

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

ترانسيس جانيسون

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

## Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT SUR OUED  
SEYBOUSE ENTRE RN 20 ET NADOR WILAYA DE  
GUELMA

Présenté par :

DJOUAB ISSLAM YUCEF  
BERRA LOTFI KHEIREDDINE

Encadré par :

M<sup>r</sup>. TABANI SAMIR

Promotion 2021 /2022

# REMERCIEMENT

On ne peut pas finir ce travail sans dire encore une fois merci à ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la foi, la force et le courage.

On tient à exprimer toute notre gratitude à toutes les personnes physiques ou morales qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Nous remercions plus particulièrement nos chers parents de nous avoir aidés à arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur, Mr TABANI SAMIR, son entière disponibilité, ses conseils et ses éclaircissements qui nous ont tant servi.

Nous remercions également tous les membres du jury pour l'honneur qu'il nous feront en examinant notre travail.

Nous adressons nos chaleureux remerciements à tous les enseignants de la filière Travaux Publics, ainsi qu'aux fonctionnaires et administrateurs.

Nous tenons à exprimer notre gratitude et notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail.

---

# Dédicaces

Je rends grâce à Dieu et dédie particulièrement ce travail :

A ma Mère qui m'a donné la vie et qui a guidé mes premiers pas dans la recherche du savoir et de la réussite.

A mon Père auprès de qui j'ai eu le goût de la sagesse et qui m'a appris la bonté, le pardon et l'amour du travail.

A mes frères

A la mémoire de mes grands-parents que le meilleur des paradis soit leurs demeures.

.

A toute ma famille paternelle et maternelle.

A mon camarade avec qui j'ai partagé ce modeste travail.

Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail.

---

Berra Lotfi Kheireddine

# Dédicaces

Je dédie ce travail :

A Ma chère Mère A la personne la plus chère dans ma vie pour sa charité, son soutien et son amour, ma chère mère, que dieu la protège.

A mon Père dont le mérite les sacrifices et les qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour.

A mon frère et sœurs Qui ont toujours su me motiver même dans les moments de doute. Un grand merci pour leurs encouragements et leurs soutiens moraux.

A toute la promotion (2021/2022).

Ainsi qu'à l'ensemble de mes amis

---

# Djouab Isslam Youcef

## ملخص

كجزء من مشروع نهاية الدراسة، تم إنتاج هذه الأطروحة التي تنص على تصميم ودراسة الترتيبات الفنية لجسر خرساني متعدد ب مدينة الناظور. محافظة قالمة. RN 20 الحزم سابق الإجهاد بطول 108 أمتار وعرض 10 أمتار، عبر الوادي وربط

بدأنا عملنا بمقدمة عامة، عرض تقديمي للمشروع. ثم انتقلنا إلى التصميم العام، والذي اقترحنا منه 3 متغيرات، ثم إلى اختيار المتغير الأكثر فائدة بناءً على تحليل متعدد المعايير، والذي اخترنا منه حل الجسر لـ (جسر مع عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد). تقديم دراسة تفصيلية للمقترح المحدد: خصائص المواد المستخدمة في حساب وتقييم الأحمال والزائدة المطبقة على الأعمال بعد دراسة الخرسانة سابقة الإجهاد - دراسة العناصر الأخرى للجسر - تصميم ودراسة البنى التحتية: الرصيف والدعامة، وأخيرًا الخاتمة العامة، هذا المشروع قد تم إنجازه بواسطة برنامج ريبوت 2021 وبرامج الحساب الأخرى. الكلمات المفتاحية: كابل، دعامة، عمود، الشد بعد المسبق الإجهاد، خرسانة، رافدة، جسر

## Résumé :

Dans le cadre du projet de fin d'étude s'inscrit ce présent mémoire qui synthétise la conception et étude d'un pont en béton précontraint, avec une Longueur de 108 m et une largeur de 10 m, franchise un oued et relie la RN 20 avec la ville NADOR wilaya de Guelma.

Nous avons entamé notre travail par une introduction générale, une présentation du projet. Ensuite, nous avons passé par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont (un pont à poutres en béton précontraint),

Puis nous sommes passés à une étude détaillée de la proposition spécifique : Caractéristiques des matériaux utilisés dans le calcul et l'évaluation des charges utiles et des surcharges appliquées à l'ouvrage

Après nous avons fait étude du béton précontraint - Etude des autres éléments de du pont -

Conception et étude des infrastructures : Pile et Culée, enfin une conclusion générale.

Ce Travail est fait à l'aide du programme de robot Autodesk 2021 pour étudier ce projet et d'autre logiciels de calculs.

Mots clé : Pont, Poutre, Béton, Précontraint post-tension, Pile, culée, câble.

## Abstract

As part of the end-of-study project, this present report synthesises the design and study of a prestressed concrete bridge, with a length of 108 m and a width of 10 m, crossing a wadi and connecting the RN 20 with the city NADOR wilaya of Guelma.

We began our work with a general introduction, a presentation of the project. Then, we then moved on to the general design, of which we proposed 3 variants, then the choice of the most advantageous variant based on a multi-criteria analysis, from which we opted for the solution of a bridge (a prestressed concrete girder bridge),

Then we moved on to a detailed study of the specific proposal: Characteristics of the materials used in the calculation and evaluation of the payloads and overloads applied to the work

Afterwards we studied the prestressed concrete - Study of the other elements of the bridge - Design and study of the infrastructures : Pier and Abutment, finally a general conclusion.

This work is done using the Autodesk 2021 robot program to study this project and other calculation software.

Keywords : Bridge, Beam, Concrete, Post-tensioned prestressed, Pire, abutment, cable.

# **SOMMAIRE**

## **INTRODUCTION**

**GENERALE** \_\_\_\_\_ *1*

## **Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

*I.1.INTRODUCTION* \_\_\_\_\_ *2*

*I.2.GENERALITES SUR LES PONTS* \_\_\_\_\_ *2*

*I.3.PRESENTATION DU PROJET* \_\_\_\_\_ *6*

*I.4.CONCLUSION* \_\_\_\_\_ *13*

## **Chapitre II : CONCEPTION**

*II.1. INTRODUCTION* \_\_\_\_\_ *15*

*II.2.LES PARAMETRES INFLUANT DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE* \_\_\_\_\_ *15*

*II.3. PRESENTATION DES VARIANTES PROPOSEES* \_\_\_\_\_ *15*

*II.4. ANALYSE MULTICRITERE :* \_\_\_\_\_ *27*

*II.5. CONCLUSION :* \_\_\_\_\_ *28*

## **Chapitre III : CARACTERIS-TIQUES DES MATERIAUX**

*III.1. INTRODUCTION :* \_\_\_\_\_ *29*

*III.2. LE BETON :* \_\_\_\_\_ *29*

*III.2. L'ACIER :* \_\_\_\_\_ *34*

## **Chapitre IV : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES**

*IV.1. CALCUL DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES :* \_\_\_\_\_ *39*

## **Chapitre V : CHARGES ET SURCHARGES**

*V.1.INTRODUCTION* \_\_\_\_\_ *47*

*V.2. CALCUL DES CHARGES* \_\_\_\_\_ *47*

*V.3. CALCUL DES SURCHARGES* \_\_\_\_\_ *51*

---

<b>V.4. CALCUL DES SOLLICITATIONS LONGITUDINAUX</b>	<b>61</b>
<b>V.5. LES COMBINAISON DES CHARGES</b>	<b>68</b>
<b>V.6. CONCLUSION</b>	<b>71</b>

## **Chapitre VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE**

<b>VI.1. INTRODUCTION</b>	<b>73</b>
<b>VI.2. DEFINITION DE LA PRECONTRAINTE:</b>	<b>73</b>
<b>VI.3. LES PROCEDES DE LA PRECONTRAINTE</b>	<b>73</b>
<b>VI.4. DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL :</b>	<b>76</b>
<b>VI.5. PRECONTRAINTE MINIMALE</b>	<b>77</b>
<b>VI.6. DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES</b>	<b>79</b>
<b>VI.7. VERIFICATION DES CONTRAINTES</b>	<b>80</b>
<b>VI.8. DISPOSITION DES CABLES</b>	<b>87</b>
<b>VI.9. LES PERTES DE DE PRECONTRAINTES PAR POST-TENSION</b>	<b>96</b>
<b>VI.10. VERIFICATION DES CONTRAINTES</b>	<b>110</b>
<b>VI.11. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE</b>	<b>116</b>
<b>VI.12. JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT</b>	<b>118</b>
<b>VI.13. CONCLUSION</b>	<b>122</b>

## **Chapitre VII : ETUDE DE LA DALLE**

<b>VII.1 INTRODUCTION</b>	<b>125</b>
<b>VII.2. CALCUL DES MOMENTS</b>	<b>125</b>
<b>VII.3. FERRAILLAGE De La Dalle</b>	<b>128</b>
<b>VII.4. CONDITION RELATIVE AU POINÇONNEMENT SOUS CHARGE Br</b>	<b>129</b>

## **Chapitre VIII : CALCUL DES DEFORMATIONS**

<b>VIII.1. INTRODUCTION</b>	<b>131</b>
<b>VIII.2. CALCUL DES FLECHES</b>	<b>131</b>
<b>VIII.3. CALCUL DES ROTATIONS</b>	<b>135</b>
<b>VIII.4. CALCUL DES DEPLACEMENTS D'APPUI</b>	<b>136</b>
<b>VIII.5. CONCLUSION</b>	<b>137</b>

## **Chapitre IX : ETUDE SISMIQUE**

---

<b>IX.1. INTRODUCTION</b>	<b>138</b>
<b>IX.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE</b>	<b>138</b>
<b>IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE</b>	<b>138</b>
<b>IX.3.2. CONDITIONS A VERIFIER POUR L'UTILISATION DE LA METHODE</b>	<b>138</b>

## **Chapitre X : EQUIPEMENTS DU PONT**

<b>X.1 INTRODUCTION :</b>	<b>149</b>
<b>X.2 APPAREILS D'APPUIS :</b>	<b>149</b>
<b>X.3 LES APPAREILS D'APPUIS EN ELASTOMERES FRETTEES :</b>	<b>149</b>
<b>X.4 DIMENSIONNEMENT DE L'APPAREIL D'APPUI :</b>	<b>150</b>
<b>X.5 LES DES D'APPUIS</b>	<b>155</b>
<b>X.6. JOINT DE CHAUSSEE :</b>	<b>156</b>
<b>X.7. CONCLUSION</b>	<b>158</b>

## **Chapitre XI : Etude de la pile**

<b>XI.1. INTRODUCTION</b>	<b>160</b>
<b>XI.2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA PILE</b>	<b>160</b>
<b>XI.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES</b>	<b>161</b>
<b>XI.4. ETUDE DE LA CHEVETRE:</b>	<b>162</b>
<b>XI.5. ETUDE DE LA PILE(ETUDE DU FUT)</b>	<b>170</b>
<b>XI.6. ETUDE DE LA SEMELLE (METHODE DES BIELLES)</b>	<b>177</b>
<b>XI.7.ETUDE DES PIEUX</b>	<b>183</b>

## **Chapitre XII : ETUDE DE LA CULEE**

<b>XII.1. INTRODUCTION :</b>	<b>187</b>
<b>XII.2. IMPLANTATION DES CULEES :</b>	<b>187</b>
<b>XII.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES CULEES :</b>	<b>187</b>
<b>XII.4. EFFORTS DUS A LA CULEE</b>	<b>188</b>
<b>XII.5. DETERMINATION DE LA PROFONDEUR DES PIEUX SUR CULEE</b>	<b>191</b>
<b>XII.6. ACTIONS SUR LES PIEUX</b>	<b>192</b>
<b>XII.7. ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE</b>	<b>193</b>
<b>XII.8. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE</b>	<b>199</b>



## **Chapitre XIII : PROCEDURES DE CONSTRUCTION**

<i>XIII.1. INTRODUCTION</i>	<i>211</i>
<i>XIII.2. FONDATION</i>	<i>211</i>
<i>XIII.3. REALISATION DE LA PILE</i>	<i>214</i>
<i>XIII.4. REALISATION DE LA CULEE REMBLAYEE</i>	<i>215</i>
<i>XIII.5. REALISATION DU TABLIER</i>	<i>217</i>
	<b>Conclusion</b>
générale	<i>222</i>

---

# Liste des figures

Figure I.1: représentation globale d'un pont a poutre	3
Figure I.2: Localisation géographique	6
Figure I. 3 : trace en plan	8
Figure I.4: profil en long	8
Figure I.5: profil en travers	9
Figure II.1: Coupe transversale d'un tablier bipoutre.	16
Figure II.2 : représentation d'un pont dalle	24
Figure II.3 : prédimensionnement de la dalle	25
Figure II.4: pré dimensionnement longitudinal des appuis	26
Figure II.5 : pré dimensionnement transversal des appuis	26
Figure III.1 : Diagramme contrainte- déformation "parabole-rectangle"	30
Figure III.2: Diagramme Parabole Rectangle Du Béton	31
Figure III.3 : coefficient de POISSON	33
Figure III.4: Diagramme « contrainte-déformation » du béton.	34
Figure III.5 : Diagramme contraintes déformation	36
Figure III.6: Diagramme « contrainte-déformation » d'une armature de précontrainte à l'ELU.	38
Figure IV.1 : poutre en béton précontraint	40
Figure IV.3 : Section d'about avec dalle.	42
Figure IV.2 : Section d'about.	42
Figure IV.4 : Section dalle.	42
Figure IV.6 : Section intermédiaire avec dalle.	43
Figure IV.5 : Section intermédiaire sans dalle.	43
Figure IV.8 : Section médiane avec dalle	45
Figure IV.7 Section médiane sans dalle.	45
Figure V.1 : Dalle	47
Figure V.2 : Coupe longitudinale de la poutre.	48
Figure V.3 : L'Entretoise	49
Figure V.4 : Revêtement de la chaussée.	50
Figure V .5 : largeur roulable ( $L_r$ ) , largeur chargeable ( $L_{ch}$ )	52
Figure V.6 : Tableau des Coefficients $a_1$	54
Figure V.7 : tableau des valeurs de $V_0$ .	54
Figure V.8 : système de charge $Bc$ .	56
Figure V.9 : tableau des valeurs de coefficient $b_c$	57
Figure V.10 : système de charge $Bt$ .	58
Figure V.11 : tableau des valeurs de coefficient $b_t$	58
Figure V.12: Système Mc 120	59

---

<b>Figure V.13 : Système D 240</b>	<b>60</b>
<b>Figure V.14 : Moment max à l'EL U obtenu par robot 2021.</b>	<b>70</b>
<b>Figure V.15 : Moment max à l'ELS obtenu par robot 2021</b>	<b>70</b>
<b>Figure V.16 : Effort Tranchant max à l'ELU obtenu par robot 2021</b>	<b>70</b>
<b>Figure V.17 : Effort Tranchant max à l'ELS obtenu par robot 2021</b>	<b>71</b>
<b>Figure VI.1: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension</b>	<b>74</b>
<b>Figure VI.2: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension</b>	<b>75</b>
<b>Figure VI.3: Classe de vérification des contraintes</b>	<b>81</b>
<b>Figure VI.4 :Données de FRESSINET</b>	<b>88</b>
<b>Figure VI.5: Disposition des plaque d'encrages</b>	<b>89</b>
<b>Figure VI.6: Disposition des câbles de la section d'abouts.</b>	<b>90</b>
<b>Figure VI.7 :Classe de vérification des contraintes</b>	<b>91</b>
<b>Figure VI.8 :le repéré par rapport les disposition des câbles</b>	<b>92</b>
<b>Figure VI.9 :le repéré par rapport le trace des câbles</b>	<b>92</b>
<b>Figure VI.10: tableau des coefficients <math>f</math> et <math>\varphi</math></b>	<b>98</b>
<b>Figure VI.11 : les zone climatiques « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21</b>	<b>103</b>
<b>Figure VI.12 : Tableau des Valeurs limites des contraintes dans le béton.</b>	<b>112</b>
<b>Figure VI.13:Les 03 zones d'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation</b>	<b>118</b>
<b>Figure VI.14:le prisme symétrique à l'Ancrage</b>	<b>119</b>
<b>Figure VII.1 : moment max et min obtenu par le robot pour la flexion transversal à l'ELS</b>	<b>125</b>
<b>Figure VII.1 : moment obtenu par le robot pour la flexion transversal à l'ELS</b>	<b>126</b>
<b>Figure VII.2 : moment obtenu par le robot pour la flexion transversal à l'ELS</b>	<b>126</b>
<b>Figure VII.3 : moment max et min obtenu par le robot pour la flexion longitudinal à l'ELS</b>	<b>127</b>
<b>Figure VII.4 : moment max et min obtenu par le robot pour la flexion longitudinal à l'ELS</b>	<b>127</b>
<b>Figure VIII.1 : Diagramme des moments dans une poutre.</b>	<b>132</b>
<b>Figure VIII.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte.</b>	<b>133</b>
<b>Figure IX.1 : séisme longitudinal</b>	<b>143</b>
<b>Figure IX.2 : tableau des Valeurs de T1, T2 et S pour la composante</b>	<b>144</b>
<b>Figure X.1 : appareil d'appui en élastomère fretté</b>	<b>150</b>
<b>Figure X.2 : Joint du type Wd60</b>	<b>158</b>
<b>Figure XI.1 : dimension de la pile.</b>	<b>161</b>
<b>Figure XI.2 : les valeurs des moments a ELU</b>	<b>163</b>
<b>Figure XI.3 : les valeurs des moments a ELS</b>	<b>164</b>
<b>Figure XI.8 : Schéma Statique Du Fût</b>	<b>170</b>

<b>Figure XII.1: impact de la charge Bc localisé derrière le mur GG</b>	<b>202</b>
<b>Figure XII.2: poussée des terres par robot 2021.</b>	<b>206</b>
<b>Figure XII.3: Poussée de surcharges par robot 2021.</b>	<b>207</b>
<b>Figure XII.4: Charges complémentaires permanâtes par robot 2021.</b>	<b>207</b>
<b>Figure XIII.1 : les terrassements</b>	<b>211</b>
<b>.Figure XIII.2 : le forage des pieux</b>	<b>212</b>
<b>Figure XIII.3 : armatures de pieu</b>	<b>212</b>
<b>Figure XIII.4 : Tête de pieu</b>	<b>213</b>
<b>Figure XIII.5 : ferrailage de la semelle</b>	<b>214</b>
<b>Figure XIII.6: mise en place du ferrailage du fut</b>	<b>214</b>
<b>Figure XIII.7 : coffrage du fut</b>	<b>214</b>
<b>Figure XIII.8 : ferrailage chevêtre</b>	<b>215</b>
<b>.Figure XIII.9 : coffrage du mur en retour.</b>	<b>216</b>
<b>Figure XIII.10 : pose des poutres</b>	<b>217</b>
<b>Figure XIII.11 : exemple sur armatures de jonction</b>	<b>218</b>
<b>Figure XIII.12 : Coffrage + d'huile de décoffrage</b>	<b>219</b>
<b>Figure XIII.13 : armatures passives et active</b>	<b>219</b>
<b>Figure XIII.14 : la forme de la poutre après décoffrage</b>	<b>220</b>
<b>Figure XIII.15 : exemple sur l'ancrage fixe</b>	<b>220</b>

---

# Liste des tableaux

Tableau II.1 : Prédimensionnement des poutres métalliques	16
Tableau II.2: Prédimensionnement des entretoises	16
Tableau II.3 : prédimensionnement des voiles	17
Tableau II.4: pré dimensionnement de la culée	18
Tableau II.5: prédimensionnement des piles	22
Tableau II.6: pré dimensionnement de la culée	23
Tableau II.7: prédimensionnement de la dalle	25
Tableau II.8: prédimensionnement dans le sens longitudinal	26
Tableau II.9 : prédimensionnement dans le sens transversal	26
Tableau III.1 : Limitation De La Contrainte D'acier	36
Tableau IV.1 : Caractéristiques géométrique de la section d'about	40
Tableau IV.2: Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire	42
Tableau IV.3: Caractéristiques géométrique de la Section médiane	44
Tableau V.1 : les classes de pont	52
Tableau V.2: valeurs de $A(l)$ pour tous les cas possibles.	54
Tableau V.3 : Les valeurs de charge $B_c$	57
Tableau V.4 : Les valeurs de charge $B_t$	58
Tableau V.5 : Coefficient de majoration	60
Tableau V.6 : Tableau de la force de freinage pour $A(l)$	61
Tableau V.7 : valeurs de T et M dues à $A(l)$	62
Tableau V.8 : valeurs de T et M dues à $B_c$	64
Tableau V.9 : valeurs de T et M dues à $B_t$	65
Tableau V.10 : Récapitulation de calcul de M et T	67
Tableau V.11 : Récapitulatif de M et T avec robot	68
Tableau VI.1 : Les Caractéristiques des sections	77
Tableau VI.2 : résultat de $P_{min}$	78
Tableau VI.3 : Première phase : Après 7 jours	82
Tableau VI.4 :les données pour 1ere phase	83
Tableau VI.5:Deuxième phase (28 jours)	84
Tableau VI.6 :les données pour 2eme phase	84
Tableau VI.7 : Troisième phase	84
Tableau VI.8 : les données pour 3eme phase	85
Tableau VI.9 : Quatrième phase	85
Tableau VI.10 :Les données pour 4eme phase	86
Tableau VI.11 :Vérification des contraintes	86
Tableau VI.12 :Données de FRESSINET	88
Tableau VI.13 : Les valeurs a,b	89
Tableau VI.14 : Tracé des câbles par rapport axe (x ,y)	94
Tableau VI.15: Tracé des câbles par rapport axe (x Z)	94
Tableau VI.16: Les Résultats de $\tau$ et $V$	96

<b>Tableau VI.17: Caractéristiques géométriques des câbles</b>	<b>96</b>
<b>Tableau VI.18 : Pertes par frottement</b>	<b>98</b>
<b>Tableau VI.19 : Résultats des K et d.</b>	<b>99</b>
<b>Tableau VI.20: Résultats des <math>\Delta\sigma_{p(l/2)}</math> et <math>\Delta\sigma_{p(0)}</math></b>	<b>99</b>
<b>Tableau VI.21: les Pertes due au recul d'encrage pour les 2 câbles</b>	<b>101</b>
<b>Tableau VI.22 : pertes par raccourcissement instantané du béton pour les 2 câbles</b>	<b>101</b>
<b>Tableau VI.23: pertes par raccourcissement instantané du béton pour le câble d'extrados</b>	<b>101</b>
<b>Tableau VI.24 : les pertes instantanées pour le 1<sup>ère</sup> câble</b>	<b>102</b>
<b>Tableau VI.25: les pertes instantanées pour le 2<sup>ème</sup> câble</b>	<b>102</b>
<b>Tableau VI.26 : les pertes instantanées pour le câble d'extrados</b>	<b>102</b>
<b>Tableau VI.27: les Pertes dues au fluage pour les 2 câbles</b>	<b>106</b>
<b>Tableau VI.28 : les Pertes dues au fluage pour le câble d'extrados</b>	<b>107</b>
<b>Tableau VI.29 : les Pertes par relaxation pour 1<sup>ère</sup> câble</b>	<b>108</b>
<b>Tableau VI.30 : les Pertes par relaxation pour 2<sup>ème</sup> câble</b>	<b>108</b>
<b>Tableau VI.31 : les Pertes par relaxation pour le câble d'extrados</b>	<b>108</b>
<b>Tableau VI.32: les pertes différée pour le 1<sup>ère</sup> câble</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.33 : les pertes différée pour le 2<sup>ème</sup> câble</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.34 : les pertes différées pour le câble d'extrados</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.35: Résultats des pertes totales</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.36 : Résultats des Pourcentage % des pertes totales</b>	<b>110</b>
<b>Tableau VI.37 : Les caractéristiques des sections</b>	<b>111</b>
<b>Tableau VI.39: Résultats de Ymoy pour les 3 câbles</b>	<b>113</b>
<b>Tableau VI.38 : Résultats de Ymoy pour les 2 câbles</b>	<b>113</b>
<b>Tableau VI.40 : Effort de précontrainte à distance (x)</b>	<b>113</b>
<b>Tableau VI.45 : calcul d'effort de précontrainte .</b>	<b>114</b>
<b>Tableau VI.46 : vérification des contraintes normale longitudinale</b>	<b>115</b>
<b>Tableau VI.47 : calcul de contrainte tangentielle ultime <math>\tau_u</math></b>	<b>115</b>
<b>Tableau VII.1: Résultats des moments sens xx</b>	<b>126</b>
<b>Tableau VIII.2: Résultats des moments sens yy</b>	<b>127</b>
<b>Tableau VIII.3: Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS</b>	<b>128</b>
<b>Tableau VIII.4: les sections des armatures longitudinales</b>	<b>128</b>
<b>Tableau VIII.5: Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS</b>	<b>129</b>
<b>Tableau VIII.6: les sections des armatures transversales</b>	<b>129</b>
<b>Tableau VIII.7: vérification de non-poinçonnement</b>	<b>130</b>
<b>Tableau VIII.1 : Valeurs de <math>\sigma_p</math> dans les différentes sections.</b>	<b>132</b>
<b>Tableau VIII.2 : Valeurs les angles des trois câbles</b>	<b>133</b>
<b>Tableau VIII.3 : Valeurs des moments aux différentes sections</b>	<b>133</b>
<b>Tableau VIII.4 : Valeurs des flèches aux différentes sections</b>	<b>133</b>
<b>Tableau VIII.5 : Valeurs des Rotations aux différentes sections</b>	<b>136</b>
<b>Tableau IX.1 : calcul de la masse des futs</b>	<b>139</b>
<b>Tableau IX.2 : calcul de la masse des Chevêtres</b>	<b>139</b>
<b>Tableaux IX.3 : raideur des futs</b>	<b>141</b>
<b>Tableaux IX.4 : raideur des piles</b>	<b>141</b>
<b>Tableaux IX.5 : Raideur de l'appareille d'appuis sur culée</b>	<b>141</b>

Tableaux IX.6 : raideur des piles et des futs _____	141
Tableaux IX.7 : Raideur de l'appareille d'appuis sur culée _____	142
Tableau IX.8 : Valeur de efforts sismique et déplacement _____	145
Tableau IX.9 : Valeur de efforts sismique et déplacement _____	147
Tableau IX.10 : Effort Sismique Dans Chaque Direction _____	147
Tableau X.2 : Des Résultats _____	152
Tableau X.3 : Modèles des joints Wd. _____	157
Tableau XI.1 : dimension de la pile. _____	161
Tableau XI.2 : Evaluation des charges _____	161
Tableau XI.3 : Evaluation des surcharges _____	162
Tableau XI.4 : Résultats des moments sens yy a ELU _____	163
Tableau XI.5 : Résultats des moments sens yy a ELS _____	164
Tableau XI .8 : Des Actions Sismiques d'un pile _____	172
Tableau XI.9 : combinaisons des actions d'un pile _____	173
Tableau XI.10 : Efforts provenant du Tablier sur la pile _____	174
Tableau XI.11 : Les Réaction Du Au Tablier sur la pile _____	174
Tableau XI.12 : Les Combinaisons d'action au pied de la pile _____	174
Tableau XI.13 : Evaluation des charges sur la fut _____	175
Tableau XI.14 : Evaluation des surcharges sur la fut _____	175
Tableau XI.15 : Les Combinaisons De Calcul des Futs a L'ELS _____	176
Tableau XI.16 : Les Combinaisons De Calcul des Futs a L'ELU _____	176
Tableau XI.17 : Effort sismique Semelle _____	177
Tableau XI.18 : Des Actions Sismiques d'un semelle _____	177
Tableau XI.19 : combinaisons des actions d'un semelle _____	178
Tableau XI.20 : Efforts provenant du Tablier sur la semelle _____	178
Tableau XI.21 : Les Réaction Du Au Tablier sur la semelle _____	178
Tableau XI.22 : Les Combinaisons d'action au pied de la pile(pour la semelle ) _____	179
Tableau XI.23 : Les Réaction à L'ELS _____	179
Tableau XI.24: Les Reactions à L'ELU _____	180
Tableau XI.25 : Les Réaction à L'ELA _____	180
Tableau XI.26 :les coefficient $\chi\theta_{pet}$ $\chi\theta_m$ _____	184
Tableau XII.1: implantation des culées _____	187
Tableau XII.2: pré dimensionnement de la culée _____	187
Tableau XII.3: pré dimensionnement de la culée _____	188
Tableau XII.4: surface des éléments de la culée _____	189
Tableau XII.5: étude de la stabilité de la culée _____	189
Tableau XII.6 : évaluation des efforts due au trafic _____	190
Tableau XII.7: évaluation des efforts combine _____	191
Tableau XII.8: combinaison des efforts à l'ELU _____	191
Tableau XII.9: combinaison des efforts à l'ELS _____	192
Tableau XII.10: réaction sur les pieux à l'ELS _____	193
Tableau XII.11: réaction sur les pieux à l'ELU _____	193
Tableau XII.12: évaluation des charges Statiques _____	194
Tableau XII.13: Calcul du coefficient de poussée <i>Kad</i> _____	195
Tableau XII.14 : évaluation des charges sismique due au tablier _____	195

<b>Tableau XII.15: évaluation des charges sismique due à la poussée dynamique _____</b>	<b>196</b>
<b>Tableau XII.16: Evaluation des cas des charges Sismique due à la poussée dynamique recharges permanentes _____</b>	<b>196</b>
<b>Tableau XII.17: évaluation des charges sismique due au tablier _____</b>	<b>197</b>
<b>Tableau XII.18: évaluation des cas charges sismique due au tablier _____</b>	<b>197</b>
<b>Tableau XII.19: récapitulatif de tous les efforts _____</b>	<b>197</b>
<b>Tableau XII.20: efforts totaux combine _____</b>	<b>197</b>
<b>Tableau XII.21: réaction sur les pieux à l'ELA _____</b>	<b>198</b>
<b>Tableau XII.22: des efforts dus au poids propre et efforts dus au tablier _____</b>	<b>199</b>
<b>Tableau XII.23: Valeurs Approximative de l'intégrale _____</b>	<b>202</b>
<b>Tableau XII.24: Evaluation des efforts agissants sur la dalle de transition _____</b>	<b>204</b>

---



# **INTRODUCTION GENERALE**

---

L'évolution de la technologie des ponts peut être divisée en deux périodes : la période romaine et la période contemporaine. Le pont représentatif dans la période romaine était le pont en arc en plein cintre. Le matériau de construction de base était la pierre. Pendant plus de 2 000 ans, la conception des ponts n'a pas connu d'évolution, jusqu'à la période contemporaine a commencé avec la révolution industrielle, lorsque le développement des échanges commerciaux a nécessité la construction d'une grande quantité de réseaux de chemins de fer, de routes et de ponts et où parallèlement les connaissances théoriques ont fait des progrès considérables. Cette période a commencé il y a près de 200 ans. Elle est marquée par le développement des ponts en béton armé puis en précontraints, des ponts suspendus de grandes portées et des ponts à haubans, qui ont tous été rendus possibles avec l'introduction de l'acier.

D'une façon générale, Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil .

La conception de ce dernier doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou les données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

L'élaboration d'un projet de pont procède, quel qu'en soit le maître d'ouvrage, par étapes : étapes techniques, qui sont assez semblable pour tous types d'ouvrages, et étapes administratives, qui dépendent de la nature et de la destination d'ouvrages

# Chapitre I

PRESENTATION DE  
L'OUVRAGE

---

## **I.1.INTRODUCTION**

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service d'utilisateurs, on distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement, influents sur sa conception, ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

## **I.2.GENERALITES SUR LES PONTS**

### **I.2.1. Définition**

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance entraînée par l'établissement d'une voie de communication routière, ferroviaire ou fluviale (ponts, tunnels) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, digues) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires).

De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que dans leur conception l'importance de l'aspect esthétique et architectural est majeure. En plus, leur réalisation fait intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

### **I.2.2. Ponts courants**

D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots.

À l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre

Les ponts courants désignent la majorité des ouvrages d'art ; ils sont définis généralement par complémentarité aux ponts non courants caractérisés eux-mêmes par :

- les ponts possédant au moins une travée de 40 m de portée,
- les ponts de longueur totale supérieure à 100 m,
- les ponts dont la surface totale du tablier dépasse 1 200 m<sup>2</sup>,
- Les ponts mobiles,
- les ponts canaux,
- les ouvrages se caractérisant par des difficultés particulières de dimensionnement, de conception ou de réalisation, relevant de techniques de construction innovantes, présentant des

géométries complexes (biais ou courbure importants...), nécessitant des travaux de fondations spéciaux, des études particulières (effets dynamiques)

### **I.2.3. Eléments constitutifs d'un pont**

#### **I.2.3.1. Tablier**

C'est la partie supportant la voie de circulation. Il comporte le revêtement, l'ossature et tous les autres équipements à savoir les dispositifs de retenue (garde-corps glissière, séparateur), les joints de chaussée, les corniches, les trottoirs, les systèmes d'étanchéité et d'évacuation d'eau.

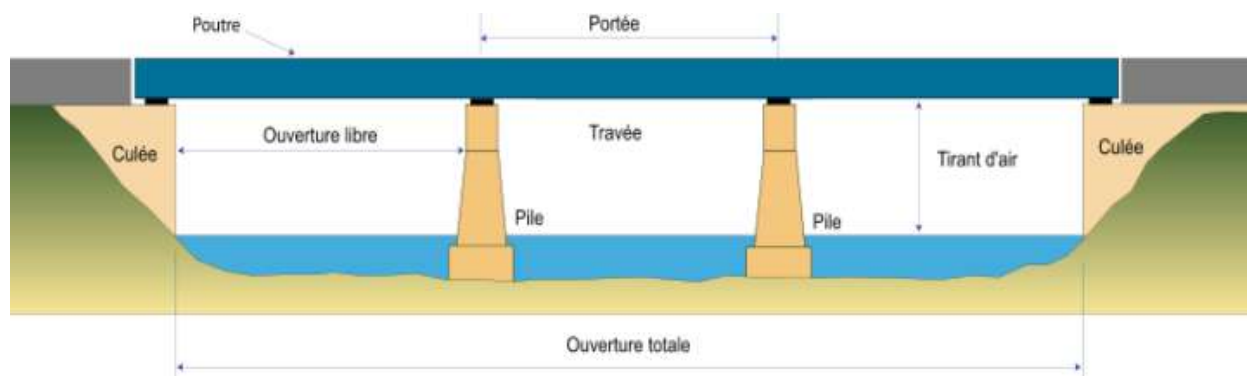
#### **I.2.3.2. Appuis**

Les appuis ont pour rôle de supporter l'ouvrage à partir du niveau de la surface du sol. On distingue les culées qui sont les appuis de rive et les appuis intermédiaires qui peuvent se présenter soit sous la forme de voiles ou bien de colonnes surmontées par un chevron.

Le rôle des appareils d'appui est de faire reposer le tablier sur les piles tout en permettant son léger déplacement horizontal et vertical sous l'effet des charges routières. Le modèle le plus courant des appareils d'appui utilisés est celui en élastomère fretté.

#### **I.2.3.3. Fondation**

La fondation d'un ouvrage permet la transmission des charges vers le sol. Le type d'une fondation varie selon la nature du sol ; si le bon sol n'est pas très profond on peut se contenter d'une fondation superficielle (semelles isolées ou filantes). Dans l'autre cas il faut adopter une fondation profonde (pieux) qui serait surmontée d'une semelle de liaison.



**Figure I.1: représentation globale d'un pont a poutre**

### **I.2.4. Classification des ponts**

Les ponts peuvent être classés selon plusieurs critères, comme suit :

- La fonction.
- Les matériaux de construction.

- la position en plan.
- la nature des éléments porteurs.

#### **I.2.4.1. Selon la fonction**

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée, on peut avoir :

- **Un pont-route ou pont routier** : C'est un ouvrage portant une route.
- **Un pont-rail ou pont ferroviaire** : Désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.
- **Un aqueduc** : C'est un ouvrage portant une canalisation d'eau, à l'encontre des Oléoduc et Gazoduc qui désignent explicitement la canalisation et non l'ouvrage qui la supporte.
- **Une passerelle** : C'est un ouvrage portant une voie piétonne.
- **Ponts canaux** : permettent à un cours d'eau navigable, généralement un canal, de franchir un obstacle en creux.
- **Pont-levis** : un pont-levis est un type de pont mobile qui se baisse et se lève pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'une fosse encerclant un ouvrage fortifié
- **Ponts pour avions** : permettent aux avions de franchir un obstacle dans les aéroports.

#### **I.2.4.2. Selon les matériaux de construction**

Les ponts peuvent aussi se distinguer par leurs matériaux de construction :

- Pont en maçonnerie : construit en pierre, ce pont ne travaille qu'en compression.
- Pont en béton armé : ce type de ponts est couramment utilisé vu que le coût du béton armé est assez économique par rapport aux autres matériaux.
- Pont en béton précontraint : les éléments porteurs sont munis de câbles précontraints. Cette technique aide à diminuer le nombre d'appuis.
- Pont métallique : en Algérie, les ponts métalliques ne sont pas très utilisés à cause du coût élevé de l'acier et de son entretien.
- Pont mixte : ce type de pont présente en général des appuis en béton armé avec des éléments porteurs en charpente.

#### **I.2.4.3. Selon la position en plan**

La position en plan est la direction des appuis par rapport à celle du tablier. On distingue des :

- **Ponts droits** : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle droit avec l'axe du pont.

– **Ponts biais** : Ce sont les ponts dont les lignes d'appuis font un angle (différent de l'angle droit) avec l'axe du pont. Il faut limiter dans la mesure du possible l'angle de biais, il ne doit pas trop s'éloigner de l'angle droit.

- **Ponts courbes** : Ce sont les ponts dont l'axe présente une courbure. Il faut éviter ce genre de pont dans la mesure du possible. Si cela est inévitable, il faut alors adopter une courbure constante.

#### **I.2.4.4. Selon la nature des éléments porteurs**

Les éléments porteurs sont les responsables à réagir aux charges permanentes et d'exploitation du tablier en travaillant à la flexion. On peut trouver :

##### **- Pont à poutres :**

Les poutres peuvent être en béton armé) et dans ce cas elles ont une section rectangulaire simple. Pour les poutres en béton précontraint la section est modifiée avec un talon pour bien loger les câbles de précontrainte. Les poutres peuvent être à travées continues coulées sur place ou bien préfabriquées à travées indépendantes

##### **- Pont dalle :**

Les dalles ont une section d'aspect général rectangulaire qui peut avoir un encorbellement latéral ou des nervures.

##### **- Pont en arc :**

Ce type est généralement parmi les anciens ponts en acier, en maçonnerie ou, en béton armé coulé sur place. Il nécessite un échafaudage et un cintre (étalement) important et souvent coûteux. En revanche, ces ponts ont très esthétiques

##### **- Pont en poutre-caisson :**

C'est un pont dont le tablier est constitué par un assemblage de caissons

##### **- Pont à câbles :**

Ce type est employé dans le cas des portées importantes notamment en milieu marin. On distingue dans cette catégorie les ponts suspendus et les ponts à haubans. Les premiers ont leur tablier attaché par l'intermédiaire de tiges de suspension verticales à un certain nombre de câbles flexibles ou de chaînes dont les extrémités sont reliées aux culées, sur les berges. Quant aux ponts haubanés, ils tiennent grâce à de nombreux câbles obliques partant d'un pylône supportant le tablier qui supportera en fin de compte tout le poids du pont.

## I.3. PRESENTATION DU PROJET

L'ouvrage est un pont route sera réalisé sur Oued Seybouse entre RN 20 et Nador qui est actuellement en phase de d'étude. Ce pont sera construit pour remplacer l'ancien pont métallique construit à l'époque coloniale, qui présentait plusieurs problèmes de sécurité et de fonctionnalité.

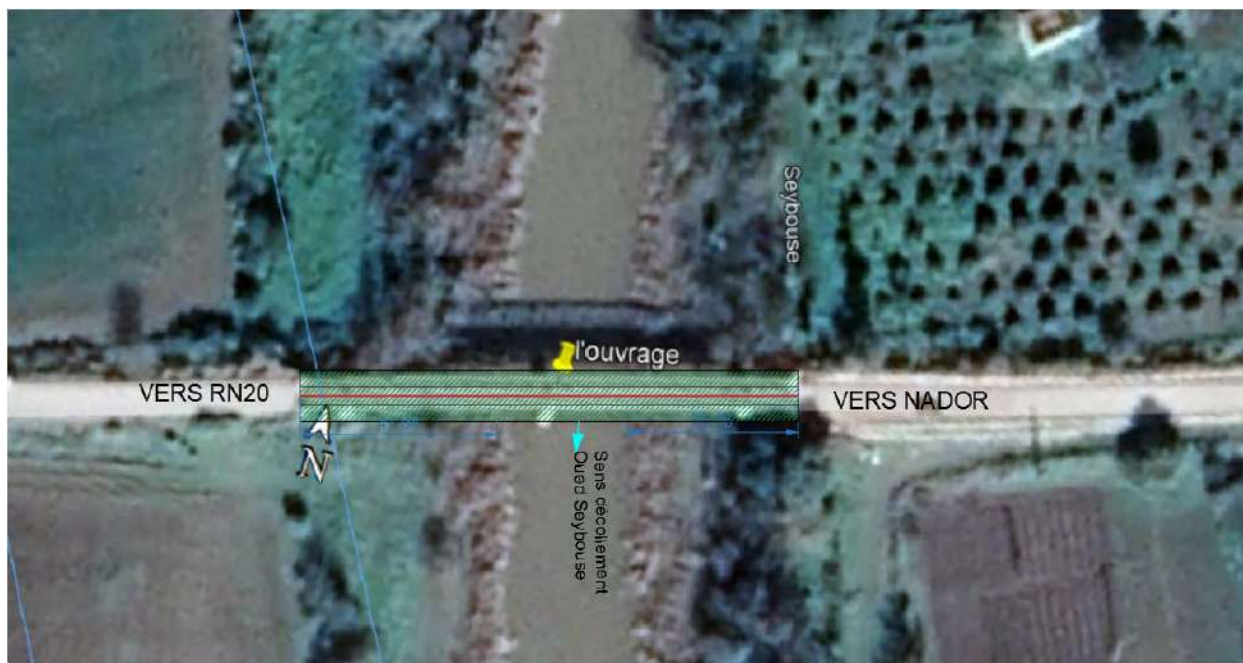


Figure I.2: Localisation géographique

### I.3.1. Situation géographique :

La wilaya de Guelma est une wilaya de l'est algérien située entre les régions d'Annaba et de Constantine. Guelma se situe au cœur d'une grande région agricole à 290 m d'altitude, entourée de montagnes (Maouna, Dbegh, Houara) ce qui lui donne le nom de ville assiette, sa région bénéficie d'une grande fertilité grâce notamment à la Seybouse et d'un grand barrage qui assure un vaste périmètre d'irrigation. Elle est située à 60 km au sud-ouest d'Annaba, à 110 km à l'est de Constantine, à 60 km de la mer Méditerranée et à 150 km de la frontière tunisienne.

Elle occupe aussi une position géographique stratégique, en sa qualité de carrefour dans la région nord-est de l'Algérie dont dépendent cinq chefs-lieux de wilaya et reliant le littoral des wilayas de Annaba, El Tarf et Skikda, aux régions intérieures telles que les wilayas de Constantine, Oum El Bouagui et Souk Ahras.

Elle est délimitée par :

À l'ouest par la wilaya de Constantine ;

Au sud par la wilaya d'Oum El-Bouaghi ;

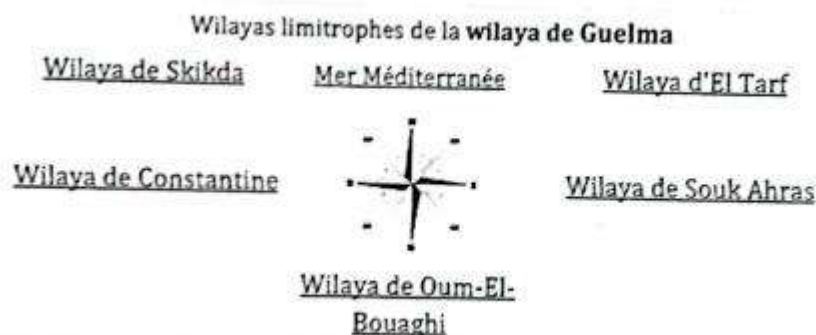
À l'est par la wilaya de Souk Ahras ;

Au nord par la wilaya de d'Annaba ;

Au nord-est la wilaya de Skikda ;



Au nord-ouest la wilaya d'El Taref.



Le site destiné à la réalisation d'un pont sur Oued SEYBOUSE appartient à la commune De Beni Mezline, il se situe entre les coordonnées géographiques UTM suivantes :

Début :  $X = 375808,82$   $Y = 4031398,67$ .

Fin :  $X = 375874,02$   $Y = 4031415,50$ .

Comme il est montré dans la figure au-dessus, la commune de Beni Mezline est située à l'est du chef-lieu de la wilaya de Guelma, elle appartient à la daïra de Guelaât Bou Sbaâ .

le site du pont se situe au sud du siège de la commune de Beni Mezline, elle occupe un terrain plat sur oued Seybouse, il est délimité par des terrains agricoles de toutes cotés.

### **I.3.2. Données nécessaires pour un projet de pont**

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

#### **I.3.2.1. Données fonctionnelles**

Les données fonctionnelles pour un projet de pont sont :

### I.3.2.1.1. Le tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Cet axe n'est pas forcément l'axe de symétrie de la structure ou de la chaussée.

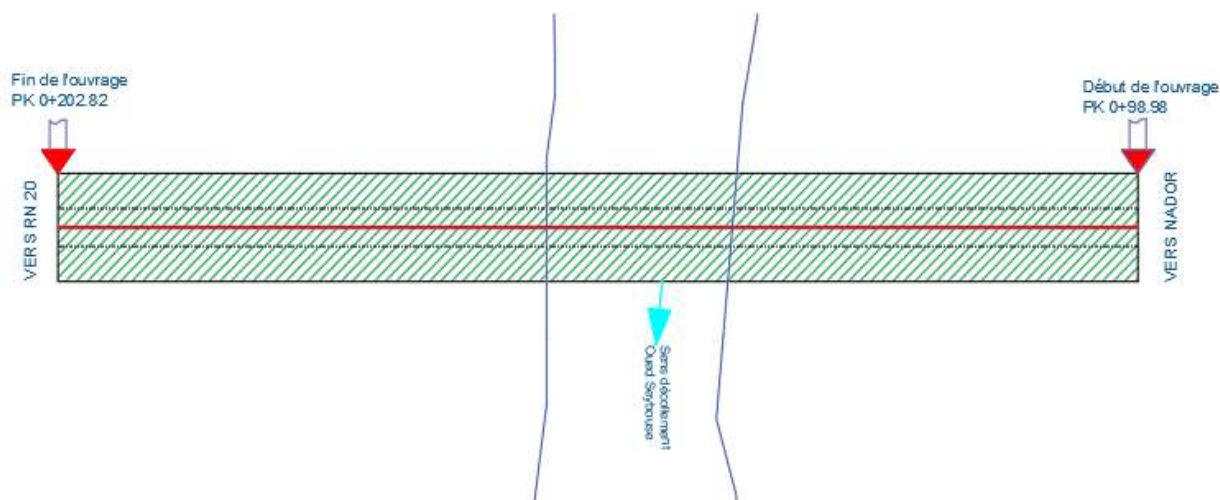


Figure I. 3 : trace en plan

### I.3.2.1.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre) définissant, en élévation il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles.

Il présente une : ♣ Pente longitudinale de 0.65%

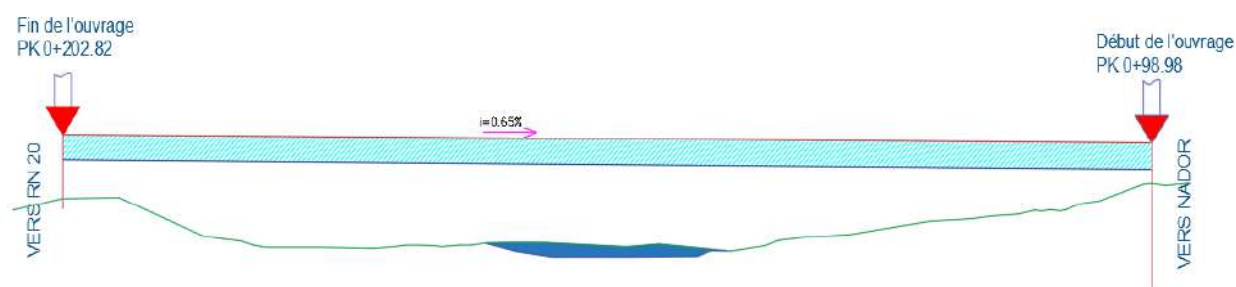


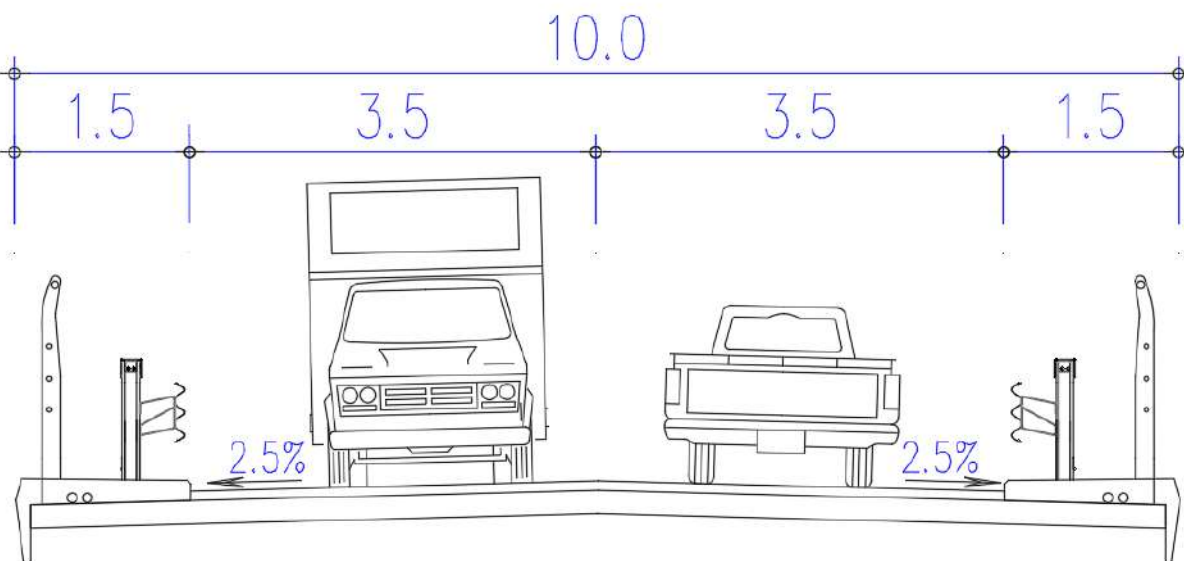
Figure I.4: profil en long

### I.3.2.1.3. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir).

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- ♣ Largeur roulable de 7 m
- ♣ Largeur de trottoir de 1.5 m
- ♣ Nombre de voies de circulation 2 voies
- ♣ Dévers en toit de 2.5%



**Figure I.5: profil en travers**

### **I.3.2.2. Données naturelles**

#### **I.3.2.2.1. La Topographie du site:**

De point de vue topographique le site s'étend sur un terrain présentant une topographie régulière presque plate ; ne laissant craindre aucun risque d'instabilité lié à la topographie.

### **I.3.2.2.2. Données géotechniques**

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles des fondations.

En ce qui concerne le terrain naturel, le projeteur doit, bien évidemment, connaître avec précision sa topographie afin d'implanter correctement l'ouvrage, estimer les mouvements de terres et choisir les emplacements les plus adéquats pour les installations de chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de préfabrication éventuelles.

#### **Essais in situ :**

Le programme d'investigation géotechnique à consister à l'exécution des essais suivants :

- Trois (03) sondage carotté «SC » avec prélèvement d'échantillon intacts ou remaniés
- Trois (03) sondage pressiométriques « S.P ».
- Pose de Piézomètre.

#### **Essais de laboratoire :**

Les échantillons récupérés lors des sondages carottés, ont été soumis aux différents essais de laboratoire suivants :

- Analyse granulométrique et sédiment métrique.
- Détermination des limites d'Atterberg :
  - Limite de liquidité W (%).
  - Indice de plasticité  $I_p$  (%)
- Détermination :
  - De la densité sèche  $\gamma_d / \gamma_w$ .
  - De la teneur en eau  $W_n$  (%).
  - Du degré de saturation  $S_r$  (%).
- Essais de cisaillement rectiligne non-consolide, non-draine pour avoir :
  - La cohésion apparente  $C_u$  (bar).
  - L'angle de frottement interne  $\phi$  (°).
- Analyses chimiques sommaires (sulfates, carbonates, chlorures, matière organique, sels soluble).
- Essai de compression simple sur roche.

### **I.3.2.2.3. Données hydrauliques**

L'ouvrage objet de l'étude franchit un cours d'eau (oued Seybouse), donc un certain nombre de renseignements hydrauliques sont nécessaires soient :

- ♣ La relève précise de la topographie du lit.
- ♣ Les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale de franchissement et son implantation dans l'espace, les principaux niveaux à définir sont :
  - Les plus hautes eaux (PHE) : permet de caler le profil en long de l'ouvrage. Permet de dessiner un pont en plaçant ces appareils d'appui au-dessus de cette cote pour éviter leur détérioration à la suite d'immersions trop fréquent (généralement 1m).
  - Les plus basses eaux ou étiage (PBE).
- ♣ Le débit solide et les charriages éventuels susceptibles de heurter (frapper) les piles.
- ♣ Les affouillements : entonnoir creusé par l'eau à la base des appuis.
  - L'affouillement général : est estimés à 1m. (en Algérie).
  - L'affouillement local : est conditionnée par la géométrie des appuis notamment la forme hydrodynamique (bec ou ronde), et l'angle d'incidence.

### **I.3.2.2.4. Données sismologiques :**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse en termes de déplacements, vitesses ou d'accélération.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

Dans notre cas :

- ♣ L'ouvrage est situé dans la ville de GUELMA cette région est classée comme une zone à moyenne sismicité (zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art RPOA 2008.

L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire les désordres suivants :

- Chute du tablier.
- Endommagement des appareils appuis.
- Endommagement des joints du tablier.
- Endommagement des piles.

Aussi, il y a lieu :

- Concevoir des plots parasismiques.
- de réaliser des appuis résistants.
- de donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- de prévenir des joints suffisamment ouverts.
- Respecter le repos d'appui minimal.
- de dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

#### **I.3.2.2.5. Données climatiques**

Le territoire de la Wilaya se caractérise par un climat subhumide au centre et au Nord et semi-aride vers le Sud. Ce climat est doux et pluvieux en hiver et chaud en été. La température qui varie de 4° C en hiver à plus de 35° en été est en moyenne de 17,3° C.

Quant à la pluviométrie, on enregistre :

- 654 mm / an à la station de Guelma
- 627 mm / an à la station de Ain-Larbi.
- 526 mm / an à la station de Medjez-Ammar

Cette pluviométrie varie de 400 à 500 mm/an au Sud jusqu'à près de 1000 mm/an au Nord. Près de 57 % de cette pluviométrie est enregistrée pendant la saison humide (Octobre - Mai).

Pour ce qui est de l'enneigement, on enregistre 12,7 j/an à la station d'Ain-Larbi, et s'il neige sur les principaux sommets, les risques sur les plaines sont minimes. Quant au nombre de jours de gelées blanches,

il est de l'ordre de :

- 11j/an à la station de Guelma,
- 33,5 j/an à la station d'Ain-Larbi ;

Par ailleurs, on ne relève que 2,2 j/an de grêle à la station de Guelma et 3,6 j/an à la station d'Ain-Larbi,

Mais on enregistre 36,2 jans de Sirocco, ce qui affecte parfois les productions agricoles,

Ce climat dont jouit la Wilaya de Guelma est assez favorable à l'activité agricole et d'élevage.

#### **I.3.2.2.6. L'Effets du climat**

##### **L'action du vent**

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer

comme une pression statique, par contre les ponts souples (ex : pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

### **L'action de La neige**

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction), le site abritant notre ouvrage est tout prêt du littoral, donc il n'y a pas de neige.

### **L'action thermique**

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. Aussi la température intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

On prend dans notre cas la variation de la température de  $\pm 30$ .

### **L'action atmosphérique**

Sous l'action d'agents atmosphériques, l'acier devient sensible à la corrosion au-delà d'un seuil de taux d'humidité de l'ordre de 50 à 70 %. La présence de poussières et d'autres dépôts solides étrangers favorisent le déclenchement de ce phénomène. La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribue dans l'accélération des processus de la corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation.

## **I.4.CONCLUSION**

Le présent mémoire de fin d'étude consiste en étude d'un pont franchissant oued Seybouse sur l'axe de la RN 20 et la commune de NADOR à la wilaya de GUELMA.

Cette étude doit accomplir les étapes suivantes afin d'envisager plusieurs solutions de pont en considérant leurs avantages et leurs inconvénients.

- Présentation des différentes variantes.
- Analyse multicritère.
- La variante Retenu avec pré dimensionnement détaillé.





Chapitre

II

CONCEPTIO

N

---

## **II.1. INTRODUCTION**

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelle

## **II.2.LES PARAMETRES INFLUANT DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE**

Le choix des variantes dépend de :

- Les profils de l'ouvrage (en long, en travers, en plan).
- Les différentes positions possibles des appuis.
- La nature du sol.
- Hauteur du tirant d'air à respecter (gabarit).
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

## **II.3. PRESENTATION DES VARIANTES PROPOSEES**

### **II.3.1. Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre »**

Les ponts mixtes acier-béton (association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton solidarisées entre elles par des connecteurs) à deux poutres à âme pleine sous chaussée.

Selon le document SETRA Le domaine de portées des bipoutres mixtes se situe entre 30 et 110 mètres environ.

#### **II.3.1.1. Conception longitudinale (variante 1)**

Dans notre cas la longueur totale de l'ouvrage est fixée car on a deux accès qui délimiteraient notre ouvrage, Alors on choisit une travée médiane de longueur  $L$ , et deux travées de rive de  $0.7$  à  $0.8 L$ . donc on propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur constante composé de trois travées une de longueur  $38$  m et deux travées de rive de  $28.6$  m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à  $95.2$  m.

#### **II.3.1.2. Conception transversale**

La structure d'un tablier métallique est composée de deux poutres type PRS associé d'une dalle en béton arme par l'intermédiaire de de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage.

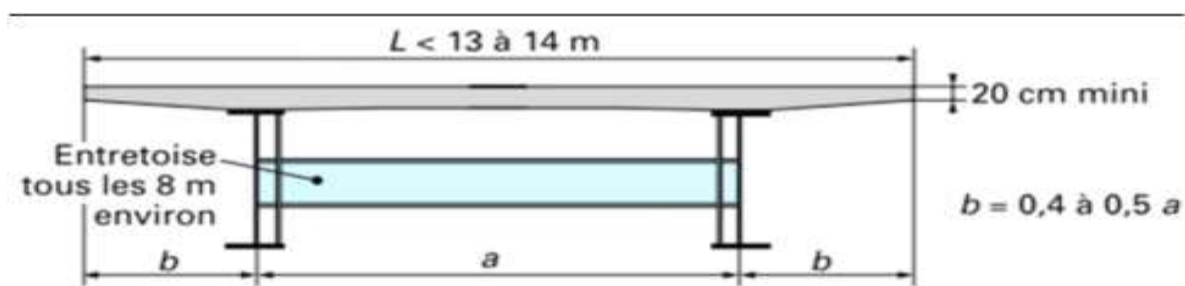


Figure II.1: Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

### II.3.1.3. Prédimensionnement des poutres et des pièces de pont

- **Poutre principale :**

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine, les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

$b_s$ : largeur de la semelle supérieure.

$t_s$ : Épaisseur de la semelle supérieure.

$b_i$ : largeur de la semelle inférieure.

$t_i$ : épaisseur de la semelle inférieure.

$t_w$ : épaisseur de l'âme

Tableau II.1 : Prédimensionnement des poutres métalliques

Elément	Prédimensionnement	Valeurs (mm)
Épaisseur de la dalle en béton arme	250 à 300 mm	
Hauteur	$H=L/28$	1400
Épaisseur de l'âme	$t_w \geq 0.005 \times d$	20
Largeur de semelle inférieure	$500\text{mm} \leq b_i \leq 700\text{ mm}$	600
Épaisseur de la semelle inférieure	$\frac{b_i}{t_i} \leq 30$	30
Largeur de la semelle supérieure	$b_s = 500$	500
Épaisseur de la semelle supérieure	$\frac{b_s}{t_s} \leq 30$	20

- **Entretoises**

Les entretoises sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux.

On pourra prévoir un IPE600 avec un espacement de  $e = 6\text{ m}$ , et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.2: Prédimensionnement des entretoises

Elément	Valeurs (mm)

<b>Hauteur</b>	600
<b>Largeur de semelle</b>	220
<b>Epaisseur de la semelle</b>	19
<b>Epaisseur de l'âme</b>	12

### **II.3.1.4. Prédimensionnement de l'infrastructure**

#### **Conception des appuis et fondation :**

Le voile est un élément très important pour la transmission des efforts provenant des charges et surcharges au fondation jusqu'au sol plusieurs paramètres entrant dans la conception de la pile par exemple :

- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.

