27
<b>Figure (IV.3.) :</b> Schéma de charge UIC 71.....	29
<b>Figure (IV.4.) :</b> Schéma de charge SW/0 .....	29
<b>Figure (IV.5.) :</b> Schéma de charge train à vide .....	30
<b>Figure (IV.6.) :</b> Limites de la flèche sous poids permanent .....	31
<b>CHAPITRE V : MODELISATION</b> .....	<b>34</b>
<b>Figure (V.1.) :</b> Modélisation d'une poutre.....	35
<b>Figure (V.2.) :</b> Modélisation de l'hourdis.....	35
<b>Figure (V.3.) :</b> Vue en 3D du tablier.....	36
<b>Figures (V.4) :</b> Moment maximal à l'ELU COMB2 (UIC 71 + SW2).....	36
<b>Figure (V.6) :</b> Moment maximal à l'ELS COMB4 (UIC 71 + SW2). ....	37
<b>Figure (V.7) :</b> Effort tranchant maximal à l'ELS COMB4 (UIC 71 + SW2). ....	37
<b>CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DALLE</b> .....	<b>39</b>
<b>Figures (VI.1.) :</b> Repère local de la dalle .....	40
<b>Figures (VI.2.) :</b> Moment $M_{xx}$ à l'ELU. (ROBOT 2024).....	40
.....	41

<b>Figures (VI.3.)</b> : Moment $M_{yy}$ à l'ELU. (ROBOT 2024).....	41
<b>Figures (VI.4.)</b> : Moment $M_{xx}$ à l'ELS. (ROBOT 2024) .....	41
<b>Figures (VI.5.)</b> : Moment $M_{yy}$ à l'ELS. (ROBOT 2024) .....	41
<b>Figure (VI.6.)</b> : Ferrailage de la dalle.....	44
<b>CHAPITRE VII : ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT .....</b>	<b>45</b>
<b>Figures (VII.1.)</b> : Moment fléchissant à l'ELU.....	46
<b>Figures (VII.2.)</b> : Moment fléchissant à l'ELS. ....	46
<b>Figures (VII.3.)</b> : Schéma de ferrailage longitudinal de l'entretoise. ....	48
<b>CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE .....</b>	<b>49</b>
<b>Figure (VIII.1)</b> : disposition des câbles dans la section d'about.....	53
<b>Figure (VIII.2)</b> : disposition des câbles dans la section médiane .....	54
<b>Figure (VIII.3)</b> : tracé des câbles .....	55
<b>Figure (VIII.4)</b> : les angles de relevage .....	55
<b>Figure (VIII.5)</b> : Déviation latérale.....	56
<b>CHAPITRE IX : CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES.....</b>	<b>62</b>
Figure (IX.1) : Diagramme des compressions.....	63
Figure (IX.2.) : Diagramme des compressions.....	64
Figure (IX.3.) : Ferrailage passif longitudinal.....	69
Figure (IX.4.) : Zone de concentration des contraintes. ....	71
Figure (IX.9.) : Rupture de la bielle et du coin inférieur.....	77
Figure (X.10.) : Représentation de la bielle d'about (au niveau d'appui).....	78
Figure (X.11.) : Coin inférieur.....	79
<b>CHAPITRE X : CALCUL DES DEFORMATIONS.....</b>	<b>80</b>
Figures (X.1.) Diagramme du moment sous l'effet de la précontrainte. ....	82
<b>CHAPITRE XI : EQUIPEMENTS DU PONT.....</b>	<b>86</b>
Figure (XI.1.) Définition géométrique d'un appareil d'appui. ....	90
<b>Figure (XI. 2)</b> : Ferrailage du dé d'appui.....	91
<b>CHAPITRE XII : ETUDE SISMIQUE.....</b>	<b>93</b>
<b>CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA PILE.....</b>	<b>103</b>
<b>Figure (XIII.1)</b> : ferrailage d'un fut de la pile 1.....	106
<b>Figure (XIII.2)</b> : ferrailage d'un fut de la pile 2.....	108
<b>Figure (XIII.3)</b> : ferrailage d'un fut de la pile 3.....	110
<b>Fig (XIII.4.)</b> : vue en plan de la semelle.....	112
<b>Figure (XIII.5.)</b> : Diagramme de M à l'ELS. (ROBOT 2024).....	115
<b>Figure (XIII.6.)</b> : Diagramme de T à l'ELU. (ROBOT 2024) .....	115

<b>Figure (XIII.8.)</b> : Diagramme de M à l'ELS.....	117
<b>Figure (XIII.9.)</b> : Diagramme de T à l'ELU. (ROBOT 2024).....	118
<b>Figure (XIII.10.)</b> : Ferrailage du chevêtre .....	118
<b>CHAPITRE XIV : ETUDE DE LA CULEE .....</b>	<b>119</b>
<b>Figure (XIV.1.)</b> : schéma de la culée avec bloc clé.....	121
<b>Figure (XIV.2.)</b> : Moment Mxx à l'ELS (ROBOT 2024).....	123
<b>Figure (XIV.3.)</b> : Moment Myy à l'ELS (ROBOT 2024).....	125
<b>Figure (XIV.4.)</b> : Ferrailage du corbeau d'appui et du mur de garde grève.....	128
<b>CHAPITRE XV : ETUDE DES FONDATIONS .....</b>	<b>129</b>
<b>Figure (XV.1)</b> : Pressiomètre.....	130
<b>Figure (XV.2)</b> : Courbe pressiométrique.....	130
<b>Figure (XV.3)</b> : Coupe géotechnique.....	133
<b>Figure (XV.4.)</b> : Abaque Walther.....	138
<b>Figure (XV.5.)</b> : Ferrailage des pieux.....	140
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>141</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>	<b>143</b>
<b>ANNEXE A : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES .....</b>	<b>145</b>
<b>ANNEXE B : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES .....</b>	<b>151</b>

# LISTE DES TABLEAUX

<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET</b> .....	<b>1</b>
<b>Tableau (I.1) :</b> Coefficient d'accélération de zone A [RPOA 2008].....	6
<b>CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT</b> .....	<b>8</b>
<b>Tableau (II.1) :</b> Récapitulation du prédimensionnement du tablier de la variante 1. ....	10
<b>Tableau (II.2) :</b> Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées [Guide SETRA]. .....	11
<b>Tableau (II.3) :</b> Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles [Guide SETRA].	12
<b>Tableau (II.4) :</b> Récapitulation de découpage des voussoirs.....	13
<b>Tableau (II.5) :</b> Les dimensions des voussoirs.....	13
<b>Tableau (II.6) :</b> Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées [Guide SETRA]. .....	14
<b>Tableau (II.7) :</b> Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles [Guide SETRA].	14
<b>Tableau (II.8) :</b> Ouvrages de type caisson simple fermé .....	15
<b>Tableau (II.9) :</b> Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées [Guide SETRA]. .....	16
<b>Tableau (II.10.) :</b> Avantages et Inconvénients des 3 variantes .....	17
<b>Tableau (II.11.) :</b> Devis estimatif et quantitatif de variante N° 01 : Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP .....	18
<b>Tableau (II.12.) :</b> Devis estimatif et quantitatif de Variante N° 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place .....	19
<b>Tableau (II.13.) :</b> Devis estimatif et quantitatif de variante N° 03 : Pont Mixte caisson....	19
<b>CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</b> .....	<b>21</b>
<b>Tableau (III.1) :</b> Le coefficient $\theta$ .....	23
<b>Tableau (III.2) :</b> valeurs de contrainte admissible de compression à l'ELU. ....	23
<b>Tableau (III.3) :</b> contrainte limite de traction a L'ELS.....	24
<b>CHAPITRE IV : CHARGES ET SOLLICITATIONS</b> .....	<b>26</b>
<b>Tableau (IV.1.) :</b> Poids propre d'une poutre .....	28
<b>Tableau (IV.2.) :</b> Estimation du poids dû aux CCP. ....	28
<b>Tableau (IV.3.) :</b> Poids propre de la dalle et de l'entretoise .....	28
<b>Tableau (IV.5.) :</b> Valeurs caractéristiques des charges verticales pour schémas de charge SW .....	29
<b>Tableau (IV.6.) :</b> Groupes de charges .....	32
<b>CHAPITRE V : MODELISATION</b> .....	<b>34</b>
<b>Tableau (V.1.) :</b> Récapitulatif des sollicitations avec effet dynamique .....	37
<b>Tableau (V.2.) :</b> Récapitulatif des efforts du poids propre et des charges perméantes .....	37

Tableau (V.3.) : Récapitulatif des moments : .....	38
Tableau (V.4.) : Récapitulatif des efforts tranchants : .....	38
<b>CHAPITRE VI : ETUDE DE LA DALLE .....</b>	<b>39</b>
Tableau (VI.1.) : Les moments $M_{xx}$ et $M_{yy}$ max et min. (tirés à partir du logiciel ROBOT 2024).....	42
Tableau (VI.2.) : Choix des barres suivant x .....	43
Tableau (VI.3.) : Choix des barres suivant y .....	43
<b>CHAPITRE VII : ETUDE DE L'ENTRETOISE D'ABOUT .....</b>	<b>45</b>
Tableau (VII.1.) : Les moments sur appuis et en travée pour l'entretoise.....	46
<b>CHAPITRE VIII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE .....</b>	<b>49</b>
Tableau (VIII.1) : Caractéristiques Géométriques de la Section Médiane. ....	50
Tableau (VIII.2.) : Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule). ....	51
Tableau (VIII.3.) : Les valeurs de $f_{cj}$ et $f_{tj}$ aux différents âges du béton. ....	52
Tableau (VIII.4.) : Les contraintes admissibles en service et en construction. (BPEL91). ....	52
Tableau (VIII.5.) : Résultats de vérification des contraintes. ....	53
Tableau (VIII.6.) : Équations des câbles .....	55
Tableau (VIII.7.) : Positions des câbles.....	56
Tableau (VIII.8.) : Pertes par frottement .....	57
Tableau (VIII.9.) : Les pertes par recul d'ancrage.....	58
<b>CHAPITRE IX : CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES.....</b>	<b>62</b>
Tableau (IX.1.) Vérification des contraintes normales à l'ELS .....	67
Tableau (IX.2.) Vérification des contraintes tangentielles à l'E.L.S.....	68
Tableau (IX.6.) Données relatives à la précontrainte .....	75
Tableau (IX.7.) : Forces de précontrainte .....	75
Tableau (IX.8.) : Valeurs des contraintes de cisaillement .....	76
<b>CHAPITRE X : CALCUL DES DEFORMATIONS.....</b>	<b>80</b>
<b>CHAPITRE XI : EQUIPEMENTS DU PONT.....</b>	<b>86</b>
<b>CHAPITRE XII : ETUDE SISMIQUE.....</b>	<b>93</b>
Tableau (XII.1.) : Classification des ponts.....	94
Tableau (XII.2.) : Coefficient d'accélération de zone. ....	95
Tableau (XII.3.) : Taux d'amortissement en fonction de matériau (RPOA 4.2.4) .....	95
Tableau (XII.4) : Paramètre a .....	101
Tableau (XII.5) : Paramètre b .....	101
Tableau (XII.6) Récapitulatif des combinaisons des efforts .....	102
<b>CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA PILE.....</b>	<b>103</b>

Tableau (XIII.1) : Sollicitations sismiques sur la pile n°1 .....	104
Tableau (XIII.2) : Combinaisons sismique sur la pile n°1 .....	105
Tableau (XIII.3) : Combinaison sismique la plus défavorable pile n°1 .....	105
Tableau (XIII.4) : Sollicitations sismiques sur la pile n°2 .....	107
Tableau (XIII.5) : Combinaisons sismique sur la pile n°2. ....	107
Tableau (XIII.6) : Combinaison sismique la plus défavorable pile n°2 .....	108
Tableau (XIII.7) : Sollicitations sismiques sur la pile n°3 .....	109
Tableau (XIII.8) : Combinaisons sismique sur la pile n°3 .....	109
<b>Tableau (XIII.9) : Combinaison sismique sur la pile n°3.....</b>	<b>110</b>
<b>Tableau (XIII.10.) : Récapitulatif des efforts agissants à la base de la semelle .....</b>	<b>111</b>
<b>Tableau (XIII.11.) : Récapitulatif des combinaisons d’actions. ....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau (XIII.12.) : Valeurs de R1, R2, R3 pour les différentes combinaisons.....</b>	<b>113</b>
<b>Tableau (XIII.13.) : Ferrailage transversal de la semelle. ....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau (XIII.14.) : Valeurs de ferrailage transversal et espacements.....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau (XIII.15.) : Charges agissants sur la semelle. ....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau (XIII.16.) : Ferrailage longitudinal de la semelle. ....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau (XIII.17.) : Charges agissants sur la semelle. ....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau (XIII.18.) : Ferrailage longitudinal de la semelle. ....</b>	<b>117</b>
<b>CHAPITRE XIV : ETUDE DE LA CULEE .....</b>	<b>119</b>
Tableau (XIV.1) : Calcul des coefficients de poussée possibles. ....	121
Tableau (XIV.2) : évaluation des charges statiques dues au remblai. ....	121
Tableau (XIV.3) : calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres .....	122
Tableau (XIV.4) : évaluation des efforts dus à surcharge sur remblai.....	122
Tableau (XIV.5) : Calcul des efforts dus au poids propre des culées.....	122
Tableau (XIV.6) : Efforts sismiques provenant de l’accélération propre de la culée .....	122
Tableau (XIV.7) : évaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.....	123
<b>CHAPITRE XV : ETUDE DES FONDATIONS .....</b>	<b>129</b>
Tableau (XV.1) : Résultats d’un sondage pressiométrique.....	132
Tableau (XV.2) : Résultats de la résistance à la pointe Qp.....	134
Tableau (XV.3) : résultats de la résistance par frottement latéral. ....	134
Tableau (XV.4) : résultats de la capacité portante Qadm.....	135
Tableaux (XV.5) : Valeurs de la charge appliquée. ....	135
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>141</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>143</b>
<b>ANNEXE A : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES .....</b>	<b>145</b>

<b>ANNEXE B : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES .....</b>	<b>151</b>
--	------------

# **CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET**

### I.1.INTRODUCTION GENERALE

La région de Tébessa, riche en ressources minières, nécessite des infrastructures de transport fiables et efficaces pour soutenir son développement économique. Dans ce contexte, la construction d'un pont ferroviaire entre les points kilométriques PK 23+493.000 et PK 23+642.300 sur la ligne minière Tébessa (TENOUKLA) représente un projet stratégique. Ce pont ferroviaire vise à améliorer la logistique du transport de minerais, en réduisant les coûts et en augmentant la sécurité et l'efficacité du réseau de transport.

#### Organisation du Mémoire

Le mémoire est structuré en plusieurs chapitres pour couvrir tous les aspects de l'étude et de la conception du pont ferroviaire :

1. Conception et prédimensionnement : Introduction à la conception générale du pont et prédimensionnement des principales structures.
2. Caractéristiques des matériaux : Analyse des matériaux utilisés pour la construction, incluant les critères de sélection et les propriétés mécaniques.
3. Charges et sollicitations : Étude des différentes charges (permanentes, variables, sismiques) et des sollicitations sur la structure.
4. Modélisation : Présentation de la modélisation numérique de la structure du pont, avec les outils et méthodes utilisés.
5. Étude de la dalle : Analyse détaillée de la dalle, incluant le dimensionnement et les contraintes.
6. Étude de l'entretoise : Conception et dimensionnement de l'entretoise.
7. Étude de la précontrainte : Analyse des techniques de précontrainte et application dans la conception du pont.
8. Calcul des pertes de tension : Évaluation des pertes de tension dans les câbles de précontrainte.
9. Calcul des déformations : Étude des déformations de la structure sous différentes charges.
10. Équipement des ponts : Description des équipements nécessaires pour l'exploitation et la maintenance du pont.
11. Étude sismique : Analyse de la résistance sismique de la structure et des mesures de renforcement.
12. Étude de la pile : Conception et dimensionnement de la pile du pont.
13. Étude de la culée : Analyse de la conception et du dimensionnement de la culée.

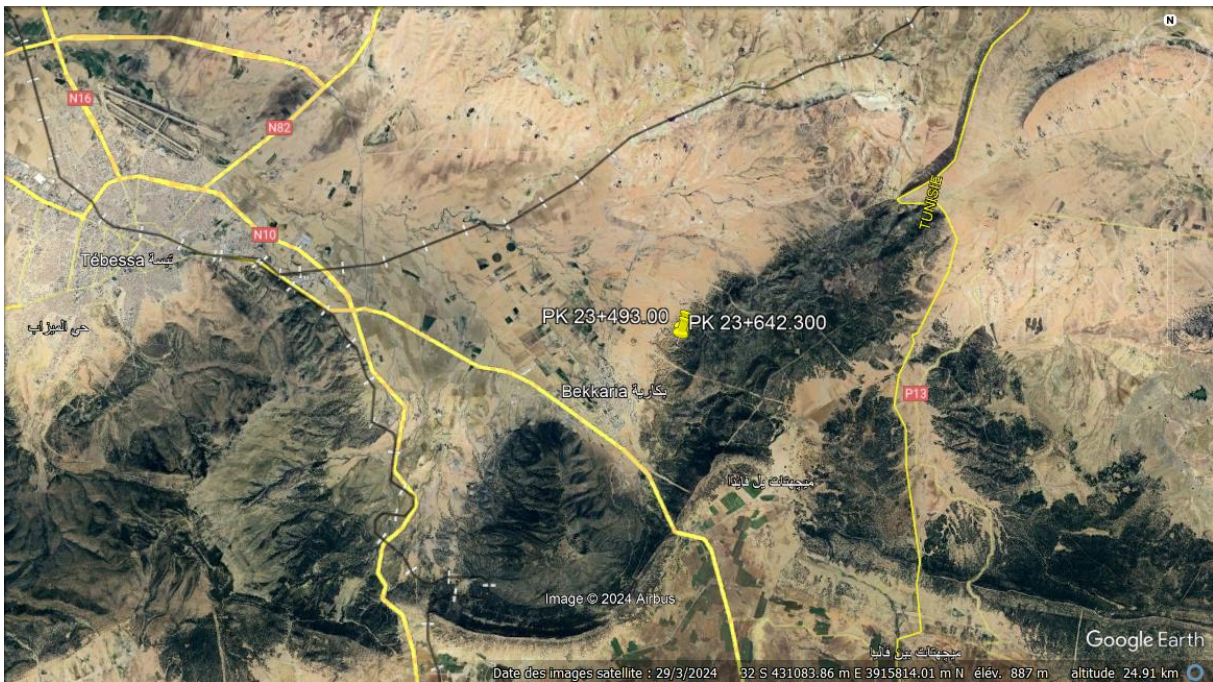
Ce mémoire de projet de fin d'étude vise à offrir une solution technique complète et viable pour la construction du pont ferroviaire, tout en intégrant les exigences de sécurité, de durabilité et de performance nécessaires pour soutenir le développement économique de la région de Tébessa

### I.2. PRESENTATION DU PROJET

Pour répondre de manière efficace aux besoins de franchissement et de fonctionnalité, la conception d'un pont ferroviaire doit prendre en compte un ensemble spécifique d'exigences fonctionnelles, telles que les données de tracé ferroviaire, ainsi que des considérations environnementales liées à son emplacement. Ces exigences doivent être harmonisées avec les attentes du propriétaire de l'infrastructure ferroviaire pour garantir la réussite du projet.

#### I.2.1. Situation du Projet

Le projet est situé sur la ligne ferroviaire minière reliant Annaba à Bled El Hedba, en passant par Bouchegouf, Tébessa, et Djebel ONK. Plus précisément, il concerne un tronçon de 43 km destiné à contourner la ville de Tébessa jusqu'à Tenoukla. Le site du projet se trouve au chef-lieu de Tenoukla, dans la wilaya de Tébessa. L'ouvrage d'art à réaliser sera implanté au point kilométrique PK 23+493.000.



**Figure (I.1):** Plan general (GOOGLE EARTH)

#### I.2.2. Objectif du Projet :

L'objectif principal est d'améliorer l'efficacité et la sécurité du transport des ressources minières et des produits associés. Cela désengorgera également les routes, réduira les coûts de transport et stimulera le développement économique régional grâce à la création d'emplois et à l'attrait de l'investissement dans les infrastructures connexes.

### I.3. LES DONNEES DE PROJET :

#### I.3.1. Les Données Fonctionnelles :

##### I.3.1.1. Tracé en plan :

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage sont :

- Du PK 23+493.000 au PK 23+642.000 : alignement droit de longueur  $L= 149.3$  m

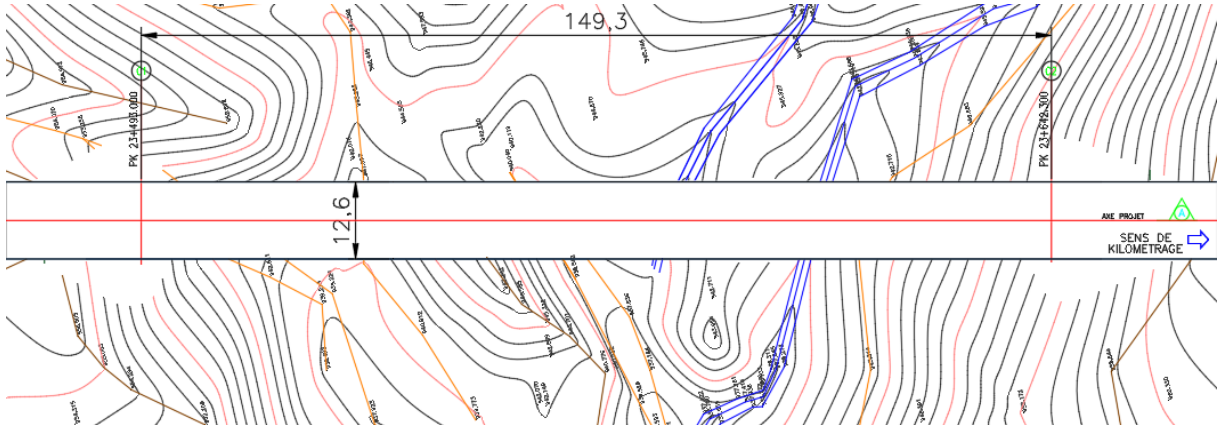


Figure (I.2) : Tracé en plan.

### I.3.1.2. Profil en long :

L'axe de roulement présente :

- Du PK 23+493.000 au PK 23+642.000 : Un alignement droit de pente 1%

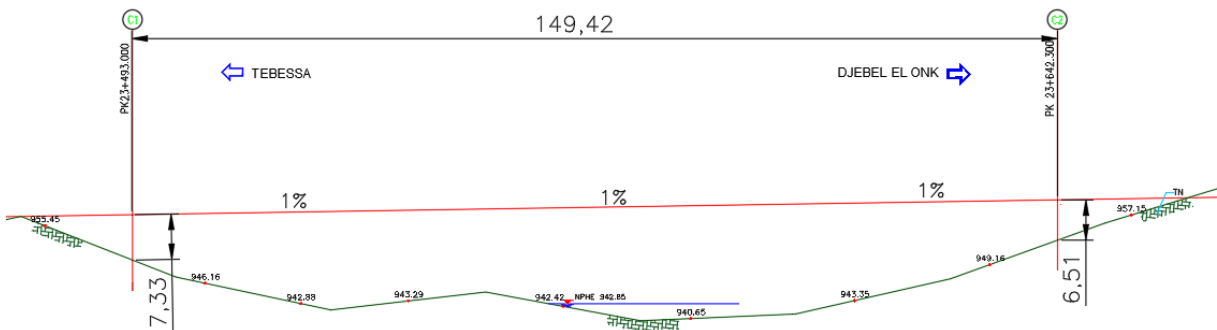


Figure (I.3) : Profil en long.

### I.3.1.3. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il comprend :

- Largeur totale : 12.60 m
- Nombre de voies : 2
- Écartement des rails : 1.5 m
- Entraxe des deux voies : 4 m
- Pente transversale : 1%

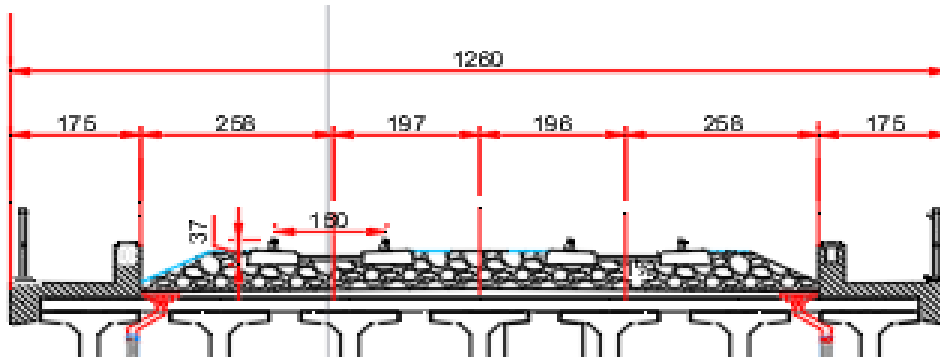


Figure (I.4) : Coupe Transversale

### I.3.2. Les Données Naturelles :

#### I.3.2.1. Géotechnique :

Sondages carottés : selon la norme XP 94-202 :

Deux (02) sondage carotté d'une profondeur d'investigation de 30.00 m a été réalisé, dont le sondage est équipé par un tube piézométrique. Les échantillons prélevés sont soumis aux différents essais en laboratoire.

Les résultats des sondages proviennent du rapport géotechnique (voir **Annexe B**) réalisé par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC). Ce rapport a été commandé par la SAPTA afin de mener l'étude géotechnique du terrain destiné à la construction de l'ouvrage d'art.

- **SC 03 :**

(00.00 – 06.50 m) : Argile très graveleuse (Argile alluvionnaire) avec des traces de racines, moyennement humide et peu compacte.

(06.50 – 30.00 m) : Argile peu marneuse bariolée (rougeâtre et verdâtre), légèrement humide et compacte, avec un passage sableux de : 25.50 à 27.00 m.

- **SC 04 :**

(00.00 – 16.40 m) : Argile peu marneuse, peu limoneuse rougeâtre, légèrement humide, peu plastique à compacte avec un passage alluvionnaire (sable grossier et gravions arrondis et sub-arrondis) de : 7.30 à 9.30 m.

(16.40 – 30.00 m) : Argile marneuse peu limoneuse verdâtre, légèrement humide et compacte.

### I.4.2. Les Données Topographique :

Il convient de disposer d'un levé topographique aussi précis que possible, avec l'indication des repères de niveau, Le site de notre projet se trouve selon la carte géographique dans la wilaya de TEBESSA

Le levé topographique est fourni par la SAPTA.

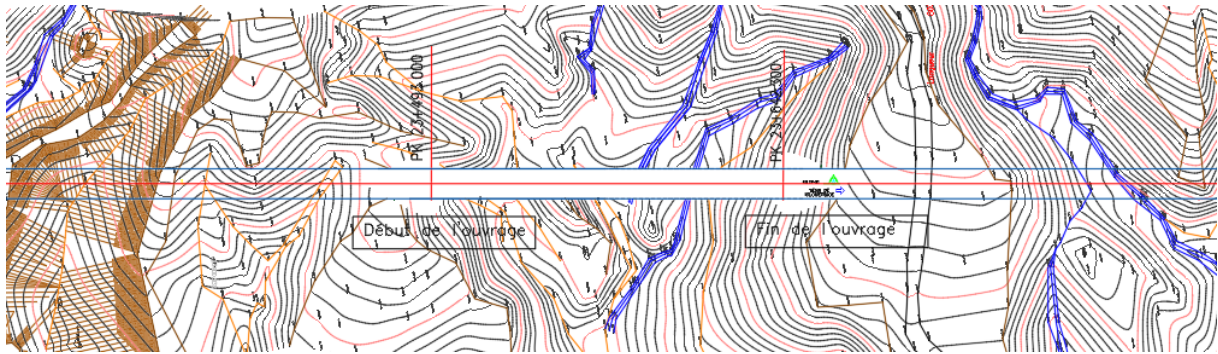


Figure (I.5) : Présentation de l'ouvrage sur la carte topographique.

### I.3.2.2. Sismicité du site :

L'ouvrage d'art est situé à Tenoukla dans la wilaya de Tbesa, selon RPOA 2008 on peut tirer les informations suivantes :

- C'est une zone de sismicité moyenne (zone I).
- L'ouvrage est inclus dans le groupe I
- Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est  $A= 0.15$  d'après le tableau de RPOA 2008 (Tableau I.1).

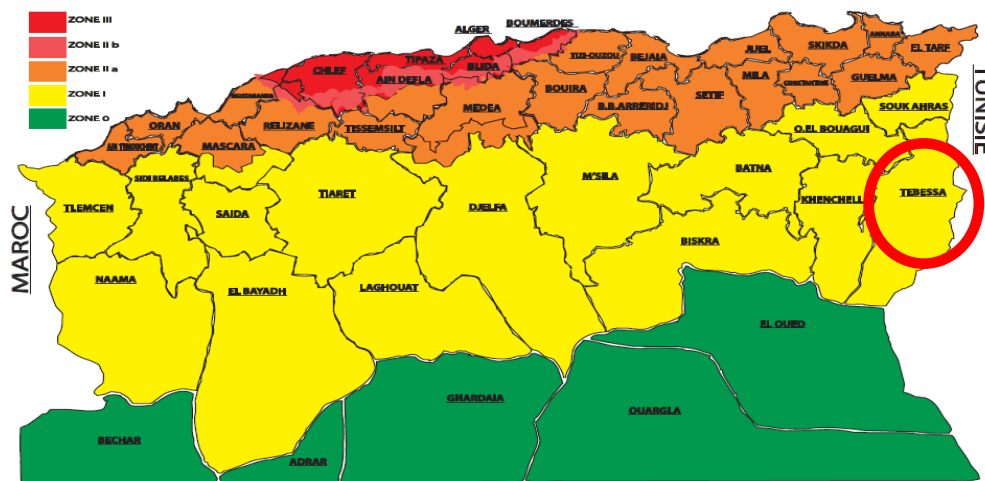


Figure (I.6) : Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008].

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont :

Tableau (I.1) : Coefficient d'accélération de zone A [RPOA 2008].

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

### I.3.2.3. Température :

La saison très chaude dure 3,0 mois, du 10 juin au 8 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 30 °C. Le mois le plus chaud de l'année à Tébessa est juillet, avec une température moyenne maximale de 34 °C et minimale de 19 °C.

La saison fraîche dure 3,9 mois, du 18 novembre au 15 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 16 °C. Le mois le plus froid de l'année à Tébessa est janvier, avec une température moyenne minimale de 2 °C et maximale de 12 °C.

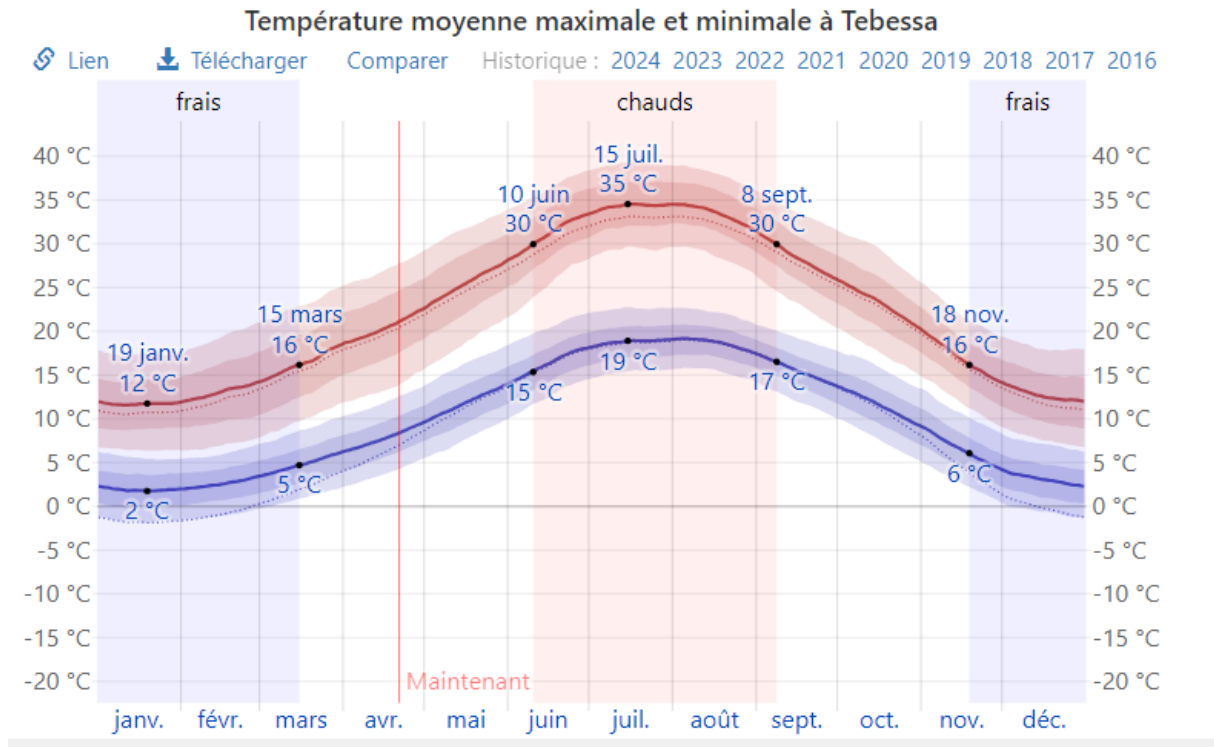


Figure (I.7.) : Températures de Tébessa (weatherspark.com)

# **CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT**

### INTRODUCTION

L'élaboration d'un pont nécessite une approche itérative visant à optimiser à la fois ses aspects techniques et économiques. Ce processus doit prendre en compte un ensemble de contraintes naturelles et fonctionnelles, tout en intégrant des impératifs de qualité architecturale ou paysagère. Le prédimensionnement de la structure consiste à déterminer les dimensions des différents éléments qui la composent, en se conformant aux règles et principes de construction établis.

### II.2. Problématique et Critères de Choix

L'objectif principal est de sélectionner la solution la plus économique tout en respectant les contraintes spécifiques du projet. Pour parvenir à un choix optimal, il est nécessaire de bien comprendre les différentes options envisageables, en tenant compte de leurs contraintes, limitations et coûts associés. De plus, il est crucial d'identifier et d'évaluer avec précision les contraintes afin de réduire au maximum les risques lors de la réalisation du projet.

Les ponts sont classés selon divers critères propres à chaque type d'ouvrage, offrant ainsi une multitude de classifications. Ces critères comprennent la fonction (rail, routier, ou pour la navigation), l'importance de l'ouvrage (courant, important, ou stratégique), le type de travées (indépendantes ou continues), les matériaux constitutifs (bois, maçonnerie, béton armé, béton précontraint, métallique, câbles), la structure (poutres, caisson, arc, suspendu, hauban), et la durée de vie (temporaire ou permanent).

Dans le processus de sélection du type d'ouvrage, les principaux éléments à prendre en considération sont la destination de l'ouvrage (autoroute, chemin de fer, passerelle), son importance (nombre de voies, classification), la topographie du site (présence d'obstacles, portée, hauteur), la faisabilité d'implantation des appuis, ainsi que les caractéristiques géologiques et géotechniques du sol (stabilité, nappe phréatique).

### II.3. Étude des Variantes

En raison de contraintes budgétaires, l'exploration de solutions de ponts exceptionnels, tels que les ponts haubanés ou suspendus, est hors de portée. Nous sommes donc amenés à restreindre notre sélection à trois variantes principales pour notre Projet de Fin d'Études (PFE)

- Pont à poutres préfabriquées précontraintes par posttension (VIPP).
- Pont mixte bipoutre continu avec une section à hauteur constante.
- Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place

#### II.3.1. Variante N° 01 : Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP

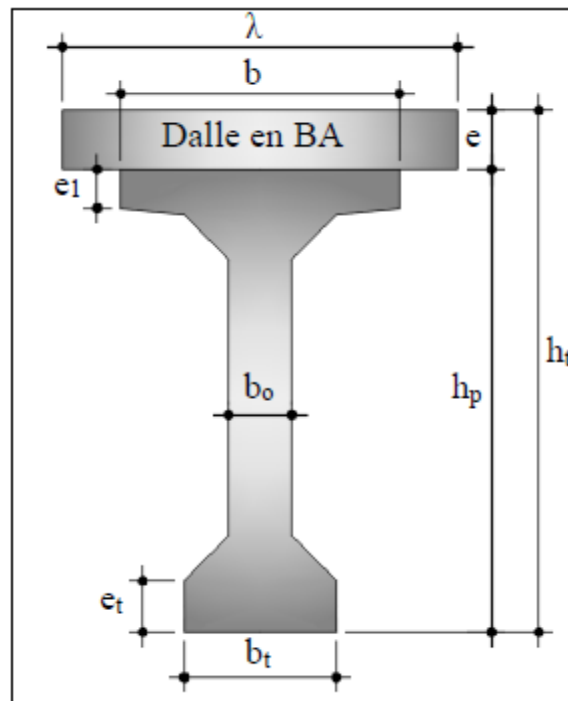
Les ouvrages à poutres préfabriquées du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

##### II.3.1.1. Conception longitudinale

Le domaine d'emplois de telle structure correspond à des portées optimales de 30 à 40 m. On propose dans cette variante un pont de 4 travées isostatiques à poutres précontraintes de 37.5 m de longueur, avec une longueur totale de tablier de 150.29 m.

**Tableau (II.1) :** Récapitulation du prédimensionnement du tablier de la variante 1.

Élément	Ration usuel	Valeur retenue
Longueur totale de la poutre	30 - 40	37,5 m
La hauteur totale du tablier	$L/20 < h_t < L/17$	2,4 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0,2 m
Hauteur de la poutre	$h_p = h_t - e$	2,2 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1,75 m
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	10,48 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	7
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times h_p$	1,32
Épaisseur de la table de compression	$12 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15 cm
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq b_t \leq 90 \text{ cm}$	70 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme $b_0$ à mi- travée	$b_0 \geq 3\varnothing$ gaine de précontrainte	25 cm
Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about	$b_0 \geq 30 \text{ cm}$ avec une surface suffisante pour les plaques d'ancrage	60 cm
Entretoise d'about	Épaisseur : 25 à 30 cm	30 cm
	Hauteur : $h_p - 0.5 \text{ à } 0.8 \text{ m}$	140 cm



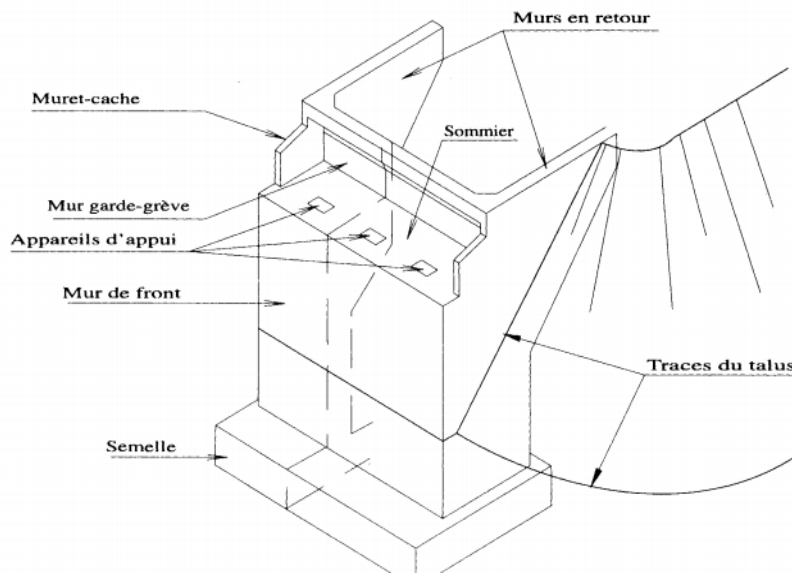
**Figure (II.1) :** Notation des dimensions.

**II.3.1.2. Conception des culées :**

La culée joue un rôle essentiel dans la structure globale du pont. Elle agit comme un soutien crucial pour le tablier du pont, mais son objectif principal est de garantir une liaison harmonieuse entre l'ouvrage et le terrain environnant, assurant ainsi une continuité fluide entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Il existe cinq types de culées, notamment les culées enterrées, remblayées, creuses, en terre armée et contrepoids. Dans ce projet, nous avons choisi d'adopter une culée remblayée, qui est composée de murs ou de voiles en béton armé.

**Tableau (II.2) :** Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées [Guide SETRA].

Éléments		Mur garde grève			Mur de front			
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Longueur	
Dimension (m)	C1	2,54	0,5	11,2	5,16	1,58	11,7	
	C2	2,54	0,5	11,2	4,23	1,58	11,7	
Éléments		Mur en retour			Dalle de transition		Le corbeau	
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Longueur	Épaisseur	Section	Longueur
Dimension (m)	C1	7,62	0,5	7,34	3,98	0,3	0,24 m <sup>2</sup>	10,72
	C2	6,87	0,5	7,34	3,98	0,3	0,24 m <sup>2</sup>	10,72
Éléments		Semelles			Pieux			
Paramètres		Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur	
Dimension (m)	C1	6	11,92	2	1,2	4x2	Variable	
	C2	6	11,92	2	1,2	4X2	Variable	



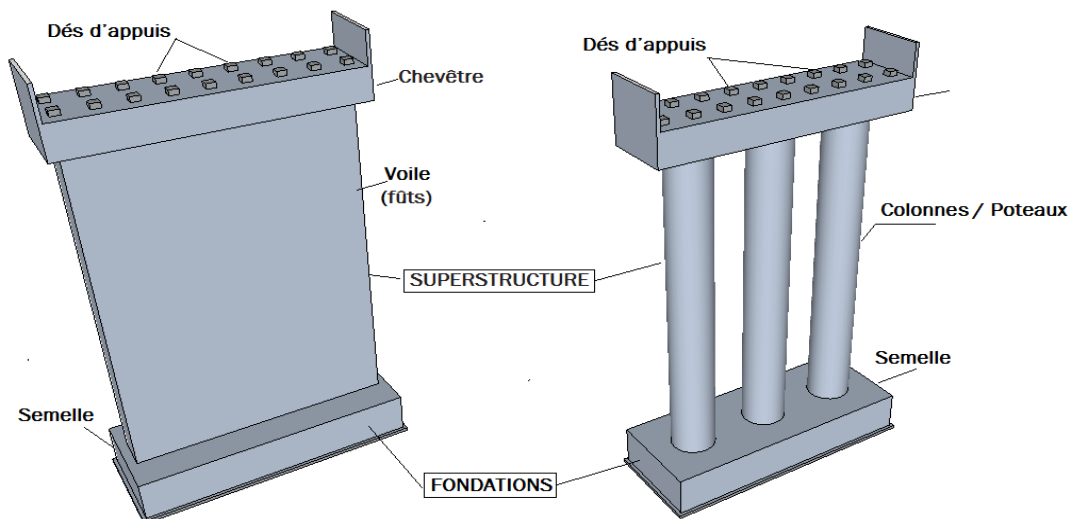
**Figure (II.2) :** Présentation 3D des culées de la variante N°01.

**II.3.1.3. Conception des piles :**

Les piles d'un pont, également appelées appuis intermédiaires, ont pour but de transférer les charges de la superstructure au sol support. Leur conception dépend de divers facteurs tels que le mode de construction du tablier, la connexion entre le tablier et les piles, le contexte urbain ou rural du pont, la hauteur de la brèche à franchir et la méthode de construction des fondations. Pour la première variante, nous optons pour des piles de type colonnes comprenant trois fûts surmontés d'un chevêtre.

**Tableau (II.3) :** Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles [Guide SETRA].

Éléments	Chevêtre			Fûts		
Paramètres	Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Hauteur
Dimensions (m)	3	11,8	1,5	2	3	11,49-13,22
Éléments	Semelles			Pieux		
Paramètres	Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimensions (m)	6	12,48	2	1,2	4x2	Variable



**Figure (II.3) :** Présentation 3D des piles de la variante N°01.

**II.3.2. Variante N° 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place**

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

**II.3.2.1. Conception Longitudinale :**

- **Implantation des Appuis**

Pour cette variante, nous proposons de concevoir un pont voussoirs de hauteur variable, composé d'une (1) travée principale de 67.91 m et de deux (2) travées de rive de 40.75 m (60% de la travée principale) chacune.

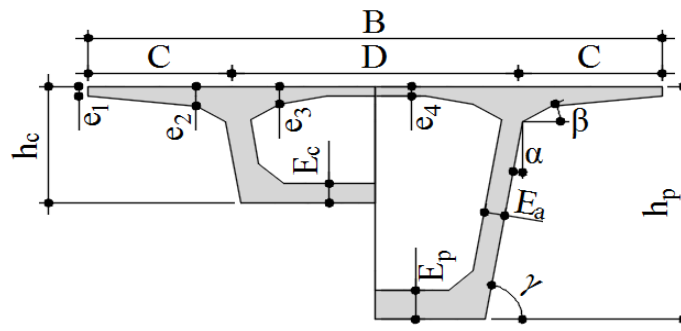
• **Découpage des Voussoirs**

Dans le cas d'un ouvrage où les voussoirs sont coulés sur place, nous identifions quatre types de voussoirs :

**Tableau (II.4) : Récapitulation de découpage des voussoirs.**

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur piles	7 à 10 m.	10 m	2
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	3 m	1
Voussoirs courants	2.5 à 4 m	4 m	26
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05L$	11,5 m	2

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs :  $N = 31$ .