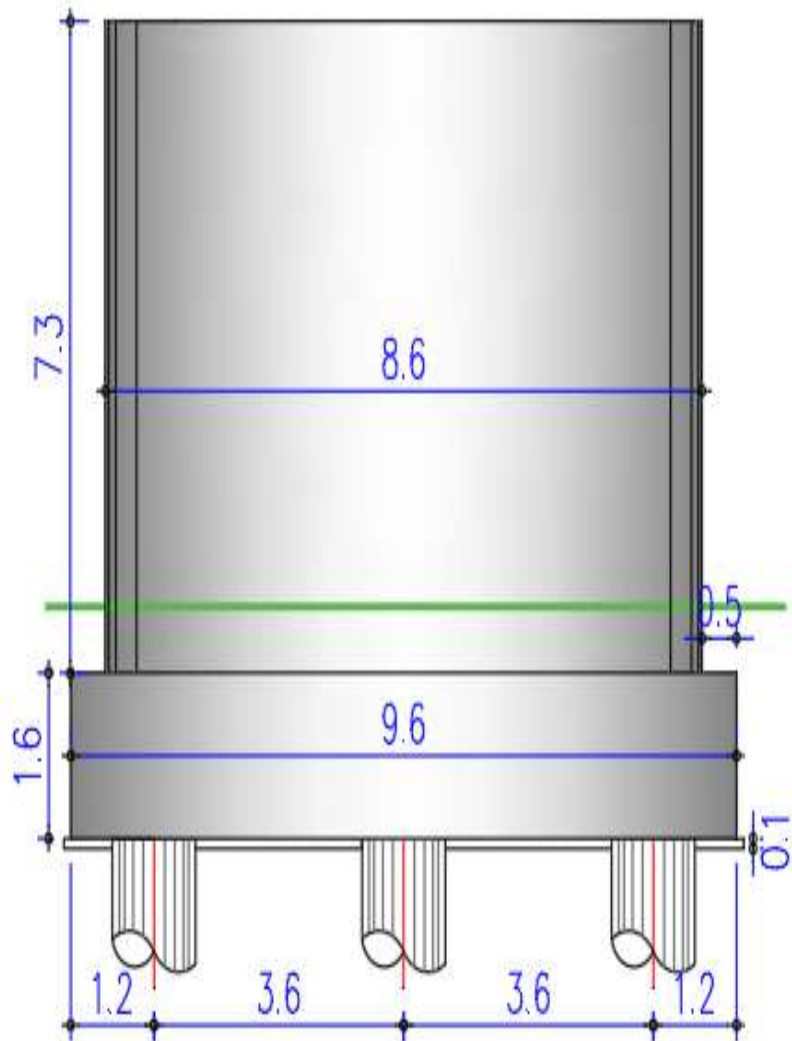
Prédimensionnements représente sous forme tableaux

**Tableau II.3 : prédimensionnement des voiles**

<b>Elément</b>	<b>Dimensions</b>		<b>Figure</b>
<b>Voile</b>	Largeur	8.6	
	Épaisseur L/10	1	

**CHAPITRE II : CONCEPTION**

	Hauteur	7.3
Semelles	Largeur	6
	Longueur	9.6
	Hauteur	1.6
Pieux	Diamètre	1.2
	Nombre	6
	Profondeur	26
	Entraxe	3,6

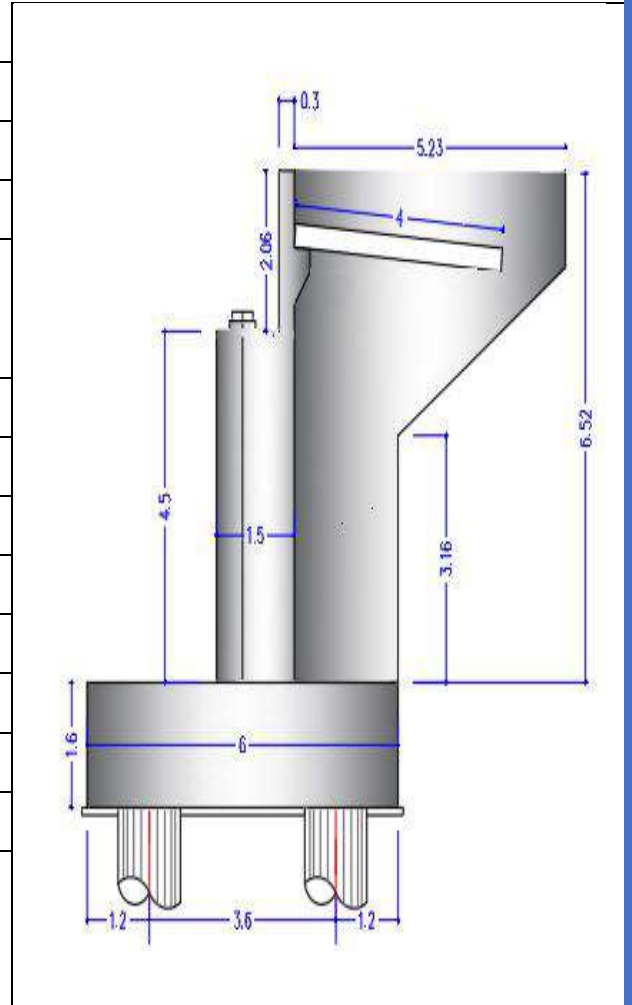


**Tableau II.4: pré dimensionnement de la culée**

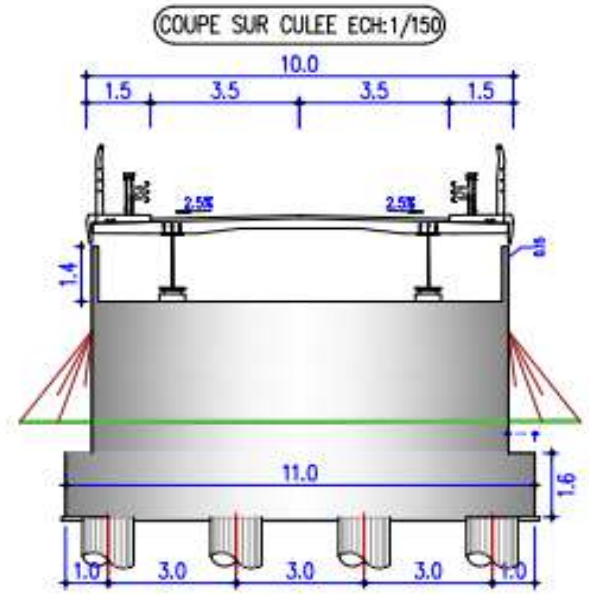
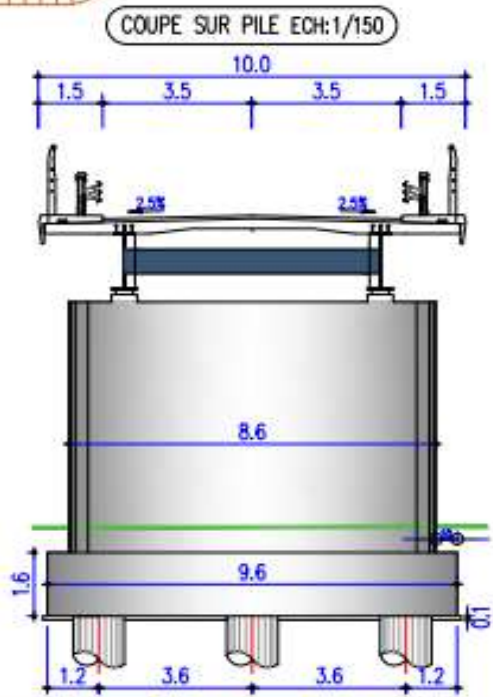
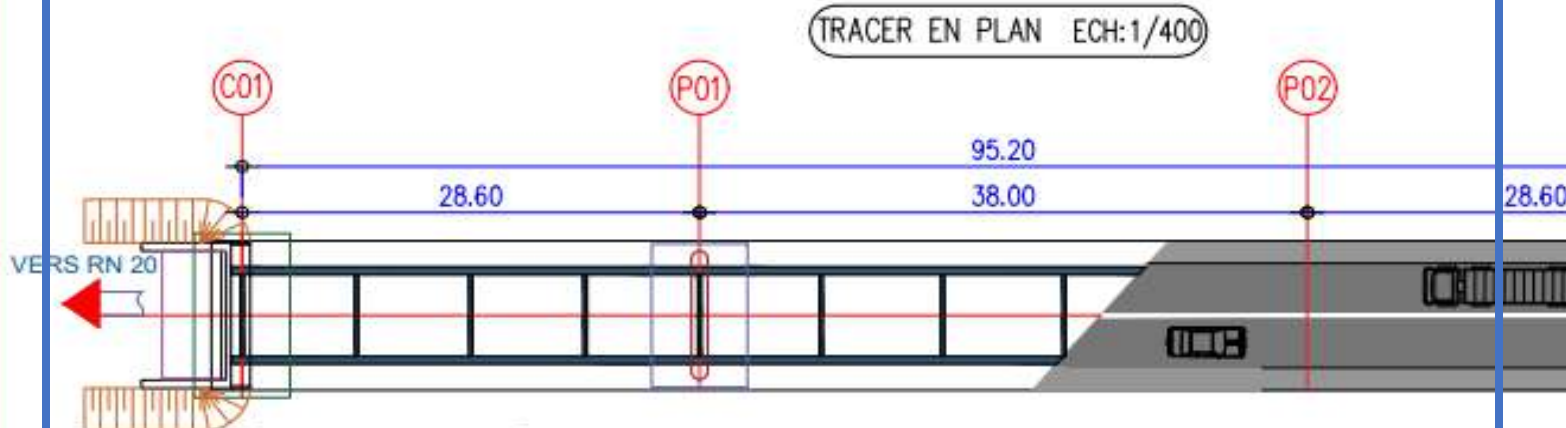
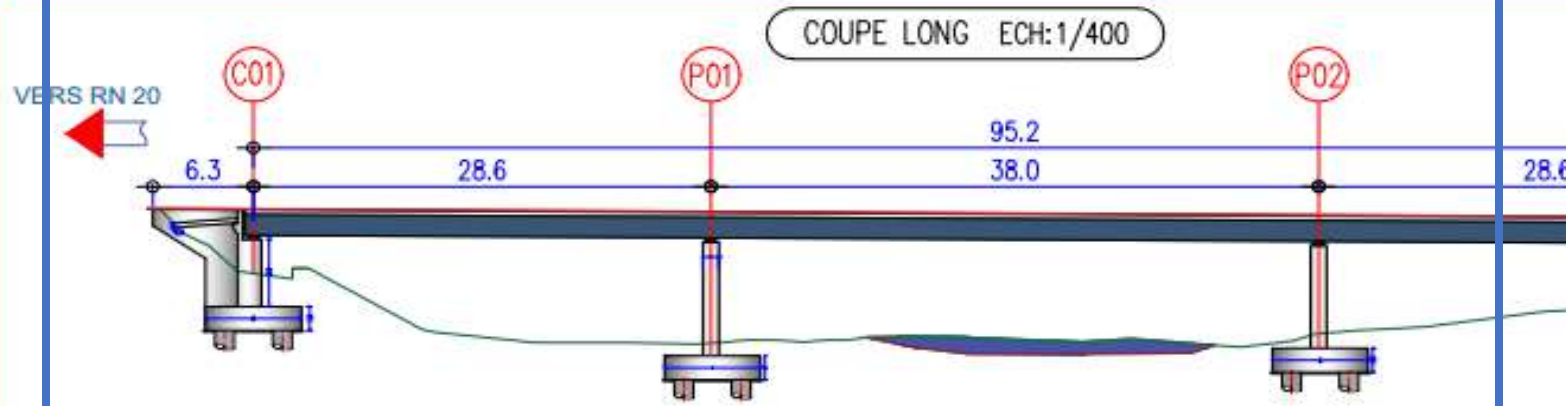
Elément	Dimensions		Figure
Mur frontal	Hauteur	4,5	
	Longueur	9,76	
	Epaisseur	1,5	

**CHAPITRE II : CONCEPTION**

Mure en retour	Epaisseur	0,55
	Longueur	6,52
Mur garde grève	Hauteur	2,06
	Longueur	9,76
	Epaisseur $e = \max (0,3 ; \frac{h}{8})$	0,3
Dalle de transition	Longueur	4
	Epaisseur	0,3
	Largeur	8,56
Semelles	Largeur	6
	Longueur	11
	Hauteur	1,6
Pieux	Diamètre	1,2
	Nombre	8
	Entraxe	3,6



CHAPITRE II : CONCEPTION



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023 ) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

Berra Lotfi Khierddine Djouabe Isslan You

INTITULE : ETUDE ET CONCEPTION D'UN PONT SUR OUED SYEBOUSE RN20 ET NADOR COMMUNE DE BENI MEZUNE

### II.3.2. Variante 2 : « pont a poutres précontraintes préfabriquées par postension »

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par postension) font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Sont la solution la plus adaptées pour la plupart des ouvrages qui présentent une multitude de travées identiques cette conception est d'autant plus intéressante que le nombre de poutres à réaliser est plus grand.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

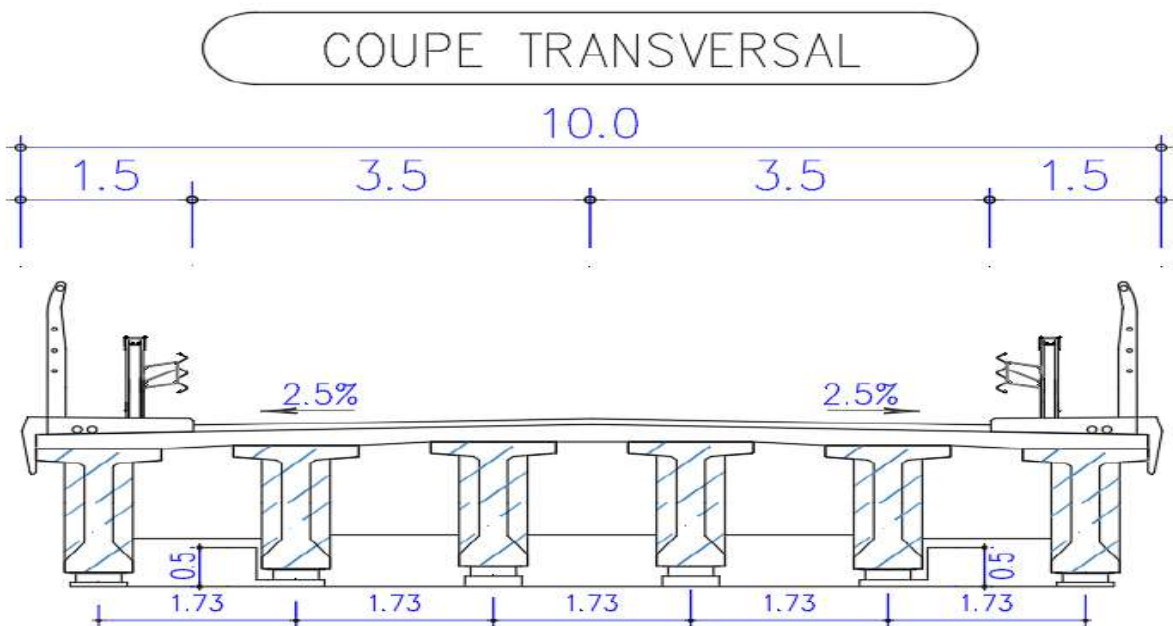
#### II.3.2.1. Conception longitudinale

Pour cette variante nous avons opté pour un pont de 3 travées équidistantes d'une longueur de poutre de 32 m, donnant ainsi un pont d'une longueur totale de 95.20 m.

(Voire l'Annex pour le plan d'ensembles).

#### II.3.2.2. Conception transversale

Le prédimensionnement a été fait conformément au guide de conception SETRA [VIPP/1996]





Élément	Prédimensionnements	Valeur (m)
Largeur du tablier	-	10
Hauteur totale du tablier	$\frac{L}{20} \leq H_p \leq \frac{L}{17}$	1.6
Longueur de la poutre	-	32
Épaisseur de la dalle	$16\text{cm} \leq e \leq 25\text{cm}$	0.20
Hauteur de la poutre	$H_t = H_p + e$	1.8
Entraxe des poutres	$1.5 \leq \lambda \leq 2.4$	1.73
Nombre de poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	6
Largeur de la table de compression	$b > 0.6H_p$	1.1
Épaisseur de la table de compression	$12\text{ cm} \leq e_1 \leq 15\text{cm}$	0.15
Inclinaison de la table de compression	$1/15 \leq \beta \leq 1/10$	1/10
Gousset inférieur/supérieure	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	45°
Largeur des talons	$60\text{cm} \leq L \leq 90\text{cm}$	0.6
Hauteur du talon	$10\text{ cm} \leq E_t \leq 20\text{cm}$	0.15
Épaisseur de l'âme à mi-travée	$E_{a\text{-mitravee}} \geq 14 + \phi$ Avec $\phi 8\text{ cm}$ (diamètre de la gaine de précontrainte)	0.25
Épaisseur des amés en zone d'about	$E_{a\text{-about}} = E_{a\text{-mitravee}} + 30\text{ cm}$	0.6
Épaisseur de l'entretoise d'about	$25\text{cm} \leq E_{\text{entre}} \leq 30\text{cm}$	0.3
Hauteur de l'entretoise d'about	$H_{\text{entre}} = H_p - 0.4$	1.2

**II.3.2.3. Prédimensionnement de l'infrastructure**  
**Conception des appuis et fondation :**

## CHAPITRE II : CONCEPTION

La pile est un élément très important pour la transmission des efforts provenant des charges et surcharges au fondation jusqu'au sol plusieurs paramètres entrant dans la conception de la pile par exemple :

- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.

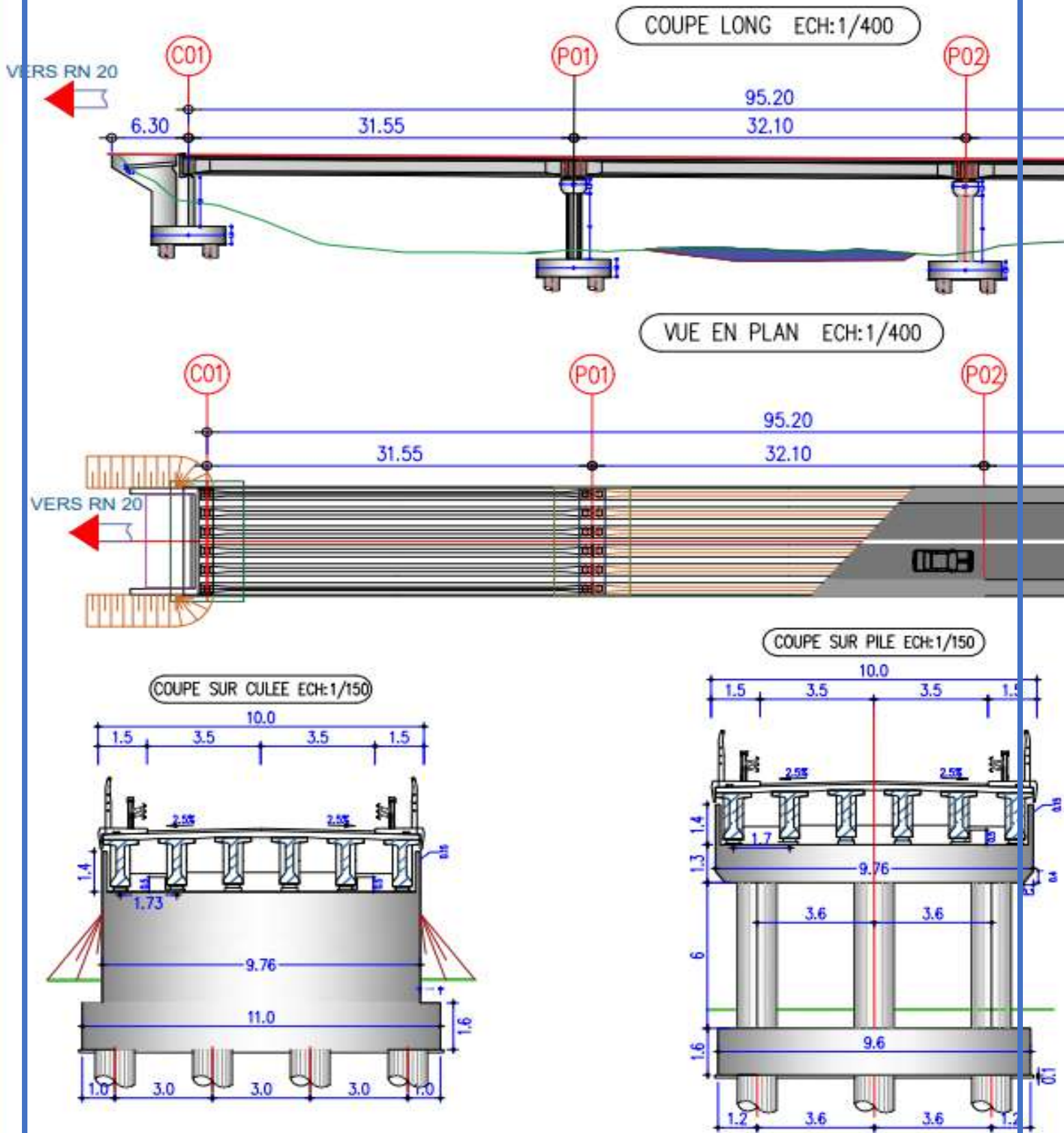
Prédimensionnements représente sous forme tableaux

**Tableau II.5: prédimensionnement des piles**

Elément	Dimensions		Figure
Pile	Chevêtre	H=1.3	
	Fut	$\phi = 1.2$	
	Hauteur	$H_p = 6$	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	1.6	
Pieux	Diamètre	1.2	
	Nombre	6	
	Profondeur	26	
	Entraxe	3,6	

Tableau II.6: pré dimensionnement de la culée

Elément	Dimensions		Figure
Mur frontal	Hauteur	4,5	
	Longueur	9,76	
	Epaisseur	1,5	
Mure en retour	Epaisseur	0,55	
	Longueur	6,52	
Mur garde grève	Hauteur	2,06	
	Longueur	9,76	
	Epaisseur $e = \max(0,3 ; \frac{h}{8})$	0,3	
Dalle de transition	Longueur	4	
	Epaisseur	0,3	
	Largeur	8,56	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	11	
	Hauteur	1,6	
Pieux	Diamètre	1,2	
	Nombre	8	
	Entraxe	3,6	



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : ( 023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

Berra Lotfi Khierddine Djouab

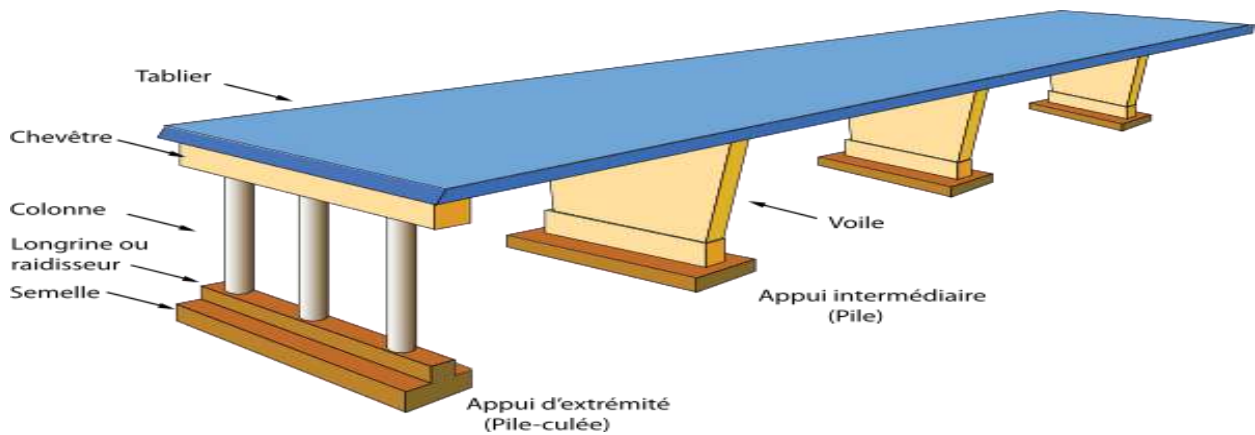
INTITULE : ETUDE ET CONCEPTION D'UN  
 SYEBPOUSE RN20 ET NADOR COMMUNE

### **II.3.3. Variante 3 : « Pont dalle en béton arme » :**

Les ponts-dalles constituent le type d'ouvrage le plus répandu et le plus construit, puisqu'ils représentent près de la moitié de la surface totale des ponts construits ces dernières années.

Les ponts-dalles sont constitués dans le sens longitudinal par une dalle pleine de béton coulé en place, à inertie constante, à travée unique ou à plusieurs travées continues sur appuis simple.

Dans notre cas le type de la dalle choisie pour cette variante est la dalle précontrainte avec large encorbellement car elle nous permet d'aller à des portées importantes (jusqu'à 30m).



**Figure II.2 : représentation d'un pont dalle**

#### **II.3.3.1. Conception longitudinale**

On a opté dans cette variante pour une conception longitudinale de 3 travées de 30 m cette repartition des appuis est choisie de façon à respecter la condition mécanique du « non soulèvement des appuis », pour satisfaire la symétrie et les portées accessibles pour cette variante, et pour l'équilibrage des travées.

$$5 < \frac{L}{l} = 1 < 0.85$$

#### **II.3.2.3. Conception transversale**

Pour le prédimensionnement de la dalle on a :

Tableau II.7: prédimensionnement de la dalle

Elément	Notion	Condition	Valeur (m)
Largeur de la dalle	$l$	-	10
Epaisseur du tablier	$l$	Selon le guide de conception	1
Largeur de l'encorbellement	$l_e$	$l_e = L/8$	1.25
Epaisseur de l'encorbellement	$e_1$	$15\text{ cm} < e_1 < 25\text{ cm}$	25
Epaisseur de l'encorbellement	$e_2$	$35\text{ cm} < e_2 < 65\text{ cm}$	60

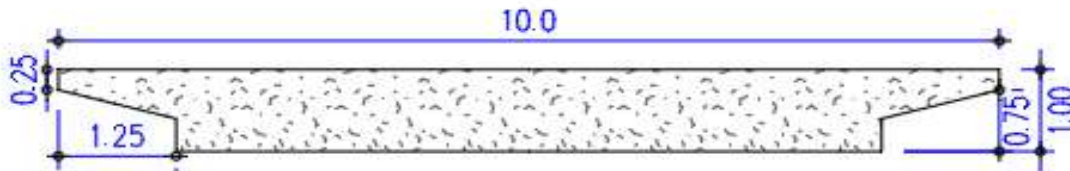


Figure II.3 : prédimensionnement de la dalle

#### II.3.3.4. Prédimensionnement des appuis

Dans le sens longitudinal, l'épaisseur des voiles sera normalement de 0,50 m à 0,80 m afin de respecter les proportions entre les divers paramètres, à savoir : hauteur du tirant d'air, portée, épaisseur du tablier, largeur des fûts.

Epaisseur de la dalle reste compris entre 0,85 h et 1,15 h, sans toutefois descendre en-dessous de 0,50 m

D'où : h : épaisseur de la dalle de 1 m

- Sens longitudinale

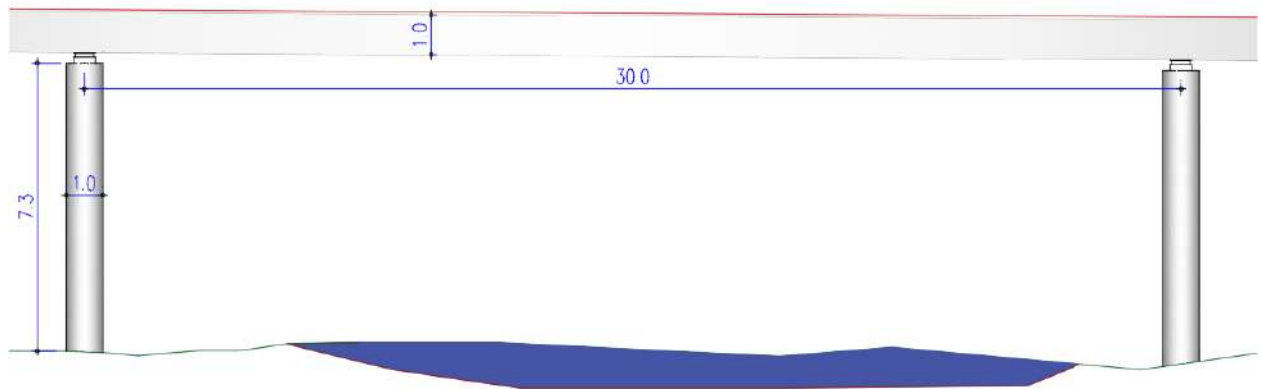


Figure II.4: pré dimensionnement longitudinal des appuis

Tableau II.8: prédimensionnement dans le sens longitudinal

Elément	Notion	Valeur(m)
Epaisseur du tablier	h	1
Epaisseur du voile	E	1
Hauteur de tirant d'aire	H	7.3
Portée principale	l	30

- Sens transversal

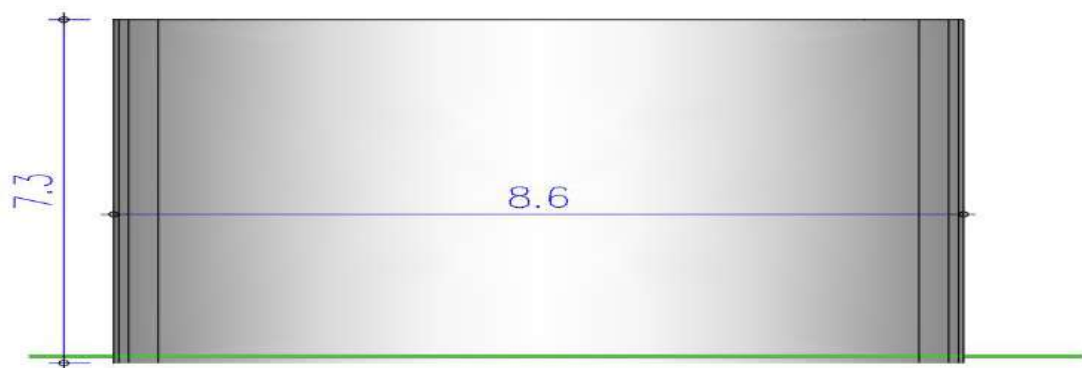


Figure II.5 : pré dimensionnement transversal des appuis

Tableau II.9 : prédimensionnement dans le sens transversal

Elément	Notion	Valeur(m)
Hauteur de tirant d'aire	H	7.3

Largeur du voile	L	8.6
------------------	---	-----

## II.4. ANALYSE MULTICRITERE :

On se basant sur les avantages et les inconvénients de ces variante citées dans plusieurs documents afin de choisir la solution optimale qui correspond à notre situation :

Variantes	Avantages	Inconvénients
<b>Variante 1 : « Pont Mixte Bipoutre »</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Conception légère</li> <li>• La possibilité de franchir des grandes portées.</li> <li>• La rapidité d'exécution.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Coût très élevé.</li> <li>• Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier.</li> <li>• La demande d'une main-d'œuvre qualifiée</li> <li>• Entretien périodique.</li> </ul>
<b>Variante 2 : « pont a poutres précontraintes préfabriquées par posttension »</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• La simplicité de conception, l'étude et la réalisation</li> <li>• Matériaux disponibles en Algérie</li> <li>• Le fonctionnement isostatique de ce type de structure la rend insensible aux tassements des appuis</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Poids très important</li> <li>• Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive</li> <li>• Ce type de tablier s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes.</li> </ul>
<b>Variante 3 : « Pont dalle en béton arme »</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Minceur et légèreté relative ce qui réduit la charge du poids propre sur les appuis.</li> <li>• Facilité de réalisation coffrage simple avec la possibilité de réutilisation des équipements.</li> <li>• Grace à l'importance de sa rigidité horizontale les dalles peuvent résister sans trop de dommage aux chocs horizontaux.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Consommation relativement élevée des matériaux (20 à 30% du béton et autant d'acier).</li> <li>• La réalisation des dalles précontraintes demande des équipements spéciaux</li> <li>• Comme tous les ouvrages continus le pont-dalles est sensible aux tassements d'appuis</li> </ul>



## **II.5. CONCLUSION :**

Après la comparaison des trois variantes on se basant sur les avantages et les inconvénients de chaque une on a opter pour une solution optimale et elle fera l'objet de notre étude :

Variante 2 : « pont a poutres précontraintes préfabriquées par posttension »

# Chapitre

# III

CARACTERIS-  
TIQUES

DES MATERIAUX

---

## **III.1. INTRODUCTION :**

Dans ce chapitre, nous allons déterminer et définir tous les matériaux qu'on va les utiliser dans la construction de cet ouvrage d'art, et on donnera leurs caractéristiques mécaniques.

## **III.2. LE BETON :**

De nos jours, le béton armé est le matériau le plus répandu dans les constructions par rapport au bois, à la pierre et même au métal. Il est le matériau préféré du point de vue constructif et architectural, il est employé couramment dans :

- Les bâtiments industriels civils.
- Les centrales thermiques et nucléaires.
- Les constructions hydrauliques.
- Les ouvrages d'art tel que les ponts, tunnels, pistes d'aérodrome, réservoirs, ...

### **III.2.1. LES CARACTERISTIQUES MECANQUES DU BETON :**

#### **III.2.1.1. Résistance du béton :(Article A.2.1,1 du BAEL)**

##### **III.2.1.1.1. La résistance Caractéristique à la compression :**

La résistance à la compression du béton ( $f_{cj}$ ) est la caractéristique la plus importante, elle est souvent utilisée seul pour caractériser le béton.

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

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} \\ 27 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ jours}$$

ou

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \quad \text{si } 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa pour le béton de tablier} \\ 27 \text{ MPa pour le béton de l'infrastructure} \end{cases}$$

##### **III.2.1.1.2. La résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge  $j$  jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Dans laquelle  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$  sont exprimées MPa.

$$f_{t28} = \begin{cases} 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7MPa (f_{c28} = 35MPa) \\ 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06(27) = 2.22MPa (f_{c28} = 27MPa) \end{cases}$$

### III.2.1.2. CONTRAINTES ADMISSIBLES A LA COMPRESSION DE BETON

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de la composition.

(Article A.4.3,4 du BAEL)

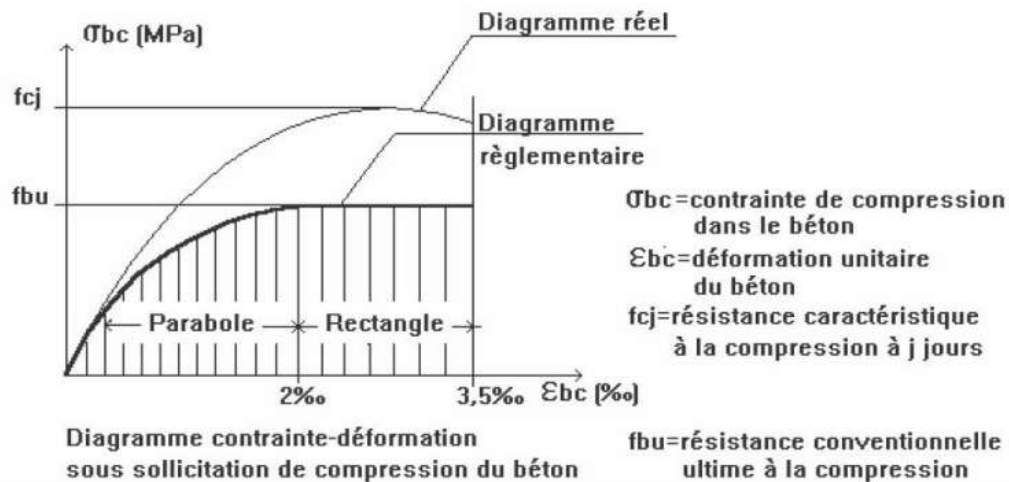


Figure III.1 : Diagramme contrainte- déformation “parabole-rectangle”

#### a) CALCUL A L' E.L.U :

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

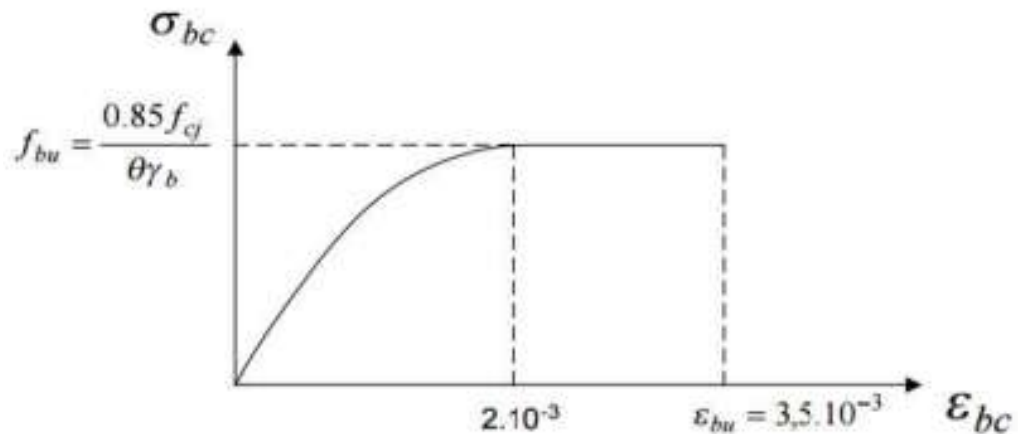


Figure III.2: Diagramme Parabole Rectangle Du Béton

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

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{en situations accidentelles} \\ 1.5 & \text{en situations durables ou transitoires (fondamentales)} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, il prend les valeurs suivantes

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h \leq t \leq 24h \\ 0.85 & \text{si } t \leq 1h \end{cases}$$

Le coefficient de minoration de 0.85 de la résistance de béton, tient compte de l'influence défavorable :

- De la durée d'application de la charge (effet de Rűch).
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

Donc on a :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19.83 \text{ MPa en situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 25.86 \text{ MPa en situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 15.3 \text{ MPa en situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \\ 19.95 \text{ MPa en situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \end{cases}$$

**b) CALCUL À L' E.L.S :**

Pour le calcul à l' E.L.S on suppose que l' on reste dans le domaine élastique.

$$\sigma_b = \begin{matrix} 0.5 f_{c28} \text{ en service } . \\ 0.6 f_{c28} \text{ en construction } . \end{matrix}$$

$$\sigma_b = \begin{cases} 17.5 \text{ MPa en service pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 21 \text{ MPa en construction pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 13.5 \text{ MPa en service pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \\ 16.2 \text{ MPa en construction pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \end{cases}$$

**III.2.2. Déformation du béton**

**III.2.2.1. Déformation longitudinale du béton :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale,  $E_{ij}$ , égal au coefficient directeur de la droite passant à l'origine, du diagramme contraintes déformations à l'ELS (courte durée < 24h) :

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

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton nous rajoutons une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple. (Longue durée >24h) :

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

Donc on a :

$$E_{ij} = \begin{cases} 35982 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 33000 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \end{cases}$$
$$E_{vj} = \begin{cases} 12103 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 11100 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa} \end{cases}$$

**III.2.2.2. Déformation transversale du béton :**

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

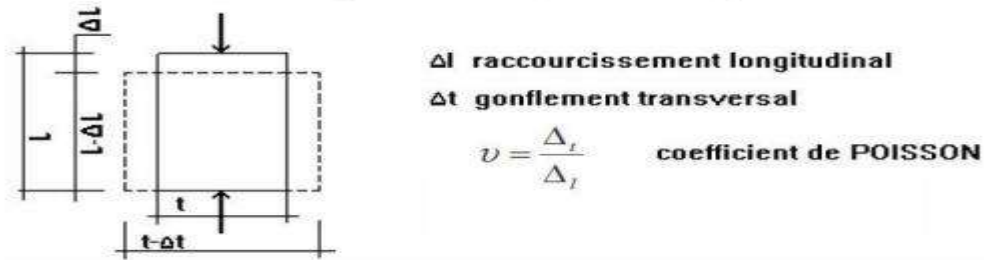
Ou :  $\nu$  représente le coefficient de poisson.

**coefficient de Poisson :**

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Sauf cas particuliers, le coefficient de Poisson est pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations.

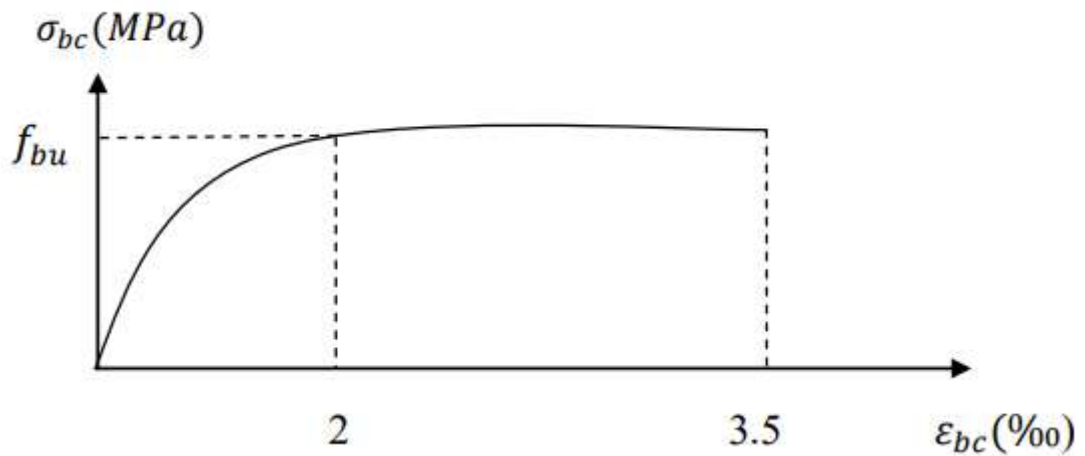
c'est à dire : 
$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{pour le béton non fissuré (ELS)} \\ 0 & \text{pour le béton fissuré (ELU)} \end{cases}$$



**Figure III.3 : coefficient de POISSON**

**Diagramme « contrainte-déformation » :**

Le diagramme des est représenté dans la figure suivante :



**Figure III.4: Diagramme « contrainte-déformation » du béton.**

## **III.2. L'ACIER :**

L'acier est un alliage fer-carbone, et selon le pourcentage de carbone on obtient des aciers doux (0,15 à 0,25 %) ou des aciers mi-durs et durs (0,25 à 0,4 %).



Les aciers utilisés en précontrainte sont de deux natures différentes :

- ♣ Les aciers passifs
- ♣ Les aciers actifs

### **III.2.1. Les aciers passifs :**

Les Armatures passives ce sont des armatures identiques à celles utilisées dans le béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

Ils sont nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.

#### **III.2.1.1. Caractères des armatures passives :**

Les caractères des armatures passives à prendre en compte dans les calculs sont les suivants :

##### **a. Module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égal à 200 000 MPa.

##### **b. Limite d'élasticité garantie :**

L'acier est défini par la valeur garantie de sa limite d'élasticité, notée «  $f_e$  ».

Pour notre ouvrage les aciers passifs utilisés sont des barres HA (Haute Adhérence) de nuance FeE500, sa limite d'élasticité  $f_e = 500$  MPa.

#### **III.2.1.2. CONTRAINTE LIMITE DE TRACTION $\Sigma_s$ :**

##### **a) Calcul à l'E.L. U :**

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

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.00 & \text{combinaisons eccédentaires} . \\ 1.15 & \text{cas générales} . \end{cases}$$

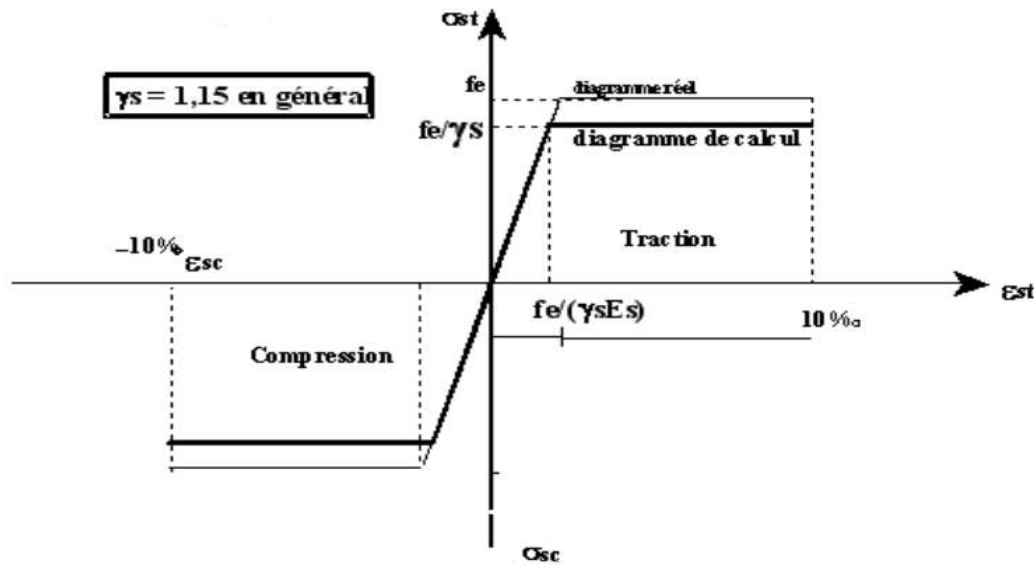


Figure III.5 : Diagramme contraintes déformation

b) Calcul à l' E . L . S :

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

Tableau III.1 : Limitation De La Contrainte D'acier

Cas de fissurations	$\sigma_{st}$ (MPa)
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation de contrainte
Fissuration préjudiciable	-ronds lisse : $\sigma_{st} = \frac{2}{3} f_e$ -barres HA : $\sigma_{st} = \{0.5 f_e; 110\sqrt{\eta} f_{tj}\}$
Fissuration très préjudiciable	-ronds lisse : $\sigma_{st} = 0.8 * \frac{2}{3} f_e$ -barres HA : $\sigma_{st} = \{0.4 f_e; 88\sqrt{\eta} f_{tj}\}$

III.2.2.Les aciers actifs :

Les aciers actifs sont les aciers de la précontrainte, ils sont mis à des tensions. à l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, les armatures de précontrainte exige un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles ont été classés par:

Catégorie : fils, barres, torons.

Classe de résistance.

Le procédé utilisé est le procédé de « FREYSSINET », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont de type 12T15.

- **Caractéristiques géométriques :**

- Nombre de torons par câble : 12 torons.
- Section nominale de l'acier :  $A_p = 12 \times 139 \text{ mm}^2 = 1669 \text{ mm}^2$ .
- Diamètre extérieure de la gaine :  $\Phi_{\text{ext}} = 80 \text{ mm}$ .

- **Caractéristiques mécaniques :**

- Contrainte de rupture garantie :  $f_{\text{prg}} = 1770 \text{ MPa}$ .
- Contrainte limite élastique garantie :  $f_{\text{peg}} = 1593 \text{ MPa}$ .
- Coefficient de frottement en courbe :  $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$ .
- Coefficient de frottement en ligne :  $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .
- Le module d'élasticité longitudinale ( $E_p$ ) pour les torons est  $190000 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale :**

Pour le module de déformation longitudinal, en l'absence de résultats expérimentaux sur les armatures concernées, il est pris égal à :

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

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

- Diagramme « contrainte-déformation » :

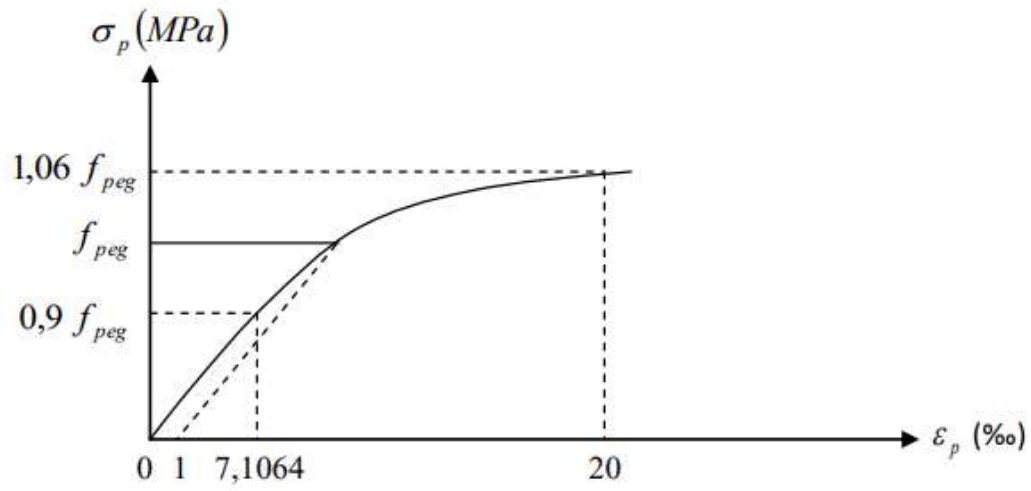


Figure III.6: Diagramme « contrainte-déformation » d'une armature de précontrainte à l'ELU.

# Chapitre IV

CARACTERISTIQUE  
S GEOMETRIQUES  
DES POUTRES

## **IV.1. Calcul des caractéristiques géométriques des poutres :**

Après avoir subdivisé chaque section en petites sections, on détermine les paramètres géométriques de la poutre par le biais des relations ci-après, les résultats seront représentés dans le tableau suivant :

- ✓ B : section totale de la poutre.

$$B = b \times h$$

Section rectangulaire

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$B = \frac{1}{2} b \times h$$

Section triangulaire

$$B = \frac{b \times h^3}{6}$$

- ✓ V et V' distances de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{12}$$

Avec :  $S_{\Delta}$  : moment statique de la section considéré par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).

$$S_{\Delta} = B \times Z$$

Z : bras de levier de la section considéré par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

$$V = h_t - V'$$

**CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES**

✓  $I_G$  : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe neutre :

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$$

Avec :  $I_{\Delta}$  : moment d'inertie de la section considérée par rapport à l'axe ( $\Delta$ ).

$$I_{\Delta} = S_{\Delta} \times Z'$$

Avec :

$$Z' = Z \left( 1 + \frac{h^2}{12Z'} \right) \text{ Section rectangulaire}$$

$$Z' = Z \left( 1 + \frac{h^2}{18Z'} \right) \text{ Section triangulaire.}$$

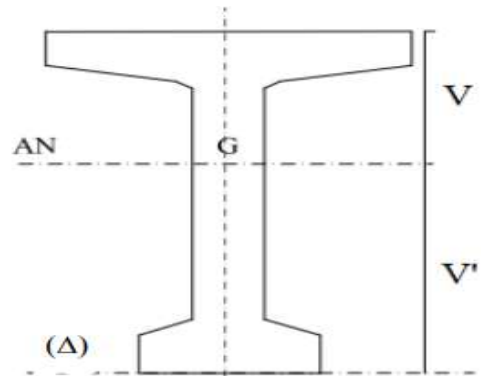
$h$  : hauteur de la section considéré.

✓  $r$  : rayon de giration :

$$r = \frac{I_G}{B}$$

✓  $\rho$  : Rendement géométrique :

$$\rho = \frac{r^2}{V'V}$$



**Figure IV.1 : poutre en béton précontraint**

1. Poutre (sans/avec) hourdis :

➤ Section d'about

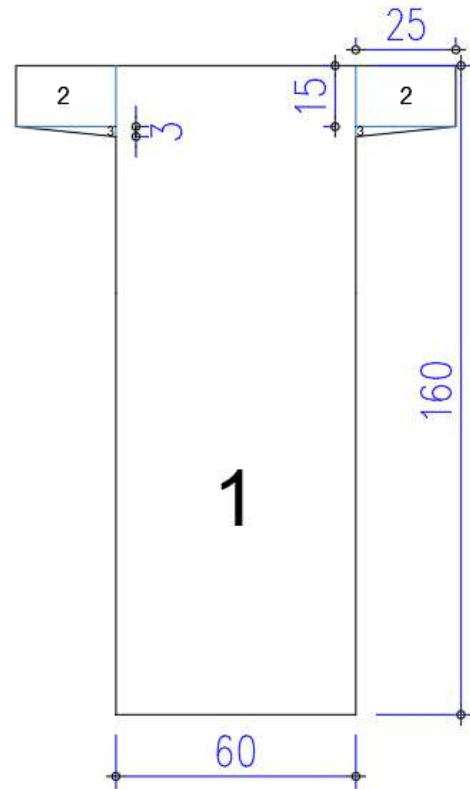
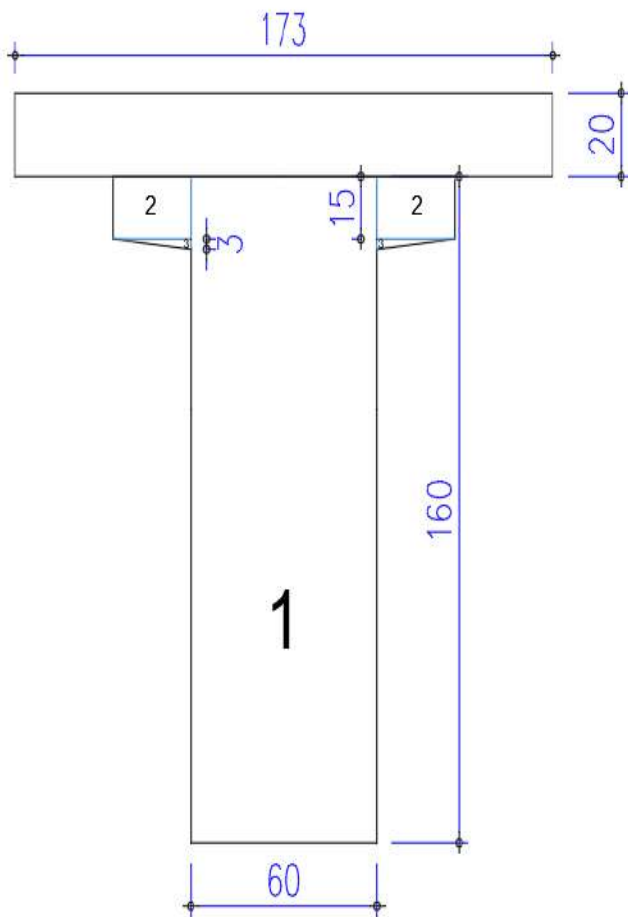
**Tableau IV.1 : Caractéristiques géométrique de la section d'about**

N	Forme	A	B(cm <sup>2</sup> )	Zi(cm)	Si (cm <sup>3</sup> )	I' (cm <sup>4</sup> )	I/fibre bas(cm <sup>4</sup> )	CDG(cm)	I/CDG (cm <sup>4</sup> )
1	Rect	(60x160)	9600	80	768000	20480000	81920000		

**CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES**

<b>2</b>	Rect	2(25x15)	750	152	114000	14063	17342063		
<b>3</b>	Tria	(25x3)	75	144	10800	38	1555238		
<b>Poutre</b>	/	/	10425	/	892800	20494100	100817300	85,6	24357651,08
<b>Dalle</b>	Rect	(173x20)	3460	170	588200	115333	100109333		
<b>Poutre dalle</b>	/	/	13885	/	1481000	20609433	178575656	106,7	42960410,79

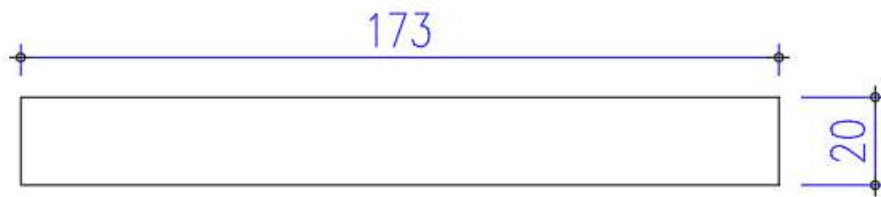
Élément	V' (cm)	V (cm <sup>4</sup> )	I0 (cm <sup>4</sup> )	Wi (cm <sup>3</sup> )	Ws (cm <sup>3</sup> )	I2 (cm <sup>2</sup> )	ρ(%)
<b>Poutre</b>	86	74	24357651	284418	327565	2336	37
<b>Poutre dalle</b>	107	73	42960411	402772	585785	3094	40





**Figure IV.3 : Section d'about avec dalle.**

**Figure IV.2 : Section d'about.**



**Figure IV.4 : Section dalle.**

➤ Section intermédiaire :

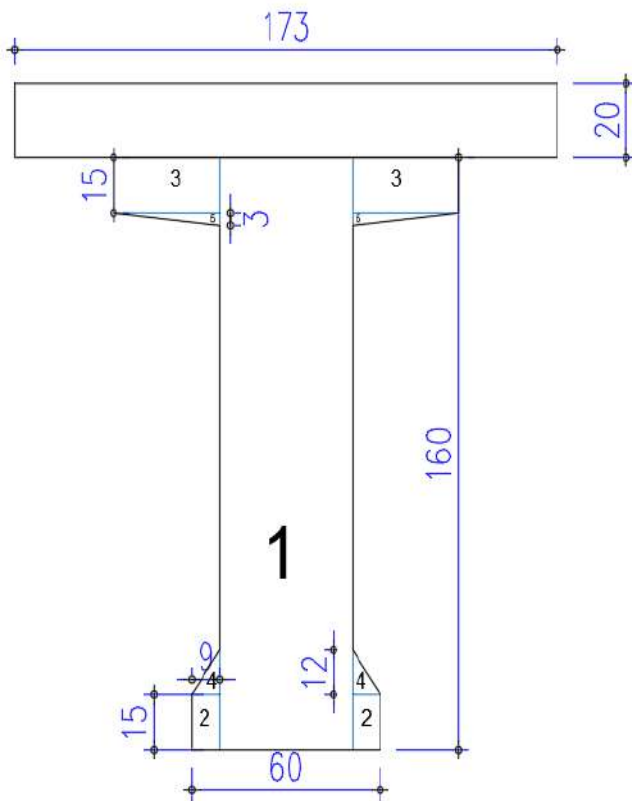
**Tableau IV.2: Caractéristiques géométrique de la section intermédiaire**

N	Forme	Dimensions	B(cm <sup>2</sup> )	Zi(cm)	Si (cm <sup>3</sup> )	I' (cm <sup>4</sup> )	I(cm <sup>4</sup> )	CDG (cm)	I/CDG (cm <sup>4</sup> )
1	Rect	(43x160)	6880	80	550400	14677333	58709333,33		
2	Rect	2(9x15)	270	7,5	2025	5062,5	20250		
3	Rect	2(34x15)	1020	152	155040	19125	23585205		
4	Tria	(9x12)	108	20	2160	864	44064		
5	Tria	(34x3)	102	136	13872	51	1886643		
<b>Poutre</b>	/	/	8380	/	723497	14702436	84245495,33	86,34	21781544,38

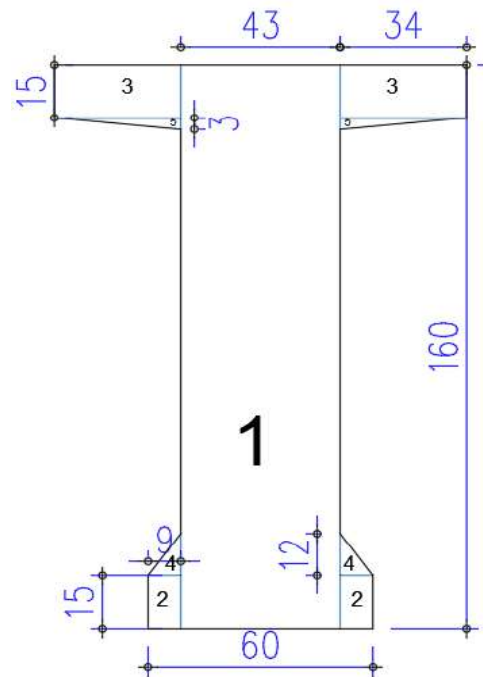
**CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES**

<b>Dalle</b>	Rect	(173x20)	3460	170	588200	115333,33	100109333,3		
<b>Poutre dalle</b>	/	/	11840	/	1311697	14817769	184354828,7	110,8	39038188,48

Élément	V' (cm)	V (cm <sup>4</sup> )	I0 (cm <sup>4</sup> )	Wi (cm <sup>3</sup> )	Ws (cm <sup>3</sup> )	I2 (cm <sup>2</sup> )	ρ(%)
<b>Poutre</b>	86,34	73,66	21781544	252287,63	295688,409	2599,2296	40,87
<b>Poutre dalle</b>	110,79	69,21	39038188	352377,23	564015,204	3297,1443	43,00



**Figure IV.6 : Section intermédiaire avec dalle.**



**Figure IV.5 : Section intermédiaire sans dalle.**

dalle.

➤ Section médiane :

**Tableau IV.3: Caractéristiques géométrique de la Section médiane**

N	Forme	Dimensions	B(cm <sup>2</sup> )	Zi(cm)	Si (cm <sup>3</sup> )	I' (cm <sup>4</sup> )	I(cm <sup>4</sup> )	CDG (cm <sup>4</sup> )	I/CDG (cm <sup>4</sup> )
1	Rect	(25x160)	4000	80	320000	8533333	34133333		
2	Rect	2(18x15)	540	7,5	4050	43776	74151		
3	Rect	2(5x4)	40	143,12	5725	53	819387		
4	Rect	2(43x15)	1290	152,5	196725	24188	30024750		
5	Tria	2(38x4)	152	143,75	21850	135	3141073		
6	Tria	2(18x24)	432	23,03	9949	13824	242949		
7	Tria	2(5x4)	20	139,83	2797	35	391083		
<b>Poutre</b>	/	/	6474	/	561095	8615344	68826726	86,67	20197129,73
<b>Dalle</b>	Rect	(173x20)	3460	170	588200	115333	100109333		
<b>Poutre dalle</b>	/	/	9934	/	1149295	8730677	168936059	115,7	35970503,72

Element	V' (cm)	V (cm <sup>4</sup> )	I0 (cm <sup>4</sup> )	Wi (cm <sup>3</sup> )	Ws (cm <sup>3</sup> )	I2 (cm <sup>2</sup> )	ρ(%)
<b>Poutre</b>	86,67	73,33	20197130	233037,43	275424,316	3119,7296	49,09
<b>Poutre dalle</b>	115,69	64,31	35970504	310913,1	559356,921	3620,9486	48,67

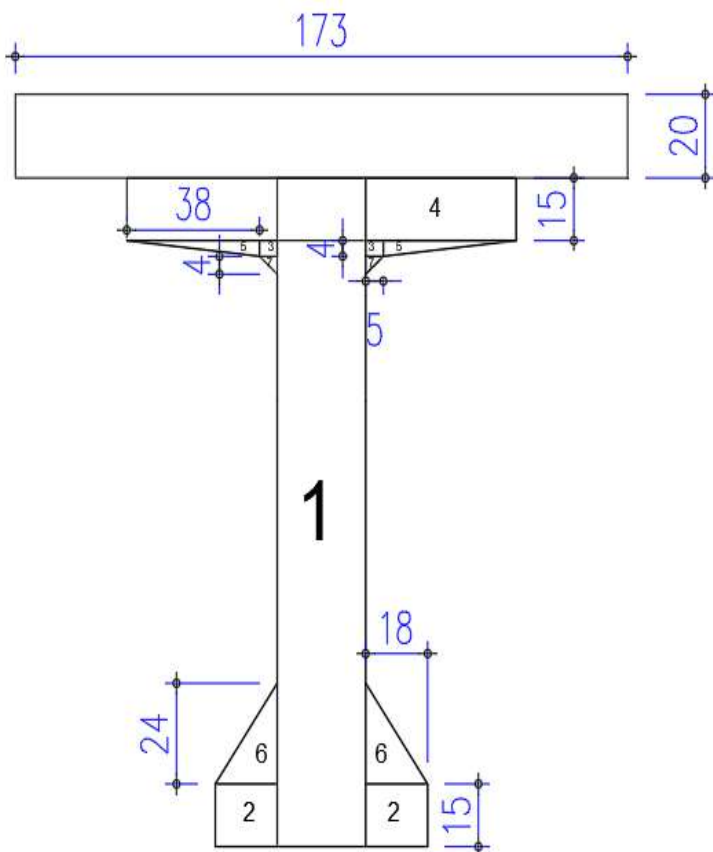


Figure IV.8 : Section médiane avec dalle

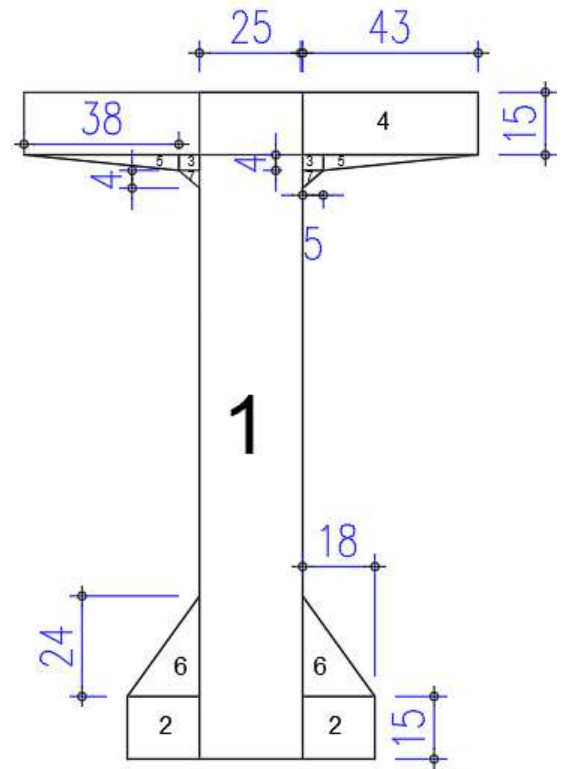


Figure IV.7 Section médiane sans dalle.

# Chapitre

# V

## CHARGES ET SURCHARGES

---

## V.1.INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est le calcul de la descente de charge du tablier afin de déterminer les efforts auxquels ce dernier sera soumis.

Nous commencerons par le poids propre du tablier, les surcharges réglementaires auxquelles sera soumis le pont ainsi que leur disposition sur le tablier.

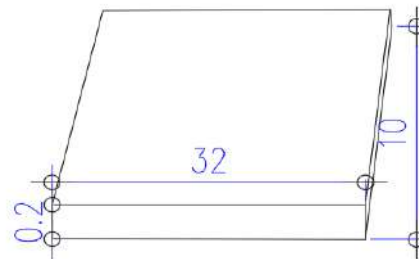
Enfin nous calculerons le coefficient de majoration dynamique correspondant à chaque type de surcharge.

## V.2. Calcul des charges :

### V.2.1. Charges permanentes (poids propre) :

Ce sont toutes les charges qui restent constantes c-à-d éléments porteurs : poids des poutres, entretoises et hourdis.

- **Poids de la dalle**



**Figure V.1 : Dalle**

Longueur de la dalle :  $L = 32$  m.

Largeur de la dalle :  $l = 10$  m.

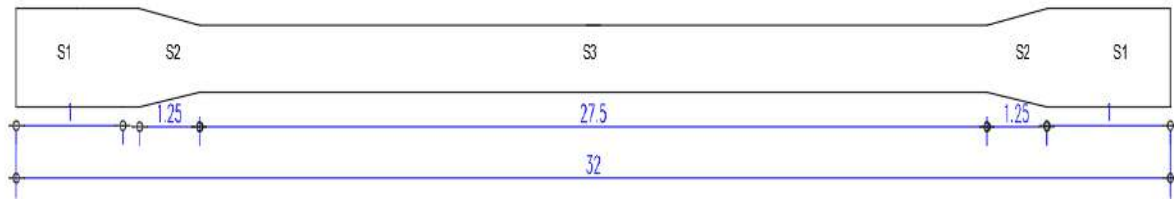
Epaisseur de la dalle :  $e = 0.20$  m.

$$P_d = \rho_d \times L \times e$$

$$P_d = 50 \times 32 = 1600kn$$

$$P_d = 160t$$

- **Poids propre des poutres**



**Figure V.2 : Coupe longitudinale de la poutre.**

$$P_p = \rho_p \times V_p \times n_p = \rho_p \times n_p \sum S_i \times l_i$$

Avec : n : nombre de poutre.

$$S1 = 1.04 \text{ m}^2 ; l1 = 1 \text{ m.}$$

$$S2 = 0.838 \text{ m}^2 ; l2 = 1.25 \text{ m.}$$

$$S3 = 0.64 \text{ m}^2 ; l3 = 27.5 \text{ m.}$$

Poids propre pour une seule

$$P_p = (1.04 \times 1 \times 25 \times 2) + (0.838 \times 1.25 \times 25 \times 2) + (0.64 \times 25 \times 27.5) = 535 \text{ kn}$$

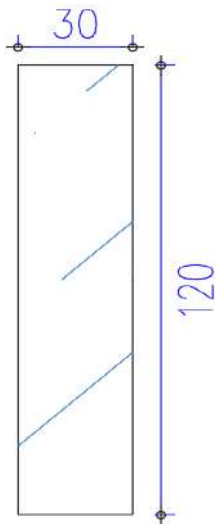
$$P_p = 53.5 \text{ t}$$

Poids propre des poutres

$$P_p = n_p \times 535 = 6 \times 535 = 3210 \text{ kn}$$

$$P_p = 321 \text{ t}$$

- **Poids des Entretoises :**



Épaisseur l'entretoise est de 0.3 cm pour la zone d'about

$$P_{entretoise} = S \times \rho_b \times e \times n$$

avec n: nombre de poutre

$$P_{entretoise} = 8.6 \times 25 \times 0.3 \times 2 = 128kn$$

$$P_{entretoise} = 12.8t$$

**Figure V.3 : L'Entretoise**

- **Le poids total des charges permanentes :**

$$P_{cp} = P_{entretoise} + P_p + P_d$$

$$P_{cp} = 128 + 3210 + 1600$$

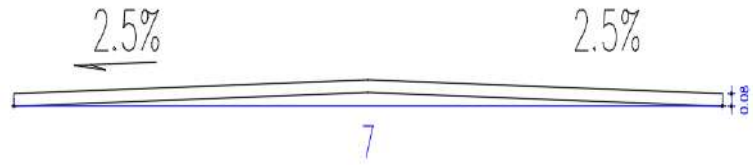
$$P_{cp} = 4938kn$$

$$P_{cp} = 493.8t$$

### **V.2.2.CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES**

- **Poids du revêtement :**





**Figure V.4 : Revêtement de la chaussée.**

$l_c = 7\text{m}$ ,  $L = 32\text{m}$ ,  $\rho_{rev} = 2.4\text{t/m}^3$ .

$e = 0.08\text{m}$

$$P_{rev} = \rho_{rev} \times l_c \times e \times L$$

$$P_{rev} = 2.4 \times 7 \times 0.08 \times 32 = 430.08\text{kn}$$

$$P_{rev} = 430.08\text{kn}$$

- **Poids du trottoir et corniche**

$$P_{tr} = \rho_{tr} \times S_{tr}$$

$$P_{co} = \rho_{co} \times S_{co}$$

Avec  $L = 32\text{m}$

$$P_{tr} + P_{co} = (2.5 + 15) \times 32 = 560\text{kn}$$

$\rho_{tr}$  et  $\rho_{co}$  : poids volumique de béton

- **Poids de Garde de corps**

Donnée par 01KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée :

$$P_{gc} = 32\text{KN}$$

- **Poids des glissières de sécurité**

Donnée par 0.6 KN/ml. Pour les deux côtés de la chaussée :

$$P_{gs} = 0.6 \times 2 = 1.2 \text{ KN/ml} = 32 \text{ KN}$$

- **Poids total des compléments des charges permanentes**

$$P_{ccp} = P_{co} + P_{tr} + P_{gc} + P_{gs} + P_{rev}$$

$$P_{ccp} = 560 + 32 + 32 + 430.08 = 1054.1 \text{ kn}$$

- **LE POIDS TOTAL DU TABLIER (UNE TRAVEE) :**

$$G = P_{ccp} + P_{cp} = 1054.1 + 4938$$

$$G = P_{ccp} + P_{cp} = \mathbf{5992,1}$$

### V.3. CALCUL DES SURCHARGES

#### V.3.1. Caractéristique du Pont :

D'après le document technique réglementaire : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers (RCPR):

##### **Largeur Roulable ( $L_r$ ) :**

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

##### **Largeur Chargeable ( $L_{ch}$ ) :**

Elle est déduite de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de sécurité comme indiqué dans la loi suivante :

$$L_{CH} = L_r - 0.5n$$

$L_{ch}$  : largeur chargeable en m.

$L_r$  : Largeur roulable en m .

$n$  : Nombre de dispositifs de retenue tel que  $n \leq 2$ .

Dans le cas où il n'y a pas de bandes d'arrêt d'urgences (BAU), alors  $L_{ch} = L_r$ .

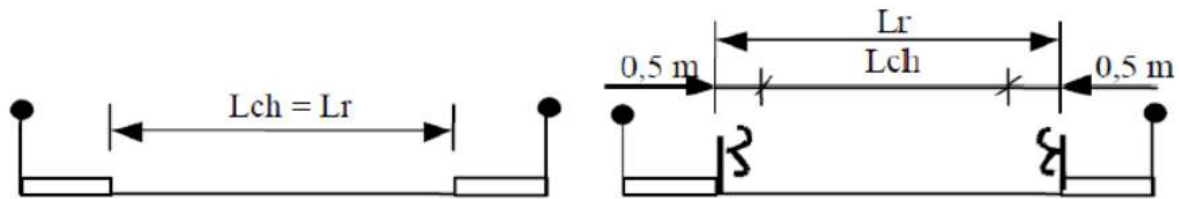


Figure V .5 : largeur roulable ( $L_r$ ), largeur chargeable ( $L_{ch}$ )

**Nombre de voies ( $N_v$ ) :**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière de la caution par 3 de leur largeurs chargeables ( $L_{ch}$ ) exprimé en mètre tel que :

$$N_v = \frac{L_{ch}}{3}$$

**Largeur réelle d'une voie ( $V$ ) :**

La largeur d'une voie de circulation  $V$ , est donné par :

$$V = \frac{L_{ch}}{N_v}$$

**Classe des ponts :**

Les ponts sont rangés en 3 classes suivant leur largeur roulable  $L_r$ , et leur destination :

- **1<sup>ère</sup> classe** : tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c'est à dire  $L_r \geq 7$  m et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désignés par le Cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S.), tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quel que soit leur largeur.
- **2<sup>ème</sup> classe** : tous les ponts autres que ceux de la 1<sup>ère</sup> classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c'est à dire,  $5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$ .
- **3<sup>ème</sup> classe** : les ponts autres que ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c'est à dire  $L_r \leq 5,5 \text{ m}$ .

Tableau V.1 : les classes de pont

Largeur roulable	Classe de pont
$L_r \geq 7 \text{ m}$ ou exceptions	1 <sup>ère</sup> classe
$5,5 < L_r < 7 \text{ m}$	2 <sup>ème</sup> classe
$L_r \leq 5,5 \text{ m}$ .	3 <sup>ème</sup> classe

**Les Résultats :**

- **Largeur Roulable ( $L_r$ ) = 7 m**
- **Largeur Chargeable ( $L_{ch}$ ) = 6 m**
- **Nombre de voies ( $N_v$ ) = 2 voies**
- **Largeur réelle d'une voie ( $V$ ) = 3 m**
- **Classe des ponts = 1<sup>ère</sup> classe**

### **V.3.2. Evaluation des surcharges :**

Les surcharges routières Elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier, les surcharges à utiliser pour le dimensionnement du pont sont les suivants :

- La surcharge de type A(L).
- Système B : (Bc, Bt, et Br).
- La surcharge militaire MC 120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- SURCHARGE SUR TROTTOIR (ST).
- Charge horizontale dues au freinage.

#### **V.3.2.1. Système de charges A :**

Selon le document technique réglementaire RCPR le système de charge A est une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur chargée (formule suivant) et des coefficients résultants d'une application en fonction de la classe du pont et de nombre des voies chargées (coefficient multiplicateur  $a_1$ ).

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

L : la longueur chargée du pont évaluer selon le cas de charge considérer .

**CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES**

La valeur de  $A(l)$  doit être traité par une multiplication avec le coefficient  $a_1$  dont la valeur est donnée par le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

**Figure V.6 : Tableau des Coefficients  $a_1$**

Lorsque la valeur de la charge répartie trouvée après l'application du coefficient est inférieurs à  $(4 - 0.002l)kN/m^2$  c'est cette valeurs qui dernière qui doit être prise en compte donc la charge  $A_1$  est obtenu par :

$$A_1 = \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases}$$

La charge  $A_1$  obtenue est multipliée par un autre coefficient  $a_2 = v_0 / v$

$v$  étant la largeur d'une voie et  $v_0$  ayant les valeurs données par le tableau suivant :

<b>Classe de pont</b>	<b><math>v_0</math></b>
<b>première classe</b>	<b>3,5 m</b>
<b>deuxième classe</b>	<b>3,0 m</b>
<b>troisième classe.</b>	<b>2,75 m</b>

**Figure V.7 : tableau des valeurs de  $V_0$ .**

**Les résultats sont résumés par le tableau suivant :**

**Tableau V.2: valeurs de  $A(l)$  pour tous les cas possibles.**

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	$a_1$	$a_2$	A(l) $\times a_1 \times a_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$L_v$ (m)	A(l) (kN/ml)
-------------	-------	---------------------------	-------	-------	---	-----------	--------------

<b>1</b>	<b>32</b>	<b>10,48</b>	<b>1</b>	<b>1,17</b>	<b>12,23</b>	<b>3,00</b>	<b>36,69</b>
<b>2</b>	<b>32</b>	<b>10,48</b>	<b>1</b>	<b>1,17</b>	<b>12,23</b>	<b>6,00</b>	<b>73,37</b>

**V.3.2.2. Système de charges B**

Vu que notre pont se classe dans la première classe le système de charge B comprend trois systèmes dont il y a lieu d’examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont

- Le système  $B_c$  se compose de camions type.
- Le système  $B_t$  se compose de groupes de deux essieux dénommés tandems.

**V.3.2.2.1. Système de charges  $B_c$  :**

Un camion type du système  $B_c$  comporte trois essieux, tous à roues simple pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale..... 300KN.
- Charge portée par chacune des essieux arrière ..... 120KN.
- Charge portée par l’essieu avant ..... 60KN .
- Longueur de l’encombrement ..... 10.5m.
- Largeur d’encombrement ..... 2.5m .
- Distance des essieux arrière ..... 1.5m.
- Distance de l’essieu avant au premier essieu arrière ..... 4.5m .
- Distance d’axe en axe des deux roues d’un essieu ..... 2m .
- Surface d’impact d’une roue arrière ..... 0.25x0.25m<sup>2</sup>.
- Surface d’impact d’une roue avant ..... 0.20x0.20m<sup>2</sup>.

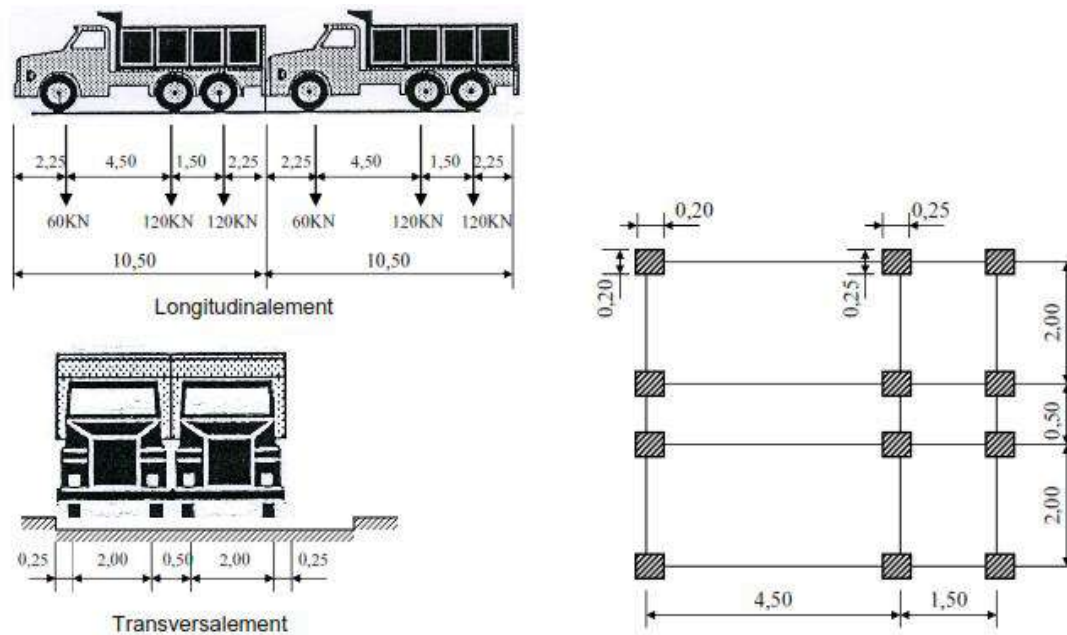


Figure V.8 : système de charge  $B_c$  .

Pour charger la route on dispose sur la chaussée autant de files qu'elle comporte de voies de circulation et on les place dans la situation la plus défavorable, et naturellement on dispose moins de disposition pour tester le cas le plus défavorable.

Dans le sens transversal chaque file est supportée par une bonde de 2.5m de largeur sachant que la première bonde touche la limite de la largeur chargeable.

Dans me sens longitudinale le nombre de camions par file se limite à deux.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système  $B_c$  prise en compte sont traitées avec une multiplication par le coefficient  $b_c$  qui dépend de la classe du pont et de nombre de voies chargées, les valeurs de ce dernier sont représentées par le tableau suivant :

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

**Figure V.9 : tableau des valeurs de coefficient  $b_c$**

**Les résultats sont résumés par le tableau suivant :**

**Tableau V.3 : Les valeurs de charge  $B_c$**

N° des voies	$B_c$ (kN)	$b_c$	$B_c \times b_c$ (kN)
<b>1</b>	<b>600</b>	<b>1,2</b>	<b>720</b>
<b>2</b>	<b>1200</b>	<b>1,1</b>	<b>1320</b>

**V.3.2.2.2. Système de charges  $B_t$  :**

Un tandem du système  $B_t$  comporte deux essieux tous deux à deux roues simple munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- Charge portée par chaque essieu ..... 160KN
- Distance des deux essieux ..... 1.35m
- Distance d'axe des deux roues d'un essieu ..... 2m

La surface d'impact de chaque roue sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0.6m et le côté longitudinal 0.25m.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3m de largeur.

L'illustration suivante explique la disposition à prendre en compte.



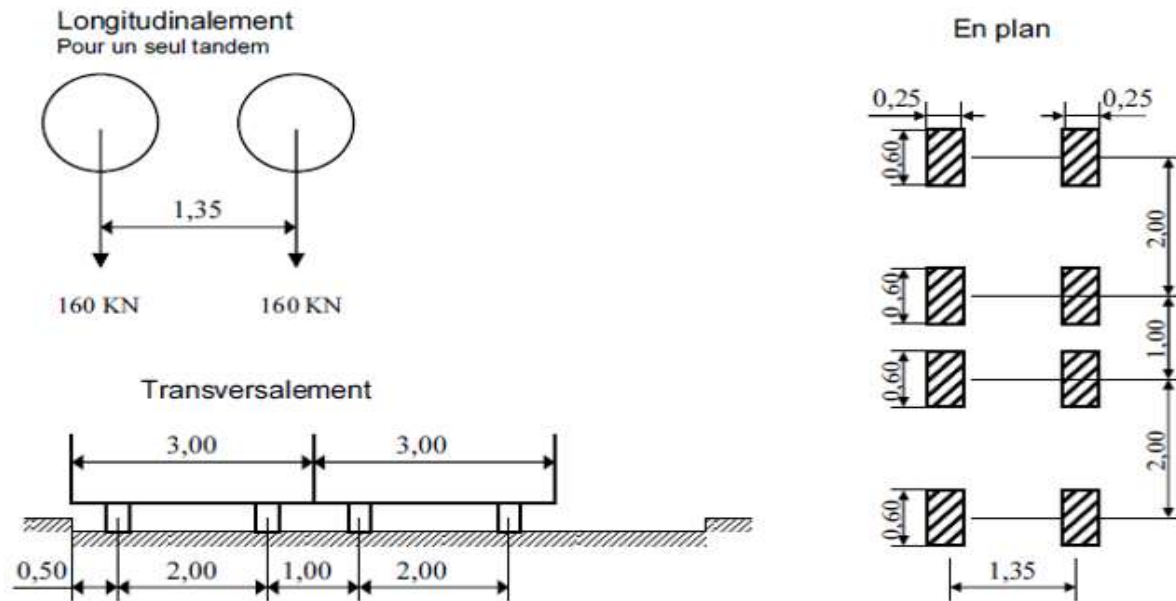


Figure V.10 : système de charge  $B_t$  .

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges de ce système sont multipliées par un facteur correcteur  $b_t$  suivant :

Classe de pont	$b_t$
première classe	1,2
deuxième classe	1

Figure V.11 : tableau des valeurs de coefficient  $b_t$

Les résultats sont résumés par le tableau suivant :

Tableau V.4 : Les valeurs de charge  $B_t$

N° des voies	$B_t$ (kN)	$b_t$	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1,2	384
2 - 3 - 4	640	1,2	768

### V.3.2.3. Le système de charge militaire Mc 120:

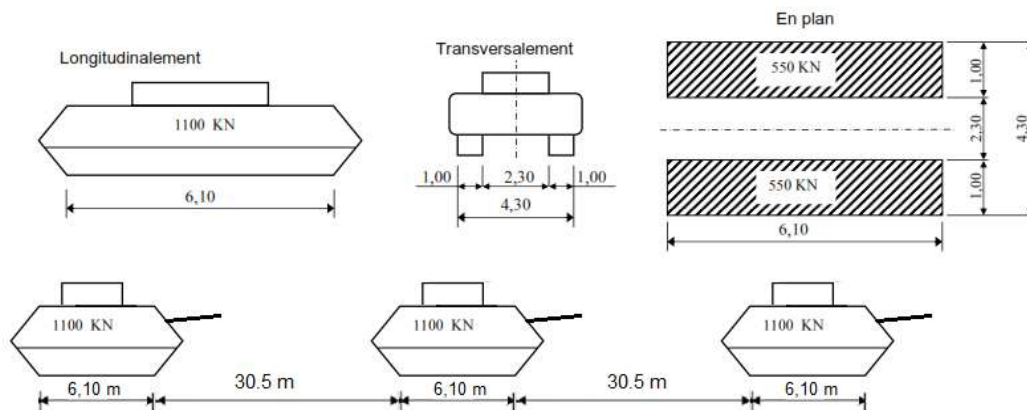
Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Charge totale .....1100 KN .

Longueur d'une chenille .....6,10 m.

Largeur d'une chenille. ....1,0 m .

Distance d'axe en axe des deux chenilles. .... 3,30 m.



**Figure V.12: Système Mc 120**

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

**V.3.2.4. Le système de charge exceptionnel D240 :**

Les ponts doivent être calculés pour supporter le convoi type D240 décrit ci-après, susceptible dans certain cas d'être plus défavorable que les surcharges des systèmes A et B.

Le convoi D240 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont ; dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable. Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

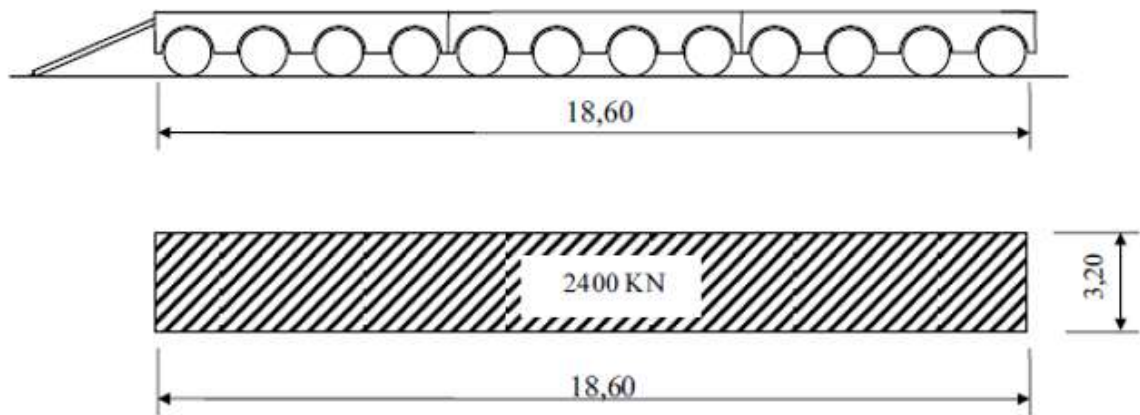


Figure V.13 : Système D 240

Coefficient de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

Avec :

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

G : sa charge permanente.                      S : sa charge B maximale.

Tableau V.5 : Coefficient de majoration

Système de charg	L (m)	G (kN)	S (kN)	$\delta$
B <sub>c</sub>	32	5992,1	1320	1,085
B <sub>t</sub>			768	1,073
Mc120			1100	1,080

### V.3.2.5. Les surcharges sur trottoirs St :

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

**1ere cas : un trottoir chargé :**

Trottoir de 1.25m et charge de 1.50 KN/m<sup>2</sup> Donc  $St_1 = 1.5 \times 1.50 = 2.25\text{KN/ml}$

**2 eme cas : deux trottoirs chargés :**

Deux trottoirs chargés  $St_2 = 2 \times 1.50 = 3.00\text{KN/ml}$ .

**V.3.2.6. Charge horizontale dues au freinage**

**Du système A(l) :**

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

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (kN)}$$

s: désigne en mètres carrés la surface chargée.

**Tableau V.6 : Tableau de la force de freinage pour A(l)**

N des voies	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	F (kN)
1	96,00	12,23	57,73
2	192,00	12,23	113,58

**Du système Bc :**

Les efforts de freinage développés par Bc ne sont pas susceptibles de majoration dynamique d'où  $F_b = b_c \times P$  Telle que :

$$P = 300\text{KN et } b_c = 1.2 \text{ donc : } F_b = 360\text{KN}$$

**V.4. CALCUL DES SOLLICITATIONS LONGITUDINAUX**

**V.4.1 Système de charge A(l) :**

Pour une voie chargée :

$$R_A = R_B = A(1L) \times \frac{L}{2} = 36,69 \times \frac{31}{2} = 568.69 \text{ KN}$$

Calcul de moment fléchissant à ( $x = \frac{L}{2}$ )

$$M(L/2) = A(1L) \times \frac{L^2}{8} = 36,69 \times \frac{31^2}{8} = 4407.38 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant présente les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérer :

**Tableau V.7 : valeurs de T et M dues à A(I)**

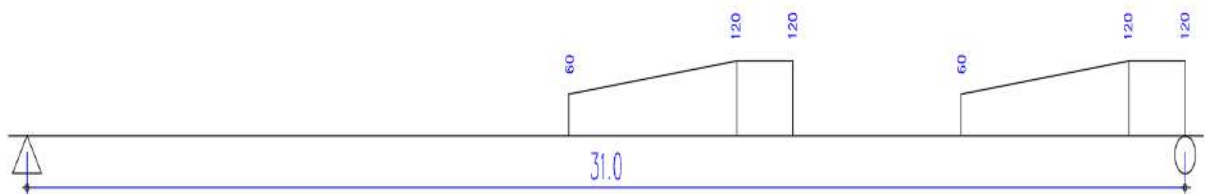
Nombre de voies chargées	X=0.00 L	X=0.50 L
	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
1 voie	568.69	4407.38
2 voies	1137.39	8814.76

## V.4.2. Système de charge B

### V.4.2.1. Système Bc :

Pour une file de Bc :

#### 1. L'effort tranchant :



2.  $\sum M/A=0$  ; donc on a :

$$R_B \times 31 = 120 \times (31 + 29.5 + 20.5 + 19) + 60 \times (25 + 14.5)$$

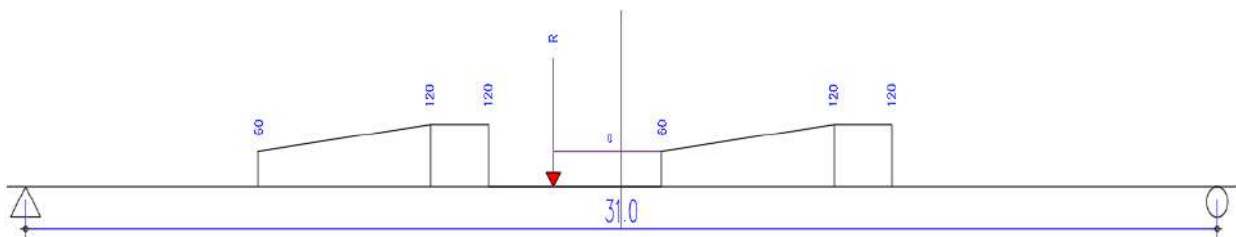
$$R_B = 463.54 \text{ KN}$$

$$T(1Bc) = R_B \times bc \times \delta_1 = 463.54 \times 1.2 \times 1.07$$

$$T(1Bc) = 593.33 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant :(théorème de BARREE)**

La méthode pour déterminer le moment fléchissant est donnée par le théorème de Barré : « Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre ».



$$X_G = \frac{\sum P_i \cdot X_i}{\sum P_i}$$

$$X_G = \frac{(120 \times 4.5) + (120 \times 6) + (60 \times 10.5) + (120 \times 15) + (120 \times 16.5)}{600} = 9.45 \text{ m}$$

$$a = 9.45 - (4.5 + 1.5) = 3.45 \text{ m}$$

$$\text{Donc } a/2 = 1.73 \text{ m}$$

$$M_{Bc} = M_o \quad \sum M/B = 0 ;$$

Donc

$$R_A = \frac{60 \times (23.23 + 12.73) + 120 \times (6.73 + 8.23 + 18.73 + 17.23)}{31} = 266.7 \text{ KN}$$

$$M_o = (R_A \times 14.27) - (60 \times 6) - (120 \times 1.5) = 3265.809 \text{ KN.m}$$

$$M(1Bc) = Mo * bc * \delta_1 = 3340 * 1,20 * 1,07 = 4180.235 \text{ KN m}$$

Le tableau représente les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérer :

**Tableau V.8 : valeurs de T et M dues à B<sub>c</sub>**

Nombre de voies chargées	X=0.00 L	X=0.50 L
	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Un file	593.33	4180.235
Deux files	1186.66	8360.47

**V.4.2.2. Système Bt :**

- L'effort tranchant :



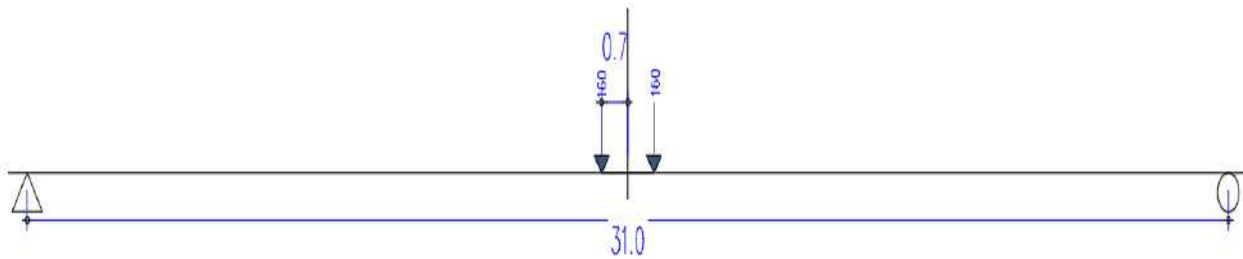
$$\sum M/A = 0$$

$$\text{Donc on a : } R_B \times 31 = 160 \times (28.65 + 31)$$

$$R_B = 307.87 \text{ KN}$$

$$T(1Bt) = R_B \times bt \times \delta_1 = 307.87 \times 1 \times 1,07 = 329.42 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**



$$R_A = R_B = 160 \text{ KN}$$

$$M(L/2) = M_{Bt} = R_A \times (31/2) - 160 \times 0,68 = 2371.2 \text{ KN}$$

$$M(1Bt) = M_{Bt} \times b_t \times \delta_1 = 2371.2 \times 1 \times 1,07 = 2537.18 \text{ KN}$$

Le tableau représente les résultats de calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant dans les sections considérer :

**Tableau V.9 : valeurs de T et M dues à B<sub>t</sub>**

Nombre de voies chargées	X=0.00 L	X=0.50 L
	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)
Un file	329.42	2537.18
Deux files	658.84	5074.36

### V.4.3. Charges militaire (Convoi Mc120) :

- **L'effort tranchant :**



$\sum M/A=0$  donc on a :

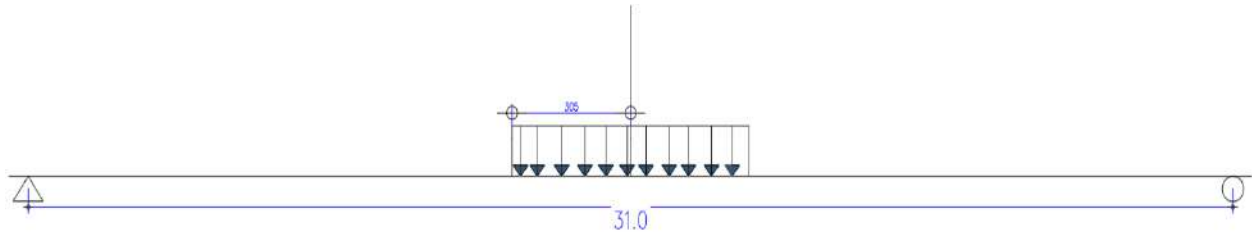


RB x31=1100×27.95

Donc RA=991.77 kN

$$T(Mc120) = R_A \times \delta_1 = 991.77 \times 1,08 = 1071.16 \text{ kN}$$

- **Moment fléchissant :**



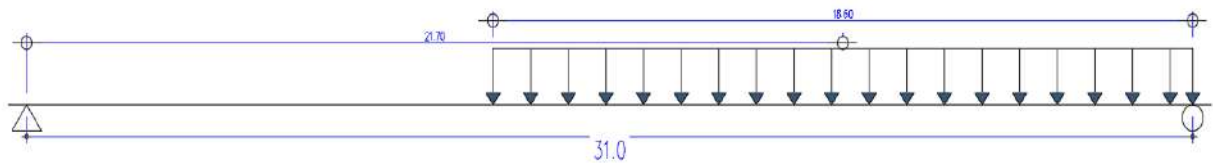
$$R_B = R_A = 550 \text{ kN.}$$

$$M(L/2) = 550 \times (31/2) - 180,32 \times (3,05^2/2) = 7961.28 \text{ KN}$$

$$M_{Mc120} = M(L/2) \times \delta_1 = 7961.28 \times 1,08 = 8598.18 \text{ KN. M}$$

#### **V.4.4. Charges exceptionnelles (Convoi D240) :**

- **L'effort tranchant :**

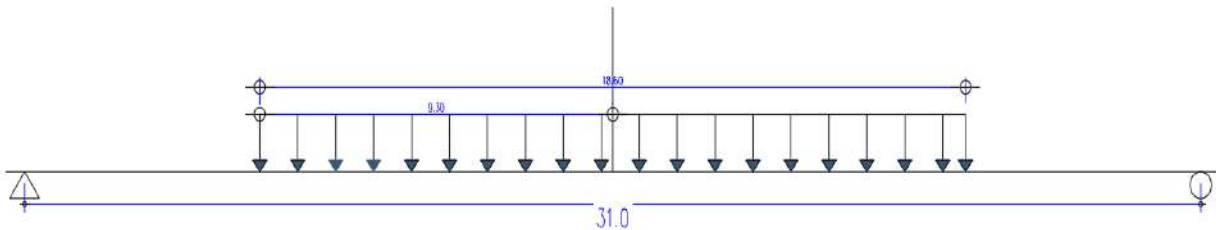


$$\sum M/A=0 \text{ donc on a : } R_B \times 31 = 2400 \times 21.7$$

$$\text{Donc } R_B = 1711,11 \text{ KN}$$

$$T(D240) = R_B = 1680 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**



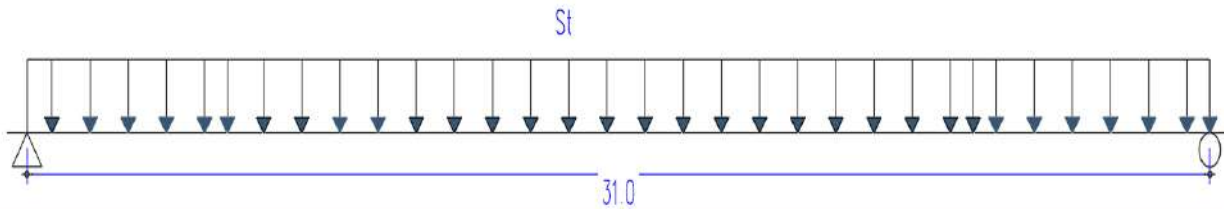
$$R_B = R_A = 1200 \text{ KN.}$$

$$M(L/2) = M_o = R_A \times (L/2) - Q_{240} \times (9,3^2/2)$$

$$M_o = (1200 \times (31/2)) - (129,03 \times (9,3^2/2)) = 13621.39 \text{ KN.m}$$

$M(D_{240}) = 13621.39 \text{ KN.m}$

**V.4.5. Surcharge sur le trottoir :**



- **L'effort tranchant : à (x=0)**

$R_B = R_A = St \times (L/2) = 1,5 \times (31/2) = 24 \text{ KN.}$

$T(\text{Tr}) = 24,3 \text{ KN}$

- **Moment fléchissant :**

$M(L/2) = M_0 = St \times (L^2/8) = 1,5 \times (31^2/8) = 192 \text{ KN.m}$

$M(\text{Tr}) = M_0 = 192 \text{ KN.m}$

Le tableau représente le moment fléchissant et l'effort tranchant:

**Tableau V.10 : Récapitulation de calcul de M et T**

Les charge et les Surcharge		Effort Tranchant totale(kN)	Moment fléchissant (kN.m)
Charges Permanentes	G	2996.05	23220.16
Surcharge a(l)	Une voie	568.69	4407.38
	Deux voies	1137.39	8814.76
Surcharge b	Bc	Un file	4180.235
		Deux files	8360.47
	Bt	Un file	2537.18
		Deux files	5074.36
Charges Militaires	Mc 120	1071.16	8598.18
Charges exceptionnelles	D240	1680	13621.39
Surcharge de trottoir	1er trottoir	24	192
	2eme trottoirs	48	384

## V.5. Les Combinaison des charges

D'après le robot on obtient la combinaison du moment et l'effort tranchant.

Le tableau représente le moment fléchissant et l'effort tranchant a ELU et ELS :

**Tableau V.11 : Récapitulatif de M et T avec robot**

	Combinaison	M(KN.M)	T(KN)
ELS	G+1,2A(l) +ST	5039.84	666.86
	G+1,2A(l) <sub>2</sub> +ST	5526.49	736.02
	G+1,2Bc <sub>1</sub> + ST	5204.42	719.50
	G+1,2Bc <sub>2</sub> + ST	5492.20	788.74
	G+1,2Bt <sub>1</sub> + ST	4735.75	639.21
	G+1,2Bt <sub>2</sub> + ST	5122.01	754.74
	G+Mc120	5365.56	756.71
	G+D240	622.86	909.25
ELU	1.35 G+1,6 (A(l) <sub>1</sub> +ST)	6817.36	905.84
	1.35 G+1,6 (A(l) <sub>2</sub> +ST)	7439.53	989.23
	1.35 G+1,6 (Bc <sub>1</sub> +ST)	7036.80	976.08
	1.35 G+1,6 (Bc <sub>2</sub> +ST)	7572.11	1068
	1.35 G+1,6 (Bt <sub>1</sub> +ST)	6411.90	869.02
	1.35 G+1,6 (Bt <sub>2</sub> +ST)	6900.22	1014.64
	1.35 G+1.35 Mc120	7242.13	1020.60

	1.35 G+1.35 D240	8398.10	1226.76
--	------------------	---------	---------

**RESULTATS** : les résultats obtenus avec robot structural Analyse 2021

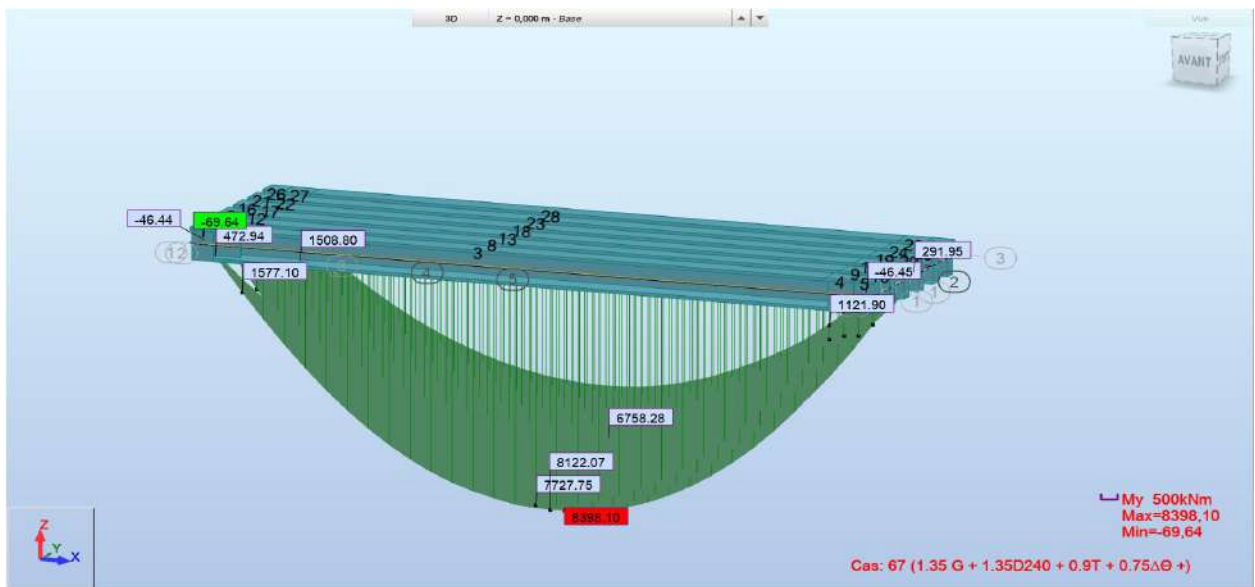


Figure V.14 : Moment max à l'EL U obtenu par robot 2021.

Figure V.15 : Moment max à l'ELS obtenu par robot 2021

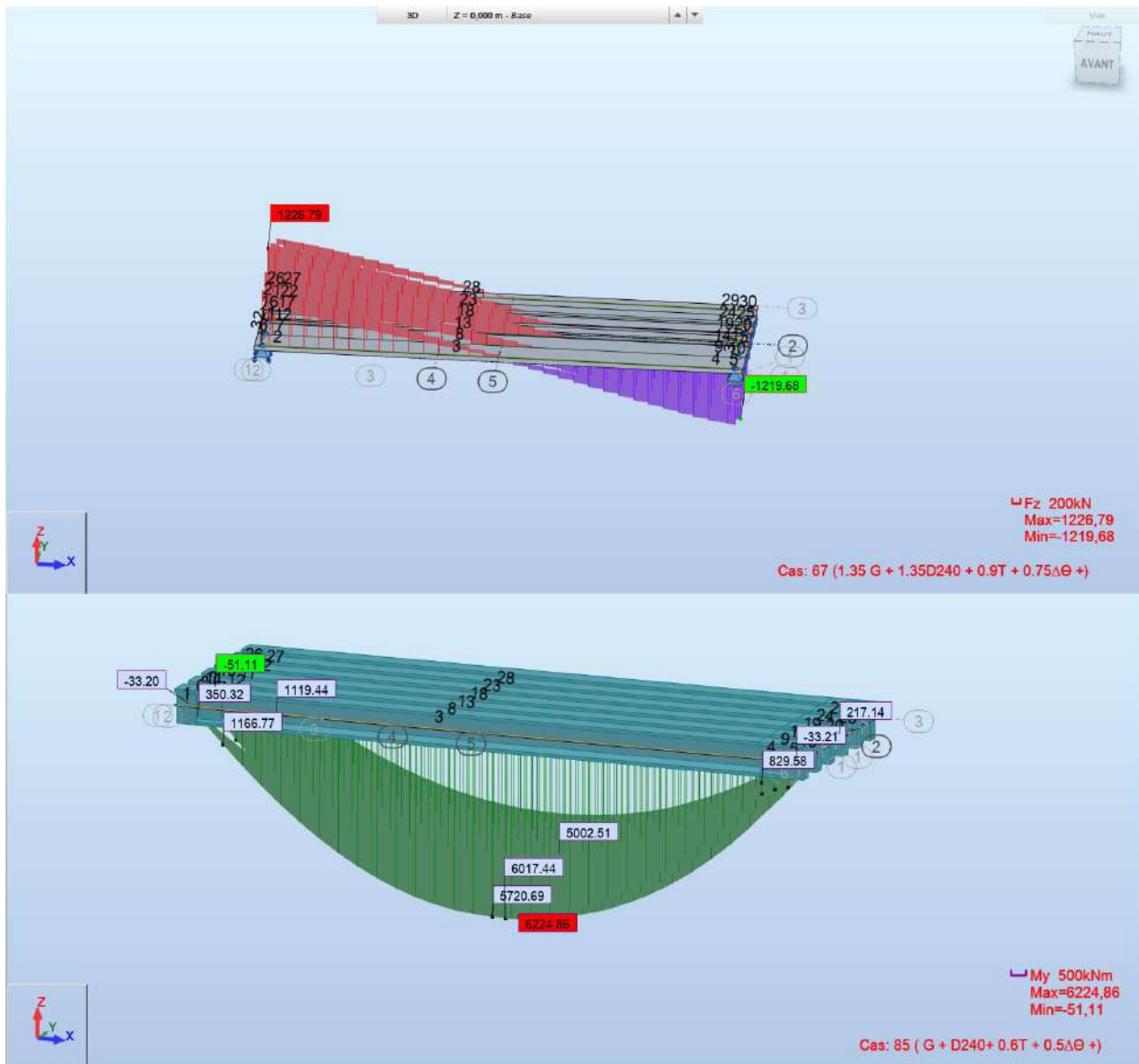


Figure V.16 : Effort Tranchant max à l'ELU obtenu par robot 2021

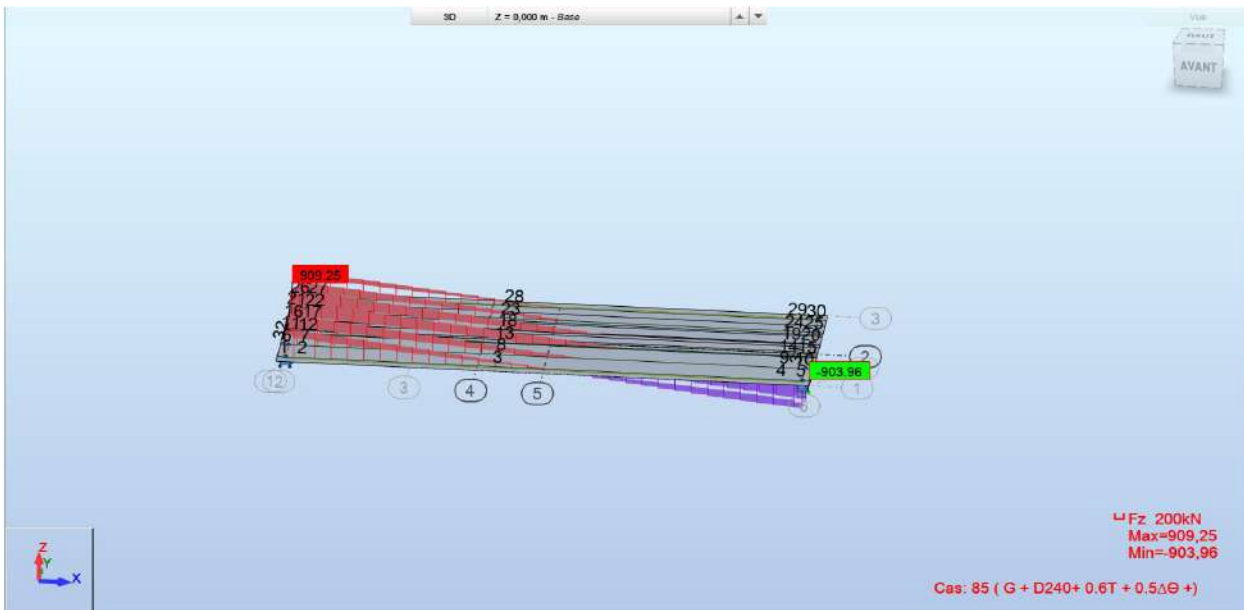


Figure V.17 : Effort Tranchant max à l'ELS obtenu par robot 2021

## V.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a pu déterminer les différents chargements appliqués sur le pont avec leurs caractéristiques, grâce au règlement algérien des ouvrages d'art (RCPR).

Après avoir évalué toutes les charges et les surcharges probables qui vont être appliquées sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif.



# Chapitre

# VI

## ETUDE DE PRECONTRAINTE

---



## **VI.1. INTRODUCTION**

Jusqu'à ces dernières années, le dimensionnement et la sécurité des ouvrages étaient basés sur les méthodes de calcul dites « aux contraintes admissibles ».

Au cours des dernières années, des recherches approfondies ont abouti à la mise au point d'une nouvelle méthode de calcul prenant en compte le comportement des matériaux au delà de leur limite élastique et jusqu'à leurs déformations et contraintes ultimes avant rupture.

## **VI.2. DEFINITION DE LA PRECONTRAINTE:**

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

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

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

Le béton précontraint est une invention française de l'ingénieur français Eugène FREYSSINET (1928), c'est donc un matériau jeune. Il n'est employé couramment que depuis une cinquantaine d'années environ (avec l'apparition des aciers de haute limite élastique) bien que l'idée de précontrainte soit très ancienne et est utilisée sous des formes diverses.

Dans ce cas de figure on applique le principe du béton précontraint : L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements. Cette précontrainte peut être :

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

## **VI.3. Les procédés de la précontrainte**

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets (Thonier, 1985)

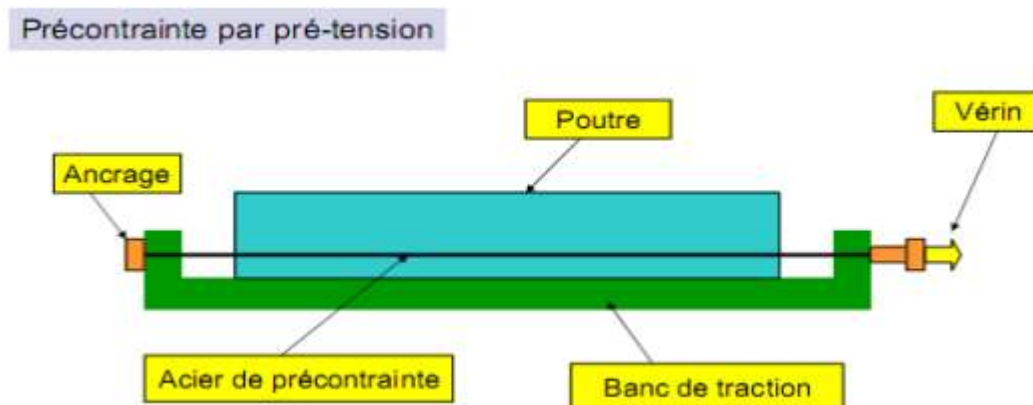
Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

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

### **VI.3.1. Précontrainte par pré-tension :**

Les armatures de précontrainte (fils ou torons) sont tendues avant bétonnage à l'aide de vérins entre deux massifs d'ancrage. Le béton frais est mis au contact des armatures. Lorsqu'il a acquis une résistance suffisante (la montée en résistance peut être accélérée par étuvage), on libère la tension des fils, qui se transmet au béton par adhérence et engendre par réaction sa mise en compression (les fils détendus veulent reprendre leur longueur initiale, mais leur adhérence au béton empêche ce raccourcissement et l'effort qu'il a fallu exercer pour les tendre se transmet au béton).

Cette technique est uniquement appliquée à la PREFABRICATION. Elle permet de réaliser des poutrelles, des poteaux, des poutres, des dalles alvéolées, des prédalles



**Figure VI.1: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint pré tension**

### **VI.3.2. Précontrainte par post-tension :**

La précontrainte est réalisée par des armatures (câbles ou torons) mises en tension lorsque le béton a acquis une résistance mécanique suffisante (pour lui permettre de supporter les efforts de compression auxquels il est alors soumis).

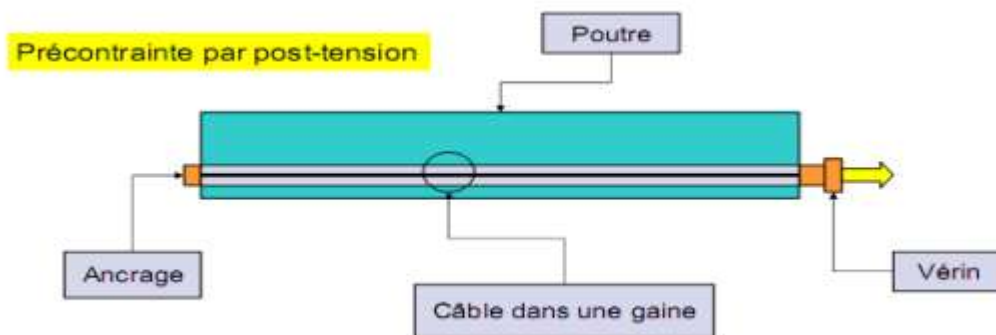
Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- intérieure au béton.
- extérieure au béton.

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes :

- des conduits (les plus utilisés sont des "gaines") sont positionnés à l'intérieur du coffrage (précontrainte intérieure) ou à l'extérieur (précontrainte extérieure) avant bétonnage.
- les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage.

- des armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins et "ancrées" par des systèmes d'ancrages.
- le contrôle de la tension des armatures est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les armatures).
- les conduits sont injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou des graisses) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion.



**Figure VI.2: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension**

### **VI.3.3. Comparaison des deux procédés :**

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

#### **Pré-tension :**

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

#### **Post- tension :**

- 1) Ne demande aucune installation fixe puisque ; c'est sur la pièce elle-même que s'appuie le vérin de précontrainte.
- 2) Elle permet le choix des différentes formes.
- 3) La possibilité de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé à l'évolution de la masse de l'ouvrage.
- 4) La facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte.

A côté de ces procédés classiques, il existe des procédés spéciaux qui sont réservés à certains ouvrages ou qui font appel à d'autres principes pour la mise en tension :

- Précontrainte par enroulement .
- Précontrainte par compression externe .
- Mise en tension par dilatation thermique .
- Mise en tension par expansion du béton.

### **VI.3.4. Conclusion**

Donc Pour cette étude on va analyser notre pont à poutre avec la méthode de précontrainte par post-tension et pour ce but on va approfondi sur les détails par des calculs simplifiées basée sur les parties suivantes : calcul de nombre des câbles, le tracé des câbles, les pertes de la précontrainte, vérification des contraintes, vérification des contraintes de cisaillement, effet d'éclatement.

## **VI.4. DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL :**

Il s'agit d'un faisceau de torons(ou de fils), non câblées, constituant l'élément qui transmet l'effort de précontrainte à l'intérieur de la structure, tout le long de son trajet. Il est le plus souvent constitué de torons de 13 à 15 mm, généralement enfilées individuellement par poussage, dans le conduit réservé à cet effet dans la structure. Dans la pratique les câbles sont composés de 1 à 55 torons ; les plus fréquemment utilisés comportant 7, 12 ou 17 torons

### **VI.4.1. Données géométriques :**

- Nombre de torons par câble : 12T15
- Nbr Toron : 12                      Ap 1 Toron : 140 mm<sup>2</sup>
- Section nominale de l'acier : 0,0017 m<sup>2</sup>
- Diamètre de la graine : D gaine = 0,08            m

### **VI.4.2. Données mécaniques :**

- Contrainte de rupture garantie :  $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- Contrainte limité élastique garantie :  $f_{peg} = 1593 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement en courbe :  $f = 0,18 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement en ligne :  $\varphi = 2. 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage :  $g = 6 \text{ mm}$
- Relaxation à 1000 heures :  $\rho_{1000h} = 2,5 \%$
- Le module d'élasticité longitudinale ( $E_p$ ) pour les torons est 190000MPa.

### **VI.4.3. Caractéristiques du béton :**

- $F_{csup} = 35 \text{ MPa}$
- $F_{cinf} = 27 \text{ MPa}$
- $F_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$

- $\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bt} = -4,05 \text{ MPa}$

**VI.4.4. Les résultats de logiciel :**

- $M_{gp} = 1,896 \text{ MN.m}$  : Pour Poutre
- $M_{max} = 6,22 \text{ MN.m}$  : Pour Combinaison ELS
- $M_{min} = 3,70 \text{ MN.m}$  : Pour Poids structure totale (CP+CPP)
- $VM = 0,91 \text{ MN}$  : Pour Combinaison ELS
- $V_m = 0,45 \text{ MN}$  : Pour Poids structure totale (CP+CPP)

**VI.4.5. Dimensionnement de la précontrainte :**

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée dans la section la plus dangereuse est à 0.5L

**Tableau VI.1 : Les Caractéristiques des sections**

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	<b>1,04</b>	<b>1,39</b>	<b>0,64</b>	<b>0,99</b>
<b>u' (m)</b>	<b>0,86</b>	<b>1,07</b>	<b>0,87</b>	<b>1,16</b>
<b>u (m)</b>	<b>0,74</b>	<b>0,73</b>	<b>0,73</b>	<b>0,64</b>
<b>I<sub>e</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	<b>0,24</b>	<b>0,43</b>	<b>0,20</b>	<b>0,36</b>
<b>i<sup>2</sup> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>0,23</b>	<b>0,31</b>	<b>0,31</b>	<b>0,36</b>
<b>ρ</b>	<b>0,37</b>	<b>0,40</b>	<b>0,49</b>	<b>0,49</b>

**VI.5. Précontrainte minimale :**

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous critique ou sur critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale « P<sub>min</sub> » qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage, elle est donnée par la formule :

$$P_{MIN} = \sup (PI, PII)$$

Avec :

PI : Précontrainte calculée dans le cas ou la section est supposée sous critique.

PII : Précontrainte calculée dans le cas ou la section est supposée sur critique.

## CHAPITRE VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P2 », et dans la section médiane (poutre et section lus sollicité).

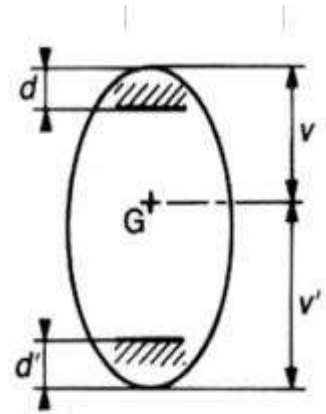
On a :

$$P \geq PI = \frac{B \times V \times V'}{I \times (V + V')} \times (M_{max} - M_{min})$$

$M_{max}$  : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieur la plus grande.

$M_{min}$  : moment maximum dus au poids propre.

$B$  : Section de la poutre.



$$\underline{\text{AN}} : \quad PI = \frac{0.99 \times 0.64 \times 1.16}{0.36 \times (0.64 + 1.16)} \times (6.22 - 3.70) = 2.88 \text{ MN}$$

$$\text{Et :} \quad P \geq PII = \frac{M_{max}}{\frac{I}{B \times V' + V' - d'}}$$

$d'$  : enrobage =  $1.5 \text{ } \varnothing_{\text{gaine}} = 0.18$ .

$$\underline{\text{AN}} : \quad PII = \frac{6.22}{\frac{0.36}{0.99 \times 1.16} + 1.16 - 0.18} = 4.82 \text{ MN}$$

### les résultats des calculs :

Tableau VI.2 : résultat de  $P_{min}$

Détermination de $P_{min}$		
$\sigma_{bt2}$	-2,70	MPa
$\sigma_{bt1}$	-4,05	MPa

<b>d'</b>	0,18	m
<b>PI</b>	2,88	MN
<b>PII</b>	4,82	MN
<b>PMIN</b>	<b>4,82</b>	MN

**Remarque :**

**PII > PI** : Alors la section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant. La précontrainte doit reprendre 100 % du charges permanentes.

**VI.6. Détermination du nombre de câbles :**

**A mi-travée :**

$$P_0 = \min \begin{cases} 0.8 \times f_{prg} \times A_p = 0.8 \times 1770 \times 0.0017 \\ 0.9 \times f_{peg} \times A_p = 0.9 \times 1593 \times 0.0017 \end{cases} = 2.35 \text{ MN}$$

Nous estimons des pertes de précontrainte à 25% de P<sub>0</sub> :

$$P_{min} \leq 0.75 \times n \times P_0 \rightarrow n \geq \frac{P_{min}}{0.75 \times P_0} = \frac{4.82}{0.75 \times 2.35} \text{ donc : } n \geq 2.74$$

Nous aurons **3** câbles de **12T15** à mi travée.

**A l'about :**

**les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée.**

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = -(V' - d') = -(1.07 - 0.18) = -0.89 \text{ m}$$

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P<sub>0</sub> avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P<sub>0</sub> .

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (Pe + Mg) \geq -1.5ftj = \sigma_{bt} \\ \sigma_{inf} = \frac{P}{B} - \frac{V'}{I} (Pe + Mg) \leq 0.6fcj = \sigma_{bc} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sup} \rightarrow P \leq 11.36, \text{ donc : } n \leq 4.84 \\ \sigma_{inf} \rightarrow P \leq 6.43, \text{ donc : } n \leq 2.74 \end{cases}$$

Donc on place 2 de 12T15 câbles à l'about.

Finalement On a place deux câbles à l'about et un câble en extradados :

- ✓ 1 ère famille : 2 câbles à l'about.
- ✓ 2 ème famille : 1 câble en extradados.

**Donc on a les Phases de la mise en tension :**

**Cas N°01:** Câbles de la première famille (l'about) :

- 1ère phase : Au 7ème jour, Les câbles sont tirés à 50%.
- 2ème phase : Au 28ème jour, Les câbles sont tirés à 100%.

**Cas N°02:** Câbles 1ère et 2ème famille (l'about + 1 Câble à l'extrados)

- 1ère phase : Au 7ème j /Poutre, Câbles sont tirés à 50%.
- 2ème phase : Au 28ème j/Poutre, Câbles tirés à 100%.
- 3ème phase : après le coulage de la dalle j/Dalle, Câbles tirés à 100%.
- 4ème phase : service j/Dalle, Câbles tirés à 100%.

## **VI.7. Vérification des contraintes :**

### **VI.7.1. Définition des classes de vérification :**

Selon l'ouvrage de La précontrainte, on peut diviser les pièces de construction en béton précontraint en trois classes :

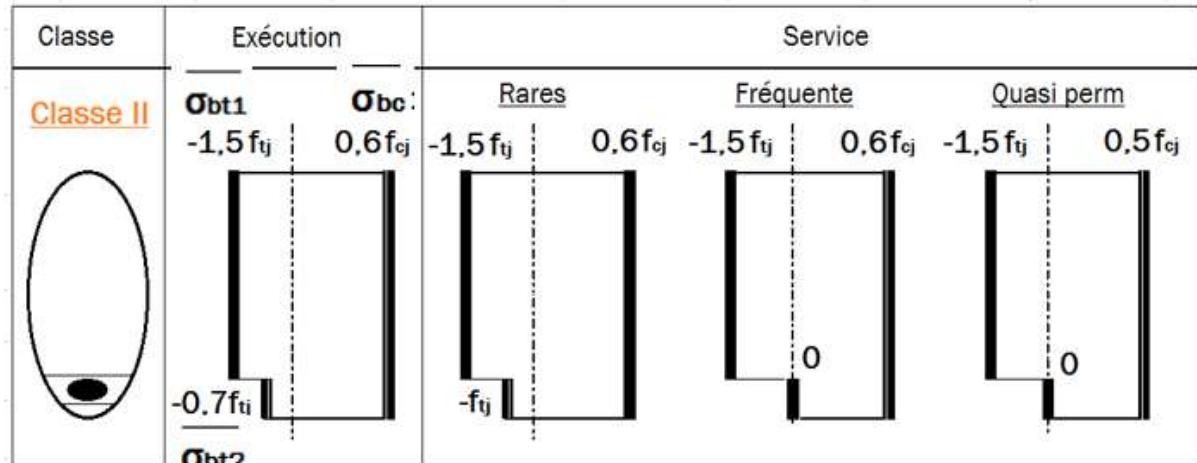
**Classe I :** Le béton est toujours comprimé. Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite : Parois de réservoirs circulaires ou autres enceinte étanche.