**Figure (II.4) : Notations des dimensions.**

**Tableau (II.5) : Les dimensions des voussoirs**

Élément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	11,8
Largeur d'encorbellement		$C=B/4$	2,95
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	5,9
Épaisseurs de l'hourdis supérieur	e1	$e1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
	e2	$C/7 \leq e2 \leq C/8$	30 cm
	e3	$e3 = 10 + D/25$ Avec ( $e3 > e2 - 10$ et $e3 > 1.5 e4$ )	35 cm
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	30°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	40°
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	16°
Épaisseur de l'âme		$Ea \geq 26 + L/500$	45 cm
Hauteur du voussoir		$H=61,02/20$	3.1 m
Épaisseur de l'hourdis inf (sur pile)		$35 \leq Ep \leq 80 \text{ cm}$	65 cm

**II.3.2.2. Conception des culées :**

Pour la variante actuelle, ainsi que pour la précédente et celle à venir, nous prévoyons une culée remblayée. Cependant, il est impératif de créer un espace entre le tablier et le mur de protection afin de permettre l'accès pour l'inspection et l'entretien des extrémités du tablier ainsi que des voussoirs intérieurs. Cette séparation ne peut être réalisée que par la mise en place d'un corbeau préalable. Les dimensions requises pour ses composants sont répertoriées dans le tableau suivant :

**Tableau (II.6) :** Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées [Guide SETRA].

Éléments		Mur garde grève			Mur de front		
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Largeur
Dimension (m)	C1	3,15	0,5	11,2	4,64	1,65	11,7
	C2	3,15	0,5	11,2	3,83	1,65	11,7
Éléments		Mur en retour			Dalle de transition		
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Longueur	Épaisseur	
Dimension (m)	C1	7,7	0,5	7,34	3,98	0,3	
	C2	7,08	0,5	7,34	3,98	0,3	
Éléments		Le corbeau arrière			Le corbeau avant		
Paramètres		Section		Longueur	Section		Longueur
Dimension (m)	C1	0,24 m <sup>2</sup>		10,72	0,27 m <sup>2</sup>		10,72
	C2	0,24 m <sup>2</sup>		10,72	0,27 m <sup>2</sup>		10,72
Éléments		Semelles			Pieux		
Paramètres		Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimension (m)	C1	6	11,92	2	1,2	4x2	Variable
	C2	6	11,92	2	1,2	4x2	Variable

**II.3.2.3. Conception des piles**

Pour la variante N°02, on choisit des piles creuses (piles caissons), avec un chevêtre débordé transversalement pour s'adapter à la largeur du tablier, et longitudinalement pour accueillir en même temps les appareils d'appuis, les cales, les câbles de clouage et les vérins.

**Tableau (II.7) :** Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles [Guide SETRA].

Éléments	Chevêtre			Pile creuse			
	Largeur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Hauteur	Longueur	Largeur
Dimensions (m)	5	4	1,5	0,25	11,9-14,66	3	4
Éléments		Semelles			Pieux		
Paramètres		Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur
Dimensions (m)	9,6	9	2	1,2	3X3	Variable	

**II.3.3. Variante N° 03 : Pont Mixte caisson**

Les structures mixtes acier-béton à poutres se composent de profilés métalliques en continu, spécialement conçus pour résister à la flexion longitudinale. Ces profilés sont renforcés par des entretoises, qui assurent le maintien de l'écartement des poutres et résistent aux moments de torsion. Elles supportent une dalle en béton armé, qui est reliée aux semelles supérieures par des connecteurs. Ces ouvrages présentent une plage de portées allant de 30 m à 110 m pour les travées continues, et de 25 m à 90 m pour les travées indépendantes. Les ponts mixtes en caissons se distinguent par leur adaptation particulière aux structures très longues ou fortement courbées.

**II.3.3.1. Conception Longitudinale :**

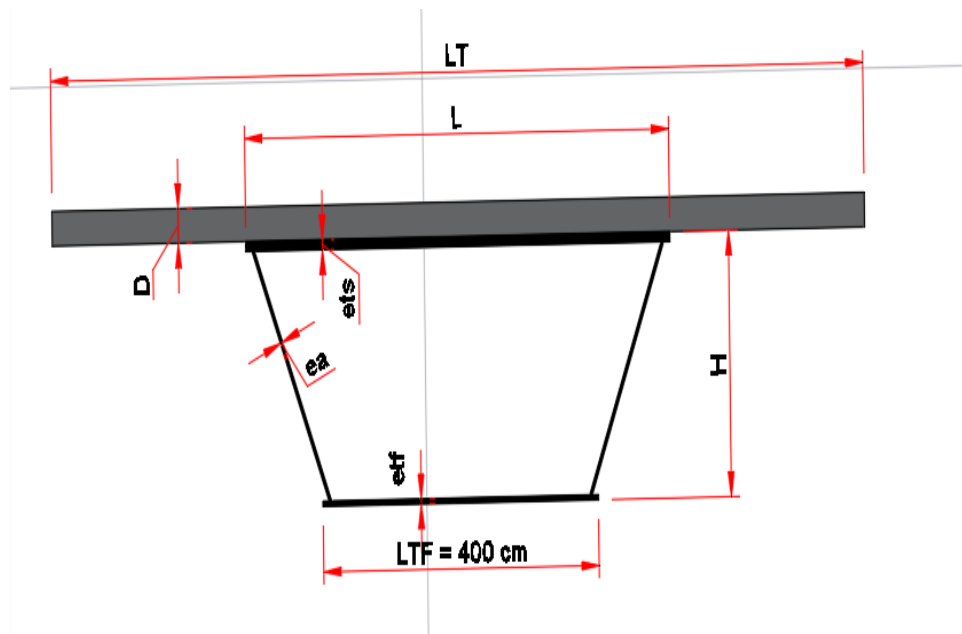
- **Implantation des Appuis**

Pour cette variante, nous proposons de concevoir un pont voussoirs de hauteur variable, composé d'une (1) travée principale de 67.91 m et de deux (2) travées de rive de 40.75 m (60% de la travée principale) chacune.

**II.3.3.2. Conception transversale :**

**Tableau (II.8) : Ouvrages de type caisson simple fermé**

Entraxe sup. des âmes	$L = 0,50 \text{ à } 0,55 LT.$	6,16 m
Hauteur des âmes	$H = L/25$	2,70 m
Épaisseur des âmes	$ea = 16 \text{ à } 35 \text{ mm}$	30 mm
Épaisseur de la tôle supérieur	$ets =$	100 mm
Épaisseur de la tôle de fond	$etf = 25 \text{ à } 80 \text{ mm}$	50 mm
Épaisseur de la dalle	$D = 0.13 + (Lt - L) / 26$	0,35 m



**Figure (II.5) : Caisson simple fermé**

**Tableau (II.9) :** Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées [Guide SETRA].

Éléments		Mur garde grève			Mur de front			
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Hauteur	Épaisseur	Longueur	
Dimension (m)	C1	3.4	0,5	11,2	4.13	1,58	11,7	
	C2	3.4	0,5	11,2	3.47	1,58	11,7	
Éléments		Mur en retour			Dalle de transition		Le corbeau	
Paramètres		Hauteur	Épaisseur	Longueur	Longueur	Épaisseur	Section	Longueur
Dimension (m)	C1	7,62	0,5	7,34	3,98	0,3	0,24 m <sup>2</sup>	10,72
	C2	6.95	0,5	7,34	3,98	0,3	0,24 m <sup>2</sup>	10,72
Éléments		Semelles			Pieux			
Paramètres		Largeur	Longueur	Hauteur	Diamètre	Nombre	Profondeur	
Dimension (m)	C1	6	11,92	2	1,2	4x2	Variable	
	C2	6	11,92	2	1,2	4X2	Variable	

## II.4. ANALYSE MULTICRITERE :

### II.4.1. Les 3 techniques de construction :

On compare les trois modes de réalisation selon des critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien) et selon des critères d'esthétiques (élancement, nombre d'appuis, qualité des parements ...).

Tableau (II.10.) : Avantages et Inconvénients des 3 variantes

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Maîtrise de la préfabrication des poutres pour améliorer la qualité des parements et les tolérances dimensionnelles.</li> <li>- Préfabrication des poutres durant la phase de réalisation des fondations, permettant ainsi une réduction significative des délais d'exécution des travaux.</li> <li>- Optimisation de la réutilisation des coffrages.</li> <li>- Conception de coffrages sophistiqués pour une utilisation plus efficace des matériaux.</li> <li>- Fonctionnement isostatique des poutres, conférant une insensibilité aux tassements différentiels des supports et aux effets des gradients thermiques.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Multiplication des appuis, affectant l'esthétique et augmentant le coût total de l'ouvrage.</li> <li>- Difficulté à franchir des courbes.</li> <li>- Nécessité d'utiliser des fondations profondes en raison d'un poids propre important.</li> <li>- Grand nombre d'appareils d'appuis et de joints de chaussée requis.</li> <li>- Coffrages complexes et souvent limités par les disponibilités du marché.</li> </ul>
Variante N° 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilité de réaliser des portées plus grandes, réduisant ainsi le nombre de piles nécessaires.</li> <li>- Accélération du processus de construction en multipliant les bases de départ.</li> <li>- Création d'ouvrages élancés avec une qualité esthétique remarquable.</li> <li>- Capacité à franchir des vallées très profondes.</li> <li>- Réduction et optimisation de l'utilisation des coffrages.</li> <li>- Facilité à franchir en courbes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poids considérable de la structure.</li> <li>- Exécution nécessitant une main-d'œuvre qualifiée, notamment pour la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontrainte.</li> <li>- Procédé de construction lent en raison du grand nombre de voussoirs, qui sont très courts par rapport à la longueur totale de l'ouvrage.</li> <li>- Difficulté de coulage du béton sur place.</li> </ul>
Variante N° 03 : Pont Mixte caisson	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilité de franchir de grandes portées.</li> <li>- Qualité architecturale caractérisée par une netteté exemplaire.</li> <li>- Rapidité d'exécution.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Fatigue dans les assemblages et risque de corrosion des aciers.</li> <li>- Nécessité d'une main-d'œuvre qualifiée et d'un contrôle strict, particulièrement pour les opérations de soudage.</li> <li>- Coût de construction très élevé.</li> <li>- Besoin d'un entretien périodique.</li> <li>- Coûts importants de transport et de levage des pièces.</li> <li>- Sensibilité aux gradients thermiques.</li> </ul>

**II.4.2. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes :**

Les prix unitaires des différents matériaux pour la construction ont été fourni par la SAPTA, ce sont les prix de l'année 2024

**Tableau (II.11.) : Devis estimatif et quantitatif de variante N° 01 : Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP**

Élément	Unité	Quantité	Prix unitaire (HT)	Montant
<b>Post 1 : PIEUX</b>				
Réalisation	ml	1 085.73	55 000	59 715 150
<b>Totale (Post 1)</b>				<b>59 715 150</b>
<b>Post 2 : Béton</b>				
Poutres	m <sup>3</sup>	1 026.2	35 000	35 917 000
Dalles	m <sup>3</sup>	351	35 000	12 285 000
Piles	m <sup>3</sup>	1 454.80	30 000	43 644 000
Semelles	m <sup>3</sup>	898,56	30 000	26 956 800
Culées	m <sup>3</sup>	586,69	30 000	17 600 700
Béton de Propreté	m <sup>3</sup>	862	11 000	9 482 000
<b>Totale (Post 2)</b>				<b>145 885 500</b>
Acier Fe500 HA infrastructure	t	366.67	106 000	38 867 020
Acier Fe500 HA tablier	t	302.98	106 000	32 115 880
Acier précontrainte	t	40.02	450 000	18 009 000
<b>Totale (Post 3)</b>				<b>88 991 900</b>
<b>TOTAL HORS TAXES</b>				<b>294 592 550</b>
<b>TVA 19%</b>				<b>55 972 584.5</b>
<b>TOTAL EN TTC</b>				<b>238 619 965.5</b>

**Tableau (II.12.) : Devis estimatif et quantitatif de Variante N° 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place**

Élément	Unité	Quantité	Prix unitaire (HT)	Montant
Post 1 : PIEUX				
Réalisation	ml	1 085.73	55 000	59 715 150
Totale (Post 1)				<b>59 715 150</b>
Post 2 : Béton				
Tablier	m <sup>3</sup>	2408.59	35 000	84 300 650
Piles	m <sup>3</sup>	1001,2	30 000	30 036 000
Semelles	m <sup>3</sup>	432	30 000	12 960 000
Culées	m <sup>3</sup>	586,69	30 000	17 600 700
Béton de Propreté	m <sup>3</sup>	60,2	11 000	662 200
Totale (Post 2)				<b>145 559 550</b>
Acier Fe500 HA infrastructure	t	179.04	106 000	18 978 240
Acier Fe500 HA tablier	t	529,88	106 000	56 167 280
Acier précontrainte	t	121.5	450 000	54 675 000
Totale (Post 3)				<b>129 820 520</b>
TOTAL HORS TAXES				335 095 220
TVA 19%				63 668 091.8
TOTAL EN TTC				<b>271 427 129</b>

**Tableau (II.13.) : Devis estimatif et quantitatif de variante N° 03 : Pont Mixte caisson**

Élément	Unité	Quantité	Prix unitaire (HT)	Montant
Post 1 : PIEUX				
Réalisation	ml	1 085.73	55 000	59 715 150
Totale (Post 1)				<b>59 715 150</b>
Post 2 : Béton				
Dalles	m <sup>3</sup>	619,5	35 000	21 682 500
Piles	m <sup>3</sup>	1001,2	30 000	30 036 000
Semelles	m <sup>3</sup>	432	30 000	12 960 000
Culées	m <sup>3</sup>	586,69	30 000	17 600 700
Béton de Propreté	m <sup>3</sup>	53,4	11 000	587 400
Totale (Post 2)				<b>82 866 600</b>
Acier Fe500 HA infrastructure	t	261,18	106 000	27 685 080
Acier Fe500 HA tablier	t	161,07	106 000	17 073 420
Acier charpente métallique	t	250	700 000	175 000 000
Totale (Post 3)				<b>219 758 500</b>
TOTAL HORS TAXES				362 340 250
TVA 19%				68 844 647
TOTAL EN TTC				<b>293 495 603</b>

### II.4.3. CONCLUSION :

Après une analyse multicritère des trois variantes de pont (Variante N° 01 : Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP, Variante N° 02 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place, Variante N° 03 : Pont mixte caisson), il ressort que le Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP est le choix optimal. En termes de coût, ce type de pont est le moins cher des trois variantes, tout en offrant un temps de construction rapide grâce à la préfabrication des poutres. La maintenance requise est faible à modérée, avec une durabilité très bonne, assurant ainsi une robustesse et une longévité appréciables. Bien que l'esthétique puisse être limitée, des finitions adaptées peuvent améliorer l'apparence. La complexité de construction est moyenne, ce qui signifie que, bien qu'une expertise en précontrainte soit nécessaire, la construction reste moins complexe que celle des ponts voussoirs ou mixtes caissons. De plus, le Pont à Poutres Précontraintes VIPP est très adaptable à divers environnements et conditions de site, offrant une flexibilité importante. Enfin, son impact environnemental est modéré, en partie dû à la production et au transport du béton. En conclusion, le Pont à Poutres Précontraintes du Type VIPP représente un compromis équilibré entre coût, temps de construction, durabilité et adaptabilité, tout en assurant une maintenance gérable et une bonne performance structurelle, ce qui en fait le choix le plus approprié parmi les trois variantes

# **CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

### INTRODUCTION :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont, Les règles de calcul BAEL 91 et BPEL 91 ont été les références utilisées dans le but de fixer les principales caractéristiques mécaniques des matériaux constituant notre ouvrage et qui sont : le béton, les aciers passifs et actifs.

Ces règles nous définissent aussi les deux états limites pour lesquelles notre ouvrage devra être vérifié, ces deux états limites sont :

ELU : c'est l'état au-delà duquel les matériaux dépassent leur portance maximale entraînant ainsi la rupture de l'ouvrage.

ELS : c'est l'état qui définit les conditions limites d'exploitation et de durabilité, par une Limitation des flèches et de l'ouverture des fissures.

### III.1. Béton :

#### Le béton armé

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et d'acier. Le béton, bien que performant en compression, présente une faible résistance à la traction. Pour pallier cette faiblesse, des armatures en acier sont incorporées dans le béton, permettant ainsi au matériau de supporter des sollicitations en traction et en flexion.

#### Le béton précontraint

La précontrainte consiste à appliquer un effort de compression axial sur les éléments en béton, dans le but de supprimer ou de fortement limiter les sollicitations de traction dans le béton. Cette technique améliore considérablement les performances du béton en service, en réduisant les risques de fissuration et en augmentant la capacité portante de l'ouvrage.

### III.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DU BETON ARME :

Poids volumique : Sa masse volumique est donnée tel que :  $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

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

La résistance du béton évolue en fonction de son âge  $j$ . Pour les calculs, on se réfère généralement à la résistance à 28 jours, notée  $f_{c28}$ . La résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours est déterminée par les formules suivantes :

$$f_{cj} \begin{cases} j \leq 28 \text{ jours } f_{cj} = j * \frac{f_{c28}}{(4.76+0.83j)} \text{ pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ j \leq 28 \text{ jours } f_{cj} = j * \frac{f_{c28}}{(1.4+0.95j)} \text{ pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

Au delà de  $j=28$  jours, on admet pour les calculs :  $f_{cj} = f_{c28}$ .

Pour notre ouvrage :

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa pour la superstructure.} \\ f_{c28} = 27\text{MPa pour l' infrastructure.} \end{cases}$$

**III.2.2. La résistance caractéristique à la traction :**

Elle est en fonction de la résistance caractéristique à la compression avec :  $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$ .

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

- $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$  pour la superstructure.
- $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$  pour l'infrastructure.

**III.2.3. Contrainte limite à l'ELU :**

On calcule la contrainte à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du BAEL91 :

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

Le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application de la combinaison de charge

Tableau (III.1) : Le coefficient  $\theta$

Durée d'application	$t > 24\text{h}$	$24\text{h} < t < 1\text{h}$	$t > 1\text{h}$
$\theta$	1	0,9	0,85

Le coefficient  $\gamma_b$  est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes :

Situation durable  $\gamma_b = 1,5$

Situation accidentelle  $\gamma_b = 1,15$

Les différentes valeurs de contrainte admissible de compression à l'ELU :

Tableau (III.2) : valeurs de contrainte admissible de compression à l'ELU.

$f_{c28}$	Situation	$\gamma_b$	$f_{bu} \text{ (MPa)}$
			$\theta = 1$
Superstructure	Cas durable	1,5	22,67
	Cas accidentel	1,15	29,56
Infrastructure	Cas durable	1,5	15,3
	Cas accidentel	1,15	19,96

**III.2.4. Module d'élasticité longitudinale E : (BAEL91)**

Sous l'effet des charges instantanées d'une durée inférieure à 24h le module de déformation instantanée est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Sous l'effet des charges de longue durée, (retrait ou fluage), le module de déformation différé est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = \frac{11000}{3} \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

### III.3. LES ACIERS :

Dans les ouvrages en béton, deux types d'acier sont utilisés : les armatures passives et les armatures actives.

#### III.3.1. Armatures passives :

Les armatures passives sont les armatures classiques du béton armé. Elles sont mises en tension uniquement par la déformation de l'élément en béton. Elles jouent plusieurs rôles cruciaux : elles facilitent le montage, reprennent les efforts de cisaillement, et limitent la fissuration.

##### III.3.1.1. Limite d'élasticité garantie :

Les aciers passifs sont caractérisés par leur limite d'élasticité garantie, notée  $f_e$ . Pour notre ouvrage, nous utilisons des barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE500, où la limite d'élasticité

$$f_e = 500 \text{ MPa.}$$

##### III.3.1.2. Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s = 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ .

##### États limites ultimes (ELU) :

La contrainte limite est donnée par la formule suivante :

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

$$\text{Cas durable : } \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\text{Cas accidentel : } \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 500 \text{ MPa}$$

##### États limites de services (ELS) :

Tableau (III.3) : contrainte limite de traction a L'ELS

Type de fissuration	Contrainte $\overline{\sigma_s}$	Valeur de $\overline{\sigma_s}$
Fissuration peu préjudiciable (FPP)	Pas de limitation	
Fissuration préjudiciable (FP)	$\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_t 28} \right)$	207,314
		240,998
Fissuration très préjudiciable (FTP)	$\overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_t 28} \right)$	169,621
		197,18

$\eta = 1.6$  pour les aciers haute adhérence HA

### III.3.2. Armatures actives :

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance, leur fabrication nécessite différents traitements thermomécaniques, ainsi qu'une augmentation du taux de Carbone par rapport aux aciers classiques.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des câbles :

Le procédé utilisé est le procédé «FREYSSINET », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type T15S.

#### Caractéristiques géométriques :

- Nombre de torons par câble : 12T15S
- Section nominale de l'acier :  $AP = 150 \times 12 = 1800 \text{ mm}^2$
- Diamètre de la gaine :  $\phi = 80.10^{-3} \text{ m}$
- Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$
- Contrainte limite élastique garantie :  $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$ .
- Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,16 \text{ rad}^{-1}$ .
- Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$ .
- Le module d'élasticité longitudinal (EP) pour les torons 195000 MPa.
- Relaxation des câbles à 1000 heures  $\rho = 2,5 \%$ .
- Recul d'encrage  $g = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ .

### III.4. DIAGRAMME CONTRAINTE – DEFORMATION :

Le calcul en état limite ultime sortant du domaine élastique, il est nécessaire de connaître la relation entre contrainte et déformation aux différents stades de calcul.

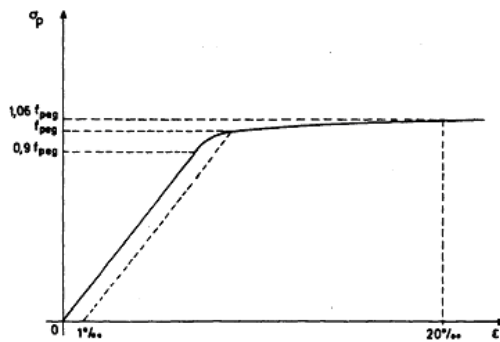


Figure (III.1) : Diagramme contrainte – déformation des torons et Tréfilées

# **CHAPITRE IV : CHARGES ET SOLLICITATIONS**

## INTRODUCTION

En phase d'exploitation, l'ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont dus au Poids Propre et à d'autres systèmes de chargement. Le but de ce chapitre est de définir tous types de Chargements qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées et leurs sollicitations générées.

### IV.1. CALCUL DES POIDS :

#### IV.1.1. Poids des rails :

Caractéristique géométrique du rail UIC60



Figure (IV.1) : Rail UIC60

#### IV.1.2. Poids des traverses en béton :

1000 —————> 1666 unités

149.29 m —————> N

N = 249 unités chacune pèse environ 280 kg

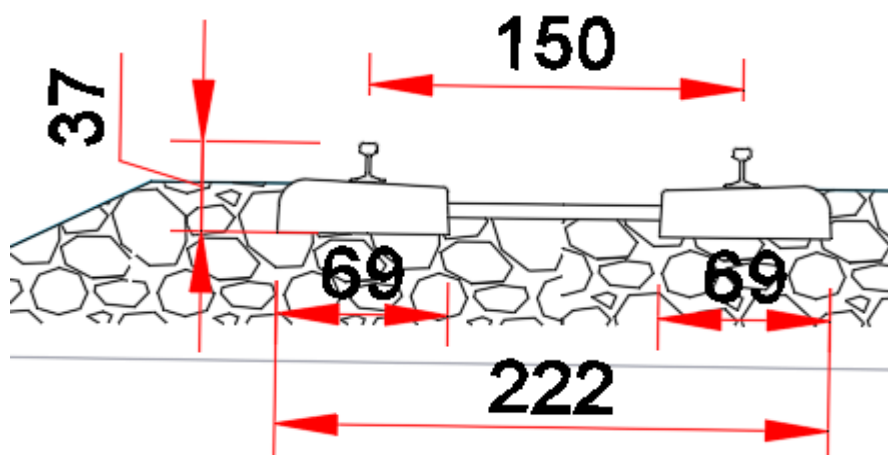


Figure (IV.2) : traverses et rails

**IV.1.3. Poids propre d'une poutre :**

**Tableau (IV.1.) : Poids propre d'une poutre**

Tronçon	S(m <sup>2</sup> )	L (m)	V (m)	P (KN)
T1	1,6426	3	4,9278	123,19
T2	1,2493	2	2,4986	62,46
T3	0,9023	32,5	29,32475	733,11
TOTAL	-	-	-	918,77

**Tableau (IV.2.) : Estimation du poids dû aux CCP.**

Éléments	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids linéaire (KN/ml)	PCCP (KN)
Corniche	25	0,237	11,85	444,375
Ballastage	18	5,46	10,8	405
Muret pour ballast	25	0,35	8,75	328,125
Traverses en béton	25	-	9,34	350,25
Rail	-	-	2,2	82,5
Étanchéité	22	0,546	12	450
Trottoir	25	0,58	14,5	543,75
Garde-corps	-	-	1	37,5
Caténaire	-	-	2,4	90
TOTAL	-	-	72,84	2287,125

**IV.1.4. Poids de la dalle et de l'entretoise d'about :**

**Tableau (IV.3.) : Poids propre de la dalle et de l'entretoise**

Élément	Aire (m <sup>2</sup> )	Longueur	P (KN)
Dalle	2,52	11,8	745,2
Entretoise	0,42	2,56	53,76

**IV.1.5. Poids total du tablier :**

**Tableau (IV.4.) : Poids propre dalle + l'entretoise + poutres**

Éléments	Poutres	Dalle	Entretoise	TOTAL
P (KN)	6431,45	745,22	53,76	7230,43

**En conclusion :** Le poids propre total du tablier

$$G = P_{tot} + P_{ccp} = 7230.43 + 2287,125 = 9517.55 \text{ KN}$$

## IV.2. Les surcharges dues au trafic ferroviaire :

### IV.2.1. Surcharges verticales :

#### IV.2.1.1. Modèle de charge UIC71 : (code UIC article 2.3.2)

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 à la figure suivante :

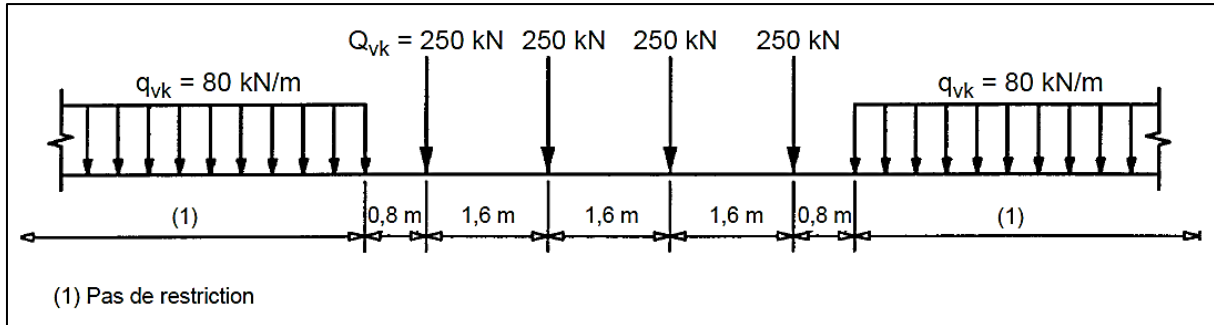


Figure (IV.3.) : Schéma de charge UIC 71

#### IV.2.1.2. Modèle de charge SW : (code UIC article 2.3.3)

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

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 des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles mentionnées dans le tableau.

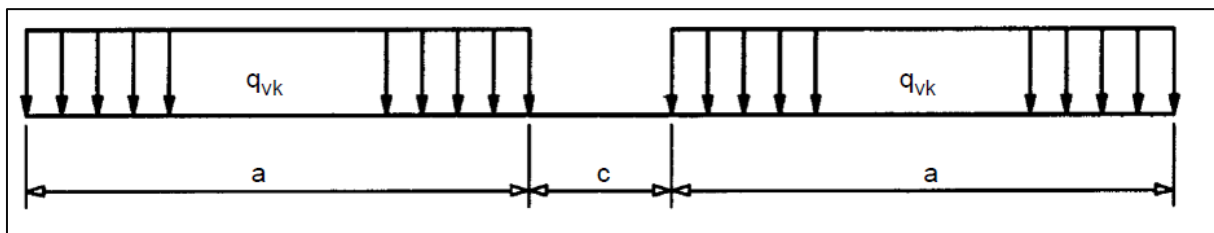


Figure (IV.4.) : Schéma de charge SW/0

Tableau (IV.5.) : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour schémas de charge SW

Classe de charge	q <sub>vk</sub> (KN/ml)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25	7

### IV.2.1.3. Train à vide : (code UIC article 2.3.4)

Pour certaines vérifications spécifiques on utilise un modèle de charges particulier appelé “train à vide”. Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de 12.5 KN/ml.

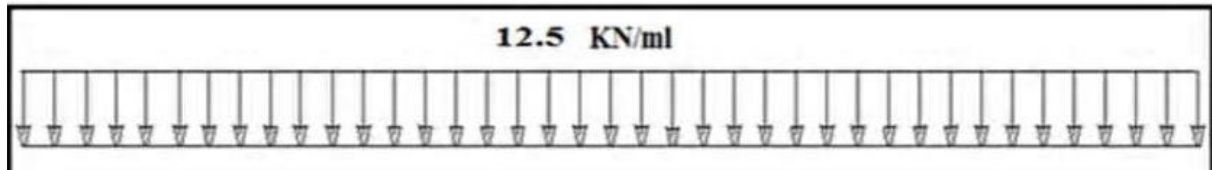


Figure (IV.5.) : Schéma de charge train à vide

### IV.3. Les charges dues au trafic ferroviaire : (code UIC article 2.5)

#### IV.3.1. Force de lacet :

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à  $Q_{sk} = 100 \text{ KN}$

#### IV.3.2. Forces de démarrage et de freinage :

##### IV.3.2.1. Force de démarrage :

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

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

$$Q_{lak} = 1000 \text{ KN}$$

##### IV.3.2.2. Force de freinage :

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

$$Q_{lbk} = 20 \text{ (KN/m)} \times L \text{ (m)} \leq 6000 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_{lbk} = 752 \text{ KN}$$

Pour le schéma de charges SW/2 :

$$Q_{lbk} = 35 \text{ (KN/m)} \times L \text{ (m)}$$

$$\text{Donc : } Q_{lbk} = 1316 \text{ KN}$$

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

### IV.4. Autres actions variables :

#### Action dues aux variations de température :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse est  $\Delta\theta = \pm 7^\circ\text{C}$  (RCPR ; tableau 3.2).

On adopte une variation uniforme de température de :  $+ 45^\circ\text{C}$  et  $-20^\circ\text{C}$  (Pour le proche et moyen sud). La valeur de calcul est prise égale à  $\Delta T = 35^\circ$

## IV.5. Les effets dynamiques : (code UIC article 2.4)

### IV.5.1. Domaine d'application :

Le coefficient dynamique  $\phi$  tient compte de l'amplification dynamique des effets et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance.

Ces coefficients dynamiques ne sont valables que pour des vitesses  $V < 220$  km/h et que si la flèche sous poids permanent est située entre les limites indiquées à la figure

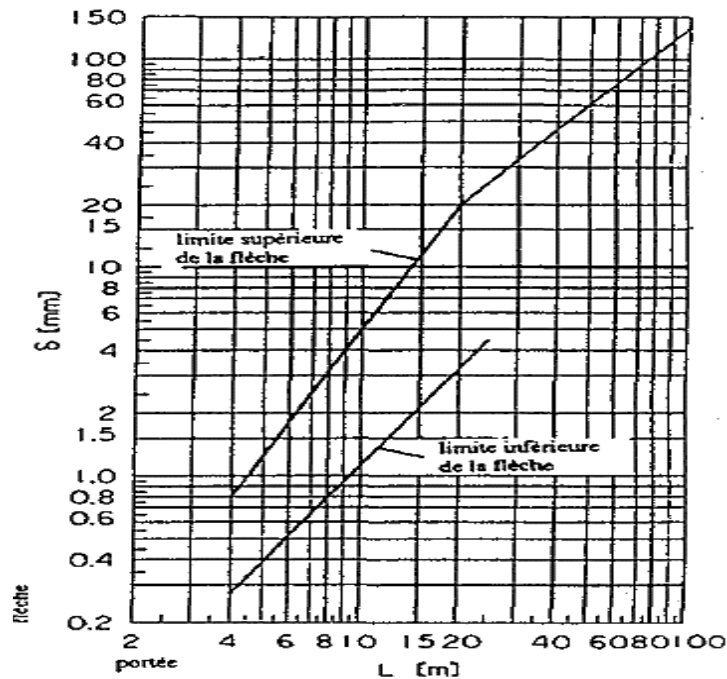


Figure (IV.6.) : Limites de la flèche sous poids permanent

Pour  $L = 37.6$ m (portée en mètres)

#### Limite supérieure de la flèche $\delta s$ :

On a:  $20 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$   $\delta s = 0.564 L^{1.184}$  (mm)

Donc :  $\delta s = 41,33$  mm

#### Limite inférieure de la flèche $\delta i$ :

On a :  $L > 25$  pas de limite inférieure

Dans le cas de notre pont, la flèche est égale à :  $\delta 0 = 34,00$  mm

### IV.5.2. Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique  $\phi$  qui augmente les effets de la charge statiques dans les modèles de charges UIC71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que  $\phi_2$ ,  $\phi_3$ .

En général, le coefficient dynamique  $\phi$  est défini comme  $\phi_2$  ou  $\phi_3$ . En fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

#### Une voie soigneusement entretenue :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\phi - 0.2}} + 0.82 \text{ avec : } 1.00 < \phi < 1.67$$

Une voie normalement entretenue :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\phi-0.2}} + 0.73 \text{ avec : } 1.00 < \phi < 2.00$$

Où :  $L\phi$  est la longueur caractéristique en (m)

$$L\phi \text{ (porté mécanique)} = 36.5 \text{ m}$$

Une voie normalement entretenue :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\phi-0.2}} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{36.5-0.2}} + 0.73 = 1.08 \quad \Rightarrow \Phi_3 = 1.08$$

Les efforts correspondants dans le cas dynamique sont les efforts dans le cas statique multipliés par le coefficient  $\Phi_3$ .

$$\Phi_3 = 1.08$$

## IV.6. Groupes de charges :

### IV.6.1. Introduction :

D'après le livret 2.01 de la S.N.C.F,

Tableau (IV.6.) : Groupes de charges

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

### Remarques :

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

- (5) Compte tenu du coefficient dynamique  $\Phi$ .
- (6) Le coefficient dynamique est pris égal à 1.

### Une voie chargée :

Groupe 1 : (UIC71 ou SW/0) + Effort de Freinage/Démarrage.

Groupe 2 : (UIC71 ou SW/0) + 0.5 Effort de Freinage/Démarrage.

Groupe 4 : SW/2 + Effort de Freinage/Démarrage.

Groupe 5 : Train à Vide.

### Deux voies chargées :

Groupe 11 : Voie 1 : (UIC71 ou SW/0) + Effort de Freinage/Démarrage.

Voie 2 : (SW/0 ou UIC71) + Effort de Freinage/Démarrage.

Groupe 12 : Voie 1 : (UIC71 ou SW/0) + 0.5 Effort de Freinage/Démarrage.

Voie 2 : (SW/0 ou UIC71) + 0.5 Effort de Freinage/Démarrage.

Groupe 14 : Voie 1 : (UIC71 ou SW/0) + 0,75 x Effort de Freinage/Démarrage.

Voie 2 : SW/2 + 0,75 x Effort de Freinage/Démarrage.

## V.7. Les combinaisons les plus défavorables :

### V.7.1. État limite ultime fondamentale (résistance) : ELU

#### Deux voies chargées :

$$\text{COMB1} = 1.35*(G+CCP) + 1.45*UIC71V1 + 1.45*(UIC71V2) + 0.9*Tk$$

$$\text{COMB2} = 1.35*(G+CCP) + 1.45*UIC71V2 + 1.2*(SW2V1) + 0.9*Tk$$

### V.7.2. État limite de service rares : ELS

#### Deux voies chargées :

$$\text{COMB3} = (G+CCP) + UIC71V1 + UIC71V2 + 0.6*Tk$$

$$\text{COMB4} = (G+CCP) + SW2V1 + UIC71V2 + 0.6*Tk$$

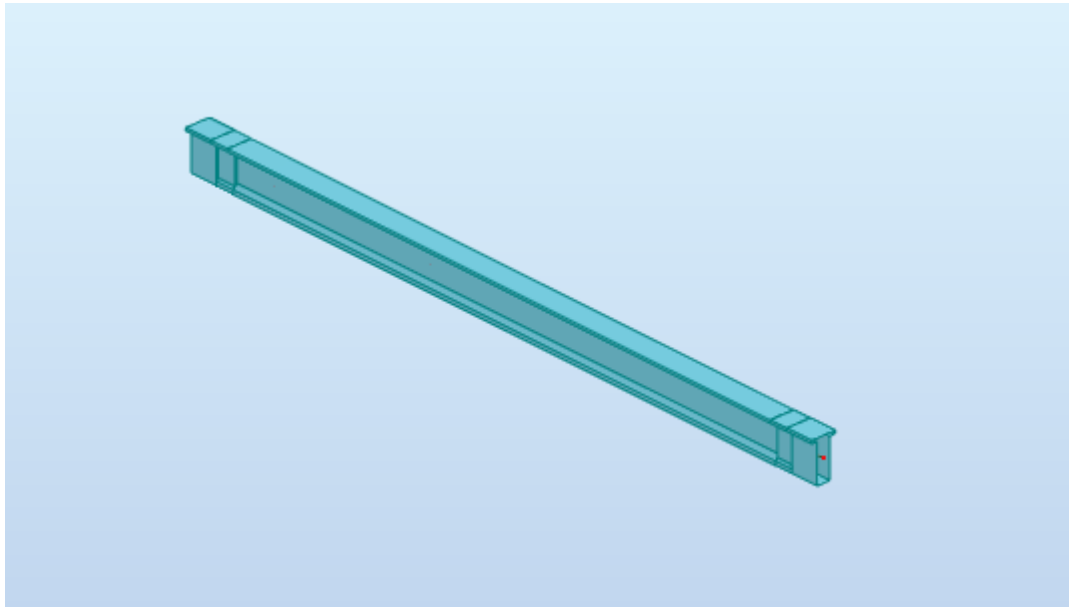
$$\text{COMB5} = (G+CCP) + UIC71 + SW/0 + 0.6*Tk$$

# **CHAPITRE V : MODELISATION**

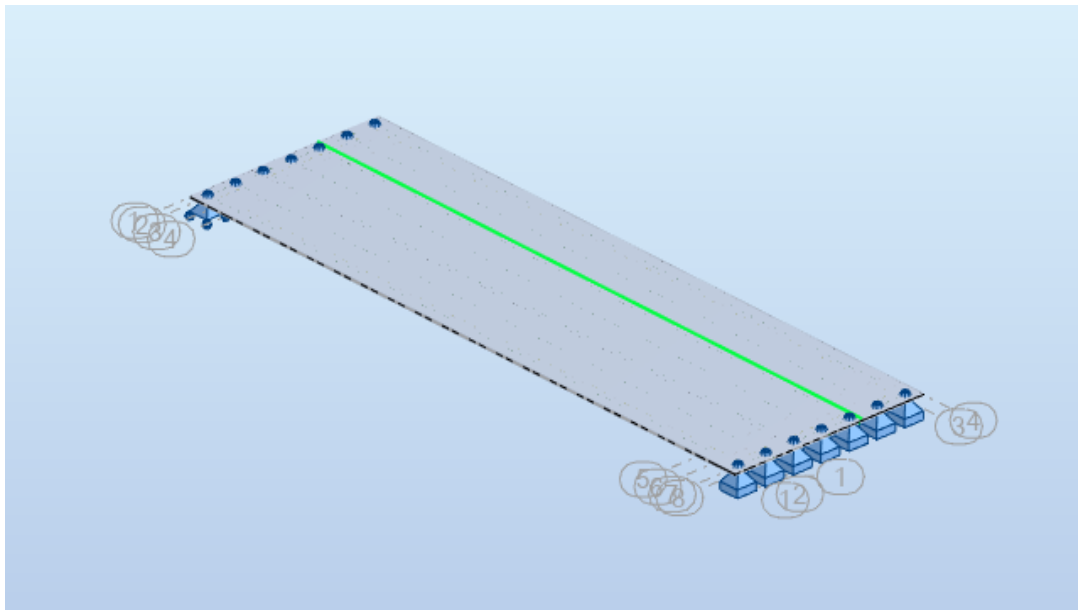
### INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est d'étudier les efforts et leurs répartitions, pour ce faire on dispose des méthodes manuelles : longitudinalement (lignes d'influence) et transversalement (méthode de Jean Courbon et la méthode de Guyon Massonnet), et de méthodes numériques qui se basent sur la méthode des éléments finis.

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode numérique en utilisant le logiciel Robot structural analysis professional 2024.



**Figure (V.1.)** : Modélisation d'une poutre.



**Figure (V.2.)** : Modélisation de l'hourdis.

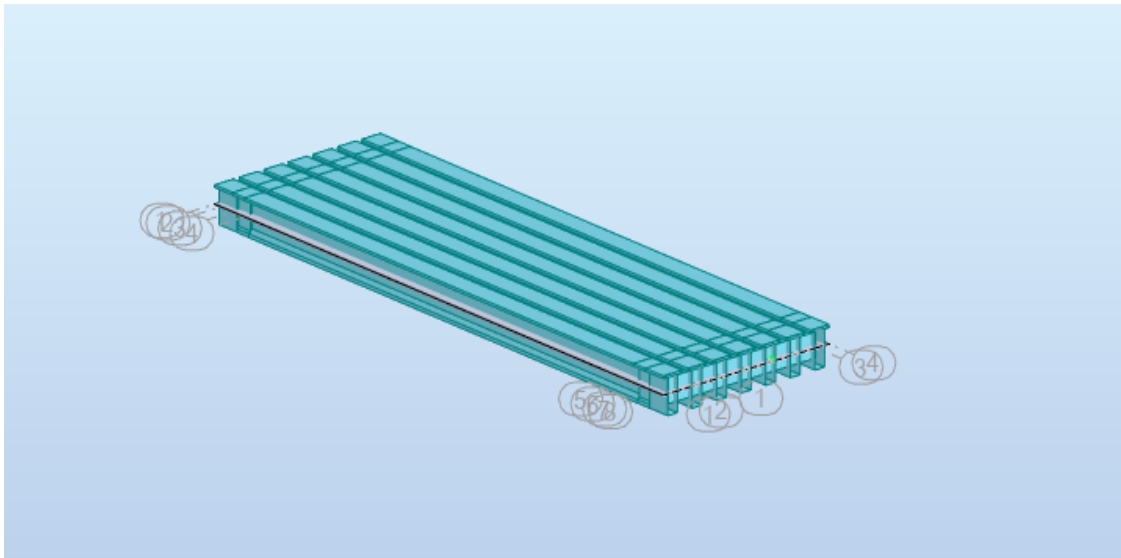
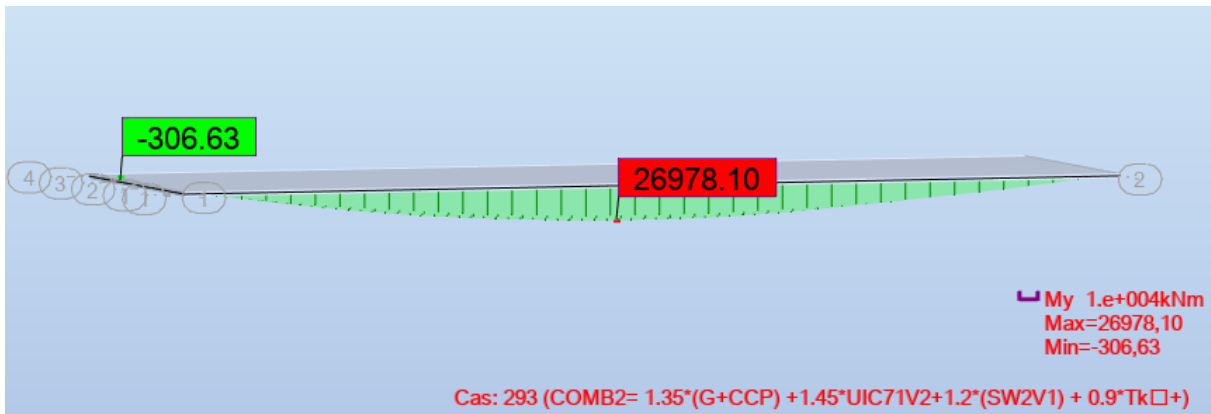


Figure (V.3.) : Vue en 3D du tablier.