**Classe II :** On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

**Classe III :** On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application. Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive exemple des planchers de bâtiment.



Dans notre cas, on ne s'intéresse qu'à la deuxième classe qui concerne essentiellement les ponts et les bâtiments industriels et se caractérise par une contrainte de traction tolérable, à condition qu'elle soit inférieure à la résistance à la traction du béton.



**Figure VI.3: Classe de vérification des contraintes II**

### VI.7.2. Vérification des contraintes a mi travée :

On peut vérifier les contraintes dans les phases dans la mise en tension .

#### VI.7.2.1. Première phase (sept (7) jours) :

- Après le septième (7) jour, la mise en tension est 50 %.
- Les pertes considérées sont de 5 %.
- Nombre des cables : 2

$$- f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 \cdot j} \quad , \text{ Si } j < 28 \text{ j.}$$

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

$$- \bar{\sigma}_{bcj} = 0,6 \times f_{cj}$$

$$- \bar{\sigma}_{bt1} = -1,5 \times f_{tj}$$

$$- \bar{\sigma}_{bt2} = 0.7 \times f_{tj}$$

Application Numérique :

$$- f_{c7} = \frac{7 \times 35}{4.76 + 0.83 \times 7}$$

$$- f_{t7} = 0.6 + 0.06 f_{c7} = 0.6 + (0.06 \times 23.18)$$

$$- \bar{\sigma}_{bc7} = 0.6 \times f_{c7} = 0.6 \times 23.18$$

$$- \bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times f_{t7} = -1.5 \times 1.99$$

$$- \bar{\sigma}_{bt2} = 0.7 \times f_{t7} = 0.7 \times 1.99$$

Les Résultats :

Tableau VI.3 : Première phase : Après 7 jours

$f_{c7} =$	23.18	MPa
$f_{t7} =$	1.99	MPa
$\bar{\sigma}_{bt2}$	-1.39	MPa
$\bar{\sigma}_{bt1}$	-2.99	MPa
$\bar{\sigma}_{bc}$	13.91	MPa
$\Delta P =$	5	%
n cable	2	

On va vérifier :

$$\sigma_{sup} = \frac{p}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I} \geq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{p}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

Au niveau de fibre inférieure :  $\bar{\sigma}_{bt2} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$

Au niveau de fibre supérieure :  $\bar{\sigma}_{bt1} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

$$P = 0.5 \times n \times P_0 \times \left(1 - \frac{\Delta P}{100}\right)$$

On a :  $n=2$  ,  $P_0=2.35$  MN.

$$P = 0.5 \times 2 \times 2.35 \times \left(1 - \frac{5}{100}\right) = 2.23 \text{ MN}$$

On a :

**Tableau VI.4 :les données pour 1ere phase**

<b>lg</b> <b>(m<sup>4</sup>)</b>	<b>B</b> <b>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>v</b> <b>(m)</b>	<b>v'</b> <b>(m)</b>	<b>d'</b> <b>(m)</b>
0,1992	0,6421	0,7331	0,8669	0,18

Donc l'excentricité :  $e_0 = v' - d' = 0.8669 - 0.18 = 0.69 \text{ m}$

Et le moment :  $M=1.90 \text{ MN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{2.23}{0.6421} - (2.23 \times 0.69 - 1.9) \times \frac{0.7331}{0.1992} = 4.81 \text{ MPa} \geq \sigma_{bt} = -2.99 \text{ MPa} \\ \sigma_{inf} = \frac{2.23}{0.6421} + (2.23 \times 0.69 - 1.9) \times \frac{0.8669}{0.1992} = 1.92 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 13.91 \text{ MPa} \end{cases}$$

### VI.7.2.2. Deuxième phase (28 jours) :

- La poutre est toujours sur le banc de préfabrication la mise en tension des câbles est à 100 % à 28 jours.
- Les pertes considérées sont de 10 %.
- Nombre des cables : 2

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + (0.06 \times 35)$$

$$\bar{\sigma}_{bc28} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35$$

$$\bar{\sigma}_{bt1} = -1.5 \times f_{t28} = -1.5 \times 2.7$$

$$\bar{\sigma}_{bt2} = 0.7 \times f_{t28} = 0.7 \times 2.7$$

Tableau VI.5:Deuxième phase (28 jours)

$f_{c28} =$	35,00	MPa
$f_{t28} =$	2,70	MPa
$\sigma_{bt2}$	-1,89	MPa
$\sigma_{bt1}$	-4,05	MPa
$\sigma_{bc}$	21,00	MPa
$\Delta P =$	10	%
n cable	2	

$$P = n \times P_0 \times \left(1 - \frac{\Delta P}{100}\right) = 2 \times 2.35 \times \left(1 - \frac{10}{100}\right) = 4.23 \text{ MN}$$

On a :

Tableau VI.6 :les données pour 2eme phase

lg (m <sup>4</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	v (m)	v' (m)	d' (m)
0,1992	0,6421	0,7331	0,8669	0,18

Donc :  $e_0 = 0.69 \text{ m}$  El le moment :  $M=1.90 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = \frac{4.23}{0.6421} - (4.23 \times 0.69 - 1.9) \times \frac{0.7331}{0.1992} = 2.87 \text{ MPa} \geq \sigma_{bt} = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{4.23}{0.6421} + (4.23 \times 0.69 - 1.9) \times \frac{0.8669}{0.1992} = 10.98 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

### VI.7.2.3. Troisième phase : Après coulage de la dalle :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.
- Les pertes considérées sont de 15 %.
- Nombre des cables : 3

Tableau VI.7 : Troisième phase

$f_{c28} =$	35,00	MPa
-------------	-------	-----

$f_{t28} =$	2,70	MPa
$\sigma_{bt2}$	-1,89	MPa
$\sigma_{bt1}$	-4,05	MPa
$\sigma_{bc}$	21,00	MPa
$\Delta P =$	15	%
n cable	3	

$$P = n \times P_0 \times \left(1 - \frac{\Delta P}{100}\right) = 3 \times 2.35 \times \left(1 - \frac{15}{100}\right) = 5.99 \text{ MN}$$

On a :

Tableau VI.8 : les données pour 3eme phase

lg (m <sup>4</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	v (m)	v' (m)	d' (m)
0,3566	0,9887	0,641	1,159	0,18

Donc l'excentricité :  $e_0 = V' - d' = 1.159 - 0.18 = 0.98 \text{ m}$

Et le moment :  $M = M_{poutre} + M_{dalle} = 2.87 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = \frac{5.99}{0.9887} - (5.99 \times 0.98 - 2.87) \times \frac{0.641}{0.3566} = 0.67 \text{ MPa} \geq \sigma_{bt} = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{5.99}{0.9887} + (5.99 \times 0.98 - 2.87) \times \frac{0.641}{0.3566} = 15.8 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

#### VI.7.2.4. Quatrième phase : En service

La dernière étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Mise en tension est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- Nombre des cables : 3

Tableau VI.9 : Quatrième phase

$f_{c28} =$	35,00	MPa
$f_{t28} =$	2,70	MPa
$\sigma_{bt2}$	-2,70	MPa

$\sigma_{bt1}$	-4,05	MPa
$\sigma_{bc}$	21,00	MPa
$\Delta P =$	25	%
n cable	3	

$$P = n \times P_0 \times \left(1 - \frac{\Delta P}{100}\right) = 3 \times 2.35 \times \left(1 - \frac{25}{100}\right) = 5.29 \text{ MN}$$

On a :

Tableau VI.10 :Les données pour 4eme phase

lg (m <sup>4</sup> )	B (m <sup>2</sup> )	v (m)	v' (m)	d' (m)
0,3566	0,989	0,841	1,159	0,18

Donc :  $e_0 = 0.98 \text{ m}$  El le moment :  $M=6.22 \text{ MN.m}$

$$\sigma_{sup} = \frac{5.29}{0.989} - (5.29 \times 0.98 - 6.22) \times \frac{0.841}{0.3566} = 7.81 \text{ MPa} \geq \sigma_{bt} = -4.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{5.29}{0.989} + (5.29 \times 0.98 - 6.22) \times \frac{0.841}{0.3566} = 1.96 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.11 :Vérification des contraintes

Phase	$e_0$ (m)	M (MN.m)	P (MN)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	Obs
Phase 1	0,69	1,90	2,23	4,81	1,90	C.V
Phase 2	0,69	1,90	4,23	2,87	10,98	C.V
Phase 3	0,98	2,87	5,99	0,67	15,80	C.V
Phase 4	0,98	6,22	5,29	7,81	1,96	C.V

### **VI.7.3. Conclusion :**

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur la fibre supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles.

## **VI.8. DISPOSITION DES CABLES :**

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- La précontrainte  $P(x)$  est admise constante sur le tronçon considéré  $P(x)=P_0$ .
- L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontrainte par rapport à l'axe  $x$  (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.

Le tracé doit respecter des dispositions constructives exigées par le BPEL en ce qui concerne les bonnes conditions d'enrobage.

### **VI.8.1. Disposition constructives des câbles :**

En utilisant le document « FRESSINET INTERNATIONAL »

**VI.8.1.1. section d'about :**

Les ancrages comprennent :

- mors garantissant un ancrage performant sous contraintes statiques ou dynamiques ;
- des blocs d'ancrage circulaires en acier percés de trous coniques ;
- trumplates en fonte à nervures multiples pour une meilleure répartition de l'effort de précontrainte dans le béton

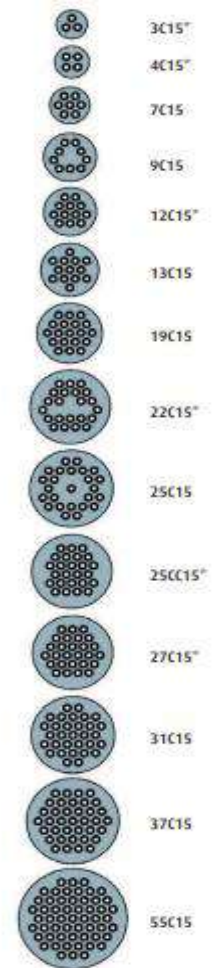
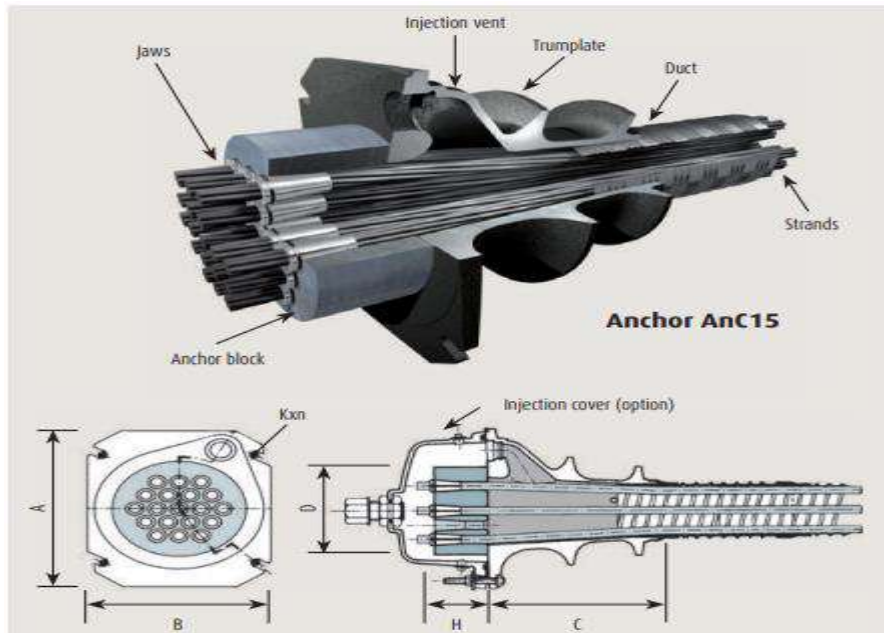


Figure VI.4 :Données de FRESSINET

On choisit type d'encrage : 12C15

Tableau VI.12 :Données de FRESSINET

Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
12C15	240	200	165	150	65	M12x4

**Notation :**

A ,B : cotes plans du trumplate ( A ≥ B ).

a , b: longueurs latérales de spécimen.

x, y: entraxe minimum entre deux ancrages dans la structure en sens x et y.



## CHAPITRE VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

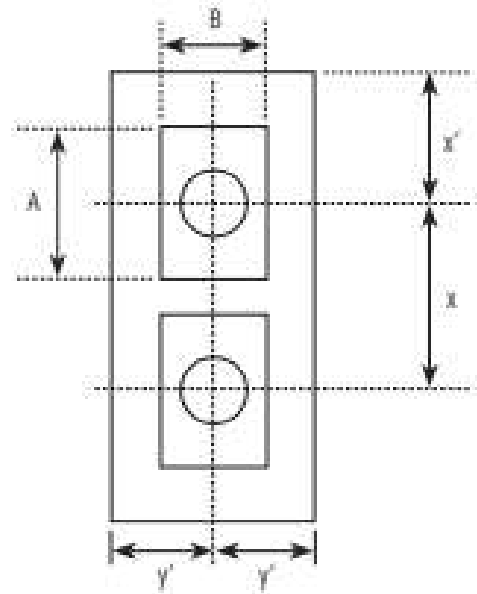
$x'$ ,  $y'$ : distance de rive minimale entre les ancrages et la partie extérieure la plus proche surface dans les directions  $x$  et  $y$ .

Les dimensions  $x$  et  $y$  doivent satisfaire les

<b>Unités</b>	<b>24</b>	<b>44</b>
<b>12C15</b>	<b>430</b>	<b>320</b>

conditions suivantes :

- $x \geq A + 30(mm)$
- $y \geq B + 30(mm)$
- $x \times y \geq a \times b$
- $x \geq 0.85a$
- $y \geq 0.85b$
- $x' \geq 0.5x + \text{enrobage de béton} - 10(mm)$
- $y' \geq 0.5y + \text{enrobage de béton} - 10(mm)$



**Figure VI.5: Disposition des plaques d'encrages**

Les valeurs **a,b** sont données dans le tableau ci-contre, pour trois classes différentes de résistance du béton.

Si pour  $f_{c28}$ , ou la conception prévoit une valeur autre que les valeurs données le dans tableau, une interpolation linéaire peut être utilisée pour déterminer les valeurs  $x$  et  $y$ .

Cependant, la mise en tension ne peut pas être effectuée à pleine force si  $f_{c28}$  est inférieure à la

la plus faible des valeurs nommées dans le tableau ci-contre.

**Tableau VI.13 : Les valeurs a,b**

<b>a = b (mm)</b>
<b><math>f_{c28}</math> (MPa)</b>

Après l'interpolation de 35 MPa On a : **a=b=365 mm** .

**Application numérique :**

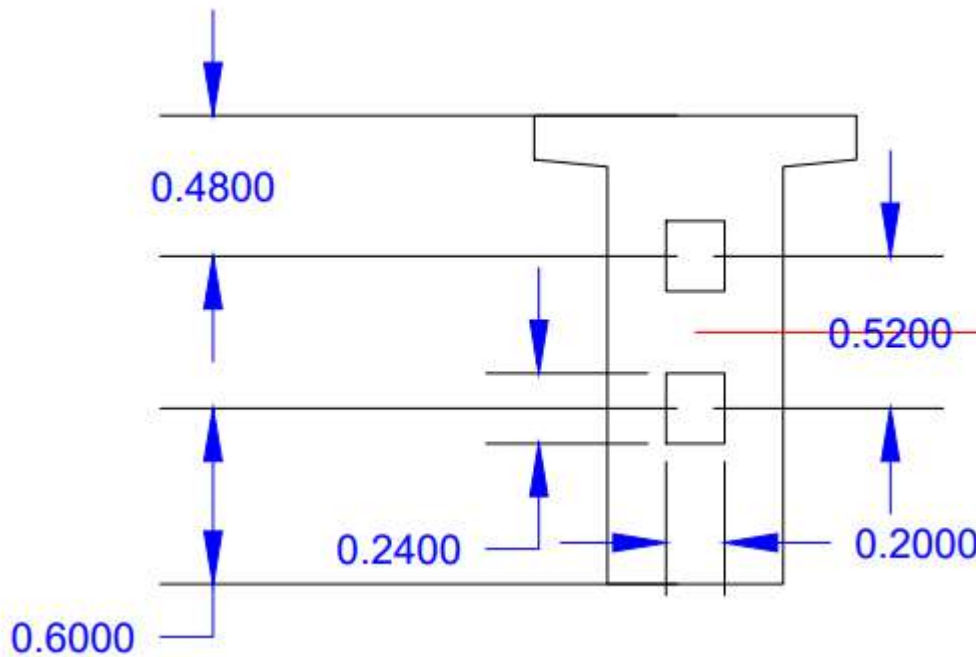
**On va calculer selon x seulement car on peut insérer les deux câbles sur le plan verticale (pas besoin du plan horizontale)**

$$x \geq 240 + 30(mm) = 270 \text{ m}$$

$$x \geq 0.85 * 365 = 310.25$$

On prend :  $x=520 \text{ mm}$

$$x' \geq 0.5 * (520) + 50 - 10(mm)=300 \text{ mm}$$



**Figure VI.6: Disposition des câbles de la section d'abouts.**

### **VI.8.1.2. section médiane :**

En respectant la distance de  $\emptyset$  autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

- Diamètre de la gaine  $\emptyset = 8\text{cm}$  .
- Distance des câbles aux parements de la poutre.

On a :  $d' = 1.5 * \Phi = y_1 = 120 \text{ mm}$  ;

pour 1<sup>ère</sup> câble Et 2<sup>ème</sup> câble  $y_2 = y_1 = 120 \text{ mm}$ , 3<sup>ème</sup> câble  $y_3 = y_2 + 1,5\Phi = 240 \text{ mm}$

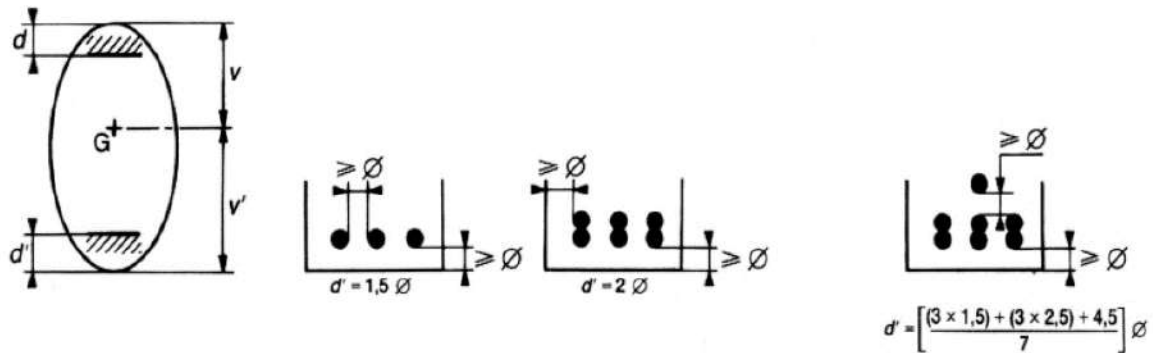


Figure VI.7 :Classe de vérification des contraintes

On remarque que après une distance x de 6m la condition de distanciation entre les deux câbles 1 et 2 ne peut plus être vérifiée sans recourir a un changement du cheminement sur le plan (x,z).

### VI.8.2. Trace des câbles :

Les câbles de précontrainte doivent être conçus de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Leur tracé comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

En section médiane, section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum. La précontrainte se révèle surabondante, voire nuisible, au fur et à mesure qu'on se rapproche de l'appui, ce qui conduit à relever les câbles progressivement pour ne pas créer de contraintes excessives en fibre inférieure tout en apportant une bonne réduction d'effort tranchant.

Dans notre cas, le tracé des câbles de précontrainte prend la forme de parabole tout au long de notre poutre. Ce tracé peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation :

$$Y(x) = ax^2 + bx + c$$

et

$$Z(x) = ax^2 + bx + c$$

L'origine du repère (x, y,z ) se situe dans la moitié de la poutre :

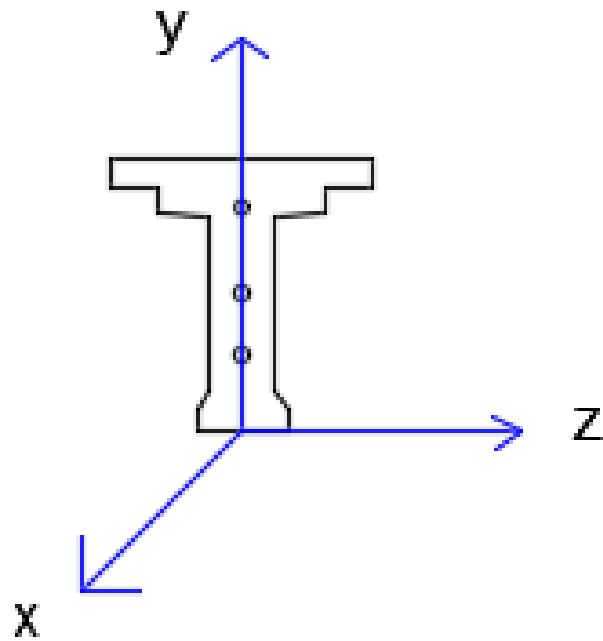


Figure VI.8 :le repéré par rapport les disposition des câbles

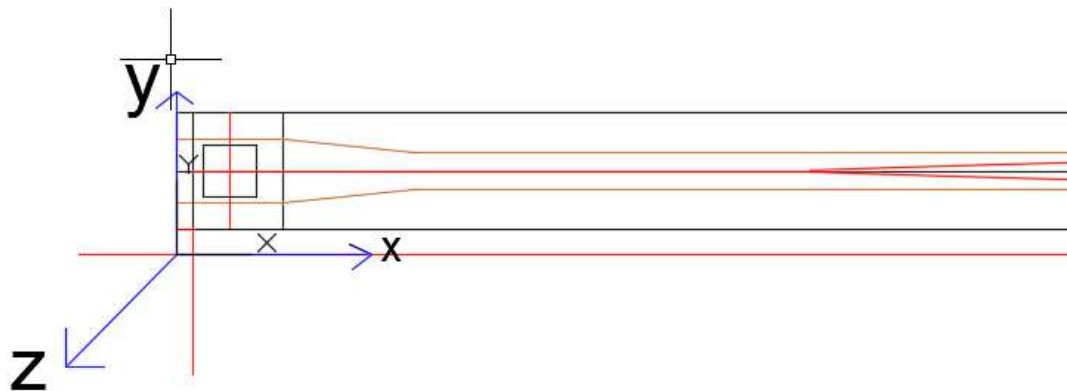


Figure VI.9 :le repéré par rapport le trace des câbles

**Pour le câble N°01 :**

**Selon y :**

## CHAPITRE VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

$$\text{On a : } X = 0.15 \Rightarrow Y1(0.15) = a(0.15^2) + b(0.15) + c = 0.6$$

$$\text{Et } X = L/2=16 \Rightarrow Y1(16) = a(16)^2 + b(16) + c = 0.6$$

D'après interpolation de Lagrange :

$$a=0.00191066 \text{ et } b=-0.061141 \text{ et } c=0.609128$$

$$\text{Donc : } Y1(x) = 0.00191066x^2 - 0.061141x + 0.609128$$

Selon z :

$$\text{On a : } X = 6 \Rightarrow Z1(6) = a(0.15^2) + b(0.15) + c = 0$$

$$\text{Et } X = L/2=16 \Rightarrow Z1(16) = a(16)^2 + b(16) + c = -0.18$$

D'après interpolation de Lagrange :

$$a=0.0018 \text{ et } b=-0.0576 \text{ et } c=0.2808$$

$$\text{Donc : } Z1(x) = 0.0018x^2 - 0.0576x + 0.2808$$

Pour le câble N°02 :

Selon y :

$$\text{On a : } X = 0.15 \Rightarrow Y2(0.15) = a(0.15^2) + b(0.15) + c = 1.12$$

$$\text{Et } X = L/2=16 \Rightarrow Y2(16) = a(16)^2 + b(16) + c = 0.12$$

D'après interpolation de Lagrange :  $y2(x) = 0.00398054x^2 - 0.127377x + 1.13902$

$$a=0.00398054 \text{ et } b=-0.127377 \text{ et } c=1.13902$$

$$\text{Donc : } Y2(x) = 0.00398054x^2 - 0.127377x + 1.13902$$

Selon z :

$$\text{On a : } X = 6 \Rightarrow Z2(6) = a(0.15^2) + b(0.15) + c = 0$$

$$\text{Et } X = L/2=16 \Rightarrow Z2(16) = a(16)^2 + b(16) + c = +0.18$$

D'après interpolation de Lagrange :  $z = -0.0018x^2 + 0.0576x - 0.2808$

$$a=-0.0018 \text{ et } b=+0.0576 \text{ et } c=-0.2808$$

$$\text{Donc : } Z2(x) = -0.0018x^2 + 0.0576x - 0.2808$$

Pour le câble N°03 :

Selon y :

On a :  $X = 1.85 \Rightarrow Y_3(1.85) = a(1.85^2) + b(1.85) + c = 1.48$

Et  $X = L/2=16 \Rightarrow Y_3(16) = a(16)^2 + b(16) + c = 0.24$

D'après interpolation de Lagrange :  $0.00619311x^2 - 0.19818x + 1.82544$

$a=0.00619311$  et  $b=-0.19818$  et  $c=1.82544$

Donc :  $Y_3(x) = 0.00619311x^2 - 0.19818x + 1.82544$

Selon z :

On a :  $X = 6 \Rightarrow Z_2(6) = a(0.15^2) + b(0.15) + c = 0$

Et  $X = L/2=16 \Rightarrow Z_2(16) = a(16)^2 + b(16) + c = 0$

D'après interpolation de Lagrange :

$Z_3(x) = 0$

Tableau VI.14 : Tracé des câbles par rapport axe (x ,y)

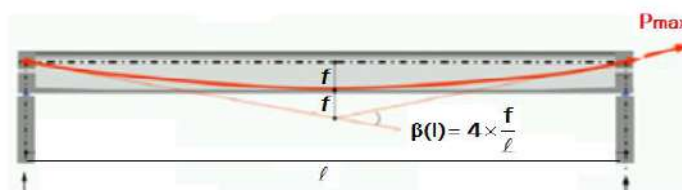
<i>L(m)</i>	0.15	1.85	4	8	12	16
<i>1er câble</i>	0,609	0,503	0,395	0,242	0,151	0.12
<i>2eme câble</i>	1,120	0,917	0,693	0,375	0,184	0.12
<i>3eme câble</i>	0.00	1,480	1,132	0,636	0,339	0.24

Tableau VI.15: Tracé des câbles par rapport axe (x Z)

<i>L(m)</i>	0.15	6	6,5	8	12	16
<i>1er câble</i>	0	0	-0,01755	-0,0648	-0,1512	-0.18
<i>2eme câble</i>	0	0	+0,0175 5	+0,0648	+0,151 2	+0.18
<i>3eme câble</i>	0	0	0	0	0	0

### VI.8.3. DETERMINATION DE L'ANGLE DE RELEVAGE :

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un tracé qui minimise l'intensité de ces contraintes,



$$R = \frac{l^2}{8f} \quad \text{Et} \quad \beta(l) = \frac{4f}{l}$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

cet angle de relevage  $\alpha$  à  $x=0$  est donné par la formule suivante :

$$\text{Arcsin}((V_M - \bar{V})/P) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

$V_M$  : Effort Tranchant Maximale a ELS de la combinaison = 0.91 MN

$V_m$  : Effort Tranchant sous le poids propre = 0.45 MN

$P$  : la précontrainte = 5.29 MN

$\bar{V}$  : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about :

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times bn \times 0,8h$$

$h$  : hauteur (poutre + dalle) = 1.8 m

$b_n$  : position gaine par lit (m)

$$b_n = b_0 - n \cdot \varphi$$

$n$  : nombre de gaines par lit = 1

$b_0$  : largeur brute = 0.6 m

$\varphi$  : diamètre de la gaine = 8 cm

$\bar{\tau}$  : contrainte tangentielle limité en état limite de service :

$$\bar{\tau} = [0,4 \times f_{t28} \times (f_{t28} + \sigma_x)]^{(1/2)}$$

$f_{t28}$  : La résistance à la traction = 2.7 MPa

$\sigma_x$  : contrainte normale au niveau de la fibre neutre :  $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

$B_n$  : section nette de l'about ( $m^2$ )

$B_n = B_{brute} - n \cdot B_{Gaine}$ ,  $B_{Gaine}$  : surface de la gaine =  $\frac{\pi \cdot \varphi^2}{4}$

$B_{brute} = 1.39$  m

### Application Numérique :

$$b_n = b_0 - n \cdot \varphi = 0.6 - (1 \cdot 0.08)$$

$$B_n = B_{brute} - n \cdot B_{Gaine} = 1.39 - \left(1 \cdot \frac{\pi \cdot 0.08^2}{4}\right)$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{5.29}{1.37}$$

$$\bar{\tau} = [0,4 \times f_{t28} \times (f_{t28} + \sigma_x)]^{(1/2)} = [0,4 \times 2,7 \times (2,7 + 3,85)]^{1/2}$$

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times bn \times 0,8h = 2,38 \times 0,52 \times 0,8 \times 1,8$$

### Les Résultats

Tableau VI.16: Les Résultats de  $\bar{\tau}$  et  $\bar{V}$

$b_n$	0,52	m
$b_n$	1,37	m <sup>2</sup>
P	5,29	MN
$\sigma_x$	3,85	MPa
$\bar{\tau}$	2,38	MPa
$\bar{V}$	1,78	MPa

donc on va calculer l'angle DE RELEVAGE :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{0,91 - 1,78}{5,29}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{0,45 + 1,78}{5,29}\right)$$

Donc :  $-9,46^\circ \leq \alpha \leq 24,965^\circ$

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance de 1 à 1.20 m partir de son ancrage :

$$\alpha_{C1} = 3,31 \quad , \alpha_{C2} = 6,96 \quad , \alpha_{C3} = 9,75$$

Tableau VI.17: Caractéristiques géométriques des câbles

N° câble	l (m)	$\alpha_{rel}$ (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0.15	1	16			
<b>C1</b>	31,7	3,31	0,60	0,54	0,12	0,42	262,63	0,053
<b>C2</b>	31,7	6,96	1,12	1,00	0,12	0,88	126,30	0,111
<b>C3</b>	28,4461	9,75	1,48	1,31	0,24	1,07	81,33	0,150

## VI.9. Les pertes de Précontraintes Par Post-Tension

Dans les calculs de précontraintes, on ne peut déterminer, de façon précise, le taux de travail des aciers de précontraintes, en raison d'un certain nombre de phénomènes qui se manifestent lors de la mise en tension des câbles ; qui engendrent des pertes dans l'effort de traction des câbles appelées « perte de tension ».

Cette perte désigne la différence entre la force exercée, en un point donné des câbles, par le vérin lors de la mise en tension, et la force qui s'exerce, sur le même point du câble, après une durée d'exploitation déterminée.



Les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories :

➤ **Les pertes instantanées :**

se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte , elles sont due aux :

- Frottement
- Recul d'encrage
- Raccourcissement instantané du béton

➤ **Les pertes différées :**

se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension, elles sont due aux :

- Retrait du béton
- Relaxation des aciers
- Fluage du béton

**VI.9.1. Les pertes instantanées :**

**VI.9.1.1. Pertes par frottement :**

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine servant de conduit aux câbles. La tension à un point d'abscisse  $x$  lors de la mise en tension est donnée par la formule suivante :

$$\sigma(x) = \sigma_{p0} e^{-f\beta - \varphi x}$$

$\sigma_{p0}$  : Contrainte (initiale) à l'origine de la courbure=1416 MPa

$f$  : coefficient de frottement de courbure en (rad<sup>-1</sup>).

$\beta$  : déviation angulaire ou somme des variations d'angle à partir de l'origine de la courbure en (rad). ( par Frottement en courbe :  $\sigma_{\beta} = \sigma_{p0} e^{-f\beta}$ )

$\varphi$  : Coefficient de frottement linéaire (par Frottement en ligne droite :  $\sigma(x) = \sigma_{p0} e^{-\varphi x}$ )

Donc les pertes par frottement :

$$\Delta\sigma f(x) = \sigma_{p0} - \sigma_p(x) = \sigma_{p0} - \sigma_{p0} e^{-f\beta - \varphi x} = \sigma_{p0} [ 1 - e^{-(f\beta + \varphi x)} ]$$

On a les valeurs moyennes des coefficients  $f$  et  $\varphi$  après le tableau :

Tableau 4 – Valeurs moyennes des coefficients $f$ et $\varphi$				
Cas	Nature des armatures	$f$		$\varphi$ ( $m^{-1}$ )
		$3 \leq R \leq 6$ (m)	$R \geq 6$ (m)	
I Câbles ne traversant pas de joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Figure VI.10: tableau des coefficients  $f$  et  $\varphi$

Donc :  $\varphi = 0,002 \text{ (m}^{-1}\text{)}$  et  $f = 0,18$

**Les Résultats de calcul des pertes par frottement :**

Tableau VI.18 : Pertes par frottement

N° câble	$x=l/2$ (m)	$\beta$ (rad)	$f\beta + \varphi x$	$\Delta\sigma_\varphi$ (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (MPa)	$\Delta\sigma_\varphi$ Moy (%)
<b>C1</b>	15,85	0,053	0,041	57,27	68,32	4,82%
<b>C2</b>	15,85	0,111	0,052	71,27		
<b>C3</b>	14,22305	0,150	0,055	76,42		

**VI.9.1.2. Pertes due au recul d'encrage :**

Ces pertes correspondent au glissement des torons ou fils dans les clavettes lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes. L'effort de traction exercé par le câble bloque par effet de coin les clavettes dans les ancrages.

Ce mouvement qui a lieu en sens inverse de celui qui a été créé par la mise en tension, provoque un frottement de signe opposé au précédent.

$$\Delta\sigma_p(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times K \times (d - x)$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

$\sigma_{p0}$  : Tension à l'origine = 1416 MPa

$d$  : Longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage :

$$d = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_{p0} \cdot K}}$$

$E_p$  : Module d'élasticité d'acier = 190000 MPa

$g$  : Glissement à l'ancrage = 0.006 m

$K$  : La courbe totale :

$$K = f \cdot \frac{\beta}{l} \cdot \varphi$$

$f$  : coefficient de frottement de courbure en (rad<sup>-1</sup>)=0.18

$\beta$  : déviation angulaire (rad).

$\varphi$  : Coefficient de frottement linéaire = 0.002 m<sup>-1</sup>

$l$  : longueur de câble (pour  $x = L/2$ )

Les calculs des  $K$  et  $d$  :

**Tableau VI.19 : Résultats des  $K$  et  $d$ .**

N° câble	l (m)	k (m <sup>-1</sup> )	d (m)
C1	15,85	0,0026	17,58
C2	15,85	0,0033	15,72
C3	14,22305	0,0039	14,37

Donc Les calculs des  $\Delta\sigma_p(x)$  pour  $x=L/2$  et pour  $x=0$  :

**Tableau VI.20: Résultats des  $\Delta\sigma_{p(l/2)}$  et  $\Delta\sigma_{p(0)}$**

Les câbles	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
Cable 1	12,7631	129,69
Cable 2	-1,2032	145,04
Cable 3	1,58035	158,71

$$\text{On a : } \Delta\sigma_{p\left(\frac{L}{2}\right)_{\text{moy}}} = \frac{\sum \Delta\sigma_{p\left(\frac{L}{2}\right)}}{3} = \frac{(7.1717 \text{ MPa})}{3} = 4,38 \text{ MPa}$$

Donc le pourcentage des pertes :

$$\Delta\sigma_{p\left(\frac{L}{2}\right)_{\text{moy}}} (\%) = \frac{\Delta\sigma_{p\left(\frac{L}{2}\right)_{\text{moy}}}{\sigma_{p0}} * 100 = \frac{4.38}{1416} * 100 = 0,51\%$$

### **VI.9.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton :**

L'application d'une contrainte sur le béton entraîne une déformation de ce dernier, par conséquence les armatures de précontrainte vont subir aussi une déformation d'où une perte de tension.

- La première famille sera tendue au 14ème jour (n = 2 câbles).
- La deuxième famille sera tendue au 28ème jour (n = 1 câble).

Lorsque la section de la poutre est armée par plusieurs câbles de précontrainte la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du i<sup>ème</sup> câble entraîne un raccourcissement du béton au droit du câble n°(i-1) et de (i-2) jusqu'au premier câble tendu . Ceci va entrain

Ceci va entrainer une diminution de leur force de précontrainte.

#### **VI.9.1.3.1. Pertes Par Raccourcissement Instantané Du Béton Pour Les Câbles D'about :**

La perte est donnée par sa formule suivante :

$$\Delta\sigma_{pj}(x) = \frac{n-1}{2n} \times \sigma_{bn}(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec:

- $\Delta\sigma_{pj}(x)$  : Perte de tension moyenne de n câbles
- **n** : nombre des câbles par famille.
- **E<sub>p</sub>** : module d'élasticité longitudinale de câble.
- **E<sub>ij</sub>** : module instantané du béton au jour « j » :  
 $E_{ij} = 1100^3 \sqrt{f_{cj}} = 1100^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{35} = 35981.72 MPa$   
 $E_{ij} = 1100^3 \sqrt{f_{c7}} = 11000^3 \sqrt{23.18} = 31363.931 MPa$
- $\sigma_b$  : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l'effort de toutes les actions de longue durée.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg \times e_p}{I_g} + \frac{P}{B} \left[ 1 + \frac{B \times e_p^2}{I_g} \right]$$

**Tel que :**

- **e<sub>p</sub>** : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.
- **I<sub>g</sub>** : Inertie de la poutre seule .
- **Mg** : Moment dû au poids propre de la poutre seule.
- **P** : Contrainte normale dans le câble après toutes pertes déjà déterminées.

$$P = N A_P (\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{ftr} + \Delta\sigma_{recul}))$$

Après le développement, pour n =2 peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{ej}(x) = \frac{1}{4} \times \sigma_{bn}(x) \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

On a pour 2 câbles :

Tableau VI.21: les Pertes due au recul d'encrage pour les 2 câbles

X (m)	0	1.5	1.85	8	16
$\Delta\sigma_{frt}$	137,37	126,12	123,25	72	5,78

Tableau VI.22 : pertes par raccourcissement instantané du béton pour les 2 câbles

	0	1.5	1.85	8	16
$\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frt} + \Delta\sigma_{recul})$	1214,360	1225,607	1228,513	1279,730	1345,950
$B(m^2)$	1,030	0,820	0,820	0,630	0,630
$e(m)$	0,004	0,121	0,146	0,442	0,707
$I_n(m^4)$	0,205	0,147	0,147	0,086	0,086
$P$	4,080	4,118	4,128	4,300	4,522
$M_g (MN)$	0,000	0,230	0,320	1,400	1,900
$\sigma_{bi} (MPa)$	3,962	5,243	5,315	9,398	17,844
$\sigma_{e7j} (MPa)$	6,000	7,940	8,049	14,233	27,024
$\sigma_{e28j} (MPa)$	5,230	6,921	7,016	12,406	23,556

VI.9.1.3.2. Pertes Par Raccourcissement Instantané Du Béton Pour Le Câble D'extrados :

La section à considérer dans ce cas est la section de la poutre +hourdis .Le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans les câbles de 1ere et 2ème famille.

Tableau VI.23: pertes par raccourcissement instantané du béton pour le câble d'extrados

	0	1.5	1.85	8	16
$\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frt} + \Delta\sigma_{recul})$	1180,87	1180,87	1180,87	1249,47	1338
$B(m^2)$	1,37845	1,178	1,178	0,97	0,97
$e(m)$	0	0	-0,6166	0,2367	0,6267
$I_n(m^4)$	0,429	0,288	0,388	0,343	0,343
$P$	1,983	1,983	1,983	2,1	2,25
$M_g (MN)$	0	0,4	0,6	2,5	3,7
$\sigma_{bi} (MPa)$	0	0	2,67	4,23	11,65
$\sigma_{e7j} (MPa)$	0	0	0	0	0
$\sigma_{e28j} (MPa)$	0	0	3,53	5,58	15,38

**VI.9.1.4. Les Pertes Instantané Totale :**

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_e$$

**Cable 01**

**Tableau VI.24 : les pertes instantanées pour le 1<sup>ere</sup> câble**

X(m)	0.00	1.50	1.85	8	16
<i>Frottement</i>	57,27	57,27	57,27	57,27	57,27
<i>Recul d'encrage</i>	129,69	119,66	117,07	71,48	12,76
<i>Raccourcissement</i>	6	7,94	8,04	14,23	27,02
<b>Pertes instantané</b>	<b>192.96</b>	<b>184.87</b>	<b>182.39</b>	<b>142.98</b>	<b>97.05</b>

**Cable 02**

**Tableau VI.25: les pertes instantanées pour le 2<sup>eme</sup> câble**

X(m)	0.00	1.50	1.85	8	16
<i>Frottement</i>	71,27	71,27	71,27	71,27	71,27
<i>Recul d'encrage</i>	145,04	132,49	129,26	72,24	-1,20
<i>Raccourcissement</i>	6	7,94	8,05	14,23	27,02
<b>Pertes instantané</b>	<b>222.31</b>	<b>211.7</b>	<b>208.58</b>	<b>157.74</b>	<b>97.09</b>

**Cable 03**

**Tableau VI.26 : les pertes instantanées pour le câble d'extrados**

X(m)	0.00	1.50	1.85	8	16
<i>Frottement</i>	0.00	0.00	76,42	76,42	76,42
<i>Recul d'encrage</i>	0	0	158,71	90	1,58
<i>Raccourcissement</i>	0	0	3,53	5,58	15,38
<b>Pertes instantané</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>238.65</b>	<b>172</b>	<b>93.38</b>

### VI.9.2. Les pertes différées :

Elles résultant des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage et se produisent simultanément. Le B.P.E.L à retenu le principe de les étudier séparément et de tenir compte de cette simultanéité par une valeur forfaitaire.

#### VI.9.2.1. Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 »

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui à pour conséquence de détendre les armatures de précontraintes, donc chute de tension. Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r(r(t) - r(t_0))E_p \quad \text{et} \quad \epsilon_r = 2 * 10^{-4} \text{ En climat tempéré (BPEL)}$$

- $2 * 10^{-4}$  en climat humide Zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie
- $3 * 10^{-4}$  en climat tempéré sec Zone B
- $4 * 10^{-4}$  en climat chaud et sec Zones B', C, D1
- $5 * 10^{-4}$  en climat très sec ou désertique Zones D2 et D3.

**Figure VI.11 : les zone climatiques « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21**

$E_p$  : module d'élasticité longitudinale de câble.

Et :  $r(j) = \frac{t}{t+9rm}$  , Loi d'évaluation du retrait :

t: Age du béton à la mise en tension des câbles .

Et  $r_m$  : Rayon de la section telle que :

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmétre de la section}}$$

t: Age du béton à la mise en tension des câbles .

#### ➤ Pertes dans les câbles de la 1ère famille :

il y'a trois phases pour cette famille des câbles :

- ✓ De 7<sup>ème</sup> jours jusqu'au 28<sup>ème</sup> jour

La mise en tension a 50% des câbles au 7eme jour jusqu'au 28eme jour.

La section considérée est de la poutre seule.

- Pour la section d'about ( $x=0.00$ ) :  $B= 1.03 \text{ m}^2$  ;  $P=5.3525 \text{ m}$

$$r_m = \frac{1.01}{5.71} = 0,175915$$

$$t_0 = 7^{\text{ème}} \text{ jour} \Rightarrow r(7) = \frac{7}{7+9*0.18} = 0,815543312$$

$$t = 28^{\text{ème}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.18} = 0,959279561$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2*10^{-4}*(0.9597-0.81554) 190000= 5,461977499\text{MPa}$$

- Pour la section intermédiaire (x=1m a x=2m) : **B= 0,832m<sup>2</sup> ; P=6,3m**

$$rm = \frac{0.82}{5.94} = 0,132m$$

$$t_0 = 7^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(7) = \frac{7}{7+9*0.132} = 0,8548$$

$$t = 28^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.132} = 0,959298$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2*10^{-4}*(0.9592-0.8548) *190000= 3,968324662 \text{ MPa}$$

- Pour la section médiane (x=2m a x=16.7m) : **B= 0,63m<sup>2</sup> ; P=6,4925m**

$$rm = \frac{0.63}{6.4925} = 0,09703504m$$

$$t_0 = 7^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(7) = \frac{7}{7+9*0.097} = 0,889079083$$

$$t = 28^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.097} = 0,969753547$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2*10^{-4}*(0.969-0.889) *190000= 3,065629667\text{MPa}$$

- ✓ De 28<sup>ème</sup> jours jusqu'au 63<sup>ème</sup> jour

La mise en tension a 100% des câbles au 28eme jour jusqu'au 63eme jour.

La section considérée est de la poutre suel.

- Pour la section d'about (x=0.00) : **B= 1.03 m<sup>2</sup> ; P=5.3525 m**

$$rm = \frac{1.01}{5.71} = 0,175915$$

$$t = 28^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.1759} = 0,959279561$$

$$t = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.1759} = 0,98148313$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2*10^{-4}*(0.9814-0.9592) 190000= 0,843735606 \text{ MPa}$$

- Pour la section intermédiaire (x=1m a x=2m) : **B= 0,832m<sup>2</sup> ; P=6,3m**

$$rm = \frac{0.82}{5.94} = 0,132m$$

$$t = 28^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.132} = 0,959298$$

$$t = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.132} = 0,98148313$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2*10^{-4}*(0.9814-0.959) *190000= 0,843735606 \text{ MPa}$$



- Pour la section médiane (x=2m a x=16.7m) : **B= 0,63m<sup>2</sup> ; P=6,4925m**

$$rm = \frac{0.63}{6.4925} = 0,09703504m$$

- **t = 28<sup>ème</sup> jour**  $\Rightarrow r(28) = \frac{28}{28+9*0.097} = 0,969753547$
- **t = 63<sup>ème</sup> jour**  $\Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.097} = 0,986327383$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2*10^{-4}*(0.985-0.965) *190000= 0,62980576MPa$$

Après le 63<sup>ème</sup> jour Après le coulage de la dalle, la section considérée est de (poutre +dalle)

- Pour la section d'about (x=0.00) : **B= 1.37 m<sup>2</sup> ; P== 7,5151**

$$rm = \frac{1.37}{7.5151} = 0,182299637m$$

$$t_0 = 63^{ème} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.1822} = 0,974618208 \quad ; t(\infty)=1$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2*10^{-4}*(1-0.9746) 190000= 0,964508103MPa$$

Pour la section intermédiaire (x=1m a x=2m) : **B= 1,178m<sup>2</sup> ; P= 7,9633 m**

$$rm = \frac{1.178}{7.6933} = 0,147928623m$$

$$t_0 = 63^{ème} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.18} = 0,979304687 \quad t(\infty)=1$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2*10^{-4}*(1-0.97) *190000= 0,786421907MPa$$

- Pour la section médiane (x=2m a x=16.7m) : **B= 0,97m<sup>2</sup> ; P= 8,1525 m**

$$rm = \frac{0.97}{8.1525} = 0,118981907 m$$

$$t = 63^{ème} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.15} = 0,983286668 \quad t(\infty)=1$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2*10^{-4}*(1-0.98328) *190000= 0,635106612MPa$$

➤ Pertes dans le câble de 2<sup>ème</sup> famille :

Pour ce câble, il y'a une seule phase, de sa mise en tension au 63<sup>ème</sup> jour et durant toute la vie de l'ouvrage.

La section considérée est de 'poutre + hourdis'.

- Pour la section médiane (x=2m a x=16.7m) : **B=0,97 m<sup>2</sup> ; P=8,1525 m**

$$rm = \frac{0.97}{8.1525} = 0,118981907m$$

$$t_0 = 28^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(7) = \frac{28}{28+9*0.11} = 0,963164557$$

$$t = 63^{\text{eme}} \text{ jour} \Rightarrow r(63) = \frac{63}{63+9*0.11} = 0,983286668$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 2*10^{-4}*(0.985-0.965)*190000 = 0,76464 \text{ MPa}$$

### VI.9.2.2. Pertes dues au fluage :

Le fluage correspond à une déformation du béton dans le temps à effort constant d'où un raccourcissement progressif, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir un raccourcissement à leur tour donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivant :

$$\Delta\sigma_j = \sigma_{bj'} * K_{fl} \times \frac{Ep}{Ebij}$$

$K_{fl}$  : coefficient de fluage

- $\sigma_b$  : Contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte sous l'effort de toutes les actions de longue durée.

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{Mg \times ep}{Ig} + \frac{P}{B} \left[ 1 + \frac{B \times ep^2}{Ig} \right]$$

Tel que :

$$P = N A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{fit}})$$

#### VI.9.2.2.1. Perte des câbles à l'about :

Après 7 jours nous avons une dissipation de 15 % due au fluage du béton donc :  $K_{fl} = (1-0.15)*2=1.7$

$$E_{ij} = 1100^3 \sqrt[3]{fcj} = 1100^3 \sqrt[3]{fc28} = 11000^3 \sqrt[3]{35} = 35981.72 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 1100^3 \sqrt[3]{fc7} = 11000^3 \sqrt[3]{23.18} = 31363.931 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_7 = \sigma_{b7'} * K_{fl} \times \frac{Ep}{Ebi7} = \sigma_{b7'} * 1.7 * \frac{190000}{31363.931} = 10.30 \sigma_{b7'}$$

$$\Delta\sigma_{28} = \sigma_{b28'} * K_{fl} \times \frac{Ep}{Ebi28} = \sigma_{b28'} * 1.7 * \frac{190000}{31363.931} = 8.98 \sigma_{b28'}$$

**Tableau VI.27: les Pertes dues au fluage pour les 2 câbles**

	0	1.5	1.85	8	16
$\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{\text{fit}} + \Delta\sigma_{\text{reclut}})$	1209,13	1218,686	1221,497	1267,324	1322,394
$B(m^2)$	1,03	0,82	0,82	0,63	0,63
$e(m)$	0,004	0,121	0,146	0,442	0,707
$I_n(m^4)$	0,2049	0,147	0,147	0,086	0,086
$P$	4,11	4,14	4,15	4,31	4,49

<b>Mg (MN)</b>	<b>0</b>	<b>0,4</b>	<b>0,6</b>	<b>2,5</b>	<b>3,7</b>
<b><math>\sigma_{bi}</math> (MPa)</b>	<b>3,98</b>	<b>5,13</b>	<b>5,07</b>	<b>3,78</b>	<b>2,85</b>
<b><math>\sigma_{e7j}</math> (MPa)</b>	<b>41,11</b>	<b>52,90</b>	<b>52,23</b>	<b>38,92</b>	<b>29,37</b>
<b><math>\sigma_{e28j}</math> (MPa)</b>	<b>35,84</b>	<b>46,13</b>	<b>45,53</b>	<b>33,94</b>	<b>25,61</b>

**VI.9.2.2.2. Perte du câble d'extrados :**

Après 60 jours, on a une dissipation de 50% du fluage donc :  $K_{fl} = (1-0,50) \times 2 = 1$

Donc :

$$\Delta\sigma_{28} = \sigma_{b28'} * K_{fl} \times \frac{E_p}{E_{bi28}} = \sigma_{b28} * 1 * \frac{190000}{31363.931} = 5.28 \sigma_{b28'}$$

**Tableau VI.28 : les Pertes dues au fluage pour le câble d'extrados**

	<b>0</b>	<b>1.5</b>	<b>1.85</b>	<b>8</b>	<b>16</b>
<b><math>\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{frr} + \Delta\sigma_{recul})</math></b>	<b>1339,57</b>	<b>1339,57</b>	<b>1177,34</b>	<b>1243,88</b>	<b>1322,58</b>
<b>B(m<sup>2</sup>)</b>	<b>1,37845</b>	<b>1,178</b>	<b>1,178</b>	<b>0,97</b>	<b>0,97</b>
<b>e(m)</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>-0,6166</b>	<b>0,2367</b>	<b>0,6267</b>
<b>I<sub>n</sub>(m<sup>4</sup>)</b>	<b>0,429</b>	<b>0,288</b>	<b>0,388</b>	<b>0,343</b>	<b>0,343</b>
<b>P</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>2,001</b>	<b>2,11</b>	<b>2,248</b>
<b>Mg (MN)</b>	<b>0</b>	<b>0,4</b>	<b>0,6</b>	<b>2,5</b>	<b>3,7</b>
<b><math>\sigma_{bi}</math> (MPa)</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>2,71</b>	<b>4,25</b>	<b>11,65</b>
<b><math>\sigma_{e7j}</math> (MPa)</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b><math>\sigma_{e28j}</math> (MPa)</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>24,31</b>	<b>38,17</b>	<b>104,64</b>

**VI.9.2.3. Perte par relaxation :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers .

L'évaluation de la relaxation final d'une armature tendu a sa tension initial est donnée par la relation suivante :

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

$\mu_0$  coefficient égale à :  $\begin{cases} 0,30 \text{ pour les armatures à relaxation normale.} \\ 0,43 \text{ pour les armatures à très basse relaxation.} \\ 0,35 \text{ pour les autres armatures.} \end{cases}$

Dans notre cas les armatures à tres basse relaxation :  $\mu_0 = 0.43$

$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_p \text{ inst}(x)$  Avec  $\Delta\sigma_p \text{ inst}(x)$  : perte de tension totale instantanée.

$\rho * 1000 = 2.5\%$ .

$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$  .

Tableau VI.29 : les Pertes par relaxation pour 1<sup>ere</sup> câble

<b>Cable 1</b>					
<b><math>X(m)</math></b>	<b>0.00</b>	<b>1.50</b>	<b>1.85</b>	<b>8</b>	<b>16</b>
<b><math>\sigma_{p0} (MPa)</math></b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>
<b><math>\Delta\sigma_{inst}(MPa)</math></b>	<b>192,197</b>	<b>183,78</b>	<b>181,36</b>	<b>141,166</b>	<b>93,59</b>
<b><math>\sigma_{pi}(x) (MPa)</math></b>	<b>1223,80</b>	<b>1232,22</b>	<b>1234,63</b>	<b>1274,83</b>	<b>1322,41</b>
<b><math>\mu</math></b>	<b>0,69</b>	<b>0,7</b>	<b>0,7</b>	<b>0,72</b>	<b>0,75</b>
<b><math>\Delta\sigma_{relx}(MPa)</math></b>	<b>47,98</b>	<b>49,196</b>	<b>49,55</b>	<b>55,50</b>	<b>62,90</b>

Tableau VI.30 : les Pertes par relaxation pour 2<sup>eme</sup> câble

<b>Cable 2</b>					
<b><math>X(m)</math></b>	<b>0.00</b>	<b>1.50</b>	<b>1.85</b>	<b>8</b>	<b>16</b>
<b><math>\sigma_{p0} (MPa)</math></b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>
<b><math>\Delta\sigma_{inst}(MPa)</math></b>	<b>221,54</b>	<b>210,59</b>	<b>207,55</b>	<b>155,91</b>	<b>93,62</b>
<b><math>\sigma_{pi}(x) (MPa)</math></b>	<b>1194,46</b>	<b>1205,41</b>	<b>1208,45</b>	<b>1260,08</b>	<b>1322,38</b>
<b><math>\mu</math></b>	<b>0,67</b>	<b>0,68</b>	<b>0,68</b>	<b>0,71</b>	<b>0,75</b>
<b><math>\Delta\sigma_{relx}(MPa)</math></b>	<b>43,87</b>	<b>45,39</b>	<b>45,81</b>	<b>53,28</b>	<b>62,90</b>

Tableau VI.31 : les Pertes par relaxation pour le câble d'extrados

<b>Cable 3</b>					
<b><math>X(m)</math></b>	<b>0.00</b>	<b>1.50</b>	<b>1.85</b>	<b>8</b>	<b>16</b>
<b><math>\sigma_{p0} (MPa)</math></b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>	<b>1416</b>
<b><math>\Delta\sigma_{inst}(MPa)</math></b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>238,661</b>	<b>172,11</b>	<b>93,42</b>
<b><math>\sigma_{pi}(x) (MPa)</math></b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>1177,34</b>	<b>1243,886</b>	<b>1322,58</b>
<b><math>\mu</math></b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0,66</b>	<b>0,70</b>	<b>0,75</b>
<b><math>\Delta\sigma_{relx}(MPa)</math></b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>41,530</b>	<b>50,89</b>	<b>62,93</b>

#### VI.9.2.4. Les Pertes Différée Totale :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + (5/6) \Delta\sigma_{relx}$$

**Cable 01**

**Tableau VI.32: les pertes différée pour le 1<sup>ere</sup> câble**

X(m)	0.00	1.50	1.85	8	16
<i>retrait</i>	1,71	1,71	1,71	1,14	1,14
<i>fluage</i>	41,11373	52,9062	52,2318	38,9248	29,3729
<i>relaxation</i>	47,98797	49,1968	49,5456	55,5022	62,9047
<i>Pertes différée</i>	82,8121	95,6119	95,2282	86,3148	82,9314

**Cable 02**

**Tableau VI.33 : les pertes différée pour le 2<sup>eme</sup> câble**

X(m)	0.00	1.50	1.85	8	16
<i>retrait</i>	1,71	1,71	1,71	1,14	1,14
<i>fluage</i>	41,11373	52,9062	52,2318	38,9248	29,3729
<i>relaxation</i>	43,86725	45,3879	45,814	53,2851	62,9006
<i>Pertes différée</i>	79,37831	92,438	92,1187	84,4673	82,928

**Cable 03**

**Tableau VI.34 : les pertes différées pour le câble d'extrados**

X(m)	0.00	1.50	1.85	8	16
<i>Retrait</i>	0.00	0.00	0	1,14	1,14
<i>Fluage</i>	0	0	24,3067	38,1707	104,642
<i>Relaxation</i>	0	0	41,53	50,8925	62,9325
<i>Pertes différée</i>	0	0	58,9136	81,7194	158,224

**VI.9.3. Les pertes totales :**

**Tableau VI.35: Résultats des pertes totales**

<i>X(m)</i>		<i>0.00</i>	<i>1.50</i>	<i>1,85</i>	<i>8</i>	<i>16</i>
<i>Pertes totales</i>	<i>câble 1</i>	<b>275,7721</b>	<b>280,481</b>	<b>277,625</b>	<b>229,304</b>	<b>179,989</b>
	<i>câble 2</i>	<b>301,6883</b>	<b>304,141</b>	<b>300,702</b>	<b>242,213</b>	<b>180,019</b>
	<i>câble 3</i>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>297,571</b>	<b>253,719</b>	<b>251,606</b>

**Tableau VI.36 : Résultats des Percentage % des pertes totales**

<i>X(m)</i>		<b>0.00</b>	<b>1.50</b>	<b>1,85</b>	<b>8</b>	<b>16</b>
<i>Percentage % des pertes</i>	<i>câble 1</i>	<b>19.4754</b>	<b>19.808</b>	<b>19.606</b>	<b>16.194</b>	<b>12.711</b>
	<i>câble 2</i>	<b>21.3057</b>	<b>21.479</b>	<b>21.236</b>	<b>17.105</b>	<b>12.713</b>
	<i>câble 3</i>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>21.015</b>	<b>17.918</b>	<b>17.769</b>

#### **VI.9.4. Conclusion**

Après le calcul du pourcentage des pertes totales, on remarque que les pertes de tension inférieures à 32%, la valeur qu'on a proposé au départ, donc le nombre du câble est vérifier (3 câbles de 12T15).

#### **VI.10. Vérification Des Contraintes II :**

La justification de la stabilité d'un élément d'une structure doit obligatoirement comprendre deux vérifications, vis-à-vis de l'E.L.U et l'E.L.S.

Les vérifications à l'E.L.U ont pour objet de satisfaire l'équilibre statique, la résistance et la stabilité de forme de l'élément.

Les vérifications à l'E.L.S ont pour objet de montrer que le comportement de l'élément est satisfaisant pendant sa durée de vie sous l'effet des actions prévisibles.

Ces vérifications doivent être menées en différentes situation (phase de construction et phase d'exploitation), ainsi qu'aux différentes combinaisons d'action que subit l'ouvrage. La contrainte normale agissant sur une section droite est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_y = P \left( \frac{1}{B} + \frac{Y}{I} e_p \right) + M \frac{Y}{I}$$

Avec :  $\sigma_{min} \leq \sigma \leq \sigma_{max}$  .

On aura donc à faire des vérifications des contraintes au niveau des fibres extrêmes pour les quatre les 4 étapes, tel que :

**Première étape**(Première phase) : Elle commence dès le quinzième jour, tel que la mise en tension est à 50 % et les pertes considérées sont des pertes instantanées (document SETRA).

**Deuxième étape** (Deuxième phase): Après 28 jours, tel que la mise en tension des câbles est de 100%, et les pertes considérées sont les pertes instantanées Totales

**Troisième étape** (3ème phase): Après le positionnement des poutres sur leurs appuis définitifs et le coulage de l'hourdis sur place. Les efforts pris sont celle de la deuxième phase avec le poids propre de l'hourdis coulé sur place, tant que la poutre est la section résistante avec toute les pertes instantané avec 40% des pertes diffères

**Quatrième étape** (Quatrième phase): Dans cette étape l'ouvrage est en service avec une mise en tension à 100%, avec des pertes Totales.

### VI.10.1. Caractéristiques des sections :

Tableau VI.37 : Les caractéristiques des sections

	x=0,5		x=1,85		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80	1,60	1,80
B <sub>nette</sub> (m <sup>2</sup> )	1,03	1,37	0,832	1,178	0,627	0,974	0,627	0,97	0,63	0,97
v <sub>n</sub> (m)	0,756	0,732	0,736	0,690	0,722	0,630	0,719	0,627	0,718	0,627
v' <sub>n</sub> (m)	0,844	1,068	0,864	1,110	0,878	1,170	0,881	1,17	0,882	1,17

$I_{nG}$ ( $m^4$ )	0,243	0,429	0,217	0,388	0,196	0,348	0,194	0,34	0,193	0,343
$\rho$ (%)	37,05	39,97	40,96	43,06	49,26	48,49	48,75	48,09	48,53	47,93

### VI.10.2. Contraintes Admissibles :

On fait une vérification pour la classe II (admet une traction modérée). Les valeurs limites des contraintes dans le béton sont :

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

$\sigma_t$  : La contrainte admissible de traction dans le béton.

Classe II	Contraintes	Situation	Exploitation			Construction
		Combinaison Zone	Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare
$\bar{\sigma}_t$		Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	0	\	$-f_{tj}$
		Hors de la section d'enrobage	$-1,5f_{tj}$	\	\	$-1,5f_{tj}$
$\bar{\sigma}_c$		Toute la section	$-0,5f_{c28}$	$0,6f_{c28}$	$0,5f_{c28}$	$0,6f_{c28}$

Figure VI.12 : Tableau des Valeurs limites des contraintes dans le béton.

Pour  $j = 7$  jours

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.6f_{c7} = 13,907 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Exé} / Q.R / Q.F \\ \sigma_{t2} = -0.7f_{t7} = -1,39 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Exécution} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{t1} = -1.5f_{t7} = -2,99 \text{ MPa} \\ \sigma_{t2} = -f_{t7} = -1,99 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow Q.Rares$$

Et  $j \geq 28$  jours

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Exé} / Q.R / Q.F \\ \sigma_{t2} = -0.7f_{t28} = -1,89 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Exécution} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{t1} = -1.5f_{t28} = -4,05 \text{ MPa} \\ \sigma_{t2} = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow Q.Rares$$

### VI.10.3. Effort de précontrainte P :

$$P_0 = 2,35 \text{ MN}$$

$$P_1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P$$

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2 \Delta P$$



Tableau VI.39: Résultats de Ymoy pour les 3 câbles

	Y1	Y2	Y3	Ymoy
x=0,5	0,60	1,12	/	<b>0,86</b>
x=1,85	0,50	0,92	1,48	<b>0,97</b>
x=L/4	0,24	0,37	0,63	<b>0,41</b>
x=3L/8	0,15	0,18	0,34	<b>0,22</b>
x=L/2	0,15	0,12	0,24	<b>0,17</b>

Tableau VI.38 : Résultats de Ymoy pour les 2 câbles

	Y1	Y2	Ymoy
x=0,5	0,60	1,12	<b>0,86</b>
x=1,85	0,50	0,92	<b>0,71</b>
x=L/4	0,24	0,37	<b>0,31</b>
x=3L/8	0,15	0,18	<b>0,17</b>
x=L/2	0,12	0,12	<b>0,12</b>

Tableau VI.40 : Effort de précontrainte à distance (x)

	N cables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0,5	dx=1,85	d x=L/4	d x=3L/8	d x=L/2
Phase 1	2	50	8,43	2,24	2,07	0,86	0,71	0,31	0,17	0,12
Phase 2	2	100	16,85	4,16	3,66	0,86	0,71	0,31	0,17	0,12
Phase 3	3	100	17,89	6,18	5,40	0,86	0,97	0,41	0,22	0,17
Phase 4	3	100	21,01	6,01	5,13	0,86	0,97	0,41	0,22	0,17

#### VI.10.4. Vérifications des contraintes :

Pour faire les vérifications en devise par 4 phase et on doit vérifier les deux conditions suivant :

$$\sigma_{sup} > \sigma_t ; \sigma_{inf} < \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{p,sup} = \frac{Mels \times V}{I} ; \sigma_{p,inf} = \frac{-Mels \times V}{I}$$

$$\sigma_{p1,sup} = \frac{P1}{B} - \frac{(P1 \times e \times V)}{I} ; \sigma_{p1,inf} = \frac{P1}{B} - \left( \frac{P1 \times e \times V'}{I} \right)$$

$$\sigma_{p2,sup} = \frac{P2}{B} - \frac{(P2 \times e \times V)}{I} ; \sigma_{p2,inf} = \frac{P2}{B} - \frac{(P2 \times e \times V)}{I}$$

$$\sigma_{Max}(\sigma_{sup}) = \sigma_{p1,sup} + \sigma_{p,sup} ; \sigma_{Max}(\sigma_{inf}) = \sigma_{p1,inf} + \sigma_{p,inf}$$

$$\sigma_{Min}(\sigma_{sup}) = \sigma_{p2,sup} + \sigma_{p,sup} ; \sigma_{Min}(\sigma_{inf}) = \sigma_{p2,inf} + \sigma_{p,inf}$$

**Les Résultats Dans Les Tableaux** (Tableau VI.41: vérification des contraintes phase 1, Tableau VI.42: vérification des contraintes phase 2, Tableau VI.43: vérification des contraintes phase 3, Tableau VI.44: vérification des contraintes phase 4) « voir l'Annex »

**Remarque :**

On remarque que les contraintes sont vérifiées dans toutes les phases et pour  $\sigma_{inf}$  dans la phase de service = 1.67 MPa > 0 : donc pas besoin des armatures de zones tendues.

**VI.10.5. Justification des contraintes tangentielles :**

On considère la section d'about en particulier l'appui (1ère famille) On vérifie les inégalités suivantes :

par fissuration :  $\tau - \sigma_x \sigma_t \leq 0.4 f_{tj} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$  Et

par compression-cisaillement :  $\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \left[ f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] [0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t]$

$f_{tj}$  : la résistance à la traction

$f_{cj}$  : la résistance à la compression

$\sigma_t$  : Contrainte normale transversale.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

Telle que :  $\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$

$V_{red}$  : effort tranchant réduit ;  $V_{red} = V_{ser} - \sum P \cdot \sin(\alpha)$

$S(y)$  : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre.

$S(y) = d(C_{g,y}) \cdot A$

$b_n$  : largeur nette de la section = largeur nette la base 60 cm - le nombre des gaine .

$I_n$  : moment d'inertie nette de la section.

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

Telle que :  $\sigma_x = P/B_n$  Avec :  $P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$

$P$  : effort de précontrainte .

$B_n$  : surface nette de la section considérée.

**Rq :**

Si :  $\sigma_x < 0.4 \times f_{cj}$  on a  $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$  donc on vérifie juste que  $\tau < \bar{\tau}_1$

avec  $\bar{\tau}_1 = (0.4 f_{tj} * (f_{tj} + \sigma_x))^{0.5}$

**Tableau VI.45 : calcul de l'effort de précontrainte .**

	Pi	α <sub>i</sub>	Pcos α	Psin α
cable 1	2,01	3,31	2,01	0,12
cable 2	2,01	6,96	2,00	0,24
cable 3	2,01	9,75	1,99	0,34
		<b>Somme</b>	6,00	0,70

Donc :  $P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i = 6 \text{ MN}$

Tableau VI.46 : vérification des contraintes normale longitudinale

B <sub>n</sub>	1,37	m <sup>2</sup>
σ <sub>x</sub>	4,37	MPa
0,4*f <sub>cj</sub>	14	MPa
σ <sub>x</sub> < 0,4*f <sub>cj</sub>	CV	

Donc :  $\bar{\tau}_1 = (0,4f_{tj}*(f_{tj}+\sigma_x))^{0.5} = (0.4*2.1*(2.1+4.37))^{0.5} = 2.33 \text{ MPa}$

On a :  $A = 0.52 \text{ m}^2$  et  $d(\text{Cg},y) = 0.771 \text{ m}$

$\Rightarrow S(y) = d(\text{Cg},y) \cdot A = 0.771*0.52 = 0.40 \text{ m}^3$

On a  $V_{\text{ser}} = 0.91 \text{ MPa}$  et  $\sum P.\sin(\alpha) = 0.70 \text{ MN}$  et  $I_n = 0,43 \text{ m}^4$  et  $b_n = 0,52 \text{ m}$

$V_{\text{red}} = V_{\text{ser}} - \sum P.\sin(\alpha) = 0.91 - 0.70 = 0.21 \text{ MN}$

Donc :  $\tau = \frac{V_{\text{red}} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n} = \frac{0.21*0.40}{0.43*0.52} = 0.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_1 = 2.33 \text{ MPa}$

La contrainte de cisaillement est vérifiée dans les phases d'exécution et le phase de service.

### VI.10.6. Justifications de la poutre à l'ELU :

$$\text{tg}(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{(\sigma_x + \sigma_y)}; \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

β<sub>u</sub> : Angle d'inclinaison

σ<sub>x</sub> , σ<sub>y</sub> : représentent les contraintes normales au niveau de centre de gravité.

Telle que : σ<sub>x</sub> = P/B<sub>n</sub> (P : effort de précontrainte ,B<sub>n</sub> : surface nette de la section considérée)

τ<sub>u</sub> : contrainte tangentielle ultime  $\tau_u = \frac{V_u \text{ red. } S(y)}{I_n \cdot b_n}$

$S(y) = d(\text{Cg},y) \cdot A = 0.771*0.52 = 0.40 \text{ m}^3$  et  $I_n = 0,43 \text{ m}^4$  et  $b_n = 0,52 \text{ m}$

$V_{u,\text{red}} = V_{\text{ulti}} - P*\sin(\alpha)$

Tableau VI.47 : calcul de contrainte tangentielle ultime τ<sub>u</sub>

Vult	Psin α	Vred	Sn	In	bn	Tu
1,23	0,701	1,23	0,40	0,43	0,52	0,95
MPa	MN	MPa	m <sup>3</sup>	m <sup>4</sup>	m	MPa

on a  $B_n = 1,37 \text{ m}^2$  et  $P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i = 6 \text{ MN}$  donc :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} = \frac{6}{1,37} = 4,37 \text{ MPa}$$

$$\text{tg}(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{(\sigma_x + \sigma_y)} = \frac{2 \cdot 0,95}{4,37} \Rightarrow \beta_u = \frac{1}{2} \left( \text{Atan} \left( \frac{2 \cdot 0,95}{4,37} \right) * \left( \frac{180}{3,14} \right) \right) = 11,76^\circ$$

On prend :  $\beta_u = 30^\circ$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale  $A_t$ .

### **VI.10.7. Justifications du béton :**

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles de béton demeure inférieure la contrainte ultime du béton . Cette vérification se traduit par le fait que la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} \quad (\tau_u = 0,95 \text{ MPa et } f_{c28} = 35 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,95 \text{ MPa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

## **VI.11. FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE**

Les sections d'aciers passifs à mettre en œuvre résultent des prescriptions des règles BPEL 91. Il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferrailage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques

### **Armature de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer

### **Sens longitudinal :**

Le but de ces armatures est essentiellement de limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomène tels que retrait différentiel, et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre Selon le B.P.E.L propose la section minimale suivante :

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \frac{cm^3}{ml} \times \text{perimetre de la poutre} \\ 0,1\%B (\text{section drute du béton}) \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = \max[ 3 \times 6,5 ; 0,001 \times 0,63 \text{ m}^2 ] = 19,5 \text{ cm}^2$$

On adopte des armatures 26HA12 et  $A_s = 29,41 \text{ cm}^2$

**Sens Transversale :**

on détermine la section des armatures transversale  $A_t$  par :

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

$A_t$  : 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.

$f_{tj}$  : La contrainte caractéristique de traction du béton = 2.7 MPa

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier passif utilisé = 500 MPa

$\gamma_s = 1,15$  : pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales.

$b_n$  : largeur nette de la section d'appui = 0.52 m

$\tau_u = 0.95 \text{ MPa}$  .

**Donc :** 
$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,52 \times 1,15}{500} \times \left[ 0,95 - \frac{2,7}{3} \right] \times \tan(30^\circ) = 3,5 \text{ cm}^2/m$$

**Le pourcentage minimum a disposé :**

D'après le BAEL le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 * \frac{\gamma_s \times b_n}{f_e} = 10000 \times 0,6 \times \frac{052 \times 1,15}{500}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 7,176 \text{ cm}^2/ml$$

On fixe :  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$  (1 cadre HA12)

On aura :  $S_t \leq \frac{2,26}{7,176} = 0,31 \text{ m}$

Donc On opte :  $S_t = 15 \text{ cm}$  (section médian) et  $S_t = 25 \text{ cm}$  (section d'about)

**Ferraillage Transversal :**

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins  $2 \text{ cm}^2$  d'acier (1HA12) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

**Cadre du talon :**

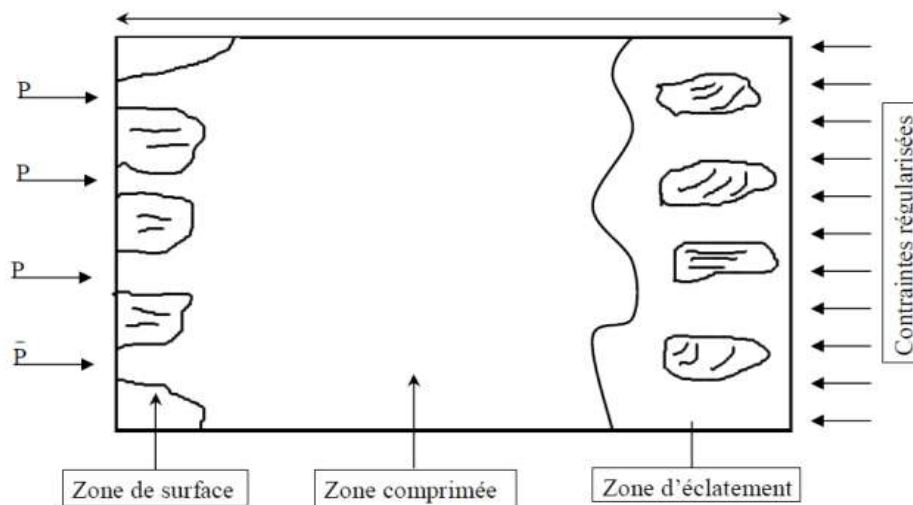
Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficace, donc ancrées au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA12 .

**VI.12. JUSTIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT :**

L'about de la poutre est soumis à une concentration d'effort due à la transmission des réactions par l'appui et l'introduction des forces de précontrainte dans les zones d'ancrage.

Des études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontrainte :

- Zone de surface soumise à des tractions.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions.



**Figure VI.13: Les 03 zones d'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation**

**Détermination des dimensions du prisme :**

On associe à chaque ancrage un prisme symétrique .

C1=0,48 m ; C2=0,52 m ; C3=0,6 m

d1=min (2C1 ; C2)=min (96 ; 52)=52cm.

$d_2 = \min(C_2 ; 2C_3) = \min(52 ; 120) = 52 \text{ cm}$ .



**Figure VI.14: le prisme symétrique à l'Ancrage**

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifestent dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et à la disposition d'une section d'armatures passives.

**Effets de surface :**

La section d'armature à disposer au voisinage de la section  $S_A$  est :

$$A_s = 0,04 \times \frac{\max P_{j0}}{\sigma_{s,lim}}$$

Avec :  $P_{j0}$ : force à l'origine du câble ancré au niveau j .

$$\sigma_{s,lim} = \frac{2 \cdot f_e}{3}, \text{ avec } f_e : \text{ Limite d'élasticité de l'acier passif utilisé} = 500 \text{ MPa}$$

**✚ Plan vertical :**

$$P_{j0} = \sigma_0 \cdot A_p = 1416 \text{ MPa} \cdot 0.0017 \text{ m}^2 = 2.40 \text{ MN} \text{ et } \sigma_{s,lim} = \frac{2 \cdot 500}{3} = 333.333 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{2.40}{333.333} = 2.88 \text{ cm}^2 \text{ on adapte } \mathbf{1 \text{ cadre HA14}} (3,08 \text{ cm}^2)$$

**✚ Plan horizontal :**

Pour le plan de diffusion horizontal, on considère l'effort appliqué par les deux câbles .

$$P_{j0} = 2 \cdot \sigma_0 \cdot A_p = 2 \cdot 1416 \text{ MPa} \cdot 0.0017 \text{ m}^2 = 4.8 \text{ MN}$$

$$A_s = 0,04 \times \frac{4.8}{333.333} = 5.76 \text{ cm}^2 \text{ on adapte } \mathbf{2 \text{ cadre HA14}} (6,16 \text{ cm}^2).$$

**Effets d'éclatement :** La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton (traction & compression).
- Le ferrailage d'éclatement.

**- Contraintes dans le béton :**

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », il y a lieu de vérifier que la contrainte moyenne de compression «  $\sigma_{cj}$  » à l'extrémité de la zone de 1ère régularisation est :

$$\sigma_{cj} = \frac{P_{j0}}{(b * di)} \leq \frac{2 * f_{cj}}{3}$$

**di**: Hauteur du prisme « j ».

**b**: Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

**Pj0**: force à l'origine du câble ancré au niveau j.

❖ **1er cas : 7 jours**

Les câbles sont tirés à 50%, avec  $f_{c7} = 23,18 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{cj} = \frac{0.5 * P_{j0}}{(b * di)} = \frac{0.5 * 2.40}{0.6 * 0.52} = 3.84 \text{ MPa} \leq \frac{2 * f_{cj}}{3} = \frac{2 * 23.18}{3} = 15.45 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Véifiée}$$

❖ **2ème cas : 28ème jour**

Les câbles sont tirés à 100%, avec  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{cj} = \frac{P_{j0}}{(b * di)} = \frac{2.40}{0.6 * 0.52} = 7.68 \text{ MPa} \leq \frac{2 * f_{cj}}{3} = \frac{2 * 35}{3} = 23.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Véifiée}$$

et que la contrainte maximale de traction «  $\sigma_{tj}$  » dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{aj}{dj} \right) * \frac{P_{j0}}{(b * dj)} \leq 1,25 f_{cj}$$

**aj**: Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau j .

✚ **Plan vertical**

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{aj}{dj} \right) * \frac{P_{j0}}{(b * dj)} \leq 1,25 f_{tj}$$

❖ **1er cas : 7 jours**

**F<sub>t7</sub> = 1.99 MPa**

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{0.24}{0.52} \right) * \frac{0.5 * 2.4}{(0.6 * 0.52)} = 1.03 \text{ MPa} \leq 1,25 * 1.99 = 2.48 \text{ MPa}$$

❖ **2ème cas : 28ème jour**

**F<sub>t7</sub> = 2.7 MPa**

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{0.24}{0.54} \right) * \frac{2.4}{(0.6 * 0.54)} = 2.07 \text{ MPa} \leq 1,25 * 2.7 = 3.375 \text{ MPa}$$

✚ **Plan horizontal**



$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{b}\right) * \frac{Pj0}{(b * dj)} \leq 1,25 f_{tj}$$

❖ **1er cas : 7 jours**

**F<sub>t7</sub> = 1.99 MPa**

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{0,24}{0,6}\right) * \frac{0,5 * 2,4}{(0,6 * 0,54)} = 1,15 MPa \leq 1,25 * 1,99 = 2,48 MPa$$

❖ **2ème cas : 28ème jour**

**F<sub>t7</sub> = 2.7 MPa**

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{0,24}{0,6}\right) * \frac{2,4}{(0,6 * 0,54)} = 2,30 MPa \leq 1,25 * 2,7 = 3,375 MPa$$

**ferrailage d'éclatement :**

Pour les règles de cumul, les armatures déterminées selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes.

En aval de la section « SA », sur une zone égale au max de « dj », il faut disposer une section d'acier transversale, tel que pour :

✚ **Plan vertical :**

$$A_e = \sup \begin{cases} 0,25 \left(1 - \frac{a_i}{d_i}\right) \times \frac{Pj0}{\frac{2}{3} f_e} \\ 0,15 \times \frac{Pj0}{\frac{2}{3} f_e} \end{cases}$$

$$A_e = \sup \begin{cases} 0,25 \times \left(1 - \frac{0,24}{0,52}\right) \times \frac{2,4}{\frac{2}{3} \times 500} = 9,7 cm^2 \\ 0,15 \times \frac{2,4}{\frac{2}{3} \times 500} = 10,8 cm^2 \end{cases} \Rightarrow A_e = 10,80 cm^2$$

On adapte **4HA14** a chaque câble  $A_e = 12,32 cm^2$

✚ **Plan horizontal :**

$$A_e = \sup \begin{cases} 0,25 \left(1 - \frac{a_i}{b}\right) \times \frac{Pj0}{\frac{2}{3} f_e} \\ 0,15 \times \frac{Pj0}{\frac{2}{3} f_e} \end{cases}$$

$$A_e = \sup \begin{cases} 0,25 \times \left(1 - \frac{0,24}{0,6}\right) \times \frac{2 * 2,4}{\frac{2}{3} \times 500} = 21,6 cm^2 \\ 0,15 \times \frac{2 * 2,4}{\frac{2}{3} \times 500} = 21,6 cm^2 \end{cases} \Rightarrow A_e = 21,6 cm^2$$

On adapte **8HA14** a chaque câble  $A_e = 24,63 cm^2$

## **VI.13. Conclusion**

Lorsque la portée déterminante dépasse les vingtaines de mètre, la solution poutres précontraints prend la relève du béton armée. La dalle précontrainte trouve son intérêt économique dans la simplicité de ses formes, ce qui influe directement sur le cout en main-d'œuvre.

Le câblage choisit ainsi que les hypothèses faites sur les pertes ont vérifié toute contrainte normale et tangentielle lors des différentes phases de réalisation et en service, ainsi que le dimensionnement de la poutre choisi est vérifié pour que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Chapitre

VII

ETUDE DE

LA DALLE

## VII.1 INTRODUCTION :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, il assure la récupération transversale des efforts. Dans ce chapitre Nous allons calculer le ferrailage correspondant.

## VII.2. CALCUL DES MOMENTS :

On va étudier la dalle en flexion simple dans les deux sens transversal et longitudinal.

Le logiciel AUTODESK ROBOT 2021 nous permet de représenter la distribution Des efforts dans la dalle à l'aide de l'option « cartographie panneaux » ainsi on peut déduire les moments suivant les deux directions (xx ; yy). On peut considérer deux types de flexion du hourdis : flexion locale et flexion générale. La flexion locale est la flexion due au moment fléchissant transversal suivant la direction (xx), en considérant l'hourdis comme une dalle s'appuyant sur les poutres. Pour la flexion générale on considère l'hourdis comme membre supérieurs des poutres sous la flexion due au moment fléchissant longitudinal suivant la direction (yy.)

### VII.2.1 Etude transversal de la dalle :

Les résultats obtenus avec le logiciel robot :

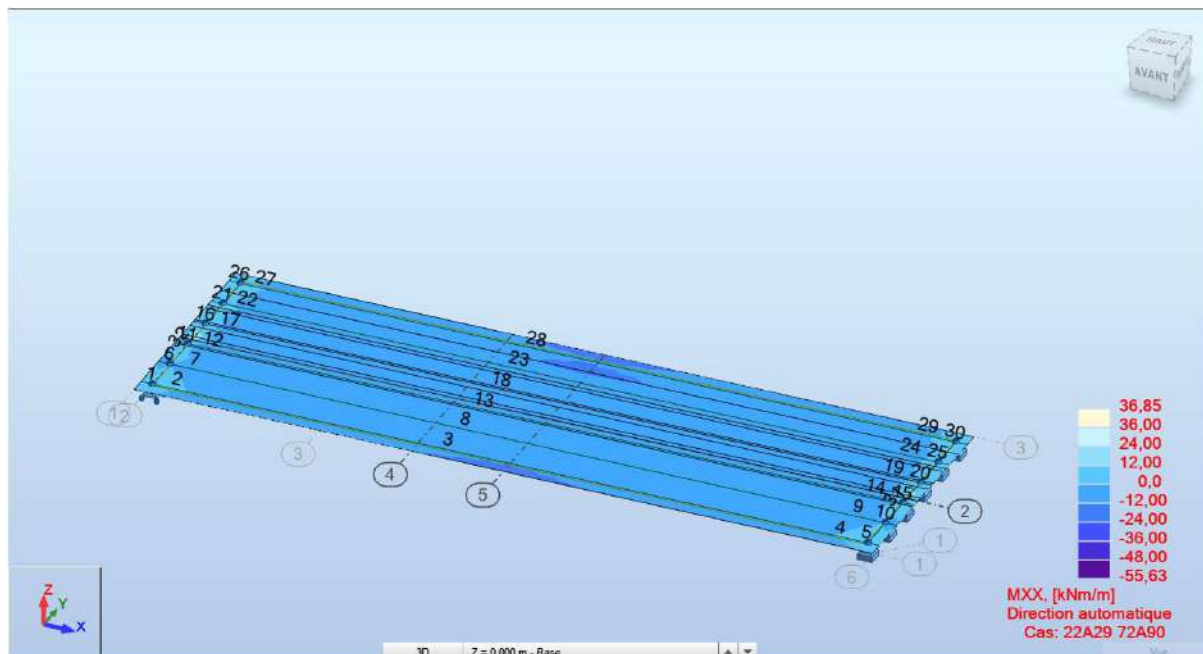


Figure VII.1 : moment max et min obtenu par le robot pour la flexion transversal à l'ELS

On aura à ferrailer l'hourdis en flexion simple. Les moments fléchissant max et min sont obtenus selon l'ordre par les combinaisons suivante :

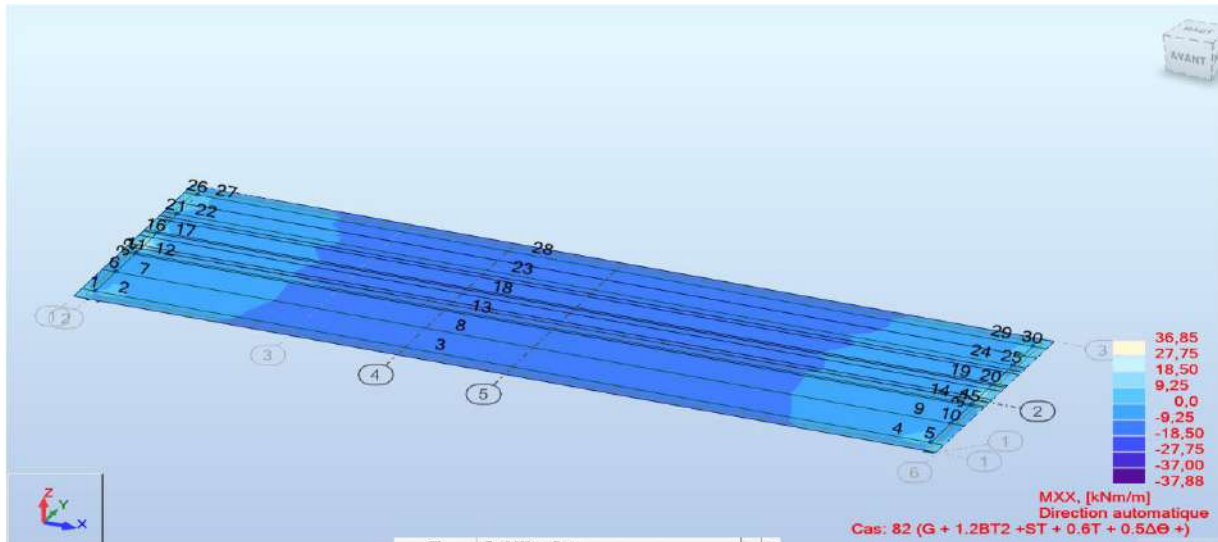


Figure VII.1 : moment obtenu par le robot pour la flexion transversal à l'ELS

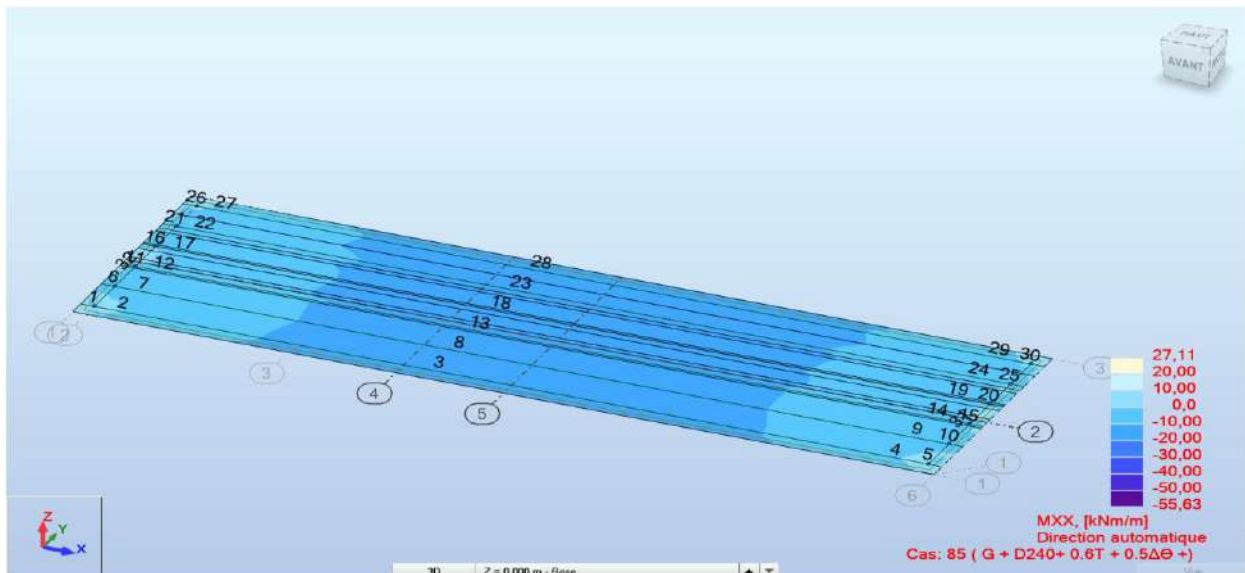


Figure VII.2 : moment obtenu par le robot pour la flexion transversal à l'ELS

Le moment maximal positif :  $M_{ELS} = 36.85$

Le moment maximal négatif :  $M_{ELS} = -55.63$

Tableau VII.1: Résultats des moments sens xx

Direction	Fibre supérieur	Fibre inferieure
Moment sens (xx)	36,85	-55,63

### VII .2.2 Etude longitudinale de la dalle

Les résultats obtenus avec le logiciel robot :

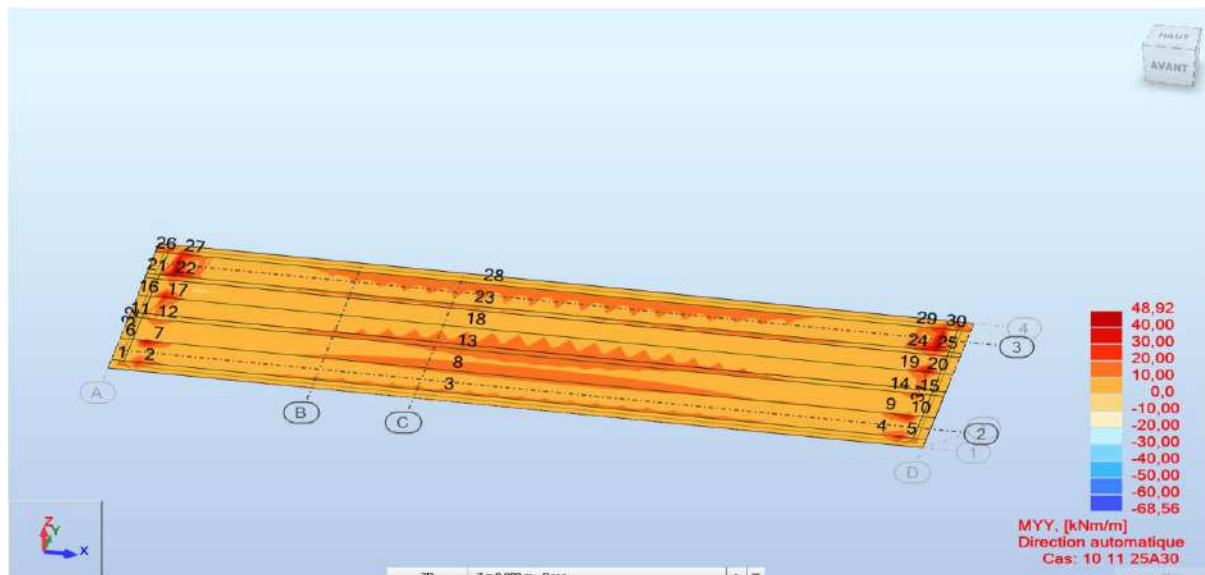


Figure VII.3 : moment max et min obtenu par le robot pour la flexion longitudinal à l'ELS

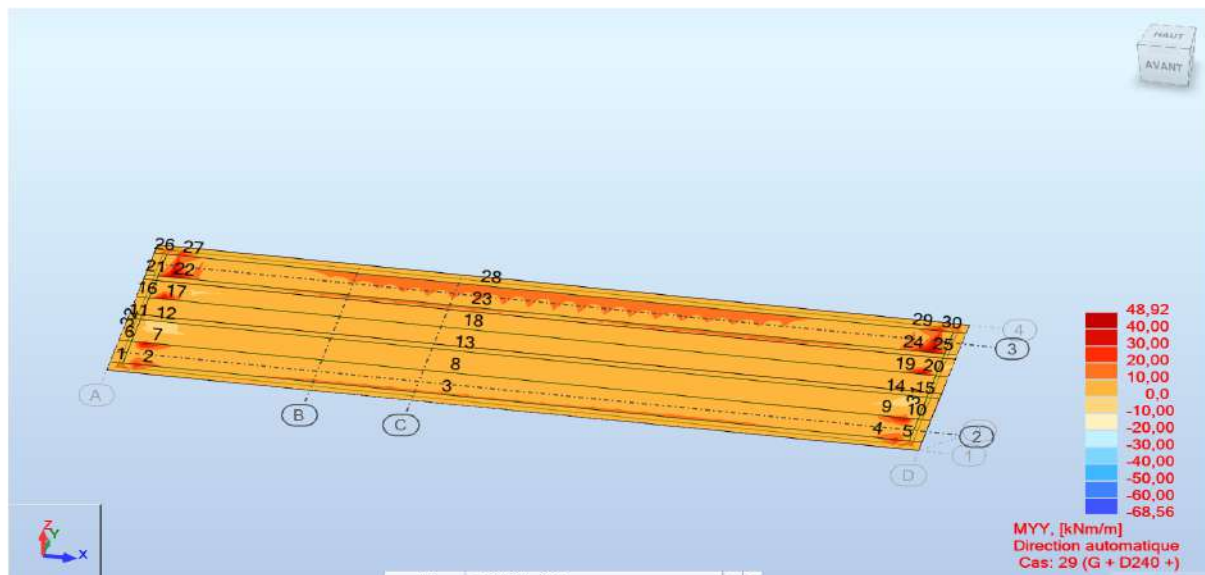


Figure VII.4 : moment max et min obtenu par le robot pour la flexion longitudinal à l'ELS

Tableau VIII.2: Résultats des moments sens yy

Direction	Fibre supérieure	Fibre inférieure
Monet sens (yy)	48,92	-68,56

### VII.3. FERRAILLAGE De La Dalle :

L'hourdis est ferrailé en deux nappes inférieure et supérieure, dans les deux directions longitudinales et transversale. Donc on étudiera une section rectangulaire en flexion simple.

En faisant appel aux caractéristiques de l'acier utilisé pour cet ouvrage et les hypothèses de fissuration (Chapitre IV), le dimensionnement de ferrailage de la dalle se fait à l'ELS sur une section rectangulaire.

On considère les caractéristiques suivantes :

- ✓ L'enrobage  $c=4$  cm
- ✓ La hauteur utile  $d = 0.9h = 19$  cm.
- ✓ Une largeur  $b = 1$  m
- ✓  $f_{e}= 500$  Mpa
- ✓

- **Armature au sens longitudinal :**

- ❖ Fibre supérieure : **Moment sens (xx) = 36,85kn.m**

Le dimensionnement des armatures dans les fibres supérieures se fait par des étapes (voire l'Annex 1) :

- ❖ Fibre inférieur : **Moment sens (xx) = -55,63**

Le dimensionnement des armatures dans les fibres inférieurs se fait par des étapes (voire l'Annex 1) :

**Tableau VIII.3: Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELS**

Le	Fibre supérieur	Fibre inférieur
$\alpha$	0,57943	0,579
$X(m)$	0,1	0,1
$Z(m)$	0,16	0,16
$M_{rb} (kn.m)$	0,1772	0,1772
$M_{ser} (kn.m)$	0,03685	0,05563
$A_{ser} (cm^2)$	9,528	14,67
$A_{min} (cm^2)$	2.35	2.35

#### Choix des armatures

Les sections d'acier maximales retenues sont :

**Tableau VIII.4: les sections des armatures longitudinales**

	Section d'acier	Barres
Nappe supérieurs	9,528	7HA14/15cm(10.78cm <sup>2</sup> )
Nappe inférieur	14.02	7HA16/15cm(14.07cm <sup>2</sup> )

- **Armature au sens transversal :**

- ❖ Fibre supérieure : **Moment sens (yy) = 48,92kn.m**

## CHAPITRE VII : ETUDE DE LA DALLE

Le dimensionnement des armatures dans les fibres supérieures se fait par des étapes (voire l'Annex 1) :

❖ Fibre inférieure : **Moment sens (yy) = -68,56**

Le dimensionnement des armatures dans les fibres inférieures se fait par des étapes (voire l'Annex 1) :

**Tableau VIII.5: Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS**

	Fibre supérieur	Fibre inférieure
$\alpha$	0,579	0,579
X(m)	0,1	0,1
Z(m)	0,16	0,16
Mrb	0,1772	0,1772
Mser	0,0489	0,06856
Aser	12,81	18,3
Amin	2,35	2,35

### Choix des armatures

Les sections d'acier maximales retenues sont :

**Tableau VIII.6: les sections des armatures transversales**

	Section d'acier	Barres
Nappe supérieur	12,81	7HA16/15cm(14.07cm <sup>2</sup> )
Nappe inférieure	18,3	7HA20/15cm(21.99cm <sup>2</sup> )

## VII.4. CONDITION RELATIVE AU POINÇONNEMENT SOUS CHARGE Br :

Pour vérifier le non poinçonnement de la dalle et éviter la disposition des armatures Transversales, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq \frac{(0.045 \times u_c \times h \times f_{c28})}{\gamma_b}$$

Avec :

$Q_u$  : Charge de calcul à l'ELU égale à 1.6 P.

P : Le poids d'une roue du système de charge roulante de type B (Br).



## CHAPITRE VII : ETUDE DE LA DALLE

**h**: Epaisseur de la dalle égale 20cm.

**$u_c$** : Périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle égale à  $2(a+b)$ .

Tel que :  $a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$ .      ET  $b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$

### Application Numérique :

Convoi Br : Roue de 100 KN :  $a_0 = 0,3\text{m}$  ;  $a = 0,5$  ;  $b_0 = 0,6\text{m}$  ;  $b = 0,8$

$\xi = 0.75$  pour des revêtements moins résistants

$$a = a_0 + h_0 + 2\xi h_1.$$

$$b = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Les Résultats sont Résumé dans le Tableaux suivant :

**Tableau VIII.7: vérification de non-poinçonnement**

Charge	$P$	$a_0$	$b_0$	$a$	$b$	$u_c$	$Q_u \leq \frac{(0.045 \times u_c \times h \times f_{c28})}{\gamma_b}$	QU	VERIFICATION
Br	0,01	0,3	0,6	0,5	0,8	2,6	0,546	0,016	CV

Chapitre

VIII

CALCUL DES  
DEFORMATIONS

## **VIII.1. Introduction**

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre. D'autre part La précontrainte d'une pièce en béton engendre des déformations : flèches, rotations d'appuis, raccourcissement ....

Il est nécessaire que ces déformations puissent se produire librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

## **VIII.2. Calcul des flèches :**

### **VIII.2.1.Flèche due au poids propre :**

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante et en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane.

La flèche à mi- travée est donnée par l'expression suivante :

$$F_G = \frac{5q_G L^4}{384E_V I_G} = \frac{5M_G L^2}{48E_V I_G}$$

Avec :

L: La portée = 32 m

Ev: Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_V = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{35} = 12102.94 MPa$$

G : poids propre du tablier porté par une poutre.

$M_G = 3.7$  MN

$I_G$ : Moment d'inertie de la section équivalente de la « poutre + hourdis » = 0,3430 m<sup>4</sup>

D'où :

$$F_G = \frac{5M_G L^2}{48E_V I_G} = \frac{5 * 3.7 * 32^2 * 100}{48 * 12102.94 * 0.343} = 9.51 \text{ cm}$$

### **VIII.2.2. Flèche due aux surcharges :**

Pour simplifier les calculs, en considère que les surcharge sont uniformément réparties :

$$M_{SURC} = M_{CH} - M_G = 6.22 - 3.7 = 2.52 MN$$

$$F_s = \frac{5M_s L^2}{48E_V I_G} = \frac{5 * 2.52 * 32^2 * 100}{48 * 12102.94 * 0.343} = 6.48 \text{ cm}$$

### VIII.2.3. Contre flèche :

Pour une poutre de portée(l), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi-portée est :

$$F_P = \int_0^L \frac{M_x}{EI_G} dx$$

**M<sub>x</sub>dx** : Le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontraintes dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur demi-largeur. Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est sous la forme suivante :

Dans la section considérée, on a :

$$M_i = N_i \times e_i$$

Avec :  $N_i = P \sum \cos ai$

Pour le calcul de (N) dans chaque section, on prendra comme contrainte la moyenne entre la tension initiale et la tension finale en service.

$$P = \sigma_{pm} \times A_p = \frac{\sigma_{PI} + \sigma_{PS}}{2} \times A_p$$

avec :

$\sigma_{PI}$ : Contrainte initiale (h, b, B)

$\sigma_{PS}$  : Contrainte en service (finale).

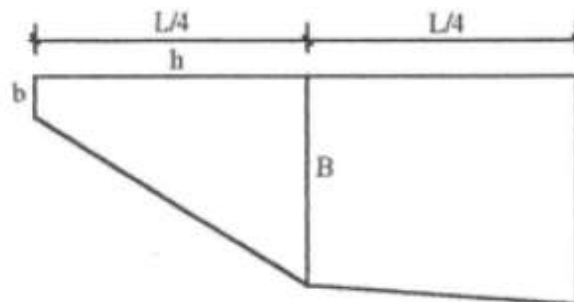


Figure VIII.1 : Diagramme des moments dans une poutre.

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) Avec :

Tableau VIII.1 : Valeurs de  $\sigma_p$  dans les différentes sections.

Section	$\sigma_{PI}$	$\sigma_{PS}$	$\sigma_{pm}$
0	1209,132453	1127,27	1168,2011

<b>8</b>	<b>1259,601814</b>	<b>1174,255</b>	<b>1216,9282</b>
<b>L/2</b>	<b>1322,456667</b>	<b>1212,129</b>	<b>1267,2927</b>

Moments au différentes sections:

On a :

Tableau VIII.2 : Valeurs les angles des trois câbles

	$\alpha_i$	$\cos(\alpha_i)$
$\alpha_1$	<b>3,31</b>	<b>0,99833345</b>
$\alpha_2$	<b>6,96</b>	<b>0,99263845</b>
$\alpha_3$	<b>9,75</b>	<b>0,98557066</b>

Donc :

Tableau VIII.3 : Valeurs des moments aux différentes sections

Section	$\Sigma \cos(\alpha_i)$	N(kN)	epi(m)	Mpi=N*epi (kN.m)
<b>0</b>	<b>1,9910</b>	<b>-3953,95</b>	<b>0,21</b>	<b>-822,82</b>
<b>8</b>	<b>2,9765</b>	<b>-6157,81</b>	<b>0,76</b>	<b>-4680,34</b>
<b>L/2</b>	<b>2,9765</b>	<b>-6412,66</b>	<b>1,00</b>	<b>-6434,46</b>

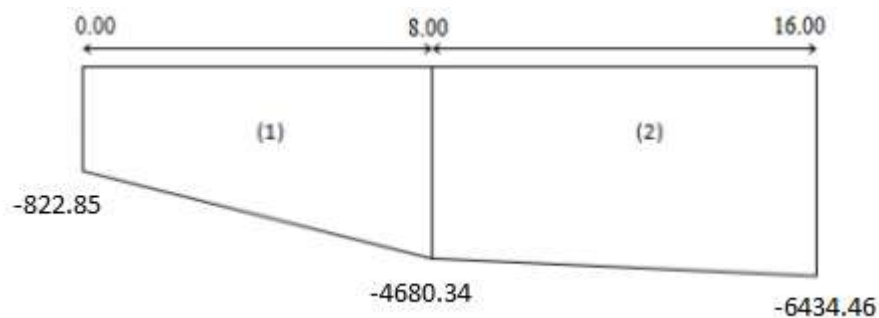


Figure VIII.2 : Diagramme des moments sous la précontrainte.

Tableau VIII.4 : Valeurs des flèches aux différentes sections

	h(m)	b(kN.m)	B(kN.m)	XG(m)	Fpi(cm)
Trapèze 1	8	-822,82	-4680,34	4,93	-2,62
Trapèze 2	8	-4680,34	-6434,46	12,21	-13,08
				sumFpi	-15,69

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) du centre de gravité par rapport à la plus petite est :

$$X_i = \frac{h * (2B + b)}{3 * (B + b)}$$

Les flèches sont positives vers le bas et négatives vers le haut (contre flèche) :

Trapèze(1) :

$$X_1 = \frac{8 * (2 * (4680.34) + 822.85)}{3 * (4680.34 + 822.85)} = 4.93 \text{ cm}$$

$$F_P = \int_0^L \frac{M_X}{EI_G} dx = \frac{X_1 \times A_1}{EI} = \frac{S_D}{EI} = 4.93 \times \frac{(4680.34 + 822.85) * 8 * 0.5}{12102.94 * 0.343 * 10} = -2.62 \text{ cm}$$

Trapèze(2) :

$$X_2 = \frac{8 * (4680.34 + 2 * (6434.46))}{3 * (4680.34 + 6434.46)} + 8 = 12.21 \text{ cm}$$

$$F_P = \int_0^L \frac{M_X}{EI_G} dx = \frac{X_1 \times A_1}{EI} = \frac{S_D}{EI} = 12.21 \times \frac{(4680.34 + 6434.46) * 8 * 0.5}{12102.94 * 0.343 * 10} = -13.08 \text{ cm}$$

$$F_{Pt} = -2.62 - 13.08 = -15.69 \text{ cm}$$

**Rq:** Le signe (-) indique que la flèche est vers le haut.

### VIII.2.4. Flèche totale :

- En service à vide (flèche de construction) :

$$F_c = (F_p + F_G) = (-15.69 + 9.51) = -6.18 \text{ cm}$$

- En service en charge :

$$F = F_G + F_p + F_s = 9.51 - 15.69 + 6.48 = 0.3 \text{ cm}$$

### VIII.2.5. Conclusion :

La flèche admissible ( $F_{adm} = L/500 = 6,4 \text{ cm}$ ) doit être supérieure à la flèche calculée ( $F = 0.3 \text{ cm}$  pour en service en charge et  $F = 6.18 \text{ cm}$  pour en service à vide ) donc la poutre est vérifiée vis-à-vis de la flèche.

## VIII.3. Calcul des rotations :

### VIII.3.1. Sous le poids propre :

La rotation «  $w_G$  » à l'appui est donnée par l'expression suivant :

$$w_G = \frac{q_G L^3}{E_V I_G} = \frac{M_G L}{3 E_V I_G}$$

$$w_G = \frac{3.7 * 32}{3 * 12102.94 * 0.343} = 9.507 * 10^{-3} \text{ rad}$$

### VIII.3.2. Rotations sous les charges :

$$w_s = \frac{q_s L^3}{E_V I_G} = \frac{M_s L}{3 E_V I_G}$$

$$w_s = \frac{2.52 * 32}{3 * 12102.94 * 0.343} = 6.47 * 10^{-3} \text{ rad}$$

### VIII.3.3. Rotations sous la précontrainte :

$$w_P = \int_0^L \frac{M_X}{E I_G} dx = - \frac{\sum A_I}{E I}$$

Avec  $A$  : aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre

$$w_P = - \frac{\left( \frac{822.85 + 4680.34}{2} + \frac{4680.34 + 6434.46}{2} \right) * 8 * 10^{-3}}{12102.94 * 0.343} = -0.01601 \text{ rad}$$

Tableau VIII.5 : Valeurs des Rotations aux différentes sections

	h(m)	b(kN.m)	B(kN.m)	$\omega P(\text{rd})$
Trapeze 1	8	-822,82	-4680,34	-5,303E-03
Trapeze 2	8	-4680,34	-6434,46	-1,071E-02
			Sum $\omega P(\text{rd})$	-1,601E-02

### VIII.3.4. Rotation résultante :

➤ En service à vide (flèche de construction) :

$$w = w_G + w_p = 9.507 * 10^{-3} - 0.01601 = -6.503 * 10^{-3} \text{ rad}$$

➤ En service en charge :

$$w = w_G + w_p + w_{ps} = 9.507 * 10^{-3} - 0.01601 + 6.47 * 10^{-3} = -3.3 * 10^{-5} \text{ rad}$$

### VIII.4. Calcul des déplacements d'appuis :

#### VIII.4.1. Déplacements dû à la rotation :

$$\Delta_w = \frac{w * h}{2} = \frac{-3.3 * 10^{-5} * 160}{2} = -0,002 \text{ cm}$$

#### VIII.4.2. Déplacements dû au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant :  $\varepsilon_r = 3 * 10^{-4}$  (nord de l'Algérie : selon BPEL)

$$\Delta_r = \frac{\varepsilon_r * L}{2} = \frac{3 * 10^{-4} * 3200}{2} = 0,480 \text{ cm}$$

#### VIII.4.3. Déplacements dû au fluage :

La fibre inférieure est sous contraintes de compression, il faut tenir compte de ces contraintes, c'est pour cela qu'on doit prendre la valeur moyenne des contraintes.

$$\Delta_f = \frac{\varepsilon_{flu} * L}{2}$$



$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_b}{E_i}$$

$\sigma_b$ : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

$$\sigma_b = \frac{2,85173979 + 11,6527672}{2} = 7.25$$

$$\text{Et } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981,72941 \text{ MPa}$$

$$\text{Et ; } \varepsilon_{flu} = \frac{2 \cdot 7.25}{35981.729} = 4.02 \cdot 10^{-4}$$

Donc :

$$\Delta_f = \frac{4.02 \cdot 10^{-4} \cdot 3200}{2} = 0.644 \text{ cm}$$

#### **VIII.4.4. Déplacements dû à la variation de température :**

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{3200}{10000} = 0.32 \text{ cm}$$

#### **VIII.4.5. Déplacement total :**

$$\Delta_{tot+} = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_f + \Delta_t = -0.002 + 0.480 + 0.644 + 0.32 = 1.442 \text{ cm}$$

$$\Delta_{tot-} = \Delta_w + \Delta_r + \Delta_f - \Delta_t = -0.002 + 0.480 + 0.644 - 0.32 = 0.802 \text{ cm}$$

### **VIII.5. CONCLUSION**

Dans ce chapitre on a calculé tous les déformations (flèches, rotations, déplacement). On remarque qu'après cette étape que le calcul des déformations montre que ces derniers ne dépassent pas les limites fixées pour la bonne mise en service de l'ouvrage.

La flèche totale calculé qui est de l'ordre de 1cm pour le but de construire un coffrage d'une contre flèche de 1cm, pour que la poutre reste horizontale lors que l'ouvrage sera en service.

Chapitre

IX

ETUDE

SISMIQUE

---

## **IX.1. INTRODUCTION**

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

Il n'y a pas de protection absolue et de risque « nul », mais une protection relative et un risque « Acceptable », aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des détériorations : fissurations, destruction de certains éléments non structuraux.

## **IX.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique**

Selon le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont :

- La classification de notre pont est de (1er groupe)
- Le site étudié est considéré dans la classe ( $S_2$  site ferme)
- Selon RPOA la zone Guelma est considérée dans la zone  $II_a$  (sismicité moyenne)
- L'accélération de zone selon RPOA ( $A= 0.25$ )

Pour l'étude sismique, le règlement RPOA propose deux (2) méthodes d'analyses :

- L'analyse monomodale
- L'analyse spectre de réponse

## **IX.3. ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE**

### **IX.3.1. Principe**

Pour le pont régulier, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodale. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considérée à condition de remplacer pour le calcul des efforts la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée

Nous allons utiliser cette méthode pour notre ouvrage, Mais tout d'abord, il faut passer par des conditions à vérifier pour justifier l'utilisation de la méthode :

### **IX.3.2. Conditions à vérifier pour l'utilisation de la méthode**

#### **IX.3.2.1. Définition de la Masse de la Structure :**

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation autrement dit, la masse des piles MP doit être inférieure à 43% de la masse du tablier :

$$M_p \leq 0.43 \times M_{\text{tablier}}$$

$M_{\text{tablier}}$ : la masse de tablier

$M_p$  : la masse des piles

- **Calcul de la masse de tablier :**

Selon RPOA la combinaison est  $(G+\psi Q)$  avec  $\psi = 0$  pour un pont routier non urbain.

$$M_{\text{tablier}} = G_{\text{total}} = G_{cp} + G_{ccp} = 4938 + 1054.1 = 17938.8KN$$

- **Calcul de la masse des futs :**

Poids des futs :

$$M_{fut} = \pi \frac{D^2}{4} \times \rho_b$$

Avec :

$D$  : diamètre des futs

**Tableau IX.1 : calcul de la masse des futs**

Piles	$H_{moy}$ (m)	$D$ (m)	n Fût	$M_{Fût}$ (kN)
P1	6	1,20	3	169,65
P2	6	1,20	3	169,65

- **Poids des deux chevêtres :**

$$M_{Chevêtre} = h \times d \times L \times n \times \rho_b$$

Avec :

$h$  : hauteur du chevron

$d$  : la largeur du chevron

$L$  : la longueur du chevron

$n$  : nombre des chevêtres

**Tableau IX.2 : calcul de la masse des Chevêtres**

	$h$ (m)	$b$ (m)	$L$ (m)	Nombre	$M$ chevron
Chevron	<b>1,30</b>	<b>2,10</b>	<b>9,76</b>	<b>2,00</b>	1 332,24

- **Donc ma masse de la pile**

$$M_{pile} = M_{Chevêtre} + M_{fut} = 1332.24 + (2 \times 169.65) = 1671.53KN$$

Alors la condition :

$$M_p \leq 0.43 \times M_{tablier} \Rightarrow 1671.53 \leq 0.43 \times 17398.8 = 7481.484$$

**$\Rightarrow$  Condition vérifiée**

### **IX.3.2.2. Angle de biais :**

L'angle de biais doit être inférieur 70gr et les raideurs longitudinales et transversales totale des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Et comme notre ouvrage est droit  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**IX.3.2.3. La courbure :**

Angle balaye en plan par la tangent a l'axe est inferieure a 30gr notre pont il s'agit d'un pont droit sans courbure ⇒ **Condition vérifiée**

**IX.3.2.4. Symétries transversales :**

La symétrie transversale c'est-à-dire La distance entre le centre de masse et le centre élastique des appuis ne doit pas excéder 5% de la longueur totale du tablier.

$$e_0 = |X_M - X_R| < 5\%L$$

$X_M$ : Centre de Masse

$X_R$ : Centre élastique des appuis

Le tablier étant parfaitement symétrique ⇒ **Condition vérifiée**

**IX.3.3. Calcul de la raideur**

Les raideurs à prendre en compte proviennent des trois parties d'ouvrages suivantes :

- La raideur des appuis (pile) et appareils d'appui
- La raideur des appareils d'appui sur culées.

**IX.3.3.1. Détermination des raideurs longitudinale du système :**

- La raideur de la pile :

Comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui. Le chevêtre est supposé infiniment rigide

$$K_{pile} = \frac{1}{\frac{1}{K_{futs}} + \frac{1}{K_{A-APP}} + \frac{1}{K_{culee}}} \Rightarrow K_{culee} = \infty$$

**Avec :**

$K_{futs} = n \frac{3EI}{h^3}$  : Raideur de fut ⇒ E=33000 MPa

$K_{A-APP} = \frac{a \times b}{T} \times G$  : Raideur des appareils d'appui ⇒ G = 1.2

$h$  : Hauteur du voile

$E$  : module de déformation instantanée de béton E=33000 MPa

$n$  : nombre des futs (n = 3 futs)

$G$  : module de cisaillement de l'appareil (G= 1.2 MPa en condition sismique)

( $a \times b$ ) : les dimensions en plan de l'appareil (0,30×0,35m<sup>2</sup>)

$T$  : l'épaisseur totale de l'appareil (T= 0,07 m)

- Résultats de calcules

Tous les résultats sont présente sous forme tableaux :

Raideur des futs :

**Tableaux IX.3 : raideur des futs**

Piles	H <sub>moy</sub> (m)	D (m)	I (m <sup>4</sup> )	n Fût	k <sub>Fût</sub> (MN/m)
P1	6	1,20	0,10	3	139,89
P2	6	1,20	0,10	3	139,89

Raideur de l'appareille d'appuis :

K <sub>a-app</sub> =	2,10	(MN/m)
----------------------	------	--------

Raideur des piles :

**Tableaux IX.4 : raideur des piles**

Piles	k <sub>Fût</sub> (MN/m)	k <sub>Ap-d'appui</sub> (MN/m)	n <sub>A-Apps</sub>	K <sub>appuis</sub> (MN/m)
P1	139,89	2,10	12	21,35
P2	139,89	2,10	12	21,35

Raideur de l'appareille d'appuis sur culée :

$$K_p = K_{A-APP} \times n$$

**Tableaux IX.5 : Raideur de l'appareille d'appuis sur culée**

Culées	k <sub>Ap-d'appui</sub> (MN/m)	n <sub>A-Apps</sub>	K <sub>P</sub> (MN/m)
C1	2,10	6	12,60
C2	2,10	6	12,60

Pour la raideur totale longitudinal :

$$K_{long} = K_{pile} + K_p$$

K <sub>lon</sub> =	67,91	(MN/m)
--------------------	-------	--------

### IX.3.3.2 Détermination des raideurs transversal du système :

- Résultats de calcules

Raideur des piles et des futs :

**Tableaux IX.6 : raideur des piles et des futs**

Piles	H <sub>moy</sub>	I	k <sub>Fût</sub>	n <sub>A-Apps</sub>	K <sub>appuis</sub>
-------	------------------	---	------------------	---------------------	---------------------

## CHAPITRE IX : ETUDE SISMIOUE

	(m)	(m <sup>4</sup> )	(MN/m)		(MN/m)
P1	6	29,63	13580,42	12	25,15
P2	6	29,63	13580,42	12	25,15

Raideur de l'appareille d'appuis :

$K_{a-app} =$	2,10	(MN/m)
---------------	------	--------

Raideur de l'appareille d'appuis sur culée :

**Tableaux IX.7 : Raideur de l'appareille d'appuis sur culée**

Culées	$k_{Ap-d'appui}$	$n_{A-Apps}$	$K_p$
	(MN/m)		(MN/m)
C1	2,10	6	12,60
C2	2,10	6	12,60

Pour la raideur totale transversal :

$$K_{tran} = K_{pile} + K_p$$

$K_{lon} =$	75,51	(MN/m)
-------------	-------	--------

### IX.3.4. SEISME LONGITUDINAL :

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectiligne à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous effet de l'action sismique. Les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

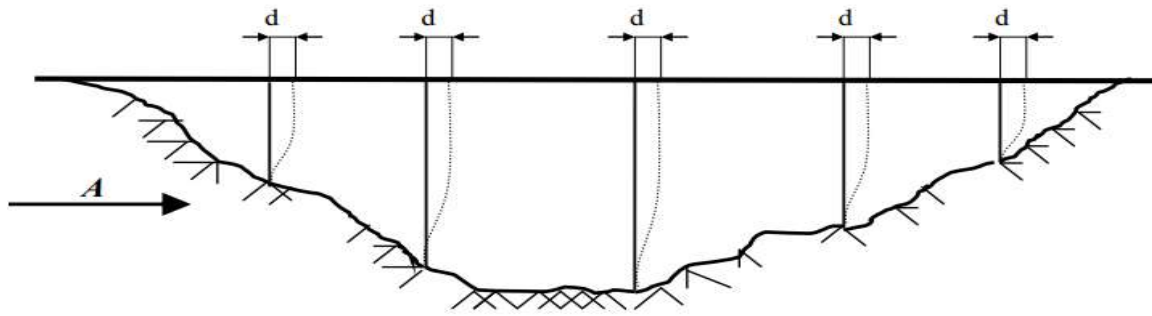


Figure IX.1 : séisme longitudinal

### IX.3.4.1. Détermination des actions longitudinales

- La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

K : Raideur longitudinale du système

M : Masse totale du tablier

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1793879}{67.91 \times 10^6}} = 1.02s$$

- Calcul de spectre de réponse élastique sismique :

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 :

$$S_{ae}(T, \xi) \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur (g=9,81m/s<sup>2</sup>).

(T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>) : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (S2)

(T<sub>1</sub> = 0,15s, T<sub>2</sub> = 0,40s)

S : Coefficient de site. (S=1,1).



$\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement. Qui est égale à 1

$\xi$ : Taux d'amortissement  $\xi = 5\%$ . (Le matériau à considérer est 'béton armé')

**Figure IX.2 : tableau des Valeurs de T1, T2 et S pour la composante**

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$	0,15	0,15	0,20	0,20
$T_2$	0,30	0,40	0,50	0,70
$S$	1	1,1	1,2	1,3

**Application numérique :**

On a la période de notre ouvrage est  $T = 1.02s \Rightarrow T_2 = 0.40s \leq T \leq 3s$

Donc :

$$S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

**IX.3.4.2. Effort longitudinale globale**

$$F_{long} = M \times S_a$$

$$F_{long} = 1793.88 \times 2.64 = 4738.87KN$$

**IX.3.4.3. Déplacement du tablier par rapport au sol**

$$d_{long \text{ de tablier}} = \frac{T^2}{T \times \pi^2} \times S_a$$

$$d_{long \text{ de tablier}} = \frac{1.02^2}{1.02 \times \pi^2} \times 2.64 = 0.070m$$

**IX.3.4.4. Répartition des efforts sismique sur les appuis et déplacement des pile**

- Pour le calcul d'effort sismique sur appui :

$$F_{long}^i = \frac{K_a - app}{k_{pile}} \times F_{long}$$

$$F_{long}^i = \frac{21.35}{67.91} \times 4738.9 = 1490.1KN$$

- Pour le calcul de déplacement des piles :

$$d_{long\ pile} = \frac{F_{long}^i \times h^3}{3 \times E \times I \times n} \text{ Ou } d_{long\ pile} = \frac{F_{long}^i}{K_{futs}}$$

$$d_{long\ pile} = \frac{1490.1}{139.8} = 10.9\text{mm} = 1.1\ c$$

Tous les résultats sont représentés sous forme d'un tableau

**Tableau IX.8 : Valeur de efforts sismique et déplacement**

Piles	K <sub>appui</sub> (MN/m)	K <sub>T</sub> (MN/m)	F (kN)	F <sub>appui</sub> (kN)	d <sub>pile</sub> (m)
C1	12,60	67,91	4738,9	879,3	0,000
P1	21,35	67,91	4738,9	1490,1	0,011
P2	21,35	67,91	4738,9	1490,1	0,011
C2	12,60	67,91	4738,9	879,3	0,000
Somme				4738,9	

### IX.3.5. SEISME TRANSVESAL :

Selon les caractéristiques particulières du pont cette méthode peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes

- Le modèle à tablier rigide
- Le modèle à tablier flexible

Dans notre cas le modèle à appliqué et le modèle à tablier rigide car

$$\frac{L}{B} < 5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

L : longueur totale du tablier continu

B : largeur du tablier

Donc Le calcul de la composante transversale sera basé sur les mêmes formules que la composante longitudinale

#### IX.3.5.1. Détermination des actions longitudinales

- La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Avec :

K : Raideur longitudinale du système

M : Masse totale du tablier

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1793879}{75.51 \times 10^6}} = 0.97s$$

- Calcul de spectre de réponse élastique sismique :

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 :

$$S_{ae}(T, \xi) \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

**Application numérique :**

On a la période de notre ouvrage est  $T = 1.02s \Rightarrow T_2 = 0.40s \leq T \leq 3s$

Donc :

$$S_{ae}(T, \xi) = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

**IX.3.5.2. Effort longitudinale globale**

$$F_{tran} = M \times S_a$$

$$F_{tran} = 1793.88 \times 2.79 = 4997.02KN$$

**IX.3.5.3. Déplacement du tablier par rapport au sol**

$$d_{ltran \text{ de tablier}} = \frac{T^2}{T \times \pi^2} \times S_a$$

$$d_{ltran \text{ de tablier}} = \frac{1.02^2}{1.02 \times \pi^2} \times 2.79 = 0.066m$$

**IX.3.5.4. Répartition des efforts sismique sur les appuis et déplacement des pile**

- Pour le calcul d'effort sismique sur appui :

$$F_{tran}^i = \frac{K_a - app}{k_{pile}} \times F_{tran}$$

$$F_{tran}^i = \frac{21.35}{75.51} \times 4997 = 1490.1KN$$

- Pour le calcul de déplacement des piles :

$$d_{tran\ pile} = \frac{F_{tran}^i \times h^3}{3 \times E \times I \times n} \quad \text{Ou} \quad d_{tran\ pile} = \frac{F_{tran}^i}{K_{futs}}$$

$$d_{long\ pile} = \frac{1664.6}{13580.42} = 12\ mm = 1.2\ cm$$

Tous les résultats sont représentés sous forme d'un tableau

**Tableau IX.9 : Valeur de efforts sismique et déplacement**

Piles	K <sub>appui</sub> (MN/m)	K <sub>T</sub> (MN/m)	F (kN)	F <sub>appui</sub> (kN)	d <sub>pile</sub> (m)
C1	12,60	75,51	4997,0	833,9	0,000
P1	25,15	75,51	4997,0	1664,6	0,012
P2	25,15	75,51	4997,0	1664,6	0,012
C2	12,60	75,51	4997,0	833,9	0,000
			Somme	4997,0	

### IX.3.6 EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION :

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

$$E1 = Ex \pm 0.3Ey$$

$$E2 = Ey \pm 0.3Ex$$

$$E3 = \pm 0.3Ex \pm 0.3Ey$$

**Tableau IX.10 : Effort Sismique Dans Chaque Direction**

Appui	EX(KN)	EY(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	879,29	833,87	1 129,5	1 097,65	513,95
P1	1490,14	1 664,64	1 989,5	2 111,69	946,44
P2	1490,14	1 664,64	1 989,5	2 111,69	946,44
C2	879,29	833,87	1 129,5	1 097,65	513,95



# Chapitre X

EQUIPEMENTS

DU PONT

---

## **X.1 INTRODUCTION :**

Les équipements, souvent considérés comme secondaires, jouent un rôle essentiel dans la vie d'un pont : la durabilité, le bon fonctionnement de l'ouvrage et le confort des usagers. Parmi ces équipements nous citons : les trottoirs, le garde-corps, les appareils et les dés d'appui, les joints de chaussée et les systèmes d'évacuation des eaux. Les actions provenant du tablier comprennent le poids propre du tablier, les surcharges et les actions horizontales dues au freinage, au vent... etc. Les déplacements du tablier sont dus aux :

- Variation de température,
- Des rotations dues aux surcharges,
- Des déformations différées du béton ainsi que les actions sismiques... etc.