**Résultats :**

Les résultats des sollicitations maximales en cisaillement (V) et en moment fléchissant (M), exprimés en kN et kN.m respectivement, aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU), sont présentés dans les diagrammes ci-dessous. Ces résultats ont été obtenus sous la combinaison COMB2 (UIC 71 + SW2) pour l'ELU et la combinaison COMB4 (UIC 71 + SW2) pour l'ELS.



Figures (V.4) : Moment maximal à l'ELU COMB2 (UIC 71 + SW2).

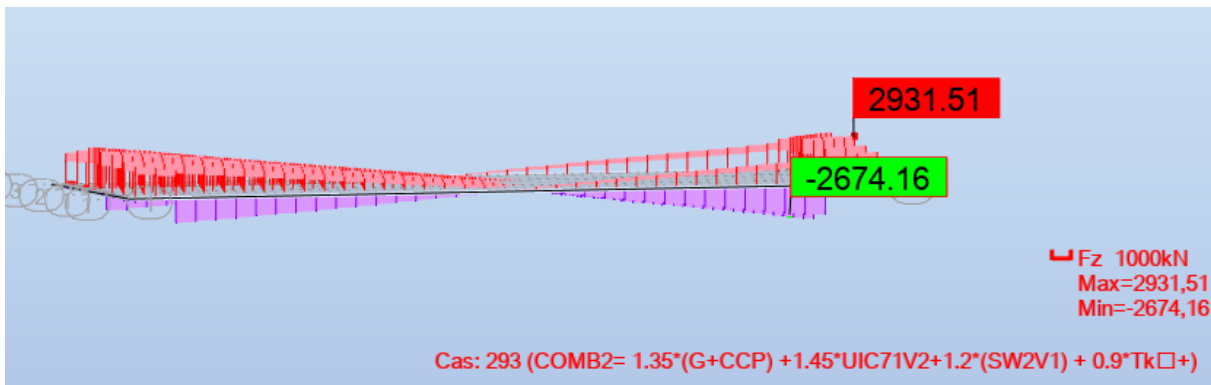


Figure (V.5) : Effort tranchant maximal à l'ELU. COMB2 (UIC 71 + SW2).

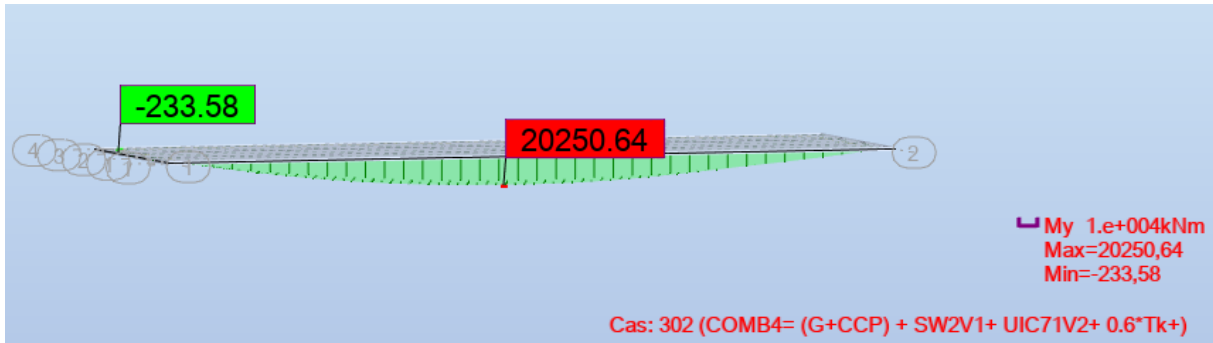


Figure (V.6) : Moment maximal à l'ELS COMB4 (UIC 71 + SW2).

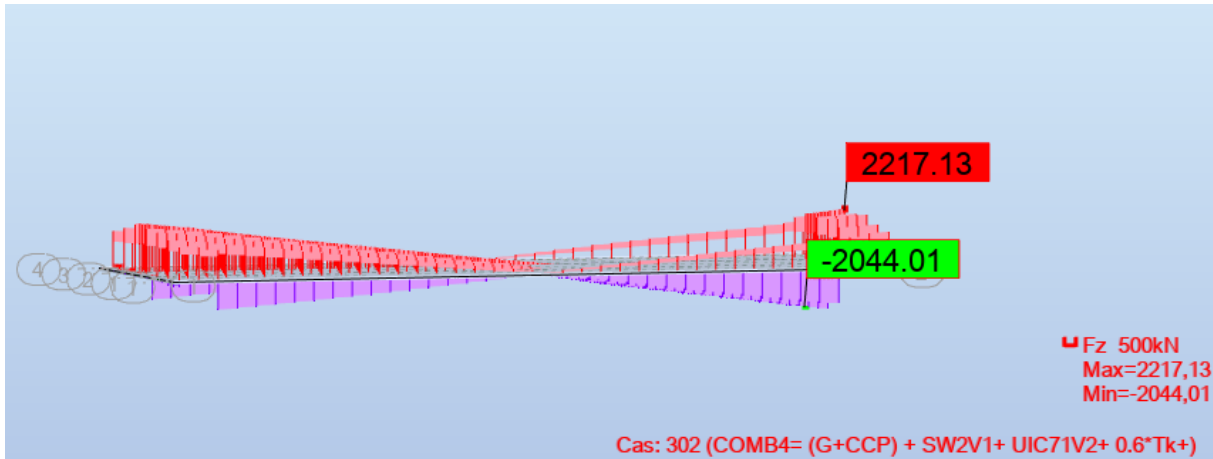


Figure (V.7) : Effort tranchant maximal à l'ELS COMB4 (UIC 71 + SW2).

Tableau (V.1.) : Récapitulatif des sollicitations avec effet dynamique

Cas de charge		Effort	UIC71	SW/0	SW/2	Train à vide
Effet dynamique $\Phi_3=1.08$	1 voie chargée	M (KN*m)	4511,5	4391,31	5880,16	1016.88
		T (KN)	603,94	619,77	734,81	139.64
	2 voies chargées	M (KN*m)	7118,41	6988,97	9505,06	1670.43
		T (KN)	801	810,51	987,51	183.99

Tableau (V.2.) : Récapitulatif des efforts du poids propre et des charges perméantes

Effort	G	CCP	G+CCP
M (KN*m)	5184,06	6780,94	11964,8
T (KN)	590,73	709,37	1300,1

## V.2. Les combinaisons les plus défavorables :

### V.2.1. État limite ultime fondamentale (résistance) : ELU

Deux voies chargées :

$$\text{COMB1} = 1.35*(G+CCP) + 1.45*UIC71V1 + 1.45*(UIC71V2) + 0.9*Tk$$

$$\text{COMB2} = 1.35 \cdot (G + \text{CCP}) + 1.45 \cdot \text{UIC71V2} + 1.2 \cdot (\text{SW2V1}) + 0.9 \cdot \text{Tk}$$

**V.2.2. État limite de service rares : ELS**

Deux voies chargées :

$$\text{COMB3} = (G + \text{CCP}) + \text{UIC71V1} + \text{UIC71V2} + 0.6 \cdot \text{Tk}$$

$$\text{COMB4} = (G + \text{CCP}) + \text{SW2V1} + \text{UIC71V2} + 0.6 \cdot \text{Tk}$$

$$\text{COMB5} = (G + \text{CCP}) + \text{UIC71} + \text{SW/0} + 0.6 \cdot \text{Tk}$$

**Tableau (V.3.) : Récapitulatif des moments :**

COMBINAISON		M max (KN.m)	M min (KN.m)
ELU	COMB1	23548.00	-204.53
	COMB2	26978.51	-306.63
ELS	COMB3	19039.31	-195.85
	COMB4	20249.08	-159.48
	COMB5	18941.07	-202.04

**Tableau (V.4.) : Récapitulatif des efforts tranchants :**

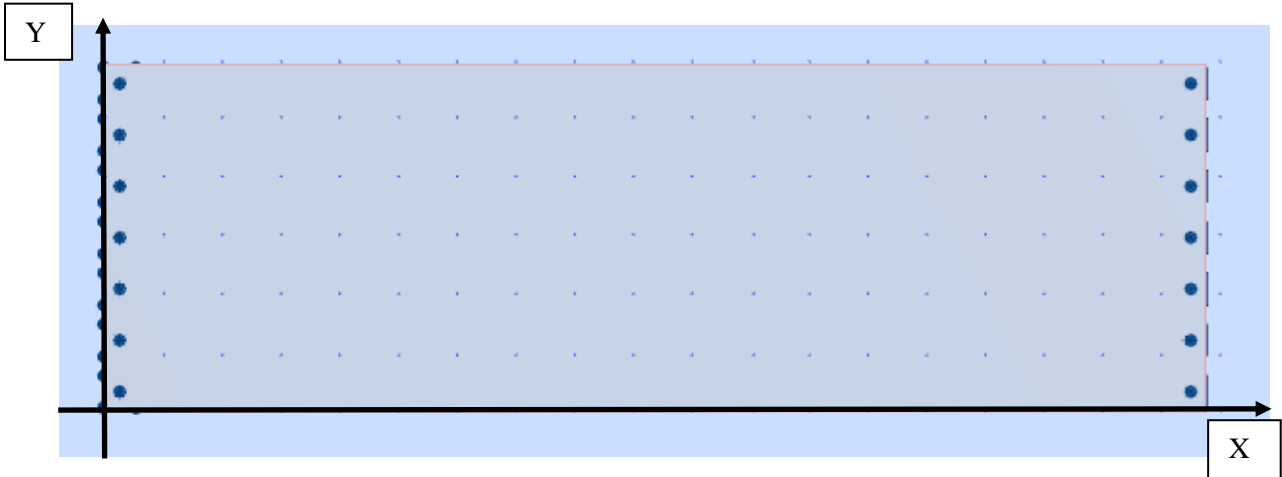
COMBINAISON		T max (MN)	T min (MN)
ELU	COMB1	2,906	-2,63
	COMB2	2,93	-2,655
ELS	COMB3	2,094	-1,893
	COMB4	2,931	-2,04
	COMB5	2,104	-1,91

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

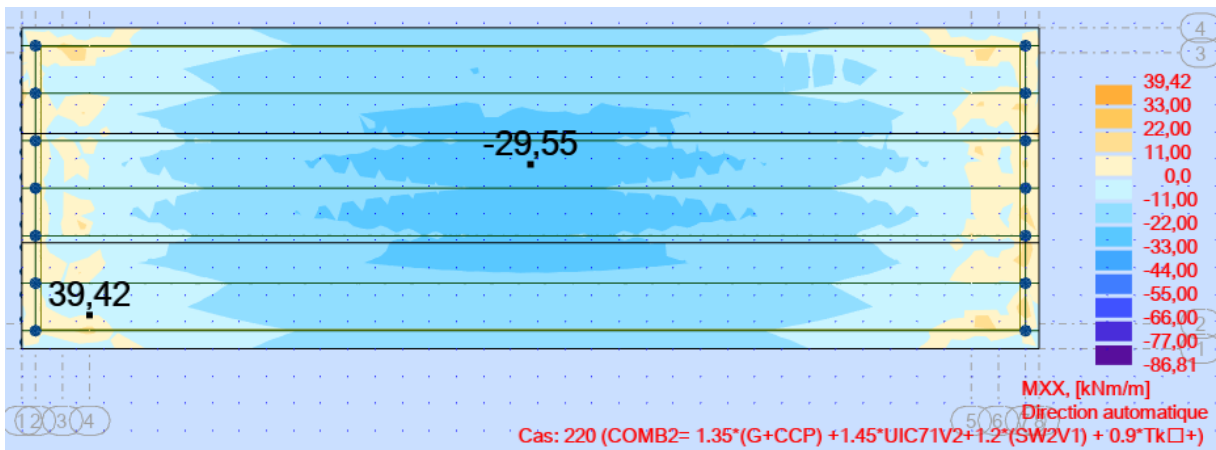
**INTRODUCTION :**

L'hourdis de notre ouvrage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, destinée à recevoir le ballast, les charges et les surcharges. Par ailleurs, il assure l'entretoisement des poutres et la transmission des charges aux poutres. L'étude de cette partie se base sur la flexion subie par l'hourdis où on trouve ; la flexion transversale et la flexion locale.

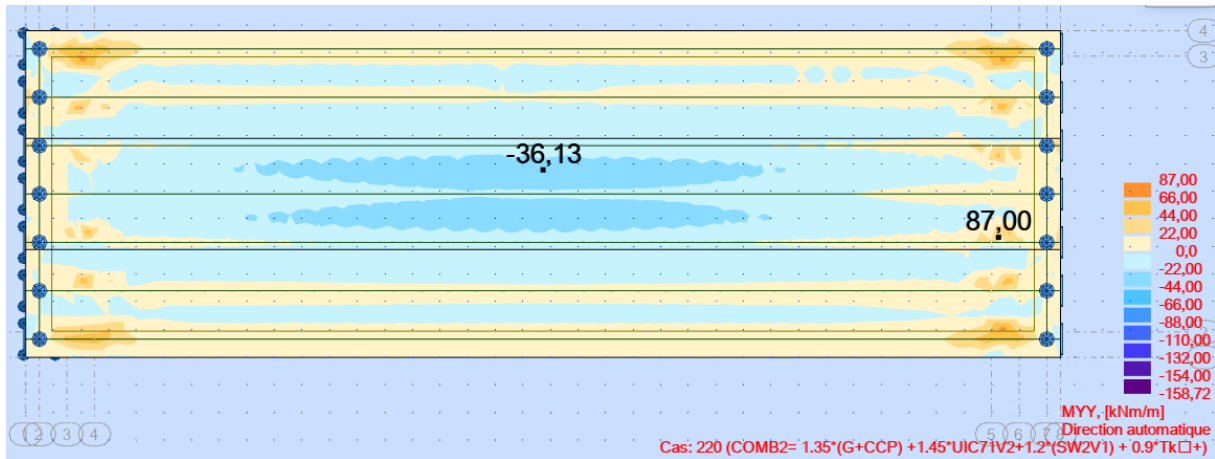
**VI.1. Calcul des sollicitations :** (tirés à partir du logiciel ROBOT 2024)



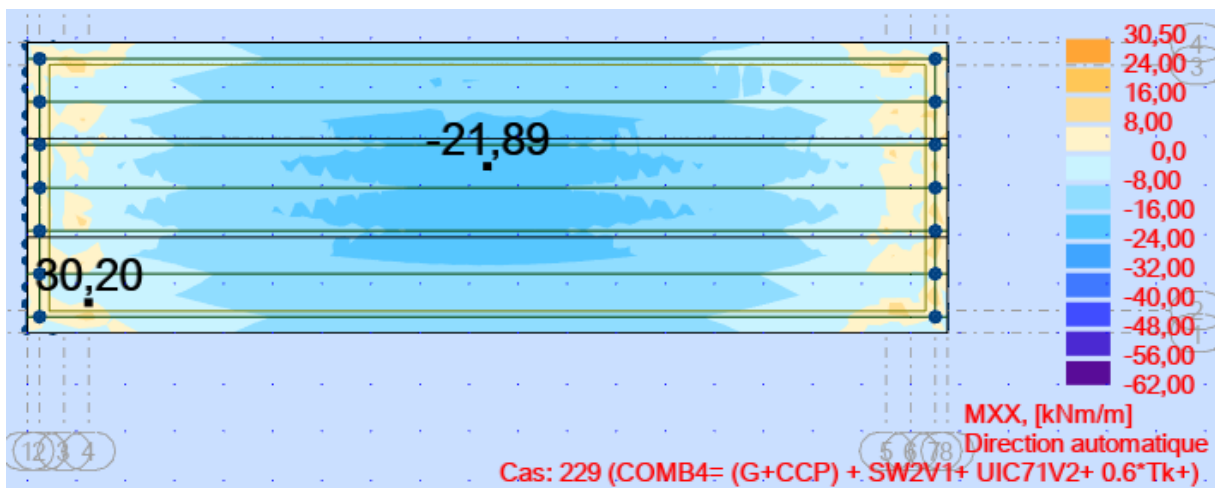
**Figures (VI.1.) :** Repère local de la dalle



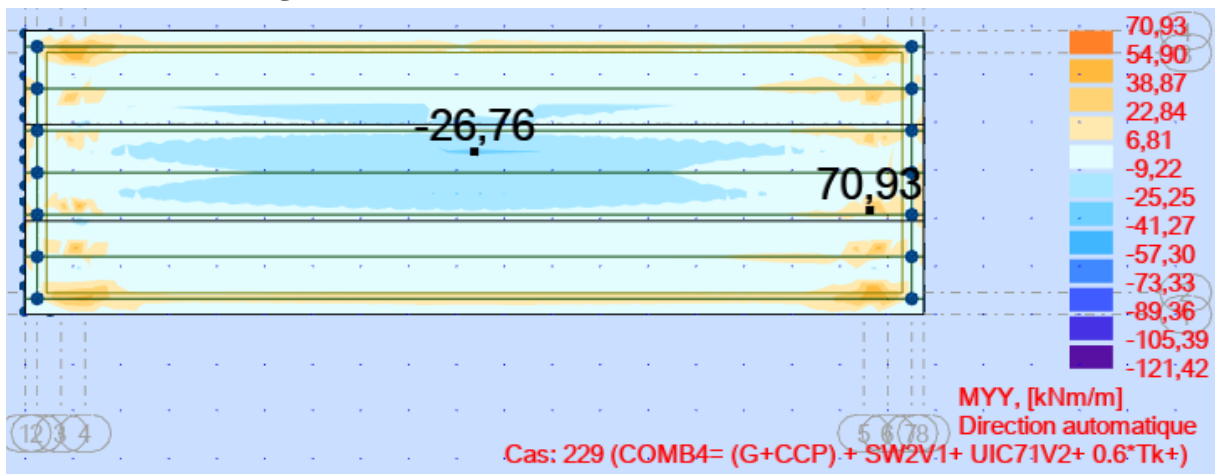
**Figures (VI.2.) :** Moment Mxx à l'ELU. (ROBOT 2024)



Figures (VI.3.) : Moment Myy à l'ELU. (ROBOT 2024)



Figures (VI.4.) : Moment Mxx à l'ELS. (ROBOT 2024)



Figures (VI.5.) : Moment Myy à l'ELS. (ROBOT 2024)

**Tableau (VI.1.)** : Les moments  $M_{xx}$  et  $M_{yy}$  max et min. (tirés à partir du logiciel ROBOT 2024)

COMBINAISON		ELU	ELS
$M_{xx}$	En travée	-29.55	-21.89
	Sur appuis	39.42	30.20
$M_{yy}$	En travée	-36.13	-26.76
	Sur appuis	87	70.93

## VI.2. Calcul de ferrailage :

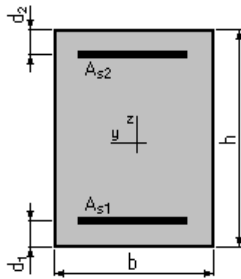
### VI.2.1. Ferrailage perpendiculaire à l'axe x :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise le logiciel de calcul (EXPERT 2010)

Hypothèse : Béton :  $f_{c28} = 40,0$  (Mpa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (Mpa)

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

Section :



$b = 100,0$  (cm)  
 $h = 20,0$  (cm)  
 $d_1 = 3,0$  (cm)  
 $d_2 = 3,0$  (cm)

Moments appliqués : (tirés à partir du logiciel ROBOT 2024)

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	126,67	-34,02
Etat Limite de Service	98,64	-25,20
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique  $A_{s1} = 19,2$  (cm<sup>2</sup>)      Section théorique  $A_{s2} = 4,7$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 2,6$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $\rho = 1,40$  (%)

Minimum  $\rho_{\text{min}} = 0,15$  (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU  $M_{max} = 39.42$  (kN\*m)       $M_{min} = -29.55$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00      Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 4,1$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 15,3$  (cm)

Déformation du béton :  $e_b = 3,22$  (‰)

Déformation de l'acier :  $e_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (Mpa)

Cas ELS  $M_{max} = 30.20$  (kN\*m)  $M_{min} = -21.89$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,41

Position de l'axe neutre :  $y = 7,1$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 14,6$  (cm)

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 6,6$  (Mpa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (Mpa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 348,7$  (Mpa)

Comprimée :  $\sigma_s' = 20,4$  (Mpa)

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{slim} = 500,0$  (Mpa)

**Tableau (VI.2) : Choix des barres suivant x**

	Asx (cm <sup>2</sup> /ml)	Ferraillage/ ml	Espacement
En travée	9.1 cm <sup>2</sup>	6HA14	17 cm
A l'appui	6.5 cm <sup>2</sup>	6 HA 12	17 cm

**VI.2.2. Ferraillage perpendiculaire à l'axe y :**

$$A_{sy} = \frac{A_{sx}}{3}$$

**Tableau (VI.3) : Choix des barres suivant y**

	Asx (cm <sup>2</sup> /ml)	Ferraillage/ ml	Espacement
En travée	6,7 cm <sup>2</sup>	5 HA 14	20 cm
A l'appui	1,67 cm <sup>2</sup>	5 HA 12	20 cm

**VI.3. VERIFICATIONS :**

**VI.3.1. Vérification de l'effet tranchant : (BAEL)**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si les conditions suivantes sont remplies :

Coulage de la dalle sans reprise de bétonnage.

$$V_u \leq \overline{V_u}$$

La dalle étant coulée sur place, il n'y a pas une reprise de bétonnage.  $V_u = 1,35G + 1,45 UIC 71$

D'où :

$$\overline{V_u} = \frac{0.07 * b_0 * d * f_{c28}}{\gamma_b} = 0.67 \text{ MN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{ux} = 0,02 \text{ MN/ml} < \overline{V_u} = 0,67 \text{ MN/ml (v\u00e9rifi\u00e9e)} \\ V_{uy} = 0,008 \text{ MN/ml} < \overline{V_u} = 0,67 \text{ MN/ml (v\u00e9rifi\u00e9e)} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont v\u00e9rifi\u00e9es, le ferrailage transversal n'est pas n\u00e9cessaire.

### VI.3.2. V\u00e9rification vis-\u00e0-vis du Poin\u00e7onnement :

Pour \u00e9viter la rupture par poin\u00e7onnement, il faut v\u00e9rifier la condition selon le BAEL (A.5.2,4) :

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  = charge de calcul \u00e0 l'ELU

$h = 0.20$  m (\u00e9paisseur de la dalle)

$U_c = 13,7$  m p\u00e9rim\u00e8tres du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,28 \text{ MN}$$

Donc :

$$Q_u = 0.3 \text{ MN} \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.28 \text{ MN (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

### VI.3.3. Conclusion :

Le ferrailage de la dalle pour 1m lin\u00e9aire est comme suit :

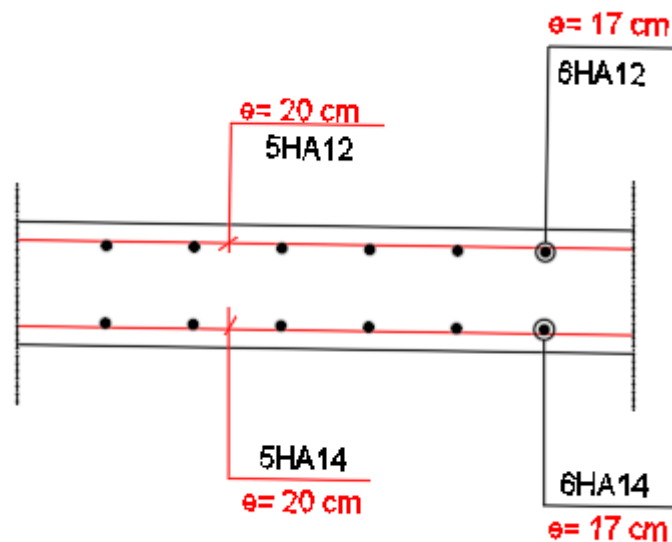


Figure (VI.6.) : Ferrailage de la dalle.

# **CHAPITRE VII : ETUDE DE L'ENTRETOISE**

## **D'ABOUT**

**INTRODUCTION :**

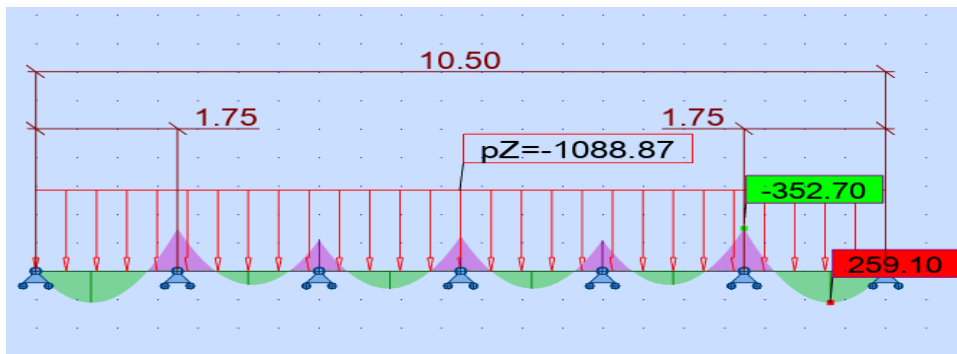
Pour le bon fonctionnement du pont, les travaux d'entretien interviennent au changement des appareils d'appuis qui est indispensable, car leur durée de vie est limitée entre 10 et 15ans, pour cela on utilise des vérins placés entre le corps d'appui (chevêtre) et le tablier (au niveau des entretoises) pour soulever ce dernier, Donc l'entretoise doit être vérifiée dans le cas de charge correspondant au soulèvement qui est le cas le plus défavorable.

**VII.1. Calcul des sollicitations :**

Poids propre du tablier = 9517,565 KN

La valeur 11.8 m représente la largeur du tablier, chacun des appuis représente la position d'une poutre.

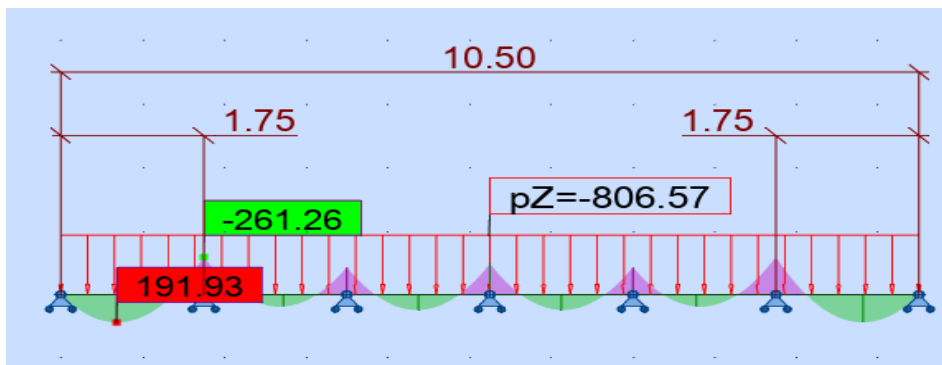
L'état limite ultime : (Tirés à partir du logiciel ROBOT 2024)  
 $P_{ultime} = (1.35 \times \text{poids propre du tablier}) / 11.8 = (1.35 \times 9517,565) / 11.8 = 1\ 088,87 \text{ KN/ml}$



**Figures (VII.1.) : Moment fléchissant à l'ELU.**

L'état limite de service : (Tirés à partir du logiciel ROBOT 2024)

$P_{service} = (\text{poids propre du tablier}) / 11.8 = 9517.565 / 11.8 = 806,57 \text{ KN/ml}$



**Figures (VII.2.) : Moment fléchissant à l'ELS.**

**Tableau (VII.1.) : Les moments sur appuis et en travée pour l'entretoise**

	ELU	ELS
M (KN.m) sur appuis	-352,7	-261,26
M (KN.m) en travée	259,1	191,93

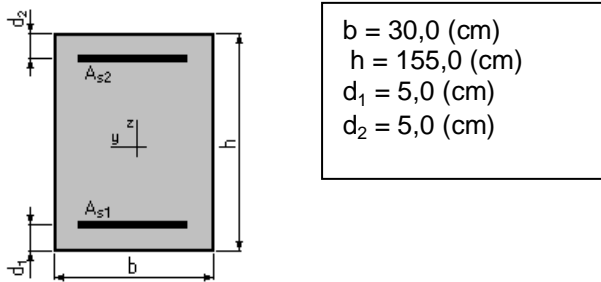
## VII.2. Calcul de ferrailage longitudinale de l'entretoise :

Calcul de Section en Flexion Simple : Pour le calcul du ferrailage, on utilise le logiciel de calcul (EXPERT 2010)

Hypothèse : Béton :  $f_{c28} = 40,0$  (Mpa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (Mpa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

Section :



Moments appliqués : (tirés à partir du logiciel ROBOT 2024)

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	259,10	-352,70
Etat Limite de Service	191,93	-261,26
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 5,6$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 7,7$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,3$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,29$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU     $M_{max} = 259,10$  (kN\*m)     $M_{min} = -352,70$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,39      Pivot : A

Position de l'axe neutre :  $y = 6,0$  (cm)

Bras de levier :  $Z = 147,6$  (cm)

Déformation du béton :  $\epsilon_b = 0,42$  (‰)

Déformation de l'acier :  $\epsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 434,8$  (Mpa)

Comprimée :  $\sigma_s' = 13,9$  (Mpa)

Cas ELS     $M_{max} = 191,93$  (kN\*m)     $M_{min} = -261,26$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 28,4$  (cm)  
 Bras de levier :  $Z = 140,5$  (cm)  
 Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1,9$  (Mpa)  
 Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 24,0$  (Mpa)  
 Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 27,6$  (Mpa)  
 Comprimée :  $\sigma_s' = 27,3$  (Mpa)  
 Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{slim} = 241,0$  (Mpa)

Ferrailage supérieur :  $As_2 = 7.7$  cm<sup>2</sup>  $\longrightarrow$  6HA14 (9.24cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 10 cm.

Ferrailage inferieur :  $As_1 = 5.6$  cm<sup>2</sup>  $\longrightarrow$  6HA12 (6.79 cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 10 cm.

### VII.3. Ferrailage transversal de l'entretoise :

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  (BAEL91 Article 5)

$$\tau_u = V_u / db_0 = 1.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa} \quad \gamma_b = 1,15$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot St} = \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e} \quad (\text{BAEL91 A.5.1,2,3})$$

Avec :  $f_{t28} = 3$  MPA

La valeur de  $St$  est limitée réglementairement (B.A.E.L) :

$$St \leq \text{Min} [0,9d; 40\text{cm}]$$

On prend  $St = 15$  cm

Avec  $k = 0$

D'où :  $A_t = 4.37$  cm<sup>2</sup>

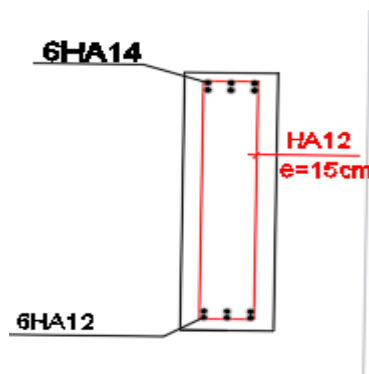
- **Pourcentage minimal :**

Un pourcentage minimum est exigé, la section d'acier par unité de longueur  $A_t / St$  doit être telle que :

$$A_t / St \geq 0.4 \cdot b_0 / f_e$$

$$A_t / St = 0.291 \geq 0.4 \cdot b_0 / f_e = 3.2 \times 10^{-4}$$

Donc : on choisit  $A_t = 4.37$  cm<sup>2</sup> soit des cadres HA12 avec un espacement  $St = 15$ cm.



Figures (VII.3.) : Schéma de ferrailage longitudinal de l'entretoise.

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

**INTRODUCTION :**

La précontrainte est un procédé mécanique qui vise à induire des contraintes opposées à celles engendrées par les charges d'exploitation dans un matériau. Ce procédé nécessite généralement deux matériaux : le béton, qui subit la précontrainte, et les aciers actifs, qui génèrent cette précontrainte. La mise en tension de l'acier peut être réalisée avant ou après le coulage du béton, correspondant respectivement à la pré-tension et à la post-tension. Le procédé de post-tension consiste à tendre les câbles, qui ont été préalablement insérés dans des gaines, une fois que le béton a atteint une résistance suffisante pour supporter l'effort de tension.

**VIII.1. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE :**

La valeur minimale de précontrainte est donnée par l'expression suivante : (Selon le BPEL91)

La vérification se fait à la section médiane.

$P_{min} = \text{Sup} (PI, PII) ;$  Avec :

$PI = \frac{\Delta M + \rho n \cdot B_n \cdot (v \sigma_{bt2} + v' \sigma_{bt1})}{\rho n \cdot h} \longrightarrow$  Section sous critique.

$PII = \frac{\rho n \cdot v \cdot B_n \cdot \sigma_{bt2} + M_{max}}{\rho n \cdot v + v' - d'} \longrightarrow$  Section sur critique.

Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre + dalle).

Avec :  $B_{net} = 0,95 B_{br}$        $I_{net} = 0,9 \cdot I_{br}$        $\rho_{net} = \frac{I_n}{B_n \cdot v \cdot v'}$

Tableau (VIII.1) : Caractéristiques Géométriques de la Section Médiane.

Caractéristiques de la section médiane (poutre + dalle)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	V' (m)	V (m)	$\rho$
Caractéristiques brutes	1,25	0,86	1,5	0,9	0,509
Caractéristiques nettes	1,125	0,774			0,51

- B : L'aire de la section médiane + dalle
- V : La distance entre son CDG et la fibre supérieure
- v' : La distance entre son CDG et la fibre inférieure
- I : Son moment d'inertie par rapport au centre de gravité
- $\rho$  : Son rendement géométrique  $\rho = I / (B \cdot v \cdot v')$
- d' : L'enrobage des câbles de précontrainte

Soit à L'ELS :

$M_{max} = 20.25 \text{ MN.m}$  (combinaison la plus défavorable SW02 + UIC71)

$M_{min} = 11.96 \text{ MN.m}$  (charge G + CCP)

D'où :  $\Delta M = M_{max} - M_{min} = 8.65 \text{ MN.m}$

$\sigma_{bt1} = -1.5 \text{ ft}28 = -4.5 \text{ MPa}$

$\sigma_{bt2} = - \text{ft}28 = -3 \text{ MPa}$

$$\Phi = 8 \text{ cm } d' = 1,5 \times \Phi = 0,12 \text{ m } d' \text{ ou : } \begin{cases} \text{PI} = 2.76 \text{ MN} \\ \text{PII} = 7.77 \text{ MN} \end{cases}$$

$P_{\min} = \sup (\text{PI}, \text{PII}) \Rightarrow P_{\min} = 7.77 \text{ MN}$  la section est sur critique

$$e_0 = -(V' - d') = -(1.5 - 0.12) = -1.38 \text{ m}$$

$e_0$  : excentrement des câbles, c'est la distance entre le centre de gravité de la section et le barycentre des câbles.

### VIII.1.1. Détermination du nombre de câbles :

$$P_0 = \min (0.9 \cdot f_{\text{peg}} \cdot A_p ; 0.8 f_{\text{prg}} \cdot A_p)$$

Avec :  $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_{\text{peg}} = 1600 \text{ N/mm}^2$  ;  $A_p = 12\text{T}15 = 1800 \text{ mm}^2$ .

$$P_0 = \min (2,592 ; 2,678) = 2,592 \text{ MN}$$

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

$$D'où : P_{\min} \leq 0.75 \cdot n \cdot P_0$$

$$\text{On obtient : } n \geq \frac{P_{\min}}{0.75 \cdot P_0} = \frac{7.77}{0.75 \cdot 2.592} = 3.76 \Rightarrow \text{on retient 4 câbles}$$

### VIII.1.2. Détermination du nombre de câbles à mettre en tension à l'about : (Selon le BPEL91)

La vérification se fait à la section médiane.

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de  $P_0$  avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de  $P_0$ .

$$D'où : P_m = 0,9 \cdot P_0 = 0,9 \times 2,592 = 2,333 \text{ MN}$$

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule). Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fibre supérieure : } \sigma_{\text{sup}} \geq \sigma_{\text{bt}} \\ \text{Fibre inférieure : } \sigma_{\text{inf}} \leq \sigma_{\text{bc}} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B_n} + \frac{v}{I_n} * (P * e_0 + Mg) \geq -0.7 * f_{tj} = \sigma_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B_n} - \frac{v'}{I_n} * (P * e_0 + Mg) \leq 0.6 * f_{cj} = \sigma_{\text{bc}}$$

**Tableau (VIII.2.)** : Caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).

$B_n \text{ (m}^2\text{)}$	$I_n \text{ (m}^4\text{)}$	$v \text{ (m)}$	$v' \text{ (m)}$	$e_0 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$
0,9	0,55	0,9	1,5	0,24	2,2

$$M_{\min} = Mg = 3.77 \text{ MN.m (poutre seule)}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{2.333}{0.9} n + \frac{0.9}{0.55} * (2.333 * n * (-0.24) + 3.77) \geq -0.7 * 3$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{2.333}{0.9} n - \frac{0.9}{0.55} * (2.333 * n * (-0.24) + 3.77) \leq 0.6 * 40$$

$$\begin{cases} n \leq 3.55 \\ n \leq 6.69 \end{cases}$$

On prend  $n = 3$  câbles

**Conclusion :** On place trois câbles à l'about et un câble en extrados.

- 1ère famille : 3 câbles à l'about.
- 2ème famille : 1 câbles en extrados.

### VIII.1.3. Pré-vérification des contraintes :

Le BPEL (article 6.1.2.1) énonce des directives uniformes, indépendamment de la classe de vérification choisie. Il impose généralement une limite aux contraintes de compression du béton, fixée à  $0,50 f_{c28}$  pendant l'exploitation et à  $0,60 f_{cj}$  lors de l'exécution.

Étant donné que notre pont est destiné à être utilisé pour le transport ferroviaire, il est classé dans la classe I selon le BPEL (article 6.1.2.2.) Conformément à cette classification, aucune contrainte de traction n'est tolérée sur toute la section pendant l'exploitation. De plus, lors de la construction, les contraintes de traction doivent être limitées à  $0,7 f_{tj}$  dans toutes les parties du pont.

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible en compression dans le béton.

$\sigma_{bt}$  : contrainte admissible en traction dans le béton.

**Tableau (VIII.3.) :** Les valeurs de  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$  aux différents âges du béton.

Date	7 jours	28 jours
$f_{cj}$ (MPa)	26,5	40
$f_{tj}$ (MPa)	2,19	3

**Tableau (VIII.4.) :** Les contraintes admissibles en service et en construction. (BPEL91)

Désignation	En construction	En exploitation
$\sigma_{bt}$ (MPa)	$-0.7f_{tj}$	0
$\sigma_{bc}$ (MPa)	$0.6f_{cj}$	$0,5f_{c28}$

Cette vérification se fait à mi-travée selon les quatre phases suivantes :

– **Phase 1 :** après 7 jours de coulage de béton de la poutre. La mise en tension est faite à 50%. Les pertes sont estimées à 10 %

$$P = 0,5 \times 0,9 \cdot P_0 \cdot n$$

$$P = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 2,59 \cdot 3 = 3.149 \text{ MN}$$

– **Phase 2 :** après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %

$$P = 0,9 \cdot P_0 \cdot n = 0,9 \cdot 2,59 \cdot 3 = 6.993 \text{ MN}$$

– **Phase 3 :** après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.

$$P = 0,75 \cdot P_0 \cdot n = 0,75 \cdot 2,59 \cdot 3 = 6.60 \text{ MN}$$

– **Phase 4 :** en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

$$P = 0,75 \cdot P_0 \cdot n = 0,75 \cdot 2,59 \cdot 4 = 7.77 \text{ MN}$$

Les vérifications à faire sont :  $\sigma_{bt} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$  et  $\sigma_{bt} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

**Tableau (VIII.5.) : Résultats de vérification des contraintes.**

Phase	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
f <sub>cj</sub> (MPa)	26,5	40	40	40
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15,9	20	20	20
σ <sub>bt</sub> (MPa)	-1,53	0	0	0
ΔP (%)	10	10	15	25
B (m <sup>2</sup> )	0,9	0,9	1,25	1,25
I (m <sup>4</sup> )	0,55	0,55	0,86	0,86
v (m)	1,01	1,01	0,9	0,9
v' (m)	1,19	1,19	1,5	1,5
M (MN.m)	3,77	3,77	5,885	20,27
e <sub>0</sub> (m) = v' - d'	1,07	1,07	1,38	1,38
P (MN)	3,149	6,99	6,6	7,77
σ <sub>sup</sub> (MPa)	16,60	8,42	0,97	18,65
σ <sub>inf</sub> (MPa)	2,63	15,79	10,90	1,04

**Conclusion :**

Les phases de mise en tension sont les suivantes :

- 1ère famille : (3 câbles à l'about)

Tirés à 50% de P<sub>0</sub> au 7ème jour. Tirés à 100% de P<sub>0</sub> au 28ème jour.

- 2ème famille : (1 câble en extrados)

Les câbles d'extrados sont tirés à 100% de P<sub>0</sub> après 28 jours du coulage de la dalle et son durcissement.

**VIII.2. Tracé des câbles :**

**VIII.2.1. Section d'about :** (selon la Précontrainte de Freyssinet)

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about, en prenant un espacement de 0,40 m entre 2 plaques d'encrage successifs à l'about.

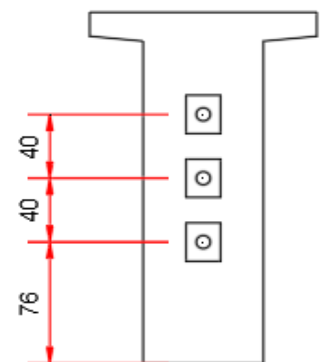
$$\sum \frac{M}{fib\ inf} = 0 \Rightarrow$$

$$P1. d1 + P2. (d1+a) + P3. (2a + d1) = 3P. (d1 + a) = 3P.v'$$

$$d1 = v' - a = 1.16 - 0.4 = 0.76 \text{ m}$$

$$d2 = d1 + y = 1.16 \text{ m}$$

$$d3 = d2 + y = 1.56 \text{ m}$$



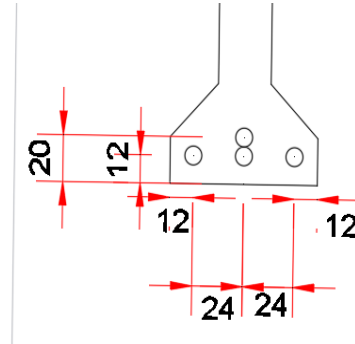
**Figure (VIII.1) :** disposition des câbles dans la section d'about

**VIII.2.2. Section médiane :y-** (selon la Précontrainte de Freyssinet)

En respectant la distance limite autour de chaque gaine de précontrainte, on choisit la disposition suivante :

$d_1 = 0.12 \text{ m}$

$d_2 = 0.2 \text{ m}$



**Figure (VIII.2) :** disposition des câbles dans la section médiane

**VIII.2.3 Détermination de l'angle de relevage :** (selon la Précontrainte de Freyssinet)

Dans la zone d'about, les contraintes de cisaillement sont importantes. De ce fait, les câbles sont relevés dans le but de développer des efforts verticaux ( $P_i \sin \alpha_i$ ) afin de diminuer l'effort tranchant.

L'angle de relevage  $\alpha$  est donné par la formule suivante :

$$\arcsin\left(\frac{VM - V}{P}\right) \leq \alpha \leq \arcsin\left(\frac{Vm + V}{P}\right)$$

Avec :

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$a_{opt} = \arcsin\left(\frac{VM + Vm}{2P}\right)$$

- $V_m$  : Effort tranchant à vide sous (G)  $V(G) = 0.59 \text{ MN}$
- $V_M$  : Effort tranchant en charge sous (G + SW02)  $V_M = 2.21 \text{ MN}$
- $V$  : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about.  $V = \tau * b_n * 0.8h$
- $\tau$  : Contrainte tangentielle limitée en état limite de service  $\tau = \left(0.4 * f_{tj} * \left(f_{tj} + \frac{2}{3} * \sigma_x\right)\right)^{1/2}$
- $\sigma_x$  : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre.  $\sigma_x = \frac{P}{B_n(p+d)}$
- Avec :  $P = 0.68 * n * P_0 = 7.78 \text{ MN}$
- $B_n$  : surface nette de la section d'about + dalle ;  $B_n = B(p + d) - n * \frac{\pi * \phi^2}{4}$  ;  $B_n = 1.23 \text{ m}^2$

D'ou :  $\sigma_x = \frac{7.78}{1.23} = 6.32 \text{ MPa}$

- $b_n$  : largeur nette de la section d'about + hourdis;  $b_n = b_0 - m K \phi$
- $b_0$  : largeur brute.
- $m = 1$  : Nombre de gaines par lit.
- $K = 0.5$  : Gainés injectée au coulis de ciment.
- $\phi = 8 \text{ cm}$  : Diamètre de la gaine.