En ce qui suit, on fera l'étude des divers équipements permettant la bonne mise en œuvre et le fonctionnement adéquat et durable de notre viaduc.

## **X.2 Appareils d'appuis :**

L'appareil d'appui est un organe de liaison entre une structure (en général, le tablier) et son support (en général, une culée ou une pile), conçu pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux. Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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

Dans notre cas

On a opté pour des appareils d'appuis en élastomère fretté qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

Ce type présente des avantages nombreux :

- Facilité de mise en œuvre et le réglage et de contrôle.
- Permis de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis
- N'exige aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

## **X.3 Les appareils d'appuis en élastomères frettés :**

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère renforcé par des frettes métalliques adhésives par vulcanisation lors de sa fabrication. Cet appareil réalise la liaison d'une structure avec son support.

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte

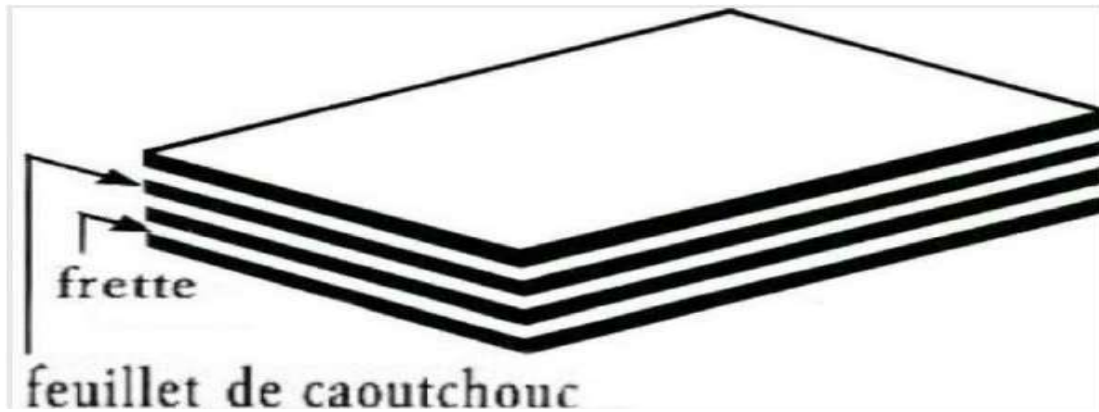


Figure X.1 : appareil d'appui en élastomère fretté

## X.4 Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Le dimensionnement de l'appareil s'est basé essentiellement sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frottement qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées résister aussi à l'écrasement.

### X.4.1.

#### Détermination de la section :

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante basé essentiellement sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa}$$

$\sigma_{max}$ : La contrainte maximal de compression due à l'effort.

$N_{max}$  : Réaction d'appui a ELU.

#### Application Numérique

Avec  $N_{max} = 1.45 \text{ MN}$

$$a \times b \geq 725 \text{ mm}^2$$

Selon le document SETRA on choisit :  $(a \times b) = (350 \times 300) \text{ mm}$

### X.4.2. Détermination de la hauteur

L'épaisseur de l'appareil d'appui T est conditionnée par la condition de non flambement, avec a est le plus grand coté

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

#### Application Numérique

$$35 \text{ mm} \leq T \leq 70 \text{ mm}$$

On opte pour une épaisseur de 70mm



**X.4.3 DIMENSIONNEMENT DES FRETTES :**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e}$$

$$t_s \geq 2mm$$

Avec

$$\sigma_e = 235Kg/mm^2 \text{ Pour l'acier des frettes et } \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a+b)}$$

G=0.9Mpa (selon le guide SETRA)

**Application Numérique**

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b}$$

$$\sigma_m = 13.81MPa, \beta = 8.97$$

$$t_s = 1.96mm$$

On prend  $t_s = 2mm$

**Tableau X.1. Résultats des dimensions de l'appareil d'appui**

5 Feuilles d'élastomère : $t_1 =$	10	mm
5 Frettes métalliques de : $t_s =$	2	mm
Enrobage des chants :	4	mm
Enrobage extérieur :	5	mm
<b><math>T_q = (5 \times 10) + (2 \times 5) = 60mm</math> (épaisseur Totale de l'élastomère)</b>		
<b><math>T_b = 60 + (5 \times 2) = 70 mm</math> (Hauteur Totale de l'appareil d'appui)</b>		

**X.4.4 VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI**

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance a la compression le flambent, la distorsion et le glissement.

**X.4.4.1 RESISTANCE A LA COMPRESSION**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 20MPa \text{ Pour une réaction de } N_{max} = 1.45 MN$$

$$13.81MPa \leq 20MPa \text{ La condition vérifier}$$

**X.4.4.2 Sécurité au flambement**

On doit vérifier :

$$\gamma_s \times p_u \leq p_c \text{ avec } P_c = \frac{4 \times G \times B \times S^2 \times d}{h}$$

## CHAPITRE X : EQUIPEMENTS DU PONT

Avec

$\gamma_s = 3$  coefficient de sécurité

$P_u$  : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU (1.45MN)

$P_c$  : La charge critique de flambement

$B$  : l'aire nominale de l'appui

$d$  : la somme d'une épaisseur des frettes et d'une épaisseur de caoutchouc ;

$h$  : la hauteur totale de l'appareil d'appui

$S > \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$  Le facteur de forme

**Tous les résultats sont calculés et représentés sous forme d'un tableau :**

**Tableau X.2 : Des Résultats**

$S =$	8,08	
$d =$	0,012	m
$h =$	0,070	m
$B =$	0,11	m <sup>2</sup>
$P_c =$	5,64	MN
$P_u =$	1,45	MN

On trouve que la condition

$$\gamma_s \times p_u \leq p_c$$

$$4.35MN \leq 5.64MN \text{ la condition verifier}$$

### **X.4.4.3. Limitation de la distorsion**

Selon RPOA la distorsion  $\delta$ , rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$\delta = 7/6 = 1.16 \leq \delta_c$$

On a Pour la 1<sup>ère</sup> condition :

$$p = \frac{p_u}{p_c} \leq 0.25 \quad \text{On aura } \delta_c \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$$

$$\text{Avec } \delta_0 = \frac{c}{T_q} \text{ borne par } [0.7 < \delta_0 < 2]$$

$C$  : diamètre pour un appuis circulaire, petite cote pour un appuis rectangulaire

$T_q$  : épaisseur totale d'élastomère

Pour la 2<sup>ème</sup> condition :

$$p = \frac{p_u}{p_c} \geq 0.25 \text{ On aura } \delta_c \leq 1.4(1 - 2p)$$

Dans notre cas :

$$p = \frac{1.45 \text{ MN}}{5.64 \text{ MN}} = 0.257 \geq 0.25 \Rightarrow \delta_c = 0.68$$

Donc la condition  $\delta \leq \delta_c \Rightarrow 1 \leq 0.68$  condition non vérifiée

La solution il faut prévoir un dispositif de distorsion

#### **X.4.4.4. Non glissement**

La stabilité au glissement de l'appareil doit être justifiée en tenant compte de composante verticale du séisme

On vérifiera :

$$H \leq fN$$

$H$  : est l'effort horizontal

$N$  : est l'effort de compression vertical

$f$  : est le coefficient de frottement

$\sigma_m$ : La contrainte moyenne de compression exprimée en Mpa

##### **Calcul de l'effort horizontale $H$**

- Effort due à la charge bc :

Cette charge sera divisée sur le nombre d'appuis 12 :

$$H = \frac{360}{12} = 30 \text{ KN} = 0.03 \text{ MN}$$

- Effort due au fluage et retrait

Cette charge sera divisée sur le nombre d'appuis 12 :

$$H_{r+f} = \frac{n \times G \times A \times B \times \Delta_{r+f}}{T \times 12} = 6.71 \text{ KN} = 0.007 \text{ MN}$$

Avec :

$$\Delta_{r+f} = 0.0085$$

- Effort due à la température

Cette charge sera divisée sur le nombre d'appuis 12 :

$$H_t = \frac{n \times G \times A \times B \times \Delta_t}{T \times 12} = 4.229 \text{ KN} = 0.004$$

Avec :

$$\Delta_t = 0.0054$$

## CHAPITRE X : EQUIPEMENTS DU PONT

- Effort due au séisme

Cette charge sera divisée sur le nombre d'appuis 12 :

$$H_{s\ pile} = 0.166MN$$

$$H_{s\ culée} = 0.188MN$$

### **Calcul de l'effort de compression vertical $N$**

- Effort vertical due au sur charge

Cette charge sera divisée sur le nombre d'appuis 12 :

$$N_{pile} = 0.079MN$$

$$N_{culée} = 0.086MN$$

- Effort vertical due au séisme

Cette charge sera divisée sur le nombre d'appuis 12 :

$$N_{pile} = 0.137MN$$

$$N_{culée} = 0.202MN$$

- Effort vertical due au poids propre

Cette charge sera divisée sur le nombre d'appuis 12 :

$$G = 0.499MN$$

Le calcul de l'effort de compression vertical doit se faire sur pile et sur culée

En utilisant la combinaison suivante pour le calcul de l'effort vertical ( $G+0.2Q$ )

$$N_{pile} = 0.49 + 0.13 + (0.2 \times 0.079) = 0.61MN$$

$$N_{culée} = 0.499 + 0.20 + (0.2 \times 0.08) = 0.63MN$$

Cette combinaison pour le calcul de l'effort horizontale ( $D + E' + 0.4\Delta_T + 0.2Q$ )

D'où :

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton)

E' : action sismique

$$H_{pile} = 0.166 + (0.4 \times 0.004) + 0.007 + (0.2 \times 0.03) = 0.18MN$$

$$H_{culée} = 0.188 + (0.4 \times 0.004) + 0.007 + (0.2 \times 0.03) = 0.2MN$$

#### **a. Pile :**

$N =$	0,61	MN		
$\sigma_m =$	5,77	MPa	D'où $f =$	0,20
0,18	MN	<	0,12	MN
Condition non vérifiée				

#### **b. Culée :**

$N =$	0,63	MN
-------	------	----

$\sigma_m =$	5,96	MPa	D'où f =	0,20
0,20	MN <	0,13	MN	Condition non vérifiée

Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée

## X.5 Les dés d'appuis

L'appui peut comporter des dés de quelques décimètres de hauteur. Cette disposition se rencontre rarement bien qu'elle présente des avantages.

En effet, on bénéficie d'une part d'un espace suffisant pour réaliser des manœuvres aisées.

D'autre part, la hauteur permet d'utiliser des vérins ordinaires, volumineux mais peu coûteux d'emploi. Ils ont pour rôle de diffuser et de prévenir d'éventuelles fissures.

### X.5.1 Ferrailages des dés d'appuis

- Armature de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de :  $R = 25\% R_{max}$

$$A_c = \frac{0.25 \times R_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec dimensions des dés : (45 × 45) cm avec une épaisseur de 10 cm

$R_{max}$  : réaction d'appui à ELU qui engendre par 1.35(G+D240)

$$\bar{\sigma}_s = f_e \times \frac{2}{3} = \frac{2}{3} \times 500 = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_c = \frac{0.25 \times 1.45}{333.33} = 10.9 \text{ cm}^2 \text{ On prend 6HA16}$$

- Armature de profondeur :

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

$$A_p = \frac{0.125 \times R_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

Avec :

$R_{max}$  : réaction d'appui à ELU qui engendre par 1.35(G+D240)

$$A_p = \frac{0.125 \times 1.45}{333.33} = 5.43 \text{ cm}^2 \text{ On prend 5HA12}$$

- Armature de diffusion :

Ferrailage de surface (frettes sup) : Ce sont des armatures capables de reprendre :

$$R = 4\% R_{max} :$$

$$A_s = \frac{0.4 \times R_{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = \frac{0.4 \times 1.45}{333.33} = 1.74 \text{ cm}^2 \text{ On prend 2HA12}$$

## **X.6. JOINT DE CHAUSSEE :**

Un joint de chaussée est un dispositif permettant d'assurer une continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. Afin de rendre ce dernier librement dilatable, en évitant les variations dimensionnelles longitudinales subit, qui sont dues aux variations de température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait, au fluage et aux déformations d'exploitation.

### **X.6.1 CHOIX DU TYPE DE JOINT :**

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basé sur l'intensité du trafic et le souffle.

### **X.6.2 Dimensionnement :**

On dimensionne les joints de chaussées avec la combinaison suivante on tenant compte :

- La température ;
- Déformations différées du béton (retrait, fluage).
- Séisme

$$W = W_D + 0.3W_r + \frac{W_s}{3}$$

Avec

$W$  : souffle total du joint

$W_D$  : souffle des déformations différées (retrait + fluage)

$W_r$  : souffle thermique

$W_s$  : souffle sismique (qui est Egale 1.87cm).

Le souffle est un déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

### **X.6.3 La température**

Cet effet constitue une part importante du souffle. La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\frac{\Delta L_T}{l} = 3 \times 10^{-4}$$

$l$ : Moitié de la longueur du tablier.

$$l = 16m \Rightarrow \Delta L_T = 0.48cm$$

### **X.6.4 Le Fluage**

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta L_f}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

$K_{fl}$ : Coefficient du fluage à  $t = 0$  (au moment où il subit la contrainte  $\sigma_b$ ) il vaut 2 à 3.

On prend  $K_{fl} = 3$

$$\frac{\Delta L_f}{l} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L_f = 0.48 \text{ cm}$$

### **X.6.5 Le Retrait**

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\frac{\Delta L_r}{l} = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta L_r = 0.32 \text{ cm}$$

### **X.6.6 Souffle sismique**

Le déplacement du tablier lors d'un séisme est calculer dans le chapitre (étude sismique) :

$$d_{long} = 7 \text{ cm}$$

On en déduit que :

$$W = 0.32 + 0.48 + (0.3 \times 0.48) + \frac{7}{3} = 3.27 \text{ cm}$$

### **X.6.7 Type de joint :**

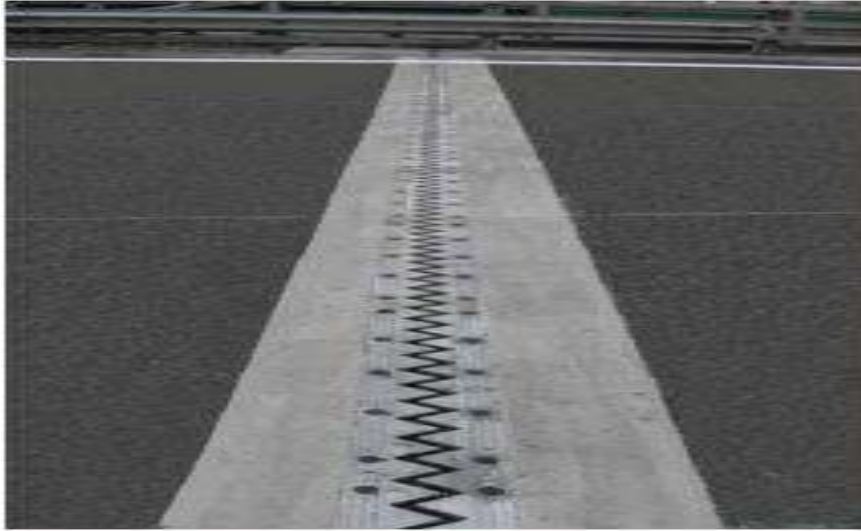
On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée, on constate que pour un souffle de 3.27cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

**Tableau X.3 : Modèles des joints Wd.**

Type	Droite(100gr)	80gr	60gr	40gr	30gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint Wd60

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 60 mm.



**Figure X.2 : Joint du type Wd60**

## **X.7. CONCLUSION**

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage à court et long terme.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans un chapitre ultérieur





# Chapitre XI

Etude de la pile

---

## **XI.1. Introduction**

Les ponts comprennent essentiellement des éléments porteurs et des appuis. Les éléments porteurs transmettent aux appuis les efforts provenant des différentes charges qu'ils ont à supporter, et les appuis transmettent ces efforts au sol par l'intermédiaire des fondations. Parmi les appuis, on distingue les culées, qui sont les appuis d'extrémités, et les piles qui sont les appuis intermédiaires.

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les charges au sol. Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques et mécaniques de celle-ci, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitations agissants sur la pile.

Nous avons opté à la solution d'une pile portique qui se compose :

- D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.
- De trois Fûts circulaires.

## **XI.2. Prédimensionnement de la pile :**

### **a) Chevêtre :**

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

Longueur :  $L = 9.76$  m

Largeur :  $B = 2.1$  m

Hauteur :  $H = 1.3$  m

### **b) Fûts :**

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant. et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Nombre :  $N = 3$

Diamètre :  $\phi = 1.2$  m

Hauteur :  $H = 6$  m

entraxe : 3.6 m

### **c) Semelle :**

Son rôle est de transmettre les efforts au sol .

Longueur :  $L = 9.6$  m

Largeur :  $B = 6$  m

Epaisseur :  $H = 1.6$  m

Béton de propreté : 0,10m.

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

On utilise des pieux de diamètre  $\Phi=1,2$  m avec un entraxe de 3,6m

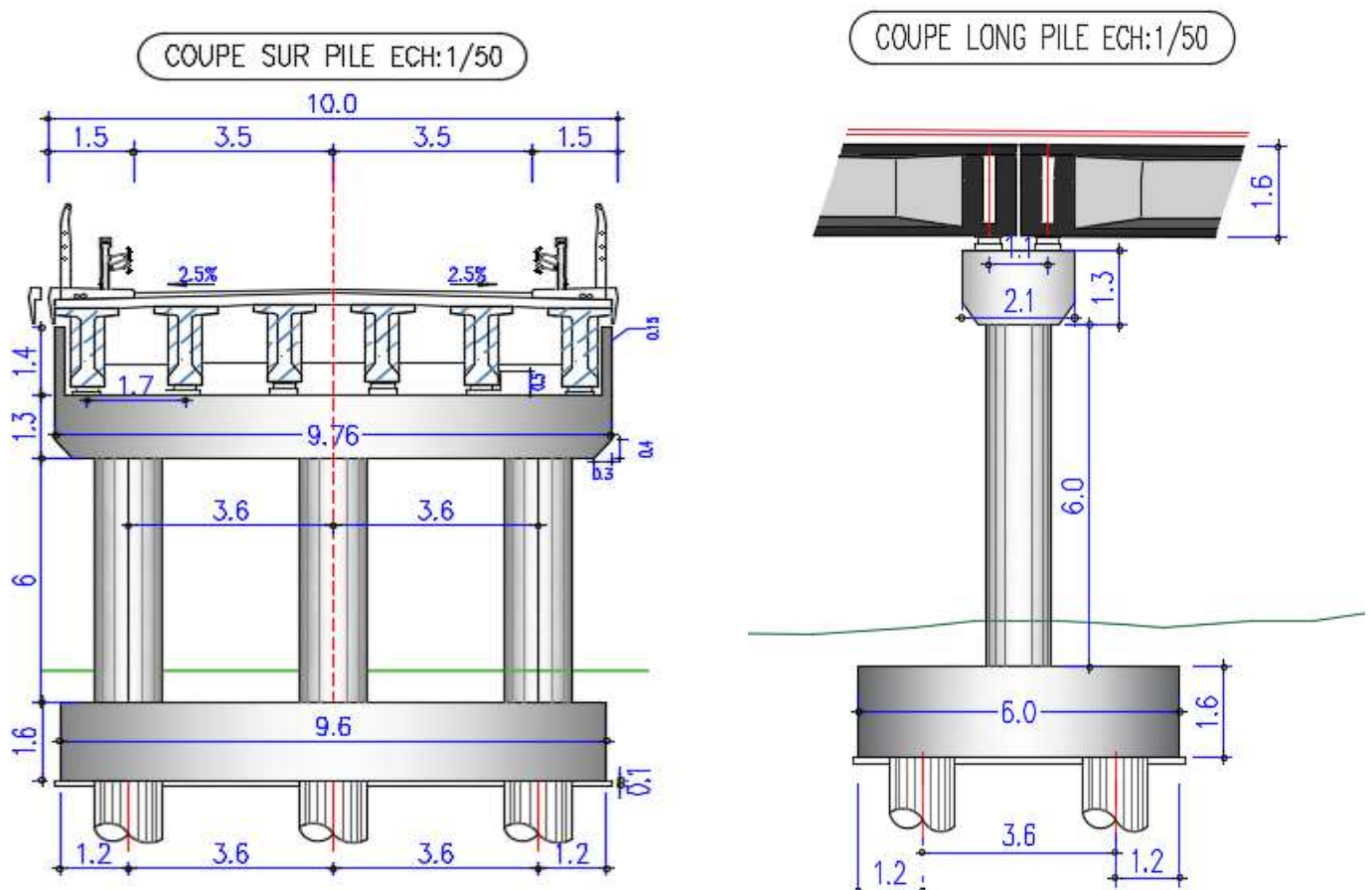
Ces dimensions sont représentées dans les tableaux et la figure suivante :

**Tableau XI.1 : dimension de la pile.**

	H(m)	B(m)	L(m)
Semelle	1,60	6,00	9,60
Chevetre	1,30	2,10	9,76

	H(m)	N°	D(m)
Fûts	6,00	3	1,20



**Figure XI.1 : dimension de la pile.**

### XI.3. Evaluation des charges et surcharges :

Sachant que les pieux présentent une symétrie par rapport à deux axes ( $XX'$ ) et ( $YY'$ ), et en négligeant les efforts agissants dans un sens perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

**Tableau XI.2 : Evaluation des charges**

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
Semelle	2304,00	/	0,00	0,80	0,00	/
Fûts	508,94	/	0,00	4,60	0,00	/
Chevetre	666,12	/	0,00	8,25	0,00	/
G Tablier	5992,08	/	0,00	8,90	0,00	/
Hf+r	/	80,56	/	8,90	/	717,00
HT°	/	50,75	/	8,90	/	451,71
Somme	9471,14	131,31	/	/	0,00	1168,70

Pour avoir les combinaisons (ELS/ELU/ELA) on aura besoin des efforts sur deux voies chargée mais en réalité la pile va reprendre seulement une travée chargée (une demi travée des deux cotées), on a déjà les résultats depuis le chapitre descente de charges :

**Tableau XI.3 : Evaluation des surcharges**

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FH/o</sub>
(Al)	2347.93	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1215,48	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1150,85	/	0,00	/	0,00	/
D240	2082,58	/	0,00	/	0,00	/
ST	72,00	/	0,00	/	0,00	/
Al	/	73,85	/	8,90	/	657,26
Bc	/	180,00	/	8,90	/	1602,00

**Telle que :**

**N** : effort normal

**H** : effort horizontal

**FV<sub>o(x/o)</sub>** : bras de levier des forces vertical dans le sens OX

**FH<sub>o(y/o)</sub>** : bras de levier des forces horizontal dans le sens OY

**MFV<sub>o(x/o)</sub>** : moment des forces vertical par rapport O

**MFH<sub>o(x/o)</sub>** : moment des forces horizontal par rapport O

## **XI.4. Etude de La chevêtre:**

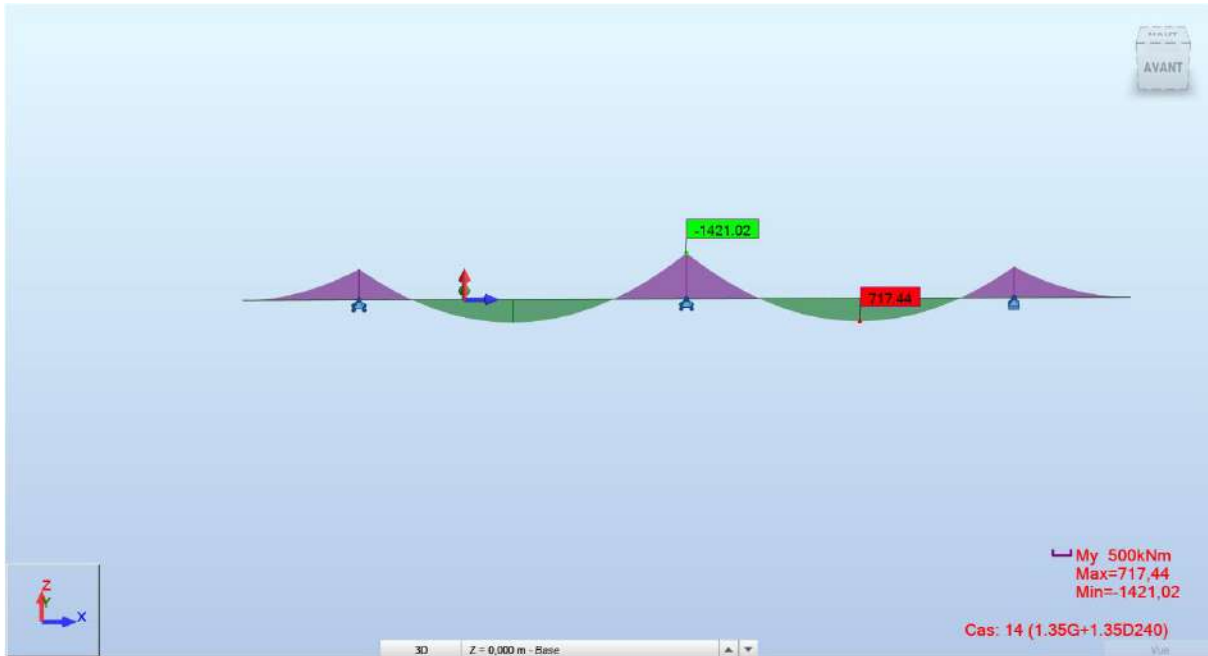
### **XI.4.1 Introduction**

Le chevêtre d'un pont est la partie supérieure d'une pile, lorsque le tablier repose sur celle-ci par l'intermédiaire de un ou plusieurs appareils d'appui. Sa fonction est d'une part

d'assurer la diffusion des efforts dans la pile et d'autre part de permettre la mise en place et le positionnement proprement dit des appareils d'appui

**XI.4.2. Etudes du chevêtre a la flexion:**

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite a l'aide de logiciel ROBOT . Le chevêtre est modélisé tel une poutre simplement appuyée sur les fûts.



**Figure XI.2 : les valeurs des moments a ELU**

**Tableau XI.4 : Résultats des moments sens yy a ELU**

Direction	Fibre supérieure	Fibre inferieur
Monet sens (yy) MN.m	-1.42102	0.71744

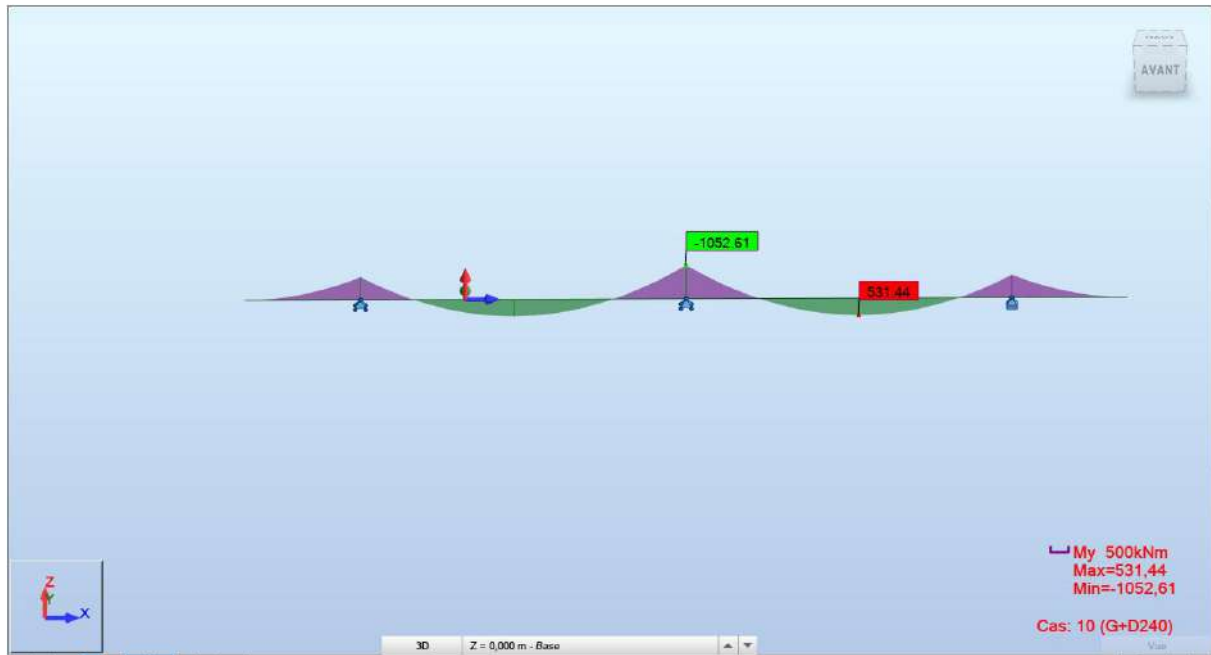


Figure XI.3 : les valeurs des moments a ELS

Tableau XI.5 : Résultats des moments sens yy a ELS

Direction	Fibre supérieure	Fibre inferieur
Monet sens (yy) MN.m	-1.05261	0.53144

### XI.4.3. Ferrailage du chevêtre :

#### XI.4.3.1. Ferrailage longitudinales :

Le ferrailage du chevêtre à l'ELU se fait par organigramme avec les hypothèses suivantes:

- ✓ Calcul de ferrailage en flexion simple et section rectangulaire
- ✓ Fissuration préjudiciable
- ✓ Béton27 .  $f_{c28} = 27\text{Mpa}$
- ✓ Acier  $f_e = 500\text{Mpa}$

Les moments flexion max sont les suivants :

**E.L.U :**  $M_{inf} = 0,71744 \text{ MN.m}$  [1,35(G+D<sub>240</sub>)]

$M_{sup} = 1,42102 \text{ MN.m}$  [1,35(G+D<sub>240</sub>)]

**E.L.S:**  $M_{inf} = 0,53144 \text{ MN.m}$  [G+D<sub>240</sub>]

$M_{sup} = 1,05261 \text{ MN.m}$  [G+D<sub>24</sub>]

**A E.L.U:**

- ❖ Fibre supérieure : **Moment sens (yy) = 1.42102MN.m**

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

Le dimensionnement des armatures dans les fibres supérieures se fait par l'organigramme (voir l'annex )

❖ Fibre inferieur : **Moment sens (yy) = 1.42102MN.m**

Le dimensionnement des armatures dans les fibres inferieur se fait par l'organigramme (voir l annex)

### **Choix des armatures a L'E L U**

Les sections d'acier maximales retenues sont :

<b>E L U</b>	<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Barres</b>
<b>Nappe supérieur</b>	<b>28.48</b>	<b>10HA20/15cm</b>
<b>Nappe inferieur</b>	<b>25.09</b>	<b>5HA20+5HA16/15cm</b>

### **A E.L.S :**

❖ Fibre supérieure : **Moment sens (yy) = 1,05261 MN.m**

Le dimensionnement des armatures dans les fibres supérieures se fait par l'organigramme (voir l'Annex)

❖ Fibre inferieur : **Moment sens (yy) = 0,53144 MN.m**

Le dimensionnement des armatures dans les fibres inferieure se fait par l'organigramme (voir l'Annex)

### **Choix des armatures a L'E L S**

Les sections d'acier maximales retenues sont :

<b>E L U</b>	<b>Section d'acier (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Barres</b>
<b>Nappe supérieur</b>	<b>47.35</b>	<b>10HA25/15cm</b>
<b>Nappe inferieur</b>	<b>25.09</b>	<b>5HA20+5HA16/15cm</b>

### **Choix des armatures longitudinales du chevrete**

Les résultats Optimale obtenus par les Organigrammes ( voir l'Annex ) est :

**Nappe supérieur :  $A_{ser} = 47.35 \text{ cm}^2$  ,  $A_U=28.48 \text{ cm}^2$**



## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

La condition de non fragilité :

$$A_{s,\min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 25.09 \text{ cm}^2$$

Section des armatures :

$$A_s = \max(A_u ; A_{ser} , A_{s,\min}) = \max(47.35; 28.48 ; 25.09)$$

$$\text{Donc } A_s = 47.35 \text{ cm}^2$$

Alors on adapte **10HA25** a fibre inferieur ( $A_s = 49.1 \text{ cm}^2$ ) avec **S<sub>t</sub> = 15 cm**

**Nappe inferieur** : : Les résultats obtenus par les Organigrammes est :

à ELU  $A_u = 25.09 \text{ cm}^2$  et à ELS  $A_{ser} = 25.09 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité :

$$A_{s,\min} = 0,23 * \frac{(f_{t28} * b * d)}{f_e} = 25.09 \text{ cm}^2$$

Section des armatures :

$$A_s = \max(A_u ; A_{ser} , A_{s,\min}) = 25.09 \text{ cm}^2$$

Alors on adapte **5HA20+5HA16** a fibre inferieur ( $A_s = 25.76 \text{ cm}^2$ ) avec **S<sub>t</sub> = 15cm**

### **XI.4.3.2. Ferrailage transversal :**

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, on doit limiter la contrainte de cisaillement  $\tau_u$  a une contrainte admissible  $\tau_{uadm}$

la contrainte de cisaillement  $\tau_u$  donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d}$$

Avec  $T_u$  est la valeur maximale à l'ELU de l'effort tranchant.

Pour des cadres, étriers et épingles verticaux (armatures transversales verticales), la contrainte conventionnelle de cisaillement  $\tau_u$  doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \quad (\text{pour fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{2,7}{1,3 * 2,1} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,15 * 27}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$1 \leq 2,7 \quad \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

Donc les armatures droites sont suffisantes  $\alpha = 90^\circ$  (Les armatures droites sont suffisantes).

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A ».

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} k}{0,9 f_e} \gamma_s b_0$$

vec Le coefficient K à pour valeur :

K = 0 : si la fissuration est très préjudiciable ou s'il y'a reprise de bétonnage

K = 1 : dans le cas général.

$$A_{t1} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}k}{0.9f_e} \gamma_s b_0 S_t$$

$$A_{t1} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}k}{0.9f_e} \gamma_s b_0 S_t$$

$$A_{t1} \geq \frac{1 - 0.3 * 2.22 * 1}{0.9 * 500} 1.15 * 2.1 * 0.15 = 2.6 \text{ cm}^2$$

**Calcul de section d'armature minimale selon le RPOA:**

$$A_{min} \geq \frac{0.4 * b_0 * S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 2.1 * 0.15}{500} = 2.52 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{t1} \geq A_{min} \Rightarrow$  condition vérifiée

On adapte **HA20** a espacement **15 cm**

#### **XI.4.4. Etude de torsion du chevêtre**

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

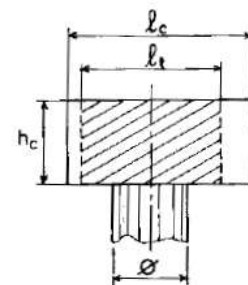
On considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur  $L_t$  est limité par :

$$L_t = L_c \text{ si } L_c \leq \Phi + H_c$$

$$L_t = \Phi + H_c \text{ si } L_c > \Phi + H_c$$

On a les valeurs suivant :

$H_c =$	<b>1,30</b>	m
$\Phi =$	<b>1,20</b>	m
$L_c =$	<b>2,10</b>	m
$L_t =$	<b>2,10</b>	m



**La contrainte tangentielle :**

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

La contrainte tangente de torsion donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2\Omega b_0}$$

Avec :

- ✓  $b_0$  : l'épaisseur de paroi de la section creuse après Les règles de « B.A.E.L » adoptent une épaisseur fictive de la paroi égale à :

$$b_0 = \frac{H_c}{6} = \frac{1.3}{6} = 0.22 \text{ m}$$

- ✓  $C$  : moment de torsion maximal donnée par :

$$C = P_{\text{Surcharge}} * e$$

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est  $e = 0.55\text{m}$

- Phase de construction :

$$P_g = 160,50 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$C = 160.05 * 0.55 = 88,28 \text{ KN.m/ml}$$

- Phase de service :

$$P_{\text{Sur(D240)}} = 171,87 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$C = 171.87 * 0.55 = 94,53 \text{ KN.m/ml}$$

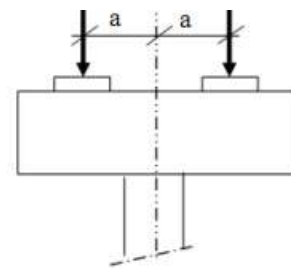
$$C = \max(C1 ; C2) = 94,53 \text{ KN.m/ml}$$

- ✓  $\Omega$  : l'arie de torsion telle que donnée par :

$$\Omega = (H_c - b_0)(L_t - b_0) = (1.3 - 0.2)(2.1 - 0.2) = 2.04 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } \tau_b = \frac{C}{2\Omega b_0} = \frac{0.09453}{2 * 2.04 * 0.22} = 0.053 \text{ MPa}$$

**Armatures longitudinales :**



## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

$$A_S = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$$

Avec : P: périmètre extérieur = 6,37 m

$$\overline{\sigma_a} = \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_S = \frac{1}{333,333} \times \frac{0,09453 \times 6,37}{2 \times 2,04} = 4,42 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 (  $A_S = 4,52 \text{ cm}^2$  ) avec : e (m) = 0,25 m

**Armatures transversales :**

$$A_{t2} = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times St}{2\Omega} \text{ Avec } St = 15 \text{ cm}$$

$$A_{t2} = \frac{1}{333,33} \times \frac{0,09453 \times 0,15}{2 \times 2,04} = 0,104 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{t1} + A_{t2} = 2,6 + 0,104 = 2,704 \text{ cm}^2$$

On adapte **HA20** a espacement **15 cm**

### **XI.4.5. Vérification des contraintes :**

#### **Justification du béton**

Selon le PP 73 : La section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales.

Il faut vérifier que :

$$\tau_u^2(V_u) + \tau_u^2(C) < \overline{\tau_u^2} = (2,7)^2 \text{ MPa}$$

Avec :

$\tau_u(V_u)$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant ;

$\tau_u(C)$  : Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$$\tau_u(V_u) = \frac{T_u}{b \cdot d} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(C) = \frac{C}{2\Omega b_0} = \frac{0,09453}{2 * 2,04 * 0,22} = 0,053 \text{ MPa}$$

$$1^2 + 0.053^2 < \overline{\tau u^2} = (2,7)^2 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

## XI.5. Etude de La pile (Etude du fût) :

### XI.5.1. Introduction

La pile de l'ouvrage est constituée de trois fûts circulaires de 1,2m de diamètre, encastres dans la base et articulés à la partie supérieure. Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fût .

### XI.5.2. Etude Sismique de la pile

Evaluation des charges sismiques :

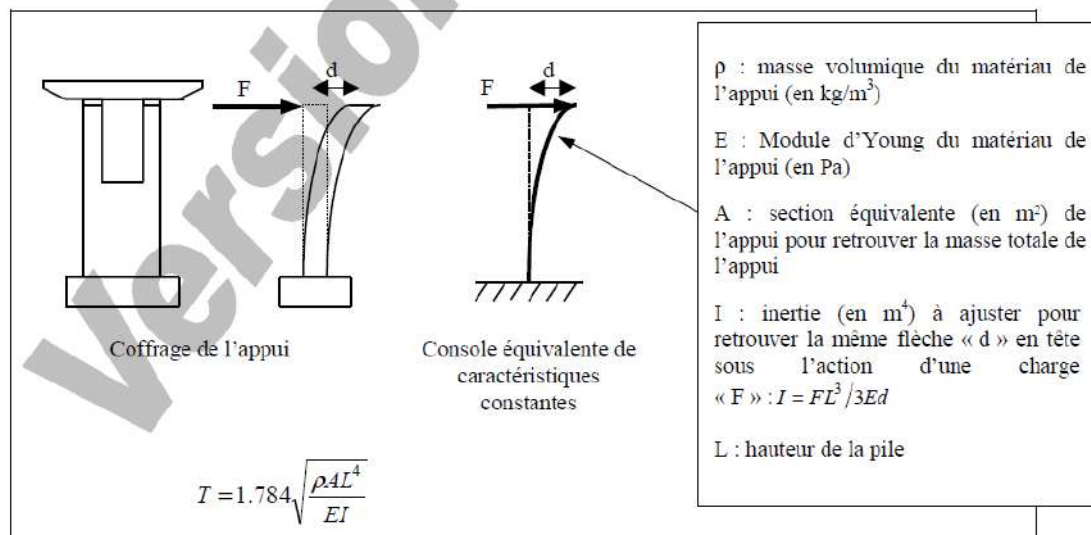


Figure XI.8 : Schéma Statique Du Fût

Donc on a :

$$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$A = 7,83 \text{ m}^2$$

$$E = 33\,000 \text{ MPa}$$

$$L = 6,00 \text{ m}$$

L'inertie longitudinale des 3 fûts vaut alors :

$$I_{\text{long}} = 3((\pi D^4) / 64) = 3(\pi * 1.2^4) / 64 = \mathbf{0.305 \text{ m}^4}$$

$$I_{\text{long}} = \mathbf{0.305 \text{ m}^4}$$

L'inertie transversale des 3 fûts depuis l'Autocad :

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

$$I_{\text{tran}} = 29.63\text{m}^4$$

L'effort normale du au chevêtre + fût on la retrouve depuis **Tableau .1** :

$$N(\text{fût} + \text{chevêtre}) = 1175.06 \text{ KN}$$

$$\text{Donc l'aire } A = \frac{N}{\rho L} = \frac{1175.06}{25 \cdot 6} = 7,832 \text{ m}^2$$

On applique la formule suivante pour trouver les périodes Long/Trans :

$$T = 1,784 \sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}}$$

Avec :

$\rho$  : masse volumique du béton

L : la hauteur de fut

E : module de Yong de béton

I : moment d'inertie

On trouve alors :

$$T_{\text{Long}} = 1,784 \sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}} = 1.784 * \sqrt{\frac{25 \cdot 7.832 \cdot 6^4}{33000 \cdot 0.305}} = 0,090\text{s}$$

$$T_{\text{tran}} = 1,784 \sqrt{\frac{\rho A L^4}{EI}} = 1.784 * \sqrt{\frac{25 \cdot 7.832 \cdot 6^4}{33000 \cdot 29.63}} = 0,01\text{s}$$

### **Détermination des actions longitudinales :**

Classification de l'ouvrage : Groupe 1 (ouvrage très important)

Zone sismique de: classée (zone IIa)

$$A = 0,25 \quad S = 1,1 \quad T_2 = 0,00 \text{ s} \quad T_1 = 0,15 \text{ s}$$

Afin de trouver l'accélération sismique on cherche l'équation à utiliser comme suit :

$$Sae(T, \xi) \left( \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \right) = \begin{cases} A. g. S \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5. \eta. A. g. S & T_2 \leq T \leq T_1 \\ 2,5. \eta. A. g. S. \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5. \eta. A. g. S. \left( \frac{3. T_2}{T^2} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

**Composantes horizontales :**

On a :  $\eta = 1,00$

Pour  $T_{long} = 0,09 < T_1=0.15$  et  $T_{tran} = 0,01 < T_1=0.15$  :

**Transversalement:**

$$Sa_{Trans} = A * s * g \left( 1 + \frac{0}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) = 0.25 * 1.1 * 9.81 \left( 1 + \frac{0.01}{0.15} ((2.5 * 1) - 1) \right) = 2,94 \text{ m/s}^2$$

**Longitudinalement :**

$$Sa_{Long} = A * s * g \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) = 0.25 * 1.1 * 9.81 \left( 1 + \frac{0.09}{0.15} ((2.5 * 1) - 1) \right) = 5,11 \text{ m/s}^2$$

**XI.5.3. Effort à la Base de la Pile :**

**XI.5.3.1. Évaluations des actions Sismiques :**

**Tableau XI .8 : Des Actions Sismiques d'un pile**

Dés	N (MN)	V <sub>L</sub> (MN)	V <sub>T</sub> (MN)	I <sub>FV/o</sub> (x/o)	I <sub>FH/O/a</sub> (y/a,o)	M <sub>FV/o</sub>	M <sub>FHL/o</sub>	M <sub>FHT/o</sub>
Pile	0,00	0,60	0,35	0,00	3,00	0,00	1,8	1,04
Séis Tab	0,00	1,49	1,66	0,00	6,00	0,00	8,94	9,99

Avec :

N : effort normal

V<sub>L</sub> : effort longitudinal

V<sub>T</sub> : effort transversal

Y<sub>/FV(x/o)</sub>: bras de levier des forces vertical dans le sens OX

Y<sub>/FH(y/o)</sub>: bras de levier des forces horizontal dans le sens OY

M<sub>FV/o(x/o)</sub> : moment des forces vertical par rapport O

M<sub>FH/o(x/o)</sub> : moment des forces horizontal par rapport O

**XI.5.3.2. Combinaisons des directions :**

$$\begin{cases} E_1 = E_L \pm 0,3(E_T + E_V) \\ E_2 = E_T \pm 0,3(E_L + E_V) \\ E_3 = E_V \pm 0,3(E_L + E_T) \end{cases}$$

**Tableau XI.9 : combinaisons des actions d'un pile**

	$E_L$	$E_T$	$E_v$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
<b><math>V_L</math> (MN)</b>	1,61	0,00	0,00	1,61	0,48	0,48
<b><math>V_T</math>(MN)</b>	0,00	1,70	0,00	0,51	1,70	0,51
<b><math>M_L</math></b>	9,12	0,00	0,00	9,12	2,74	2,74
<b><math>M_T</math></b>	0,00	10,04	0,00	3,01	10,04	3,01
<b><math>N</math> (MN)</b>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**XI.5.3.3. Efforts provenant du Tablier :**

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue :

- La vérification des structures :  $G + P + E + 0,4 \Delta T + D + \Psi Q$
- La vérification de la sécurité aux déplacements différentiels :  $G + P + E' + 0,4 \Delta T + D$

Avec :

- ✓  $G$  : valeur nominale des charges permanentes,
- ✓  $P$  : forces de précontrainte éventuelles (à long terme),
- ✓  $E$  : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.
- ✓  $E'$  : action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre,
- ✓  $Q$  : actions variables des charges d'exploitation,
- ✓  $\Delta T$  désigne les variations de température,
- ✓  $D$  les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).
- ✓  $\Psi$  : coefficient de combinaison,
  - ❖  $\Psi = 0$  pour les ouvrages routiers non urbains,



**Tableau XI.10 : Efforts provenant du Tablier sur la pile**

	<b>N (KN)</b>	<b>H (KN)</b>	<b>FV/o (x/o)</b>	<b>FH/O/a (y/a,o)</b>	<b>M<sub>FV/o</sub></b>	<b>M<sub>FH/o</sub></b>
<b>(Al)</b>	<b>2347,93</b>	/	<b>0</b>	/	<b>0</b>	/
<b>(Bc)</b>	<b>1215,48</b>	/	<b>0</b>	/	<b>0</b>	/
<b>Mc120</b>	<b>1150,85</b>	/	<b>0</b>	/	<b>0</b>	/
<b>D240</b>	<b>2082,58</b>	/	<b>0</b>	/	<b>0</b>	/
<b>ST</b>	<b>72</b>	/	<b>0</b>	/	<b>0</b>	/
<b>Al</b>	/	<b>73,8499</b>	/	<b>6,00</b>	/	<b>443,1</b>
<b>Bc</b>	/	<b>180</b>	/	<b>6,00</b>	/	<b>1080</b>
<b>G Tablier</b>	<b>5992,08</b>	/	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	/
<b>Hf+r</b>	/	<b>80,5613</b>	/	<b>6,00</b>	/	<b>483,368</b>
<b>HT°</b>	/	<b>50,7536</b>	/	<b>6,00</b>	/	<b>304,522</b>

Donc les réactions du tablier donnée dans le tableau suivant :

**Tableau XI.11 : Les Réaction Du Au Tablier sur la pile**

	<b>Rmax</b>	<b>Rmin</b>
<b>N (MN)=</b>	<b>5,99</b>	<b>6,22</b>
<b>V(MN)=</b>	<b>0,10</b>	<b>0,12</b>
<b>ML(MN)=</b>	<b>0,61</b>	<b>0,69</b>

**XI.5.3.4. Efforts provenant de la pile :**

$N_{Futs} = 0,51 \text{ MN}$

$N_{chevetre} = 0,67 \text{ MN}$

$NP_{pile} = N_{Futs} + N_{chevetre} = 1,18 \text{ MN}$

**XI.5.3.5. Combinaisons d'action au pied de la pile :**

Les combinaisons suivent :

1/  $E_1 + R_{max} + NP_p$

2/  $E_2 + R_{max} + NP_p$

3/  $E_3 + R_{max} + NP_p$

4/  $(-E_1) + R_{min} + NP_p$  (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

5/  $(-E_2) + R_{min} + NP_p$  (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

6/  $(-E_3) + R_{min} + NP_p$  (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

**Tableau XI.12 : Les Combinaisons d'action au pied de la pile**

<b>COMB1</b>	<b>COMB2</b>	<b>COMB3</b>	<b>COMB4</b>	<b>COMB5</b>	<b>COMB6</b>
--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------

**CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE**

<b>V<sub>L</sub> (MN)</b>	1,71	0,58	0,58	1,49	0,37	0,37
<b>V<sub>T</sub>(MN)</b>	0,51	1,70	0,51	0,51	1,70	0,51
<b>M<sub>L</sub></b>	9,73	10,65	3,62	8,43	2,04	2,32
<b>M<sub>T</sub></b>	3,01	2,74	3,01	3,01	2,74	3,01
<b>N (MN)</b>	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17

**Les Combinaisons d'action max et par fut :**

**V<sub>L</sub> = 1.71 MN** Et par fut : **V<sub>L</sub> = 0.57 MN**

**V<sub>T</sub> = 1.7 MN** Et par fut : **V<sub>T</sub> = 0.56 MN**

**M<sub>L</sub> = 10.65 MN.m** Et par fut : **M<sub>L</sub> = 3.55 MN.m**

**M<sub>T</sub> = 3.01 MN.m** Et par fut : **M<sub>T</sub> = 1.003 MN.m**

**N = 7.17 MN** Et par fut : **N = 2.39 MN**

**Sollicitations les plus défavorables par un fut a ELA :**

**Mmax = 3,55 MN.m/ml** ,Ncor = 2,39 MN./ml

**Tmax = 0,57 MN./ml** ,Ncor = 2,39 MN./ml

Pour les combinaison De L'ELS ET De L'ELU on a l'évaluation des charges et des surcharges suivants :

**Tableau XI.13 : Evaluation des charges sur la fut**

<b>Désig</b>	<b>N (KN)</b>	<b>H (KN)</b>	<b>I<sub>FV/o</sub> (x/o)</b>	<b>I<sub>FH/O/a</sub> (y/a,o)</b>	<b>M<sub>FV/o</sub></b>	<b>M<sub>FH/o</sub></b>
Fûts	508.94	/	0.00	3.00	0.00	
Chevetre	666.12	/	0.00	6.65	0.00	
G Tablier	5992.08	/	0.00	7.30	0.00	
Hf+r	/	80.56	/	7.30		588.10
HT°	/	50.75	/	7.30		370.50
Somme	7167.14	131.31	/	/	0.00	958.60

**Tableau XI.14 : Evaluation des surcharges sur la fut**

<b>Désig</b>	<b>N (KN)</b>	<b>H (KN)</b>	<b>I<sub>FV/o</sub> (x/o)</b>	<b>I<sub>FH/O/a</sub> (y/a,o)</b>	<b>M<sub>FV/o</sub></b>	<b>M<sub>FH/o</sub></b>
(Al)	1173.96	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1106.87	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1090.66	/	0.00	/	0.00	/

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

D240	1718.71	/	0.00	/	0.00	/
ST	36.00	/	0.00	/	0.00	/
AI	/	73.85	/	7.30	/	539.10
Bc	/	180.00	/	7.30	/	1314.00

Combinaison a L'ELS :

Tableau XI.15 : Les Combinaisons De Calcul des Futs a L'ELS

	N	H	MH	MV	$\Delta$ M
G+0.6T+ST	7167,14	111,01	810,40	0,00	810,40
G+1.2AI+0.6T	8611,89	199,63	1457,32	0,00	1457,32
G+1.2Bc+0.6T+ST	8531,38	327,01	2387,20	0,00	2387,20
G+Mc120+0.6T	8257,80	111,01	810,40	0,00	810,40
G+D240+0.6T	8885,85	111,01	810,40	0,00	810,40

Sollicitations les plus défavorables

Mmax = 795,73 KN.m/ml

Ncor = 2843,79 KN./ml

Tmax = 109,00 KN./ml

Ncor = 2843,79 KN./ml

Combinaison a L'ELU :

Tableau XI.16 : Les Combinaisons De Calcul des Futs a L'ELU

	N	H	MH	MV	$\Delta$ M
1,35G+0.9T	9675,64	154,44	1127,38	0,00	1127,38
1.35G+1.6AI+0.9T	11611,58	272,60	1989,95	0,00	1989,95
1.35G+1.26B+0.9T	11504,23	442,44	3229,78	0,00	3229,78
1.35(G+Mc120)+0.9T	11995,89	154,44	1127,38	0,00	1127,38
1.35(G+D240)+0.9T	9724,24	154,44	1127,38	0,00	1127,38

Sollicitations les plus défavorables

Mmax = 1076,59 KN.m/ml

Ncor = 3834,74 KN./ml

Tmax = 147,48 KN./ml

Ncor = 3834,74 KN./ml

### XI.1.1. Ferrailage des futs :

Voir l'Annex



**XI.6.3.2. Combinaisons des directions :**

$$\begin{cases} E_1 = E_L \pm 0,3(E_T + E_V) \\ E_2 = E_T \pm 0,3(E_L + E_V) \\ E_3 = E_V \pm 0,3(E_L + E_T) \end{cases}$$

**Tableau XI.19 : combinaisons des actions d'un semelle**

	$E_L$	$E_T$	$E_V$	$E_1$	$E_2$	$E_3$
$V_L$ (MN)	1,71	0,00	0,00	1,71	0,51	0,51
$V_T$ (MN)	0,00	1,80	0,00	0,54	1,80	0,54
$M_L$	11,67	0,00	0,00	11,67	3,50	3,50
$M_T$	0,00	12,76	0,00	3,83	12,76	3,83
$N$ (MN)	0,00	0,00	0,17	0,05	0,05	0,17

**XI.6.3.3. Efforts provenant du Tablier :**

**Tableau XI.20 : Efforts provenant du Tablier sur la semelle**

Désig	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O/a (y/a,o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
(Al)	2347,93	/	0	/	0	/
(Bc)	1215,48	/	0	/	0	/
Mc120	1150,85	/	0	/	0	/
D240	2082,58	/	0	/	0	/
ST	72	/	0	/	0	/
Al	/	73,8499	/	7,60	/	561,259
Bc	/	180	/	7,60	/	1368
G Tablier	5992,08	/	0	0	0	/
Hf+r	/	80,5613	/	7,60	/	612,266
HT°	/	50,7536	/	7,60	/	385,727

Donc les réactions du tablier donnée dans le tableau suivant :

**Tableau XI.21 : Les Réaction Du Au Tablier sur la semelle**

	$R_{max}$	$R_{min}$
$N$ (MN)	6,41	6,22
$V$ (MN)	0,14	0,12
$M_L$ (MN)	1,04	0,88

**XI.6.3.4. Combinaisons d'action au pied de la pile :**

Les combinaisons suivent :

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

$$1/ E_1 + R_{\max} + PP_{PS}$$

$$2/ E_2 + R_{\max} + PP_{PS}$$

$$3/ E_3 + R_{\max} + PP_{PS}$$

4/  $(-E_1) + R_{\min} + PP_{PS}$  (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

5/  $(-E_2) + R_{\min} + PP_{PS}$  (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

6/  $(-E_3) + R_{\min} + PP_{PS}$  (Le signe (-) porte uniquement sur l'effort normal puisque la pile est symétrique)

**Tableau XI.22 : Les Combinaisons d'action au pied de la pile(pour la semelle )**

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
$V_L$ (MN)	1,84	0,65	0,65	1,59	0,40	0,40
$V_T$ (MN)	0,54	1,80	0,54	0,54	1,80	0,54
$M_L$	12,71	4,54	4,87	10,63	2,46	2,79
$M_T$	3,83	12,76	3,83	3,83	12,76	3,83
$N$ (MN)	7,81	7,81	7,93	7,70	7,70	7,58

### XI.6.4. Calcul des efforts repris par chaque pieu :

$R_{\max}$  et  $R_{\min}$  sont respectivement donnés par les formules suivantes :

$$R_{\min} = (N/n) - \{My_i / \Sigma y_i^2\}$$

$$R_{\max} = (N/n) + \{My_i / \Sigma y_i^2\}$$

Nombre pieux= 6

nombre files= 2

$$y_1 = 1.8$$

nombre de pieux par file1= 3

$$y_2 = -1.8$$

nombre de pieux par file2= 3

Les valeurs de  $R_{\max}$  et de  $R_{\min}$  pour les différentes combinaisons (ELS ,ELU et ELA ) sont données dans le tableau qui suit :

pour les combinaisons ELS et ELU on a L'Evaluation des charges et surcharges sur les pieux (Tableau 2 et Tableau 3)

- **Combinaisons a L'ELS**

**Tableau XI.23 : Les Réaction à L'ELS**

• Combinations a L'ELU

Tableau XI.24: Les Reactions à L'ELU

	N	H	MH	MV	$\Delta M$	1ère file R <sub>1</sub>	2ème file R <sub>2</sub>
G	9471.14	111.01	988.02	0.00	988.02	1487.04	1670.01
G+1.2Al+ST+0.6T	12360,65	199,63	1776,74	0,00	1776,74	1895,60	2224,62
G+1.2Bc+ST+0.6T	11001.71	327.01	3699.14	0.00	3699.14	1491.11	2176.13
G+Mc120+0.6T	10621.99	111.01	988.02	0.00	988.02	1678.85	1861.81
G+D240+0.6T	11553.72	111.01	988.02	0.00	988.02	1834.14	2017.10

	N	H	MH	MV	$\Delta M$	1ère file R <sub>1</sub>	2ème file R <sub>2</sub>
<b>1,35G</b>	12786.04	154.44	1374.48	0.00	1374.48	2003.74	2258.27
<b>1.35G+1.6Al+1,6ST+0.9T</b>	16657,92	272,60	2426,10	0,00	2426,10	2551,68	3000,96
<b>1.35G+1.26B+1,6ST+0.9T</b>	14846.00	442.44	3937.68	0.00	3937.68	2109.73	2838.93
<b>1.36G+1.35Mc120+0.9T</b>	15597.52	154.44	1374.48	0.00	1374.48	2472.32	2726.85
<b>1.35G+1.35D240++0.9T</b>	12883.24	154.44	1374.48	0.00	1374.48	2019.94	2274.47

• Combinations a L'ELA

Tableau XI.25 : Les Réaction à L'ELA

	M <sub>L</sub>	N (MN)	R <sub>1</sub> (MN)	R <sub>2</sub> (MN)	Rem
COMB1	12.71	7.81	2.48	0.12	C.V
COMB2	4.54	7.81	1.72	0.88	C.V
COMB3	4.87	7.93	1.77	0.87	C.V

COMB4	10.63	7.70	2.27	0.30	C.V
COMB5	2.46	7.70	1.51	1.06	C.V
COMB6	2.79	7.58	1.52	1.01	C.V

**XI.6.5. Calcul du ferrillage :**

**XI.6.5.1. Armatures transversales inférieures :**

La condition de la méthode est :

$$\begin{cases} h = (H - 0.1) \geq \frac{L}{2} - \frac{\Phi_{pile}}{4} \\ \alpha = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{\Phi_{pile}}{4}}\right) \geq 45^\circ \end{cases}$$

On a :

- H= 1.60 m
- b = 1.20 m
- L= 3.6 m
- Φ = 1.2 m

donc :  $\begin{cases} h = 1.5m \geq 1.5m \text{ vérifié} \\ \alpha = 45.02^\circ \geq 45^\circ \text{ vérifié} \end{cases}$

La méthode de bielle nous permet de trouver la section  $A_s$  par la formule:

$$A_s = \frac{N_1 \left(\frac{L}{2} - \frac{\Phi_{pile}}{4}\right)}{\bar{\sigma}_s h}$$

Avec :

- ✓  $N_1$  : l'effort normal max de l'ELS/l'ELA

➤ **Calcul ELS :**

$$\bar{\sigma}_s = 2 * \frac{500}{3} = 333,33\text{MPa}$$

$$N_1 = \max(R_{min}, ELS, R_{max} ELS) = 2.22\text{MN}$$

$$A_s = \frac{2,18 \left(\frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4}\right)}{333,33 \cdot 1,5} = 66.74\text{cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{pieu} = 2.70 \text{ m}$

Donc :



$$A_{S,ELS} * L = 180.1961 \text{ cm}^2/2,7$$

➤ **Calcul ELA :**

$$\bar{\sigma}_s = 500 \text{ MPa}$$

$$N1 = \max (R_{min, ELA}, R_{max, ELA}) = 2.49 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2,48 \left( \frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4} \right)}{500 \cdot 1,5} = 49.78 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{S,ELA} = 49.56 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit HA25 } e = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte  $A_s = 180.1961 \text{ cm}^2/2,7$  donc **2\*12HA32/2,7m** avec **e=20cm**

**XI.6.5.2. Armatures transversales supérieures :**

$$A_{S,sup,T} = A_{S,inf,T} / 3 = 66.74/3$$

$$A_s = \mathbf{22,246 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S, \min} = 0,1\% * \text{Aire}$$

$$A_{S, \min} = 0,001 * H * 1 \text{ ml} * 10000 = 0,001 * 1,6 * 1 * 10000 = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \min} = \mathbf{16 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S,sup,T} = \max (A_s, A_{S, \min}) = 22,246 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5HA25** avec **As=24.54cm<sup>2</sup>/ml** donc **e=20cm**

**XI.6.5.3. Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{S,inf,L} = A_{S,inf,T} / 2 = 66.74/2$$

$$A_s = \mathbf{33.37 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S, \min} = 0,15\% * \text{Aire}$$

$$A_{S, \min} = 0,0015 * H * 1 \text{ ml} * 10000 = 0,0015 * 1,6 * 1 * 10000 = 24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \min} = \mathbf{24 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S,inf,L} = \max (A_s, A_{S, \min}) = 33,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5 HA32** avec **As = 40.21cm<sup>2</sup>/ml** donc **e = 25cm**

**XI.6.5.4. Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{S,sup,L} = A_{S,inf,T} / 4 = 66.74/4$$

$$A_s = \mathbf{16,685 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S, \min} = 0,1\% * \text{Aire}$$

$$A_{S, \min} = 0,001 * H * 1 \text{ ml} * 10000 = 0,001 * 1,6 * 1 * 10000 = 16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{S, \min} = \mathbf{16 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{S,\text{sup,L}} = \max (A_S, A_{s, \text{min}}) = 16.685 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit **5 HA25** avec  $A_S = 24.54 \text{cm}^2/\text{ml}$  donc **e=25cm**

### **XI.6.5.5. Armatures latérales :**

$$A_{S,\text{lateral}} = A_{S,\text{inf,T}} / 10 = 66.74 / 10 = 6.674 \text{ cm}^2$$

Soit **9HA12/1,6m** avec  $A_{S,\text{lateral}} = 10.18 \text{ cm}^2$  donc **e=20 cm**

## **XI.7. Etude des pieux :**

### **XI.7.1. Introduction**

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

### **XI.7.2. Action sur les pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4ème ordre :

$$EI \frac{d^4 \gamma}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

Avec :

**d**: Diamètre des pieux ;

**E**: Module de réaction du sol ;

**$\gamma$** : Déplacement en tête des pieux.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encasté en tête, ce qui implique que le déplacement ou la rotation sont nuls

La solution de cette équation est sous la forme :

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta m}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

$\bar{P}$ : Effort horizontal en tête du pieu

$\bar{M}$ : Moment en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

telle que :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u}{4EI}}$$

$$b = \Phi_{\text{pieu}} = 1,2 \text{m}$$

$$C_U = 3,5 \text{kg/cm}^3$$

## CHAPITRE XI : ETUDE DE LA PILE

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c,28}} = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

$$I_{\text{Pieux}} = 0,101 \text{ m}^4$$

Donc :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3,5}{4 \times 33000 \times 0,101}} = 0,237 \text{ m}^{-1}$$

D'où :

$$L = 20.5 \text{ m}$$

$$\lambda * L = 4.86$$

On a le tableau de Coefficient  $\chi_{\theta p}$  et  $\chi_{\theta m}$

**Tableau XI.26 : les coefficient  $\chi_{\theta p}$  et  $\chi_{\theta m}$**

$\lambda * L =$	1	1.5	2	3	4	6
$\chi_{\theta p} =$	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
$\chi_{\theta m} =$	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

Par interpolation:

	X P	
1	4	1.26
2	4.857	x
3	6	1.45

	X M	
1	4	1.54
2	4.857	x
3	6	1.65

on trouve :  $\chi_{\theta m} = 1.59$  et  $\chi_{\theta p} = 1.34$

Sollicitations les plus défavorables :

$$\underline{\text{ELS}} : \overline{P_{\max}} = 54.50 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{ELU}} : \overline{P_{\max}} = 73.74 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{ELA}} : \overline{P_{\max}} = 307.2872041 \text{ KN}$$

Donc :

**A ELS :** 
$$\bar{M} = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta m}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda} = -\frac{1.34}{1.59} \times \frac{54.5}{0.237} = -194.4 \text{ KN.m}$$

**A ELU :** 
$$\bar{M} = -263.06 \text{ KN.m}$$

**A ELA :** 
$$\bar{M} = -1096.228 \text{ KN.m}$$

### **XI.7.3. Ferrailage des pieux :**

**Voir l'Annex**

# Chapitre XII

## ETUDE DE LA CULEE

---

## **XII.1. INTRODUCTION :**

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont est une des étapes fondamentales dans l'étude d'un projet, elle sert comme appui extrême du tablier est d'assurer la liaison entre le pont et les remblais Le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

On a opté pour la culée a mur de front (Remblayées) qui doit satisfaire aux conditions de notre cite

## **XII.2. IMPLANTATION DES CULEES :**

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante :

Culée = côte projet – côte fondation.