$b_n = 0.7 - 1 * 0.5 * 0.08 = 0.62 \text{ m}$

$$\tau = \left( 0.4 * 3 * \left( 3 + \frac{2}{3} * 6.32 \right) \right)^{\frac{1}{2}} = 3.12 \text{ MPa}$$

$$V = \tau * b_n * 0.8h = 3.12 * 0.62 * 0.8 * 2.4 = 3.72 \text{ MN}$$

- $a_1 = \arcsin\left(\frac{2.21-3.72}{7.78}\right) = -11.17^\circ$
- $a_2 = \arcsin\left(\frac{0.59+3.72}{7.78}\right) = 33.62^\circ$
- $a_{opt} = \arcsin\left(\frac{0.59+2.21}{2*7.78}\right) = 10.37^\circ$

On fixe  $\alpha_1 = 4^\circ$  ;  $\alpha_2 = 6^\circ$  ;  $\alpha_3 = 9^\circ$  et  $\alpha_4 = 12^\circ$

### VIII.2.4 Le tracé des câbles :

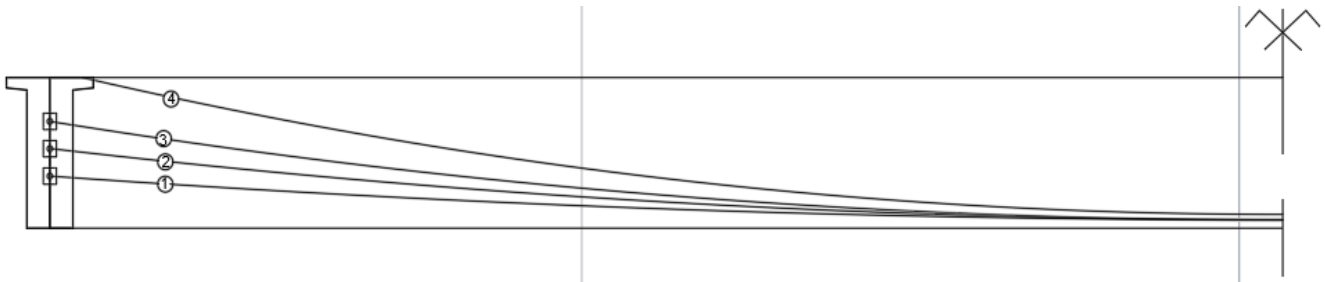


Figure (VIII.3) : tracé des câbles

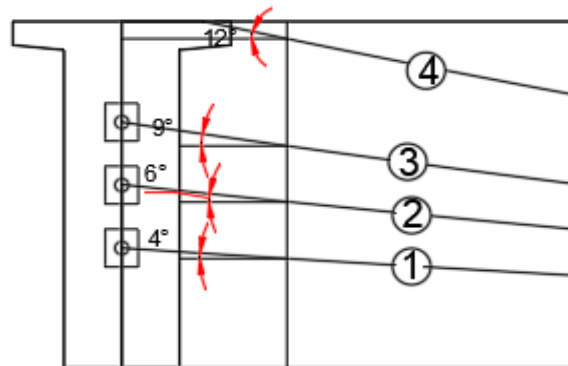


Figure (VIII.4) : les angles de relevage

### VIII.2.5 Allure des câbles :

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne doit suivre la forme du moment fléchissant, il peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

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

$$y' = 2ax + b = \tan(\alpha)$$

Tableau (VIII.6.) : Équations des câbles

Cable 1	Cable 2	Cable 3	Cable 4
$y=0.00182*x^2 +0,12$	$y=0.002958*x^2 + 0,12$	$y=0.004096*x^2 +0,12$	$y=0.00568*x^2 +0,2$

Tableau (VIII.7.) : Positions des câbles

	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4
X (m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)
0	0,12	0,12	0,12	0,20
1	0,12	0,12	0,12	0,21
2	0,13	0,13	0,14	0,22
3	0,14	0,15	0,16	0,25
4	0,15	0,17	0,19	0,29
5	0,17	0,19	0,22	0,34
6	0,19	0,23	0,27	0,40
7	0,21	0,26	0,32	0,48
8	0,24	0,31	0,38	0,56
9	0,27	0,36	0,45	0,66

	Câble 1	Câble 2	Câble 3	Câble 4
X (m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)	Y(m)
10	0,30	0,42	0,53	0,77
11	0,34	0,48	0,62	0,89
12	0,38	0,55	0,71	1,02
13	0,43	0,62	0,81	1,16
14	0,48	0,70	0,92	1,31
15	0,53	0,79	1,04	1,48
16	0,59	0,88	1,17	1,65
16,25	0,60	0,90	1,20	1,70
17	0,65	0,97	1,30	1,84
18	0,71	1,08	1,45	2,04
18,75	0,76	1,16	1,56	2,20

VIII.2.6. Déviation latérale :

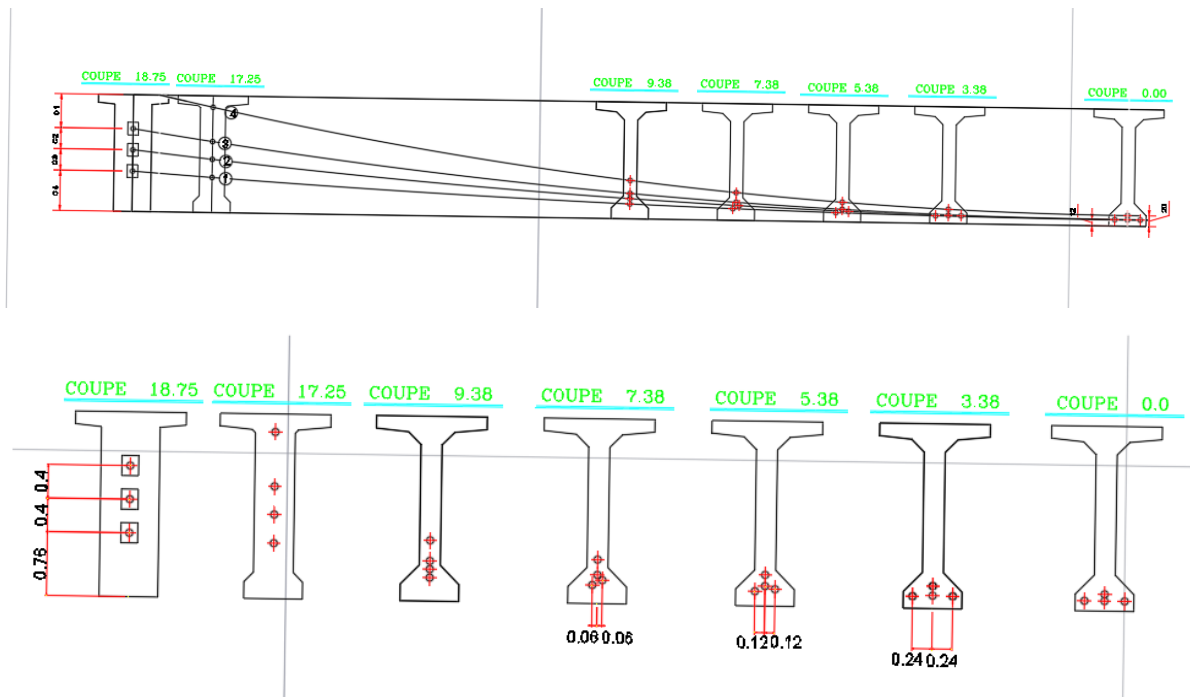


Figure (VIII.5.) : Déviation latérale

VIII.3. CALCUL DES PERTES DE TENSION : (de l'article 3.3 du BPEL)

La précontrainte dans une structure (ou élément de structure) subit des variations dans le temps, ces variations qui sont généralement dans le sens d'une réduction de tension sont nommées « pertes de précontrainte ». Les pertes sont classées en deux catégories :

- Les pertes instantanées.
- Les pertes différées.

**VIII.3.1. Les pertes instantanées :**

Les pertes instantanées se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et résultent de la technologie ou des propriétés des matériaux.

**VIII.3.1.1. Les Pertes par frottement : (BPEL 3.3.1.1)**

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine. Il résulte de ce contact un frottement du câble contre la gaine qui réduit la tension dans le câble à partir de son ancrage.

L'expression de la tension le long du câble et de la perte sont donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{\phi}(X) = \sigma_{p0} \cdot (1 - e^{-(f \cdot \beta + \phi \cdot x)})$$

- $\sigma_{\phi}(x)$  est la tension effective dans le câble à une distance  $x$  de l'ancrage.
- $\sigma_{p0}$  est la tension initiale appliquée au câble à l'ancrage.
- $f$  est le coefficient de frottement.
- $\beta$  la déviation angulaire totale
- $\Phi$  est le coefficient de perte de tension par unité de longueur du câble.
- $x$  est la distance le long du câble depuis l'ancrage.

$$\phi = 0,002 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$f = 0,18 ; \sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des pertes par frottement en différentes sections sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau (VIII.8.) : Pertes par frottement

N° câble	X=l/2 (m)	$\beta$ (rad)	$f\beta + \phi x$	$\Delta\sigma_{\phi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\phi}$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_{\phi}$ Moy (%)
<b>C1</b>	18,75	0,060	0,048	67,83	78,79	0,0547
<b>C2</b>	18,75	0,098	0,055	77,26		
<b>C3</b>	18,75	0,060	0,048	67,83		
<b>C4</b>	18,25	0,206	0,074	102,24		

**En conclusion :** Le pourcentage des pertes par frottement à la section médiane (L/2) est de  $\Delta\sigma_{\phi} (\%) = 5.47\%$

**VIII.3.1.2. Les Pertes par recul d'ancrage : (BPEL 3.3.1.2)**

Les pertes par recul d'ancrage sont des pertes de tension qui se produisent dans les câbles de précontrainte lors du processus d'ancrage dans les structures en béton précontraint. Ces pertes surviennent lorsque les dispositifs d'ancrage (comme les vérins hydrauliques) relâchent la tension appliquée aux câbles ou aux torons après que le béton a durci.

La variation de la tension  $\Delta\sigma g(x)$  le long du câble en fonction de la distance  $x$  à partir de l'ancrage est donnée par :

$$\Delta\sigma g(x) = 2 \cdot \sigma_{p0} \cdot k \cdot (d - x)$$

- $\Delta\sigma g(x)$  est la variation de la tension à une distance  $x$  de l'ancrage.

- $\sigma_{p0}$  est la tension initiale appliquée au câble au niveau de l'ancrage.
- $k = \frac{f \cdot \beta}{1} + \varphi$  est un coefficient combiné prenant en compte le frottement, la géométrie et les pertes de tension.
- $d$  est la distance d'influence du recul d'ancrage.
- $x$  est la distance le long du câble depuis l'ancrage.

Distance d'Influence du Recul d'Ancrage :  $d = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma_{p0} \cdot k}}$

- $E_p$  est le module d'élasticité de l'acier du câble.
- $g$  est le glissement initial spécifié pour l'ancrage.
- $\sigma_{p0}$  est la tension initiale appliquée au câble.
- $k$  est le coefficient défini précédemment.

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

$f = 0,18$

$\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa}$

$g = 6 \text{ mm}$

$E_p = 190000 \text{ MPa}$

Tableau (VIII.9.) : Les pertes par recul d'ancrage

N° câble	L (m)	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)	$\Delta\sigma_p(L/2)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(0)$ (MPa)	$\Delta\sigma_p(0)$ moy		$\Delta\sigma_p(0)$ (%)	$\Delta\sigma_p(L/2)$ (%)
C1	18,75	0,0026	17,54	0	129,99	132,98	(MPa)	9,23	0
C2	18,75	0,0029	16,41	0	138,97				0
C3	18,75	0,0026	17,54	0	129,99				0
C4	18,25	0,0040	14,01	0	156,97	156,97	(MPa)	10,90	0

**En conclusion :** le pourcentage des pertes dues par recul d'ancrage du béton au niveau de la section médiane (L/2) est de  $\Delta\sigma_p(L/2) (\%) = 0 \%$  car  $d (m) < x = \frac{L}{2}$

**VIII.3.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :** (BPEL 3.3.1.3)

Lorsqu'une poutre présente plusieurs câbles à la mise en tension, ces câbles sont tirés l'un après l'autre. A chaque mise en tension d'un câble, il en résulte un raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancrés précédemment. Ces pertes sont exprimées comme suit :

La formule pour calculer les pertes ( $\sigma_e$ ) est donnée par :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} * \frac{E_p}{E_{ij}} * \sigma_{bi}$$

Où :

- $\sigma_e$  : Pertes de précontrainte dues au raccourcissement instantané du béton (en MPa).
- $E_p$  : Module d'élasticité du béton précontraint ( $E_p = 190000$  MPa).
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité du béton ( $E_{ij} = 37619,47$  MPa).
- $\sigma_{bi}$  : Contrainte initiale dans le câble précédemment tendu (en MPa).

La contrainte de compression initiale dans le béton ( $\sigma_{bi}$ ) est déterminée à l'aide de la formule suivante

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

- $P$  : Force de précontrainte ( $P = 9.79$  MN)
- $B$  : Module de section transversale du béton (poutre seule). ( $B = 0.9$  m<sup>2</sup>)
- $e$  : Distance entre le centre de gravité de la section et l'axe neutre ( $e = 1.05$  m)
- $I_g$  : Moment d'inertie de la section de béton (poutre seule). ( $I_g = 0.55$  m<sup>4</sup>)
- $M_g$  : Moment de flexion dû au poids propre de la poutre seule. ( $M_g = 3.77$  MN)

$$\sigma_{bi} = \frac{2.59 \cdot 4 \cdot (1 - 0.0547)}{0.9} + \frac{2.59 \cdot 4 \cdot (1 - 0.0547) \cdot (1.05)^2}{0.55} - \frac{3.77 \cdot (1.05)}{0.55} = 23.331 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e = 0.5 \cdot \frac{23.331 \cdot 190000}{35981.73} = 61.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_e (\%) = \frac{\sigma_e}{\sigma_{p0}} = \frac{61.60}{1440} = 0.0428 = 4.28 \%$$

**En conclusion :** le pourcentage des pertes dues au raccourcissement instantané du béton au niveau de la section médiane ( $L/2$ )  $\sigma_e (\%) = 4.28 \%$

### VIII.3.2. Pertes de tension différées : (BPEL 3.3.2)

- Pertes par retrait du béton.
- Pertes par relaxation des armatures.
- Pertes par fluage du béton

#### VIII.3.2.1. Pertes dues au retrait de béton : (BPEL 3.3.2.1)

Au cours de son durcissement le béton subit une diminution de volume dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques, il aura lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r$$

- $\Delta\sigma_r$  représente les pertes de précontrainte dues au retrait du béton.
- $E_p$  : Module d'élasticité du béton précontraint ( $E_p = 190000$  MPa).
- $\varepsilon_r$  est le retrait total du béton à  $4 \times 10^{-4}$  ( en climat chaud et sec Zones B',C, D1 )

$$\Delta\sigma_r = 190000 \cdot 0.0004 = 76 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_r (\%) = \frac{\Delta\sigma_r}{\sigma_{p0}} = \frac{76}{1440} = 0.0528 = 5.28 \%$$

**En conclusion :** le pourcentage des pertes de précontrainte dues au retrait du béton à la section médiane (L/2) est de  $\Delta\sigma_r(\%) = 5.28 \%$

### VIII.3.2.2. Perte par fluage : (BPEL 3.3.2.2)

Sous l'action d'une contrainte permanente, le béton subit des déformations au cours du temps. Les câbles étant ancrés dans le béton vont subir les mêmes déformations, ce qui engendre une chute de leur tension.

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 * \sigma_b * \frac{E_p}{E_{ij}}$$

- $\Delta\sigma_{fl}$  : La perte de tension due au fluage.
- $\sigma_b$  : La contrainte initiale dans les câbles de précontrainte.
- $E_p$  : Le module d'élasticité du matériau des câbles.
- $E_{ij}$  : Le module d'élasticité du matériau de la pièce en béton.

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

- $P$  : Force de précontrainte ( $P = 9.79$  MN)
- $B$  : Module de section transversale du béton (poutre + dalle). ( $B = 1.25$  m<sup>2</sup>)
- $e$  : Distance entre le centre de gravité de la section et l'axe neutre ( $e = 1.36$  m)
- $I_g$  : Moment d'inertie de la section de béton (poutre + dalle). ( $I_g = 0.84$  m<sup>4</sup>)
- $M_p$  : Moment de flexion sous charge G. ( $M_p = 11.96$  MN)

$$\sigma_{bi} = \frac{7.78}{1.25} + \frac{7.78 \cdot 1.36^2}{0.84} - \frac{11.96 \cdot 1.36}{0.84} = 3.97 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 * 3.97 * \frac{190000}{35981.73} = 50.14 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(\%) = \frac{\Delta\sigma_{fl}}{\sigma_{p0}} = 0.0348 = 3.48 \%$$

**En conclusion :** le pourcentage de la perte due au fluage à la section médiane (L/2) est de  $\Delta\sigma_{fl}(\%) = 3.48\%$

### VIII.3.2.3. Pertes par relaxation des armatures : (BPEL 3.3.2.3)

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps. La perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

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

- $\Delta\sigma_p$  : La perte de tension due à la relaxation.
- $\rho$  : Le taux de relaxation des câbles de précontrainte (exprimé en pourcentage par 1000 heures). ( $\rho_{1000} = 2.5\%$ )
- $\sigma_{pi}$  : La contrainte dans les armatures de précontrainte, après les pertes instantanées.
- $f_{prg}$  : La résistance à la traction du câble de précontrainte. ( $f_{prg} = 1770$  MPa)

- $\mu_0$  : La valeur de relaxation immédiate.  $\mu_0$  étant un coefficient pris égal à : 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

$$\Delta\sigma_p = 0.06 * 2.5 * \left( \frac{1440 - 78.79 - 61.60}{1770} - 0.43 \right) * (1440 - 78.79 - 61.60) = 59.31 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_p(\%) = \frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{p0}} = \frac{59.31}{1440} = 0.0412 = 4.12 \%$$

**En conclusion :** le pourcentage des pertes par relaxation des armatures à la section médiane (L/2) est de  $\Delta\sigma_p(\%) = 4.12 \%$

### VIII.3.3. Récapitulative des pertes différées :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{flu} + \frac{5}{6} * \Delta\sigma_{relax}$$

$$\Delta\sigma_{diff} = 59.31 * \frac{5}{6} + 53.12 + 76 = 178.545 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{diff}(\%) = \frac{\Delta\sigma_{diff}}{\sigma_{p0}} = \frac{178.545}{1440} * 100 = 12.40 \%$$

**En conclusion :** le pourcentage des pertes différées à la section médiane (L/2) est de  $\Delta\sigma_{diff}(\%) = 12.40\%$

### VIII.3.4. Récapitulative des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_e = 61.60 + 78.79 = 140.39 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{inst}(\%) = 100 * \frac{\Delta\sigma_{inst}}{\sigma_{p0}} = 9.75 \%$$

**En conclusion :** le pourcentage des pertes instantanées à la section médiane (L/2) est de  $\Delta\sigma_{inst} = 9.75\%$

### VIII.3.5. Calcul de pourcentage des pertes totales :

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{Diff} = 140.39 + 178.54 = 318.93 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{tot}(\%) = \frac{\Delta\sigma_{tot}}{\sigma_{p0}} = \frac{318.93}{1440} = 22.15 \%$$

**En conclusion :** le pourcentage des pertes totales à la section médiane (L/2) est de  $\Delta\sigma_{tot} = 22.15 \%$ .

# **CHAPITRE IX : CALCUL JUSTIFICATIF DES POUTRES**

### IX.1. Vérification à l'ELU des contraintes de compression :

La vérification à l'ELU (état limite ultime) des contraintes de compression dans les éléments en béton armé est une étape cruciale de la conception structurelle. Elle vise à garantir que ces éléments peuvent supporter les charges de compression maximales auxquelles ils sont susceptibles d'être soumis sans subir de déformations excessives ou de ruptures.

➤ **Pour la table de compression :**

La position de l'axe neutre (à mi-travée) : (selon BAEL Article 4.3,42)

$$F_c = 0,8 \cdot X \cdot b \cdot f_{bu}$$

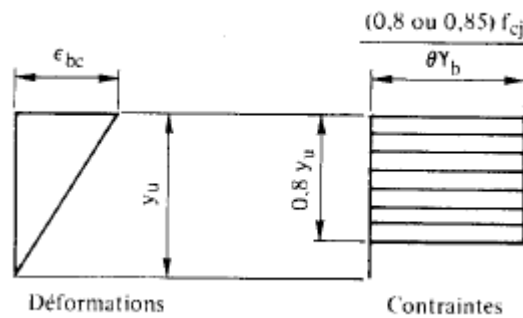


Figure (IX.1) : Diagramme des compressions

- Résistance du béton en compression :  $f_{bu} = 22.67 \text{ MPa}$
- Section d'acier comprimé :  $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$
- Section d'acier précontraint :  $A_{p1} = n \cdot S = 4 \cdot 18 = 72 \text{ cm}^2$
- Résistance de l'acier en traction :  $f_s = (f_e / \gamma_b) = 500 / 1.15 = 434,78 \text{ MPa}$
- Résistance de l'acier précontraint :  $f_p = 0.8 \cdot f_{prg} = 1416 \text{ MPa}$
- Largeur de la table de compression :  $b = 1.32 \text{ m}$

Au niveau de l'axe neutre  $F_c = F_t \longrightarrow 0,8 X b \cdot f_{bu}$

$$X = (A_s \cdot f_s + A_{p1} \cdot f_p) / (0.8 \cdot b \cdot f_{bu}) = (6.16 \cdot 434.78 + 72 \cdot 1416) / (0.8 \cdot 22.67 \cdot 1.32)$$

$$X = 43.70 \text{ cm}$$

La contrainte de calcul aura la valeur suivante :

$$\sigma_c = (F_c / A_c)$$

Avec :

- $\sigma_c$  : est la contrainte de compression.
- $F_c$  : est la force de compression.
- $A_c$  : la section du béton comprimé.

$$A_c = 0.2978 \text{ m}^2$$

$$F_c = 0.8 \cdot X \cdot b \cdot f_{bu} = 0.8 \cdot 0.437 \cdot 1.32 \cdot 22.67 = 10.46 \text{ Mpa}$$

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0,6 f_{cj}$  (BAEL91 A.4.5,2)

$$\sigma_c = (10.46 / 0.2978) = 35,12 \text{ MPa} > 0.6 \cdot f_{c28} = 24 \text{ MPa} \Rightarrow \text{il y'a un risque d'écrasement .}$$

Donc on augmente l'épaisseur de la table de compression à  $0.25 \text{ m}$ .

➤ Pour le talon :

La position de l'axe neutre (sur appui) : (selon BAEL Article 4.3,42)

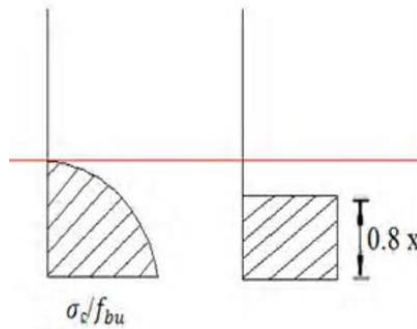


Figure (IX.2.) : Diagramme des compressions

$$F_c = 0,8 \cdot X \cdot b \cdot f_{bu}$$

- Section d'acier tendu :  $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ .
- Section d'acier précontraint :  $A_{p1} = n \cdot S = 4 \cdot 18 = 72 \text{ cm}^2$ .
- Largeur du talon :  $b = 0.7 \text{ m}$ .

Au niveau de l'axe neutre  $F_c = F_t \longrightarrow 0,8Xb \cdot f_{bu}$

$$X = (A_{p1} \cdot f_p - A_s \cdot f_s) / (0.8 \cdot b \cdot f_{bu}) = (72 \cdot 1416 - 6.16 \cdot 434.78) / (0.8 \cdot 22.67 \cdot 0.7)$$

$$X = 41.46 \text{ cm}$$

La contrainte de calcul aura la valeur suivante :

$$\sigma_c = (F_c / A_c)$$

Avec :  $A_c$  : la section du béton comprimé,  $A_c = 0.245 \text{ m}^2$

$$F_c = 0.8 \cdot X \cdot b \cdot f_{bu} = 0.8 \cdot 0.437 \cdot 0.7 \cdot 22.67 = 5.5478 \text{ MPa}$$

La contrainte de compression du béton est limitée à  $0,6 f_{c28}$  (BAEL91 A.4.5,2)

$$\sigma_c = (5.548 / 0.245) = 22.64 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

**Conclusion :** il n'y a pas de risque d'écrasement du béton.

## IX.2. Justifications des poutres sous sollicitations d'effort tranchant :

(BAEL Article .5.1)

$$V_u < \frac{V_r}{\gamma_b} = 0.4 \cdot b_0 \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $b_0$  : la largeur de l'âme
- $a$  : la profondeur utile d'appui,  $a = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \cot \alpha$
- $Z$  : le bras de leviers.
- $\alpha$  : L'angle d'inclinaison de diagramme de béton comprimé  $\alpha = 45^\circ$
- $\beta$  : L'angle d'inclinaison des étriers soit  $\beta = 90^\circ$
- $\gamma_b = 1.5$
- $V_u$  : l'effort tranchant à l'ELU

➤ **Vérification de l'effort tranchant sur la pile :** (BAEL Article 5. 1,313)

$$b_0 = 0.25 \text{ m}$$

$$Z = h - (2c) = 2.2 - 2 \cdot 0.03 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{Vr}{Yb} = 0.4 \cdot 0.25 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2.14 \cdot \cot 45\right) \cdot \frac{40}{1.5} \cdot 10^3 = 4418.6 \text{ KN}$$

$$\text{L'Effort tranchant sur pile : } Vu = 2930 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Vu < \frac{Vr}{Yb} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant sur la culée :** (BAEL Article 5. 1,313)

$$b_0 = 0.25 \text{ m}$$

$$Z = h - (2c) = 2.2 - 2 \cdot 0.03 = 2.14 \text{ m}$$

$$\frac{Vr}{Yb} = 0.4 \cdot 0.25 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2.14 \cdot \cot 45\right) \cdot \frac{40}{1.5} \cdot 10^3 = 4418.6 \text{ KN}$$

$$\text{L'Effort tranchant sur culée : } Vu = 1\,465 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow Vu < \frac{Vr}{Yb} \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**IX.3. JUSTIFICATION DE LA POUTRE A L'ELS :**

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établie pour chacune des phases de construction et en phase de service.

Le calcul des contraintes se fait par l'application de la formule :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (M + P \cdot e) \cdot \frac{y}{I}$$

Avec les valeurs caractéristiques de la précontrainte (selon BPEL article 4.1.31) :

- En phase de construction :  $P = n \cdot A_p (1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \Delta \sigma_p)$
- En phase d'exploitation :  $P = n \cdot A_p (0.98 \sigma_{p0} - 1.2 \Delta \sigma_p)$

Avec :

- n : Nombre de câble
- $A_p = 1800 \text{ mm}^2$
- $\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine = 1440 MPa
- $\Delta \sigma_p$  Somme des pertes à l'âge considéré

**La vérification se fait selon les six phases suivantes :**

- **1ère phase :**

Après 7 jours, la poutre est sur un banc de préfabrication, la mise en tension des câbles 1 et 2 et 3 est de 50% de  $P_0$  et les pertes consommées par les deux câbles sont estimés à 50% des pertes instantanées.

La section résistante est la section nette de la poutre seule.

Le moment considéré est le moment dû au poids propre de la poutre seule.

$$P1 = n Ap (1.02\sigma p0 - 0.8\Delta\sigma p)$$

$$P = n Ap (1.02\sigma p0 - 0.8\Delta\sigma p) = 0.5*3*0.0018*(1.02*1440 - 0.8*0.5*140.39) = 3.81 \text{ MN}$$

- **2ème phase :**

Après 28 jours, la poutre est toujours sur le banc de préfabrication, les trois câbles sont tirés à 100% de P0 et ils consomment 100% des pertes instantanées.

Section résistante est la section nette de la poutre seule.

$$P1 = n Ap (1.02\sigma p0 - 0.8\Delta\sigma p)$$

$$P = n Ap (1.02\sigma p0 - 0.8\Delta\sigma p) = 3*0.0018*(1.02*1440 - 0.8*140.39) = 7.325 \text{ MN}$$

- **3ème phase (30ème jours) :**

La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée.

Les câbles 1 et 2 et 3 consomment les pertes instantanées et les pertes différées

Section résistante est la section nette de la poutre seule.

$$P1 = 3*Ap (1.02\sigma p0 - 0.8(\Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}))$$

$$P1 = 3*0.0018*(1.02*1440 - 0.8(140.39+179.54)) = 6.549 \text{ MN}$$

- **4ème phase (56ème jour) :**

Après le durcissement de la dalle le câble de l'extrados est tiré à 100% de p0 et consomme 100% des pertes instantanées.

La section résistante considérée est la section de la poutre + dalle (caractéristiques nettes)

$$P1 = 3*Ap (1.02\sigma p0 - 0.8(\Delta\sigma_{inst1} + \Delta\sigma_{diff}))$$

$$P2 = Ap (1.02\sigma p0 - 0.8\Delta\sigma_{inst2})$$

$$P1 = 3*0.0018*(1.02*1440 - 0.8(140.39+179.54)) = 6.549 \text{ MN}$$

$$P2 = 0.0018*(1.02*1440 - 0.8 * 140.39) = 2.44 \text{ MN}$$

- **5ème phase (à vide) :**

Mise en place des éléments du tablier ; les trois câbles consomment les pertes différées.

La section résistante considérée est la section de la poutre + dalle (caractéristiques nettes)

$$P1 = 3*Ap(0.98\sigma p0 - 1.2(\Delta\sigma_{inst1} + \Delta\sigma_{diff1}))$$

$$P2 = Ap(0.98\sigma p0 - 1.2(\Delta\sigma_{inst2} + \Delta\sigma_{diff2}))$$

$$P1 = 3*0.0018*(0.98*1440 - 1.2*(140.39+179.54)) = 5.547 \text{ MN}$$

$$P2 = 0.0018*(0.98*1440 - 1.2*(140.39+179.54)) = 1.849 \text{ MN}$$

- **6ème phase (en service) :**

Mise en service de l'ouvrage, les câbles consomment la totalité des pertes.

Le moment considéré est le moment maximum à l'ELS

La section résistante considéré est la section de la poutre + dalle (caractéristiques nettes)

$$P1 = 3*Ap (0.98\sigma p0 - 1.2(\Delta\sigma_{inst1} + \Delta\sigma_{diff1})) = 5.547 \text{ MN}$$

$$P2 = Ap (0.98\sigma p0 - 1.2(\Delta\sigma_{inst2} + \Delta\sigma_{diff2})) = 1.849 \text{ MN}$$

Tableau (IX.1.) Vérification des contraintes normales à l'ELS

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6
Bn (m <sup>2</sup> )	0,9	0,9	0,9	1,25	1,25	1,25
V(m)	1,01	1,01	1,01	0,9	0,9	0,9
V'(m)	1,19	1,19	1,19	1,5	1,5	1,5
In (m <sup>4</sup> )	0,55	0,55	0,55	0,86	0,86	0,86
M (MN.m)	3,77	3,77	5,885	5,885	11,964	20,249
P1 (MN)	3,81	7,325	6,549	6,549	5,547	5,4
P2 (MN)	/	/	/	2,44	1,849	1,7
P (MN)	3,81	7,325	6,549	8,989	7,396	7,1
ep (m)	-0,95	-0,95	-0,95	-1,38	-1,38	-1,38
$\sigma_{sup}$ (MPa)	4,50	2,28	6,65	0,36	7,75	16,61
$\sigma_{inf}$ (MPa)	3,90	15,03	8,004	18,56	9,54	0,004
$\sigma_{bt}$ (Mpa)	-3,284	0	0	0	0	0
$\sigma_{bc}$ (Mpa)	15,894	20	20	20	20	20
Vérification	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

#### IX.4. Justification des contraintes tangentielles : (du BPEL article 7.2)

L'objectif de cette justification est de démontrer que les effets combinés de l'effort tranchant résultant du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de la structure, en particulier en évitant la formation de fissures d'âme inclinées par rapport à la fibre neutre de la poutre. Les expérimentations menées sur des poutres en béton précontraint soumises à des forces de cisaillement ont révélé l'existence de deux modes de rupture du béton :

**1er mode** : Par fissuration, pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 0.4f_{tj} * (f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t)) = \overline{\tau_1^2} \text{ (BPEL 7.2.2)}$$

**2ème mode** : Par compression-cisaillement, pour laquelle le cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2 \leq 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times [0.6 f_{cj} - \sigma_x] = [f_{tj} + \frac{2}{3} * (\sigma_x + \sigma_t)] = \overline{\tau_2^2} \text{ (BPEL 7.2.2)}$$

Avec :

- $\sigma_x$  : Contrainte normale longitudinale au C.D.G ;
- $\sigma_t$  : Contrainte normale transversale.
- $\tau$  : Contrainte normale transversale.

#### Détermination de la contrainte tangentielle : (BPEL 7.2.1)

«  $\tau$  » La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n} \text{ Avec : } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \cdot \sin \alpha_i \quad V_{red} : \text{ Effort tranchant réduit}$$

S (y) : Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre.

$$b_n = b_0 - m K \Phi$$

Tableau (IX.2.) Vérification des contraintes tangentielles à l'E.L.S.

Phase	1	2	3	4	5	6
P1 (MN)	3,81	7,32	6,54	6,54	5,54	5,54
Bn (m <sup>2</sup> )	0,9	0,9	0,9	1,25	1,25	1,25
In (m <sup>4</sup> )	0,55	0,55	0,55	0,86	0,86	0,86
S(m <sup>2</sup> )	0,312	0,312	0,312	0,48	0,48	0,48
bn (m)	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62
Vser (MN)	0,295	0,295	0,65	0,65	0,65	1,10
Vred (MN)	-0,265	-0,715	-0,36	-0,36	-0,36	0,095
$\sigma_x$ (MPa)	3,048	5,86	5,23	5,23	4,43	4,43
$\tau^2$ (MPa) <sup>2</sup>	0,058	0,42	0,108	0,105	0,105	0,0073
$\overline{\tau_1^2}$ (MPa) <sup>2</sup>	3,69	8,28	7,79	7,79	7,15	7,15
$\overline{\tau_2^2}$ (MPa) <sup>2</sup>	13,22	30,93	28,47	28,47	25,416	25,41
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

## IX.5. Ferrailage passif :

### IX.5.1. Armatures longitudinales de peau :

Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant la mise en précontrainte sous l'action des phénomènes tels que le retrait différentiel et le gradient thermique.

La répartition des armatures de peau doit être régulière, et leur espacement adapté à la dimension des pièces. La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm<sup>2</sup> 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.

Nous choisissons :  $A_s = 0.6 \% B = 9000 * \frac{0.6}{100} = 54 \text{ cm}^2$  soit 36HA14 ( $A_s = 52.34\text{cm}^2$ )

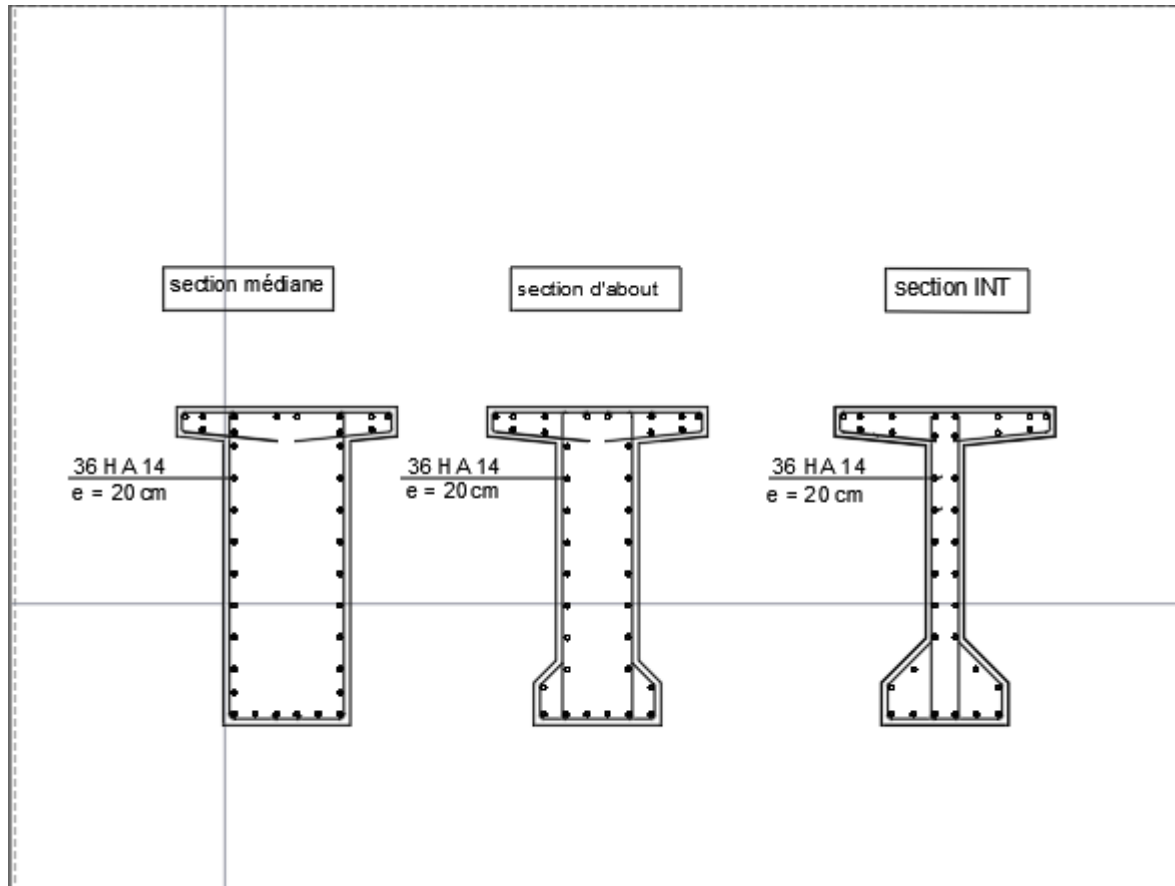


Figure (IX.3.) : Ferrailage passif longitudinal

### IX.5.2. Armatures transversales de peau : (BPEL article 6.1.3)

- Minimum d'armatures transversales :

$$St \leq \text{Min} (1\text{m} ; 0.8h ; 3b_0)$$

Avec :

- h : Hauteur de la poutre.
- b<sub>0</sub> : Largeur brute de l'âme.

Donc ;

$$St \leq \text{Min} (1\text{m} ; 0.8 \times 2.2 ; 3 \times 0.5) = \text{Min} (1\text{m} ; 1.76\text{m} ; 1.5\text{m}) = 1\text{ m}$$

- $f_e = 500\text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1.15$  ;  $b_n = 0.54\text{ m}$

$$\frac{At * f_e}{St * b_n * 1.15} * \cot \beta_u + \frac{f_t j^3}{3} \geq \tau_{u \text{ red}} = 1.55\text{ MPa selon (BPEL 7.3.2.2)}$$

$$\frac{At}{St} \geq \left( \tau_{u \text{ red}} - \frac{f_t j^3}{3} \right) * \frac{\tan \beta_u * b_n * 1.15}{f_e} = 3.86\text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On retient un cadre HA12 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 25 cm à mi-travée.

### IX.6. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU : (BPEL article 7.3.2.2)

La justification des éléments d'une pièce vis-à-vis de l'état-limite ultime comporte la vérification, d'une part, des bielles comprimées, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales.

**IX.6.1. Les bielles comprimées :** selon (BPEL 7.3.3)

On détermine d'abord l'angle  $\beta u$  que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\tan 2\beta u = \frac{2 \times \tau u \text{ red}}{\sigma x u} \text{ avec } \beta u \geq 30^\circ \quad \tan 2\beta u = \frac{2 \times \tau u \text{ red}}{\sigma x u} = \frac{2 \times 1.55}{6.35} = 0.488 \Rightarrow = 12.99^\circ$$

On prend  $\beta u = 30^\circ$  avec  $30^\circ \leq \beta u \leq 45^\circ$ .

$\sigma x$  ,  $\sigma y$  : représentent les contraintes normales au niveau de CDG :  $\sigma x = \frac{\Sigma P i \cdot \cos \alpha i}{B h} = \frac{7.93}{1.25} = 6.35 \text{ MPa}$  ;  
 $\sigma y = 0$

$\tau u$  : contrainte tangentielle ultime réduite,  $\tau u \text{ red} = \frac{V u \text{ red} \cdot S(y)}{I h \cdot b n} = \frac{1.5 \cdot 0.48}{0.86 \cdot 0.54} = 1.55 \text{ MPa}$

$V u, \text{red}$  : est l'effort tranchant réduit maximal à l'ELU dans la section considérée.

$$V u, \text{red} = V u \text{ max} - \Sigma P i \sin \alpha i$$

$$V u, \text{red} = 2.93 - 1.43 = 1.50 \text{ MN}$$

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau u \leq \frac{0.85 f c 28}{3 \cdot \gamma b} \sin 2\beta u, \text{ si } \beta u = 30^\circ \text{ alors on obtient : } \tau u \leq \frac{f c 28}{6} = \frac{40}{6} \Rightarrow 1.55 \text{ MPa} \leq 6.67 \text{ MPa}$$

Les bielles comprimées de béton sont bien vérifiées.

**IX.6.2. La résistance des armatures transversales :** selon (BPEL 7.3.2.2)

$$\text{On doit vérifier : } \tau u \text{ red} \leq \overline{\tau u} = \frac{A t \cdot f e}{S t \cdot b n \cdot 1.15} * \cot \beta u + \frac{f t j 3}{3}$$

- $A t$  : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
- $S t$  : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.
- $f e$  : limite d'élasticité de l'acier.
- $\gamma b = 1.15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$$\overline{\tau u} = \frac{2.26 \times 10 - 4 \times 500}{0.4 \times 0.47 \times 1.15} \cot 30 + \frac{3}{3} = 1.80 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\tau u \text{ red} = 1.55 \text{ MPa} < \overline{\tau u} = 1.80 \text{ MPa} \text{ (Vérifiée).}$$

**IX.7. Zones particulières dans le béton précontraint :**

Dans les éléments en béton précontraint, certaines zones sont soumises à des efforts concentrés qui nécessitent une analyse et une conception particulières. Ces zones critiques se distinguent en deux catégories principales :

- **Zones d'ancrage des armatures de précontrainte (zones d'about) :** Ces zones concentrent les efforts générés par la force de précontrainte à l'introduction des armatures dans le béton.
- **Zones d'application des réactions d'appui (zones d'appui) :** Ces zones concentrent les réactions des appuis, transmettant les charges externes à la structure.

**IX.7.1. Étude de la zone d’about :**

La zone d'about d'une poutre précontrainte est particulièrement sollicitée en raison de la concentration des efforts résultant de l'introduction de la force de précontrainte et de la transmission des réactions d'appui. Des études expérimentales ont révélé l'existence de trois zones critiques à l'aval des systèmes d'ancrage, appelées "première zone de régularisation". Ces zones se caractérisent par des états de contrainte distincts :

- **Zone de surface** : Cette zone, située à proximité de l'extrémité des armatures de précontrainte, est soumise à des contraintes de traction élevées.
- **Zone intermédiaire** : Située entre la zone de surface et la zone d'éclatement, cette zone présente un état de contrainte de compression.
- **Zone d'éclatement** : Cette zone, située à l'extrémité de la zone d'ancrage, est également soumise à des contraintes de traction importantes.

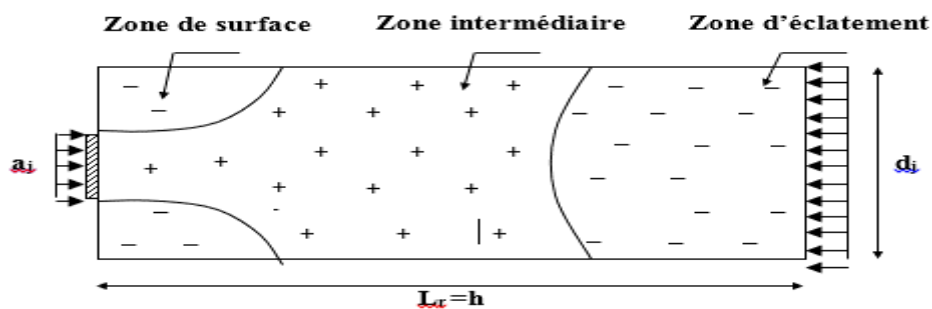


Figure (IX.4.) : Zone de concentration des contraintes.

**IX.7.1.1. Étude de la première zone de régularisation :**

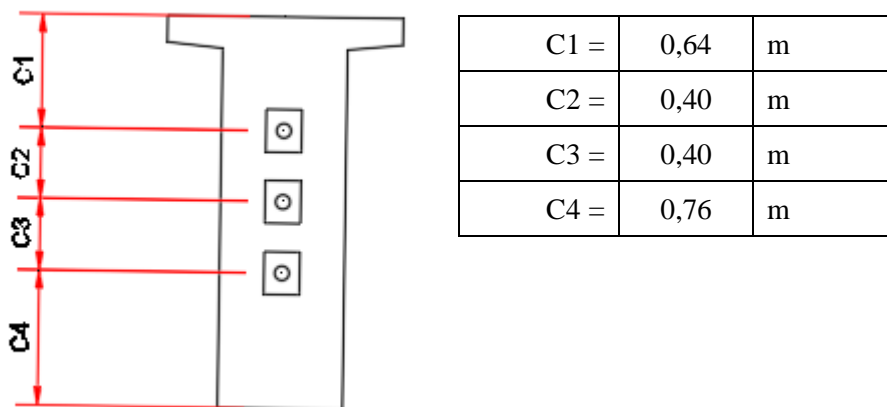


Figure (IX.5.) : Zone d’about

$$\left. \begin{aligned}
 d1 &= \min (2c1 ; c2) = \min (1.24; 0.4) = 40 \text{ cm} \\
 d2 &= \min (c2 ; 2c3) = \min (0.4; 0.8) = 40 \text{ cm}
 \end{aligned} \right\} \Rightarrow d_{\min} = 40 \text{ cm}$$

**IX.7.1.2. Zone de surface :** (BPEL article 1.2.1)

Dans cette zone, il faut disposer un ferrailage de surface  $A_s$  donnée par la formule :

$$A_s = 0.04 \frac{\max. P_j0}{\sigma_s}$$

$P_j0$  représentant la force à l'origine ancrée au niveau  $j$  du panneau étudié.

Les effets de surface et d'éclatement qui se manifestent dans ces zones exigent une vérification de l'état des contraintes du béton ainsi que la mise en place d'un ferrailage dont la contrainte de traction est limitée à :

$$\sigma_s \text{ lim} = \frac{2}{3} * f_e$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_j0 = P_0 = \sigma_p0 * A_p = 2.34 \text{ MPa} \\ \sigma_s \text{ lim} = \frac{2}{3} * f_e = 434.78 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

• **Plan vertical :**

$$A_s = 0.04 * \frac{2,592}{333,33} = 3.11 \text{ cm}^2 \text{ Soit un cadre de HA16 (} A_s = 4.02 \text{ cm}^2 \text{)}$$

• **Plan horizontal :**

$$A_s = 0.04 * \frac{3*2,592}{333,33} = 9.33 \text{ cm}^2 \text{ Soit 3 cadres de HA16 : (} A_s = 12.06 \text{ cm}^2 \text{) (un cadre autour de chaque ancrage)}$$

**IX.7.1.3. Zone intermédiaire comprimée :** (BPEL article 1.2.2.1)

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

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage  $j$ , la contrainte moyenne de compression longitudinale :

$$\sigma_{mj} = \frac{P_j0}{b * d_j} \leq \frac{2}{3} * f_{cj}$$

- $d_j$  : la hauteur du prisme symétrique associé au niveau  $j$
- $P_j0$  : la force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau  $j$ .

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 0.7 \text{ m} \\ d_j = 0.64 \text{ m} \end{array} \right.$$

• **Au 7ème jour :**  $f_{c7} = 26,490 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m7} = 2.61 \text{ MPa} \leq 17,660 \text{ MPa (vérifiée)}$$

• **Au 28ème jour :**  $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m28} = 6.09 \text{ Mpa} \leq 26.67 \text{ Mpa (vérifiée)}$$

Avec : 
$$\begin{cases} b = 0.7 \text{ m} \\ d_j = 0.40 \text{ m} \end{cases}$$

- **Au 7ème jour :**  $f_{c7} = 26,490 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m7} = 4.177 \text{ MPa} \leq 17,660 \text{ MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

- **Au 28ème jour :**  $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

$$\sigma_{m28} = 8.35 \text{ MPa} \leq 26.67 \text{ MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

#### IX.7.1.4. Zone d'\u00e9clatement : (BPEL article 1.2.2.1)

##### • V\u00e9rification des contraintes d'\u00e9clatement :

La contrainte maximale d'\u00e9clatement, sur la ligne d'action de la force de pr\u00e9contrainte  $P_{j0}$ , vaut :

- **Plan vertical:**  $\sigma_{tej} = 0.5 * \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) * \frac{P_{j0}}{b * d_j} \leq 1.25 * f_{tj}$
- **Plan horizontal:**  $\sigma_{tej} = 0.5 * \left(1 - \frac{a_j}{b_0}\right) * \frac{P_{j0}}{b_0 * d_j} \leq 1.25 * f_{tj}$

- $d_j$  \u00e9tant, comme pr\u00e9c\u00e9demment la hauteur du prisme sym\u00e9trique associ\u00e9 au niveau  $j$
- $a_j$  la dimension moyenne dans le plan d'\u00e9talement des organes d'ancrage plac\u00e9s \u00e0 ce niveau  $j$
- $P_{j0}$  la force \u00e0 l'origine de l'ensemble des câbles ancr\u00e9s au niveau  $j$ .

##### ➤ **Plan vertical :**

Avec : 
$$\begin{cases} b = 0.7 \text{ m} \\ d_j = 0.64 \text{ m} \\ a_j = 0.24 \text{ m} \end{cases}$$

- **Au 7ème jour :**  $f_{t7} = 1.99 \text{ MPa}$   $\sigma_{te7} = 0.86 \text{ MPa} \leq 2.49 \text{ MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$
- **Au 28ème jour :**  $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$   $\sigma_{te28} = 1.71 \text{ MPa} \leq 3.38 \text{ MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$

Avec : 
$$\begin{cases} b = 0.7 \text{ m} \\ d_j = 0.4 \text{ m} \\ a_j = 0.24 \text{ m} \end{cases}$$

- **Au 7ème jour :**  $f_{t7} = 1.99 \text{ MPa}$   $\sigma_{te7} = 0.94 \text{ MPa} \leq 2.49 \text{ MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$
- **Au 28ème jour :**  $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$   $\sigma_{te28} = 1.88 \text{ MPa} \leq 3.38 \text{ MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$

➤ **Plan horizontal :**

$$\text{- Avec : } \begin{cases} b = 0.7 \text{ m} \\ d_j = 0.64 \text{ m} \\ a_j = 0.24 \text{ m} \end{cases}$$

- **Au 7ème jour :**  $f_{t7} = 1.99 \text{ MPa}$   $\sigma_{te7} = 0.9 \text{ Mpa} \leq 2.49 \text{ MPa}$  (vérifiée)
- **Au 28ème jour :**  $f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$   $\sigma_{te28} = 1.79 \text{ Mpa} \leq 3.38 \text{ Mpa}$  (vérifiée)

$$\text{Avec : } \begin{cases} b = 0.7 \text{ m} \\ d_j = 0.4 \text{ m} \\ a_j = 0.24 \text{ m} \end{cases}$$

- **Au 7ème jour :**  $f_{t7} = 1.99 \text{ MPa}$   $\sigma_{te7} = 1.43 \text{ Mpa} \leq 2.49 \text{ MPa}$  (vérifiée)
- **Au 28ème jour :**  $f_{t28} = 2.7 \text{ Mpa}$   $\sigma_{te28} = 2.86 \text{ Mpa} \leq 3.38 \text{ Mpa}$  (vérifiée)

**IX.7.1.5. Ferrailage d'éclatement « Aec » :** (BPEL article 1.2.2.2)

• **Plan vertical :**

Pour chaque niveau d'ancrage j, on calcule, une section d'aciers d'éclatement :

$$A_e = \max \begin{cases} 0.25 * \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) * \frac{P_j 0}{\frac{2}{3} * f_e} = 6.05 \text{ cm}^2 \\ 0.15 * \frac{\max P_j 0}{\frac{2}{3} * f_e} = 8.07 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_e = 8.07 \text{ cm}^2$  on dispose 3 cadres de HA14 ( $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$ )

• **Plan horizontal :**

$$A_e = \max \begin{cases} 0.25 * \left(1 - \frac{a_j'}{d_j}\right) * \frac{P_j' 0}{\frac{2}{3} * f_e} = 18.158 \text{ cm}^2 \\ 0.15 * \frac{\max P_j' 0}{\frac{2}{3} * f_e} = 24.21 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_e = 24.21 \text{ cm}^2$  on dispose 9 cadres HA14 ( $A_s = 27.71 \text{ cm}^2$ ) soit 3 cadres autour de chaque plaque d'ancrage.

**IX.7.2. Étude de la deuxième zone de régularisation :** (BPEL article 1.3.)

L'about de la poutre considérée comme une poutre de répartition est soumise d'un côté aux forces de précontrainte  $P_j$  et de l'autre aux contraintes  $\sigma (P_j)$  et  $\tau (P_j)$ .

Les forces de frottement entre les câbles et le béton sont négligées

La contrainte de cisaillement maximale est limitée dans le béton par la formule :

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| \leq 1.5 f_{tj} \text{ (BPEL article 1.3.1.)}$$

Avec :

$$\tau_x = \frac{2 \cdot V_x}{b \cdot L_r} \text{ et } \tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n} \text{ et } S(t) = b_0 \cdot t \cdot (v' \cdot \frac{t}{2})$$

- $L_t = h$  : Longueur de régularisation.
- $b$  : Largeur de la section.
- $\tau_x$ : Contrainte de cisaillement due à  $V_x$

Tableau (IX.6.) Données relatives à la précontrainte

Bn (m <sup>2</sup> )	In (m <sup>4</sup> )	V'n (m)	Vn (m)	$\alpha 1^\circ$	$\alpha 2^\circ$	$\alpha 3^\circ$	bn (m)	Ap (mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{p0}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)
1,61	0,966	1,34	1,34	6	10	13	0,6	1800	1440	140,39

- **Au 7ème jour :**
- **Calcul de  $\sigma$  :**

$$\sigma(y) = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B_n} + \frac{\sum P_i \cos \alpha_i \cdot e_i}{I_n} \cdot y$$

Avec :  $P_i = (\sigma_{p0j} - \Delta\sigma_{inst}) A_p$

$$P_{1,2} = (1440 - 140.39) \cdot 0.5 \cdot 0.0018 = 1,169 \text{ MN/Cable}$$

Tableau (IX.7.) : Forces de précontrainte

Cable	$P_i$	$A_i$	$P_i \cdot \cos \alpha_i$	$P_i \cdot \sin \alpha_i$	$e_i$	$P_i \cdot \cos \alpha_i \cdot e_i$
1	2,34	6	2,326	0,24	0,46	1,06996
2	2,34	10	2,3	0,4	0,06	0,138
3	2,34	13	2,27	0,52	-0,34	-0,7718
$\Sigma$	/	/	6,896	1,16	/	0,43616

Écrivons en fonction de  $t$  :

$$\sigma(t) = 4.40 - 0.1 \cdot t$$

$$X = b \cdot \int \sigma(t) dt = 3.08 \cdot t - 0.03t^2$$

➤ **Calcul de  $V_x$ :**

$$V_x = \sum P_i \cos \alpha_i - b \int \sigma t dt$$

**Tableau (IX.8.) : Valeurs des contraintes de cisaillement**

t	Vx	$\tau_x$ (Mpa )	$\tau$ (Mpa )	$ \tau_x + \tau $
0	0	0	0,78	0,78
0,52	-1,61	-2		1,22
0,76	-0,04	-0,049689441		0,730310559
1,04	-0,89	-1,105590062		0,325590062
1,28	0,69	0,857142857		1,637142857
1,44	0,21	0,260869565		1,040869565
1,92	1,12	1,391304348		2,171304348
2,3	0	0		0,78

$$\tau_{\max} = \max |\tau_x + \tau| = 2.17 < 4.05 \text{ MPa (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

**IX.7.2.2. Ferrailage compl\u00e9mentaire : (BPEL article 1.3.2)**

Les armatures transversales situ\u00e9es dans la zone de r\u00e9gularisation des contraintes doivent, de mani\u00e8re globale, respecter la r\u00e8gle des coutures, avec l'effort tangent limit\u00e9 \u00e0 la valeur suivante :

Avec :  $V_{xe \max} = V_x \max \left( 1 - \left( \frac{f_{tj}}{3\tau_{x \max}} \right)^2 \right)$  Avec :

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{x \max} = 1.39 \text{ MPa} \\ V_x \max = 1.12 \text{ MPa} \\ V_{xe \max} = 0.65 \text{ MN} \end{array} \right\}$$

Dans le cas o\u00f9  $N_{tc}$  repr\u00e9sente l'effort normal au point o\u00f9  $|V_x| = |V_x|_{\max}$  (effort normal consid\u00e9r\u00e9 positivement s'il est de compression), cette r\u00e8gle des coutures impose, dans la situation courante o\u00f9 les aciers concern\u00e9s sont perpendiculaires \u00e0 la fibre moyenne de la poutre, de dimensionner leur section totale de la mani\u00e8re suivante :  $A_c = \frac{|V_{xe \max}| - N_{tc}}{\frac{2}{3} * f_e}$

$$N_{tc} = \Sigma P_i * \sin \alpha_i - b_0 \int \tau dt \Leftrightarrow N_{tc} = \Sigma P_i * \sin \alpha_i - \frac{b_0 * \Sigma P_i * \sin \alpha_i}{I_n * b_n} * \int s(t) dt$$

$$N_{tc} = 1.18 - (0.86 * t^2 - 0.25 * t^3)$$

$$N_{tc} = -0.237 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{|V_{xe \max}| - N_{tc}}{\frac{2}{3} * f_e} = \frac{0.65 + 0.237}{\frac{2}{3} * 500} = 20.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s + A_e = 2.26 + 24.21 = 26,47 \text{ cm}^2$$

$A_{tc} < (A_s + A_e)$  donc pas d'armatures d'ancrage.

### IX.8. Étude de la zone d'appui : (BPEL article 7.5)

Au voisinage de l'about d'une poutre, par suite de la proximité de la réaction d'appui, la distribution des contraintes s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la résistance des matériaux.

Les justifications complémentaires à effectuer dans cette zone sont les suivantes :

- L'équilibre de la bielle d'about. (BPEL article 7.5.1) ;
- L'équilibre du coin inférieur. (BPEL article 7.5.2)

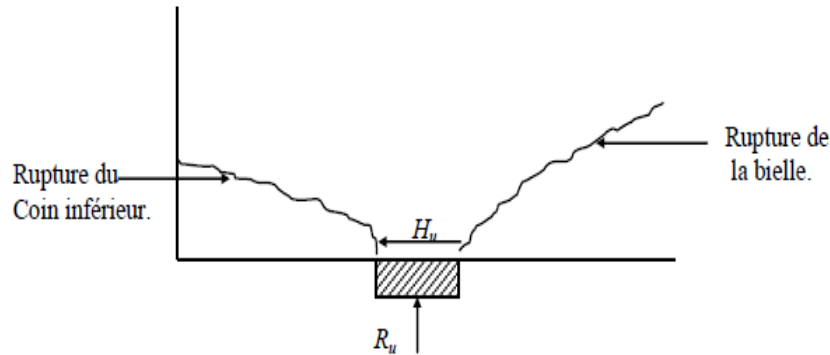


Figure (IX.9.) : Rupture de la bielle et du coin inférieur.

- **Équilibre de la bielle d'about :** (BPEL article 7.5.1)

L'appui transmet au béton une réaction verticale  $R_u$  et une réaction horizontale  $H_u$ . Le béton est soumis aussi aux efforts de précontrainte qui sont  $\Sigma P_i \sin \alpha_i$  et  $\Sigma P_i \cos \alpha_i$ .

La résultante  $R$  conduit à une rupture lorsque son inclinaison dépasse l'angle d'application  $\beta_u$  donnée par la formule :

$$\operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}} \quad (\text{BPEL article 7.3.1})$$

Avec :  $\sigma_{yu} = 0 \Rightarrow \operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu}}$

La condition à vérifier :  $\operatorname{tg} \theta \leq \operatorname{tg} \beta_u$

Le calcul consiste un premier lieu à rechercher le niveau  $r$  de la poutre tel que donné dans la formule :

$$\Sigma \bar{P}_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \Sigma \bar{P}_i \sin \alpha_i) \operatorname{cotg} \beta_u$$

$\bar{P}_i$  : Valeur limite de la force de précontrainte correspondante à la contrainte limite.

$$R_u = 1.35 \text{ VG} + 1.45 \text{ UIC 71} = 1.35 * 0.59 + 1.45 * 0.603 = 1.67 \text{ MN}$$

$$H_u = 1.35 \text{ Hflu} + \text{Hret} + 0.8T^\circ = 10\% \times \text{VG} = 0.059 \text{ MN}$$

$$P_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_T) AP = 1,2 * (1440 - 318.93) * 0.0018 = 2,42 \text{ MN/Cable} \\ \frac{f_{prg} * AP}{1.15} = 2.77 \text{ MN/Cable} \end{array} \right.$$

$$P_i = 2,42 \text{ MN/Cable}$$

$$V_{u \text{ red}} = R_u - \Sigma P_i \sin \alpha_i = 1.67 - 2.42 * (\sin(6) + \sin(10) + \sin(13)) = 0.49 \text{ MN}$$

$$\tau_{u \text{ red}} = \frac{V_{u \text{ red}} * S(y)}{I_n * b_n} = 1.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x u} = \frac{\Sigma P_i \cos \alpha_i}{B h} = 4.05 \text{ MPa}$$

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2 * \tau_u}{\sigma_{x u}} = 0.765 \quad \Rightarrow \quad \beta_u = 18.7^\circ \text{ on prend } \beta_u = 35^\circ$$

- Vérification des armatures transversales : (BPEL article 7.5.1.2)

On considère que la base de la bielle se situe au niveau supérieur des armatures longitudinales strictement nécessaires à son équilibre. Cette bielle règne ainsi sur une hauteur réduite  $Z_r$  comprise entre sa base et le point de passage de la résultante des contraintes de compression.

Si la hauteur réduite  $Z_r$  est inférieure au bras du levier  $Z$ , la densité d'armatures transversales, doit être majorée dans le rapport  $Z/Z_r$  et régner sur une longueur mesurée à partir de la section d'appui égale à  $Z_r \cotg \beta_u$ .

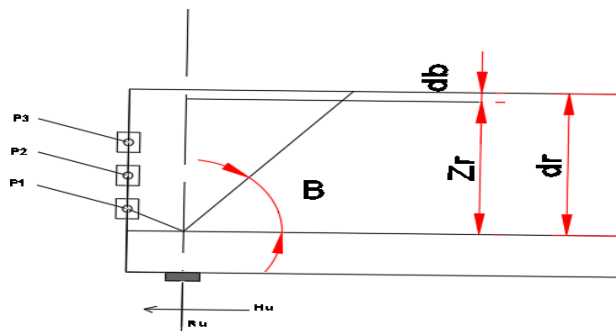


Figure (X.10.) : Représentation de la bielle d'about (au niveau d'appui)

### Recherche du niveau r :

- Câble (1) :

$$\overline{P_i} \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \overline{P_i} \sin \alpha_i) \cotg \beta_u$$

$$2.267 \geq 1.973 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

Donc la condition est v\u00e9rifi\u00e9e, d'o\u00f9 le niveau « r » correspond au niveau du c\u00e2ble N\u00b01.

- Conclusion :

La fissure due \u00e0 la bielle va s'arr\u00eater au niveau  $d_r$

$$d_b = h/10 = 0.22 \text{ m}$$

$$d_r = l_r - y_{\text{cable}_1} = h - y_{\text{cable}_1} = 2.2 - 0.76 = 1.44 \text{ m}$$

$$Z_r = d_r - d_b = 1.44 - 0.22 = 1.22 \text{ m}$$

$$Z = (2/3) * h = 1.467 \text{ m}$$

D'o\u00f9 :  $Z > Z_r$  : la section d\u00e9j\u00e0 calcul\u00e9e doit \u00eatre major\u00e9e par  $Z/Z_r$  et plac\u00e9e sur une longueur ( $Z_r \cotg \beta_u$ ) \u00e0 partir de l'appui.

$$Z/Z_r = 1.467 / 1.22 = 1.2 \text{ d'o\u00f9 : } A_t = 2.26 \text{ cm}^2$$

La quantit\u00e9 d'armatures est donc :  $A'_t = (Z/Z_r) * A_t = 1.2 * 2.26 = 2.712 \text{ cm}^2$  Soit : 4HA10

- L'\u00e9quilibre du coin inf\u00e9rieur : (BPEL article 7.5.2)

Lorsque la r\u00e9action d'appui R d'une poutre est appliqu\u00e9e au voisinage d'une ar\u00eate, il y a lieu de v\u00e9rifier qu'il n'y a pas de risque de fendage d'un coin de b\u00e9ton entra\u00eenant l'ar\u00eate.

Cette condition impose la présence d'armatures suffisantes pour assurer la couture des plans suivant lesquels la rupture est possible. Ces armatures sont déterminées en considérant les plans ou surfaces de rupture les plus probables, les efforts appliqués étant évalués sous sollicitations ultimes

Sous l'effet de la réaction verticale et des forces de précontraintes il y a un risque de rupture du coin inférieur.

On doit s'assurer qu'il n'y ait pas de risque de rupture du coin inférieur en vérifiant l'égalité :  $\text{tg}\alpha \leq \text{tg}\phi$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \alpha : \text{Angle de la résultante avec la normale } P_i. \\ \phi : \text{Angle de frottement interne du béton, le BPEL donne } \phi = \text{arctg} \frac{2}{3} \end{array} \right.$

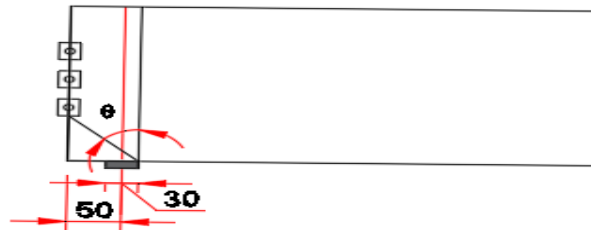


Figure (X.11.) : Coin inférieur.

Il faut vérifier que :

$$\sum P_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \times 1.5 - \text{tg} \theta + 1.5 \text{ tg} \theta$$

$$\theta = 90^\circ - \beta$$

$$\text{tg} \beta = \frac{0.40}{0.65} = 0.615 \Rightarrow \beta = 31.59^\circ \Rightarrow \theta = 58.41^\circ$$

$$\lambda = \frac{1.5 - \text{tg} \theta}{1 + 1.5 \text{ tg} \theta} = \frac{1.5 - \text{tg}(58.41)}{1 + 1.5 * \text{tg}(58.41)} = 0.05$$

- **Au niveau du câble N°1 :**

$$\begin{aligned} \sum P_i \cos \alpha_i - H_u &= 2.42 \times \cos(6) - 0.0059 = 2.4 \text{ MN} \\ (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \lambda &= (1.67 - 2.42 * \sin(6)) * 0.05 = 0.07 \text{ MN} \\ 2.4 &> 0.07 \text{ (vérifiée)} \end{aligned}$$

- **Au niveau du câble N°2 :**

$$\begin{aligned} \sum P_i \cos \alpha_i - H_u &= 2.42 * (\cos(6) + \cos(10)) - 0.0059 = 4.784 \text{ MN} \\ (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \lambda &= (1.67 - 2.42 * (\sin(6) + \sin(10))) * 0.05 = 0.049 \text{ MN} \\ 4.784 &> 0.049 \text{ (vérifiée)} \end{aligned}$$

- **Au niveau du câble N°3 :**

$$\begin{aligned} \sum P_i \cos \alpha_i - H_u &= 2.42 * (\cos(6) + \cos(10) + \cos(13)) - 0.0059 = 7.26 \text{ MN} \\ (R_u - \sum P_i \sin \alpha_i) \lambda &= (1.67 - 2.42 * (\sin(6) + \sin(10) + \sin(13))) * 0.05 = 0.0226 \text{ MN} \\ 7.26 &> 0.0226 \text{ (vérifiée)} \end{aligned}$$

**Calcul de la section d'acier minimale :**  $\text{tg} \Phi = \frac{2}{3} = \frac{0.4}{x} \Rightarrow x = 0.6 \text{ m} < 0.65 \text{ m}$  donc il n'y a pas de risque de rupture

# **CHAPITRE X : CALCUL DES DEFORMATIONS**

**INTRODUCTION :**

Les charges et les surcharges, ainsi que l'effort de précontrainte provoquent des déformations dans les poutres sous la forme de flèches et de rotations d'appuis. D'autres effets tels que le fluage, le retrait et la variation de température provoquent des déplacements horizontaux. Nous calculerons dans ce chapitre ces déformations en utilisant les méthodes de la résistance des matériaux (Maxwell-Mohr, Veresheaguine).

**X.1. CALCUL DES FLECHES :** (selon le BAEL91 B.6.5,2)

**Pour t = 0 ;**

- **Phase de construction :**

Calcul de la flèche due au poids propre :

La flèche due au poids propre est donnée par la formule suivante : (vue dans le cours de structure)

$$f_g = \frac{5 \cdot g \cdot l^4}{384 \cdot E_{int} \cdot I_{eq}}$$

Avec :

$$g = \frac{34,669}{7} = 4,952 \text{ t/ml (poids propre « poutre + dalle » seule)}$$

E<sub>int</sub> : Module de déformation longitudinale E<sub>int</sub> = 37619.471 MPa

I<sub>eq</sub> : Moment d'inertie de la section équivalente « poutre + dalle » ;  $I_{eq} = \frac{\sum L_i \cdot I_i}{L_i} = 0.86 \text{ m}^4$

$$f_g = \frac{5 \cdot 4.952 \cdot 37.5^4}{384 \cdot 37619.471 \cdot 0.86} = 2.24 \text{ cm}$$

- **Phase de service :**

Flèche due à la surcharge (UIC71+SW/0) :

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

M<sub>s</sub> = M<sub>max</sub> – M<sub>g</sub> = 8.1 – 4.95 = 3,15 MN.m (surcharge « UIC71 + SW/0 »)

$$f_s = \frac{5 \cdot M_s \cdot l^4}{384 \cdot E_{int} \cdot I_{eq}}$$

$$f_s = \frac{5 \cdot 3.15 \cdot 37.5^4}{384 \cdot 37619.471 \cdot 0.86} = 1.426 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche due à la précontrainte :**

Cette flèche est donnée par la formule suivante : (Méthode de Maxwell-Mohr)

$$f_p = \frac{1}{E_{int} \cdot I_{eq}} \cdot \sum A_i \cdot XG$$

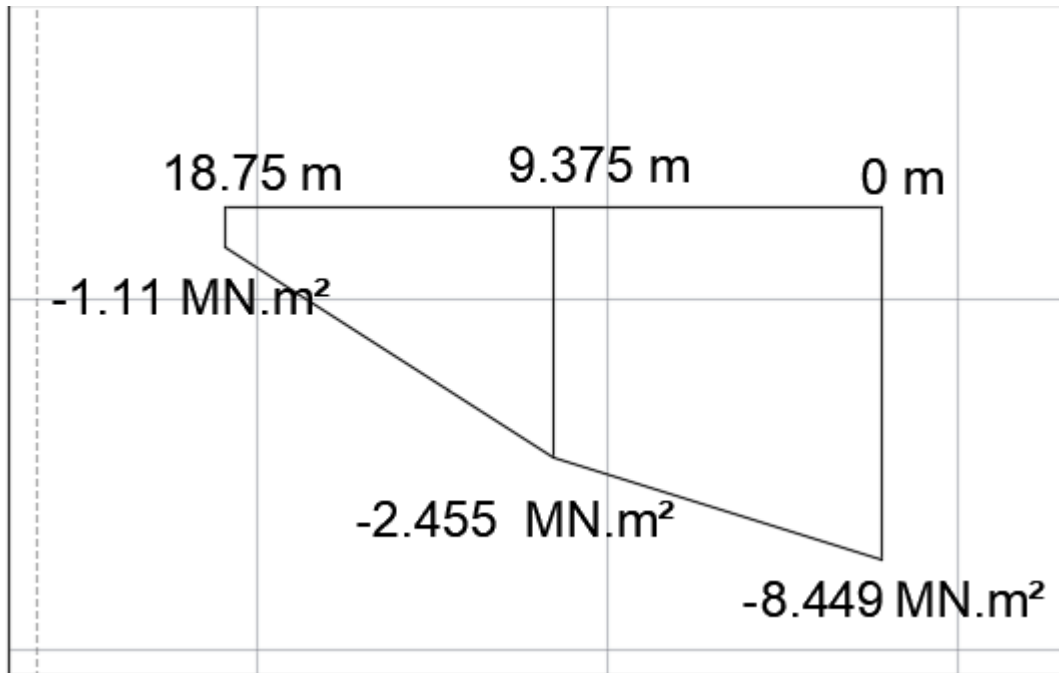
Avec :

- A<sub>i</sub> : Aire de la section i de la structure où la force est appliquée.
- XG : Distance entre le point d'application de la force et le centre de gravité de la section i
- M<sub>p</sub>(x) : Moment dû à la précontrainte.

$$M_p(x) = \sum N_i \cdot e_{pi} ; \quad N_i = \sum P_i \cos \alpha_i ; \quad P_i = (\sigma_p0 - \Delta \sigma_{Tot}) \cdot A_p$$

- M : Moment dû à une charge unitaire appliquée à mi travée
- epi : Excentricité des câbles

Le diagramme des moments sous l'effet de la précontrainte est de la forme suivante :



Figures (X.1.) Diagramme du moment sous l'effet de la précontrainte.

Le centre de gravité est donné par :  $XG = \frac{x}{3} * \left( \frac{yi+2yf}{yi+yf} \right)$

$$\text{Trapèze (1)} : XG1 = \frac{9.375}{3} * \left( \frac{1.11+2*2.455}{1.11+2.455} \right) = 5.276 \text{ m}$$

$$\text{Trapèze (2)} : XG2 = \frac{9.375}{3} * \left( \frac{2.455+2*8.449}{2.455+8.449} \right) = 12.546 \text{ m}$$

Les sections des trapèzes sont :

$$A1 = 16.71 \text{ MN.m}^2$$

$$A2 = 51.11 \text{ MN.m}^2$$

$$fp = - \frac{1}{Eint * l} * \sum Ai * XGi = \frac{-(5.276*16.71-51.11*12.546)}{37619.471*0.86} = - 1.7 \text{ cm}$$

- **Flèche totale :**

$$\text{Flèche en service à vide} : ftot = fp + fg = -1.7 + 2.24 = 0.54 \text{ cm}$$

$$\text{Flèche en service à charge} : ftot = fp + fg + fs = -1.7 + 2.24 + 1.426 = 1.966 \text{ cm}$$

- **Vérification de la flèche :** BAEL91 (Article B.6.5,3)

$$fadm = \frac{l}{1000} = \frac{37.5}{1000} = 3.75 \text{ cm}$$

$$ftot = 1.966 \text{ cm} < f adm = 3.75 \text{ cm} \text{ condition vérifiée.}$$

Pour  $t = \infty$  (fluage, retrait) :

- Phase de construction :

Calcul de la flèche due au poids propre :

La flèche due au poids propre est donnée par la formule suivante :

$$f_g = \frac{5 \cdot g \cdot 37.5^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{eq}}$$

Avec :

$$g = \frac{34,669}{7} = 4,952 \text{ t/ml (poids propre « poutre + dalle » seule)}$$

$$E_v : \text{Module de déformation longitudinale à long terme (Estimation)} \frac{E_{int}}{3} = \frac{37619,471}{3} = 12539,823 \text{ MPa}$$

$$I_{eq} : \text{Moment d'inertie de la section équivalente « poutre + dalle » ; } I_{eq} = \frac{\sum L_i \cdot I_i}{L_i} = 0.86 \text{ m}^4$$

$$f_g = \frac{5 \cdot 4.952 \cdot 37.5^4}{384 \cdot 12539.823 \cdot 0.86} = 6.72 \text{ cm}$$

- Phase de service :

Flèche due à la surcharge (UIC71+SW/0) :

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties.

$$M_s = M_{max} - M_g = 8.1 - 4.95 = 3,15 \text{ MN.m}$$

$$f_s = \frac{5 \cdot M_s \cdot l^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{eq}}$$

$$f_s = \frac{5 \cdot 3.15 \cdot 37.5^4}{384 \cdot 12539.823 \cdot 0.86} = 0.0227 \text{ m} = 2.27 \text{ cm}$$

- Calcul de la flèche due à la précontrainte :

$$f_p = -\frac{1}{E_v \cdot I} \cdot \sum A_i \cdot XG = \frac{-(5.276 \cdot 16.71 - 51.11 \cdot 12.546)}{12539.823 \cdot 0.86} = -5.128 \text{ cm}$$

- Flèche totale :

$$\text{Flèche en service à vide : } f_{tot} = f_p + f_g = -5.128 + 6.72 = 1.592 \text{ cm}$$

$$\text{Flèche en service à charge : } f_{tot} = f_p + f_g + f_s = -5.128 + 6.72 + 2.27 = 3.862 \text{ cm}$$

- Vérification de la flèche : BAEL91 (Article B.6.5,3)

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{37.5}{1000} + 0.5 = 4.25 \text{ cm}$$

$$f_{tot} = 3.862 \text{ cm} < f_{adm} = 4.25 \text{ cm} \text{ condition vérifiée.}$$

## X.2. Calcul des rotations :

### X.2.1. Rotation due au poids propre :

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante :

$$\theta_G = \frac{Mg * L}{3 * Ev * I}$$

$$\theta_G = \frac{4.952 * 37.5}{3 * 12539.823 * 0.86} = 5.739 * 10^{-3} \text{rd}$$

### X.2.2. Rotation due à la surcharge (UIC71+SW/0) :

$$\theta_S = \frac{Ms * L}{3 * Ev * I}$$

$$\theta_S = \frac{3.15 * 37.5}{3 * 12539.823 * 0.86} = 3.65 * 10^{-3} \text{rd}$$

### X.2.3. Rotation due à la précontrainte :

Nous avons :

$$\theta_p = - \int_0^L \frac{Mp}{2 * Ev * I} = - \frac{\Sigma Ai}{Ev * I}$$

Avec : Ai l'aire de diagramme de précontrainte.

$$\theta_p = - \frac{\Sigma Ai}{Ev * I} = - \frac{16.71 + 51.11}{12539.823 * 0.86} = - 6.28 * 10^{-3} \text{rd}$$

### X.2.4. Rotation totale :

$$\text{En service à vide : } \theta_{tot} = \theta_p + \theta_G = (-6.28 + 5.739) * 10^{-3} = -0,541 * 10^{-3} \text{rd}$$

$$\text{En service à charge : } \theta_{tot} = \theta_p + \theta_G + \theta_S = (-6.28 + 5.739 + 3.65) * 10^{-3} = 3.109 * 10^{-3} \text{rd}$$

## X.3. Calcul des déplacements :

### X.3.1. Déplacement dû à une rotation d'appui :

Il est donné par la relation :

$$\Delta h\theta = \theta_{tot} * \frac{h}{2}$$

Avec :

h : la hauteur totale (poutre + hourdis).

$$\Delta h\theta = 3.109 * 10^{-3} * \frac{2.4}{2} = 3.73 * 10^{-3} \text{ m} = 0.373 \text{ cm}$$

### X.3.2. Déplacement du au retrait :

Le BPEL91 propose la formule suivante :

$$\Delta hr = \frac{L}{2} * \epsilon_r (r(t) - r(t_0))$$

Avec :

$\varepsilon_r$  : la valeur finale du retrait,  $\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4}$  (BPEL ; climat tempéré sec)

$r(t) = \frac{t}{t+977m}$  : une fonction de temps varie entre 0 et 1,  $r(t \rightarrow \infty) = 1$

$$\Delta h_r = \frac{37.5}{2} * 4 * 10^{-4} m = 75 * 10^{-4} m = 0.75 \text{ cm}$$

### XI.3.3. Déplacement du au fluage :

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} * \frac{\Delta \sigma_{flu}}{E_p}$$

Avec :  $E_p = 1.95 * 10^5 \text{ MPa}$ .

$$\Delta h_{flu} = \frac{37.5}{2} * \frac{53.12}{195000} = 5.1 * 10^{-3} m = 0.51 \text{ cm}$$

### XI.4.4. Déplacement dû à la variation de température :

Il est donné par la relation :  $\Delta h_{T^\circ} = \frac{L}{2} * \varepsilon T$

Avec :

$\varepsilon T = 3 \times 10^{-4}$  (longue durée)

$\varepsilon T = 2 \times 10^{-4}$  (courte durée)

$$\Delta h_{T^\circ} = \begin{cases} \frac{37.5}{2} * 3 \times 10^{-4} = 0.56 \text{ cm (longue durée)} \\ \frac{37.5}{2} * 2 \times 10^{-4} = 0.375 \text{ cm (courte durée)} \end{cases}$$

### X.3.4. Déplacement totale :

Le déplacement maximal est donné par la formule :

$$\Delta h_{max} = \frac{2}{3} * (\Delta h_r + \Delta h_{flu}) + \Delta h_{T^\circ} + \Delta h_\theta$$

$$\Rightarrow \Delta h_{max} = 1.773 \text{ cm (longue durée)}$$

$$\Rightarrow \Delta h_{max} = 1.588 \text{ cm (courte durée)}$$

- **Conclusion :**

Les déformations calculées, sont largement acceptables. Donc, le tablier répond bien aux différentes sollicitations.

# **CHAPITRE XI : EQUIPEMENTS DU PONT**

### INTRODUCTION :

Les appareils d'appui sont des éléments qui ont pour but d'assurer la liaison entre la superstructure et l'infrastructure, tout en permettant l'absorption des déplacements, des efforts horizontaux et des rotations. Les appareils d'appui participent à la stabilité du pont, leur principal intérêt étant leur capacité à se déformer vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. On s'intéressera également dans ce chapitre aux dés d'appui ainsi qu'aux les joints de chaussée.

### XI.1. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI :

(Selon le document [SETRA] guide technique Appareils d'appui en élastomère fretté 2007)

#### XI.1.1. Détermination de la section d'appui :

L'appareil d'appui est dimensionné à l'ELU (S.E.T.R.A). Il doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2 \text{ MPa} \leq \sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a.b} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne de compression due à l'effort  $N_{\max}$ .
- $N_{\max}$  : Réaction d'appui.
- $a, b$  : Dimensions en plan de l'appareil d'appui.
- 2 MPa : Condition de non-cheminement.
- 15 MPa : Condition de non-écrasement.

Tel que :  $N_{\max} = 2.931 \text{ MN}$ . Effort tranchant maximal à l'ELU (COMB2)

D'où:  $0.195 \text{ m}^2 \leq ab \leq 1.465 \text{ m}^2$

Soit :

$$A = a \times b = 0.20 \text{ m}^2 (400 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}) \Rightarrow \begin{cases} a = 0.40 \text{ m} \\ b = 0.50 \text{ m} \end{cases}$$

Nous déduisons ainsi les dimensions en plans des frettes, en prenant en compte un enrobage de 5 mm sur chaque cotée.

$$\begin{cases} a' = 0.4 - 0.01 = 0.39 \text{ m} \\ b' = 0.5 - 0.01 = 0.49 \text{ m} \end{cases}$$

#### XI.1.2. Dimensionnement en hauteur de l'élastomère : [SETRA]

La hauteur totale de l'élastomère est donnée par la condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 40 \text{ mm} \leq T_e \leq 80 \text{ mm}$$

Nous choisissons :  $T_e = 65 \text{ mm}$

Soit :

$n = 5$  : Le nombre de feuilles.

$e = 2.5 \text{ mm}$  l'épaisseur de l'enrobage extérieur.

D'où l'épaisseur d'une feuille d'élastomère est :

$$ti = \frac{Te - 2e}{n} = 12 \text{ mm}$$

### XI.2. VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI :

#### XI.2.1. Comportement sous l'effort normal : [SETRA Article 3.3.2.1]

Sous un effort normal centré FZ, la répartition linéaire de la distorsion  $\varepsilon_c$  est liée au cisaillement  $\tau_N$  dans une couche d'élastomère.

La distorsion est maximale au milieu du grand côté de l'appareil d'appui

Elle est donnée par la formule :

$$\varepsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1.5 * Fz}{G * Ar * S}$$

Ar la surface en plan effective :

$$Ar = A' * \left(1 - \frac{Vx}{a'} - \frac{Vy}{b'}\right) \text{ avec : } A' = a' * b'$$

NB : On néglige l'effet de Vy et on utilise la valeur maximum de Vx.

$$Ar = 0.39 * 0.49 * \left(1 - \frac{0.047}{0.39}\right) = 0.168 \text{ m}^2$$

#### XI.2.2. S le coefficient de forme : [SETRA]

Pour un appareil d'appui rectangulaire, on a :

$$S = \frac{(a' * b')}{2(a' + b') * te}$$

Avec :

- $te = ti$  : pour les feuilles des couches internes
- $te = 1.4 ti$  : pour les feuilles des couches externes

$$S = \frac{0.39 * 0.49}{2 * (0.39 + 0.49) * 0.0120} = 9.048$$

$$\varepsilon_c = \frac{1.5 * 1.904}{0.9 * 0.168 * 9.048} = 2.087$$

#### XI.2.3. Comportement sous l'effort horizontal : [SETRA Article 3.3.2.2]

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion  $\varepsilon_q$ , liée au cisaillement  $\tau_H$  dans l'élastomère.

Sous un déplacement Vx ou sous un effort horizontal FX, la distorsion est donnée par la formule

$$\varepsilon_q = \frac{Vx}{Te} = \frac{Fx}{Gab}$$

De plus, les normes limitent la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux à 1 :

$$\varepsilon_q < 1$$

$$\varepsilon_q = \frac{0.047}{0.065} = 0.723 < 1 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

### XI.2.4. Comportement sous une rotation d'axe horizontal : [SETRA Article 3.3.2.3]

La valeur de la distorsion  $\varepsilon_\alpha$ , sous l'effet des rotations  $\alpha_a$  et  $\alpha_b$  d'axes perpendiculaires aux c\u00f4t\u00e9s a et b de l'appareil d'appui, est donn\u00e9e par :

$$\varepsilon_\alpha = 0.816$$

### XI.2.5. V\u00e9rification \u00e0 la distorsion : [SETRA Article 3.4.1.1.]

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limit\u00e9e \u00e0 l'Etat Limite Ultime

$$\varepsilon = KL (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

Avec :

KL : un coefficient \u00e9gal \u00e0 1,00 dans le cas g\u00e9n\u00e9ral. Ce coefficient peut \u00eatre port\u00e9 \u00e0 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes.

Donc :

$$\varepsilon = 1.5 * (2.087 + 0.723 + 0.816) = 5.439 < 7 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e)}$$

### XI.2.6. V\u00e9rification \u00e0 la traction dans les frettes : [SETRA Article 3.4.1.2.]

La condition \u00e0 v\u00e9rifier pour les frettes est  $t_s \geq \frac{2.6 * F_z * t_i}{A_r * f_y}$  ; o\u00f9  $f = 235$  MPa c'est la limite \u00e9lastique pour les frettes en acier S235.

$$t_s \geq \frac{2.6 * 1.904 * 0.012}{0.168 * 235} = 1.5 \text{ mm}$$

Pour un appareil d'appui de 400 x 500, on prendra des frettes de 4 mm d'\u00e9paisseur

$$t_s = 4 \text{ mm}$$

## XI.3. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE : [SETRA Article 3.4.1.1.]

La d\u00e9finition g\u00e9om\u00e9trique de l'appareil d'appui de type B est donn\u00e9e sur la figure (XII.2) dans laquelle a, b sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire et a', b' sont les dimensions des frettes en plan. Toutes les conditions sont v\u00e9rifi\u00e9es, on adopte pour un appareil d'appui de type :

On optera pour un appareil type : « CIPEC 400x500x5(16+4) » Nous avons donc :

- 4 feuillets d'\u00e9lastom\u00e8res interm\u00e9diaires d'\u00e9paisseur  $t = 16$  mm.
- 2 feuillets d'\u00e9lastom\u00e8res ext\u00e9rieurs d'\u00e9paisseur  $t/2 = 8$  mm.
- 5 frettes interm\u00e9diaires d'\u00e9paisseur  $t_s = 4$  mm

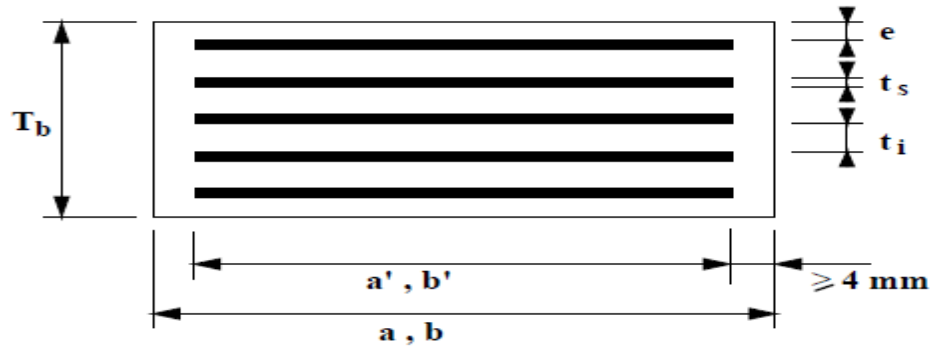


Figure (XI.1.) Définition géométrique d'un appareil d'appui.