L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

**Tableau XII.1: implantation des culées**

Culées	C1	C2
PK	0+202,82	0+98,98
Cote de projet	501,28	500,63
Cote de TN	497,42	496,78
Cote de fondation	493,61	493,96
Hauteur de la culée	4,5	4,5

## **XII.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES CULEES :**

On s'intéresse au dimensionnement de la culée C2 :

**Tableau XII.2: pré dimensionnement de la culée**

Elément	Dimensions		Figure
Mur frontal	Hauteur	4,5	
	Longueur	9,76	
	Epaisseur	1,5	
Mure en retour	Epaisseur	0,55	
	Longueur	6,52	
Mur garde grève	Hauteur	2,06	
	Longueur	9,76	
	Epaisseur $e = \max (0,3 ; \frac{h}{8})$	0,3	
Dalle de transition	Longueur	4	
	Epaisseur	0,3	
	Largeur	8,56	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	11	
	Hauteur	1,6	
Pieux	Diamètre	1,2	
	Nombre	8	
	Entraxe	3,6	

## XII.4. Efforts dus à la culée

### XII.4.1. Etude statique de la culée :

On s'intéresse pour évaluer les efforts due au poids propre de la culée et les surcharges de trafic pour une travée :

- Géométrie des éléments de culée.

**Tableau XII.3: pré dimensionnement de la culée**

**CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE**

	H(m)	Long(m)	Ep(m)/L
Semelle	1,60	11,00	6,00
Mur F	4,50	9,76	1,50
DDT	0,30	8,56	4,00
Mur en R			0,55
Corbeau		8,66	
MGG	2,03	9,76	0,30

**Tableau XII.4: surface des éléments de la culée**

s(m <sup>2</sup> )= Mur en retour	20,34
s(m <sup>2</sup> )= Cordeau	0,15
s(m <sup>2</sup> )= Mur garde grève	0,62
s(m <sup>2</sup> )=poids des terres	14,13
h (m) =hauteur derrière la culée	8,15
h (m) = hauteur derrière la culée	8,15

- Evaluation des efforts dûe poids propre des éléments de la cules :  
Tous les calculs sont représentés sous forme un tableau (poids propre des éléments de la cules) pour vérifier la stabilité de la culée

**Tableau XII.5: étude de la stabilité de la culée**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2640,00	/	0,00	0,80	0,00	/
Mur F	1647,00	/	0,25	3,85	411,75	/
DDT	128,40	/	1,15	7,18	147,66	/



**CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE**

Mur en R	559,35	/	2,87	5,62	1605,33	/
Corbeau	32,48	/	1,13	6,90	36,70	/
MGG	151,28	/	0,85	7,12	128,59	/
Poids des Terres Amont	2202,58	/	2,26	5,10	4977,84	/
Poussée des terres	/	2170,02	/	2,72	/	-5895,23
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	/	295,85	/	4,08	/	-1205,57
<b>TOTALE</b>					<b>7307,87</b>	<b>-5895,23</b>

Selon les résultats obtenus dans les calculs on remarque que notre culée est stable car le moment Renversant est inférieur par rapport au moment stabilisant

$$M_R < M_S \Rightarrow -5895,23 < 7307,8$$

- Déterminations des Efforts dus au tablier

Tous les calculs sont représentés sous forme un tableau : (toute charges due aux trafics pour un demi travée charger)

**Tableau XII.6 : évaluation des efforts due au trafic**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Rg	2996,04	/	0,00	/	0,00	/
R(AI)	1173,96	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1106,87	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1090,66	/	0,00	/	0,00	/

## CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

RD240	1718,71	/	0,00	/	0,00	/
RST	36,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	80,56	/	6,10	/	491,42
HT°	/	50,75	/	6,10	/	309,60
Frein Al	/	36,92	/	6,10	/	225,24
Frein Bc	/	150,00	/	6,10	/	915,00

- Combinaison de charge

Selon RPOA la combinaison à prendre est ( $G + \psi Q$ )

Avec :

$\psi = 0.2$ : pour les ouvrages routiers urbains

$\psi = 0.3$ : pour les lignes ferroviaires

$\psi = 0$ : pour les autres cas

On prend  $\psi = 0$

**Tableau XII.7: évaluation des efforts combine**

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
Total max	<b>10357,13</b>	<b>100,86</b>	<b>6692,61</b>
Total min	<b>10357,13</b>	<b>100,86</b>	<b>6692,61</b>

### XII.5. Détermination de la profondeur des pieux sur culée

En combinant tous les efforts selon RCPR à l'ELU et l'ELS on trouve :

À l'ELU :

**Tableau XII.8: combinaison des efforts à l'ELU**

	N	H	M <sub>H</sub>	M <sub>V</sub>	$\Delta M$
	(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
1.35G+0.9T	13982,12	3083,97	-7016,50	9865,62	2849,12
1.35G++0.9T+1.6Q	13982,12	3557,32	-8945,41	9865,62	920,21
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	15918,07	3143,05	-6656,11	9865,62	3209,51
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	15810,72	3323,97	-5552,50	9865,62	4313,12

## CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

1.35G+0.9T+1.35Mc120	15454,52	3083,97	-7016,50	9865,62	2849,12
1.35G+0.9T+1.35D240	16302,38	3083,97	-7016,50	9865,62	2849,12

A l'ELS :

Tableau XII.9: combinaison des efforts à l'ELS

	N (KN)	H (KN)	M <sub>H</sub> (KN.m)	M <sub>V</sub> (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	7361,09	2281,04	-5218,05	7307,87	2089,82
G+0.6T+1.2Q	7361,09	2636,05	-6664,73	7307,87	643,14
G+0.6T+1.2A(l)+ST	8805,85	2325,35	-4947,76	7307,87	2360,11
G+0.6T+1.2Bc+ST	8725,33	2461,036	-4120,05	7307,87	3187,82
G+0.6T+Mc120	8451,75	2281,04	-5218,05	7307,87	2089,82
G+0.6T+D240	9079,80	2281,04	-5218,05	7307,87	2089,82

### XII.6. Actions sur les pieux

Évaluations des réactions sur les pieux due aux charges transmit et pour déterminer la profondeur des pieux et les comparée avec la contrainte admissible du sol.

En utilisant la formule suivante :

$$R_1 = \left(\frac{N}{n}\right) - \left[\frac{M_i \times Y_i}{\sum Y_i}\right]$$

$$R_2 = \left(\frac{N}{n}\right)$$

$$R_3 = \left(\frac{N}{n}\right) + \left[\frac{M_i \times Y_i}{\sum Y_i}\right]$$

R : réaction sur pieux

N : effort vertical maximal pour chaque combinaison

n : Nombre des pieux  $n = 8$

$Y_i$  : demi entraxe longitudinal  $Y_i = \frac{3.6}{2} = 1.8m$

- Résultats de combinaison a l'ELU et l'ELS

A l'ELS :

**Tableau XII.10: réaction sur les pieux à l'ELS**

	ELS		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R <sub>1</sub> (KN)	R <sub>2</sub> (KN)	R <sub>3</sub> (KN)
G+0.6T	1065,26	920,14	775,01
G+0.6T+1.2Q	964,80	920,14	875,47
G+0.6T+1.2A(l)+ST	1264,63	1100,73	936,83
G+0.6T+1.2Bc+ST	1312,04	1090,67	869,29
G+0.6T+Mc120	1201,60	1056,47	911,34
G+0.6T+D240	1280,10	1134,97	989,85

A l'ELU :

**Tableau XII.11: réaction sur les pieux à l'ELU**

	ELU		
	1ère file	2ème file	3ème file
	R <sub>1</sub> (KN)	R <sub>2</sub> (KN)	R <sub>3</sub> (KN)
1.35G+0.9T	1945,62	1747,77	1549,91
1.35G++0.9T+1.6Q	1811,67	1747,77	1683,86
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	2212,64	1989,76	1766,88
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	2275,86	1976,34	1676,82
1.35G+0.9T+1.35Mc120	2129,67	1931,81	1733,96
1.35G+0.9T+1.35D240	2235,65	2037,80	1839,94

## **XII.7. ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE**

### **XII.7.1 Détermination du coefficient de poussée $K_{ad}$ : (selon RPOA)**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times (1 \pm K_v) \times \gamma \times H^2$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta)} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi)\sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}} \right]^{-2}$$

$\gamma$  : poids volumique du sol de remblai

$\phi$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion  $\phi = 35^\circ$

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce Pad

$\beta$  : angle de la surface du remblai sur l'horizontale  $\beta = 0^\circ$

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques ( $K_h, K_v$ )

Tel que :

$$K_h = A(\%g) \text{ et } K_v = 0.3 \times K_h$$

$K_h$  : Coefficient sismique horizontal

$K_v$  : Coefficient sismique vertical

### **XII.7.2. Évaluation des charges Statiques**

Selon RPOA les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propre aux calculs sismiques : ( $G + \psi Q + 0.4\Delta T$ ) avec  $\psi = 0$

**Tableau XII.12: évaluation des charges Statiques**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	MFV/o	MFH/o
Semelle	2640	/	0	0,8	0	/
Mur F	1647	/	0,25	3,85	411,75	/
DDT	128,4	/	1,15	7,18	147,66	/
Mur en R	559,35	/	2,87	5,62	1605,3345	/
Corbeau	32,475	/	1,13	6,9	36,69675	/
MGG	151,28	/	0,85	7,12	128,588	/
Poids des Terres Amont	2202,5844	/	2,26	5,1	4977,8407	/
Somme	7361,0894	0	/	/	7307,87	0
Rg	2996,04	/	0,00	/	0,00	/
R(Al)	1173,96	/	0,00	/	0,00	/
Rbc	1106,87	/	0,00	/	0,00	/
RMc120	1090,66	/	0,00	/	0,00	/

## CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

RD240	1718,71	/	0,00	/	0,00	/
RST	36,00	/	0,00	/	0,00	/
Hf+r	/	80,56	/	6,10	/	-491,42
0.4T°	/	20,30	/	6,10	/	-123,84
Frein Al	/	36,92	/	6,10	/	-225,24
Frein Bc	/	150,00	/	6,10	/	-915,00

Résultats de la combinaison

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
Total Rmax	<b>10357,13</b>	<b>100,86</b>	<b>6692,61</b>
Total Rmin	<b>10357,13</b>	<b>100,86</b>	<b>6692,61</b>

### XII.7.3. Evaluation des charges Sismique

On fait les calculs sur 3 cas favorables de séisme correspondant à :

- 1<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal ;  $1 + K_v$  »
- 2<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal ;  $1 - K_v$  »
- 3<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « vertical »

Résultat de calcul :

**Tableau XII.13: Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$**

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,00
$\phi$ °=	30,00
$K_a$ =	0,33
$K_h$ =	0,25
$K_v$ =	0,08
$\beta$ =	0,00
$\theta 1(1 + K_v)$	13,09
$\theta 2(1 - K_v)$	15,12
$K_{ad}(1 + K_v)$	0,50
$K_{ad}(1 - K_v)$	0,54

**Tableau XII.14 : évaluation des charges sismique due au tablier**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV</sub> /o	M <sub>FH</sub> /o
Semelle	198,00	660,00	0,00	0,80	0,00	528,00

**CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE**

Mur F	123,53	411,75	0,25	3,85	30,88	1585,24
DDT	9,63	32,10	1,15	7,18	11,07	230,48
Mur en R	41,95	139,84	2,87	5,62	120,40	785,89
Corbeau	2,44	8,12	1,13	6,90	2,75	56,02
MGG	11,35	37,82	0,85	7,12	9,64	269,28
Poids des Terres Amont	165,19	550,65	2,26	5,10	373,34	2808,30

Somme	552,08	1840,27	/	/	548,09	6263,20
		N1 (kN)	H1 (kN)	Mv (Kn.m)	Mh (Kn.m)	
Total poids du tablier	<b>552,08</b>	<b>1840,27</b>	<b>548,09</b>	<b>6263,20</b>		

- Evaluation des charges Sismique due à la poussée dynamique :

$$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times (1 \pm K_v) \times \gamma \times H^2$$

Avec :

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce Pad

H = 8.15m

L : largeur de la culée L = 11m

**Tableau XII.15: évaluation des charges sismique due à la poussée dynamique**

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFH(y/o)	M <sub>FH/o</sub>
Pad (1+kv) max	/	3548,78	2,717	9640,84
Pad (1-kv) min	/	3273,84	2,717	8893,92

Calcul sur les 3 cas défavorables (charges sismiques et statiques)

**Tableau XII.16: Evaluation des cas des charges Sismique due à la poussée dynamique recharges permanentes**

	Nt (kN)	Ht (kN)	Mc (Kn.m)
CAS 1	<b>0,00</b>	<b>5389,05</b>	<b>15904,04</b>
CAS 2	<b>0,00</b>	<b>5114,11</b>	<b>15157,12</b>
CAS 3	<b>552,08</b>	<b>0,00</b>	<b>548,09</b>

- Evaluation des charges Sismique due au tablier :

En tenant compte les charges sismiques due au tablier on a donc :

**Tableau XII.17: évaluation des charges sismique due au tablier**

Désignation	N (KN)	H (KN)	M <sub>FV/°</sub>	M <sub>FH/°</sub>
Séisme Tablier	0,00	879,29	0,00	5363,68

**Tableau XII.18: évaluation des cas charges sismique due au tablier**

	N (kN)	V (kN)	M (Kn.m)
$CAS\ 1 = \sqrt{CAS\ 1_{total}^2 + CAS\ 1_{tablier}^2}$	<b>0,00</b>	<b>5460,31</b>	<b>16784,14</b>
$CAS\ 2 = \sqrt{CAS\ 2_{total}^2 + CAS\ 2_{tablier}^2}$	<b>0,00</b>	<b>5189,15</b>	<b>16078,16</b>
$CAS\ 3 = \sqrt{CAS\ 3_{total}^2 + CAS\ 3_{tablier}^2}$	<b>552,08</b>	<b>0,00</b>	<b>548,09</b>

- Tableau récapitulatif

**Tableau XII.19: récapitulatif de tous les efforts**

P <sub>propre</sub>			F <sub>h</sub>			F <sub>v</sub>		
N	V	M	N	V	M	N	V	M
10357,13	100,86	6692,61	0	5460,31	16784,14	552,08	0,00	548,09
10357,13	100,86	6692,61	0	5189,15	16078,16	552,08	0,00	548,09
10357,13	100,86	6692,61	0	5460,31	16784,14	552,08	0,00	548,09
10357,13	100,86	6692,61	0	5189,15	16078,16	552,08	0,00	548,09

- Combinaison d'action :

Pour les combinaisons d'action on s'intéresse aux combinaisons suivantes

$$P_{max} - H + 0.3V$$

$$P_{max} - H - 0.3V$$

$$P_{max} - 0.3H + V$$

$$P_{max} - 0.3H + V$$

Résultats :

**Tableau XII.20: efforts totaux combine**



**CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE**

	N	V	M
P max - H + 0,3V	10522,75	-5359,45	-9927,11
P min - H - 0,3V	10191,50	-5088,29	-9549,98
P max + V - 0,3H	10909,21	-1537,23	2205,46
P min - V - 0,3H	9805,05	-1455,88	1321,07

- Actions sur les pieux :

Il faut évaluer les réactions sur les pieux due aux charges transmit et pour déterminer la profondeur des pieux et les comparée avec la contrainte admissible du sol :

$$R_1 = \left(\frac{N}{n}\right) - \left[\frac{M_i \times Y_i}{\sum Y_i}\right]$$

$$R_2 = \left(\frac{N}{n}\right)$$

$$R_3 = \left(\frac{N}{n}\right) + \left[\frac{M_i \times Y_i}{\sum Y_i}\right]$$

R : réaction sur pieux

N : effort vertical maximal pour chaque combinaison

n : Nombre des pieux n = 8

Y<sub>i</sub> : demi entraxe longitudinal  $Y_i = \frac{3.6}{2} = 1.8m$

- Tous les résultats sont représentés sous forme tableaux
- 

**Tableau XII.21: réaction sur les pieux à l'ELA**

	ELA	
	1ère file	2ème file
	R <sub>1</sub> (KN)	R <sub>2</sub> (KN)
P max - H + 0,3V	625,96	2004,73
P min - H - 0,3V	610,74	1937,13
P max + V - 0,3H	1516,81	1210,49

P min - V - 0,3H	1317,37	1133,89
------------------	---------	---------

## XII.8. Ferrailage des éléments de la culée

### XII.8.1 Ferrailage du mur frontal :

Le mur frontal est sollicité par une flexion composée, la fissuration est considérée préjudiciable

Evaluation des sollicitations agissantes sur le mur frontal

**Tableau XII.22: des efforts dus au poids propre et efforts dus au tablier**

Élément	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o)	IFH(y/o)	M <sub>FV</sub> /o	M <sub>FH</sub> /o
Mur F	1647,00	0	0	2,25	0	0
DDT	128,40	0	0,9	5,58	115,56	0
Corbeau	32,48	0	0,88	5,3	28,578	0
MGG	151,28	0	0,6	5,52	90,768	0
Poids des Terres Amont	126,26	0	0,9	5,58	113,63652	0
Poussée des terres	/	1100,094	0	2,18	0	-2398,205
Poussée Sur 10kN/m <sup>2</sup>	/	186,9001	0	3,27	0	-611,1634
Rg	2996,04	/	0,25	/	-749,01	/
R(Al)	1173,96	/	0,25	/	-293,49	/
Rbc	1106,87	/	0,25	/	-276,72	/
RMc120	1090,66	/	0,25	/	-272,67	/
RD240	1718,71	/	0,25	/	-429,68	/
RST	36,00	/	0,25	/	-9,00	/
Hf+r	/	80,56	/	4,50	/	-362,53
HT°	/	50,75	/	4,50	/	-228,39
Frein Al	/	36,92	/	4,50	/	-166,16
Frein Bc	/	150,00	/	4,50	/	-675,00

## CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

- Résultats des combinaisons d'action :  
Selon RCPR a l'ELS et l'ELU (voire l'Annex 3)

- Les résultats maximaux des sollicitations les plus défavorables  
À l'ELU :

$M_{\max} =$	542,85	KN.m/ml
--------------	--------	---------

$N_{\text{cor}} =$	1136,22	KN./ml
--------------------	---------	--------

$T_{\max} =$	286,27	KN./ml
--------------	--------	--------

$N_{\text{cor}} =$	1136,22	KN./ml
--------------------	---------	--------

À l'ELS :

$M_{\max} =$	456,05	KN.m/ml
--------------	--------	---------

$N_{\text{cor}} =$	660,42	KN./ml
--------------------	--------	--------

$T_{\max} =$	147,07	KN./ml
--------------	--------	--------

$N_{\text{cor}} =$	660,42	KN./ml
--------------------	--------	--------

- **Calcul de la section d'acier :**

La section d'acier sera calculée avec robot expert 2010 en flexion composée

Section d'acier vertical :  $A_s = 14.5\text{cm}^2$

Section d'acier transversal :  $A_{st} = \frac{A_s}{4} = 3.63\text{ cm}^2$

Section d'acier de construction :  $A_{sc} = \frac{A_s}{3} = 4.84\text{ cm}^2$

- **Choix de armatures :**

Armatures principale vertical ; on prend 5HA20/ml (15.71cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 20 cm

Armatures transversal horizontal : on prend 5HA12/ml (5.65cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 20 cm

Armatures de construction : on prend 5HA14/ml (7.70cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 20 cm

### XII.8.2 Ferrailage du mur garde grève :

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable

Evaluation des efforts dus au poids propre et efforts dus au tablier :

Moment des poussées des terres

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \Rightarrow P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

## CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

H : hauteur des remblais, H = 2.03m ;

Ka : coefficient de poussée des terres, Ka = 0.33 ;

L : longueur des remblais, L = 1m.

$\gamma$  : poids volumique des remblais

Donc :

<b>P =</b>	12,24	KN/ml
<b>MP =</b>	8,28	KN.m/ml

À l'ELU :

<b>MP ultime =</b>	<b>11,18</b>	KN.m
--------------------	--------------	------

À l'ELS :

<b>MP service =</b>	<b>8,28</b>	KN.m
---------------------	-------------	------

- Moment due à la force de freinage  $M_{f_{BC}}$  :

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_{f_{BC}} = \frac{2 \mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

$\mu$  : coefficient de pondération,

$\mu = 1.6$  à l'E.L. U et  $\mu = 1.2$  à l'E.L. S

$P = 60$  KN.

On trouve :

À l'ELU :

<b><math>M_{f_{BC}}</math> Ultime =</b>	<b>90,43</b>	KN.m
---	--------------	------

À l'ELS :

<b><math>M_{f_{BC}}</math> Service =</b>	<b>67,82</b>	KN.m
--	--------------	------

- Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève.

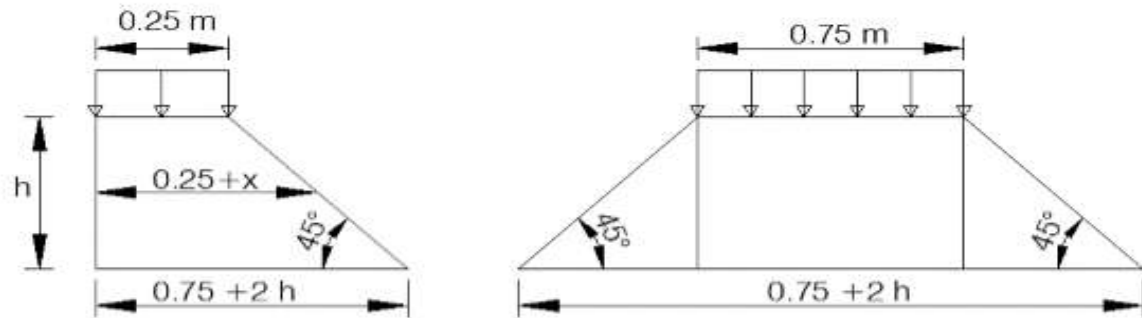


Figure XII.1: impact de la charge Bc localisé derrière le mur GG

En utilisant cette formule pour le calcul de moment :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \text{ et } K = k_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

g : coefficient de pondération. g = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS

$b_c$  : coefficient de pondération du système  $b_c = 1.28$

d : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai

h : hauteur de mur garde grève h=2.03 m.

Cette Intégrale peut être Calculer Analytiquement mais pour simplifier les calculs on va procéder aux Méthodes Numérique :

Tableau XII.23: Valeurs Approximative de l'intégrale

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$M_p/k$ (t,m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Avec :

- 1) h=2.03m par une Interpolation :  $M_p/k = 7.5166$  t.m/ml
- 2)  $K = 0.45 \Rightarrow M_p = 8.43$  t.m/ml
- 3)  $k_u = 0.72$  Et  $k_s = 0.54$

Donc :

$M_{p\_ultime} =$	54,44	KN.m
$M_{p\_service} =$	40,83	KN.m

Combinaison d'action sur le mur garde grève :

À l'ELU :  $M_u = 1.35 \times MG + 1.6 \times MQ$   
 $M_u = 156.05$  KN.m

À l'ELS :  $M_s = MG + 1.2 \times MQ$   
 $M_s = 116.93 \text{ KN.m}$

- **Calcul de la section d'acier :**

La section d'acier sera calculée avec robot expert 2010 en flexion simple

Section d'acier vertical :  $A_s = 15.8 \text{ cm}^2$

Section d'acier transversal horizontal :  $A_{st} = \frac{A_s}{4} = 3.95 \text{ cm}^2$

Section d'acier de construction :  $A_{sc} = \frac{A_s}{3} = 5.26 \text{ cm}^2$

- **Choix de armatures**

Armatures principale vertical ; on prend 6HA20/ml (18.85cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 20 cm

Armatures transversal horizontal : on prend 5HA12/ml (5.65cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 20 cm

Armatures de construction : on prend 5HA14/ml (7.70cm<sup>2</sup>) avec un espacement de 20 cm

### **XII.8.3 Ferrailage de la dalle de transition :**

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyé, Sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle.

- Evaluation des efforts

Remblais :

$\gamma =$	18	KN/m <sup>3</sup>
$h =$	1	m

Poids propre de la dalle :

$\gamma_b =$	25	KN/m <sup>3</sup>
$e =$	0,30	m

Surcharges :

$Q =$	10	kN/m <sup>2</sup>
-------	----	-------------------

Revêtement :

$\gamma_{rev} =$	24	kN/m <sup>2</sup>
$e =$	0,08	m

Résultats

Tableau XII.24: Evaluation des efforts agissants sur la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml )	V (kN )
Poids propre	7,5	15	15
Remblai	16,2	32,4	32,4
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Surcharges	10	20	20

Combinaison d'action sur la dalle de transition :

**À P'ELS :**

$$M_{ser} = MG + 1.2 MQ = 78.84 \quad \text{KN.m/ml}$$

$$V_{ser} = VG + 1.2 VQ = 78.84 \quad \text{KN/ml}$$

**À P'ELU :**

$$M_{ult} = 1.35MG + 1.6 MQ = 106.03 \quad \text{KN.m/ml}$$

$$V_{ult} = 1.35 VG + 1.6 VQ = 106.03 \quad \text{KN/ml}$$

- Calcule de la section d'acier :

La section d'acier sera calculée avec robot expert 2010 en flexion simple

Section d'acier de la nappe inferieur :  $A_s = 10.4 \text{ cm}^2$

Section d'acier de la nappe supérieur :  $A_s = \frac{A_s}{3} = 3.46 \text{ cm}^2$

- Choix de armatures

Armatures de la nappe inferieur ; on prend 6HA16/ml avec un espacement de 16 cm

Armatures de la nappe supérieur : on prend 6HA12/ml ( $6.79\text{cm}^2$ ) avec un espacement de 16 cm

- Effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right] \quad (\text{pour fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{0.10603}{1 \cdot 0.225} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 \cdot 27}{1.5}; 4MPa \right]$$

$$0,472 \leq 2,7 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

### **XII.8.4 Corbeau d'appui de la dalle de transition**

- Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

$$R_{co} = \frac{Ql}{2}$$

l : la longueur de la dalle de transition l = 4m

q : charges perm ; q = **27.42 kN/ml**

$$\text{Alors } R_{per} = \mathbf{54.84 \text{ kN/ml}}$$

- La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante :

$$R_{sur} = q.L / 2$$

L : longueur de la dalle de transition ; L = **4 m**

q : charges perm ; q = **10 kN/ml**

$$\text{Alors } R_{sur} = \mathbf{20 \text{ kN/ml}}$$

- Evaluation des charges et surcharges :

En Combinant les d'actions sur le corbeau :

À l'ELS :

$$M_{ser} = RG + 1.2 RQ = \quad 78.84 \quad \text{KN.m/ml}$$

À l'ELU :

$$M_{ult} = 1.35RG + 1.6 RQ = \quad 106.03 \quad \text{KN.m/ml}$$

- Calcule de la section d'acier :

Le corbeau est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable la section d'acier sera calculée avec robot expert 2010.

Section d'acier :  $A_s = 9 \text{ cm}^2$

- Choix de armatures

On prend 12HA10/ml

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de HA25 tous les 1 m

### **XI.8.5. Mur en retour**

Mur de soutènement construit de chaque côté d'une culée de pont, sensiblement parallèle à l'axe de la voie portée, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :



## CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

La poussée des terres et à la poussée de la surcharge de remblai et les charges complémentaires permanâtes sans oublier le poids propre de l'ele.

Le mur en retour sera calculé en utilisant l'outil informatique robot

- **La poussée des terres :**

$$P_{ter} = \frac{1}{2} \gamma (K_a \times h)$$

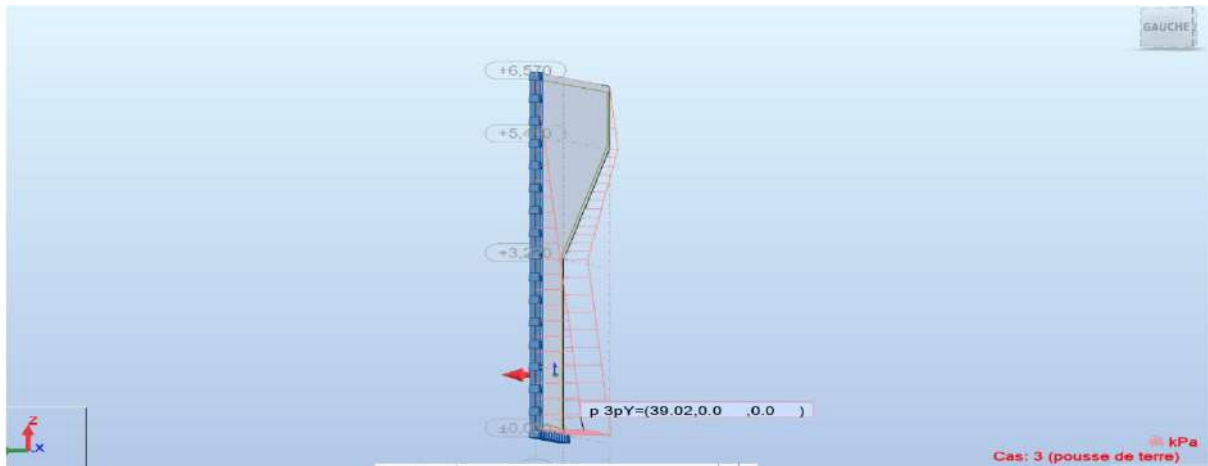
$P_{ter} = 19.5129 \text{KN/m}^2$  D'où :

$P_{ter}$  : poussée des terres

$\gamma$  : poids volumique des remblais  $\gamma = 18 \text{KN/m}^3$

$K_a$  : coefficient de poussée des terres,  $K_a = 0.33$

$h$  : hauteur de mur  $h = 6.57 \text{m}$



**Figure XII.2: poussée des terres par robot 2021.**

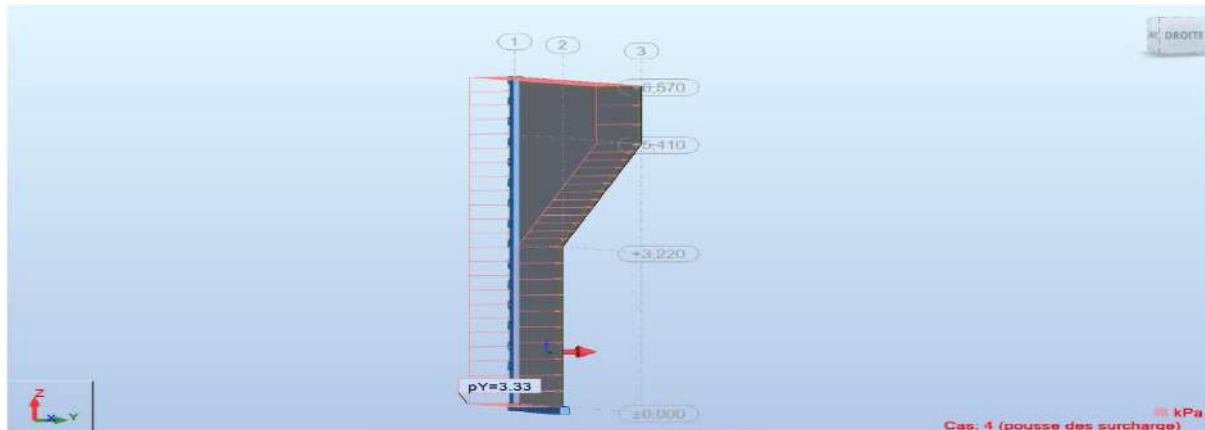
- **Poussée de surcharges :**

$$P_{surcharge} = Q_s \times K_a$$

$$P_{surcharge} = 3.33 \text{KN/m}^2$$

D'où :

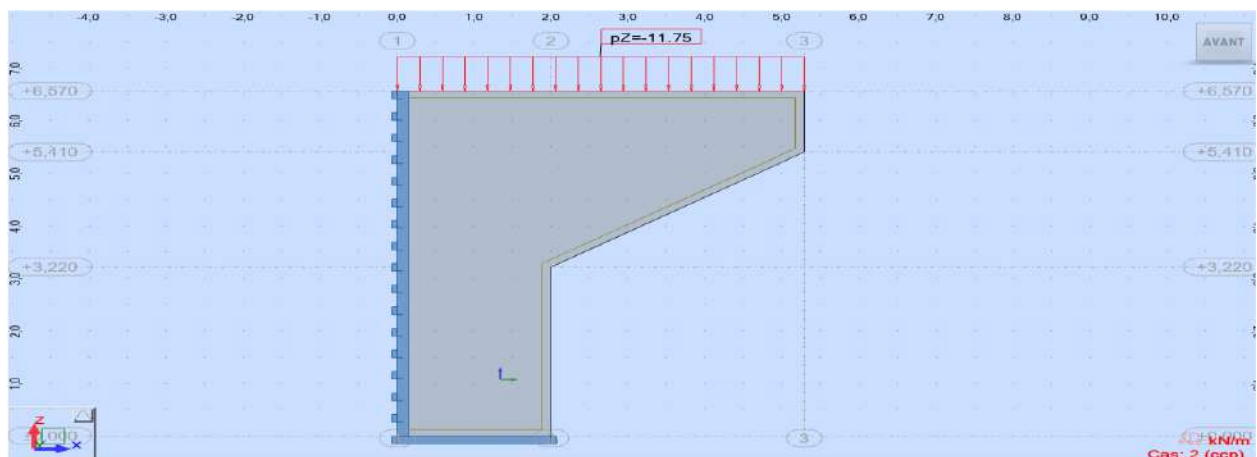
$Q_s$  : surcharge  $Q_s = 10KN/m^2$



**Figure XII.3: Poussée de surcharges par robot 2021.**

- **Charges complémentaires permanâtes**

$P_{ccp} = \text{poids de glissier} + \text{poids de tretoire} + \text{poids de corniche}$



$$P_{ccp} = 11.75KN/m^2$$

**Figure XII.4: Charges complémentaires permanâtes par robot 2021.**

## 2 Ferrailage :

D'après les résultats obtenus par logiciel robot 2021 en utilisons la combinaison (G+1.2Q)

Le ferrailage de notre mur en retour se fait selon deux directions horizontales et verticales

- **Ferrailage horizontale**

Section :  $b \cdot h = (100 \cdot 55) \text{ cm}^2$  ; fissuration préjudiciable ; ferrailage à ELS le ferrailage se fait en flexion simple par des bandes de 1ml. Le ferrailage se fait à l'aide de **ROBOT EXPERT** :

$$M_{ELS} = 96.55 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8.3 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 (10.05cm<sup>2</sup>) avec e=20 cm

Condition de non fragilité :

$$10.05 \geq 0.23 \times \frac{1 \times 0.495 \times 2.22}{500} = 5.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Ferrailage verticale**

Section : b\*h= (100\*55) cm<sup>2</sup> ; fissuration préjudiciable ; ferrailage à ELS le ferrailage se fait en flexion composée par des bandes de 1ml. Le ferrailage se fait à l'aide de ROBOT EXPERT :

$$M_{ELS} = 65.44 \text{ KN.m} \quad N_{ELS} = 218.99 \text{ KN}$$

$$A_s = 13 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 5HA20 (15.71 cm}^2\text{) avec e=20 cm}$$

### **3 Armature de construction :**

Armature horizontale : HA14 avec espacement de 20cm

Armature verticale : On prend des HA16 avec des espacements de 20 cm

#### **XI.8.6. Ferrailage de la semelle :**

En appliquant la méthode de bielle et avec les mêmes étapes de calcul faite dans le chapitre (étude de la pile) on trouve :

- **Armatures transversales principales inférieures**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :  $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2.7 \text{ m}$

Le calcul se fait dans les conditions les plus défavorables dans notre cas à ELA

D'où :  $A_s = 40.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 14HA32/(112.59cm<sup>2</sup>) une bande de 2.7m avec un espacement de 20cm

- **Armatures longitudinales inférieures :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_s = 20.05 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{HA}25(24.54\text{cm}^2) \text{ avec un espacement de } 25\text{cm}$$

- **Armatures transversales supérieures :**

$$A_s = 13.37 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{HA}20(15.71\text{cm}^2) \text{ avec un espacement de } 20\text{cm}$$

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_s = 10.025 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{HA}20(15.71\text{cm}^2) \text{ avec un espacement de } 25\text{cm}$$

- **Armatures latérales :**

## CHAPITRE XII : ETUDE DE LA CULEE

$A_s = 4.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 8HA12( $9.05\text{cm}^2$ ) par une largeur de 1.6m avec un espacement de 20cm

# Chapitre

# XIII

## PROCEDURES DE CONSTRUCTION

---

## **XIII.1. INTRODUCTION**

Parmi les plus importantes techniques dans le domaine des constructions c'est la construction des ouvrages d'arts, et ce vu la qualité des moyens matériels et les les moyens humains ces derniers qui doivent être qualifié pour concrétiser un travail si important et difficile

## **XIII.2. Fondation :**

### **XIII.2.1. Les terrassements :**

Avant de commencer les travaux de construction de l'ouvrage, on doit effectuer des terrassements légers, pour niveler le terrain et décaper la terre végétale sur toute au niveau des appuis et des accès à l'ouvrage et ses installations de construction (Base de vie), cette opération se fait en utilisant un BULDOZER + NIVELLEUSE.



**Figure XIII.1 : les terrassements**

### **XIII.2.2. Le forage :**

Il s'agit de faire des forages dans le sol pour permettre la mise en place des pieux, cette opération de forage fait appel à une foreuse qui sera placée convenablement en minimisant ses déplacements au cours de forage des différents pieux, cette opération fait en utilisant une foreuse



**.Figure XIII.2 : le forage des pieux**

### **XIII.2.3. Exécution des pieux :**

#### **XIII.2.3.1. Mise en place des armatures :**

Cette tâche s'effectue à l'aide d'une grue installée près du pieu, la cage d'armature doit être guidée par deux ouvriers pour assurer sa rectitude et sa droiture (verticalité du pieu).



**Figure XIII.3 : armatures de pieu**

### **XIII.2.3.2. Bétonnage avec tube plongeur :**

Le bétonnage des pieux se fait à l'aide d'un tube plongeur, initialement descendu jusqu'au fond du forage, puis remonté au fur et à mesure du bétonnage, évitant d'avoir une chute des bétons qui donnera une ségrégation préjudiciable, polluée par les restes de boue et de sédiments en fond de forage, remonte à la surface. Etant de mauvaise qualité, on le détruit sur une hauteur comprise entre 0,5m et 1 fois du diamètre du pieu ; cette opération, dont un autre intérêt est de mettre à nu les armatures pour assurer la liaison par béton armé avec la semelle, s'appelle le recépage des pieux.



**Figure XIII.4 : Tête de pieu**

### **XIII.2.4. Exécution de la semelle :**

Après le déblayage mécanique et le recépage on procède de la manière suivante :

#### **XIII.2.4.1. Mise en place de béton de propreté :**

En utilisant la benne à béton qui sera guidée par des ouvriers, le nivellement se fait manuellement avec des pelles.

#### **XIII.2.4.2. Mise en place du ferrailage :**

A l'aide d'une grue, on met la cage d'armature sur le béton de propreté de façon à ce que les armatures des pieux soient à l'intérieur de la cage, cette tâche est complétée par des opérations de liaison sur place, pour assurer la liaison pieux - semelles. Dans les semelles on prévoit les attentes des fûts





**Figure XIII.5 : ferrailage de la semelle**

### **XIII.3. Réalisation de la pile :**

#### **XIII.3.1. Le fut :**

La réalisation des fûts, surtout ceux qui ont une hauteur importante se fait avec phase, chaque phase de construction permet l'exécution de 03 mètres des fûts de la pile, cette mesure a pour but d'éviter les ségrégations du béton.

##### **XIII.3.1.1. Le ferrailage :**

La cage d'armature de chaque partie de fût est mise en place avec une grue et liaisonnée à la base avec les armatures d'attentes..



**Figure XIII.6: mise en place du ferrailage du fut**

##### **XIII.3.1.2. Le coffrage :**

Il se fait avec des pièces métalliques circulaires, le coffrage est mis en place à l'aide d'une grue, l'assemblage et la fixation se font par boulonnage.



**Figure XIII.7 : coffrage du fut**

### **XIII.3.1.3. Le bétonnage.**

Le coulage de béton fait avec la benne à béton, tenue à l'aide d'une grue et guidée par des ouvriers qui, au fur et à mesure de bétonnage, assurent une répartition et pénétration du béton grâce au vibreur (aiguille vibrante).

### **XIII.3.2. Le chevêtre :**

#### **XIII.3.2.1. Le coffrage :**

La première tâche s'agit de la mise en place du fond de moule mixte (Métal-Bois) soutenu par des étais incorporés au niveau des fûts ensuite on pose la cage d'armature et on vient coffrer les joues latérales

#### **XIII.3.2.2. Le ferrailage :**

La cage d'armature est mise sur le fond de moule, les armatures d'attentes doivent être liaisonnées à l'intérieur de la cage, et on laisse des attentes des armatures des dè



d'appuis.

**Figure XIII.8 : ferrailage chevêtre**

#### **XIII.3.2.3. Le bétonnage :**

Le bétonnage se fait à l'aide d'une benne portée par une grue.

### **XIII.3.3. Les dè d'appuis :**

Après le coulage du béton du chevêtre et durcissement suffisant, on procède au coffrage et au bétonnage des dè d'appuis.

## **XIII.4. Réalisation De La Culée Remblayée :**

Après le terrassement et l'exécution des pieux et la semelle la réalisation se fait par phase pour des raisons constructives et pour éviter la ségrégation du béton et bien vibrer compactée le béton, chaque phase permet l'exécution d'un élément.

### **XIII.4.1. Réalisation des éléments :**

#### **XIII.4.1.1. Le mur garde grève et le corbeau :**

1. **Le coffrage :** Le coffrage se fait de façon à permettre le bétonnage à la fois du mur garde grève et celui du corbeau : les pièces métalliques lourdes seront mises en place à l'aide d'une grue.

**2. Le bétonnage :** On fait à la fois le bétonnage du mur garde grève et celui du corbeau à l'aide d'une benne à béton portée par une grue.

#### **XIII.4.1.2. Le mur en retour :**

- 1. Le coffrage :** la forme du mur en retour exige un coffrage mixte
- 2. Le bétonnage :** il se fait de la même manière que les autres éléments.
- 3.**

#### **XIII.4.1.3. Les dés d'appuis :**

On les coffre et on les bétonne de la même façon que ceux des piles.

#### **XIII.4.1.4. Dalle de transition :**

Après le décoffrage du corbeau et du mur en retour, on remblaie et on compacte la partie entre les murs en retour jusqu'au niveau où doit reposer la dalle de transition.

- 1. La couche de béton de propreté :** C'est la couche de béton non armée sur la quelle va reposer la dalle de transition.
  - 2. Coffrage et armature de la dalle de transition :** Après avoir placé le coffrage, on met la cage d'armature.
- Bétonnage :** S'effectue à l'aide d'une benne à béton et on doit assurer toujours la répartition et la compacité du béton.



**.Figure XIII.9 : coffrage du mur en retour.**

#### **XIII.4.2. Le Remblai :**

##### **1. Mise en place des remblais :**

La mise en place des remblais se fait avec un camion à benne mobile, celui-ci doit les déposer derrière la culée en se reculant au fur et à mesure du dépôt pour assurer en quelque sorte la répartition du remblai. L'opération qui s'effectue par couche

##### **2. Compactage des couches de remblai :**

Chaque fois que le remblai est déposé on doit l'étaler et le compacter par couches successives d'épaisseur ne dépassant pas 30 cm. On utilise pour cela un compacteur pneumatique.

### **XIII.5. Réalisation du tablier :**

Dans tout ce qui suit, on décrit les différentes opérations de la construction d'un tablier pour une seule travée, en effet, toutes les travées seront réalisées de la même manière.

#### **XIII.5.1. La pose des poutres**

Les poutres étant en béton précontraint (post-tension), leur pose se fait avec beaucoup de soins en les surélevant avec une grue installée dans un endroit qui lui permet d'effectuer sa tâche sans gêne et sans déplacement.

Le repos de la poutre sur les appareils d'appuis est assuré par deux ouvriers de part et d'autre, l'entre axes des poutres doit être vérifié avant le détachement des câbles de suspension



**Figure XIII.10 : pose des poutres**

#### **XIII.5.2. La dalle :**

##### **→ Coffrage (Inférieur) de la dalle :**

Après avoir posé toutes les poutres (d'une travée) on commence à coffrer la partie inférieure de la dalle, les vides situés entre les poutres seront couverts grâce à des éléments rectangulaires de la tôle nervurée TN40.

##### **Ferraillage de la dalle :**

Le ferraillage de la dalle doit comprendre aussi celui des trottoirs, et c'est dans cette étape que l'on doit mettre en place les gargouilles.

##### **Le coffrage de la dalle :**

Une fois le ferraillage est terminé, on coffre les bordures de la dalle et s'assurer qu'il n'y a pas de fuites avant le bétonnage

##### **. → Bétonnage de la dalle :**

Généralement le bétonnage de la dalle s'effectue par partie jusqu'à terminaison, le coulage du béton se fait grâce à une benne portée par une grue, les ouvriers doivent assurer une bonne vibration à l'aide des vibreurs (aiguille vibrante).

##### **→ Les trottoirs**

Après la mise en place des gardes corps des glissières de sécurité et le coffrage nécessaire des trottoirs on les bétonne de la même manière que la dalle.



**Figure XIII.11 : exemple sur armatures de jonction**

### **XIII.5.3. Mode de préfabrication de poutres :**

#### **⊗ Précontrainte par post tension :**

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets.

On entend par précontrainte par post tension, la mise en tension des armatures après le coulage du béton, cela suppose donc que l'en doive tendre les aciers en s'appuyant, soit sur la zone d'about.

Le procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier, dans notre cas, les poutres sont préfabriquées en site.

#### **Méthodologie :**

La méthode de préfabrication et de mise en tension suit généralement les cycles suivants :

→ Nettoyage des moules (coffrages métalliques de grande longueur, articulés pour Faciliter le décoffrage).

→ Mise en place d'huile de décoffrage sur les moules pour empêcher le béton de coller aux parois du moule.



**Figure XIII.12 : Coffrage + d'huile de décoffrage**

- Déroulement des armatures (torons)
- Mise en place des armatures passives : cadres, étriers, armatures longitudinales pour reprendre les efforts de traction



**Figure XIII.13 : armatures passives et active**

- Mise en place des moules dans leur position finale, mise en place des masques d'exterminés des éléments pour empêcher le béton de s'échapper hors du coffrage.
- Mise en place des déviateurs éventuels dispositifs qui transforme le tracé rectiligne du câble en une parabole.
- Après le durcissement partiel du béton de la poutre mise en tension des torons par des vérins situés à une des extrémités.
- Mise en place du béton par pont roulant ou grue, lissage de la partie supérieure à la règle pour assurer une surface correcte ;
- Vibration du Béton en général par vibration extérieur grâce à des vibreurs excentriques placeès sur les moules ou sous le banc.
- Etuvage ou chauffage du béton pour accélérer son durcissement et un décoffrage rapide ;
- Décoffrage.
- Manutention et stockage des éléments en prenant soin de ne pas les retourner, ni de les stocker avec des points d'appui intermédiaires.



**Figure XIII.14 : la forme de la poutre après décoffrage**



**Figure XIII.15 : exemple sur l'ancrage fixe**

# Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, aussi comment applique toutes les règlements (B.P.E.L et B.A.E.L ...etc.) et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (SOCOTEC ; Robot millénium .....etc.) d'autre part.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.



# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements :

- ✚ Document SETRA, pont à poutres préfabriqués précontrainte par post tension VIPP, France, SETRA, 1996
- ✚ BAEL, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99, BAEL 91 révisé 99.
- ✚ BPEL, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limite BPEL 91 révisé 99, 1999.
- ✚ Document SETRA, ponts courants en zone sismique, guide technique, SETRA France, janvier 2000.
- ✚ Document SETRA, appareils d'appui à pot, guide technique, SETRA France, 2007
- ✚ RPOA, règles parasismiques applicable au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008
- ✚ RCPR, définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2010

## Logiciels :

- ✚ AUTODESK STRUCTURE ANALYSIS (ROBOT 2020) ;
- ✚ AUTOCAD 2016 ;
- ✚ ROBOT EXPERT 2010

## Cours :

- ✚ Cours 5ème année Pont Dr. F.FEDGHOUCHE E.N.S.T.P
  - ✚ Cours 5ème année Calcul Ouvrage En Béton Arme Dr.BENREDOUANE E.N.S.T.P
  - ✚ Cours 4ème année Béton Précontrainte Mr AMIEUR E.N.S.T.P).
-

ANNE

X

---

## Chapitre VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

### VI.10.4. Vérifications des contraintes :

		Phase 1				
		x=0.5	x=1,85	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,02	0,15	0,57	0,72	0,76
MEls		0,00	0,32	1,40	1,77	1,90
P1 (MN)		2,24	2,24	2,24	2,24	2,24
P2 (MN)		2,07	2,07	2,07	2,07	2,07
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	0,54	5,16	6,57	7,06
	$\sigma_{inf}$	0,00	-0,79	-6,28	-5,95	-8,68
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,29	1,04	-1,16	-2,38	-2,79
	$\sigma_{inf}$	2,06	2,49	9,32	10,87	11,38
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,12	0,96	-1,07	-2,20	-2,57
	$\sigma_{inf}$	1,90	2,30	8,60	10,03	10,50
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,29	1,59	4,01	4,19	4,28
	$\sigma_{inf}$	2,06	1,70	3,04	4,91	2,70
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	2,12	1,51	4,10	4,37	4,49
	$\sigma_{inf}$	1,90	1,50	2,32	4,07	1,82

Tableau VI.41: vérification des contraintes phase 1

		phase 2				
		x=0,5	x=1,85	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,02	0,15	0,57	0,72	0,76
MEls		0,00	0,32	1,40	1,77	1,90
P1 (MN)		4,16	2,24	4,16	4,16	4,16
P2 (MN)		3,66	2,07	3,66	3,66	3,66
$\sigma_p$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	0,00	1,18	5,16	6,57	7,06
	$\sigma_{inf}$	0,00	-1,45	-6,28	-8,06	-8,68
$\sigma_{P1}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	4,26	2,29	-2,15	-4,43	-5,18
	$\sigma_{inf}$	3,82	5,14	17,32	20,20	21,16
$\sigma_{P2}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,74	2,11	-1,89	-3,89	-4,55
	$\sigma_{inf}$	3,36	4,74	15,21	17,75	18,59
$\sigma_{Max}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	4,26	3,47	3,01	2,14	1,89
	$\sigma_{inf}$	3,82	3,69	11,04	12,14	12,47
$\sigma_{Min}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$	3,74	3,30	3,27	2,68	2,51
	$\sigma_{inf}$	3,36	3,29	8,94	9,69	9,91

Tableau VI.42: vérification des contraintes phase 2

Phase 3				
x=0,5	x=1,85	x=L/4	x=3L/8	x=L/2

<b>e (m)</b>		<b>-0,02</b>	<b>0,14</b>	<b>0,76</b>	<b>0,95</b>	<b>1,00</b>
<b>MEls</b>		<b>0,00</b>	<b>0,55</b>	<b>2,10</b>	<b>2,66</b>	<b>2,87</b>
<b>P1 (MN)</b>		<b>6,18</b>	<b>6,18</b>	<b>6,18</b>	<b>6,18</b>	<b>6,18</b>
<b>P2 (MN)</b>		<b>5,40</b>	<b>5,40</b>	<b>5,40</b>	<b>5,40</b>	<b>5,40</b>
<b><math>\sigma_p</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>0,00</b>	<b>2,03</b>	<b>3,80</b>	<b>4,85</b>	<b>5,24</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>0,00</b>	<b>-2,47</b>	<b>-7,06</b>	<b>-9,06</b>	<b>-9,82</b>
<b><math>\sigma_{P1}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>4,67</b>	<b>6,60</b>	<b>-2,12</b>	<b>-4,34</b>	<b>-4,98</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>4,26</b>	<b>13,83</b>	<b>22,09</b>	<b>26,33</b>	<b>27,56</b>
<b><math>\sigma_{P2}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>0,00</b>	<b>3,42</b>	<b>-0,02</b>	<b>-0,57</b>	<b>-4,35</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>3,72</b>	<b>12,07</b>	<b>19,28</b>	<b>22,98</b>	<b>24,06</b>
<b><math>\sigma_{Max}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>4,67</b>	<b>8,62</b>	<b>1,68</b>	<b>0,50</b>	<b>0,26</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>4,26</b>	<b>11,36</b>	<b>15,03</b>	<b>17,28</b>	<b>17,75</b>
<b><math>\sigma_{Min}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>0,00</b>	<b>5,44</b>	<b>3,78</b>	<b>4,27</b>	<b>0,90</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>3,72</b>	<b>9,60</b>	<b>12,22</b>	<b>13,92</b>	<b>14,24</b>

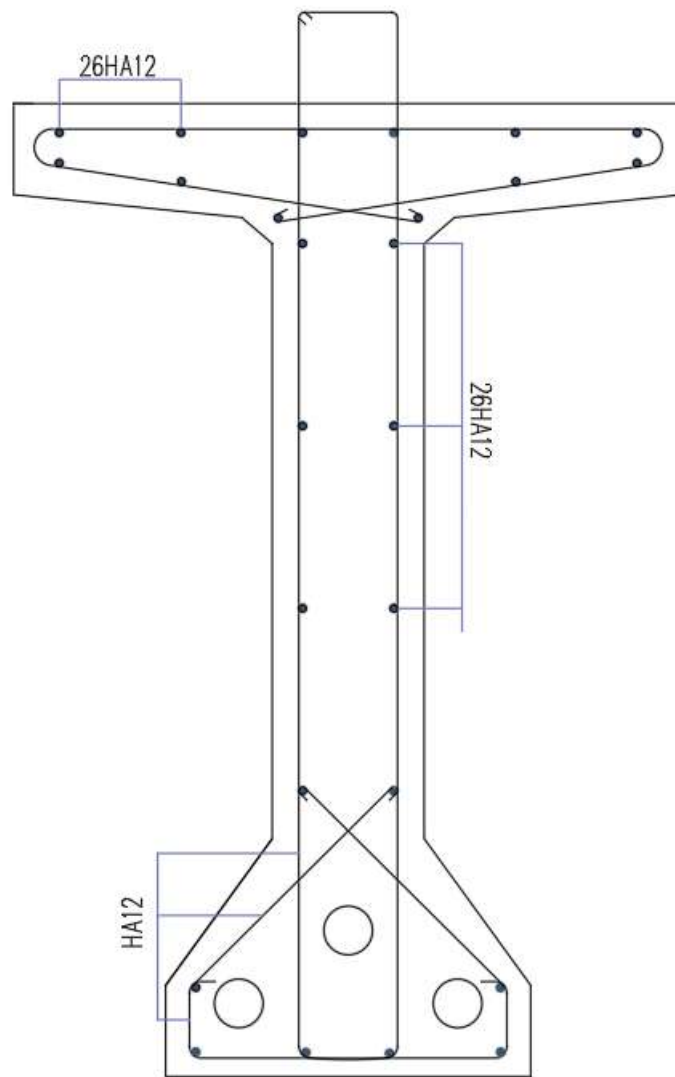
Tableau VI.43: vérification des contraintes phase 3

	<b>phase 4</b>				
	<b>x=0,5</b>	<b>x=1,85</b>	<b>x=L/4</b>	<b>x=3L/8</b>	<b>x=L/2</b>
<b>e (m)</b>	<b>-0,02</b>	<b>0,14</b>	<b>0,76</b>	<b>0,95</b>	<b>1,00</b>
<b>MEls</b>	<b>0,00</b>	<b>1,30</b>	<b>4,689</b>	<b>5,37</b>	<b>6,20</b>

<b>P1 (MN)</b>		<b>6,18</b>	<b>6,18</b>	<b>6,01</b>	<b>6,01</b>	<b>6,01</b>
<b>P2 (MN)</b>		<b>5,40</b>	<b>5,40</b>	<b>5,13</b>	<b>5,13</b>	<b>5,13</b>
<b><math>\sigma_p</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>0,00</b>	<b>2,37</b>	<b>8,49</b>	<b>9,78</b>	<b>11,32</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>0,00</b>	<b>-4,45</b>	<b>-15,77</b>	<b>-18,29</b>	<b>-21,20</b>
<b><math>\sigma_{P1}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>10,23</b>	<b>4,73</b>	<b>-2,06</b>	<b>-4,22</b>	<b>-4,84</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>9,41</b>	<b>9,38</b>	<b>21,46</b>	<b>25,58</b>	<b>26,78</b>
<b><math>\sigma_{P2}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>6,05</b>	<b>-0,07</b>	<b>-0,03</b>	<b>-1,01</b>	<b>-4,13</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>8,21</b>	<b>8,18</b>	<b>18,34</b>	<b>21,86</b>	<b>22,88</b>
<b><math>\sigma_{Max}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>10,23</b>	<b>7,11</b>	<b>6,43</b>	<b>5,56</b>	<b>6,49</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>9,41</b>	<b>4,93</b>	<b>5,69</b>	<b>7,30</b>	<b>5,57</b>
<b><math>\sigma_{Min}</math> (MPa)</b>	<b><math>\sigma_{sup}</math></b>	<b>6,05</b>	<b>2,31</b>	<b>8,45</b>	<b>8,77</b>	<b>7,19</b>
	<b><math>\sigma_{inf}</math></b>	<b>8,21</b>	<b>3,74</b>	<b>2,56</b>	<b>3,57</b>	<b>1,67</b>