#### XI.4. FERRAILLAGE DU DE D'APPUI : [SETRA]

##### XI.4.1. Armatures de chaînage : [SETRA]

La section calculée doit reprendre un effort de  $R = 0,25 R_{max}$

$$\text{ELS: } R_{Ser \max} = R_G + R_{UIC} = 1.3 + 0.604 = 1,904 \text{ MN}$$

$$\text{ELU : } R_U \max = 1,35 R_G + 1,45 R_{UIC} = 1.35 \cdot 1.3 + 1.45 \cdot 0.604 = 2,63 \text{ MN}$$

$$A_c = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \cdot \frac{R_u}{\sigma_{s10}} \\ 0.25 \cdot \frac{R_{ser}}{\sigma_s} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \cdot \frac{2.63}{434,782} \\ 0.25 \cdot \frac{1.904}{207,314} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 15.12 \text{ cm}^2 \\ 22.96 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_c = 22.96 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 8\text{HA}20 \text{ (} 25.13 \text{ cm}^2 \text{)}$$

##### XI.4.2. Armatures de profondeur : [SETRA]

Elles sont disposées pour éviter la propagation de fissures éventuelles.

$$A_p = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.125 \cdot \frac{R_u}{\sigma_{s10}} \\ 0.125 \cdot \frac{R_{ser}}{\sigma_s} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.125 \cdot \frac{2.63}{434,782} \\ 0.125 \cdot \frac{1.904}{207,314} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 7.56 \text{ cm}^2 \\ 11.48 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_p = 11.48 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 6\text{HA}16 \text{ (} 12.06 \text{ cm}^2 \text{)}$$

**XI.4.3. Armatures de diffusion : [SETRA]**

**Ferrailage de surface « frette sup » : [SETRA]**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% de R<sub>max</sub>.

$$As = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.04 * \frac{Ru}{\sigma_{s10}} \\ 0.04 * \frac{Rser}{\sigma_s} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.04 * \frac{2.63}{434,782} \\ 0.04 * \frac{1.904}{207,314} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 5.074 \text{ cm}^2 \\ 3.67 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

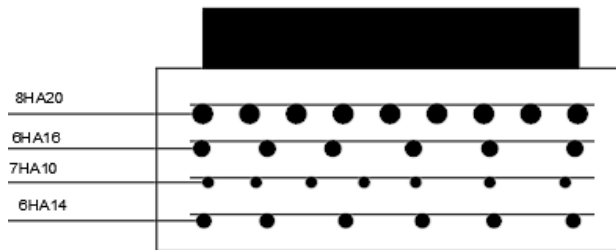
As = 5.074 cm<sup>2</sup> soit : 7HA10 (5.50 cm<sup>2</sup>)

**Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » : [SETRA]**

Ce sont des armatures capables de reprendre 10% de R<sub>max</sub>.

$$Ae = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.10 * \frac{Ru}{\sigma_{s10}} \\ 0.10 * \frac{Rser}{\sigma_s} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.10 * \frac{2.63}{434,782} \\ 0.10 * \frac{1.904}{207,314} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 6.04 \text{ cm}^2 \\ 9.18 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Ae = 9.18 cm<sup>2</sup> soit : 6HA14 (9.24 cm<sup>2</sup>)



**Figure (XI. 2) : Ferrailage du dé d'appui**

### XI.5. Les 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.

- Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur, dues à la température ou aux effets différés, dans le cas des structures en béton (retrait, fluage), et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.
- Les joints sont des points faibles, à travers lesquels l'eau peut pénétrer dans la structure. On limite leur nombre autant que possible en préférant des structures continues ou rendues partiellement continues. En particulier, dans le cas des ponts à poutres précontraintes par post-tension, les travées sont systématiquement attelées par groupes de trois ou quatre (continuité de la dalle de couverture).

#### Calcul du joint : (RPOA 7.5.2)

Le souffle est un déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

$$W = W_D + 0.3 * W_T + \frac{W_S}{3}$$

- $W$  : souffle total du joint
- $W_D$  : souffle des déformation différée s (retrait + fluage)
- $W_T$  : souffle thermique
- $W_S$  : souffle sismique

$$W_D = \Delta hr + \Delta hflu = 0.51 + 0.75 = 1.26 \text{ cm}$$

$$W_T = \Delta ht = 0.56 \text{ cm}$$

$$W_S = d_{\text{longitudinal}} = 3.47 \text{ cm}$$

$$W = 1.26 + 0.3 * 0.56 + \frac{3.47}{3} = 2.58 \text{ cm}$$

**En conclusion :** Le souffle maximal est  $W = 2.58 \text{ cm}$  ; on prend un joint de sous ballaste de type « tôle métallique ».

# **CHAPITRE XII : ETUDE SISMIQUE**

## INTRODUCTION :

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation. Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

### XII.1. CALCUL PARASISMIQUE :

Le calcul parasismique est fait Selon le règlement parasismique des ouvrages d'art (R.P.O.A.2008).

#### XII.1.1. Classe de l'ouvrage : (RPOA. Article 2.2)

Les ouvrages d'art sont répartis en trois groupes, suivant que leur défaillance présente un risque plus ou moins élevé pour les personnes ou en raison de leur importance socio-économique. Cette classification est reprise dans le tableau ci-dessous :

**Tableau (XIII.1.) : Classification des ponts.**

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Dans notre cas l'ouvrage est classé dans le groupe 1.

#### XII.1.2. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : sismicité négligeable.

**Zone I : sismicité faible.**

Zone IIa: sismicité moyenne.

Zone IIb: sismicité élevée.

Zone III : sismicité très élevée.

Dans notre cas notre ouvrage se situe sur la Zone I

#### XII.1.3. Coefficient d'accélération de zone :

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Cette classification est décrite dans (RPOA I article 3.1.2) et repris dans le tableau ci-dessous

**Tableau (XII.2.) :** Coefficient d'accélération de zone.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Notre ouvrage est situé dans la wilaya de TEBESSA, qui s'inscrit entièrement dans la zone I (zone de sismicité faible) selon le R.P.O. A 2008. Qui donne le coefficient d'accélération de la zone  $A = 0,15$ .

**XII.1.4. Classification du sol :**

Le RPOA présente une classification des sites (RPOA 3.1.3) en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent. Les sols sont alors classés en quatre catégories :

- Catégorie S1 : site rocheux.
- Catégorie S2 : site ferme.
- Catégorie S3 : site meuble.
- Catégorie S4 : site très meuble.

Le site est classé dans la catégorie S2 (site ferme).

**XII.1.5. Facteur de correction d'amortissement : (RPOA 3.2.)**

Le spectre de réponse élastique dépend de la catégorie du site de l'ouvrage(S), du coefficient d'accélération de zone(A) et du taux d'amortissement critique ( $\xi$ ). Ce dernier est estimé par le biais du facteur de correction d'amortissement.

$$\text{Taux d'amortissement } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

**Tableau (XII.3.) :** Taux d'amortissement en fonction de matériau (RPOA 4.2.4)

Matériaux	Taux d'amortissement $\xi$ (en %).
Acier soudé	2
Aciers boulonnées	4
Béton précontraint	2
Béton armée	5
Béton non armé	3
Élastomère frétée	7

Dans notre cas :

$\xi=5 \rightarrow \eta = 1$  (étude longitudinale+ transversale).

$\xi=2 \rightarrow \eta =1,32$  (étude verticale).

## XII.2. EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES :

Pour évaluer l'effort sismique à intégrer dans le calcul d'un ouvrage, on considère l'action sismique comme résultant d'une translation globale (tous les points du sol se déplaçant en phase) dans les trois directions du mouvement sismique. Cette action sismique dépend à la fois de l'accélération caractéristique de la zone où l'ouvrage est implanté et de la nature de l'ouvrage (groupe d'usage).

Pour cette évaluation, on utilise un spectre de réponse qui tient compte des deux composantes horizontales et de la composante verticale du mouvement sismique. Ce spectre permet d'estimer la réponse maximale de l'ouvrage sous l'effet de ces sollicitations.

### XII.2.1. Composante horizontale du séisme : (RPOA 3.2.1.1.)

Le spectre de réponse élastique ( $S_{ae}$ ) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique ( $T$ ) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot a \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot a \cdot g \cdot S \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot a \cdot g \cdot S \cdot \left(\frac{3 \cdot T_2}{T^2}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

$g$ : Accélération de la pesanteur ( $=9,81\text{m/s}^2$ ).

$T_1, T_2$ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$S$ : Coefficient de site.

$\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement.

$\xi$ : Taux d'amortissement.

Pour un site ferme (S2) on a : (RPOA 3.2.1.2.)

$T_1 = 0,15 \text{ sec}$  ;  $T_2 = 0,4 \text{ sec}$  ;  $S = 1,1$

### XII.2.2. Effort longitudinal :

Détermination de la raideur de la structure

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appuis

#### XII.2.2.1. Raideur des appuis :

Pour les culées C1 et C2 :  $K_{\text{culée}} = \infty$

Pour les piles P1 et P2 et P3 :

$$K_{\text{piles}} = n \cdot \frac{3 \cdot E \cdot I}{h^3}$$

$n$  = nombre de fûts de la pile

$E$  = module de déformation instantanée du béton

$I$  = Inertie longitudinale d'un fût

h = hauteur du fût

$$\text{Pile 1: } K_{\text{pile1}} = 3 \cdot \frac{3 \cdot 3300 \cdot 0,79}{11,49^3} = 153,70 \text{ MN/m}$$

$$\text{Pile 2: } K_{\text{pile2}} = 3 \cdot \frac{3 \cdot 3300 \cdot 0,79}{13,22^3} = 100,91 \text{ MN/m}$$

$$\text{Pile 3: } K_{\text{pile3}} = 3 \cdot \frac{3 \cdot 3300 \cdot 0,79}{12,99^3} = 106,36 \text{ MN/m}$$

### XII.2.2.2. Raideur des appareils d'appui par appui :

$$K_{\text{appareils}} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

- G : module de cisaillement de l'appareil
- a, b : les dimensions en plan de l'appareil
- e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil
- n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur

$$\text{Sur culées : } K_{\text{appareils}} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e} = 7 \cdot \frac{1,2 \cdot 400 \cdot 500}{65} \cdot 0,001 = 25,84 \text{ MN/m}$$

$$\text{Sur piles : } K_{\text{appareils}} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e} = 14 \cdot \frac{1,2 \cdot 400 \cdot 500}{65} \cdot 0,001 = 51,69 \text{ MN/m}$$

### XII.2.2.3. Raideur totale des appuis :

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{piles}}} + \frac{1}{K_{\text{appareils}}}}$$

Culée C1 : K culée = 25.84 MN/m

$$\text{Pile P1 : } K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{153,70} + \frac{1}{14 \cdot 3,69}} = 38,68 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$\text{Pile P2 : } K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{100,91} + \frac{1}{14 \cdot 3,69}} = 34,18 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$\text{Pile P3 : } K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{106,36} + \frac{1}{14 \cdot 3,69}} = 34,79 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Culée C2 : K culée = 25.84 MN/m

### XII.2.2.4. Raideur du système :

$$K_{\text{systeme}} = n \cdot K_{\text{culée}} + \sum K_i = 159,34 \text{ MN/m}$$

Évaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée :

M : masse totale du pont.

$$\text{Période du système : } T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{3801948}{159,34 \cdot 1000000}} = 0,97 \text{ s}$$

**XII.2.2.5. Calcul des forces sismique :**

Réponse sismique :

La période du système se situe entre T2 et 3sec, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$Sae(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \cdot A \cdot \eta \cdot g \cdot s \cdot \left(\frac{T^2}{T}\right) \quad T_2 < T < 3s$$

$$Sae(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,5 \times 0,15 \times 1 \times 9,81 \times 1,1 \times \frac{0,4}{0,97} = 1,668 \frac{m}{s^2}$$

**XII.2.2.6. Effort total longitudinal :**

F longitudinal = M.Sa (T) (RPOA Article 4.2)

M : masse totale du pont.

$$F \text{ longitudinal} = 3801.948 * 1.668 = 6\,341,649 \text{ KN} = 6.341 \text{ MN}$$

Effort par élément porteur :

$$F_i \text{ longitudinal} = \frac{K_i}{K} * F \text{ longitudinal} \text{ (RPOA Article 4.5)}$$

$$\text{Sur culée C1 : } F_i \text{ longitudinal} = \frac{25,84}{159,34} * 6341,649 = 1028,41 \text{ KN}$$

$$\text{Sur Pile P1 : } F_i \text{ longitudinal} = \frac{38,68}{159,34} * 6341,649 = 1539,44 \text{ KN}$$

$$\text{Sur Pile P2 : } F_i \text{ longitudinal} = \frac{34,18}{159,34} * 6341,649 = 1360,34 \text{ KN}$$

$$\text{Sur Pile P3 : } F_i \text{ longitudinal} = \frac{34,79}{159,34} * 6341,649 = 1384,62 \text{ KN}$$

$$\text{Sur culée C2 : } F_i \text{ longitudinal} = \frac{25,84}{159,34} * 6341,649 = 1028,41 \text{ KN}$$

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d \text{ (tablier longitudinal)} = \frac{T^2}{4x\pi^2} * Sa = \frac{0,97^2}{4x\pi^2} * 1,668 = 0,039 \text{ m}$$

**XII.2.3. Effort transversal :**

On peut considérer que le tablier est indéformable et on applique la méthode monomodale parfaitement comme dans le sens longitudinal.

**Détermination de la raideur de la structure**

La raideur du système comprend la raideur des piles et la raideur des appareils d'appuis

**XII.2.3.1. Raideur des appuis :**

Pour les culées C1 et C2 : K culée = ∞

Pour les piles P1 et P2 et P3 :

$$K \text{ piles} = n \cdot \frac{3 \cdot E \cdot I}{h^3}$$

- n = nombre de fûts de la pile

- E = module de déformation instantanée du béton
- I = Inertie transversale d'un fût
- h = hauteur du fût

$$\text{Pile 1: } K_{\text{pile1}} = 3 \cdot \frac{3 \cdot 3300 \cdot 102.88}{11.49^3} = 6714.38 \text{ MN/m}$$

$$\text{Pile 2: } K_{\text{pile2}} = 3 \cdot \frac{3 \cdot 3300 \cdot 102.88}{13.22^3} = 4408.31 \text{ MN/m}$$

$$\text{Pile 3: } K_{\text{pile3}} = 3 \cdot \frac{3 \cdot 3300 \cdot 102.88}{12.99^3} = 4646.64 \text{ MN/m}$$

### XII.2.3.2. Raideur des appareils d'appui par appui :

$$K_{\text{appareils}} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

G : module de cisaillement de l'appareil

a,b : les dimensions en plan de l'appareil

e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil

n : le nombre d'appareils d'appuis par élément porteur

$$\text{Sur culées : } K_{\text{appareils}} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e} = 7 \cdot \frac{1.2 \cdot 400 \cdot 500}{65} \cdot 0.001 = 25.84 \text{ MN/m}$$

$$\text{Sur piles : } K_{\text{appareils}} = n \cdot \frac{G \cdot a \cdot b}{e} = 14 \cdot \frac{1.2 \cdot 400 \cdot 500}{65} \cdot 0.001 = 51.69 \text{ MN/m}$$

### XII.2.3.3. Raideur totale des appuis :

$$K_{\text{appui}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{piles}}} + \frac{1}{K_{\text{appareils}}}}$$

Culée C1 : K culée = 25.84 MN/m

$$\text{Pile P1 : } K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{6714.38} + \frac{1}{14 \cdot 3.69}} = 51.26 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$\text{Pile P2 : } K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{4408.31} + \frac{1}{14 \cdot 3.69}} = 51.06 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$\text{Pile P3 : } K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{4646.64} + \frac{1}{14 \cdot 3.69}} = 51.09 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Culée C2 : K culée = 25.84 MN/m

### XIII.2.3.4. Raideur du système :

$$K_{\text{systeme}} = n \cdot K_{\text{culée}} + \sum K_i = 205,09 \text{ MN/m}$$

Évaluation de la période propre de l'ouvrage et de sa déformée :

M : masse totale du pont.

$$\text{Période du système : } T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{3801948}{205.09 \cdot 1000000}} = 0.85 \text{ s}$$

**XII.2.3.5. Réponse sismique :**

La période du système se situe entre T2 et 3sec, donc nous utilisons la troisième équation du spectre qui est :

$$Sae(T,\xi) (m/s^2) = 2,5 \cdot A \cdot \eta \cdot g \cdot s \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) \quad T_2 < T < 3s$$

$$Sae (T,\xi) (m/s^2) = 2,5 \times 0,15 \times 1 \times 9,81 \times 1,1 \times \frac{0,4}{0,85} = 1,90 \frac{m}{s^2}$$

**XII.2.3.6. Effort transversal :**

$$F \text{ transversal} = M \cdot Sa (T) \text{ (RPOA Article 4.2)}$$

M : masse totale du pont.

$$F \text{ transversal} = 3801.948 \cdot 1.90 = 7223.7KN = 7.22 MN$$

**XII.2.3.7. Effort par élément porteur :**

$$F_i \text{ transversal} = \frac{K_i}{K} \cdot F \text{ transversal}$$

$$\text{Sur culée C1 : } F_i \text{ transversal} = \frac{25.84}{205,09} \cdot 6341.649 = 799 \text{ KN}$$

$$\text{Sur Pile P1 : } F_i \text{ transversal} = \frac{51.26}{205,09} \cdot 6341.649 = 1585.025 \text{ KN}$$

$$\text{Sur Pile P2 : } F_i \text{ transversal} = \frac{51.06}{205,09} \cdot 6341.649 = 1578.84 \text{ KN}$$

$$\text{Sur Pile P3 : } F_i \text{ transversal} = \frac{51.09}{205,09} \cdot 6341.649 = 1579.76 \text{ KN}$$

$$\text{Sur culée C2 : } F_i \text{ transversal} = \frac{25.84}{205,09} \cdot 6341.649 = 799 \text{ KN}$$

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d (\text{tablier longitudinal}) = \frac{T^2}{4x\pi^2} \cdot Sa = \frac{0,85^2}{4x\pi^2} \cdot 1,9 = 0,0347 \text{ m} = 3,47 \text{ cm}$$

**II.2.4. Effort vertical :**

L'action sismique verticale est calculée par travée.

$$R_i = a \cdot b \cdot \mu \cdot L$$

- Ri: la réaction d'appui à l'appui i.
- a : un paramètre dépendant de l'activité sismique et du type de site.
- μ : la masse linéique du tablier = 25380.2 Kg/m2.
- L : la longueur de la travée principale = 37.5 m.
- b: paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée

Pour un ouvrage de groupe 1, situé en zone IA, dans un site S2, le paramètre a vaut 1,58.

Zone sismique	IA			IB			II			III		
Importance	B	C	D	B	C	D	B	C	D	B	C	D
Site S0	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S1	1,75	2,63	3,50	2,63	3,50	4,38	4,38	5,25	6,13	6,13	7,00	7,88
Site S2	1,58	2,36	3,15	2,36	3,15	3,94	3,94	4,73	5,51	5,51	6,30	7,09
Site S3	1,40	2,10	2,80	2,10	2,80	3,50	3,50	4,20	4,90	4,90	5,60	6,30

Tableau (XII.4) : Paramètre a

1 travée	2 travées				3 travées			4 travées			
b = 0,41	Ψ	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	Ψ	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	Ψ	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>
	0,5	0,22	0,57	0,33	0,5	0,22	0,45	0,5	0,19	0,38	0,71
	0,6	0,24	0,49	0,31	0,6	0,24	0,48	0,6	0,25	0,42	0,62
	0,7	0,29	0,52	0,28	0,7	0,26	0,58	0,7	0,29	0,57	0,54
	0,8	0,33	0,63	0,25	0,8	0,26	0,69	0,8	0,27	0,70	0,64
	0,9	0,34	0,78	0,25	0,9	0,24	0,75	0,9	0,22	0,69	0,82
	1,0	0,31	0,89	0,31	1,0	0,25	0,75	1,0	0,24	0,64	0,90

Tableau (XII.5) : Paramètre b

Ψ = 1 (4) Travées

Pour les culées                    b1 = 0.24  
 Pour les piles P1 et P3        b2 = 0.64  
 Pour la pile P2                    b3 = 0.90

Rc = 25380.2 \* 37.5 \* 1.58 \* 0.24 = 360.9 KN  
 Rp 1,3 = 25380.2 \* 37.5 \* 1.58 \* 0.64 = 962.41 KN  
 Rp 2 = 25380.2 \* 37.5 \* 1.58 \* 0.64 = 1353.39 KN

### XII.3. COMBINAISON DES DIRECTIONS

Les efforts sismiques sont découplés suivent les directions suivantes : (RPOA Article 4.15)

$$E1 = EL \pm 0,3 \times (ET \pm EV)$$

$$E2 = ET \pm 0,3 \times (EL \pm EV)$$

$$E3 = EV \pm 0,3 \times (EL \pm ET)$$

EL = Effets de la composante longitudinale du séisme,  
 ET = Effets de la composante transversale,  
 EV = Effets de la composante verticale

Combinaison d'actions :

$$E1 + PPP$$

$$E2 + PPP$$

$$E3 + PPP \text{ vérification de la capacité portante}$$

$$E1 + PPP \text{ ferrailage des pieux}$$

$$E2 + PPP$$

$$E3 + PPP \text{ vérification à l'arrachement}$$

PPP = poids propre de l'appui

Tableau (XII.6) Récapitulatif des combinaisons des efforts

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1028,41	799,00	360,9	1 376,38	1 215,79	909,12
P1	1539,44	1 585,03	962,41	2 303,67	2 335,58	1 899,75
P2	1360,34	1 578,84	1353,39	2 240,01	2 392,96	2 235,14
P3	1384,62	1 579,76	962,41	2 147,27	2 283,87	1 851,72
C2	1028,41	799,00	360,9	1 376,38	1 215,79	909,12

# **CHAPITRE XIII : ETUDE DE LA PILE**

### XIII.1. ÉTUDE DE LA PILE 1 :

#### XIII.1.1. Évaluation des efforts :

Les efforts à prendre en compte sont les efforts sismiques dans les trois directions et les efforts de service qui comprennent les charges permanentes et les surcharges ferroviaires, tous les efforts sont transmis directement aux futs, qui sera sollicité en flexion déviée composée, les sollicitations considérées sont l'effort normal et les moments fléchissant en pied de la pile.

##### XIII.1.1.1. Efforts sismiques :

Les effets du s aux efforts sismiques calculés précédemment sont découplés suivant les trois directions, et seront combinés comme préconisé dans le RPOA (§ 4.3.2.5).

$$E = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

Les combinaisons sismiques sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau (XIII.1) : Sollicitations sismiques sur la pile n°1

	Efforts selon chaque direction			Effort sous combinaison		
	EX	EY	EZ	E1	E2	E3
V long (t)	153,9	0	0	153,94	46,18	46,18
V trans (t)	0,0	158,5	0	47,55	158,50	47,55
N(t)	0,0	0	96,2	28,86	28,86	96,20
Mlong (t.m)	1768,8	0	0	1768,77	530,63	530,63
Mtrans (t.m)	0	1821,165	0	546,35	1821,17	546,35

##### XIII.1.1.2. Charge permanentes :

Poids propre de la pile :  $P = 270.72 \text{ t}$

Poids du chevêtre :  $PP_{\text{Chevêtre}} = 180.68 \text{ t}$

Poids du tablier :  $\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{tablier max}} = 951,75 \text{ t} \\ G_{\text{tablier min}} = 723.04 \text{ t} \end{array} \right.$

$$G_{\text{max}} = PP_{\text{Chevêtre}} + P + G_{\text{tablier max}} = 1403,15 \text{ t}$$

$$G_{\text{min}} = PP_{\text{Chevêtre}} + P + G_{\text{tablier min}} = 1174,44 \text{ t}$$

##### XIII.1.1.3. Combinaison d'actions :

La combinaison utilisée pour le dimensionnement des futs est la combinaison accidentelle la plus défavorable donnée par le Livret 2.01 SNCF (§ 1.7.3.3) :

$$G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + 0,6 (Gr_{13} \text{ ou } Gr_{14}) \pm A_d$$

Gmax: L'ensemble des actions permanentes défavorable.

Gmin: L'ensemble des actions permanentes favorable ;

Qr: Les charges Gr 13 (UIC 71)ou Gr 14 (SW/2) = 407,228t.

Ad : La charge accidentel (charge sismique).

On aura donc les 6 combinaisons suivantes :

$$E1 + 0,6 \text{ Gr } 13 + G_{\max}$$

$$E2 + 0,6 \text{ Gr } 13 + G_{\max}$$

$$E3 + 0,6 \text{ Gr } 13 + G_{\max}$$

$$- E1 + 0,6 \text{ Gr } 13 + G_{\min}$$

$$-E2 + 0,6 \text{ Gr } 13 + G_{\min}$$

$$-E3 + 0,6 \text{ Gr } 13 + G_{\min}$$

Les résultats des combinaisons sont donnés dans le Tableau ci-dessous :

Tableau (XIII.2) : Combinaisons sismique sur la pile n°1

Combinaisons	N(MN)	Mxx(MN.m)	Myy (MN.m)
Ex	0	0	17,7
Ey	0	18,21	0
Ez	0,962	0	0
Gmin	11,74	0	0
Gmax	14,03	0	0
E1+0.6Qr+Gmin	14,47	7,91	20,13
E2+0.6Qr+Gmin	14,47	20,65	7,75
E3+0.6Qr+Gmin	15,15	7,91	7,75
-E1+0.6Qr+Gmax	16,18	-3,02	-15,24
-E2+0.6Qr+Gmax	16,18	-15,77	-2,86
-E3+0.6Qr+Gmax	15,51	-3,02	-2,86

#### **XIII.1.1.4. Ferrailage des futs de la première pile :**

On utilise la combinaison accidentelle la plus défavorable donnée par Livret 2.01 SNCF (§1.7.3.3) :

Tableau (XIII.3) : Combinaison sismique la plus défavorable pile n°1

Combinaisons	N(MN)	Mxx(MN.m)	Myy (MN.m)
-E1+0.6Qr+Gmax	5,39	-1,01	-5,08

On calcul le ferrailage d'un seul fut qu'on transpose pour les trois fut.

En effectuant le calcul en flexion déviée sous combinaison d'action donnant les efforts les plus défavorable (-E1 + 0,6 Gr 13 + Gmin), on aura :

Conformément aux règles BAEL91 (§ annexe E.5), on utilise pour le ferrailage le module expert du logiciel ROBOT EXPERT avec les données géométriques et mécaniques adéquates.

La section d'armatures longitudinales est :  $A_s = 130.1 \text{ cm}^2$

D'après le RPOA article 7.2.1.1, le pourcentage géométrique  $\rho_g$  doit être compris dans les limites de  $0.5 \% \leq \rho_g < 3 \%$  Avec  $\rho_g = A_s / B$  ;  $A_s$  section totale d'acier ;  $B$  section totale du béton.

Donc  $A_s = 0.5\% * 3.14 = 157 \text{ cm}^2$

On adopte le ferrailage suivant : 50HA20 ( $157 \text{ cm}^2$ ), espacement  $e = 12 \text{ cm}$ , distribué sur toute la périphérie du fut.

**Ferrailage transversal :**

Pour le calcul du ferrailage transversal, on majore les efforts tranchants par le coefficient  $\gamma_r = 1,4$  comme le préconise le RPOA (§5.2), l'effort tranchant maximal du au séisme vaut alors :

$$V_u = 1.4 * 1.539 = 2,154 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o * d} = \frac{2.154}{0.9 * 2 * 2} = 0.598 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.598 \text{ Mpa} < 2.7 \text{ Mpa} \text{ (Vérfiée)}$$

L'espacement  $S_t$  doit satisfaire la condition suivante (RPOA §7.2.1.2) :

$$S_t \text{ max} = \min [12\Phi L; b; 200 \text{ mm}]$$

$\Phi L$  : Plus gros diamètre des armatures longitudinales

Dans notre cas,  $S_{t\text{max}} = 20 \text{ cm}$ , on adopte un espacement de  $15 \text{ cm}$  en zone courante et de  $10 \text{ cm}$  en zone de jonction.

$$\frac{A_t}{S_t * b_o} \geq \left( \frac{\tau_u - 0.3 * k * f_t * 28}{0.9 * f_e} \right); \text{ (K = 0, il y a reprise de bétonnage)}$$

D'où la section des armatures transversales  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  soit un cadre HA16\*

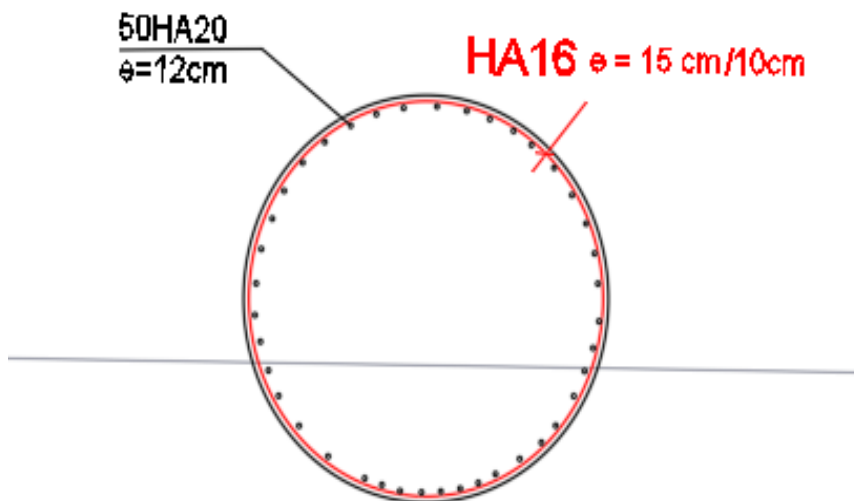


Figure (XIII.1) : ferrailage d'un fut de la pile 1

### XIII.2. ÉTUDE DE LA PILE 2 :

#### XIII.2.1. Efforts sismiques : RPOA (§ 4.3.2.5).

Les combinaisons sismiques sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau (XIII.4) : Sollicitations sismiques sur la pile n°2

	Efforts selon chaque direction			Effort sous combinaison		
	EX	EY	EZ	E1	E2	E3
V long (t)	136,0	0	0	136,00	40,80	40,80
V trans (t)	0,0	157,88	0	47,36	157,88	47,36
N(t)	0,0	0	135.3	4,06	4,06	13,53
Mlong (t.m)	1562,6	0	0	1562,64	468,79	468,79
Mtrans (t.m)	0	1814,0412	0	544,21	1814,04	544,21

#### XIII.2.2. Charge permanentes :

Poids propre de la pile :  $P = 280.72 \text{ t}$

Poids du chevêtre :  $PP_{\text{Chevêtre}} = 180.68 \text{ t}$

Poids du tablier :  $\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{tablier max}} = 951,75 \text{ t} \\ G_{\text{tablier min}} = 723.04 \text{ t} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{max}} = PP_{\text{Chevêtre}} + P + G_{\text{tablier max}} = 1412.43 \text{ t} \\ G_{\text{min}} = PP_{\text{Chevêtre}} + P + G_{\text{tablier min}} = 1184.44 \text{ t} \end{array} \right.$

#### XIII.2.3. Combinaison d'actions :

Livret 2.01 SNCF (§ 1.7.3.3) :

Tableau (XIII.5) : Combinaisons sismique sur la pile n°2.

Combinaisons	N(MN)	Mxx (MN.m)	Myy (MN.m)
Ex	0	0	15,6
Ey	0	18,14	0
Ez	1,353	0	0
Gmin	11,84	0	0
Gmax	14,12	0	0
E1+0.6Qr+Gmin	14,69	7,89	18,07
E2+0.6Qr+Gmin	14,69	20,58	7,13
E3+0.6Qr+Gmin	15,64	7,89	7,13
-E1+0.6Qr+Gmax	16,16	-3,00	-13,18
-E2+0.6Qr+Gmax	16,16	-15,70	-2,24
-E3+0.6Qr+Gmax	15,21	-3,00	-2,24

**XIII.2.4. Ferrailage des futs de la deuxième pile :**

On utilise la combinaison accidentelle la plus défavorable donnée par Livret 2.01 SNCF (§1.7.3.3) :

Tableau (XIII.6) : Combinaison sismique la plus défavorable pile n°2

Combinaisons	N(MN)	Mxx (MN.m)	Myy (MN.m)
-E1+0.6Qr+Gmax	5,39	-1,00	-4,39

On calcule le ferrailage d'un seul fut qu'on transpose pour les trois fut.

En effectuant le calcul en flexion déviée sous combinaison d'action donnant les efforts les plus défavorable (-E1 + 0,6 Gr 13 + Gmin), on aura :

Conformément aux règles BAEL91 (§ annexe E.5), on utilise pour le ferrailage le module expert du logiciel ROBOT EXPERT avec les données géométriques et mécaniques adéquates.

La section d'armatures longitudinales est :  $A_s = 73.5 \text{ cm}^2$

On adopte le ferrailage suivant : 40HA20 ( $125.66\text{cm}^2$ ), espacement  $e = 16 \text{ cm}$ , distribué sur toute la périphérie du fut.

**Ferrailage transversal :**

On adopte un espacement de 15 cm en zone courante et de 10cm en zone de jonction. D'où la section des armatures transversales  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  soit un cadre HA16

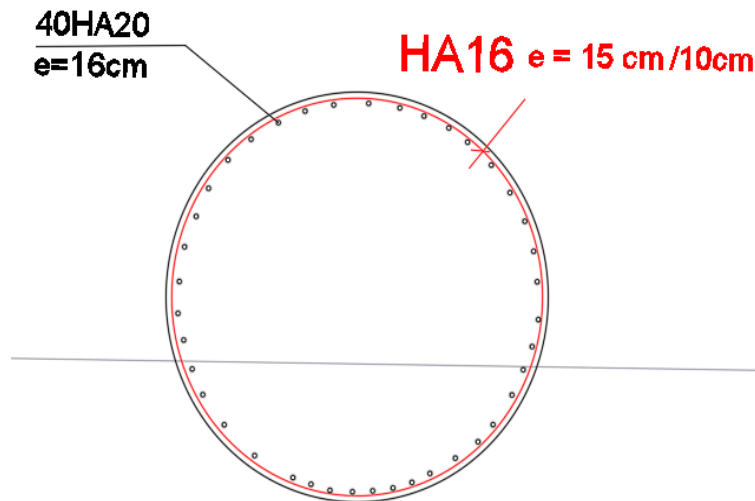


Figure (XIII.2) : ferrailage d'un fut de la pile 2

### XIII.3. ÉTUDE DE LA PILE 3 :

#### XIII.3.1. Efforts sismiques : RPOA (§ 4.3.2.5).

Les combinaisons sismiques sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau (XIII.7) : Sollicitations sismiques sur la pile n°3

	Efforts selon chaque direction			Effort sous combinaison		
	EX	EY	EZ	E1	E2	E3
V long (t)	138,5	0	0	138,46	41,54	41,54
V trans (t)	0,0	157,97	0	47,39	157,97	47,39
N(t)	0,0	0	96,2	28,86	28,86	96,20
Mlong (t.m)	1590,9	0	0	1590,91	477,27	477,27
Mtrans (t.m)	0	1815,0753	0	544,52	1815,08	544,52

#### XIII.3.2. Charge permanentes :

Poids propre de la pile :  $P = 306.07 \text{ t}$

Poids du chevron :  $PP_{\text{Chevron}} = 180.68 \text{ t}$

Poids du tablier :  $\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{tablier max}} = 951,75 \text{ t} \\ G_{\text{tablier min}} = 723.04 \text{ t} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{max}} = PP_{\text{Chevron}} + P + G_{\text{tablier max}} = 2\ 203,15 \text{ t} \\ G_{\text{min}} = PP_{\text{Chevron}} + P + G_{\text{tablier min}} = 1\ 974,44 \text{ t} \end{array} \right.$

#### XIII.3.3. Combinaison d'actions :

Livret 2.01 SNCF (§ 1.7.3.3) :

Tableau (XIII.8) : Combinaisons sismique sur la pile n°3

Combinaisons	N(MN)	Mxx (MN.m)	Myy (MN.m)
Ex	0	0	15,9
Ey	0	18,15	0
Ez	0,962	0	0
Gmin	11,74	0	0
Gmax	14,03	0	0
E1+0.6Qr+Gmin	14,47	7,89	18,36
E2+0.6Qr+Gmin	14,47	20,59	7,22
E3+0.6Qr+Gmin	15,15	7,89	7,22
-E1+0.6Qr+Gmax	16,18	-3,00	-13,47
-E2+0.6Qr+Gmax	16,18	-15,71	-2,33
-E3+0.6Qr+Gmax	15,51	-3,00	-2,33

**XIII.3.4. Ferrailage des futs de la deuxième pile :**

On utilise la combinaison accidentelle la plus défavorable donnée par Livret 2.01 SNCF (§1.7.3.3) :

**Tableau (XIII.9) : Combinaison sismique sur la pile n°3**

Combinaisons	N(MN)	Mxx (MN.m)	Myy (MN.m)
-E1+0.6Qr+Gmax	5,39	-1,00	-4,49

On calcule le ferrailage d'un seul fut qu'on transpose pour les trois futs.

En effectuant le calcul en flexion déviée sous combinaison d'action donnant les efforts les plus défavorables (-E1 + 0,6 Gr 13 + Gmin), on aura :

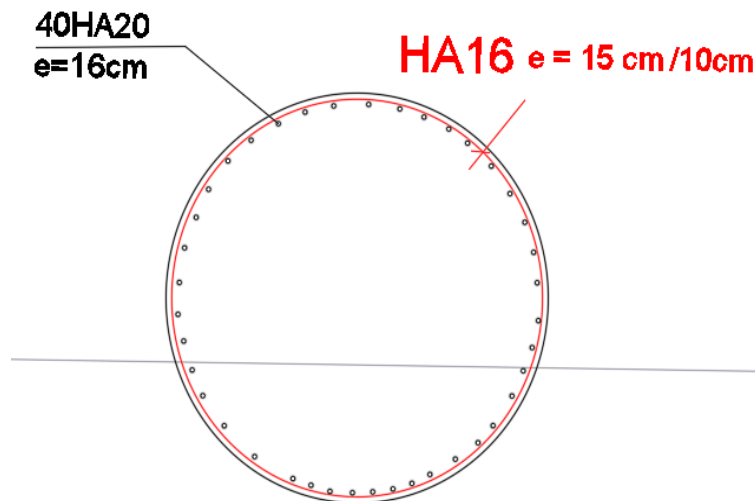
Conformément aux règles BAEL91 (§ annexe E.5), on utilise pour le ferrailage le module expert du logiciel ROBOT EXPERT avec les données géométriques et mécaniques adéquates.

La section d'armatures longitudinales est :  $A_s = 73.5 \text{ cm}^2$

On adopte le ferrailage suivant : 40 HA20 ( $125.66 \text{ cm}^2$ ), espacement  $e = 16 \text{ cm}$ , distribué sur toute la périphérie du fut.

- Ferrailage transversal :**

On adopte un espacement de 15 cm en zone courante et de 10cm en zone de jonction. D'où la section des armatures transversales  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  soit un cadre HA16



**Figure (XIII.3) : ferrailage d'un fut de la pile 3**

### XIII.4. ÉTUDE DE LA SEMELLE DE FONDATION SOUS PILE :

D'après le fascicule 65 titre II, il faut que :

L'entraxe des pieux soit  $\geq 3 \varnothing$

$3.6 \text{ m} \geq 3 \cdot 1.2 = 3.6 \text{ m}$  (vérifiée)

$$h \geq \frac{2.5 \cdot \varnothing}{2.5}$$

$1.5 \text{ m} \geq \frac{2.5 \cdot 1.2}{2.5} = 1.2 \text{ m}$  (vérifiée)

#### XIII.4.1. Évaluation des efforts agissants sur la semelle :

Le tableau ci-dessous englobe les différents efforts agissants à la base de la semelle : (verticaux et horizontaux).

**Tableau (XIII.10.) : Récapitulatif des efforts agissants à la base de la semelle**

	H (MN)		N (MN)	Bras de levier (m)	Myy (MN·m)	Mxx (MN·m)
Poids du tablier	/	/	9,517	/	/	/
Poids du chevêtre	/	/	1,327	/	/	/
Poids des futs	/	/	3,114	/	/	/
Poids de la semelle	/	/	5,99	/	/	/
Poids du remblai	/	/	2,47	/	/	/
UIC 71	/	/	4,072	/	/	/
SW/2	/	/	2,587	/	/	/
Séisme vertical	/	/	1,353	/	/	/
Séisme Longitudinal	/	1,539	/	16,72	25,73208	/
Séisme Transversal	1,585	/	/	16,72	/	26,5012
Freinage UIC 71	1	/	/	16,72	16,72	/
Freinage SW/2	1,75	/	/	16,72	29,26	/

#### XIII.4.2. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons sont selon le Livret 2.01 SNCF (art.1.7.3) :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \text{CN} : 1,35G + \Psi Q + 0,6T^{\circ} \\ \text{CS} : G + F_s + 0,5T \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \quad \text{CN} : G + Q + 0,6T$$

D'après Livret 2.01 SNCF :

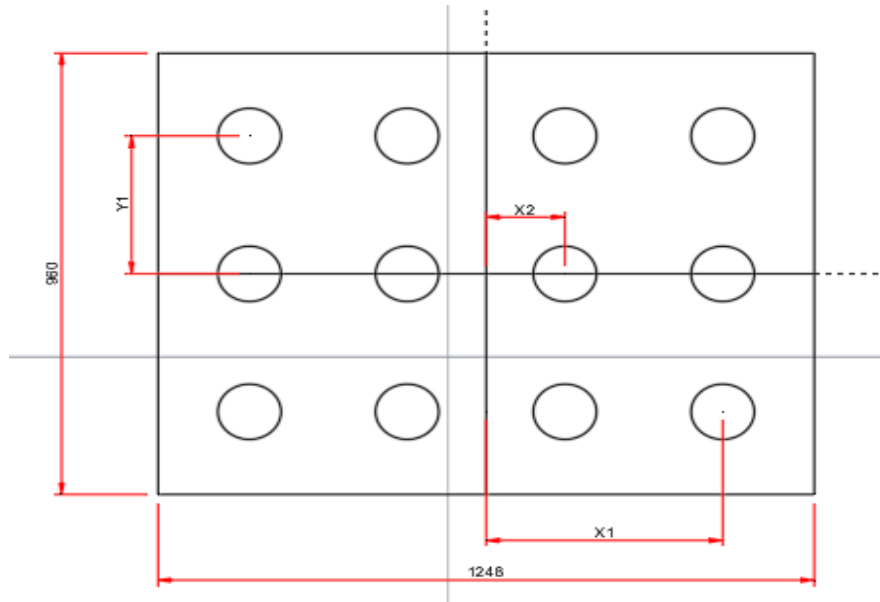
$$Q = \left\{ \begin{array}{l} \text{Gr13 UIC 71} \\ \text{Gr14 (SW / 2)} \end{array} \right.$$

Le récapitulatif des sollicitations est donné dans le tableau suivant :

**Tableau (XIII.11.) : Récapitulatif des combinaisons d'actions.**

		Nmax (MN)	M corr	M max (MN,m)	N corr	H max (MN)
ELU	CN	34,02	/	29,26	34,02	1,59
	CS	28,09	/	26,50	28,09	1,00
ELS	CN	25,01	/	16,72	25,01	1,00

**XIII.4.3. Calcul des efforts repris par les pieux :**



**Fig (XIII.4.) : vue en plan de la semelle**

On calcul la contrainte repris par chaque pieu par la formule de la flexion déviée suivant :

$$\begin{cases} M_{xx} = -1.01 \text{ MN.m} \\ M_{yy} = -5.08 \text{ MN.m} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} I_{xx} = m \left( \frac{D^4 \pi}{64} \right) + 4(x_1^2 B) + 4(x_2^2 B) \\ I_{yy} = m \left( \frac{D^4 \pi}{64} \right) + 8(y_1^2 B) \end{cases}$$

m : nombre de pieux total (m = 12)

B : La section totale des pieux.

$$\begin{cases} Y_1 = Y_2 = 3\text{m} \\ X_1 = 4.5 \text{ m} ; X_2 = 1.5 \text{ m} \end{cases}$$

**XIII.4.4. Calcul des réactions Rmax et Rmin :**

Dans notre cas l'axe qui passe par le centre de gravité des trois futs est excentré par rapport à celui de la semelle. On calcule Rmin et Rmax en utilisant les formules suivantes :

Avec :  $n' = 4$  : Nombre de pieux par file.

$l = 3 \text{ m}$  : Entraxe des trois files de pieux.

$n = 12$  : Nombre total des pieux.

$y_i$  : distance entre le centre de gravité et les files des pieux.

-Pour la 1ere fille des pieux (R1)  $R1 = \frac{N}{n} + \frac{M.d1}{n'*(d1^2+(-d2^2))}$

-Pour la 2éme fille des pieux (R2)  $R2 = \frac{N}{n}$

-Pour la 3éme fille des pieux (R3)  $R3 = \frac{N}{n} - \frac{M.d1}{n'*(d1^2+d3^2)}$

**Tableau (XIII.12.) :** Valeurs de R1, R2, R3 pour les différentes combinaisons.

		R1 (MN)	R2 (MN)	R3 (MN)
ELU	CN	4,05	2,83	1,62
	CS	3,44	2,34	1,24
ELS	CN	2,78	2,08	1,39

**XIII.4.5. Vérification de stabilité de la semelle :**

Nous remarquons que :

$R_{min} > 0$  Donc, il n'y a pas de risque d'arrachement.

$$R_{max} \leq \begin{cases} R' \text{ (C.N)} \\ 1.5 R' \text{ (C.S) (vérifiée)} \end{cases}$$

Avec :  $R'$  : Capacité portante des pieux  $R' = 3,98 \text{ MN}$ .