Tableau VI.44 : vérification des contraintes phase 4

## FERRAILLAGE DE LA POUTRE



**Figure VI.15: Ferrailage de la poutre (Section Médiane)**

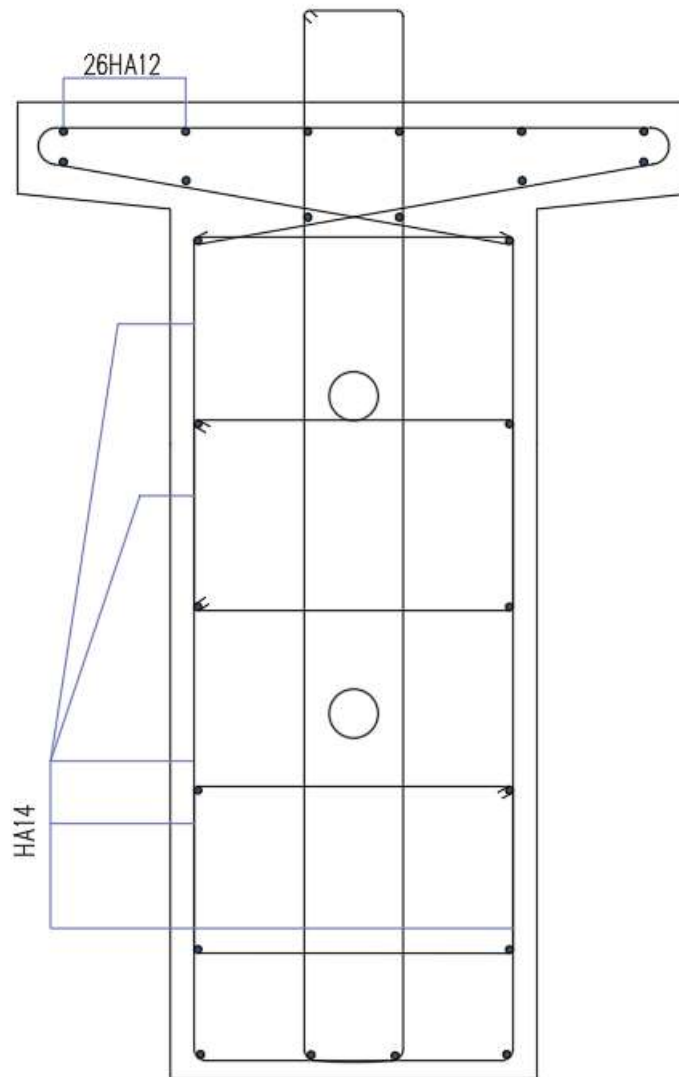


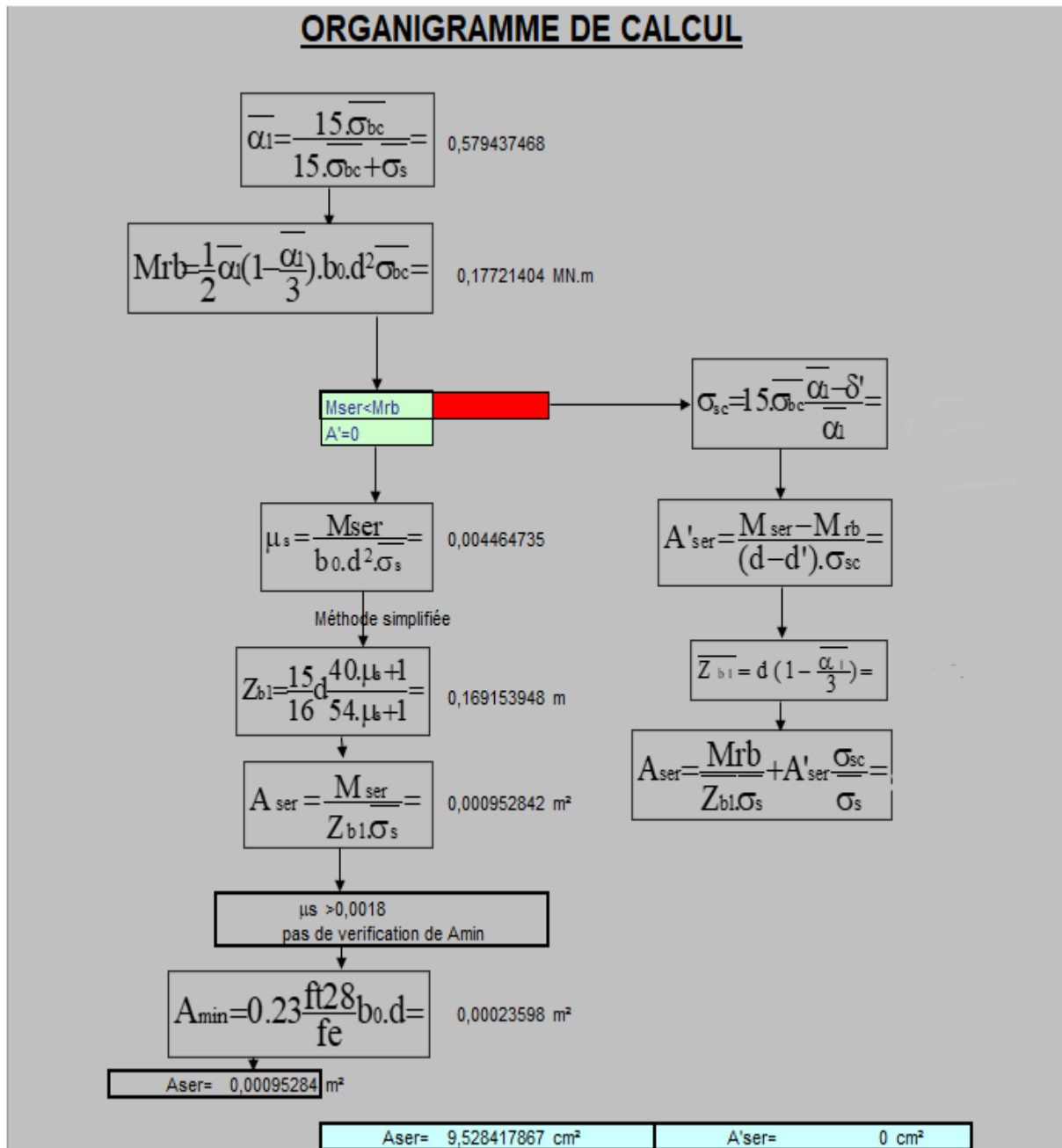
Figure VI.16: Ferrailage de la poutre (Section d'About)

## Chapitre VII : ETUDE DE LA DALLE

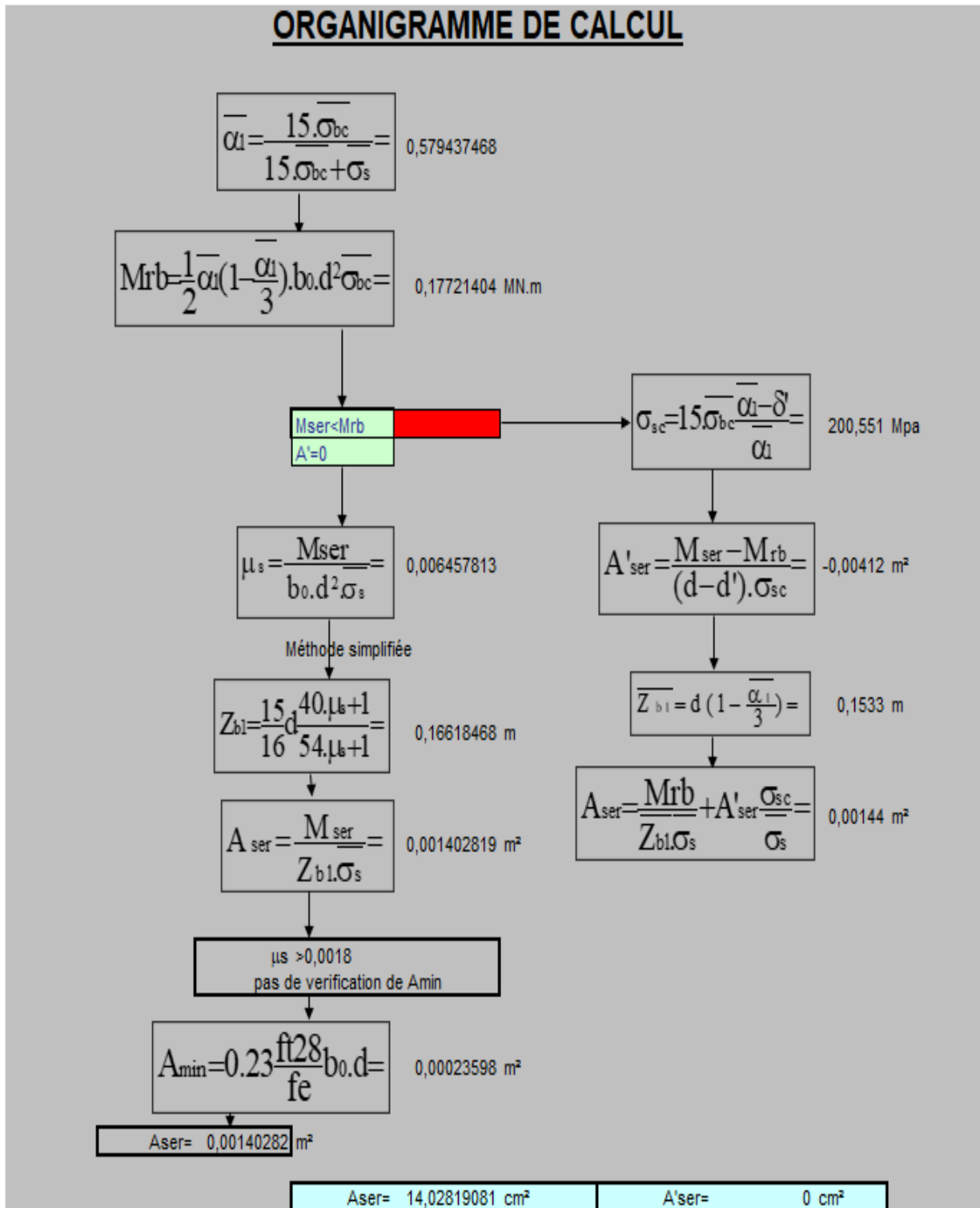
### FERRAILLAGE De La Dalle

- Armature au sens longitudinal :





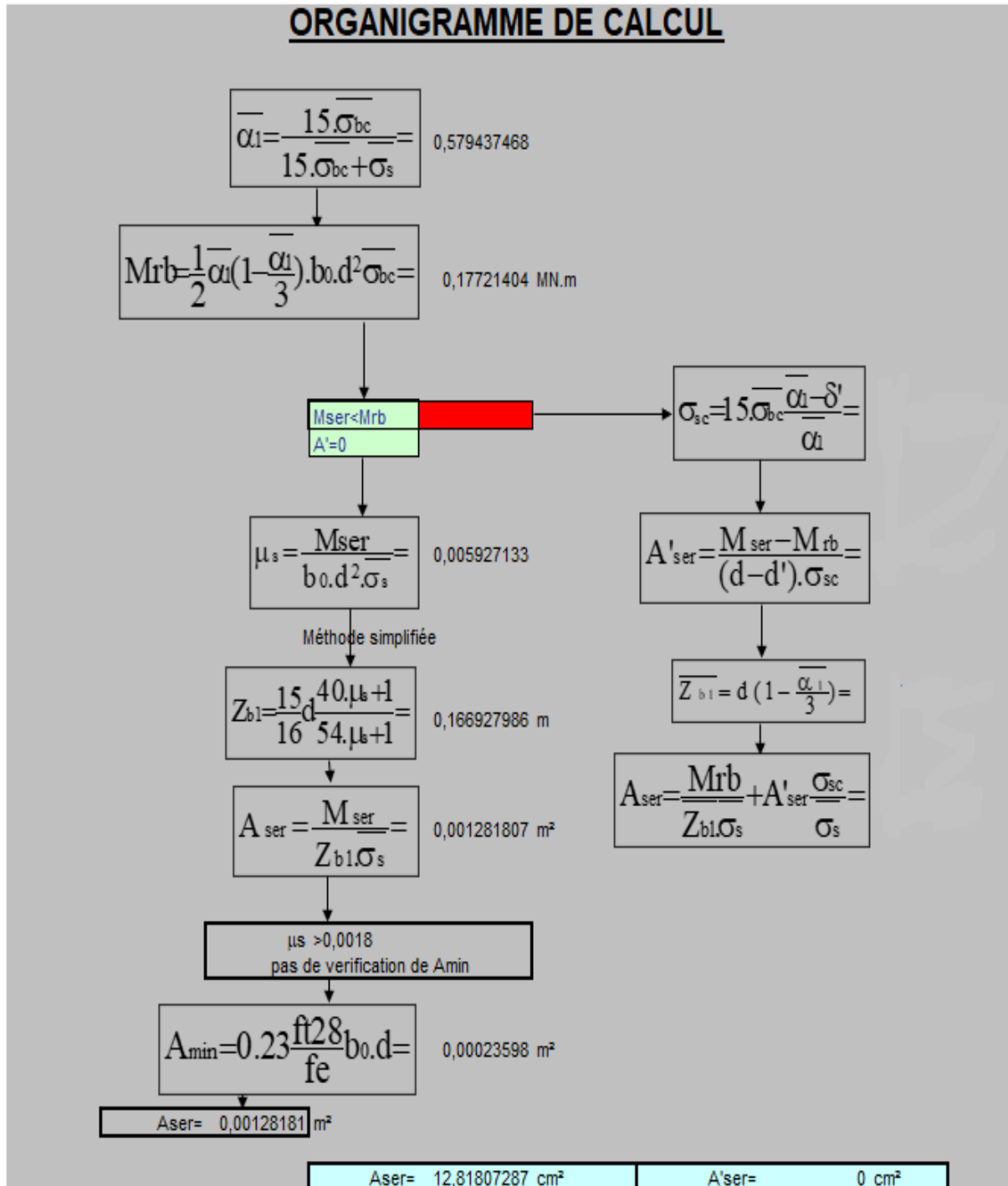
**Figure VIII.5 : ORGANIGRAMME DE CALCUL POUR FIBRE LONGITUDINAL SUPERIEUR**



**Figure VIII.6 : ORGANIGRAMME DE CALCUL POUR FIBRE LONGITUDINAL INFERIEURE**

- **Armature au sens transversal :**  
Détaille de calcul

## ORGANIGRAMME DE CALCUL



**Figure VIII .7 : ORGANIGRAMME DE CALCUL POUR FIBRE TRANSVERSAL SUPERIEUR**

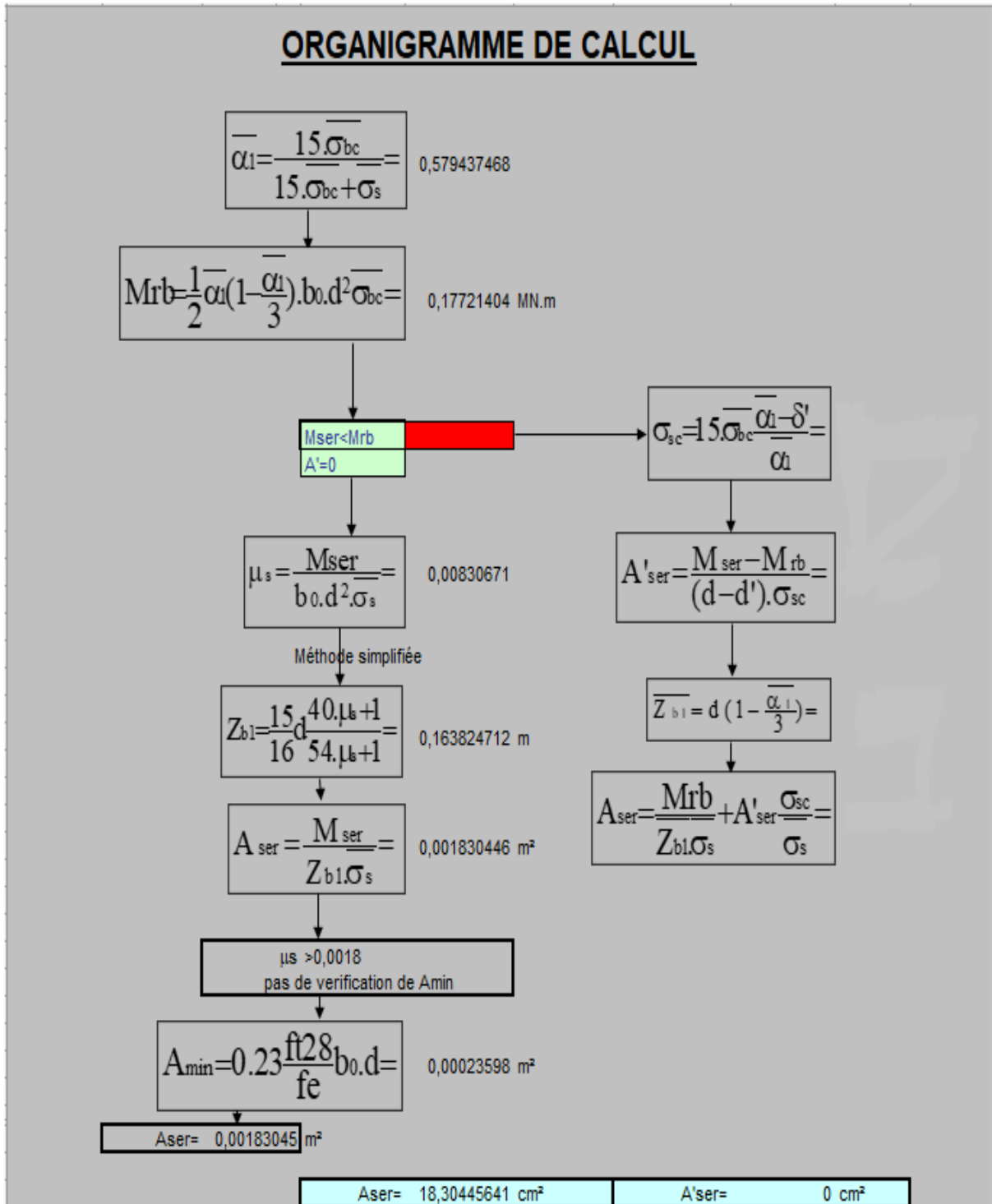


Figure VIII.8 : ORGANIGRAMME DE CALCUL POUR FIBRE TRANSVERSAL INFÉRIEURE

### FERRAILLAGE De La Dalle :

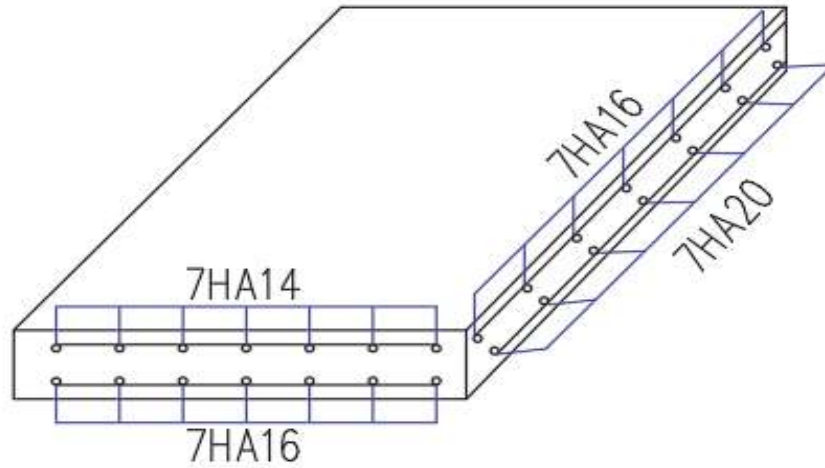


Figure VIII.9 : Schéma de ferrailage de la Dalle

## Chapitre XI : Etude de la pile

### XI.4.3. Ferrailage du chevêtre :

#### XI.4.3.1. Ferrailage longitudinales :

A E.L.U :

❖ Fibre supérieure : **Moment sens (yy) = 1.42102 MN.m**

Le dimensionnement des armatures dans les fibres supérieures se fait par l'organigramme suivant :

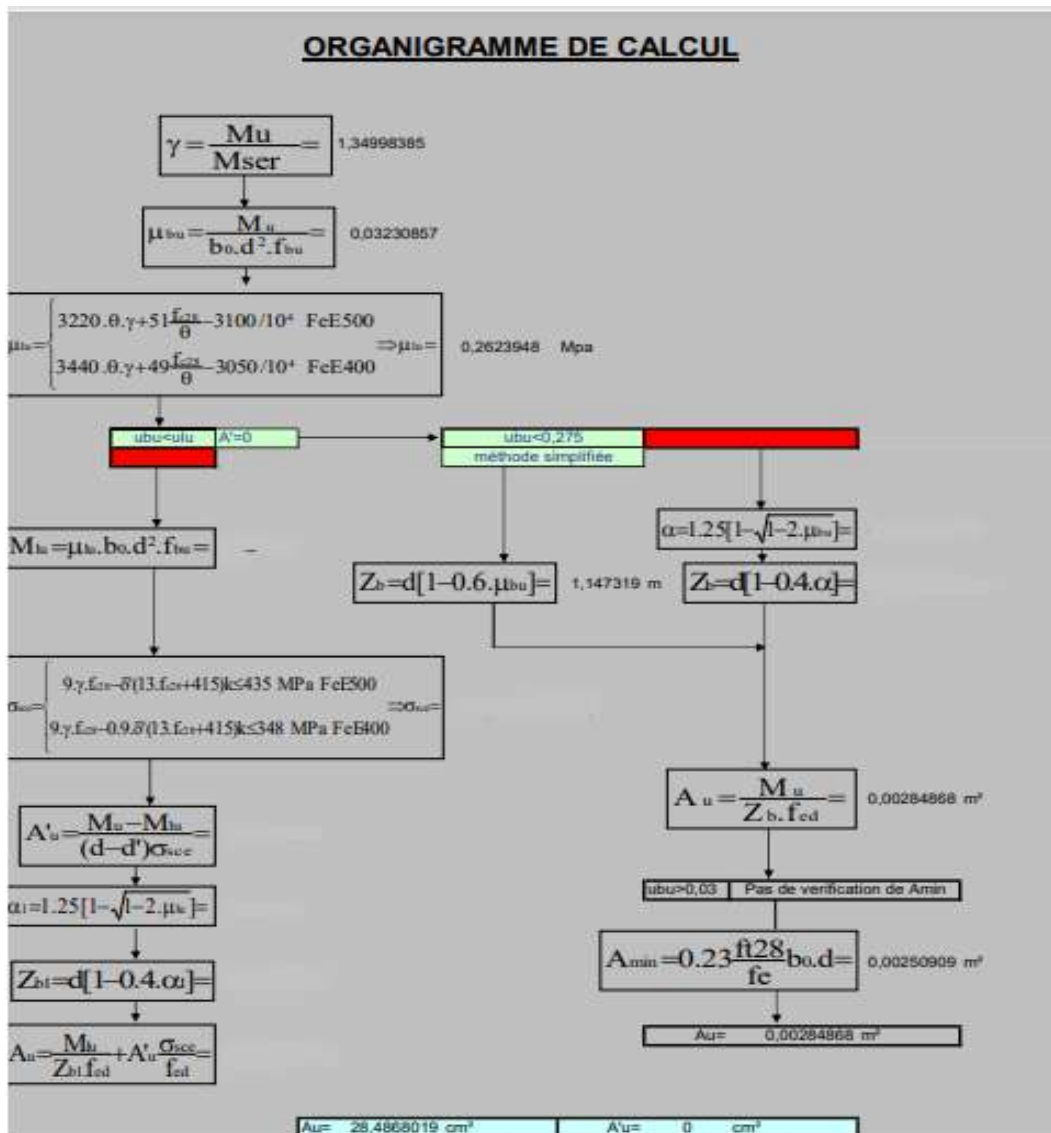
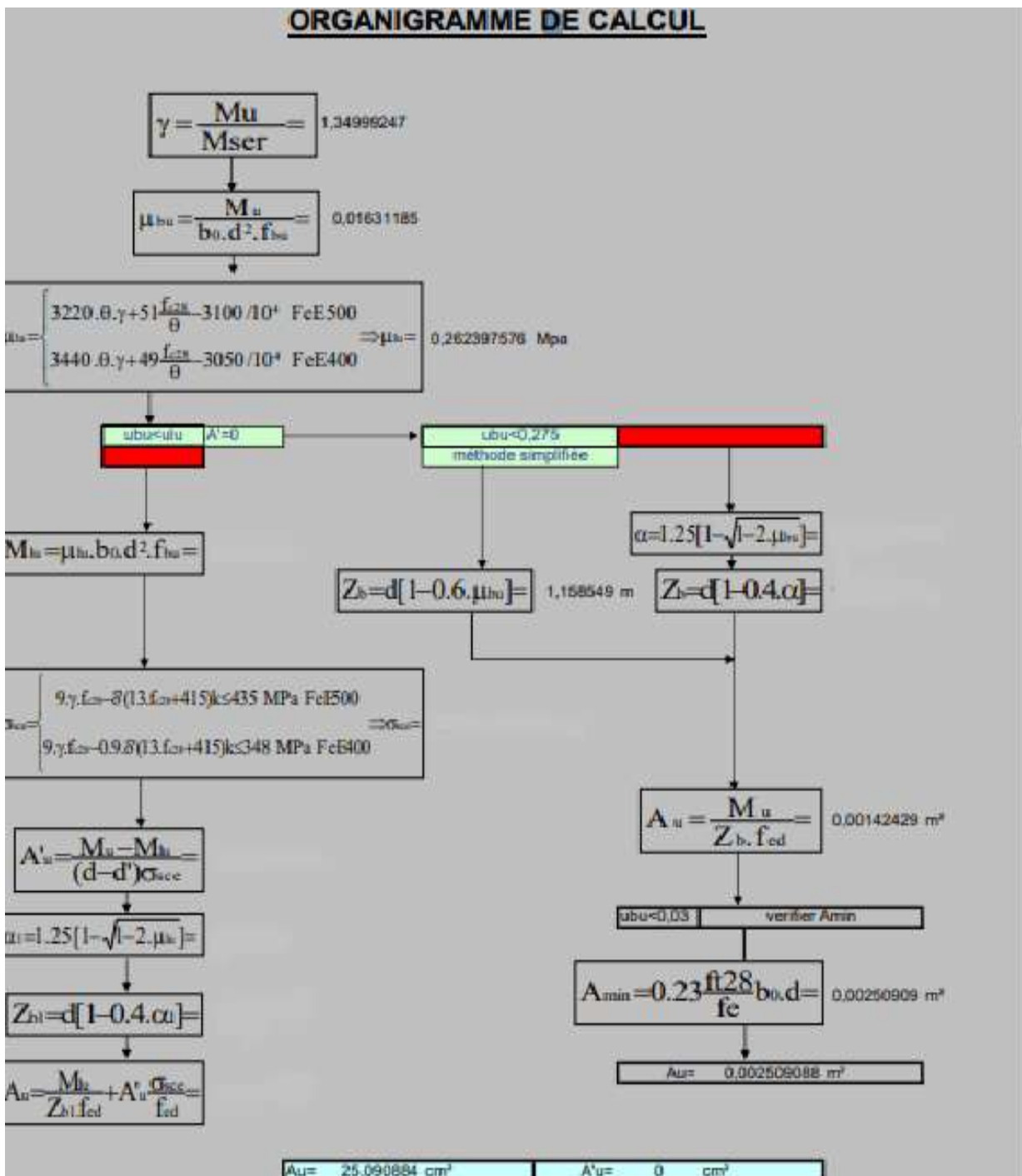


Figure XI.4 : Organigramme de calcul Ferrailage sous la flexion fibre supérieure a ELU

❖ Fibre inferieur : **Moment sens (yy) = 1.42102 MN.m**

Le dimensionnement des armatures dans les fibres supérieures se fait par l'organigramme



suivant

Figure XI.5 : Organigramme de calcul Ferrailage sous la flexion fibre inferieur a ELU

**Tableau XI.6: Dimensionnement des armatures longitudinales à L'ELU**

<b>ELU</b>	<b>Fibre supérieur</b>	<b>Fibre inférieur</b>
$\gamma$	1.35	1.35
$\mu_{bu}$	0.0323	0,1631
$\mu_{lu}$	0.262	0,2623
$Z_b$ (m)	1.147	0,1585
$A_u$ ( $cm^2$ )	28.48	14.24
$A_{min}$ ( $cm^2$ )	25.09	25.09
$A_u$ ( $cm^2$ )	28.48	25.09

**A E.L.S :**

❖ Fibre supérieure : **Moment sens (yy) = 1,05261 MN.m**



Le dimensionnement des armatures dans les fibres supérieures se fait par l'organigramme suivant :

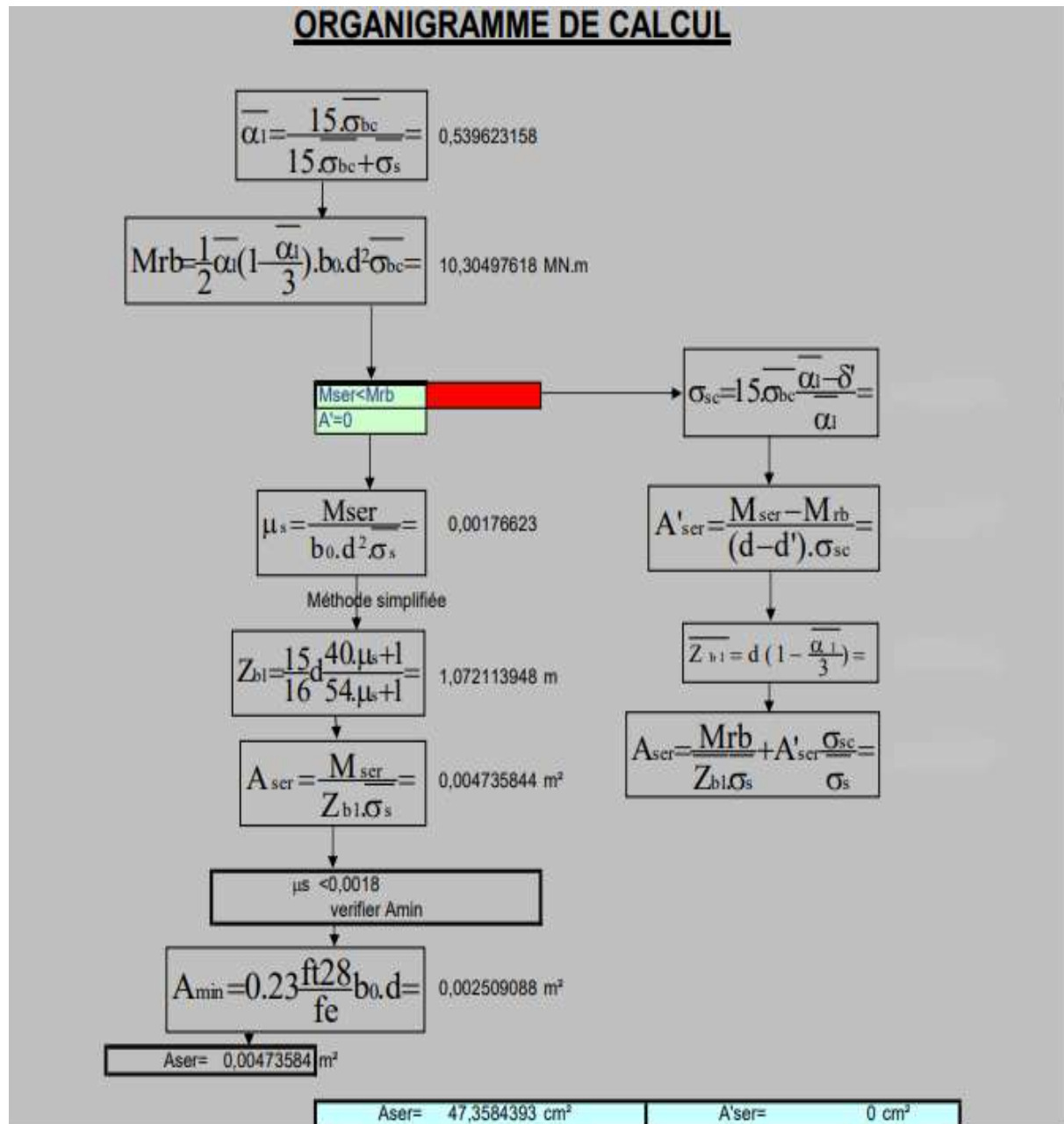


Figure XI.6 : Organigramme de calcul Ferrailage sous la flexion fibre Supérieure a ELS

❖ Fibre inférieur : **Moment sens (yy) = 0,53144 MN.m**

Le dimensionnement des armatures dans les fibres supérieures se fait par l'organigramme suivant :

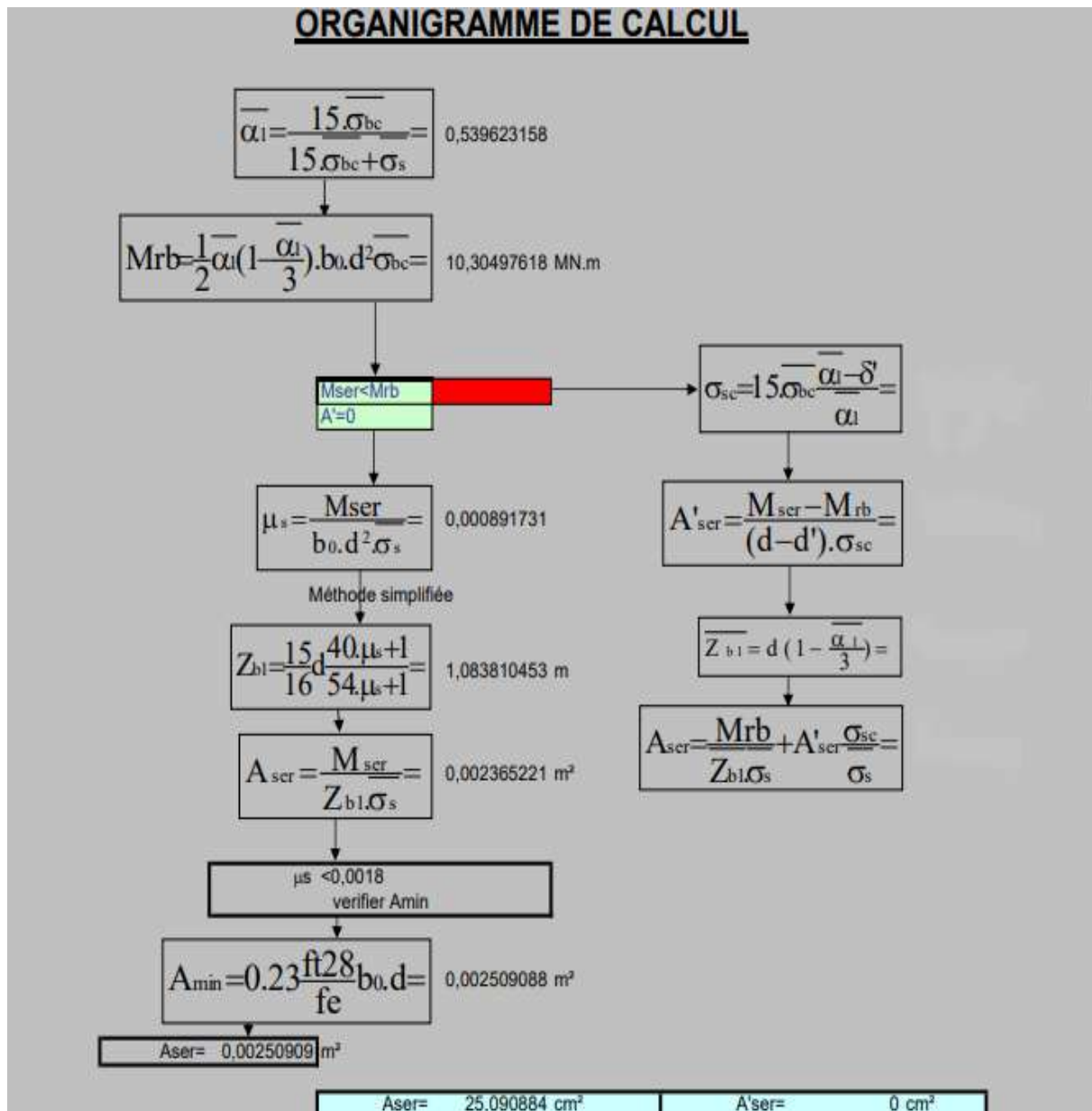


Figure XI.7 : Organigramme de calcul Ferrailage sous la flexion fibre inferieur a ELS

Tableau XI.7: Dimensionnement des armatures transversal à L'ELS

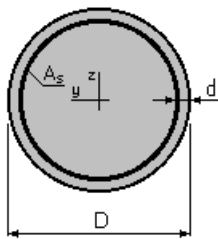
ELS	Fibre supérieur	Fibre inferieur
$\alpha$	0,5396	0,5396

<b>Mrb</b>	<b>10.30</b>	<b>0,1772</b>
<b><math>\mu s</math></b>	<b>0.00176</b>	<b>0.00089</b>
<b>Z<sub>bi</sub></b>	<b>1.0721</b>	<b>1.0838</b>
<b>Aser(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>47.35</b>	<b>23.65</b>
<b>Amin (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>25.09</b>	<b>25.09</b>
<b>Aser (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>47.35</b>	<b>25.09</b>

### XI.1.1. Ferrailage des futs :

Section d'acier du fut fait par Robot Expert

#### Longitudinalement :



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 10,0 \quad (\text{cm})$$

#### Efforts appliqués :

Cas N <sup>O</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELU	3813,27	1076,59	0,00
2.	ELS	2827,89	795,73	0,00
3.	ELA	2510,00	3610,0	0,00

#### Résultats :

**A<sub>s</sub> = 122.6 cm<sup>2</sup> soit 25HA25 avec espacement =15cm**

#### Transversalement :

#### Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N <sup>O</sup>	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELA	560,00	2510,00

### Résultats :

Contrainte tangente maximale  $t_u = 0,6$  (MPa)

Contrainte tangente limite  $t_{u,lim} = 2,7$  (MPa)

### Armatures transversales

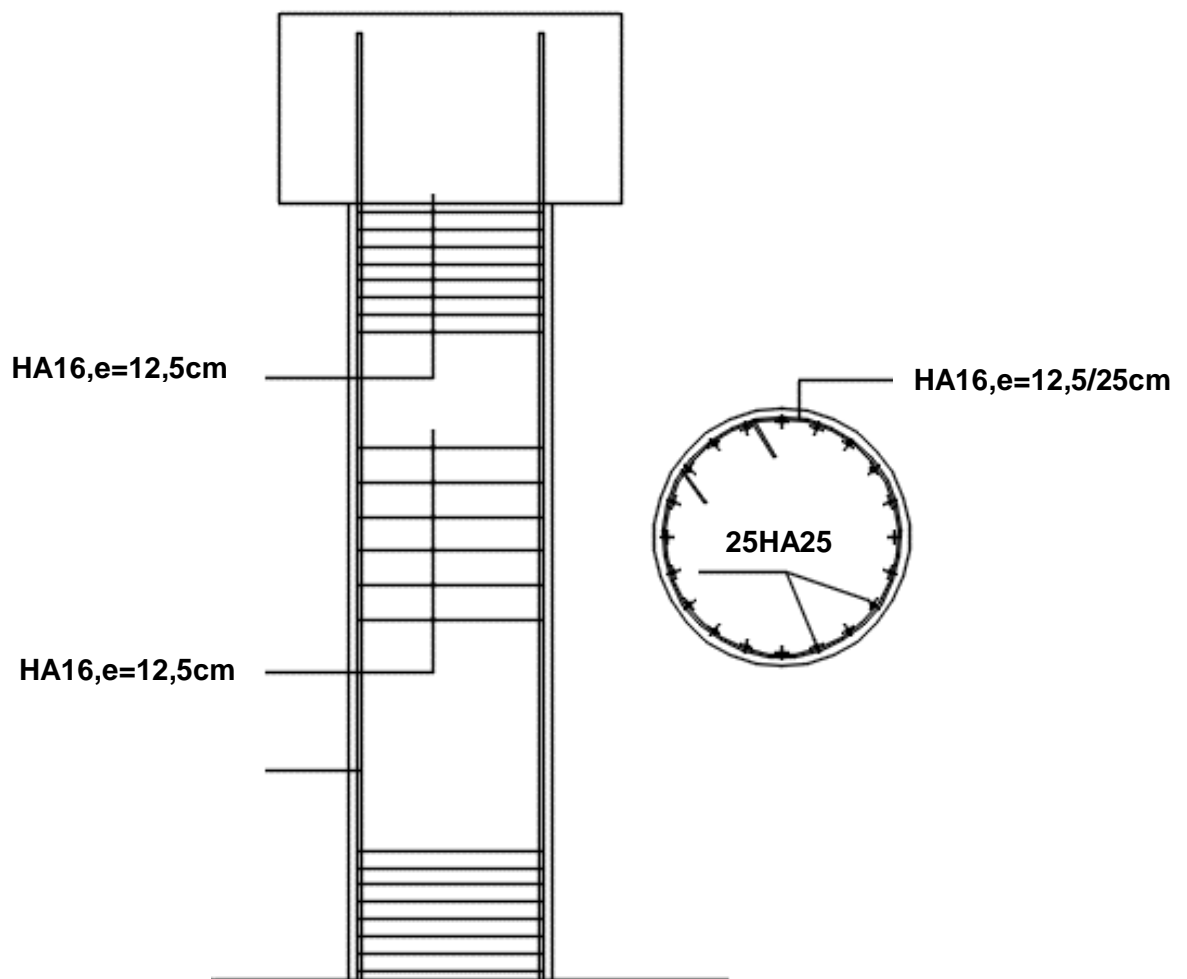
Inclinaison des armatures :  $\alpha = 90$  (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section  $A_t = 4,0$  (cm<sup>2</sup>)

Cadres:  $2 \text{ } \text{Æ} 16$

Espacement :  $S_t = 15,0$  (cm)

Espacement maximum :  $S_{t,max} = 15,0$  (cm)



### XI.7.3. Ferrailage des pieux :

On a les sollicitations suivantes :

ELS :

$$M = - 194.43 \quad \text{KN.m}$$

$$H = 54.50 \quad \text{KN}$$

$$N_{\text{cor}} = 1491.11 \quad \text{KN}$$

**ELU:**

$$M = - 263.06 \quad \text{KN.m}$$

$$H = 73.74 \quad \text{KN}$$

$$N_{\text{cor}} = 2109.73 \quad \text{KN}$$

**ELA:**

$$M = 1096.228 \quad \text{KN.m}$$

$$H = 307.2872 \quad \text{KN}$$

$$N_{\text{cor}} = 7580 \quad \text{KN}$$

Les résultats de robot expert nous donnent :

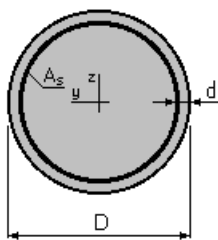
**Hypothèses:**

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

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

**Section:**



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

**Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELU	2109,73	263,06	0,00
2.	ELS	1491,11	194,43	0,00
3.	ELA	7580,00	1096,23	0,00

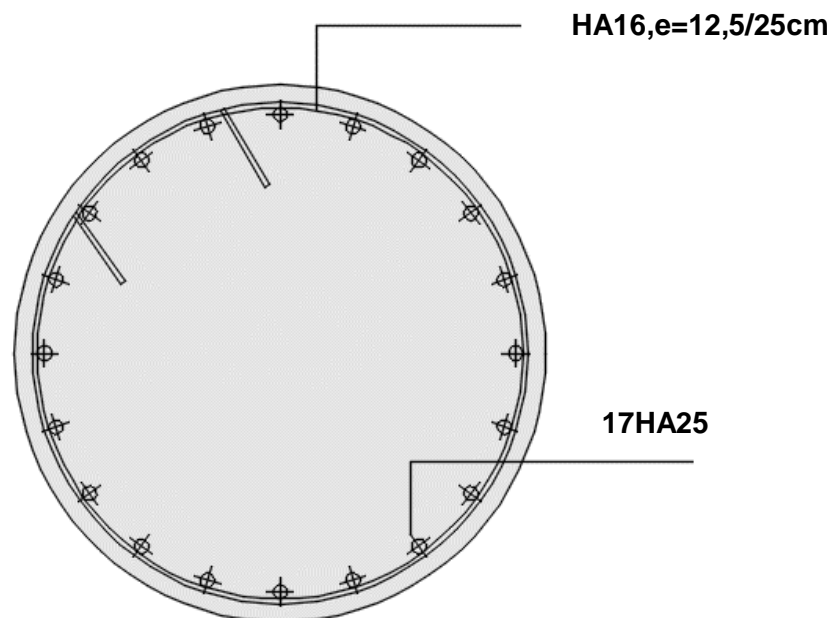
## Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

soit **17HA25** avec **e=21cm**



## Chapitre XII : ETUDE DE LA CULEE

### Combinaison des efforts (étude culée) :

À l'ELS :

Tableau : combinaison des efforts à l'ELS

N	H	M <sub>H</sub>	M <sub>V</sub>	ΔM
(KN)	(KN)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)

G+0.6T	5081,46	1211,11	-2897,77	-400,47	-3298,23
G+0.6T+1.2Q	5081,46	1435,39	-3631,16	-400,47	-4031,63
G+0.6T+1.2A(l)+ST	6526,21	1255,42	-3097,16	-763,46	-3860,62
G+0.6T+1.2Bc+ST	6445,70	1391,108	-3707,77	-743,33	-4451,09
G+0.6T+Mc120	6172,12	1211,11	-2897,77	-673,13	-3570,90
G+0.6T+D240	6800,17	1211,11	-2897,77	-830,14	-3727,91

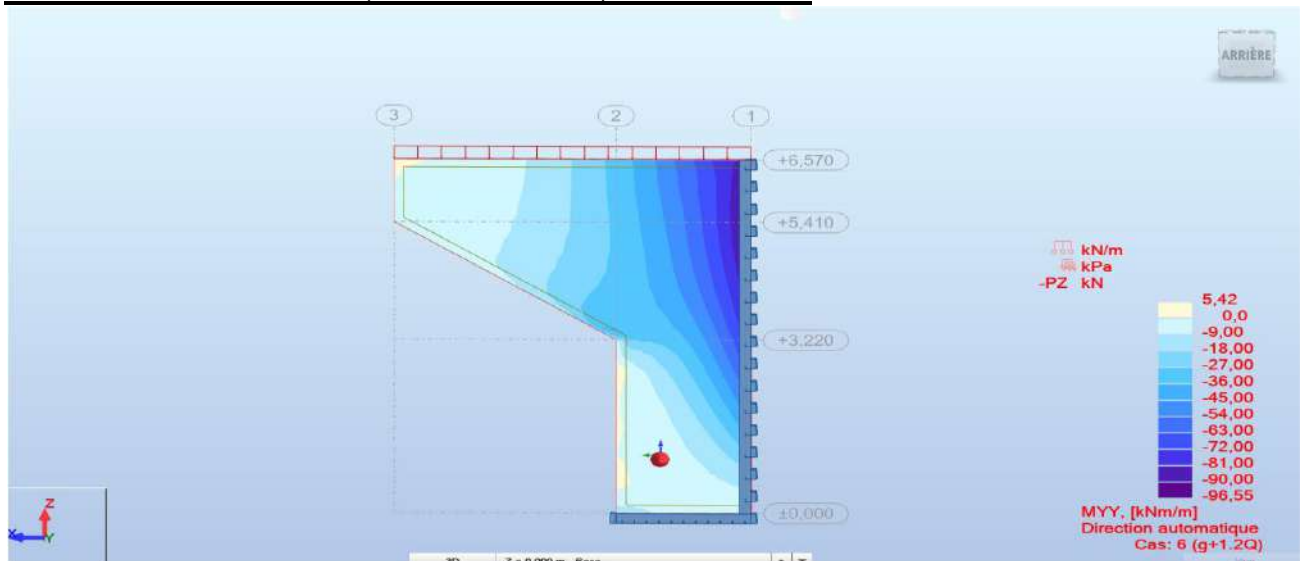
À l'ELU :

**Tableau : combinaison des efforts à l'ELU**

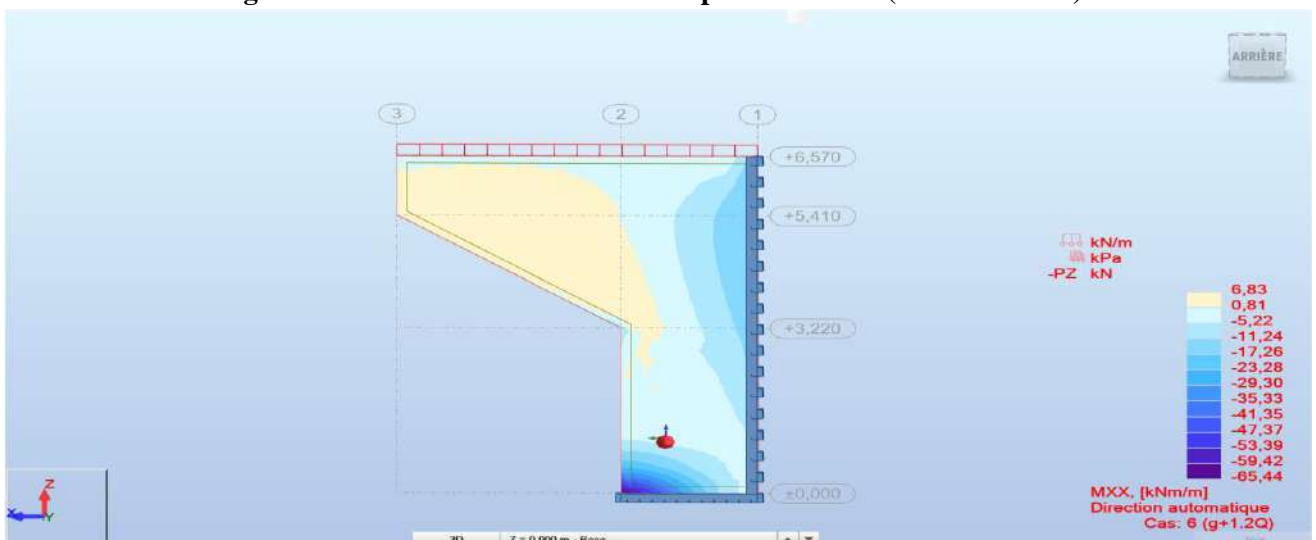
	<b>N</b>	<b>H</b>	<b>M<sub>H</sub></b>	<b>M<sub>v</sub></b>	<b>ΔM</b>
	<b>(KN)</b>	<b>(KN)</b>	<b>(KN.m)</b>	<b>(KN.m)</b>	<b>(KN.m)</b>
1.35G+0.9T	6859,97	1891,88	-4757,61	-540,63	-5298,24
1.35G++0.9T+1.6Q	6859,97	2554,04	-6422,77	-729,85	-7152,62
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	11196,90	2613,12	-6688,63	-1213,84	-7902,47
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	11089,55	2794,04	-7502,77	-1187,00	-8689,77
1.35G+0.9T+1.35Mc120	10733,35	1891,88	-4757,61	-1097,95	-5855,56
1.35G+0.9T+1.35D240	11581,21	1891,88	-4757,61	-1309,92	-6067,53



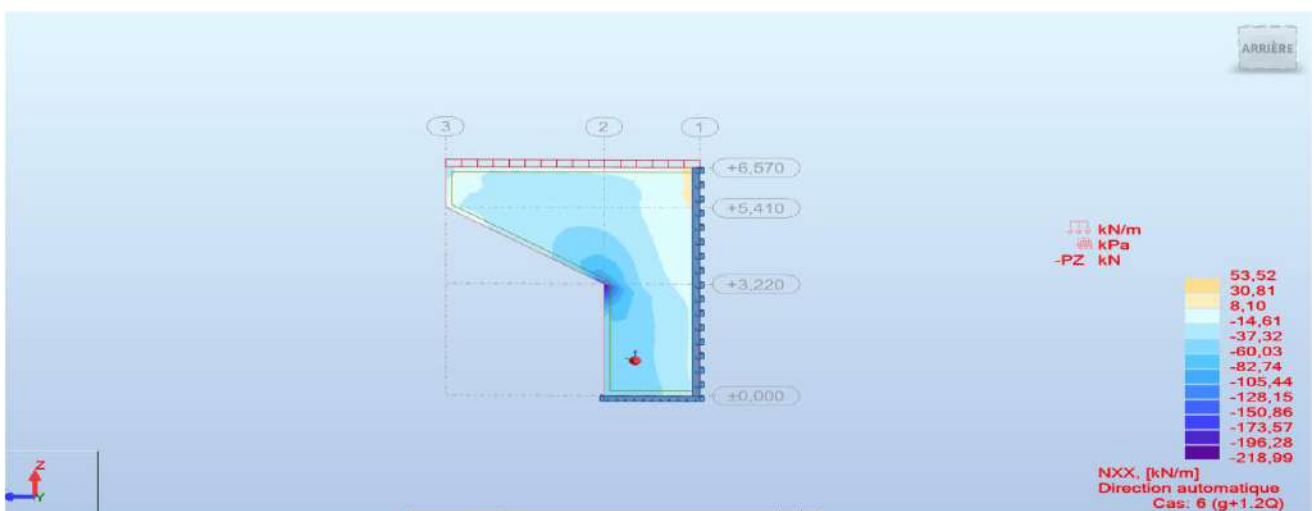
**Résultats des moment (mur en retour) avec robot :**



**Figure : moment horizontale à ELS par robot 2021(mur en retour).**



**Figure : moment vertical à ELS par robot 2021(mur en retour).**



**Figure : effort normal à ELS par robot 2021(mur en retour).**

## Calcul de la section d'acier de la culée

### Mur frontal

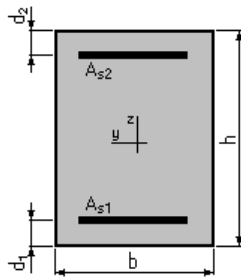
#### 1. Hypothèses :

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (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

#### 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 150,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

#### 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	542,85	0,00
Etat Limite de Service	456,05	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

#### 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 14,5 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$r = 0,10 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\text{max}} = 542,85 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,66 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 142,9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $e_b = 0,37 \text{ (\%o)}$

Déformation de l'acier:  $e_s = 10,00 \text{ (\%o)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

**Cas ELS**  $M_{\text{max}} = 456,05 \text{ (kN*m)}$   $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,18

Position de l'axe neutre:  $y = 23,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 137,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 1,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$

## Mur garde grève

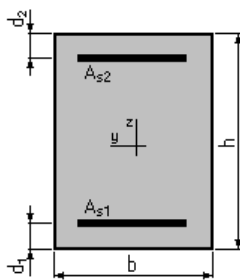
## 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (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

## 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

## 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	156,05	0,00
Etat Limite de Service	116,93	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 15,8$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s \min} = 3,0$  (cm<sup>2</sup>)

Théorique  $r = 0,63$  (%)  
minimum  $r_{\min} = 0,12$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**  $M_{\max} = 156,05$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5,6$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 22,8$  (cm)

Déformation du béton:  $e_b = 2,89$  (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS**  $M_{\max} = 116,93$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1,34

Position de l'axe neutre:  $y = 8,8$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 22,1$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 12,1$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 335,8$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 500,0$  (MPa)

## Dalle de transition

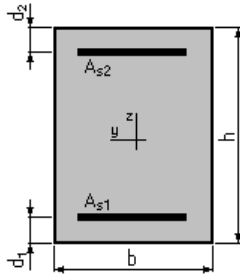
### 1. Hypothèses:

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (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

## 2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

## 3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	106,03	0,00
Etat Limite de Service	78,84	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,0 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$r = 0,41 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\min} = 0,12 \text{ (\%)}$		

### Analyse par Cas:

**Cas ELU**     $M_{\max} = 106,03$     (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:    1,00    Pivot: A

Position de l'axe neutre:     $y = 3,7$     (cm)

Bras de levier:     $Z = 23,5$     (cm)

Déformation du béton:     $e_b = 1,73$     (‰)

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

Contrainte de l'acier:

tendue:     $s_s = 434,8$     (MPa)

**Cas ELS**     $M_{\max} = 78,84$  (kN\*m)     $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité:    1,48

Position de l'axe neutre:     $y = 7,4$  (cm)

Bras de levier:     $Z = 22,5$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $s_b = 9,5$  (MPa)

Contrainte limite:     $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:     $s_s = 337,5$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$s_{s \text{ lim}} = 500,0$  (MPa)

## Ferrailage horizontale mur en retour

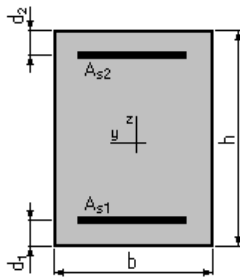
### 1. Hypothèses :

**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

### 2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 55,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	96,55	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 8,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique  $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \min} = 5,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique  $\rho = 0,17 \text{ (\%)}$

Minimum  $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

#### Analyse par Cas :

**Cas ELS**  $M_{\max} = 96,55 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 10,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 46,7 \text{ (cm)}$



Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,9$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 22,0$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$  (MPa)

## Ferraillage verticale mur en retour

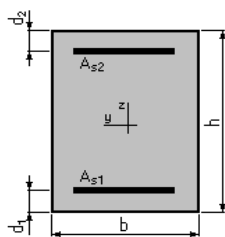
### 1. Hypothèses :

**Béton:  $f_{c28} = 27,0$  (MPa)**

**Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)**

- \* Fissuration préjudiciable
- \* Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- \* Calcul en poteau
- \* Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 55,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
--------	------	--------	----------

1. ELS 218,99 65,44

#### 4. Résultats:

##### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 6,2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 6,2$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 12,4$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s\ max} = 275,0$ (cm <sup>2</sup> )
Théorique	$\rho = 0,23$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,23$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

##### Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 218,99 (kN) M = 65,44 (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 3,68  
Position de l'axe neutre:  $y = 18,4$  (cm)  
Bras de levier:  $Z = 43,9$  (cm)  
Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,6$  (MPa)  
Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 16,2$  (MPa)

Contrainte de l'acier:  
tendue:  $\sigma_s = 9,1$  (MPa)  
comprimée:  $\sigma_s' = 20,7$  (MPa)  
Contrainte limite de l'acier:  $\sigma_{s\ lim} = 250,0$  (MPa)

## Ferraillage de la culée avec els :

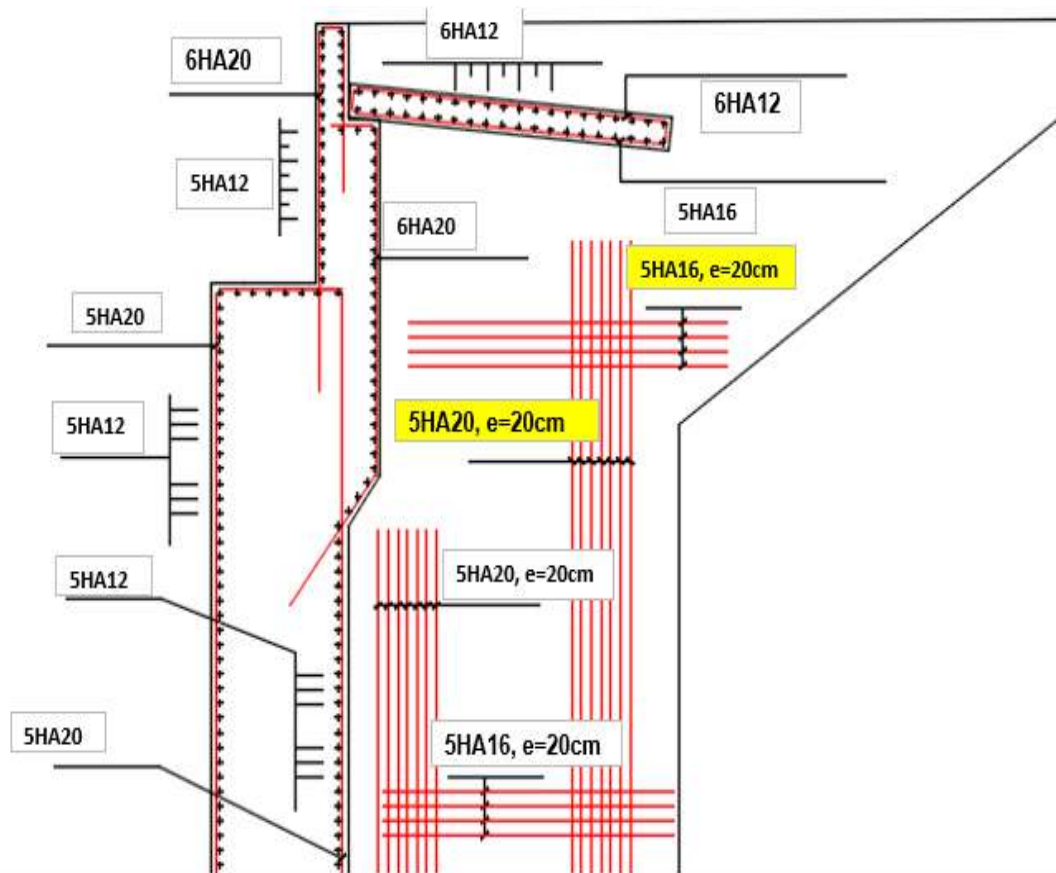


Figure : ferraillage des éléments de la culée

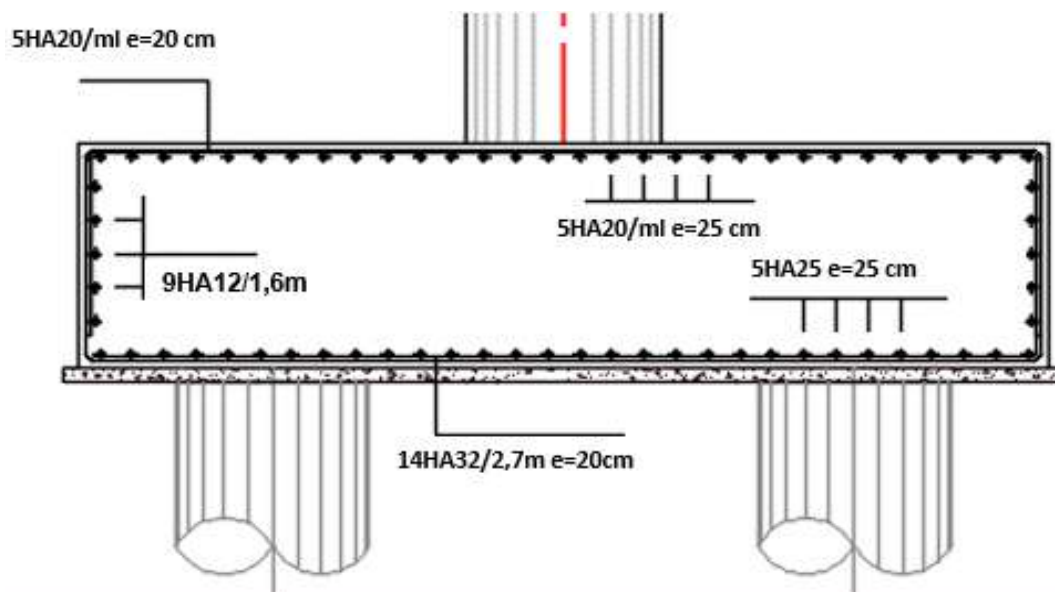


Figure : ferraillage de la semelle culée