Donc la résistance de la semelle est vérifiée.

**XIV.4.6. Ferrailage de la semelle :**

Détermination des réactions d'appuis :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identiques.

**Ferrailage transversal :**

Pour déterminer ce ferrailage, on utilise la méthode des consoles. Le ferrailage se fait en flexion simple pour une section ( $b_0.h$ ).

Le moment aura donc pour valeur :  $M = R_{max} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right) = R \max \left(L' - \frac{b}{4}\right) = 2.7 * R_{max}$

Avec :

$L'=3$  m : Entraxe des pieux.

$b=1,2$  m : largeur des futs

ELS:  $R_{max}= 2,78$  MN  $\longrightarrow$   $M_{ser} = 7,506$  MN.m

ELU :  $R_{max} = 4.05$  MN  $\longrightarrow$   $M_u = 10,935$  MN.m

**Données :**

$f_{c28} = 27$  MPa;  $f_e = 500$ MPa;  $b_0 = 1$  m;  $h= 1,5$ m;  $d = 1,35$ m;  $f_{bu} = 15,3$ MPa  
 $\sigma_s = 207,31$  MPa  $\sigma_{bc} = 16,2$ MPa.

Pour le calcul du ferrailage, on utilise le logiciel de calcul (EXPERT 2010)  
 Le ferrailage se fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

**Tableau (XIII.13.) : Ferrailage transversal de la semelle.**

Mser (KN.m/ml)	601,44
A'ser (cm <sup>2</sup> /ml)	0
Z (m)	1,366
Aser (cm <sup>2</sup> /ml)	17.6
Acnf (cm <sup>2</sup> /ml)	9.5013

$$A_{CNF} = 0,23. b_0.d. f_{t28}/500 = 0.23 * 1 * 1.35 * 15.3/500 = 9.5013 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_s = A_{inf} = \max (A_u, A_s, A_{CNF}) = 17.6 \text{ cm}^2$

On adopte donc un ferrailage de 6HA20/ml soit (18.85 cm<sup>2</sup>)

$$A_{sup} = \frac{A_{inf}}{3} = 5.86 \text{ cm}^2 < A_{cnf} = 9.5 \text{ cm}^2$$

On adopte donc un ferrailage de soit 7HA14/ml soit (10.78cm<sup>2</sup>)

**Tableau (XIII.14.) : Valeurs de ferrailage transversal et espacements.**

	As (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
A <sub>inf</sub>	6HA20	17 cm
A <sub>sup</sub>	7HA14	15 cm

• **Ferrailage longitudinal :**

Poids propre de la semelle :  $g = 0,300$  MN/ml

Poids propre des terres naturelles :  $g'=0,184$  MN/ml

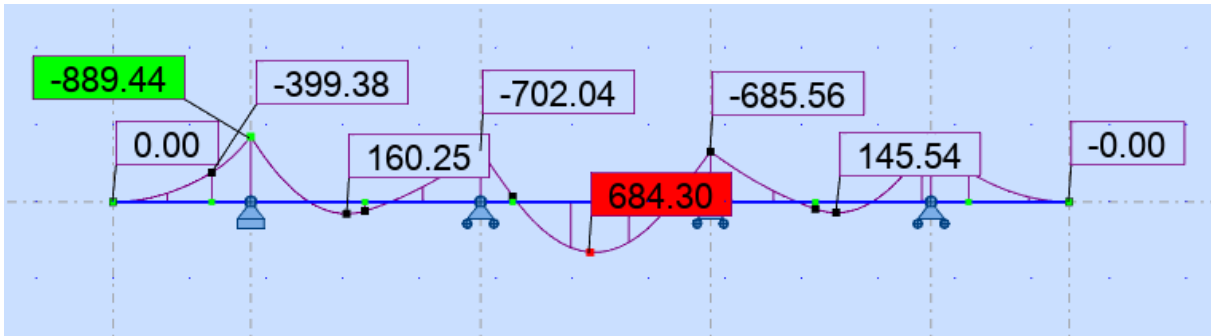
N : effort développé par un fut :  $N_i = 1,038$  MN/ml

Les résultats obtenus à l'ELU et l'ELS pour les charges agissantes sur la semelle sont regroupés dans le tableau suivant :

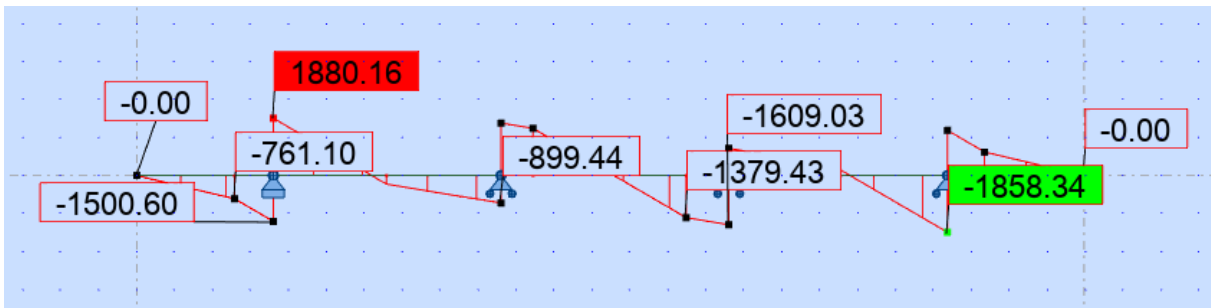
**Tableau (XIII.15.) :** Charges agissants sur la semelle.

	ELU	ELS
g (MN/ml)	0,41	0,30
g' (MN/ml)	0,25	0,18
Ni (MN/ml)	1.40	1,04

Dans ce qui suit, on va donner un schéma statique de la semelle, ainsi que les digrammes des efforts (T et M) à l'ELS.



**Figure (XIII.5.) :** Diagramme de M à l'ELS. (ROBOT 2024)



**Figure (XIII.6.) :** Diagramme de T à l'ELU. (ROBOT 2024)

Pour le calcul du ferrailage, on utilise le logiciel de calcul (EXPERT 2010)

Le ferrailage se fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

Données :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $h = 1,5 \text{ m}$  ;  $d = 1,35 \text{ m}$ .  $\sigma_s = 207,314 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{bc} = 16,2 \text{ MPa}$  ;  $f_{bu} = 15,3 \text{ MPa}$ .

**Tableau (XIII.16.) :** Ferrailage longitudinal de la semelle.

	ELS	
	Mi- travée	Appuis
Mser (MN.m/ml)	0,684	0,889
Z (m)	1,36	1,35
Aser (cm <sup>2</sup> )	19,2	24
Acnf (cm <sup>2</sup> )	9.5	9.5

$$A_{CNF} = 0,23. b_0. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

As (Appuis) = 24 cm<sup>2</sup> Soit : 8HA20 (As= 25.13cm<sup>2</sup>/ml avec : St = 12,5 cm)

As (Mi- travée) = 19.2 cm<sup>2</sup> Soit : 10HA16 (As = 20.11 cm<sup>2</sup>/ml avec : St = 11 cm)

• **Cadres de construction :**

On prévoit des cadres de construction verticaux et horizontaux dont la section est donnée par :

$$\begin{cases} Atv \geq 0.006 \cdot h \cdot \frac{tv}{2} \\ Ath \geq 0.006 \cdot h \cdot \frac{th}{2} \end{cases}$$

Avec : tv : Espacement des cadres verticaux.

th : Espacement des cadres horizontaux.

D'après le document SETRA : tv= th = 20 cm

D'où :

$$\begin{cases} Atv = 9\text{cm}^2 \rightarrow \text{Soit : 3 cadres de HA14 (9,23 cm}^2\text{).} \\ Ath = 6\text{cm}^2 \rightarrow \text{Soit : 2 cadres de HA14 (6,15 cm}^2\text{).} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :** (B.A.E.L 91 Article .5)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \tau = \min [0,1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa}] = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.27}{9.6 \times 1.35} = 0.175 < 2.7 \text{ MPa (Vérifiée)}$$

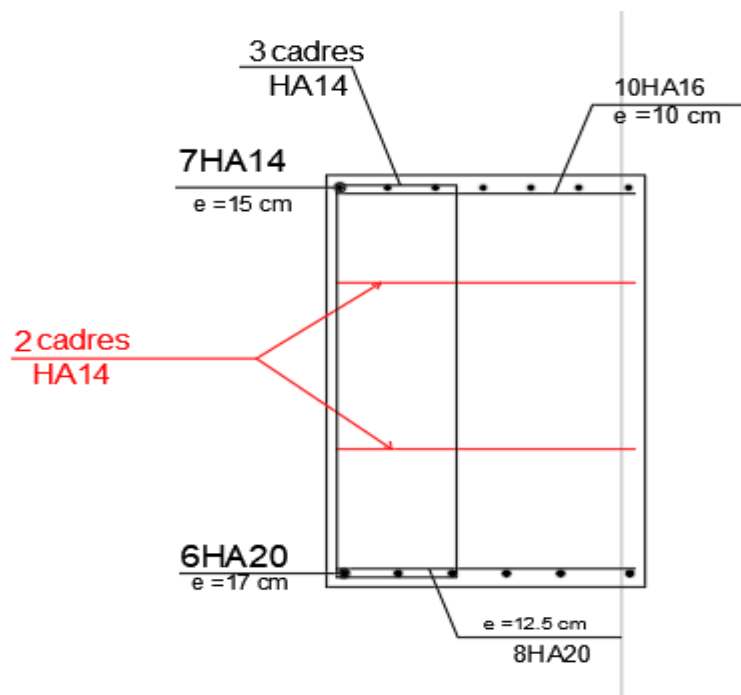


Figure (XIII.7) : Ferrailage de la semelle (ml)

**XIII.5. Ferrailage du chevrete :**

**XIII.5.1. Ferrailage longitudinal :**

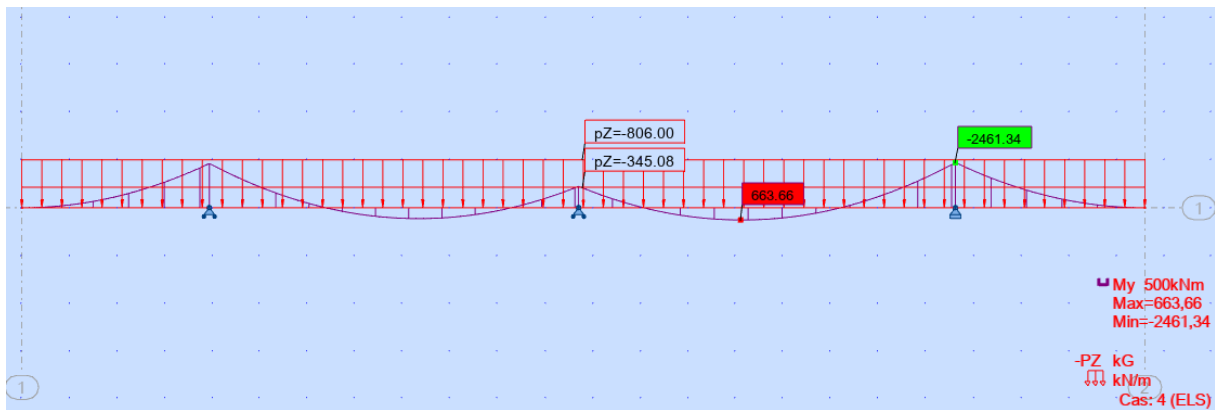
Poids propre du chevrete : G chev = 0.937 MN/ml

Poids propre du tablier : G tab = 0.806 MN/ml

Charge d'exploitation UIC71 : UIC71 = 0.345 MN/ml

**Tableau (XIII.17.) :** Charges agissants sur la semelle.

	ELU	ELS
g (MN/ml)	1.26	0.937
g' (MN/ml)	1.108	0.806
UIC71 (MN/ml)	0.5	0.345



**Figure (XIII.8.) :** Diagramme de M à l'ELS.

Pour le calcul du ferrailage, on utilise le logiciel de calcul (EXPERT 2010)

Le ferrailage se fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

Données :  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 2.50 \text{ m}$  ;  $h = 1,25 \text{ m}$  ;  $d = 1,125 \text{ m}$ ,

$\sigma_s = 207,314 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 16,2 \text{ MPa}$  ;  $f_{bu} = 15,3 \text{ MPa}$ .

**Tableau (XIII.18.) :** Ferrailage longitudinal de la semelle.

	ELS	
	Mi- travée	Appuis
Mser (MN.m/ml)	0.663	2.461
Z (m)	1.136	1.097
Aser (cm <sup>2</sup> )	30.00	89,8
Acnf (cm <sup>2</sup> )	19.79	19.79

$$A_{CNF} = 0,23. b_0. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 19.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

As (Appuis) = 89.8 cm<sup>2</sup> Soit : 19HA25 (As= 93.27 cm<sup>2</sup> avec : St = 14 cm)

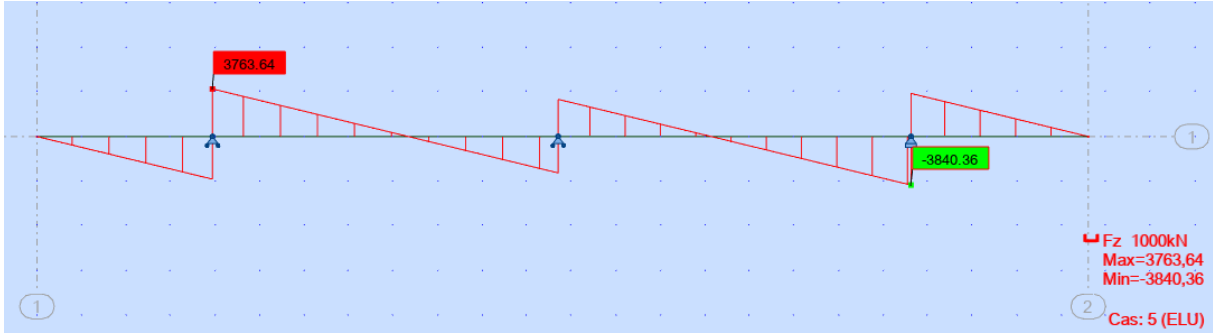
As (Mi- travée) = 30.00 cm<sup>2</sup> Soit : 15HA16 (As = 30.16 cm<sup>2</sup> avec : St = 16 cm)

**XIII.5.2. Ferrailage transversal : (B.A.E.L 91 Article .5)**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0.d} \leq \tau = \min ( 0.1fc28 ; 4 \text{ MPa} ) = 2.7 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\tau_u$  : contrainte tangentielle dans le béton.
- $V_u$  : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

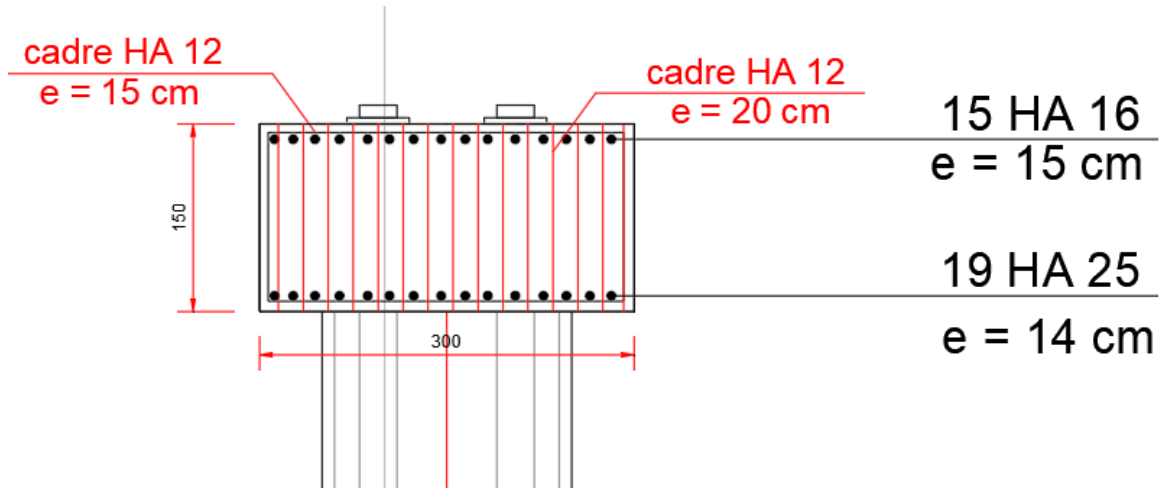


**Figure (XIII.9.) : Diagramme de T à l'ELU. (ROBOT 2024)**

$$\tau_u = \frac{3.763}{2.50 \times 1.125} = 1.337 \leq 2.7 \text{ MPa}$$

Pour les armatures transversales, on propose la section des cadres et on détermine leurs espacements. Puisque la Condition est vérifiée, les armatures droites sont suffisantes ; on disposera donc les cadres droits (un cadre HA12) espacés de St inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » et on prend : St = 15cm.

On prévoit aussi des cadres verticaux HA12 avec un espacement e = 20 cm



**Figure (XIII.10.) : Ferrailage du chevêtre**

# **CHAPITRE XIV : ETUDE DE LA CULEE**

## INTRODUCTION :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

### XIV.1. CONCEPTION DES CULEE :

#### XIV.1.1.1. Choix de type de culée :

On distingue trois types de culées :

- **Culées enterrées** : Elles sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage.
- **Culées remblayées** : Constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.
- **Culées creuses** : Sous forme d'une boîte renversée.

Pour ce projet, on opte pour une culée remblayée, qui permet à la fois l'appui et le soutien des remblais.

#### XIV.1.1.2. Éléments constituant une culée remblayée :

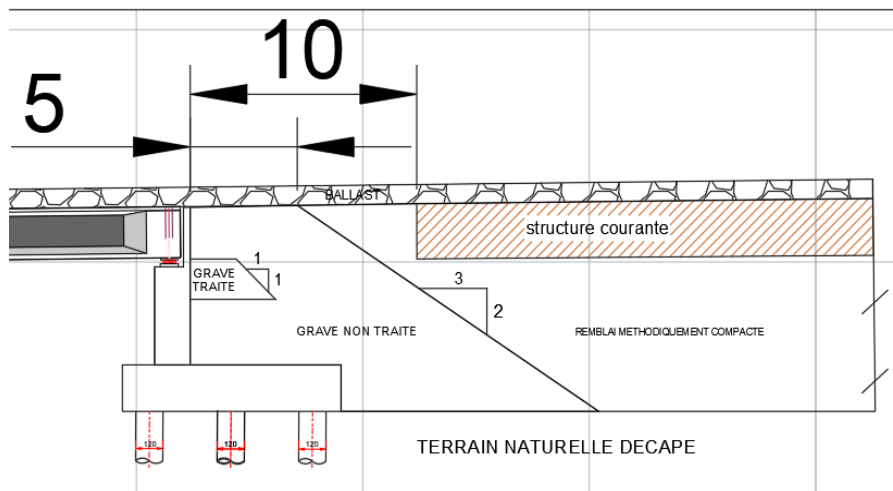
Une culée remblayée comprend les éléments principaux suivants :

- **Mur garde-grève** : Sépare le remblai de l'ouvrage.
- **Sommier d'appui** : Sur lequel repose l'about du tablier.
- **Mur-cache** : Assure la protection des appareils d'appui.
- **Mur de front** : Transmet les charges verticales et soutient le remblai.
- **Mur en retour** : Porte les corniches et soutient le remblai.
- **La semelle** : Supporte le poids propre et les charges venantes du tablier.
- **Bloc technique**.

### XIV.2. CALCUL DU COEFFICIENT DE POUSSEE :

Le coefficient de poussée dynamique Kad est donné par la formule suivante : (RPOA 5.5.2.4)

$$Kad = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}\right)^2} \quad (5.6)$$



**Figure (XIV.1.) : schéma de la culée avec bloc clé**

Avec :

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

- $k_h$  : coefficient sismique horizontal ;  $k_h = A = 0.15$  (RPOA 5.4)
- $k_v$  : coefficient sismique vertical ;  $k_v = 0.3 \times k_h = 0.045$  (RPOA 5.4)
- $A$  : coefficient d'accélération de zone.
- $\varphi$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;  $\varphi = 30^\circ$
- $\beta$  : angle que fait la surface du remblai avec l'horizontale ;  $\beta = 0^\circ$

**Tableau (XIV.1.) : Calcul des coefficients de poussée possibles.**

Cas	$k_h$	$k_v$	$\theta$ (°)	$\theta$ (rd)	Kad
Normal	0	0	0	0	/
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0,15	0,045	0,1425	8,17	0.486
Séisme Horizontal	0,15	0	0,148	8,53	0.488
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0,15	-0,045	0,155	8,93	0.49

### XIV.3. EVALUATION DES EFFORT ISSUS DU REMBLAI ET DES SURCHARGE :

#### XIV.3.1. Évaluation des charges statiques dues au remblai :

Le remblai d'accès sollicite la culée par son poids propre et par une poussée statique s'exerçant à une hauteur H/3 selon un diagramme de pression triangulaire.

Elle est donnée par :

$$F_h = \frac{1}{2} * \gamma * K_a * H^2$$

$\gamma$ : est la masse volumique de remblai;  $\gamma = 18$  KN/ m<sup>3</sup>

H : est la hauteur totale de la culée ; H = 9.7 m

$K_a$  : coefficient de poussée dans le cas normal (voir tableau XIV.1.).

**Tableau (XIV.2.) : évaluation des charges statiques dues au remblai.**

Poids (KN)	dv (m)	Mv (KN.m)	Fh (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
6300,8	7,83	49335,264	372,60	3,23	1203,49

#### XIV.3.2. Évaluation des charges Sismiques dues à la poussée des terres :

La valeur de la poussée dynamique globale sous séisme, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, et appliquée à mi-hauteur de mur, est donnée par la formule suivante :

$$F_h = \frac{1}{2} * \gamma * (1 \pm k_v) * H^2 * K_{ad} \text{ (RPOA 5.5)}$$

**Tableau (XIV.3.) : calcul des poussées dynamiques globales dues aux terres**

Cas	Kad	F ah (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
Séisme Horizontal + Vertical descendant	0,486	473,28	4,41	2087,17
Séisme Horizontal + Vertical ascendant	0,49	477,17	4,41	2104,35

**XIV.3.3. Évaluation des efforts dus aux surcharges :**

Selon SETRA, une surcharge sur remblai  $q = 10 \text{ KN/m}^2$  est appliquée sur le remblai d'accès. Cette surcharge provoque une poussée appliquée à mi-hauteur selon un diagramme rectangulaire. Elle est donnée par :

$$F_{ah} = \frac{qH}{\cos\beta} * K_a$$

**Tableau (XIV.4.) : évaluation des efforts dus à surcharge sur remblai.**

Poids (KN)	dv (m)	Mv (KN.m)	Fh (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
455,6	7,83	3567,348	426,8	3,23	1378,56

**XIV.4. EVALUATION DES EFFORT ISSUS DE LA CULEE :**

**XIV.4.1. Efforts dus au poids propre des éléments de la culée :**

Ils sont calculés tout simplement en multipliant le volume de chaque élément par le poids volumique de béton armé  $\gamma_{ba} = 25 \text{ KN/ m}^3$ , et en considérant leurs excentrement par rapport au point situé en bas de la semelle (coté du tablier).

**Tableau (XIV.5.) : Calcul des efforts dus au poids propre des culées.**

Élément	P (KN)	dv (m)	Mv (KN.m)
Semelle	3744,00	1,00	3744,00
Mur frontal	1996,56	4,11	8205,86
Dalle de transition	158,50	7,78	1233,16
Mur en routeur	496,68	6,09	3024,80
Corbeau	68,34	7,40	505,72
Mur garde-grève	228,86	7,51	1718,77
Total	6692,95	5.01	18432,30

**XIV.4.2. Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée :**

Ces efforts sont obtenus en accélérant les masses par les coefficients sismiques  $k_h$  et  $k_v$ . L'effort ainsi obtenu sera supposé agir au niveau du centre de gravité de l'appui.

**Tableau (XIV.6.) : Efforts sismiques provenant de l'accélération propre de la culée**

Fvc (KN)	dv (m)	Mv (KN.m)	Fch (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
799	5,01	4002,99	1028,41	1,34	1378,069

**XIV.5. EVALUATION DES EFFORTS ISSUS DU TABLIER :**

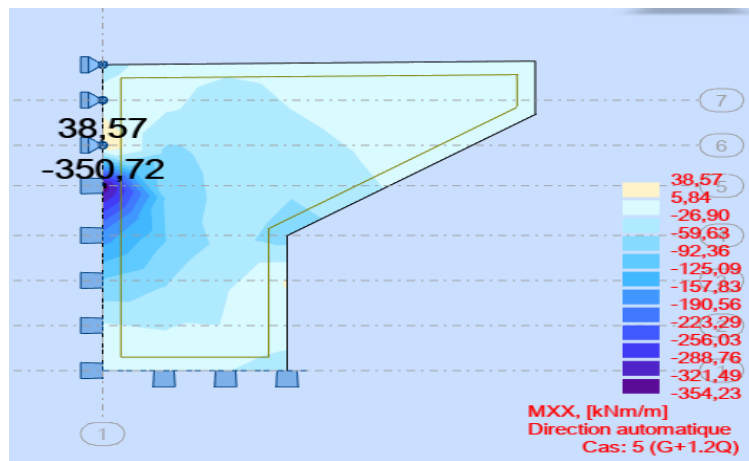
Les charges statiques et dynamiques (séisme et freinage) issues du tablier sont :

**Tableau (XIV.7.) :** évaluation des charges statiques et dynamiques issues du tablier.

Charge	Fvt (KN)	dv (m)	Mv (KN.m)	F ht (KN)	dh (m)	Mh (KN.m)
Poids du tablier	9517	4,01	38163,17	/	/	/
UIC 71	4072	4,01	16328,72	/	/	/
SW/2	2587	4,01	10373,87	/	/	/
Séisme vertical	1028,41	4,01	4123,9241	/	/	/
Séisme Transversal	/	/	/	799	6,1	4873,9
Freinage UIC 71	/	/	/	1000	6,1	6100
Freinage SW/2	/	/	/	1750	6,1	10675
Température	/	/	/	350	6,1	2135

**XIV.6.2. Ferrailage du mur de retour : (B.A.E.L 91)**

**XIV.6.1. Ferrailage horizontal :**



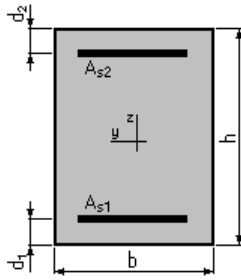
**Figure (XIV.2.) :** Moment Mxx à l'ELS (ROBOT 2024)

Calcul de Section en Flexion Simple : Pour le calcul du ferrailage, on utilise le logiciel de calcul (EXPERT 2010)

Hypothèse : Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

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

Section :



$b = 100,0$ (cm)
$h = 60,0$ (cm)
$d_1 = 3,0$ (cm)
$d_2 = 3,0$ (cm)

Moments appliqués : (tirés à partir du logiciel ROBOT 2024)

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	350,72	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 27,5$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 5,7$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,48$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS	$M_{max} = 350,72$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,00	
Position de l'axe neutre :	$y = 17,9$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 51,0$ (cm)	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 7,7$ (MPa)	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 250,0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\ lim} = 250,0$ (MPa)	

Pour une section  $A_s = 27.5$  cm<sup>2</sup>/ml. On choisit un ferrailage 6HA25 ( $A_s = 29.45$  cm<sup>2</sup>).

XIV.6.2.2. Ferrailage vertical :

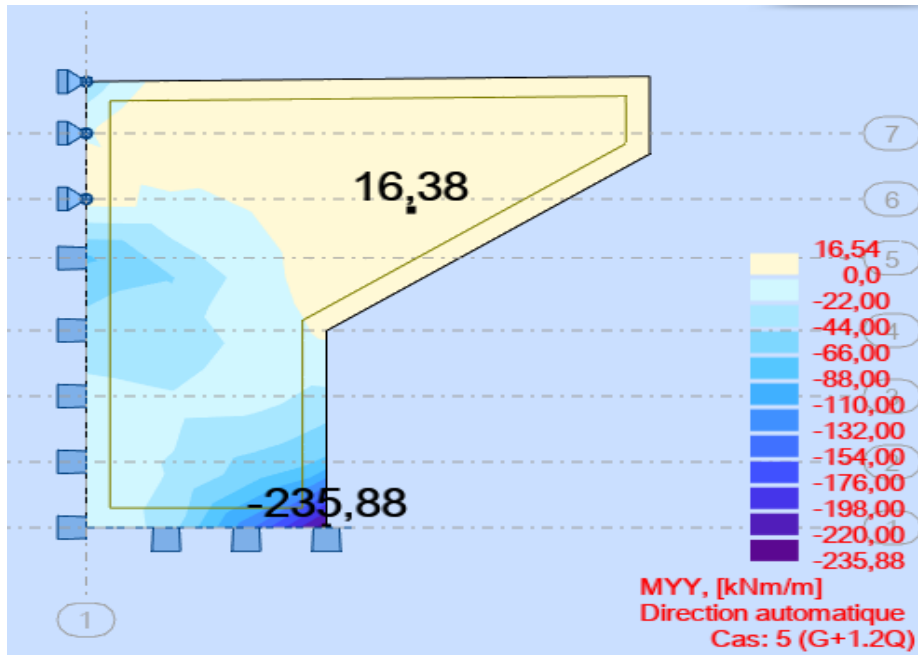


Figure (XIV.3.) : Moment Myy à l'ELS (ROBOT 2024)

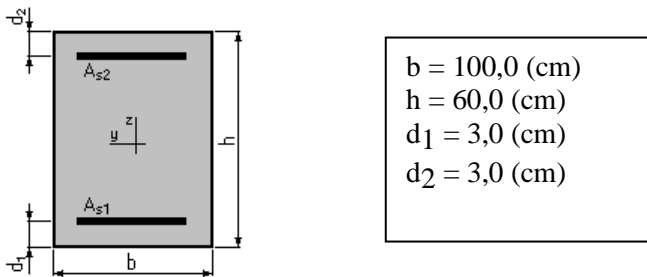
Calcul de Section en Flexion Simple : Pour le calcul du ferrailage, on utilise le logiciel de calcul (EXPERT 2010)

Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

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

Section :



Moments appliqués : (tirés à partir du logiciel ROBOT 2024)

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	235,88	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{S1} = 18,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{S2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 5,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,32 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Moments appliqués : (tirés à partir du logiciel ROBOT 2024)

Cas ELS  $M_{\text{max}} = 235,88 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre :  $y = 15,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier :  $Z = 52,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 6,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Pour une section  $A_s = 18.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . On choisit un ferrailage 6HA20 ( $A_s = 18.85\text{cm}^2$ ).

### XIV.6.3. Le mur garde grève :

Le mur garde-grève est principalement soumis aux forces horizontales exercées sur la face arrière en contact avec le sol. Ces forces incluent la poussée des terres, la poussée des charges locales situées à l'arrière du mur, ainsi que les forces de freinage. La face avant du mur subit des efforts horizontaux de moindre importance. De plus, le mur est soumis à des forces verticales telles que son propre poids et les réactions des charges appliquées sur le mur garde-grève, dont l'effet est cependant négligeable.

**Évaluation des efforts :** Moment dû à la poussée des surcharges :

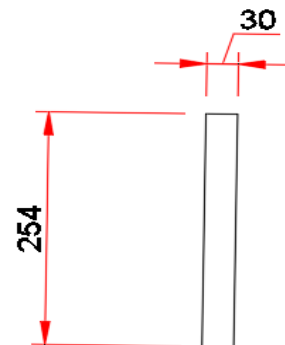
Pour les ponts rails le calcul du moment à l'encastrement se fait par la formule approchée exprimé en (t.m/ml) :

$$M_t = 2,5 \cdot (h + 1) \cdot \gamma \text{ (BAEL)}$$

$$\gamma : \text{coefficient de pondération} \quad \begin{cases} \gamma = 1 \text{ (ELS)} \\ \gamma = 1,45 \text{ (ELU)} \end{cases}$$

Cette formule est valable jusqu'à une hauteur de 3m.

$$\begin{cases} M_u = 2.5 \cdot (2.54 + 1) \cdot 1.45 = 12.83 \text{ t.m/ml} \\ M_{ser} = 2.5 \cdot (2.54 + 1) \cdot 1 = 8.85 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$



### XIV.7.3.1. Ferrailage du mur garde grève :

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$ ;  $b_0 = 1\text{m}$ ;  $h = 0,4 \text{ m}$ ;  $f_{bu} = 15,3\text{MPa}$

$\sigma_s = 207,314 \text{ MPa}$  ;  $d = 0,36\text{m}$

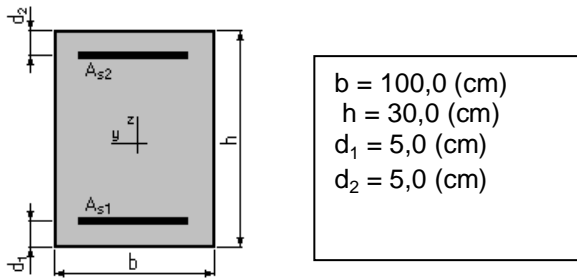
**XIV.6.3.1.1. Verticalement :**

Calcul de Section en Flexion Simple : Pour le calcul du ferrailage, on utilise le logiciel de calcul (EXPERT 2010)

Hypothèses : Béton :  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)      Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

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

Section :



Moments appliqués :

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	128,30	0,00
Etat Limite de Service	88,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 16,0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,0$ (cm <sup>2</sup> )		
Théorique	$\rho = 0,64$ (%)		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{max} = 128,30$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,24	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 5,7$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 22,7$ (cm)	
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 2,95$ (‰)	
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS	$M_{max} = 88,50$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité :	1,00	
Position de l'axe neutre :	$y = 8,8$ (cm)	
Bras de levier :	$Z = 22,1$ (cm)	

Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 9,1$  (MPa)

Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue :  $\sigma_s = 250,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

- **Condition de non-fragilité :**

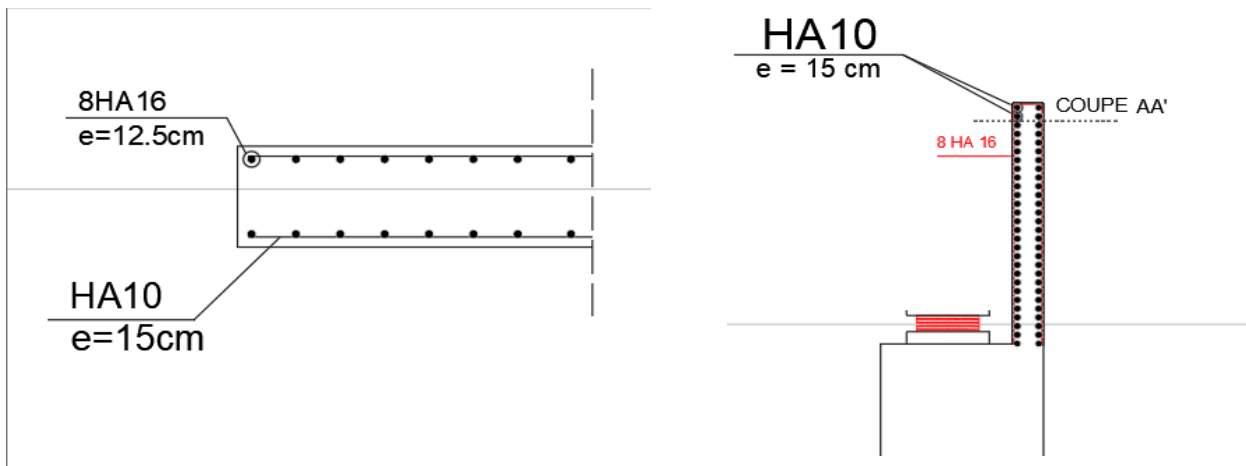
$$A_{cnf} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 1 \cdot 0.36 \cdot 2.22}{500} = 3.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où :  $A_s = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit : 8HA16 (16.08cm<sup>2</sup>/ml)

Avec :  $S_t = 12.5 \text{ cm}$ .

### XIV.7.3.1.2. Horizontalement :

D'après les documents (S.E.T.R.A), on disposera HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.



Coupe AA'

**Figure (XIV.4.) :** Ferrailage du corbeau d'appui et du mur de garde grève

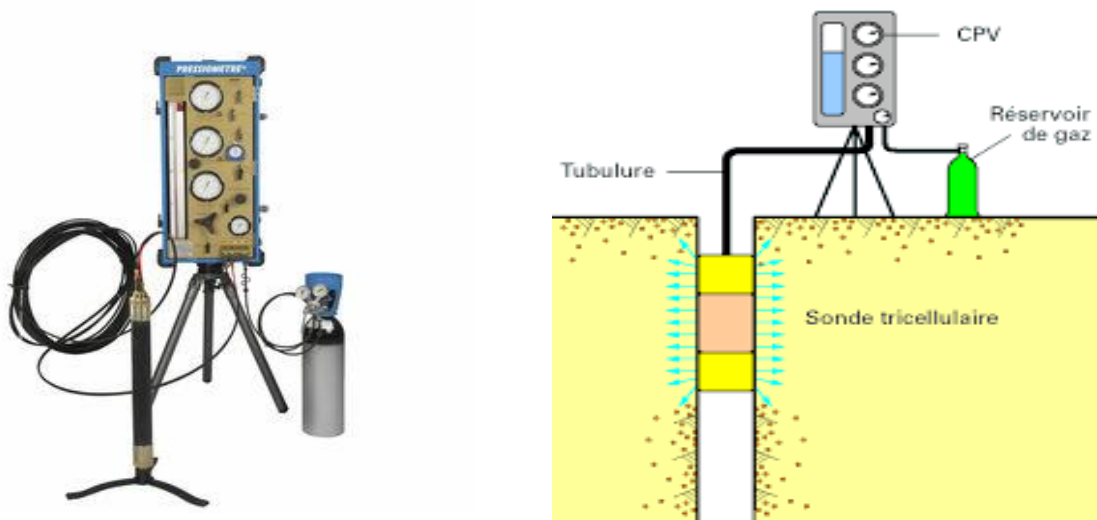
# **CHAPITRE XV : ETUDE DES FONDATIONS**

**INTRODUCTION :**

Pour la réalisation d'un projet d'envergure, une reconnaissance préalable du sol en place est indispensable. Cette reconnaissance peut être effectuée à travers des essais in situ, des essais en laboratoire, ou une combinaison des deux méthodes.

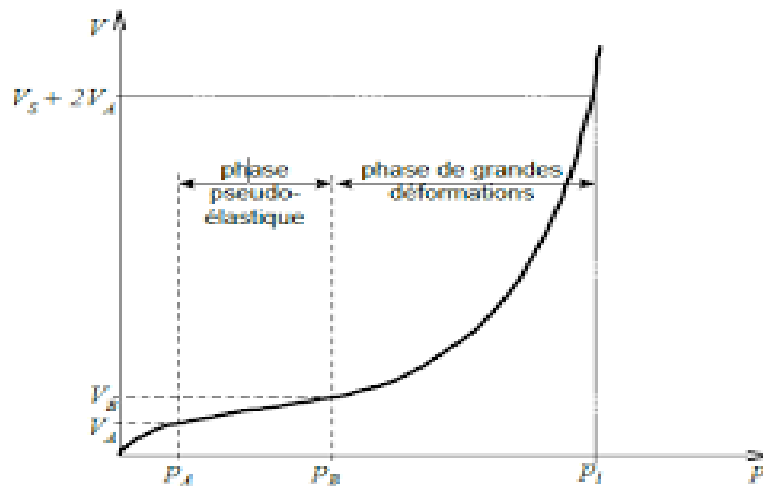
**XV.1 ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD :**

L'essai pressiométrique est un test de chargement in situ qui utilise principalement une sonde cylindrique capable de se dilater radialement, insérée dans un forage préparé par divers procédés. L'analyse des résultats obtenus permet de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol à une profondeur donnée, fournissant ainsi les données nécessaires pour les calculs de fondation.



**Figure (XV.1) :** Pressiomètre.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumétrique du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.



**Figure (XV.2) :** Courbe pressiométrique.

On détermine trois caractéristiques du sol sont notamment déduites :

- Le module pressiométriques EM qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- La pression limite  $p_l$  qui caractérise la résistance de rupture du sol.
- La pression de fluage  $p_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

### XV.1.1. Choix du type de fondation :

D'après le rapport géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type, fondation profonde dont les dimensions sont :

- Longueur du pieu :  $L = 20 \text{ m}$
- Diamètre du pieu :  $\varnothing = 1,2 \text{ m}$

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs. Il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

### XV.1.2. Disposition des pieux :

Le pieu est soumis à un ensemble de sollicitations provenant de la superstructure. Pour cela, sa disposition doit répondre aux conditions suivantes :

- Éviter le tassement différentiel ; la raison pour laquelle les pieux doivent être disposés symétriquement.
- Assurer une diffusion directe des charges dans de bonnes conditions.

### XV.1.3. Calcul justificatif :

#### XV.1.3.1. Vérification des distances entre axe :

Pour assurer une bonne mise en œuvre d'un pieu, la distance entre deux pieux voisins doit vérifier

$$L \geq 2,5\varphi$$

Avec :  $L = 3 \text{ m}$  : Distance entre deux pieux.

$\varphi = 1,2 \text{ m}$  : Diamètre du pieu.

D'où :  $3 \text{ m} \geq 3 \text{ m}$  (Vérifiée)

#### XV.1.3.2. Calcul de la capacité portante des pieux « Qadm » :

La résistance à l'enfoncement d'un pieu se fait par deux mécanismes différents :

- Le mécanisme de frottement latéral.
- Le mécanisme de mobilisation de pression en pointe.

La transmission des efforts au sol s'effectue par le frottement latéral le long du pieu et par la résistance à la pointe.

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

$Q_p$  : La charge en pointe du pieu

Avec :  $Q_f$  : La charge due au frottement latéral unitaire limite du pieu

2 et 3 = coefficient de sécurité

On calcule la charge nominale des pieux en se basant sur les résultats des essais pressiométriques obtenus :

**Tableau (XV.1) : Résultats d'un sondage pressiométrique**

Profondeur (m)	Pression limite (Pl) en [bar]	Module pressiométrique (E) [bar]	Rapport (E/P)
1	19,36	305,32	15,77
2	21,16	461,23	21,80
3	23,62	556,63	23,57
4	19,14	571,58	29,86
5	21,88	438,65	20,05
6	14,66	181,54	12,38
7	20,81	306,53	14,73
8	20,04	282,94	14,12
9	20,31	321,99	15,85
10	28,35	498,55	17,59
11	23,3	621,58	26,68
12	20,82	430,41	20,67
13	25,54	423,86	16,60
14	19,53	520,08	26,63
15	22,36	541,75	24,23
16	22,27	577,63	25,94
17	25,73	491,12	19,09
18	25,16	567,07	22,54
19	27,28	440,92	16,16
20	23,9	492,59	20,61
21	24,92	426,6	17,12
22	38,25	442,84	11,58
23	28,13	357,01	12,69
24	39,87	601,91	15,10

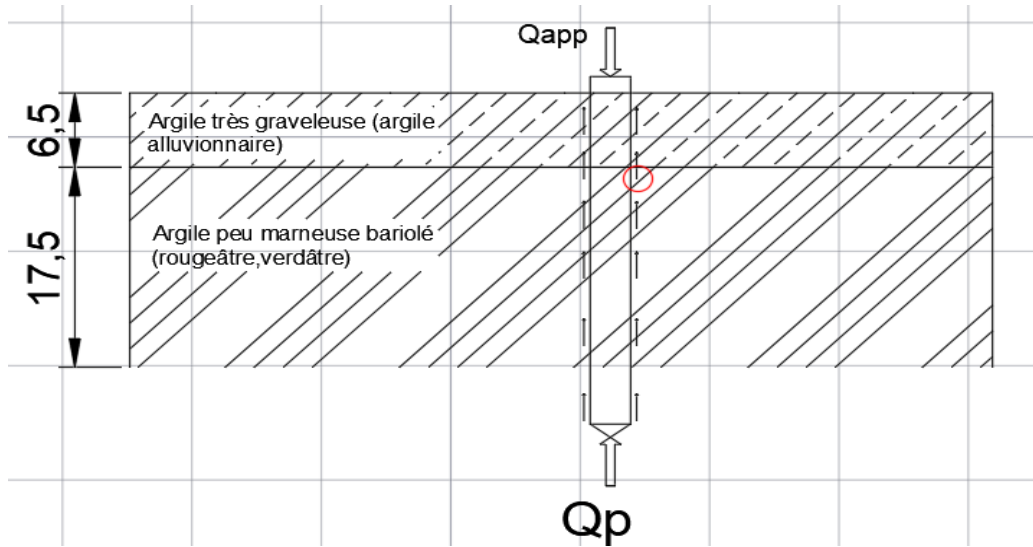


Figure (XV.3) : Coupe géotechnique.

### XV.1.3.3 Résistance à la pointe $Q_p$ :

L'effort limite mobilisable du au terme de pointe d'un élément de fondation est calculé par la relation suivante :

$$Q_p = A_p \cdot q_u \quad \left\{ \begin{array}{l} A_p : \text{représente la section de la pointe ; } A = \pi \cdot r^2 \\ q_u : \text{la contrainte de rupture relative au terme de Pointe} \end{array} \right.$$

Calcul de la contrainte de rupture sous la pointe :

$$q_u = k_p \cdot p_{le}^* \quad \left\{ \begin{array}{l} p_{le}^* : \text{pression limite nette équivalente.} \\ k_p : \text{facteur de portance} \end{array} \right.$$

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} * \int_{D-d}^{D+3a} p_{l}^*(z) dz$$

$p_{l}^*(Z)$  : est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire des différents  $p_{l}^*$  mesurés ; donnée par la formule suivante :  $p_{l}^* = p_l - p_0$

$p_0$  : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai.

$$p_0 = k_0 \gamma H_s + \gamma' H_i + \gamma_w H_i$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma : \text{densité du terrain hors l'eau} \\ H_s : \text{hauteur de sol hors l'eau} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma' : \text{densité immergée} \\ H_i : \text{hauteur de sol immergée} \end{array} \right.$$

**Tableau (XV.2) : Résultats de la résistance à la pointe Qp.**

D (m)	Pl (bar)	P0 (bar)	Pl*(bar)	Pl*e (bar)	Kp	qu (bar)	Qp (t)
10	28,35	1	27,35	23,62	1,3	30,706	347.11
11	23,3	1,1	22,2	21,8	1,2	26,16	295.77
12	20,82	1,2	19,62	21,5	1,2	25,8	291.66
13	25,54	1,3	24,24	20,94	1,3	27,222	307.83
14	19,53	1,4	18,13	20,04	1,2	24,048	271.86
15	22,36	1,5	20,86	21	1,2	25,2	284.86
16	22,27	1,6	20,67	22,41	1,2	26,892	304.05
17	25,73	1,7	24,03	23,68	1,3	30,784	348.04
18	25,16	1,8	23,36	24,04	1,3	31,252	353.27
19	27,28	1,9	25,38	23,46	1,3	30,498	344.84
20	23,9	2	21,9	24,42	1,3	31,746	358.90
21	24,92	2,1	22,82	28,55	1,3	37,115	419.61

**XV.1.3.4 Resistance par frottement latéral unitaire d'un pieu Qf:**

L'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concerné du fût de l'élément de fondation est calculé par l'expression suivante :

$$Q_f = p * \int_0^h q_f(z) dz$$

Avec :

P : périmètre du pieu ;  $P = \pi.D$

h : la hauteur est celle où s'exerce effectivement le frottement latéral.

qf : frottement latéral unitaire limite à la cote z est donné en fonction de la pression limite nette.

**Tableau (XV.3.) : résultats de la résistance par frottement latéral.**

D (m)	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Qf (t)	89,53	105,23	120,83	146,08	161,92	177,65	193,3	219,87	235,63	262,73	278,53	294,26

**Calcul de la capacité portante :**

$$Q_{adm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

**Tableau (XV.4.) : résultats de la capacité portante Qadm**

D (m)	Qp (t)	Qf (t)	Qadm (t)	Qadm (MN)
10	347,11	89,53	160,47	1,60
11	295,77	105,23	151,21	1,51
12	291,66	120,83	157,64	1,58
13	307,83	146,08	175,65	1,76
14	271,86	161,92	171,58	1,72
15	284,86	177,65	183,78	1,84
16	304,05	193,3	198,00	1,98
17	348,04	219,87	225,95	2,26
18	353,27	235,63	235,57	2,36
19	344,84	262,73	246,31	2,46
20	358,9	278,53	258,90	2,59
21	419,61	294,26	287,00	2,87

**Calcul de la charge appliqué :**

- Pile :  $Q_{app} = \frac{N_{max}}{12}$
- Culée :  $Q_{app} = \frac{N_{max}}{15}$

Les combinaisons sont selon le Livret 2.01 SNCF (art.1.7.3) :

$$ELU \quad \left\{ \begin{array}{l} CN : 1,35G + \Psi Q + 0,6T^{\circ} \\ CS : G + F_s + 0,5T \end{array} \right.$$

$$ELS \quad CN : G + Q + 0,6T$$

D'après Livret 2.01 SNCF :

$$Q = \left\{ \begin{array}{l} Gr13 UIC 71 \\ Gr14 (SW / 2) \end{array} \right.$$

**Tableaux (XV.5.) : Valeurs de la charge appliquée.**

		N pile (MN)	Qapp pile (MN)	N culée (MN)	Qapp culée (MN)
ELU	CN	34,02	2,84	41,99	2,80
	CS	28,09	2,34	28,16	1,88
ELS	CN	25,01	2,08	30,82	2,05

Donc :  $Q_{app} < Q_{adm}$ .

- Les pieux sont stables.

**XV.4 Calcul des efforts le long du pieu :**

Les pieux sont supposés encastrés à leur tête dans la semelle et libres à la base. Ils sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant les pieux à différentes sections.

**Le principe de la méthode de « WERNER » :**

La méthode de WERNER permet de donner des moments fléchissant auxquels, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$M(z) = \chi_{\Phi}^M M^* + \frac{1}{\lambda} \chi_{\Phi}^H H^*$$

Avec :

- $M(z)$  : Moment sollicitant les pieux en différentes sections.
- $H^*$  : Effort horizontal en tête du pieu.
- $M^*$  : Moment fléchissant en tête du pieu.

$$M^* = \frac{(-\chi_{\Phi}^H H^*)}{(\chi_{\Phi}^M \lambda)}$$

Le pieu étant supposé encastrer en tête, devient :

$\chi_{\Phi}^M, \chi_{\Phi}^H$  : Sont tirés à partir des abaques de « WERNER » en fonction de la nature du sol et de «  $\lambda L$  »

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\Phi \cdot Cu}{4EI}}$$

- $\lambda$  : Coefficient d'amortissement.
- $\Phi$  : Diamètre du pieu :  $\Phi = 1,2$  m
- $I$  : Moment d'inertie du pieu :  $I = \frac{\pi \cdot \Phi^4}{64} = 0.102 \text{ m}^4$
- $E$  : Module d'élasticité:  $E = 11000^3 \sqrt{fc28} = 33000 \text{ Mpa}$
- $Cu$  : coefficient de portance  $Cu = 30 \text{ MN/m}^3$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\Phi \cdot Cu}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.2 \cdot 30}{4 \cdot 33000 \cdot 0.102}} = 0.227 \text{ m}^{-1} \Rightarrow \lambda L = 4.559$$

Les valeurs de  $\chi_{\Phi}^M, \chi_{\Phi}^H$  pour  $\lambda L = 4.559$  seront tirées à partir des tableaux de « WERNER ». On interpole entre les valeurs de  $\lambda L = 4$  et  $\lambda L = 6$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\Phi}^H = 1.26 ; \chi_{\Phi}^M = 1.54 \\ \lambda L = 6 \Rightarrow \chi_{\Phi}^H = 1.45 ; \chi_{\Phi}^M = 1.65 \end{array} \right.$$

$$\lambda L = 4.559 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \chi_{\Phi}^H = 1.31 \\ \chi_{\Phi}^M = 1.57 \end{array} \right.$$

## XV.2 FERRAILLAGE DU PIEU :

### XV.2.1 Ferrailage longitudinal :

D'après les abaques de R. WALTHER qui donne le ferrailage d'une section circulaire en flexion composée on calcule le couple (m, n) et on tire (w).

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{N^*}{\pi.R^2.Bw} \\ m = \frac{M^*}{\pi.R^2.D.Bw} \end{array} \right.$$

Avec :

$$Bw = f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$$D = 1,2 \text{ m (diamètre du pieu) ; } R = 0,6 \text{ m (rayon du pieu).}$$

- **Sous pile :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 34.02 \text{ MN} \\ H_{max} = 1.59 \text{ MN} \end{array} \right.$$

$$H^* = \frac{H_{max}}{12} = \frac{1.59}{12} = 0.132 \text{ MN}$$

$$N^* = \frac{N_{max}}{12} = \frac{34.02}{12} = 2.835 \text{ MN}$$

$$M^* = \frac{(-\chi_{\phi}^H.H^*)}{(\chi_{\phi}^M.\lambda)} = \frac{-1.31 \cdot 0.132}{1.57 \cdot 0.227} = -0.485 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{2.835}{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 27} = 0.0928 \\ m = \frac{0.485}{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 1.2 \cdot 27} = 0.0132 \end{array} \right.$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de (**w**) correspondante donc on aura : w = 0.12

$$w = \frac{A_s}{\pi.R^2} * \frac{F_e}{F_{c28}} \Rightarrow A_s = \frac{\pi.R^2.f_{c28}.w}{F_e} = \frac{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 0.12 \cdot 27}{500} = 0.00732 \text{ m}^2 = 73.28 \text{ cm}^2$$

On prévoit : 25HA20 ( $A_s = 78.54 \text{ cm}^2$ )

- **Sous la culée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 41,99 \text{ MN} \\ H_{max} = 5.20 \text{ MN} \end{array} \right.$$

$$H^* = \frac{H_{max}}{12} = \frac{5.20}{12} = 0.433 \text{ MN}$$

$$N^* = \frac{N_{max}}{12} = \frac{41.99}{12} = 3.499 \text{ MN}$$

$$M^* = \frac{(-\chi_{\phi}^H \cdot H^*)}{(\chi_{\phi}^M \cdot \lambda)} = \frac{-1.31 \cdot 0.433}{1.57 \cdot 0.227} = -1.59 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{3.499}{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 27} = 0.114 \\ m = \frac{1.59}{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 1.2 \cdot 27} = 0.043 \end{array} \right.$$

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de (w) correspondante donc on aura :  
w = 0.24

$$w = \frac{A_s}{\pi \cdot R^2} * \frac{F_e}{F_{c28}} \Rightarrow A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot f_{c28} \cdot w}{F_e} = \frac{\pi \cdot 0.6^2 \cdot 0.24 \cdot 27}{500} = 0.0146 \text{ m}^2 = 146.57 \text{ cm}^2$$

On prévoit : 19HA32 (As = 152.81cm<sup>2</sup>)

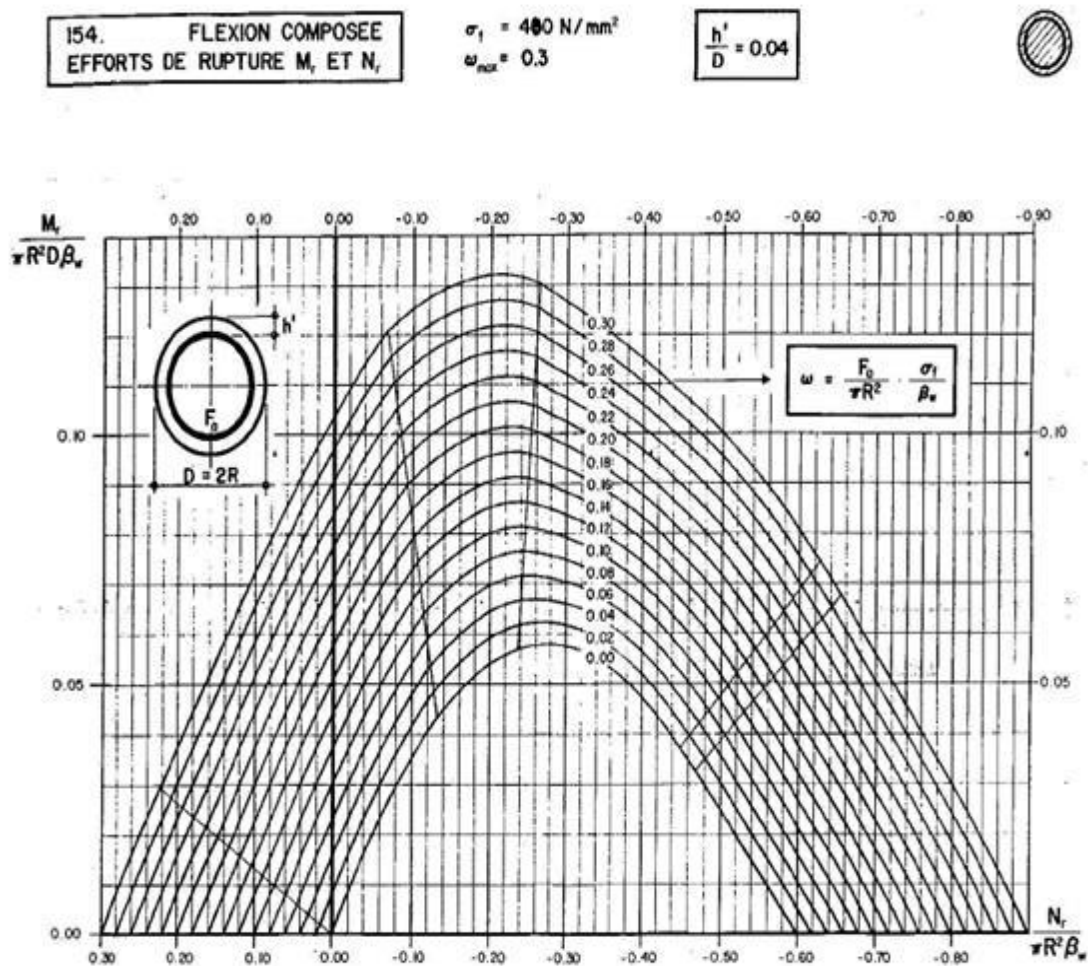


Figure (XV.4.) : Abaque Walther

- **Le ferrailage minimal :**

D'après le document SETRA la section d'armature minimal :

$$A_{tmin} = 0.5\% \sqrt{\frac{1}{\phi}} \cdot \pi \cdot R^2 = 0.005 * \sqrt{\frac{1}{1.2}} * \pi * 0.6^2 = 0.004854 \text{ m}^2 = 48.54 \text{ cm}^2$$

**XV.2.2. Ferrailage transversal :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On assimile la section circulaire à une section carrée ( $b_0 \times b_0$ ) telle que :

$$2R = b_0 \sqrt{2} \Rightarrow b_0 = R\sqrt{2} = 0.848$$

$$d = 0,9b_0 = 0.764$$

On doit vérifier que : (B.A.E.L 91 Article .5)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \tau_{lim} = \min\left[\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right] = 2.7 \text{ MPa}$$

$$V_u = H^* = \begin{cases} 0.132 \text{ MN} & \text{Sous pile} \\ 0.433 \text{ MN} & \text{Sous la culée} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{0.132}{0.764 \cdot 0.848} = 0.203 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{0.433}{0.764 \cdot 0.848} = 0.668 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \begin{cases} 0.203 \text{ MPa} < 2.7 \text{ MPa} & \text{Sous pile (Vérifiée)} \\ 0.668 \text{ MPa} < 2.7 \text{ MPa} & \text{Sous la culée (Vérifiée)} \end{cases}$$

**Calcul de  $A_t$  :** (BAEL91 A.5.1,23)

$$\frac{A_t}{S_t} \geq b_0 \cdot \gamma_s \cdot \frac{\tau_u - 0.3K}{0.9 \cdot F_e}$$

Avec :  $K=0 \Rightarrow$  reprise de bétonnage

$$A_t = S_t \cdot \frac{b_0 \cdot \gamma_s \cdot \tau_u}{0.9 \cdot F_e} ; \text{ On fixe: } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Donc:

$$A_t = S_t \cdot \frac{b_0 \cdot \gamma_s \cdot \tau_u}{0.9 \cdot F_e} = \frac{20 \cdot 0.848 \cdot 1.5 \cdot 0.203}{0.9 \cdot 500} = 0.01147 \text{ m}^2 = 1.147 \text{ cm}^2$$

$$A_t = S_t \cdot \frac{b_0 \cdot \gamma_s \cdot \tau_u}{0.9 \cdot F_e} = \frac{20 \cdot 0.848 \cdot 1.5 \cdot 0.668}{0.9 \cdot 500} = 0.00377 \text{ m}^2 = 3.776 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \begin{cases} 1.147 \text{ cm}^2 & \text{sous pile soit 1 cercle de HA14 (} A_s = 3.08 \text{ cm}^2) \\ 3.776 \text{ cm}^2 & \text{sous la culée soit 1 cercle de HA16 (} A_s = 4.02 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

• Vérification du pourcentage minimum des armatures transversales :

$$\frac{At.Fe}{St.b0} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right)$$

Sous pile :  $\frac{At.Fe}{St.b0} = \frac{3,08 \cdot 500}{20 \cdot 0,848} = 0,908 \geq 0,4$  MPa (Vérifiée)

Sous la culée :  $\frac{At.Fe}{St.b0} = \frac{3,776 \cdot 500}{20 \cdot 0,848} = 1,185 \geq 0,4$  MPa (Vérifiée)

Selon le RPOA article 7.6.2.2; pour un pieux de 1.2 m

- Cercle de HA16 St max = 8.56 cm en zone critique  
St max = 17.16 cm hors zone critique
- Cercle HA14 Stmax = 6.58 cm en Zone critique  
Stmax = 13.15 cm hors critique

Donc on retient :

Pour les cercles HA16 un espacement St = 8 cm en zone critique / St = 15 cm en zone hors critique

Pour les cercles HA14 un espacement St = 6 cm en zone critique / St = 13 cm en zone hors critique

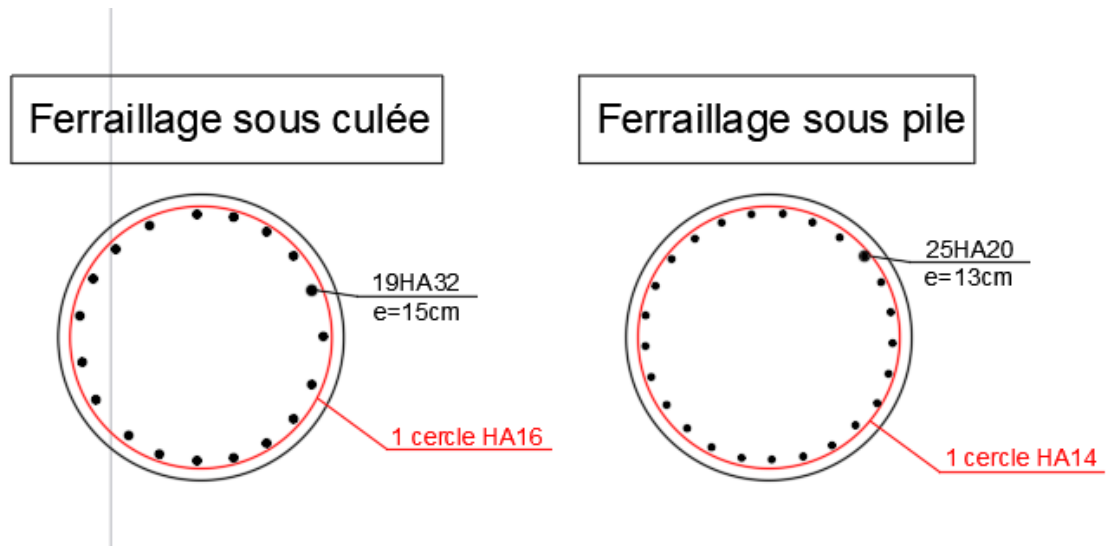


Figure (XV.5.) : Ferrailage des pieux

# **CONCLUSION GENERALE**

### CONCLUSION

À l'issue de l'élaboration de mon projet, axé sur l'étude et la conception d'un pont ferroviaire, j'ai eu l'occasion d'observer en détail les mécanismes internes d'une telle entreprise, y compris le choix des différentes variantes possibles. Cette expérience m'a mené à la conclusion que la profession d'ingénieur est fondamentalement une science qui englobe tous les paramètres du développement : la sécurité, les délais et l'économie, ces trois facteurs étant primordiaux pour l'avenir du secteur des travaux publics.

Tout au long de ma mission, j'ai mobilisé les connaissances acquises au cours de ma formation. Ce mémoire, véritable aboutissement de plusieurs années de travail rigoureux, témoigne des efforts constants de mes professeurs pour me transmettre leur savoir.

En conclusion, ce Projet de Fin d'Études m'a non seulement permis de comprendre les différentes étapes de calcul et de conception des ouvrages d'art, mais il m'a également offert une immersion concrète dans la vie professionnelle. L'étude comparative des différentes variantes m'a aidé à apprécier la complexité des choix techniques et économiques, et à évaluer leur impact sur la durabilité et la fonctionnalité des ouvrages.

Cette expérience pratique renforce ma détermination à exercer avec rigueur et passion dans le domaine de l'ingénierie des travaux publics, animé par une compréhension approfondie des défis et des responsabilités qui m'attendent. Le processus d'étude et de conception, m'a préparé à contribuer de manière significative et innovante au secteur des travaux publics.

# **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

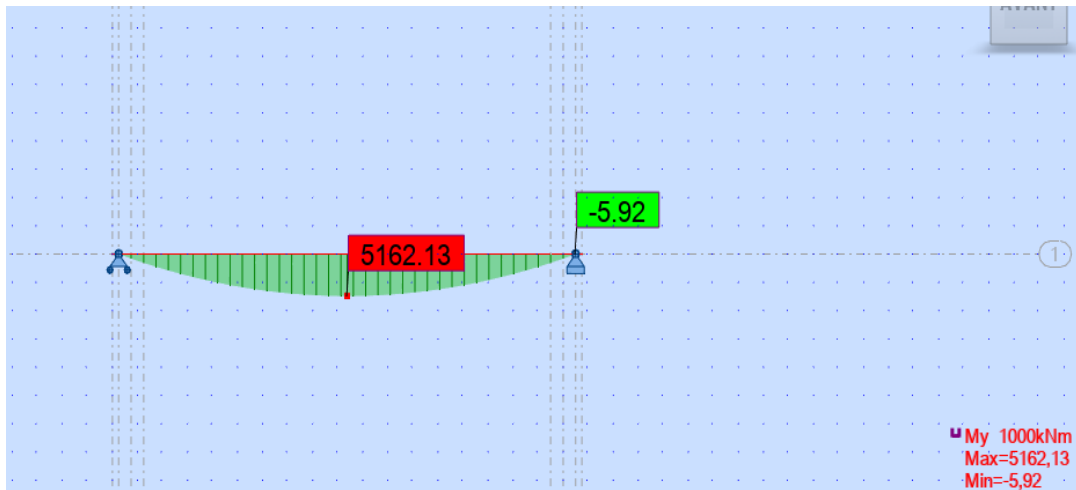
## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

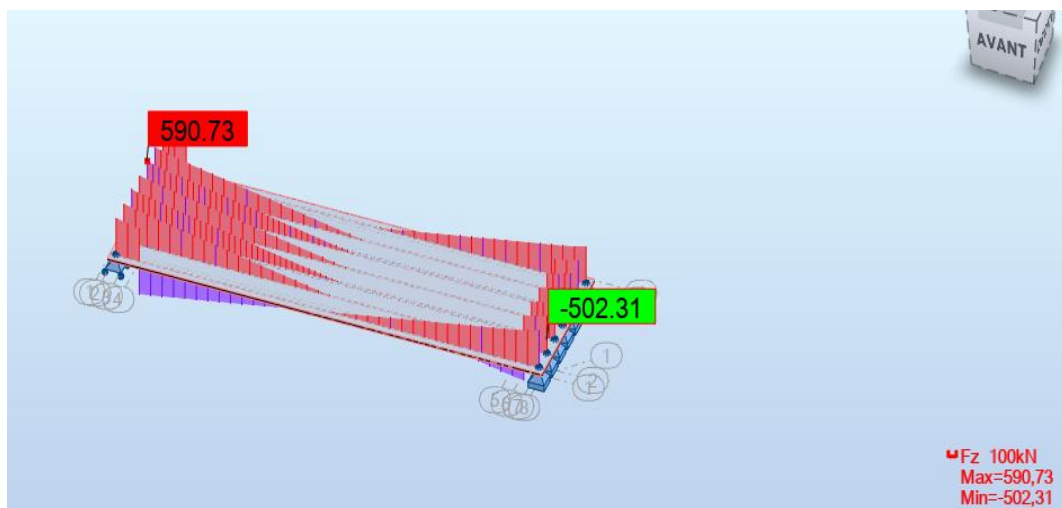
- Ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post tensions (VIPP) (SETRA)
- Ponts mixtes acier-béton (version 4 d'aout 2009) Guide de conception (SETRA)
- Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs (SETRA)
- Béton précontraint aux états limites (BPEL 91 modifie 99).
- Béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifié 99).
- Règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA). Ministère des travaux publics. Mars 2008.
- CODE UIC 776-1 (version 5e édition, Aout 2006) Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails
- Règle définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts rails (SNCF-LIVRET 2.01). Edition février 1995.
- Application du nouveau règlement parasismique algérien des ouvrages d'art (RPOA) 2008 sur un pont à poutre multiple.
- La précontrainte Fressinet : le système de l'inventeur du Béton précontraint.
- Appareil d'appui en élastomère fretté (S.E.T.R.A).
- Appuis des tabliers (S.E.T.R.A).
- Cours de structure de monsieur Benredouane
- Abaques allemands : WARNER.
- Logiciels utilisés : Auto-CAD 2024, ROBOT 2024, Expert ROBOT 2010

**ANNEXE A : DIAGRAMMES DES EFFORTS  
INTERNES**

**A.1. Poids propre (dalle + poutres + entretoises) :**

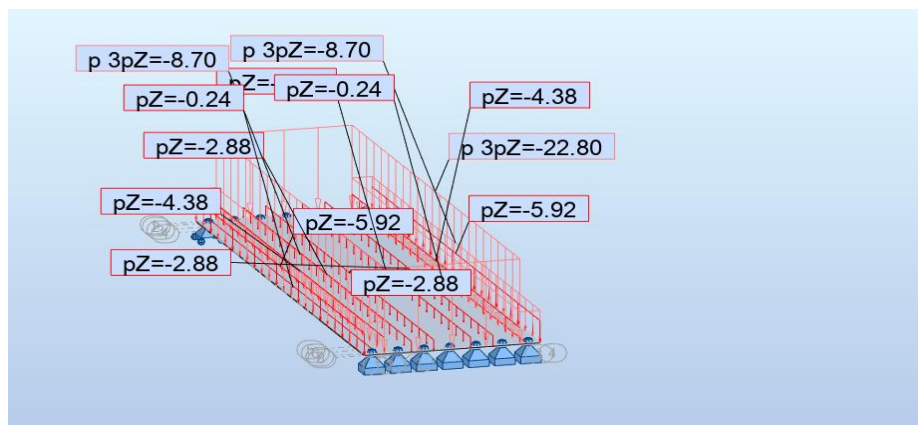


**Figure (A.1.) :** Diagramme du moment M dû au poids propre (dalle + poutre +Entretoises)



**Figure (A2.) :** Diagramme de l'effort tranchant dû au poids propre (dalle+ poutres + entretoises)

**A.2. Poids compléments des charges permanentes (Ccp) :**



**Figure (A.3.) :** Introduction des Ccp (Poids des trottoirs).

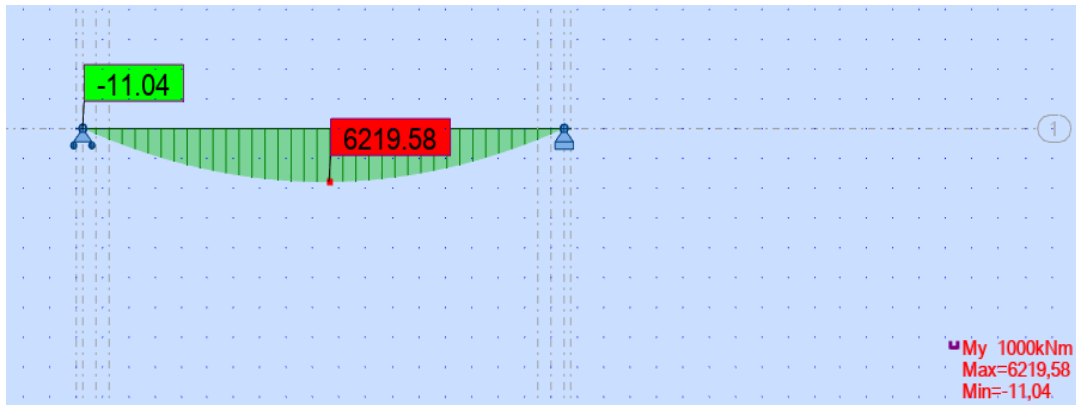


Figure (A.4.) : Diagramme du moment M dû aux charges complémentaires permanentes

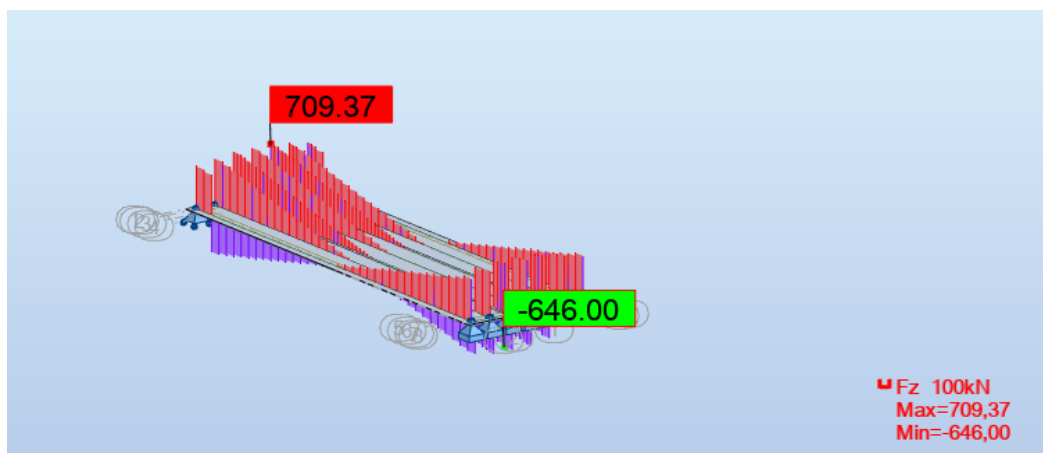


Figure (A.5.) : Diagramme de l'effort tranchant dû aux charges complémentaires permanentes.

### A.3. Charges d'exploitation :

#### A.3.1. UIC 71, 1 voie :

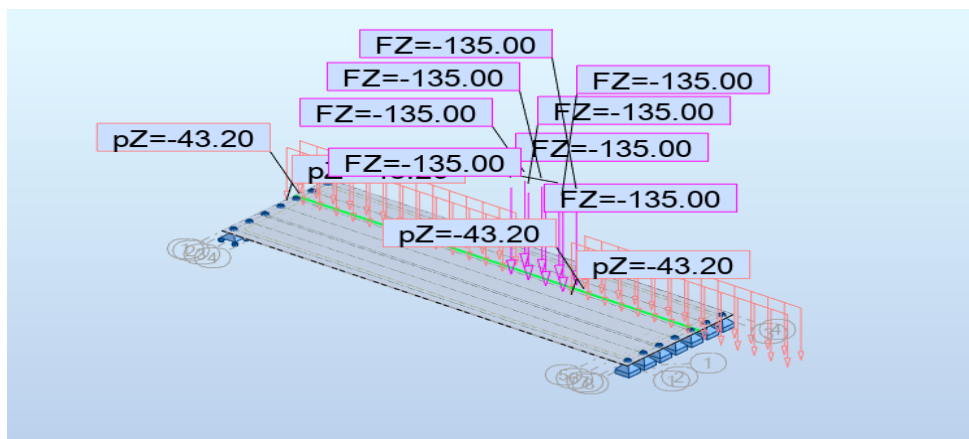


Figure (A.6.) : Introduction des surcharges (UIC 71 V1)

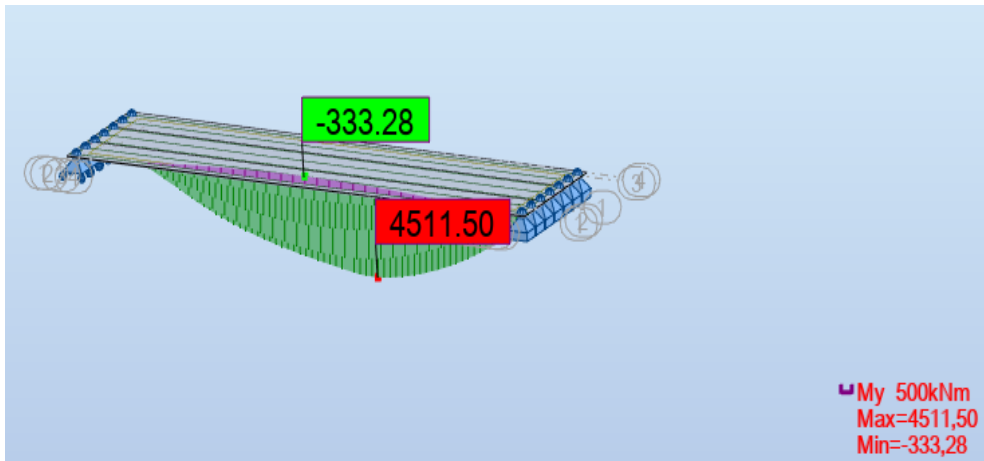


Figure (A.7.) : Diagramme du moment M dû aux surcharges (UIC 71 V1)

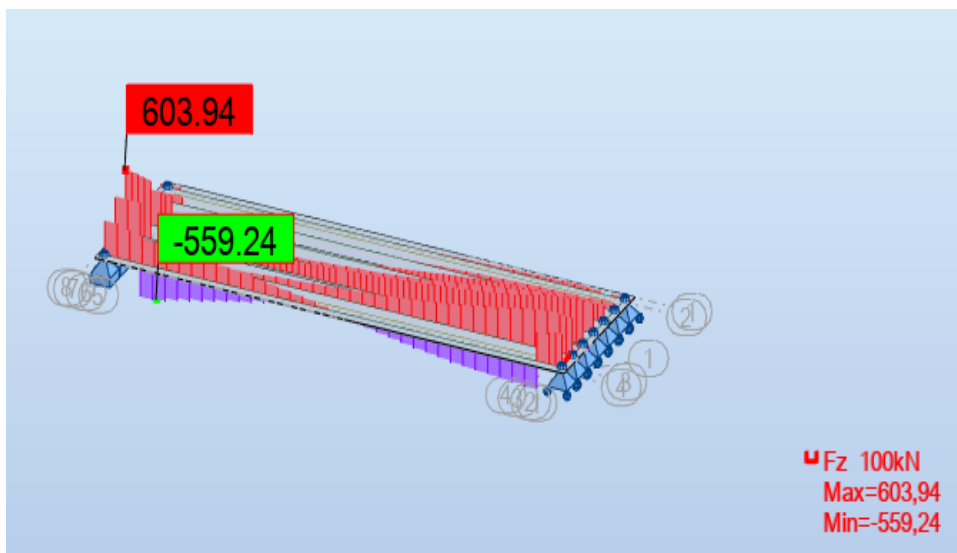


Figure (A.8.) : Diagramme de l'effort tranchant dû aux surcharges (UIC 71 V1)

A.3.2. SW0 1 voie :

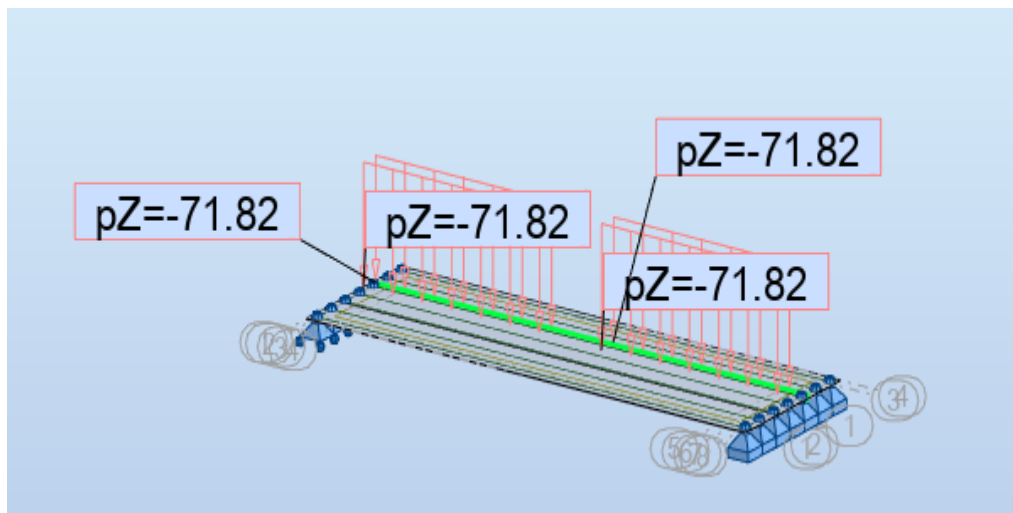


Figure (A.9.) : Introduction des surcharges (SW0 1 voie)

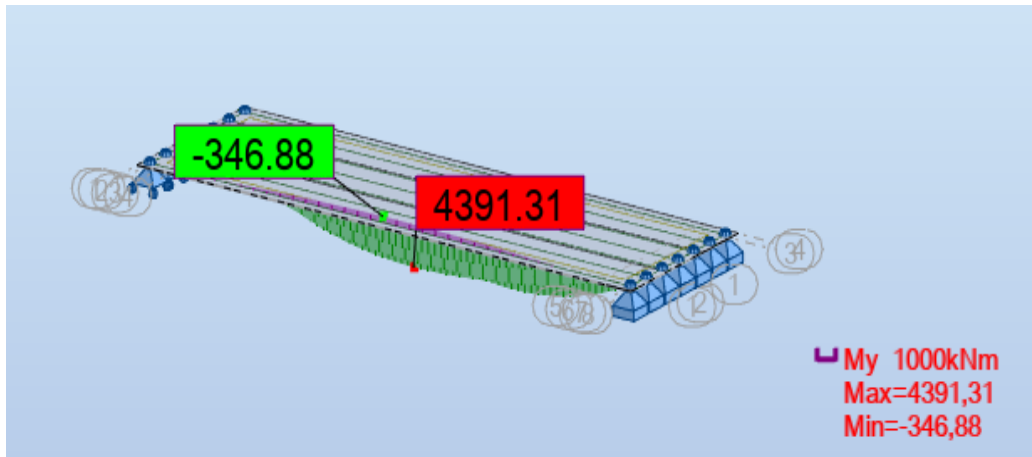


Figure (A.10.) : Diagramme du moment M dû aux surcharges (SW0 1 voie)

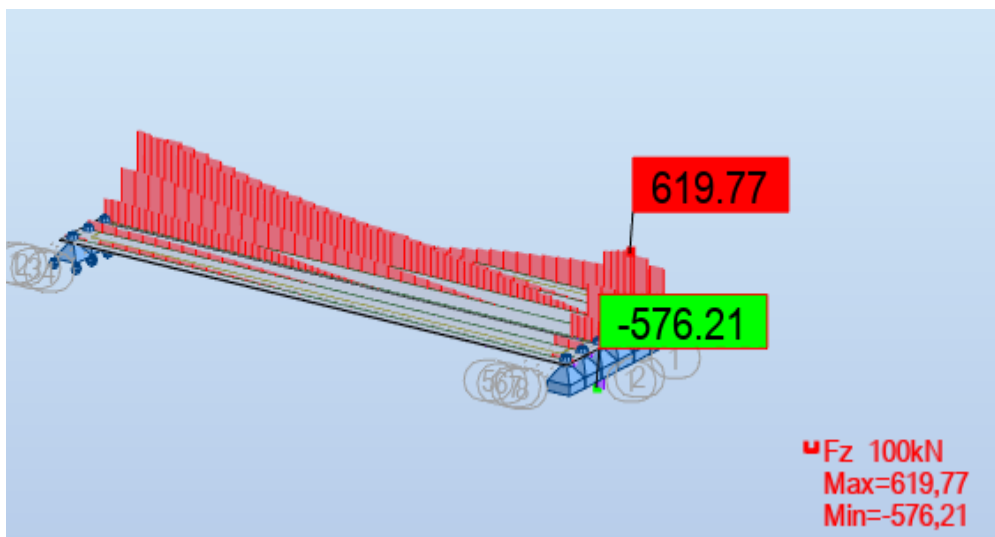


Figure (A.11.) : Diagramme de l'effort tranchant dû aux surcharges (SW0 1 voie)

A.3.3. SW2 1 voie :

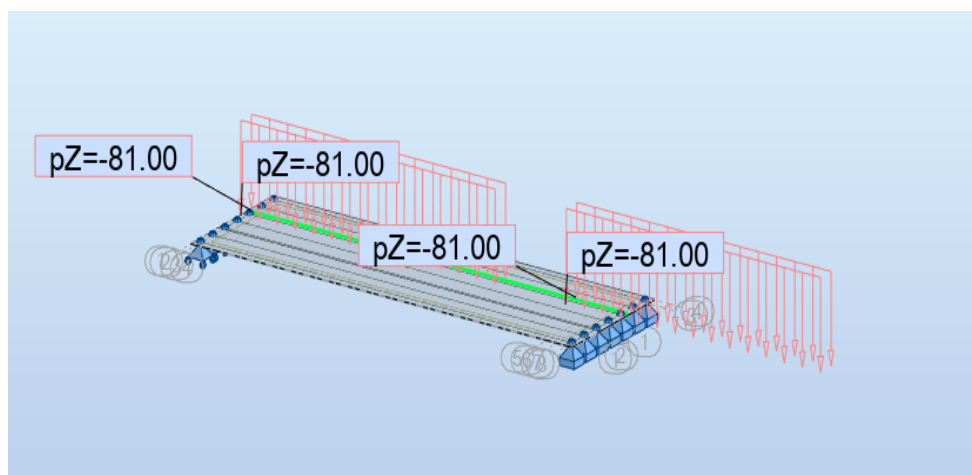


Figure (A.12.) : Introduction des surcharges (SW2 1 voies)

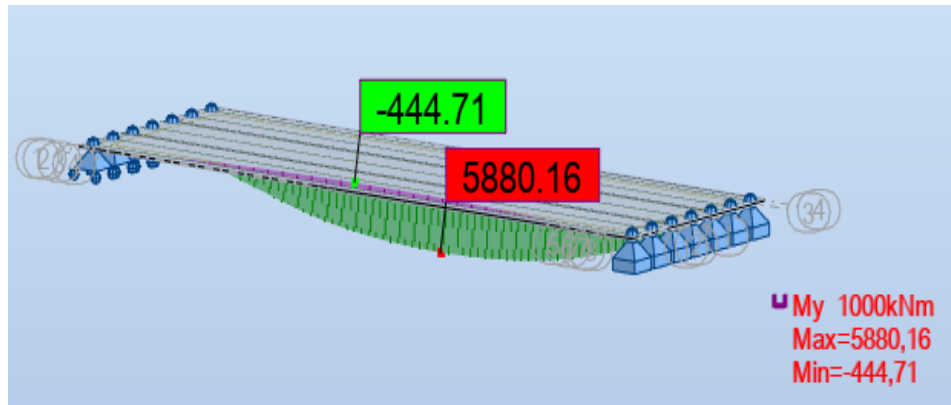


Figure (A.13.) : Diagramme du moment M dû aux surcharges (SW2 1 voie)

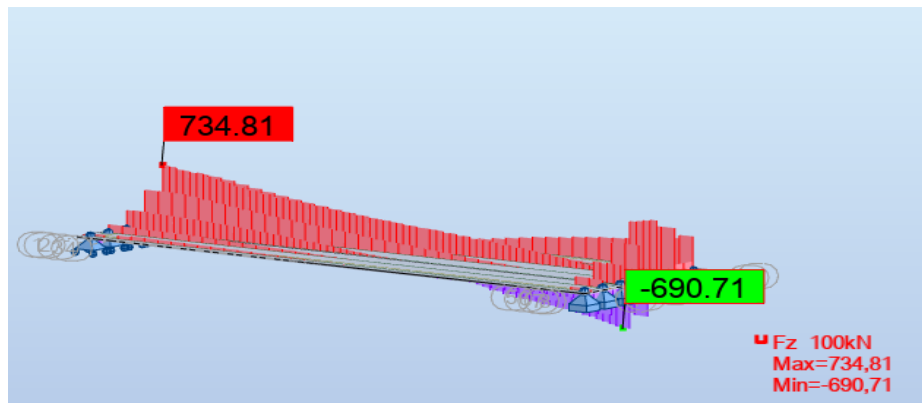


Figure (A.14.) : Diagramme de l'effort tranchant dû aux surcharges (SW2 1 voie)

**ANNEXE B : RESULTATS DES ESSAIS  
GEOTECHNIQUES**





Figure (B.1.) : PK 23 Sondage N° SC 03 – Caisse N° 1 – de 00.00 à 06.00m



Figure (B.1.) : PK 23 Sondage N° SC 03 – Caisse N° 2 – de 06.00 à 12.00m

